

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



LUG/AGO 2024



RIVISTA BIMESTRALE
PER LA DIFFUSIONE
DELLA CULTURA DELL'ACCIAIO

COSTRUZIONI METALLICHE

IIS DA SEMPRE AL SERVIZIO DELL'INDUSTRIA



**ISTITUTO ITALIANO
DELLA SALDATURA**

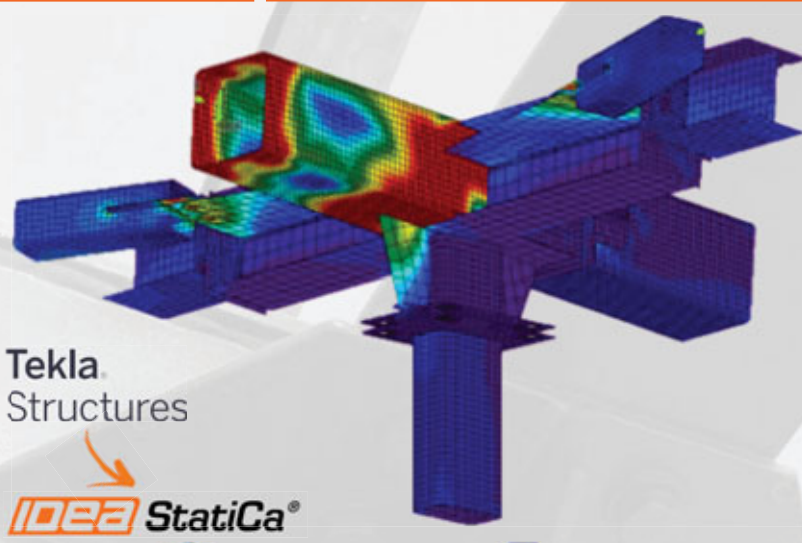
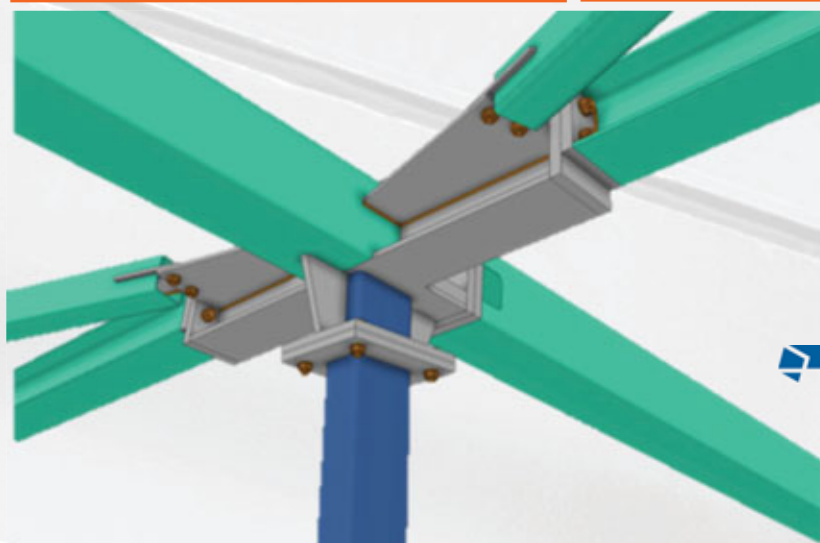
IDEA StatiCa® Connection

SOFTWARE LEADER MONDIALE PER LA VERIFICA FEM IN CAMPO NON LINEARE DI CONNESSIONI IN ACCIAIO ATIPICHE E COMPLESSE

Progetto di riqualificazione della stazione "Gare Thiers-Est" di Nizza

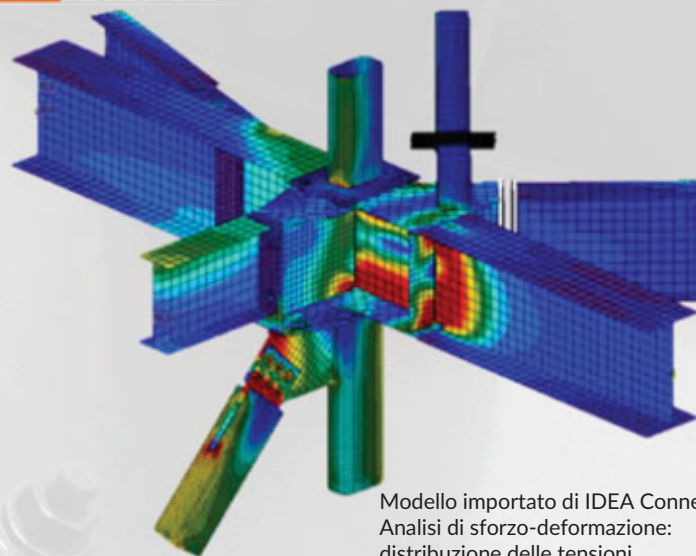
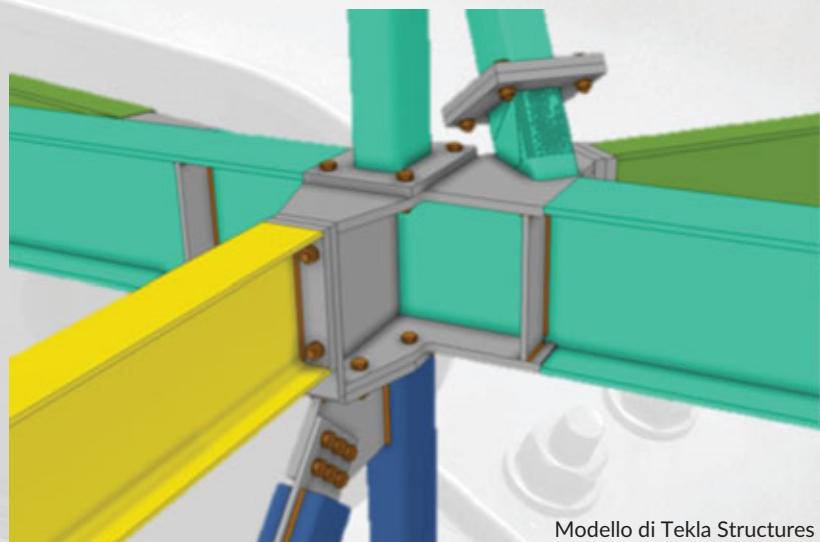
Progetto architettonico: Studio Libeskind e Fevrier Carre Architectes, landscape architect Jean Mus

Cliente: Compagnie de Phalsbourg | Progetto strutturale: CE-N Civil Engineering Network



Tekla Structures

IDEA StatiCa®



Modello di Tekla Structures

Modello importato di IDEA Connection
Analisi di sforzo-deformazione:
distribuzione delle tensioni

PROVA GRATIS LA VERSIONE COMPLETA DEL SOFTWARE

EISEKO

Software for building

www.eiseko.it



**SCANSIONA IL QR CODE E SCOPRI
L'OFFERTA RISERVATA AI LETTORI**

EISEKO COMPUTERS S.r.l.

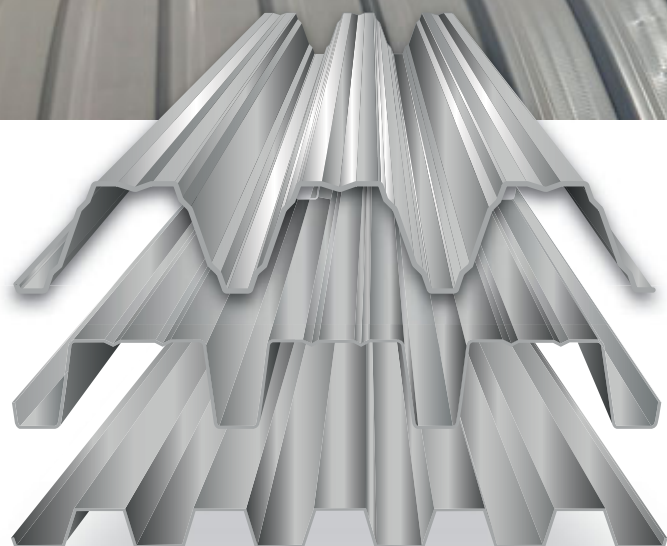
Viale del Lavoro 22/D, 37036 San Martino B. A. (VR)
+39 045 80 31 894

idea@eiseko.it



unimetal.net

LASTRE SOLAI COPERTURE RIVESTIMENTI



LA PIÙ AMPIA E COMPLETA GAMMA

Produzione e vendita di coperture metalliche, lamiere grecate per coperture, lastre solaio, pannelli coibentati per rivestimenti e coperture, pannelli curvi coibentati e pannelli in lana di roccia.

Per informazioni visita www.unimetal.net

www.unimetal.net

Torre San Giorgio (CN) - Via Circonvallazione Giolitti, 92 - Numero Verde 800 577385 - unimetal@unimetal.net



Tekla® Structures

Il software BIM per la
PROGETTAZIONE
COSTRUTTIVA

I piani subscription



Tekla Structures Carbon

Per la visualizzazione e la collaborazione.

Consigliato a chi ha necessità di consultare i modelli e gestire le informazioni.



Include Trimble Connect Business Premium e Tekla Model Sharing



Tekla Structures Graphite

Per la modellazione e la documentazione progettuale.

Consigliato a chi gestisce progetti fino al dettaglio esecutivo.

Include tutti i benefici della configurazione **Carbon**.



Include Trimble Connect Business Premium e Tekla Model Sharing



Tekla Structures Diamond

Per la modellazione e la documentazione costruttiva.

Consigliato a chi gestisce progetti fino al costruttivo.

Include tutti i benefici della configurazione **Graphite**.



Include Trimble Connect Business Premium e Tekla Model Sharing



Rivenditore unico per l'Italia

since 1990

HARPACEAS
Your digital partner

Viale Richard 3A - 20143 MILANO
Tel. 02 891741 - harpaceas.it





Straus7[®] L'eccellenza
FEM
accessibile.
www.hsh.info
Nativo Non-Lineare



Calcolo strutturale ad elementi finiti al vero secondo NTC 2018, EC2 e EC3
Nessun limite pratico al calcolo strutturale

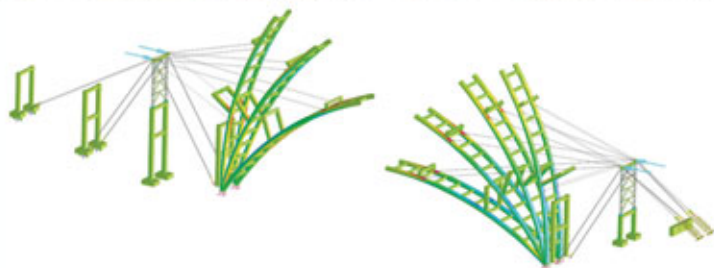


PONTE LA JOYA IN PERU



CLIENTE: Governo regionale di Arequipa, Perù
PROGETTO ESECUTIVO STRUTTURE METALLICHE: Cons. Ing. Arequipa - Cesma Ingenieros
APPALTATORE PRINCIPALE: Consorzio La Joya II
PROGETTO COSTRUTTIVO ARCO E IMPALCATO METALLICO: Cimolai S.p.A.
PROGETTO DI MONTAGGIO ARCO E VARO IMPALCATO: Cimolai S.p.A.
PROGETTO PORTALI DI PRONAZIONE E ATTREZZATURE DI VARO: Cimolai S.p.A.
FORNITURA E MONTAGGIO CARPENTERIA: Cimolai S.p.A.
CONTROLLORE DEL PROGETTO DI MONTAGGIO: JNR CONSULTORES S.A., Perù

Nel sud del Perù la Cimolai S.p.A. ha realizzato il nuovo ponte ad arco a via superiore in carpenteria metallica in prossimità della città di Arequipa. L'arco, in tubo di diametro 2250mm, copre una luce da imposta a imposta di 175m, mentre con undici campate di 35m e 28m il viadotto superiore a sezione trapezia mista acciaio-clc, copre una luce di complessivi 371m. Mediante il software Straus7 è stato eseguito il modello FEM globale a stage con elementi beam che ha permesso di verificare tutte le fasi di montaggio degli archi rampanti in verticale, della spettacolare pronazione degli stessi e del varo sempre per stage dell'impalcato metallico. Con la tecnica degli stages, nativa in Straus7 e qui utilizzata con solutore non lineare, è stato possibile prevedere con precisione e poi riscontrare dal cantiere le deformate progressive con pieno controllo delle evolte delle sollecitazioni e delle tensioni. Il progetto dei numerosi dettagli è stato condotto con modelli FEM locali realizzati mediante elementi plate, caricati con sollecitazioni estratte del modello globale grazie al tool "sub modeling".



Testo, foto e immagini del modello di calcolo per gentile concessione di Cimolai S.p.A.

Distributore esclusivo
per l'Italia del codice
di calcolo **Straus7**



HSH srl - Tel. 049 663888
Fax 049 8758747
www.hsh.info - straus7@hsh.info

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
 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 Isolcomit Srl, Legnaro (PD), Italia
 GIOVANNI METELLI University of Brescia, Italia
 EMIDIO NIGRO Università di Napoli "Federico II", Italia
 VINCENZO PILUSO 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
 MARCO SIMONCELLI "Politecnico" di Milano, Milano, 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,
 CLAUDIO BERNUZZI "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
 RENATO MORGANTI Università degli Studi dell'Aquila, 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 SIMERO 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 - C/CAA Milano REA n° 1939256

UFFICIO ABBONAMENTI: CTA Collegio Tecnico dell'Acciaio,
 20129 Milano, Viale dei Mille, 19
 tel. 02 784711; costruzionimetalliche@ctanet.it
 http://www.collegiotecniciacciaio.it/costruzionimetalliche/

CONCESSIONARIA PUBBLICITÀ:

Agicom srl, Viale Caduti in Guerra, 28,
 00060 Castelnuovo di Porto (RM)
 Tel. +39 069078285 | www.agicom.it
 Domenica Cipriani | 380 7544576 | domeniacipriani@agicom.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 2020 (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 settembre 2024

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 LXXVI

LUG-AGO 2024

 www.facebook.com/CMrivista

costruzionimetalliche@ctanet.it

In copertina: *Vista esterna della facciata e della tensostruttura a sostegno della copertura del "New Administrative Capital Stadium" al Cairo - Egitto*



9	EDITORIALE GIOVANNI COSTA	CARI AMICI LETTORI
12	REALIZZAZIONI MASSIMO MAJOWIECKI, STEFANO PINARDI, GIOVANNI BERTI, ELISA SAMMARCO, GIULIANO ALOISIO, MONICA MINGOZZI	IL NUOVO STADIO DEL CAIRO: COPERTURA SOSPESA E TRIBUNE
24	REALIZZAZIONI ALESSANDRO CATANZANO	IL MONTAGGIO DEL NUOVO PONTE DRINI A KUKËS (Albania)
32	REALIZZAZIONI MAURO EUGENIO GIULIANI	FERRERO TECHNICAL CENTER – ALBA
39	INGEGNERIA MATTEO CONT, MICHEL FALTZ,	SUSTAINABLE BRIDGE DESIGN IN THE ERA OF INDUSTRY 4.0
50	RICERCA LORENZO RAFFAELE, LUCA BRUNO, ELISABETTA COLUCCI	LA MAPPA DEI VENTI ESTREMI ITALIANI: TRENT'ANNI DOPO
59	INGEGNERIA VITTORIA LAGHI, GIADA GASPARINI, MICHELE PALERMO, TOMASO TROMBETTI	LA STAMPA 3D METALLICA DI GRANDI DIMENSIONI PER UNA NUOVA GENERAZIONE DI SOLUZIONI STRUTTURALI AD ALTA EFFICIENZA
66	RICERCA FABRIZIO ASCIONE, FRANCESCO ESPOSITO, GIACOMO IOVANE, DIANA FAIELLA, BEATRICE FAGGIANO, ELENA MELE	SISTEMI STRUTTURALI SOSTENIBILI ED EFFICIENTI PER EDIFICI ALTI: EDIFICI IN LEGNO E IBRIDI ACCIAIO-LEGNO IN RIFERIMENTO AD UN CASO STUDIO
85	ARCHITETTURA SERENA GIORGI	COSTRUIRE NEL COSTRUITO. CONTINUITÀ FORMALE E INNOVAZIONE TECNOLOGICA
99	EUROCODICI E NORMATIVE FEDERICO M. MAZZOLANI, ALBERTO MANDARA	L'EUROCODICE 9 DI SECONDA GENERAZIONE SULLE STRUTTURE IN ALLUMINIO
105	EUROCODICI E NORMATIVE DARIO AGALBATO	NUOVO REGOLAMENTO PRODOTTI DA COSTRUZIONE
112	ACCIAIO E FUOCO FRANCESCO SAVERIO CIANI, LINDA CAIRA	STORIA DELLA RESISTENZA AL FUOCO DELLE STRUTTURE: DALL'APPROCCIO PRESCRITTIVO AL PRESTAZIONALE
119	CULTURA DELLE COSTRUZIONI METALLICHE MATTEO ABITA, DANILO DI DONATO, ALESSANDRA TOSONE, RENATO MORGANTI	TUBI IN ACCIAIO SENZA SALDATURA PER EDIFICI A STRUTTURA METALLICA. SPERIMENTAZIONI E BREVETTI DELLA DALMINE 1906-1976.
131	AcelorMittal, abaGRIGLIATI, CSI Italia, CSPFea, Dlubal, EISEKO, HEMPEL, INNOVATIONS, NORD-LOCK, PPG, TOKBO, KRABO	XXIX CONGRESSO CTA MILANO 26-28 SETTEMBRE 2024 GLI SPONSOR

XXIX Congresso CTA

MILANO, 26-28 SETTEMBRE 2024

INGEGNERIA E ARCHITETTURA DELLE STRUTTURE METALLICHE: NUOVE SFIDE TRA SICUREZZA, SOSTENIBILITÀ E DIGITALIZZAZIONE



Il XXIX Congresso CTA si terrà a MILANO, nella prestigiosa cornice del Centro Congressi Fondazione Cariplo, nei giorni 26 e 27 Settembre 2024.

La mattina del 28 Settembre, presso il Campus Leonardo del Politecnico di Milano, si terranno due corsi di formazione rivolti ai professionisti.

Le tematiche affrontate sono tutte quelle tipiche della attività di ricerca teorica e sperimentale sulle costruzioni in acciaio e tutti gli aspetti riguardanti la progettazione architettonica e strutturale.

Con il contributo di



Con il patrocinio di



Tutte le informazioni sono reperibili sul nostro sito

www.collegiotecniciacciaio.it



Ing. Giovanni Costa
Steel Project Engineering S.r.l.

Cari Colleghi e Amici,

ringrazio innanzitutto il CTA per l'invito a scrivere l'editoriale di questo numero di Costruzioni Metalliche, rivista che rappresenta per tutti noi specialisti dell'acciaio un punto di riferimento consolidato.

Approfitto di questo spazio per alcune riflessioni che riguardano nello specifico il mondo della professione, nel quale opero oramai da più di vent'anni, ed il mondo delle costruzioni in generale: spero che mi perdoniate se queste riflessioni, per una volta, non sono focalizzate su progetti realizzati, su aspetti tecnici di dettaglio o sugli ultimi aggiornamenti normativi ma piuttosto su quello che in maniera più estesa riguarda la nostra categoria.

Viviamo una congiuntura eccezionale in cui si è sovrapposta la voglia di ripresa post-Covid (declinata attraverso interventi straordinari in ambito edilizio come il bonus 110%, oppure in quello infrastrutturale come il PNRR) al necessario e massiccio intervento di ristrutturazione e messa in sicurezza della rete stradale e ferroviaria nazionale. L'estemporaneità di alcuni provvedimenti unita ad una programmazione ambiziosa, per usare un eufemismo, di messa a terra di tali investimenti si è trasformata per il mondo dell'ingegneria strutturale in una vera e propria "valanga" di incarichi, gare e prestazioni progettuali da gestire e svolgere in "tempo zero". Se aggiungiamo l'ennesima riforma del codice degli appalti e l'introduzione dell'obbligo della modalità BIM negli appalti pubblici, analizzando a mente fredda la situazione, ci rendiamo conto a quale Stress Test è stata sottoposta la categoria in questi ultimi anni.

La mia riflessione non è incentrata su queste criticità, che la nostra professione ciclicamente in forma più o meno acuta ci propone, ma piuttosto su quello che è il ruolo dell'Ingegneria e soprattutto dell'Ingegnere in questo delicato frangente e su quello che dovrà assumere nei prossimi anni. Dopo un decennio caratterizzato dalla scarsità di lavoro e dall'atteggiamento di prevaricazione che Committenze e imprese di costruzioni hanno esercitato sulla categoria (la quale non ha certo brillato per spirito di corpo o capacità di lobby), la figura dell'Ingegnere, in particolare lo strutturista, ha perso l'autorevolezza e la referenzialità che la società un tempo gli riconosceva. Sarebbe semplice sottolineare che a fronte di un incremento sempre maggiore dei contenuti progettuali e delle prestazioni richieste, del livello di responsabilità che viene delegata al progettista (a fronte spesso di input carenti per ragioni economiche e di tempistiche), del costo sempre maggiore della strumentazione tecnologica necessaria per lo sviluppo progettuale, a fronte di tutto questo non c'è stato alcun adeguamento del riconoscimento economico del tariffario progettuale. L'aspetto che a mio giudizio è la conseguenza più preoccupante dello svilimento professionale dell'Ingegnere è quello che in maniera provocatoria definisco "perdita di vocazione" nei nostri ragazzi: lo strutturista oramai è visto come un ruolo faticoso e scomodo, che richiede fra università e avvio della carriera lavorativa anni e anni di fatica intellettuale e stenti economici prima di ottenere qualche risultato tangibile. Tutti noi professionisti tocchiamo con mano ogni giorno questa significativo calo di laureati nel settore, nel preciso momento in cui sarebbe ►

necessario strutturare gli organici non troviamo giovani risorse e nuove leve a cui trasmettere le nostre competenze, esperienze e soprattutto passione.

Questo editoriale non vuole avere una vena pessimistica, non è nelle mie corde, vuole bensì aprire una discussione con tutti gli stimati colleghi ed amici che compongono questa platea per individuare collegialmente una soluzione a quella che sarà la vera problematica e sfida dei prossimi anni. Spetta a noi professionisti trovare la via per restituire centralità alla nostra figura, in un mondo che inevitabilmente andrà sempre più verso l'informatizzazione del calcolo strutturale e l'utilizzo dell'intelligenza artificiale. Tuttavia in questo percorso non dovremo tralasciare di infondere nei giovani futuri ingegneri la passione per la Professione più bella che possa esistere, quella capace di interpretare le forze della natura e rendere sicure le costruzioni anche nelle forme sempre più sfidanti che l'architettura contemporanea ci richiede.

Il ruolo dell'Ingegnere Strutturista, ed in particolare del Progettista dell'Acciaio, deve tornare ad attrarre i giovani studenti e lo potrà fare solo se saremo in grado di trasmettere l'entusiasmo che ci ha contraddistinto in questi anni, creando vere e proprie scuole di progettazione e rendendo l'Università sempre più permeabile e comunicante con l'ambito lavorativo. Anche le associazioni di categoria dovranno farsi promotrici di questa spinta promozionale soprattutto nei confronti del legislatore, per far comprendere che la "centralità del progetto" non è solo uno slogan da sventolare ad ogni riforma del codice appalti bensì un obiettivo cruciale per assicurare la riuscita dello sforzo di ammodernamento in corso nel nostro paese: solo accompagnando con il dovuto riconoscimento economico lo sforzo formativo richiesto all'Ingegnere Strutturista per gestire la complessità dei progetti riusciremo a far tornare attrattiva alle nuove leve la nostra Professione!

Il contributo che questa rivista fornisce alla causa è importante, insieme alle molteplici attività formative e congressuali organizzate, ma servirà aumentare lo sforzo divulgativo in tutti gli ambiti possibili per far sì che la progettazione delle strutture in acciaio abbia il risalto che merita fra le discipline professionali.

Con la speranza di poter ritagliare uno spazio di confronto su queste cruciali tematiche anche al prossimo Congresso CTA, rivolgo a tutti un caro saluto.

informazione
giornaliera
per il professionista



Gazzetta di ingenio è una Newsletter giornaliera che viene inviata durante la settimana e dà evidenza ad alcuni dei principali articoli/notizie pubblicati sul portale ingenio.

Esce la mattina ed è spedita agli utenti registrati al portale.

Vista la sua diffusione e quotidianità, è **lo strumento ideale per promuovere eventi**, oppure annunciare l'uscita di **nuove tecnologie**.

La Gazzetta di ingenio è uno degli strumenti con cui ingenio comunica al suo pubblico di specialisti. Guarda un esempio - <https://bit.ly/2lQCLsP> oppure scopri di più su ingenio-web.

Publicizza la tua azienda su

COSTRUZIONI METALLICHE

C
T
A
COLLEGIO
DEI TECNICI
DELL'ACCIAIO



AGICOM
ADVERTISING SALES & COMMUNICATION AGENCY

Concessionaria
di pubblicità
per questa rivista

Tel 06.9078285 - Cell 346.7588821
comunicazione@agicom.it
www.agicom.it

IL NUOVO STADIO DEL CAIRO: COPERTURA SOSPESA E TRIBUNE

THE NEW CAIRO STADIUM: SUSPENDED ROOF AND STANDS

Massimo Majowiecki, Stefano Pinardi, Giovanni Berti*, Elisa Sammarco, Giuliano Aloisio, Monica Mingozi

MJW Structures

Il nuovo Egyptian Army Stadium è stato costruito nella Egypt International Olympic City in Cairo, Egitto. La capacità dello stadio è di 93.000 posti coperti con una superficie di copertura pari a 45.000 m². Il progetto dell'edificio rispetta i requisiti necessari per ospitare la fase finale dei mondiali di calcio e include inoltre una pista di atletica secondo gli standard IAAF per le competizioni internazionali. Il concept architettonico ha portato a un elemento iconico che caratterizza lo skyline del luogo. La struttura è composta da un anello circolare di funi supportato da 32 piloni che sorreggono la copertura a forma di onda composta da 64 travi reticolari radiali. Questo schema statico permette di unire l'efficienza con il valore estetico richiesto dal cliente, in accordo con le precedenti esperienze progettuali del team MJW Structures. Ogni tensostruttura radiale è composta da una colonna principale, due tiranti esterni, una fune portante e una stabilizzante collegate all'anello di funi interno. Le travi reticolari radiali sono supportate dalle colonne sul lato esterno e dalla tensostruttura sul lato interno. Fin dalle prime fasi del concept strutturale è stata valutata la procedura di *big lift* della tensostruttura e il comportamento aerodinamico della copertura e delle funi è stato testato nella galleria del vento RWDI a Milton Keynes (Regno Unito).

The New Egyptian Army Stadium was built in the Egypt International Olympic City in Cairo, Egypt. Stadium capacity is of 93,000 covered seats with a roof surface of 45.000 m². The building design fulfil the requirements necessary to host a FIFA World Championship final phase and there is also an athletics track meeting the IAAF standards for international competitions. The basic architectural concept is to create an iconic element that can characterize the skyline of the place that is a significant part of the overall development of this sports area. The structural solution has been reached with a tension circular ring supported by 32 pylons that hang the wave shaped roof composed by 64 lattice girders. That static scheme allows to merge efficiency with aesthetic value required by the client in agreement with the previous design experiences of the MJW Structures team. Each radial tension structure is composed by one main column, two outer stays, one inner bearing cable and one inner stabilizing cable connected with the inner tension ring. The radial lattice girders are supported by the columns at the external side and by the tension structure in the inner side. The structural concept has considered erection procedure since earlier phases; erection procedure has been performed with a big lift operation of the inner cable ring with 32 flying jacks and the aerodynamic behaviour of the roof and cables tested in RWDI wind tunnel in Milton Keynes (UK).

1. INTRODUZIONE

Il nuovo complesso Capital Sport City si trova nella parte sud-occidentale della città del Cairo, lungo l'asse est-ovest della strada Ain El Sokhna, attraversando la Strada Anulare Regionale. L'area di intervento, ancora in fase di sviluppo, è stata scelta per la realizzazione del villaggio sportivo per la nuova capitale.

Il progetto fa parte di un piano di sviluppo in corso più ampio che include la realizzazione di varie strutture all'interno del complesso della nuova città sportiva, circondate da una rete stradale principale e collegate alla città e alla futura rete ferroviaria. Il progetto proposto è integrato nel masterplan generale, che è stato precedentemente progettato delineando la futura conformazione di quest'area, focalizzata sulla versatilità dello stadio e delle sue varie attività correlate.

*Corresponding author. Email: giovanni.berti@majowiecki.com

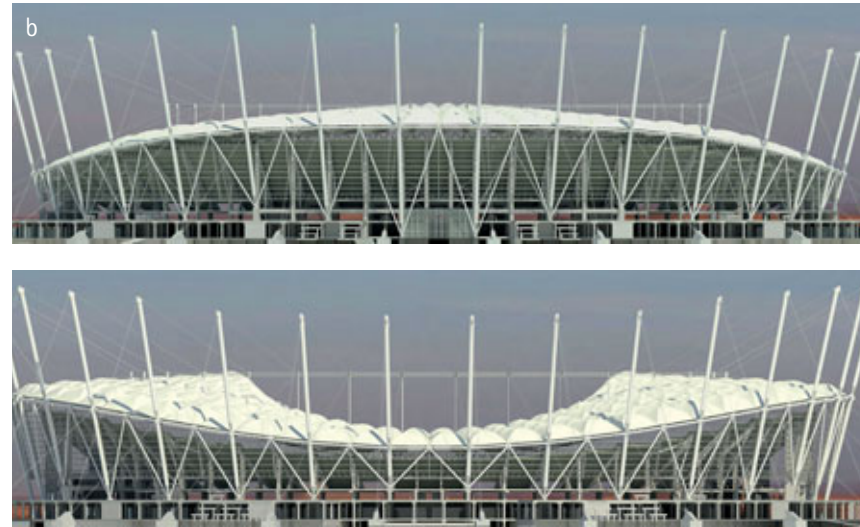
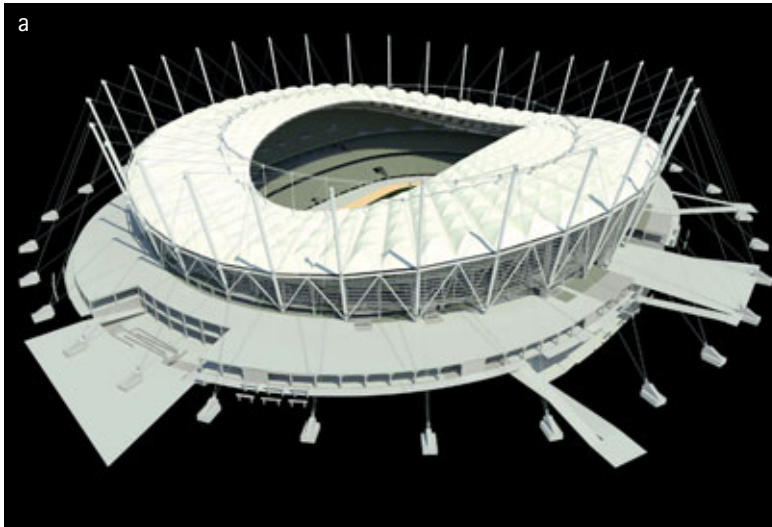


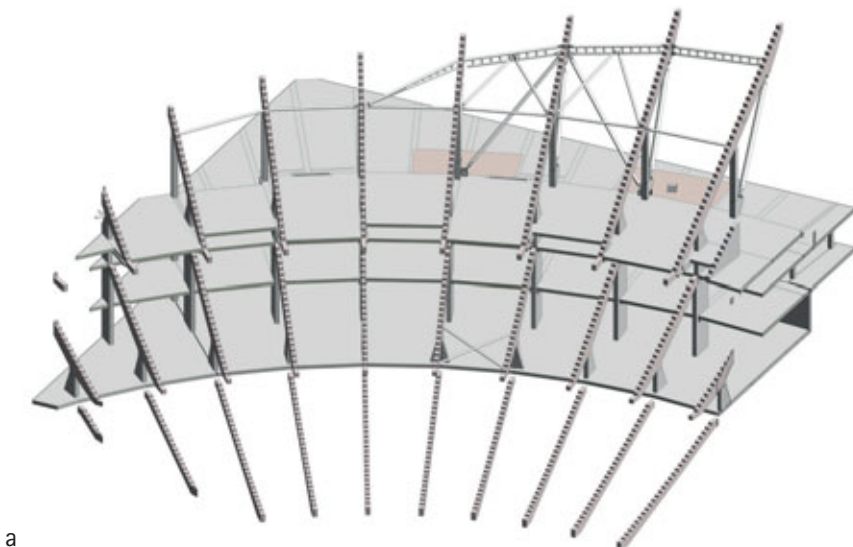
Fig. 1: a) Vista renderizzata in assonometria; b) Viste renderizzate in prospettiva

Il piano di sviluppo generale per il complesso della città sportiva definisce la posizione di una serie di strutture sportive e attività ricreative-sociali, che fanno parte di un sistema unico legato all'allenamento amatoriale e professionale, con il cuore rappresentato dallo stadio di calcio e atletica che può ospitare sino a 93.000 spettatori (figura 1).

Lo studio MJW Structures ha seguito la progettazione strutturale preliminare, definitiva ed esecutiva delle fondazioni e tribune in calcestruzzo armato, della struttura in acciaio di copertura e della struttura a supporto del rivestimento di facciata laterale (figura 2).



Fig. 2: Vista esterna ed interna del nuovo stadio realizzato



a

b

Fig. 3: a) Vista assonometria del modello geometrico strutturale delle tribune, b) Vista della singola trave portagradoni



Fig. 4: Immagine delle tribune realizzate in cantiere

2. SISTEMA STRUTTURALE

2.1. Strutture delle tribune

La struttura principale delle tribune in elevazione è stata costruita con telai in cemento armato gettato in opera, le raker e i gradoni sono prefabbricati mentre le fondamenta gettate su pali. La zona di catino in cui si trova la tribuna è divisa in 8 settori separati l'uno dall'altro da giunti scorrevoli.

I telai, hanno una separazione in pianta di circa 12 metri e sono distribuiti su 68 allineamenti orientati radialmente, con 4 diversi centri geometrici, secondo la geometria definita dalla superficie del catino.

La struttura dei telai è formata da colonne e travi che supportano i solai costituiti da lastre prefabbricate in cemento armato precompresso a sezione cava (figura 3). Il telaio radiale tipico segue il profilo del catino e sostiene le raker prefabbricate, le scale e i gradoni; le raker hanno lunghezza e altezza variabili per seguire la curva di visibilità ottimale, raggiungendo il valore C richiesto per ogni seduta (figura 4). La stabilità globale, sotto le azioni del vento e del sisma, è garantita dalla rigidità orizzontale dei blocchi delle scale e dalle pareti di taglio.

2.2. Strutture di copertura e facciata

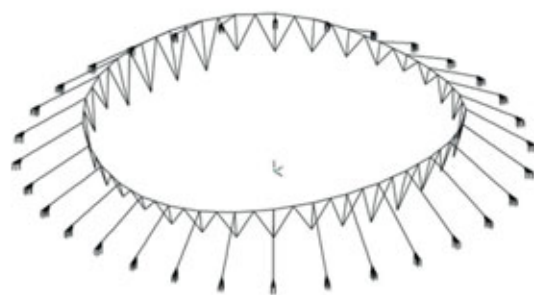
Il sistema strutturale adottato per la copertura del nuovo Stadio Olimpico al Cairo appartiene alle cosiddette tipologie strutturali leggere, un concetto di design particolarmente adatto alla progettazione di coperture di grande luce come in questo caso. Infatti, uno stadio con una capacità di 90.000 spettatori richiede generalmente una copertura con dimensioni trasversali e longitudinali dell'ordine di 300 m o più, la superficie è di 45.700 m² e il rivestimento laterale è di 19.700 m² (figura 5).

In accordo con il progetto architettonico, il sistema strutturale della copertura consiste nei seguenti elementi (figura 6):

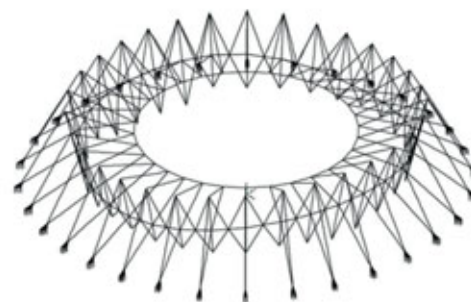
- Un sistema tensostrutturale principale i cui elementi sono:
 - o Un anello di funi interno;
 - o 32 cavi portanti radiali, interni ed esterni;
 - o 32 cavi stabilizzanti radiali, interni ed esterni;
 - o 32 pilastri tubolari di diversa altezza;
 - o 32 pendini tubolari agenti sia in compressione che in trazione.
- Un sistema strutturale secondario formato da:
 - o 64 travi reticolari spaziali a semplice appoggio disposte radialmente, seguendo la forma ondulata della superficie di copertura, interconnesse da una trave circolare anch'essa realizzata con una reticolare spaziale;
 - o 64 pannelli di membrana.



Fig. 5: Sezione strutturale sull'asse est-ovest



Anello esterno e controventi a V



Tensostruttura principale e anello esterno



Travi radiali secondarie



Anello inferiore reticolare

Fig. 6: Sistema strutturale della copertura

La separazione tra sistema resistente primario e secondario aumenta l'affidabilità strutturale, la risposta a doppio effetto alle azioni di carico dirette verso il basso e verso l'alto (ad esempio il vento) offre un maggior grado di robustezza alle azioni di carico accidentali e consente una procedura di montaggio più semplice.

Le colonne che supportano la copertura hanno una separazione tangenziale di circa 24 m lungo il perimetro del cerchio di riferimento che identifica la geometria dei punti di supporto; inoltre i piloni portanti hanno altezze variabili e le travi radiali hanno dimensioni diverse seguendo la forma ondulata della superficie di copertura.

Le 64 travi supportano i pannelli della membrana translucida a doppia curvatura, realizzati in tessuto di poliestere rivestito su entrambi i lati con PVDF.

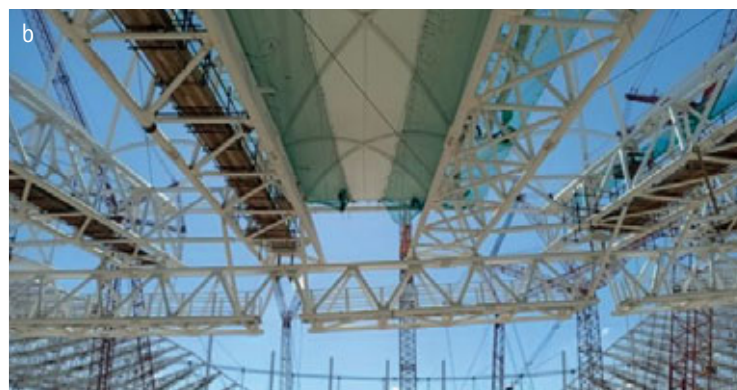
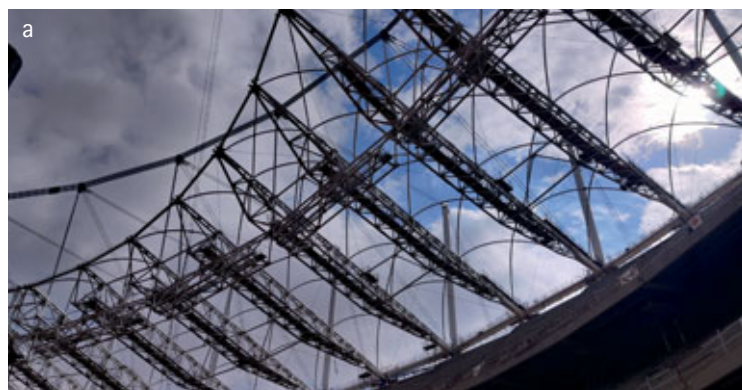


Fig. 7: a) Travi radiali principali; b) trave reticolare anulare

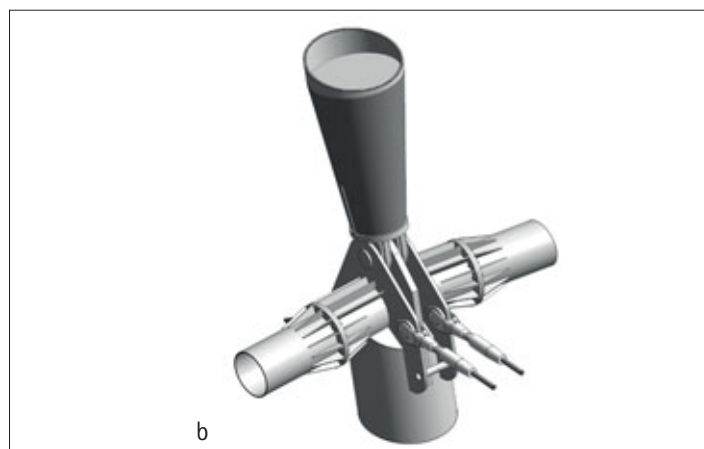
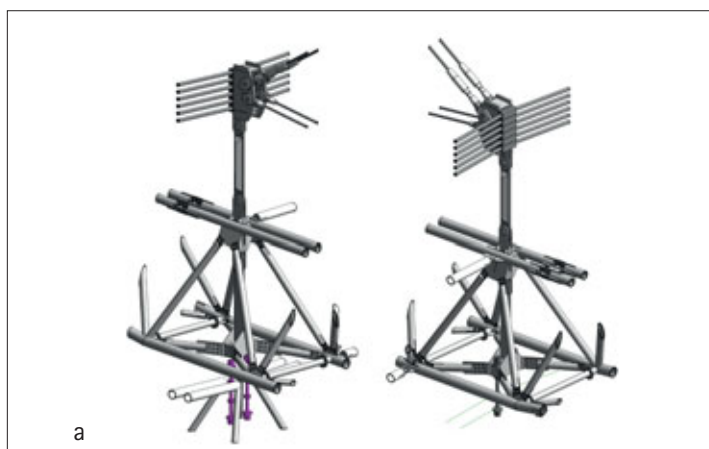


Fig. 8: a) Dettaglio di appensione delle travi secondarie radiali, b) Cerniera intermedia nel pilone

Ogni tensostruttura radiale è composta da una colonna principale, cavi portanti e stabilizzanti esterni e cavi portanti e stabilizzanti interni collegati all'anello di funi. Ogni coppia di tensostrutture radiali è mutuamente controventata da montanti e diagonali. Le travi reticolari radiali sono supportate dalle colonne sul lato esterno e dalla tensostruttura sul lato interno mediante un pendino a sezione circolare cava (CHS) come illustrato in figura 8.

Lo schema statico tipico della trave reticolare è una trave semplicemente appoggiata con una parte a mensola. È utile distinguere le travi radiali in principali e secondarie. Le travi radiali principali sono appese direttamente pendini (figura 7a e figura 9)), mentre le travi secondarie sono supportate dal travi reticolari anulari.

La trave reticolare anulare è sospesa alle travi principali nei giunti dei tiranti interni (figura 7 b), supporta le travi secondarie e collega rigidamente il sistema delle travi radiali nelle direzioni trasversale e verticale.

La copertura è realizzata con pannelli di tessuto composito in poliestere rivestito su entrambi i lati con PVDF, tensionati e supportati da archi secondari (con una spaziatura di circa 5 m) come mostrato in figura 10). Il rivestimento laterale è composto da pannelli polimerici supportati da una struttura reticolare in acciaio (figura 11)).

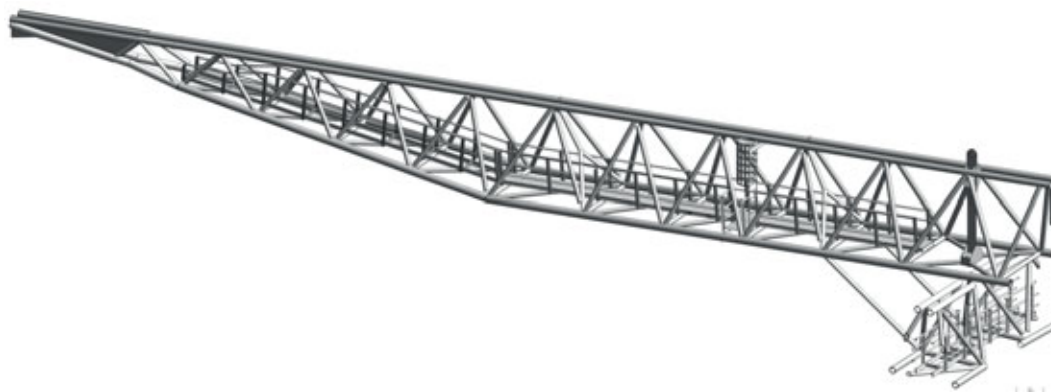


Fig. 9: Disegno tridimensionale della trave reticolare radiale



Fig. 10: a) Membrana, b) Archi di supporto



Fig. 11: Rivestimento laterale dello stadio

3. ANALISI STRUTTURALE

3.1. Strutture di copertura

L'analisi strutturale della struttura di copertura mediante modello di calcolo matematico ha seguito i seguenti passaggi:

- Definizione della configurazione dello Stato 0 della copertura a struttura tesa sotto l'applicazione delle forze di pretensione e dei carichi permanenti;
- Analisi elastica geometrica non lineare della struttura globale per valutare gli effetti delle azioni di progetto permanenti e variabili (carichi vivi gravitazionali, azione del vento, azione termica);
- Analisi dinamica elastica lineare per valutare la caratterizzazione dinamica della struttura (frequenze naturali e forme modali correlate) e gli effetti delle azioni sismiche di progetto;
- Test in galleria del vento su un modello rigido in scala e valutazione delle condizioni di carico equivalenti da applicare al modello di calcolo;
- Verifiche di resistenza e stabilità degli elementi strutturali in acciaio.

3.1.1 Definizione dello Stato 0

Considerando le condizioni al contorno (punti di ancoraggio esterni e coordinate della sommità dei piloni), insieme all'assunzione progettuale di un anello di funi circolare in grado di sostenere le strutture della copertura, è stata eseguita una sequenza di ottimizzazione della ricerca della forma ottenendo la configurazione di "Stato 0" che garantisce un adeguato livello di pretensione. Successivamente, il sistema strutturale identificato come stato iniziale è stato caricato per trovare lo stato finale di tensione e deformazione per tutte le combinazioni di carico (figura 12).

3.1.2. Analisi statica non lineare

L'analisi statica non lineare tiene conto della rigidità geometrica degli elementi, dei grandi spostamenti e degli effetti p-delta delle forze assiali. I valori ottenuti dal modello matematico sono stati validati con calcoli semplificati utilizzando un modello schematico della struttura.

Di seguito sono riportate le forze teoriche negli elementi di in telaio radiale per la combinazione principale agli Stati Limite Ultimi (1,2 D + 1,6 L_r + 0,8 W) in accordo con l'Egyptian Building Code:

Forza verticale nel pendino: $F = 3043 \text{ kN}$

Forza assiale nei cavi portanti interni: $S_{\text{inner,bearing}} = F/\sin(30^\circ) = F/0.5 = 6086 \text{ kN}$

Componente radiale della forza: $F_{\text{rad}} = S_{\text{inner,bearing}} \cos(30^\circ) = S_{\text{inner,bearing}} 0,866 = 5271 \text{ kN}$

Forza assiale nel pilone dovuta all'appensione della copertura: $N_{\text{pylon}} = 9090 \text{ kN}$

Forza assiale nell'anello di funi: $N_{\text{ring}} = 0,5 \times F_{\text{rad}} / \cos(168,27/2) = 25792 \text{ kN}$

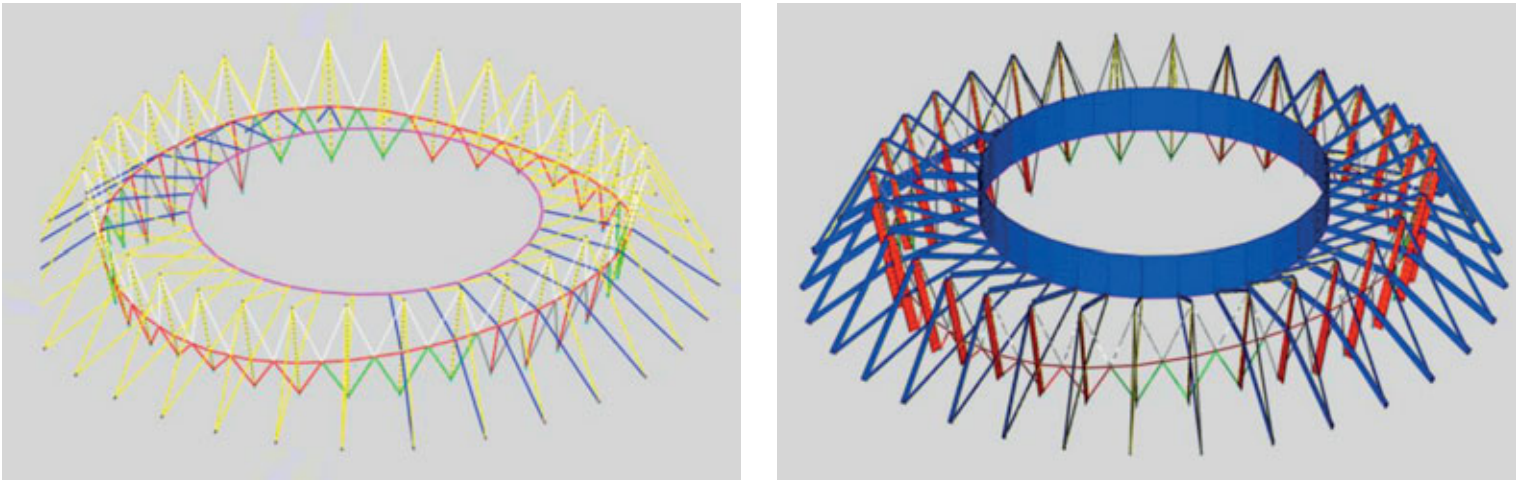


Fig. 12: Configurazione stato 0: vista globale a diagramma degli sforzi assiali

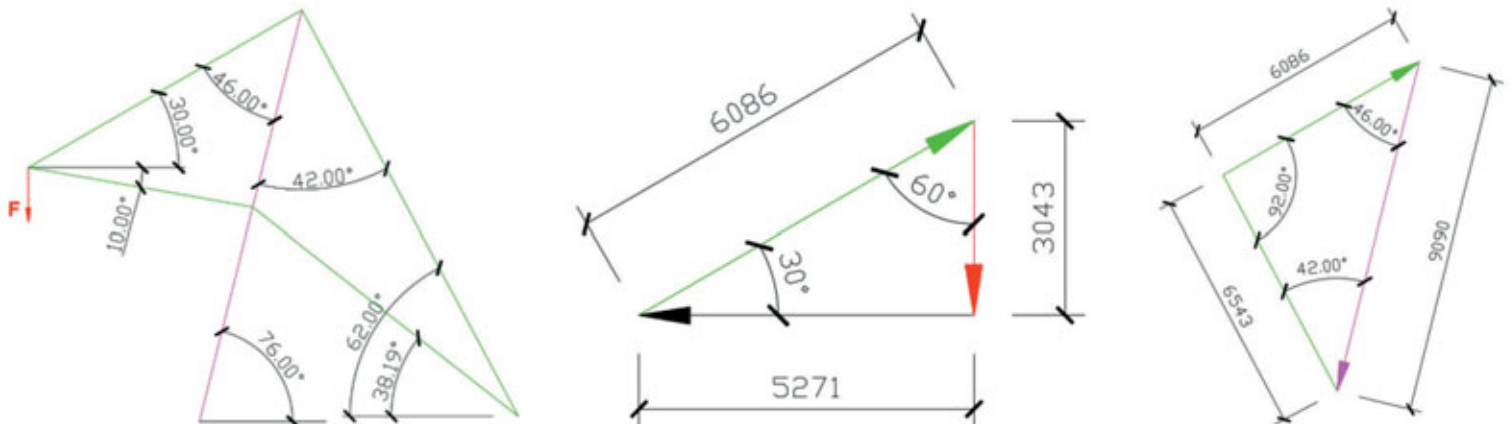


Fig. 13: Componenti delle forze per la validazione del modello matematico

I valori delle forze nel modello matematico hanno un incremento rispetto al modello di validazione a causa di una forza di precompressione residua nei cavi di stabilizzazione. Considerando anche questo contributo la nuova forza radiale risulta essere $F'_{rad} = 5271 + 1257 \cos(10) = 6509$ kN e la forza assiale nell'anello di funi $N'_{ring} = 0,5 \times F'_{rad} / \cos(168,27/2) = 31850$ kN, quindi i risultati del modello di calcolo si considerano validati (figura 14).

Gli spostamenti strutturali sotto l'azione dei carichi permanenti e variabili sono stati verificati in base alle limitazioni proposte dai codici in modo da assicurare la resa estetica evitando nello stesso tempo fenomeni di ponding dovuti all'accumulo di acqua piovana (figura 15).

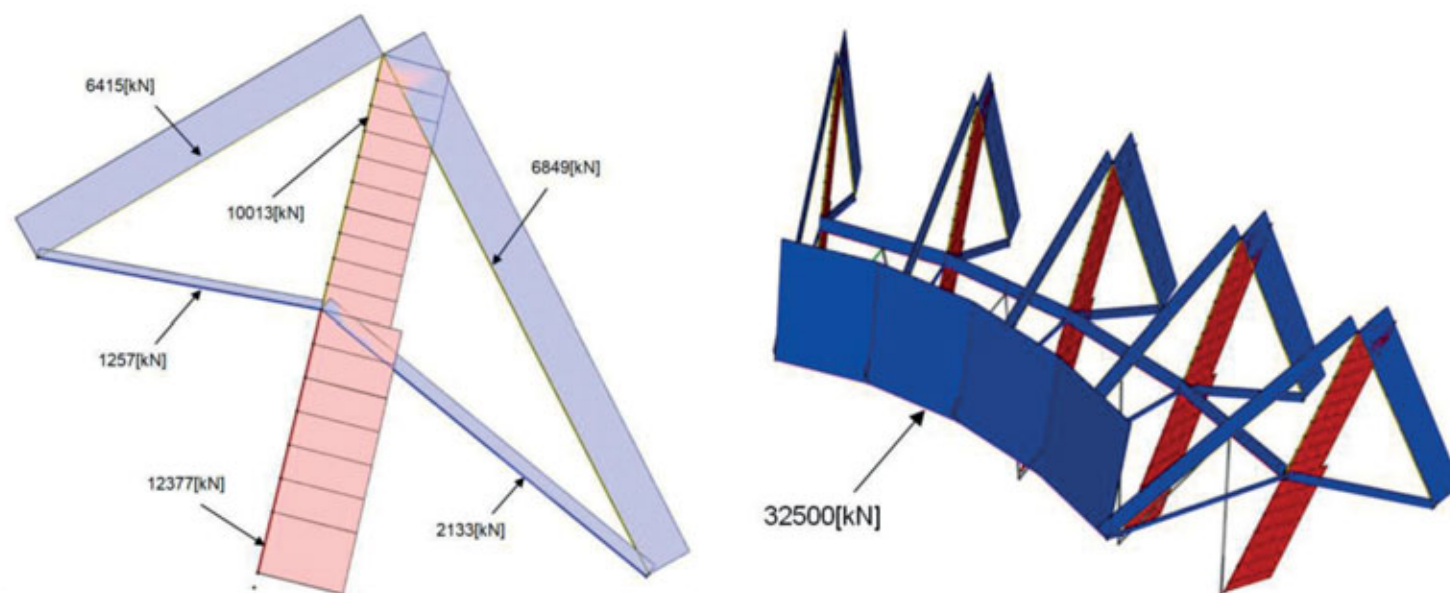


Fig. 14: Forze assiali nel modello matematico

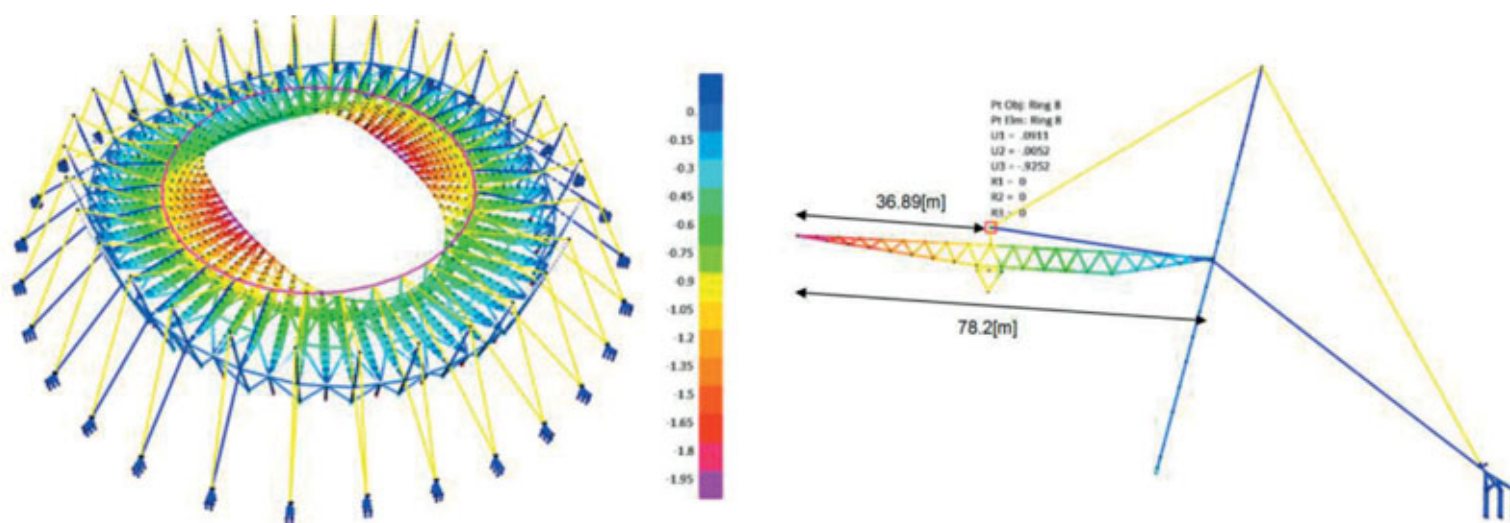


Fig. 15: Spostamenti strutturali in copertura sotto l'azione dei carichi permanenti e variabili

3.1.3. Modello strutturale della copertura: analisi dinamica modale

Le proprietà dinamiche della struttura di copertura sono state determinate mediante un'analisi dinamica modale lineare su un modello matematico in cui le colonne sono vincolate alla traslazione in corrispondenza del loro punto di base. Questa assunzione può essere fatta per i seguenti motivi:

- non esiste alcun collegamento strutturale tra l'elevazione della copertura e la struttura delle tribune, eccetto che nei punti di base delle colonne, come mostrato nella sezione in figura 16: a questo livello, la rigidità della struttura in calcestruzzo armato è molto alta rispetto a quella della copertura e quindi il suo contributo alle forme modali può essere trascurato;
- I piloni presentano una cerniera nel punto di connessione delle travi radiali e delle funi stabilizzanti: questo sistema di vincolo interno li rende ancor meno sensibili agli effetti generate dal loro punto di base;
- le principali forme modali della copertura sono in direzione verticale e quindi non possono essere influenzate da uno spostamento orizzontale della sottostante struttura in calcestruzzo armato.

In ogni caso, per confermare le precedenti assunzioni, è stato analizzato un modello strutturale globale della copertura e delle tribune in calcestruzzo armato per confrontare i periodi e le forme modali con e senza il contributo strutturale delle tribune. I risultati di questo modello confermano le stesse proprietà dinamiche di un modello con solo la struttura della copertura vincolata con una cerniera alla base dei piloni. In figura 17 sono mostrate le forme modali dei principali modi globali ottenuti dall'analisi dinamica modale.

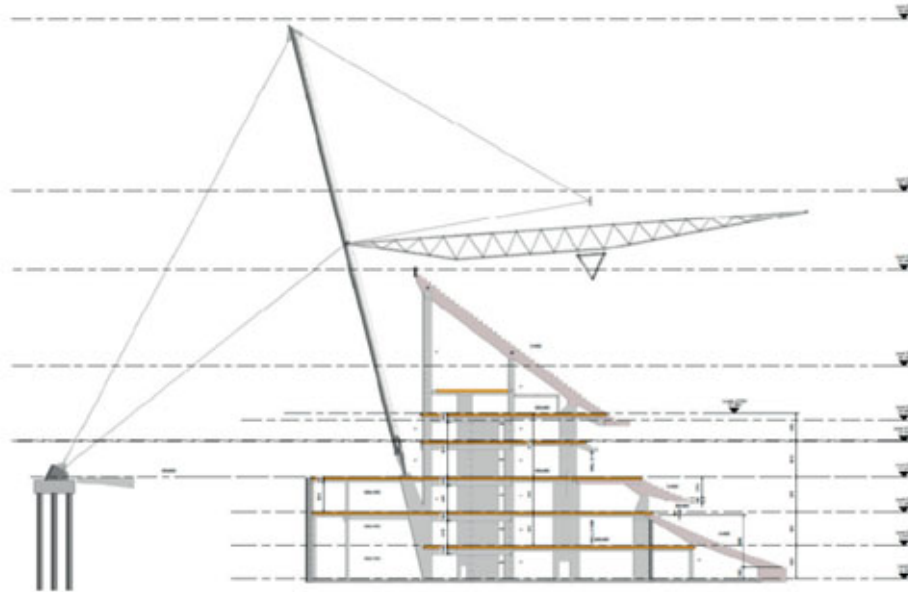


Fig. 16: Sezione trasversale tipica delle tribune e della copertura

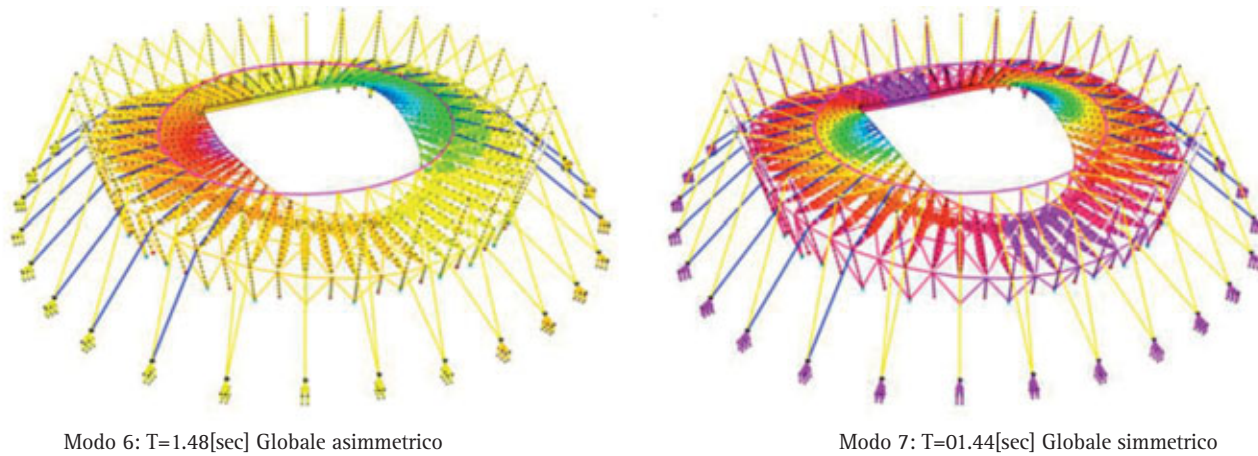


Fig. 17: Forme modali dei principali modi di vibrare della copertura

3.1.4. Prove sperimentali in galleria del vento

I test in galleria del vento sono stati effettuati presso la struttura RWDI Boundary-Layer Wind Tunnel a Milton Keynes, Regno Unito. Lo funzione di densità spettrale di potenza del vento adottato per i test è mostrato in figura 18 a). Le fluttuazioni di velocità nel flusso incidente portano a un picco vicino a 0,03 Hz, sulla base dell'analisi dinamica, la frequenza naturale più bassa della struttura di copertura è 0,68 Hz e si trova sufficientemente lontana dal picco per evitare risposte risonanti eccessive.

In galleria del vento un modello rigido della copertura (scala 1:300) è stato strumentato con prese di pressione che coprono adeguatamente le aree esterne esposte al vento (figura 18 b)). La pressione media, la radice quadrata media delle fluttuazioni di pressione e le pressioni negative e positive di picco sono state misurate in ciascuna presa di pressione utilizzando un sistema in grado di rispondere a fluttuazioni di durata compresa tra 0,5 e 1 secondi in scala reale. I dati misurati sono stati convertiti in coefficienti di pressione basati sul livello superiore di pressio-

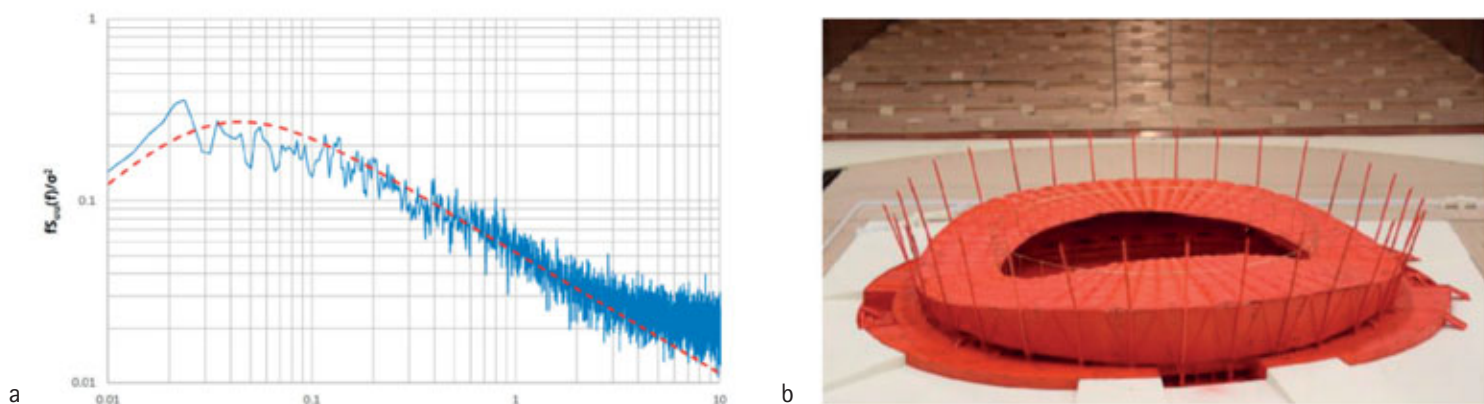


Fig. 18: a) Densità spettrale di potenza del vento; b) Modello rigido in galleria del vento della copertura

ne dinamica media misurata in galleria del vento. Le storie temporali delle pressioni simultanee sono state anche registrate per l'elaborazione post-test al fine di valutare l'amplificazione dinamica considerando i dati modali della copertura e creare casi di carico equivalenti da applicare al modello matematico (figura 19).

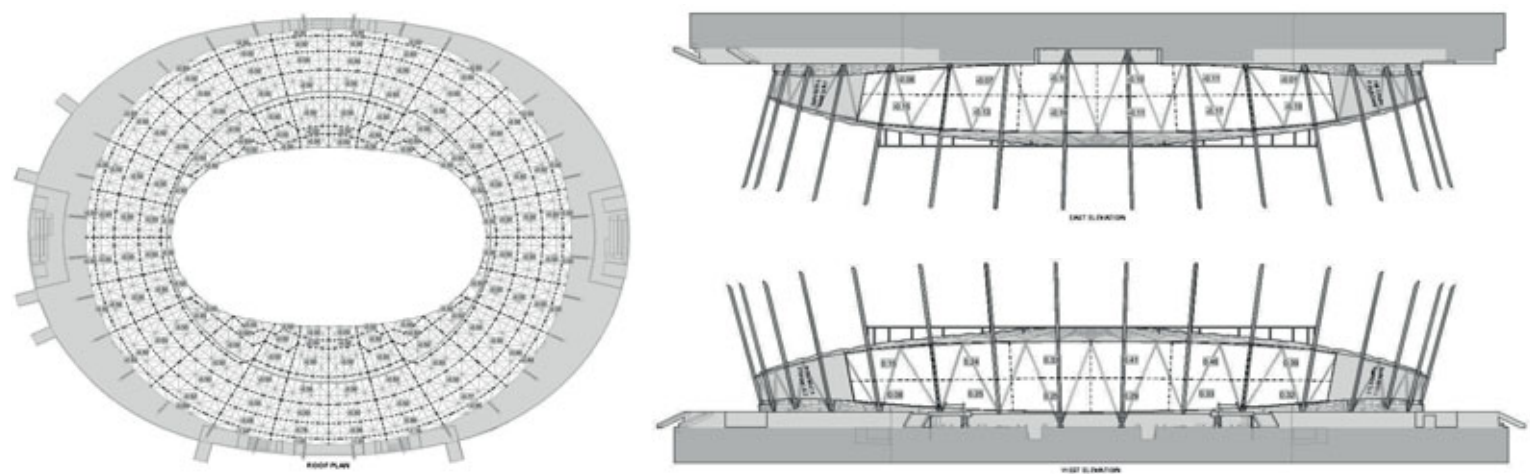
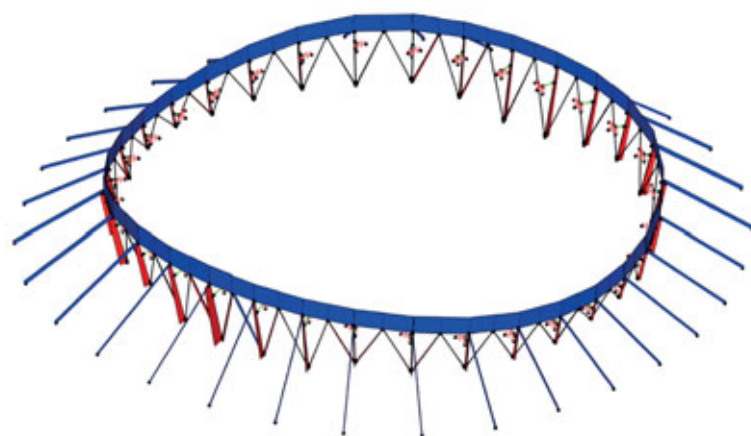


Fig. 19: Esempio di un caso di carico da vento applicato al modello di calcolo

4. PROCESSO COSTRUTTIVO

4.1. Installazione dei piloni

Dopo l'installazione della parte inferiore dei piloni e degli elementi di collegamento tra di essi, è stata applicata una prima pretensione ai cavi di stabilizzazione esterni per irrigidire il punto di appoggio del pilone superiore prima dell'installazione. Nel grafico della figura 20 sono mostrati gli spostamenti radiali differenziali prima e dopo la pretensione dei cavi esterni: la differenza dei valori è molto piccola e ciò conferma la corrispondenza tra le forze applicate, la geometria e le proprietà meccaniche del modello matematico e della struttura reale.



Prestress outer stab cables - Delta of Radial displacements [m]

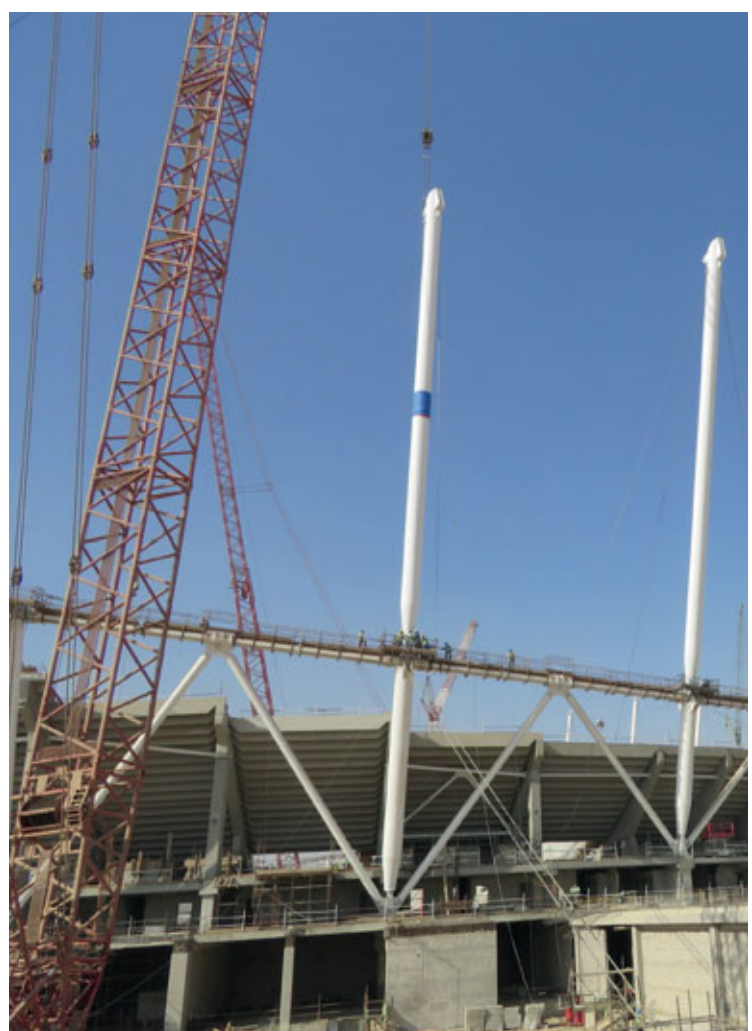
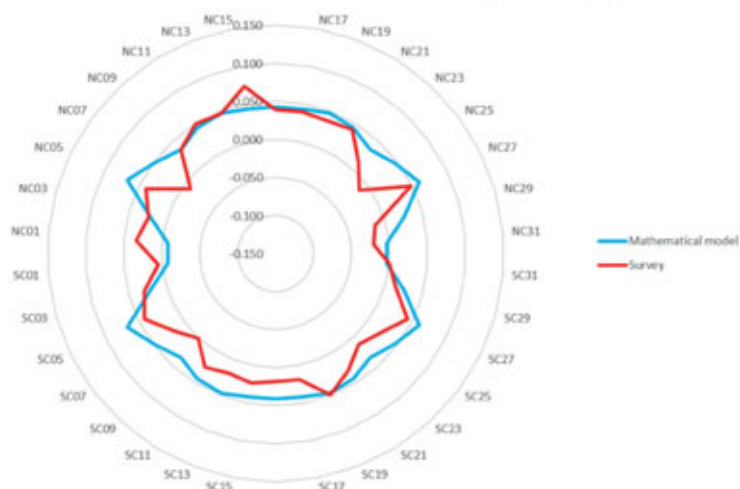


Fig. 20: Installazione della parte alta dei piloni dopo la pretensione iniziale dei cavi stabilizzanti esterni

4.2. Big lift dell'anello di funi

Nella fase iniziale i connettori dell'anello interno sono stati posizionati sulle 32 piattaforme temporanee all'interno dello stadio. Il pilone superiore era allineato con il pilone inferiore e supportato dai cavi temporanei interni e dai cavi portanti esterni (figura 21). I cavi portanti interni sono stati collegati con trefoli ai connettori dell'anello, la lunghezza dei trefoli può essere diminuita grazie all'azione di appositi martinetti idraulici (*strand jacks*). I cavi portanti esterni avevano una lunghezza extra di 1200/1300 mm nei diversi allineamenti per permettere il fissaggio dei cavi portanti interni al termine del sollevamento dell'anello di funi evitando forze troppo elevate negli *strand jacks*.

Nell'immagine sottostante è mostrata la vista in pianta della posizione di appoggio dell'anello di funi sulle piattaforme temporanee prima delle operazioni di sollevamento e la posizione al termine del sollevamento. Il tiro dei trefoli inizia dagli allineamenti nord e sud per superare le tribune del terzo livello, motivo per cui la forma in pianta di appoggio è ellittica, e nei passaggi successivi il tiro dei trefoli negli allineamenti est e ovest riporta alla forma circolare finale (figura 22).

I cavi di portanti sono stati collegati (operazione di *pinning*) secondo una sequenza simmetrica agendo su quattro allineamenti dal settore est e ovest al settore nord e sud. Le forze di fissaggio e i valori delle forze nei martinetti durante la procedura di *big lift* sono risultati in accordo con i valori teorici previsti dalla simulazione con modello matematico (figura 23).

Al termine del *big lift* dell'anello di funi, la pretensione finale alla tensostruttura è stata applicata agendo con i martinetti sulle funi esterne portanti e stabilizzanti: questa azione produce un movimento verso l'esterno della sommità del pilone e un conseguente sollevamento del connettore dell'anello interno.

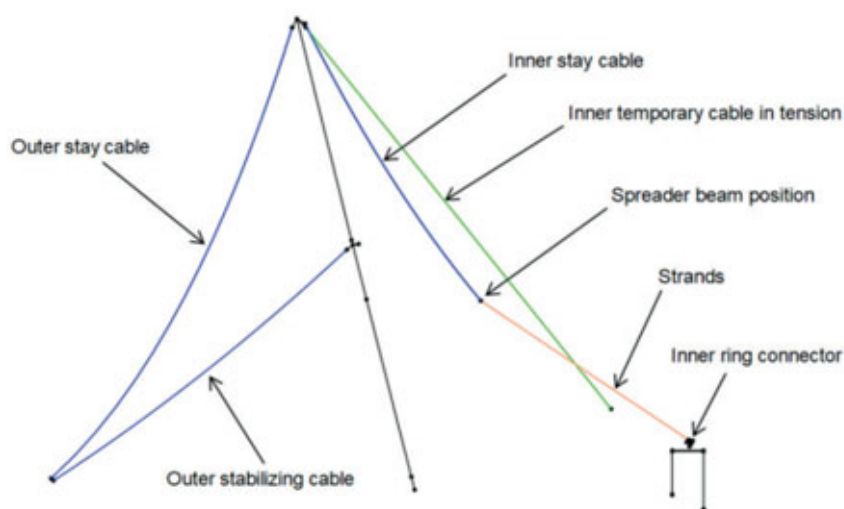


Fig. 21: Anello di funi in posizione di lay down

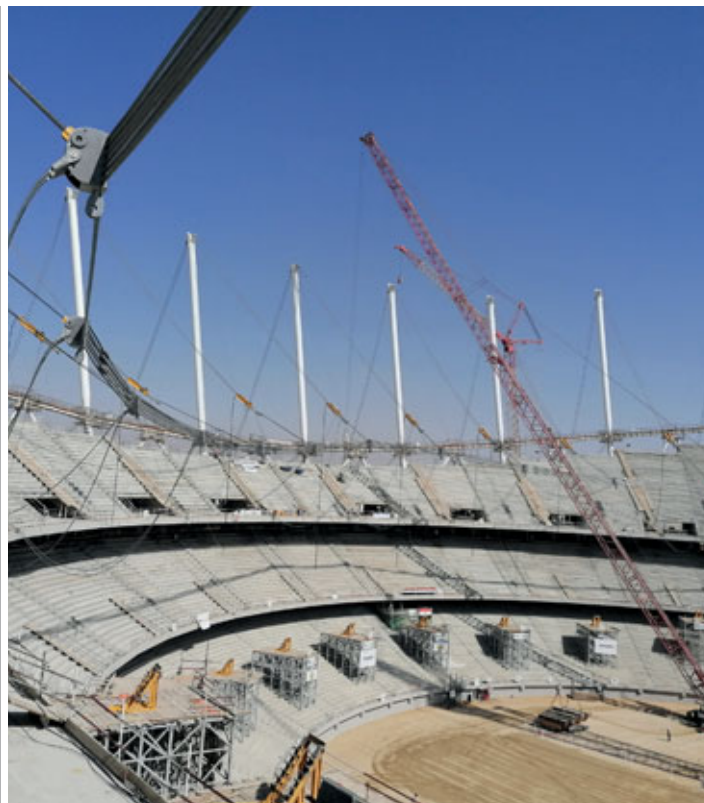
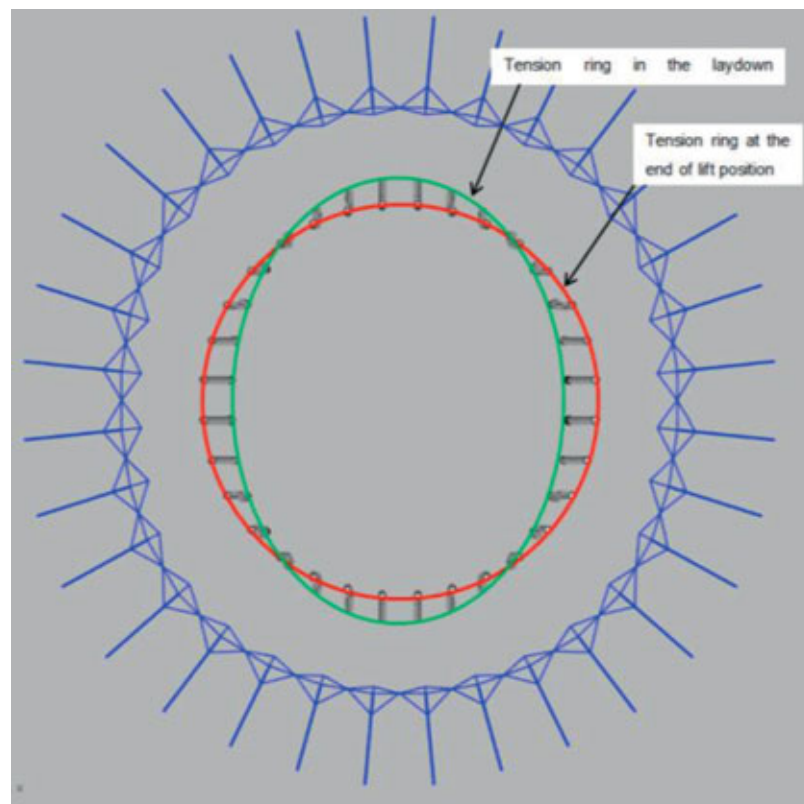


Fig. 22: Vista in pianta e immagine dal cantiere dell'operazione di big lift dell'anello di funi

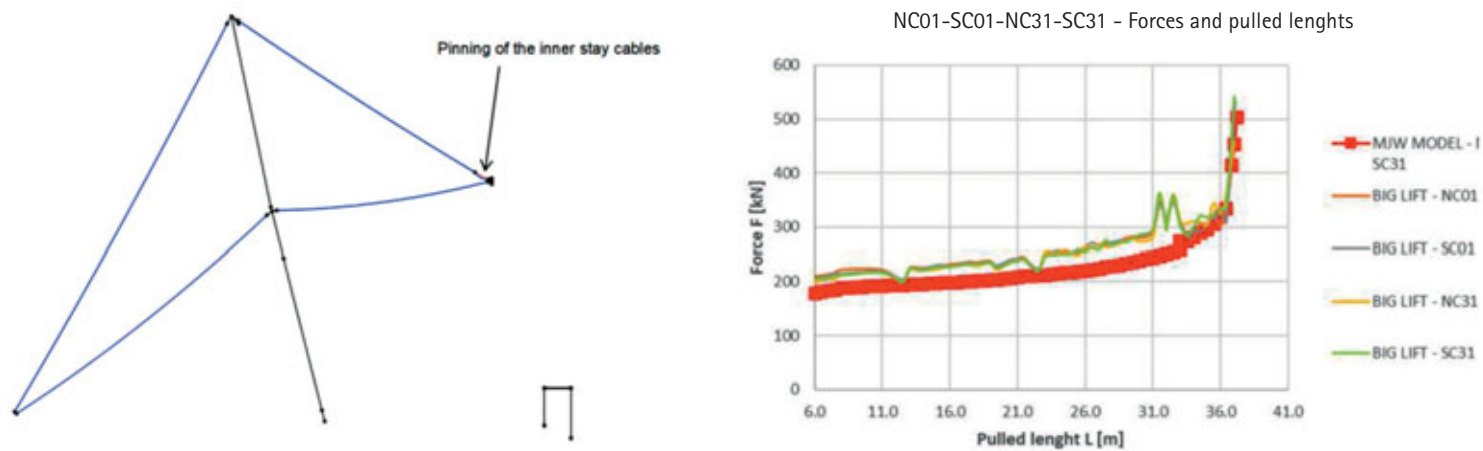


Fig. 23: Immagine dal modello di calcolo della fase di pinning e comparazione tra le forze teoriche e misurate nei martinetti durante il sollevamento dell'anello di funi

4.3. INSTALLAZIONE DELLA STRUTTURA DI COPERTURA

L'installazione delle travi radiali è stata simulata con il modello matematico seguendo la sequenza concordata con l'appaltatore. Prima sono state installate le travi direttamente collegate all'anello di funi tramite i pendini tubolari, poi le travi del collegamento circolare e infine le travi radiali intermedie (figura 24).

L'ultima fase costruttiva della struttura di copertura è l'installazione della membrana, supportata da coppie di archi incrociati come illustrato in figura 25.

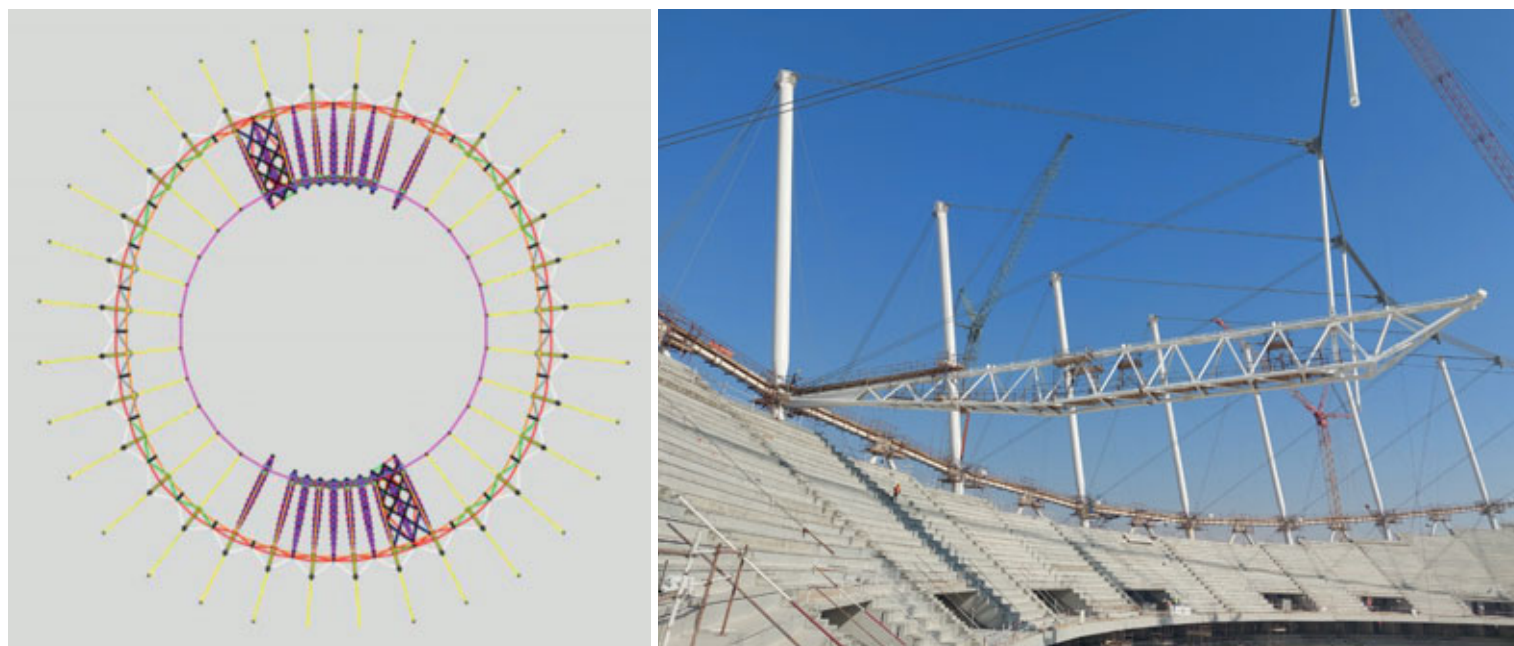


Fig. 24: Simulazione numerica e immagine dal cantiere dell'installazione delle travi radiali

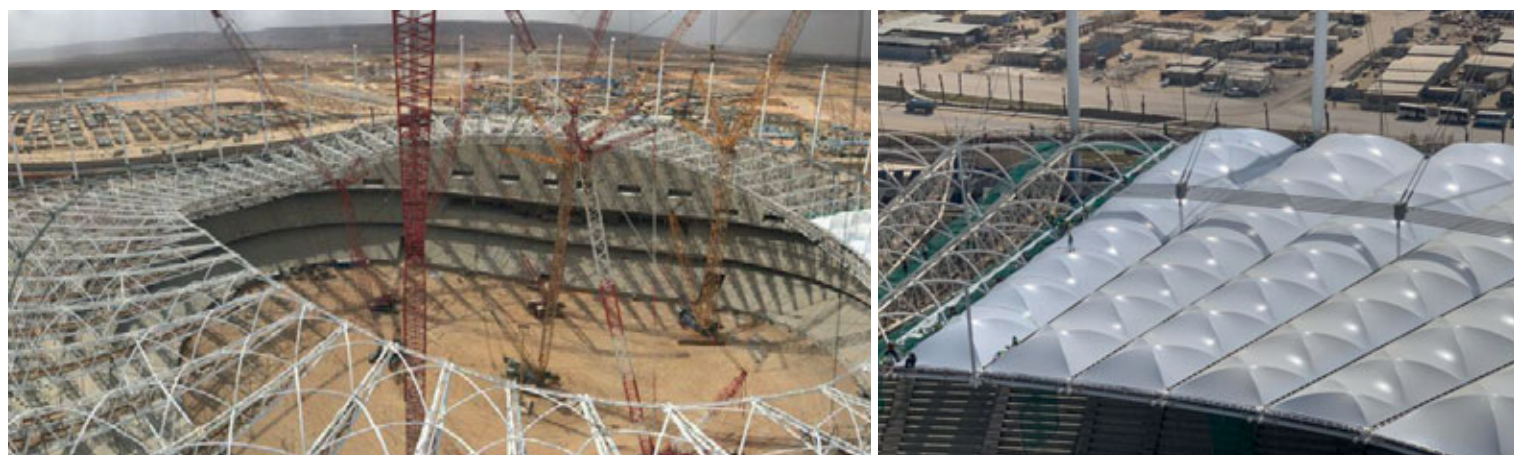


Fig. 25: Installazione degli archi e della membrana

5. CONCLUSIONI

La struttura dello Stadio del Cairo è stata progettata e realizzata in un breve periodo (circa 2 anni) con una costante coordinazione tra i progettisti e l'impresa di costruzioni sia prima che durante i lavori. Le notevoli dimensioni della copertura (45.000 m²) hanno richiesto che la progettazione fosse supportata da prove sperimentali, e così i dati provenienti dalla galleria del vento sono stati post-processati in accordo con i risultati del modello matematico. Lo schema strutturale è stato sviluppato fino alla fase concettuale per consentire una procedura di installazione efficiente e sicura: il *big lift* dell'anello di funi interno utilizzando 32 *strand jacks* è stato eseguito rispettando la sequenza e i valori teorici delle forze del modello matematico.

Questo progetto può essere considerato un esempio riuscito di coordinamento, dalla fase di concept strutturale alla costruzione, tra i progettisti che lavorano in diversi ambiti dell'ingegneria strutturale e le imprese che operano in cantiere.

CREDITI

Proprietario:	Esercito Egiziano
Contraente generale:	ORASCOM Construction
Progetto generale:	SHESA - MJW Structures:
Progetto strutturale:	MJW Structures
Progetto architettonico:	SHESA
Consulente locale alla progettazione strutturale:	COSMOS Engineers & Consultants
Consulente alla progettazione impiantistica:	DEERNS
Validazione del progetto strutturale e architettonico:	ACE Arab Consulting Engineers
Validazione del progetto impiantistico:	SHAKER Consultancy Group
Fornitore dei cavi:	REDAELLI
Fornitore della membrana:	TAIYO KOGYO CORPORATION



MASSIMO MAJOWIECKI

Nato a Milano il 15 marzo 1945, Massimo Majowiecki dal 1978 è Professore di Tecnica delle Costruzioni e fondatore dello studio di progettazione "MJW Structures". Ad oggi, la progettazione di più di duecento strutture in Italia e nel mondo gli ha consentito di formare un background di altissimo profilo, in termini di esperienza e conoscenza professionale, che rappresenta la base della sua concezione strutturale.

Stefano Pardini, Giovanni Berti, Elisa Sammarco, Giuliano Aloisio, Monica Mingozzi, collaboratori per la progettazione strutturale dello studio MJW Structures

IL MONTAGGIO DEL NUOVO PONTE DRINI A KUKËS (Albania)

ASSEMBLY OF THE NEW DRINI BRIDGE IN KUKËS (Albania)

Ing. Alessandro Catanzano*

Cimolai S.p.A.



Fig. 1 - Il collaudo - prove di carico | Loading test of New Drini Bridge

Il nuovo ponte Drini a Kukës, in Albania, è un ponte ad arco a spinta eliminata con catena mista a travi in acciaio, dalle solette in calcestruzzo armato, di luce tra gli appoggi di 271 m, caratteristico per l'arco unico centrale e biforcuto ai terzi, fino alle imposte. Il ponte, il più grande mai realizzato in Albania, è stato concepito per sostituire un precedente manufatto in calcestruzzo ed è significativo perché permette, con l'attraversamento del lago di Fierza, il collegamento del sud del paese con le vie verso l'Europa dell'Est. La struttura in acciaio corten, del peso di circa 5.000 t, è stata abbandonata da nota

*Corresponding author. Email: alessandro.catanzano@cimolai.com

ditta italiana di carpenteria, lasciando il committente, il general contractor Salillari LTD, impossibilitato a portare a termine il progetto in autonomia. Cimolai è stata chiamata a intervenire e completare con successo il lavoro in un lasso di tempo impegnativo di soli 12 mesi: un'impresa impressionante. Nell'articolo si approfondisce la progettazione e la costruzione del ponte, nonché l'approccio impiegato per affrontare le numerose sfide incontrate, tra cui l'istituzione di una task force di ingegneria dedicata, le numerose analisi eseguite, le riparazioni delle saldature, le strategie di reverse engineering e le diverse operazioni sul posto.

The new Drini bridge in Kukës, Albania, is a bow-string bridge with a mixed steel girder chain and a reinforced concrete slab. It has a span of 271 m between supports and is characterized by a single central arch that bifurcates at the thirds, extending up to the springers. The bridge, the largest ever built in Albania, was designed to replace an earlier concrete structure. It is important because it allows, with the crossing of Lake Fierza, the connection of the south of the country with routes to Eastern Europe. The weathering steel structure, weighing about 5000 t, was abandoned by a well-known Italian carpentry company. This left the client, the general contractor Salillari LTD, unable to complete the work on its own. Cimolai was called in to step in and successfully complete the job within a challenging time frame of only 12 months - an impressive feat. The article takes an in-depth look at the design and construction of the bridge, as well as the approach used to tackle the many challenges encountered. These include the establishment of a dedicated Engineering Task Force, numerous analyses performed, weld repairs, reverse engineering strategies, and various on-site operations.

INTRODUZIONE

Il New Drini Bridge, nel nord-est dell'Albania, è un ponte ad arco a spinta eliminata con catena mista a travi di acciaio, dalles e soletta in calcestruzzo armato, di luce tra gli appoggi di 271 m, caratteristico per l'arco unico centrale e biforcuto ai terzi, fino alle imposte. Il ponte, il più grande mai realizzato in Albania, un paese che dal letargo economico dell'economia di piano, si è risvegliato brillantemente grazie all'economia di mercato, è stato concepito per sostituire un precedente manufatto in calcestruzzo, ed è importante perché permette, con l'attraversamento del lago di Fierza, il collegamento del sud del paese con le vie verso l'Europa dell'Est (figura 1).

L'ABBANDONO

La struttura di acciaio corten di circa 5.000 t, assemblata dietro alla spalla lato Kukës, è stata abbandonata da nota ditta italiana di carpenteria senza possibilità da parte del cliente, l'impresa generale Salillari LTD, concessionario nazionale di primaria importanza, di completare per proprio conto l'opera, per l'insufficienza dei documenti relativi al montaggio, evidentemente mancanti o non consegnati.

La situazione è risultata inoltre gravata dall'esigenza di completare l'importante opera con tempi molti ristretti al fine di contenere gli importanti ritardi accumulati dalla ditta precedente, e cercando di consentire l'inaugurazione del ponte nel giugno 2024 (figura 2).

L'INTERVENTO DI CIMOLAI

La Cimolai S.p.A. è stata chiamata dall'Impresa Salillari con l'obiettivo di intervenire secondo due direzioni di azione:

- l'immediato rilievo sul posto dello stato dei luoghi, delle attrezzature installate in cantiere e del ponte, con ispezione non solo dell'impalcato e degli attacchi dei pendini, relativamente accessibili, ma soprattutto dell'interno dei grandi cassoni dell'arco e delle imposte, luoghi di confluenza, deviazione e scambio delle tensioni, secondo schemi statici diversi per l'esercizio e per le fasi di montaggio, all'interno dei quali non era presente una via attrezzata, necessaria invece anche per l'ispezione e la manutenzione futura.
- l'istituzione di una *task force* di ingegneria interna alla Cimolai S.p.A. che in parallelo validasse da zero il progetto di esercizio, mettendone in

INTRODUCTION

The New Drini Bridge, located in north-eastern Albania, is a bow-string bridge with a mixed steel girder chain and a reinforced concrete slab, with a span between supports of 271 meters [890 ft]. It is characterized by a single central arch that bifurcates at the thirds, extending up to the springers. The bridge, the largest ever built in Albania, was designed to replace an earlier concrete structure. It is important because it allows, with the crossing of Lake Fierza, the connection of the south of the country with routes to Eastern Europe (figure 1).

ABANDONMENT

The weathering steel structure, weighing about 5000 tons [5512,0 short tons] and assembled behind the Kukës side abutment, was abandoned by a well-known Italian carpentry company. This left the client, the general contractor Salillari LTD, a leading national concessionaire, unable to complete the work on its own due to insufficient assembly documents, which were either missing or not delivered.

The situation was further burdened by the need to complete the significant work within a twelve-month timeframe, with the inauguration date set for June 2024 (figure 2).

CIMOLAI'S INTERVENTION

Cimolai S.p.A. was called in by Impresa Salillari to intervene in two directions:

- *Immediate On-Site Survey: checking of the state of the site, the equipment installed, and the bridge conditions. This included inspecting not only the deck and the pendant, which were relatively accessible, but also the interior of the large arch caissons and springers. These areas are critical points of confluence of stresses, according to different static schemes for operation and erection phases. Inside these structures, there was no equipped pathway, which was necessary also for future maintenance.*
- *Establishment of an internal Engineering Task Force: one group to validate the design and another to design an operating erection*



Il cantiere del ponte Drini sul lago Fierza | The Drini bridge construction site on Lake Fierza

luce eventuali vizi da correggere, e nel contempo concepisse, redigesse e presentasse al cliente ed alla società di validazione indipendente il progetto di montaggio in un unico blocco, completo in ogni sua parte, di disegni di fasi e di dettaglio di tutte le attrezzature, completi di calcoli giustificativi globali e di dettaglio, prima che il cantiere iniziasse a operare fisicamente.

Per dare modo a Cimolai S.p.A. di istruire il lavoro d'officina e di cantiere quanto prima possibile, su questo secondo punto si sono concordati un massimo di due mesi di tempo. Alla fine di questo periodo si conterranno una decina di relazioni di calcolo e duecentocinquanta disegni di progetto, ovvero una produzione media di oltre quattro disegni di progetto al giorno.

Con riferimento alla validazione del progetto, di rilevante si è manifestata una tracciatura dell'arco – forse nata a livello di disegno costruttivo eseguita dalla ditta precedente - di ben 690 mm fuori dal nodo individuato dall'intersezione tra l'asse orizzontale della catena e quello verticale dell'apparecchio di appoggio, che, inserita nel modello globale appositamente predisposto, ha generato una piena plasticizzazione per trazione, lunga oltre dodici metri, della piattabanda superiore della catena, alla confluenza con l'arco. Si è proceduto predisponendo rinforzi della sezione in quel tratto, mediante piatti saldati di testa lungo i bordi dell'ala superiore e nervature d'anima in grado di ridurre le tensioni anche in questo elemento, senza alterare l'estetica del nodo d'imposta. Sul versante del controllo delle saldature l'Istituto Italiano delle saldature (IIS) ha riscontrato proprio nelle quattro camere a cassone di imposta dell'arco, ospitanti piatti di rilevante spessore intersecantisi con geometrie ortogonali, diagonali e spaziali, difettosità rilevanti sia in tipologia che in estensione, che sono state oggetto di ampio rifacimento e nuovo controllo fino alla soddisfazione degli standard normativi europei (figura 3).

Con riferimento al progetto di montaggio, il doveroso tentativo di *reverse engineering* ha portato alla luce opere in calcestruzzo utilizzabili per il varo, ma anche altre la cui funzione rimane ancora oscura e dunque non utilizzate. In particolare, i complessi di opere civili provvisorie presenti sia sul lato di costruzione e lancio, che su quello di arrivo al di là del braccio di lago, sono stati ritenuti atti a sorreggere le vie di corsa per portare il

from scratch. This involved identifying and correcting any flaws, as well as conceiving, drafting, and presenting the erection project to the client and the independent third party. The project was presented as a single block, complete in all its parts, with phases and detailed drawings of all equipment, along with global and detailed supporting calculations, before physical site operations began.

To expedite Cimolai S.p.A.'s instruction of the workshops and site works, a maximum timeframe of two months was agreed upon for the second point. By the end of this period, approximately ten calculation reports and two hundred fifty project drawings will be completed, averaging more than four project drawings per day.

Regarding the validation of the design, a notable issue was the tracing of the arch axis, potentially originating from the previous company's construction design, deviating up to 690mm [27.2 inch] outside the node identified by the intersection of the chain's horizontal axis and the vertical axis of the support apparatus. This deviation, integrated into the FEM global model prepared for this purpose, resulted in complete plasticization due to traction over a length of twelve meters on the upper platform of the chain at the confluence with the arch. To reinforce this section, butt-welded plates were added along the edges of the upper flange, reducing stresses without compromising aesthetics.

Regarding weld control, the Italian Institute of Welds, (IIS) discovered significant defects in type and extent within the four impost chambers of the arch. These chambers contain plates of considerable thickness intersecting with spatial geometries, necessitating extensive reconstruction and new inspections until they met European standards (figure 3).

Regarding the erection project, the reverse engineering brought to light concrete works that could be used for launching purposes, but also others whose function remains obscure and therefore unused. In particular, the complex of provisional civil works present on both the construction and launching sides, as well as on the arrival side beyond the lake arm, were considered suitable for supporting the runaways beams. These runaways permit bringing the bridge close to the water

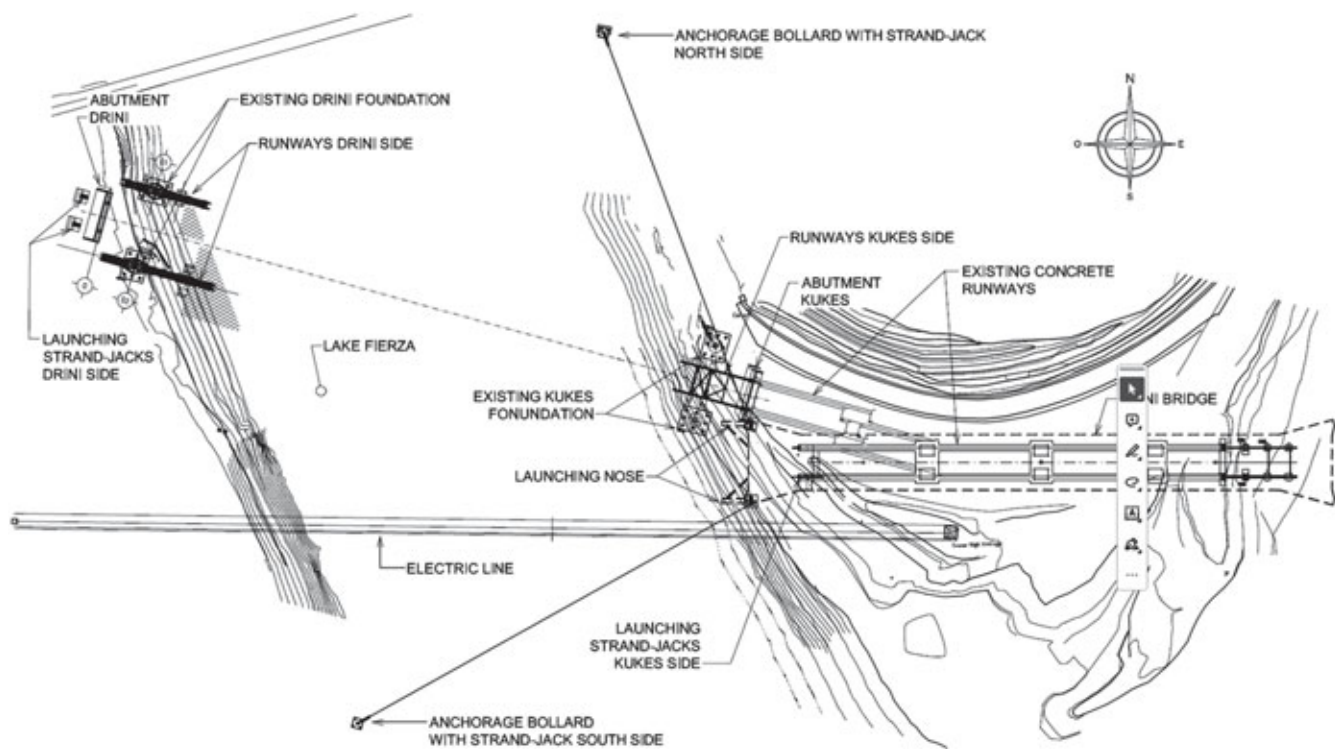


Fig. 3 - Layout delle strutture esistenti e integrative | Layout of existing and supplementary structures

ponete in prossimità dell'acqua alla partenza e viceversa in prossimità della sponda all'arrivo, utilizzando però elementi di carpenteria metallica pesante per trasferire in particolare i carichi laterali; tali opere civili, costituite da articolati plinti su pali eseguiti nei periodi di magra sulle ripide sponde, sono rimasti sommersi dalle acque nei periodi di piena e poi disponibili per l'installazione delle strutture d'acciaio in elevazione per un tempo limitato. L'elemento di opere civili che invece non è stato possibile cambiare poiché il ponte era già su di esso impostato e costruito, anche se ancora su torri provvisorie, è stato il plesso di costruzione in calcestruzzo. Il ponte, dunque, si è presentato su strutture provvisorie: torri principali, vie di corsa su torri, arco sostenuto da *strand-jacks* verticali ancora in forza.

Altra particolarità è stata la presenza di due natanti diaframmati in calcestruzzo approssimativamente ormeggiati, di dimensioni 28 x 28 x 5 m, costruiti con il fine di sorreggere metà del peso del ponte durante l'attraversata, oggetto anch'essi di verifica idraulica, strutturale e di stabilità navale. Eseguita l'opera di riparazione della maggior parte delle saldature (eseguite dalla precedente ditta di carpenterie italiana che ha fornito ed assemblato il ponte), che nel frattempo una poderosa campagna di indagini ad opera dell'Istituto Italiano Della Saldatura ha messo in evidenza, è stato necessario realizzare 1500 t di attrezzature in acciaio appositamente progettate, per eseguire le tante e diverse fasi di varo terrestre e misto, navale-terrestre. Le operazioni si sono svolte mediante la combinazione di diverse tecniche di traslazione e rotazione con squadre di terra e navale che operavano in combinazione anche a distanza di 200 m.

L'impalcato si è presentato montato su blocchi in calcestruzzo, ma con le estremità nel vuoto appoggiate su travi su pile provvisorie. L'arco invece era stato assemblato sull'impalcato e sollevato a tronchi mediante tre torri provvisorie di altezza fino a 70 m. Una volta completate le operazioni di controllo delle saldature, la torre centrale è stata scaricata portando tutto il carico sulle torri laterali, ma liberando tutti gli *strand-jacks*. Successivamente la torre centrale è stata rimossa e si è provveduto a posare tutto il peso sulle gambe delle torri laterali, lasciando le estremità a sbalzo e liberando le travi su torri laterali minori (figura 4).

In questa configurazione, con arco teso e impalcato compresso, ammissibile per la condizione transitoria una volta verificate le tensioni per l'inversione della coppia dovuta all'inedito schema statico, con una prima spinta

during departure and near the bank upon arrival, utilizing heavy steelwork elements to manage lateral loads. These civil works consist of articulated plinths on piles, erected during lean periods on steep banks, which remain submerged by water during flood periods and are subsequently available for installing elevated steel structures for a limited time. The element of civil works that could not be changed because the bridge was already set and built, albeit still on temporary towers, was the concrete construction plexus. Therefore, the bridge currently rests on provisional structures: main towers, runaway beams mounted on towers, and an arch supported by vertical strand jacks that remains robust in their function.

Another notable feature was the presence of two approximately moored concrete diaphragmed vessels, each measuring 28 x 28 x 5 m [91,9 x 91,9 x 16,4 ft], designed to support half the weight of the bridge during lake crossing. These vessels underwent hydraulic, structural, and naval stability tests.

Once most of the welds had been repaired, it became necessary to construct 1,500 tonnes [1653 short tons] of specially designed steel equipment. This was essential for executing the various phases of land-based and mixed naval-land launching. The operations involved a combination of different translation and rotation techniques, with land and naval teams working in tandem, even at distances of up to 200 metres [656 ft] apart.

The deck was assembled on concrete blocks and temporary piers. The arch was raised from the deck in stages using six temporary towers, each up to 70m [230 ft] high. Once the welding checks were completed, the central towers were unloaded, transferring the load entirely to the side towers. Subsequently, the central tower was removed, and the weight went of the side towers, leaving the ends cantilevered (figure 4).

In this configuration, with the arch stretched and the deck compressed for the transient condition, the bridge was advanced until the cantilever was positioned vertically over the water, where the two concrete vessels awaited. These vessels, equipped with pumps, temporary towers, and restraining elements for the bridge, undertook the support of the 2500-ton [2756 short tons] half of the bridge

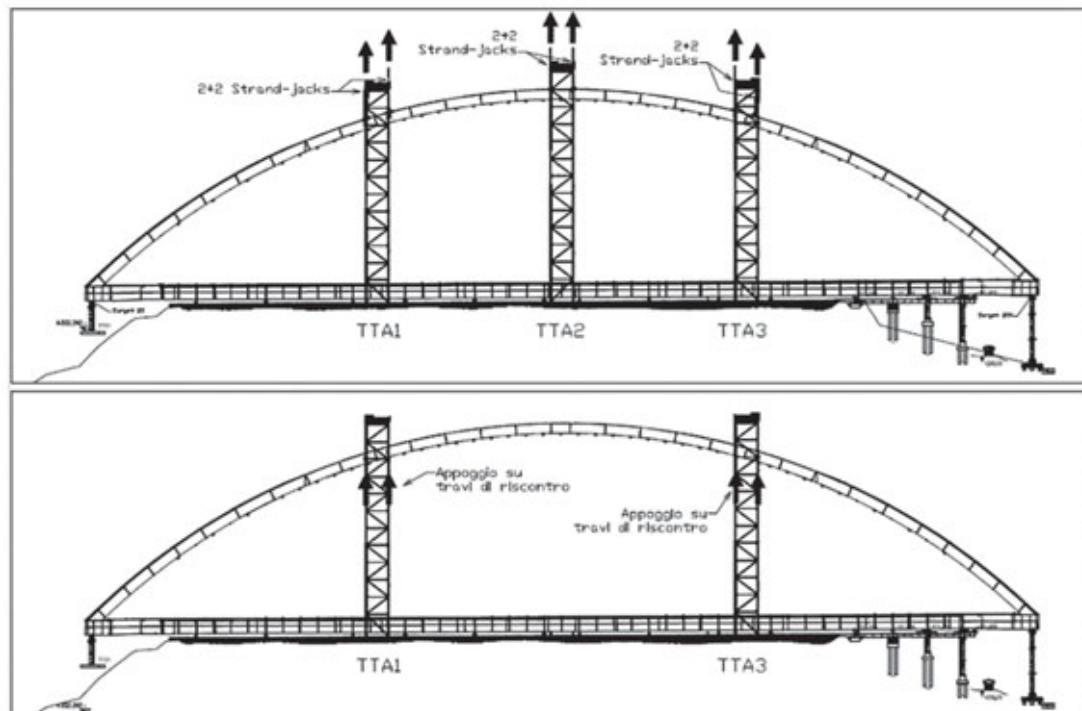


Fig. 4 - Passaggio del carico da tre torri provvisorie a due e da strand-jacks superiori a traverse di piano | Load transfer from three temporary towers to two and from upper strand-jacks to floor crossbeams

mediante strand-jacks, il ponte è stato portato in avanti finché lo sbalzo si è trovato sulla verticale dell'acqua, dove attendevano i due natanti in calcestruzzo. Tali natanti, dotati di pompe, torri provvisorie ed elementi di vincolo al ponte, hanno preso in carico le 2500 t di metà del ponte, mediante la spinta di Archimede. La presa in carico ha comportato il cambio di schema statico, da due sbalzi a partire dalle torri laterali ad appoggio-appoggio, supportando l'altra metà del peso all'imposta posteriore, mediante quattro slitte idrauliche pivotanti, con capacità totale di oltre 2500 t. Si è così potuto provvedere allo smantellamento di entrambe le torri laterali e all'attraversamento (figure 5-6).

Questa operazione è avvenuta mediante tiro posteriore orizzontale di strand-

using Archimedes' thrust.

Taking on this load necessitated a change in the static scheme: from two cantilevers on the side towers to supporting by the rear impost with four hydraulic pivoting slides, each with a capacity exceeding 2500 tons [2756 short tons]. This adjustment facilitated the dismantling of both lateral towers and the crossing (figures 5-6).

This operation was carried out using an horizontal rear pull of strand jacks up to the limit of the concrete runways. Control of the direction in the water was achieved through pivoting moorings, also operated by strand jacks anchored to powerful 200 ton [220 short tons] bollards specially constructed on a pile foundation. Subsequently, a front

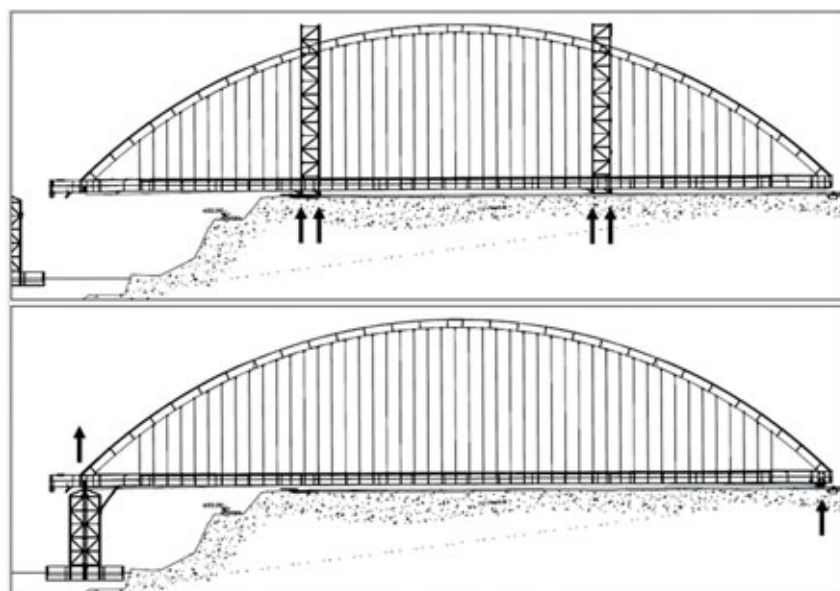


Fig. 5 - Passaggio del carico dalle due torri provvisorie agli appoggi di imposta, su acqua e su terra | Load transfer from the two temporary towers to the impost supports, on water and land



Fig. 6 - Spinta posteriore con tiro inverso di strand-jacks | Rear push with reverse pull of strand-jacks

jacks fino al limite delle vie di corsa in calcestruzzo, con il controllo della direzione in acqua mediante ormeggi pivotanti realizzati sempre con *strand-jacks* ancorati a possenti bitte da 200 t, appositamente costruite su fondazione con pali. Successivamente, sostituendo anteriormente il tiro motore posteriore mediante *strand-jacks* ancorati sul lato di arrivo, denominato Drini, si è completato il percorso su barge. Questo cambio del punto di tiro, da posteriore ad anteriore è da imputare ai limiti fisici della scarpata di partenza e alla traiettoria non rettilinea che la parte posteriore del ponte ha dovuto seguire forzatamente, sul tracciato delle vie di corsa in calcestruzzo già presenti, che comprendeva una vera e propria gimkana con traslazione laterale e una rotazione sul posto di circa 30°, attuata sulle slitte idrauliche pivotanti, appositamente progettate (figura 7).

Una volta raggiunta la sponda opposta, lo sbarco, prima dalla barge di destra e poi da quella di sinistra, è avvenuto su vie di corsa aeree che penetravano nel lago per 50 m, con avambecco e naso verticale telescopico, aventi lo scopo di sterilizzare la grande variabilità attesa dell'altezza del livello dell'acqua, da 275 a 285 m. In realtà, a causa di una combinazione

strand jacks anchored on the arrival side receive the baton from the rear pull to complete the barge course. This change in the pulling point from rear to front was necessitated by the physical constraints of the starting slope and the trajectory that the rear part of the bridge had to follow on the plexus. This route was along the already existing concrete runways, involving intricate lateral translations and an in situ rotation of approximately 30°, executed on specially designed pivoting hydraulic slides (figure 7).

Once the opposite bank was reached, disembarkation occurred first from the right barge and then from the left, using aerial runways extending into the lake for 50 meters [164 ft]. These runways featured telescopic vertical post and nose designed to accommodate the significant expected variability in water level height, ranging from 275m [902 ft] to 285m [935 ft]. However, due to an unfavorable combination of atypical rainfall and low energy demand, procedures were modified on-the-fly and auxiliary equipment was utilized, resulting in landing at an unexpected out of contract altitude of 292m [958 ft].

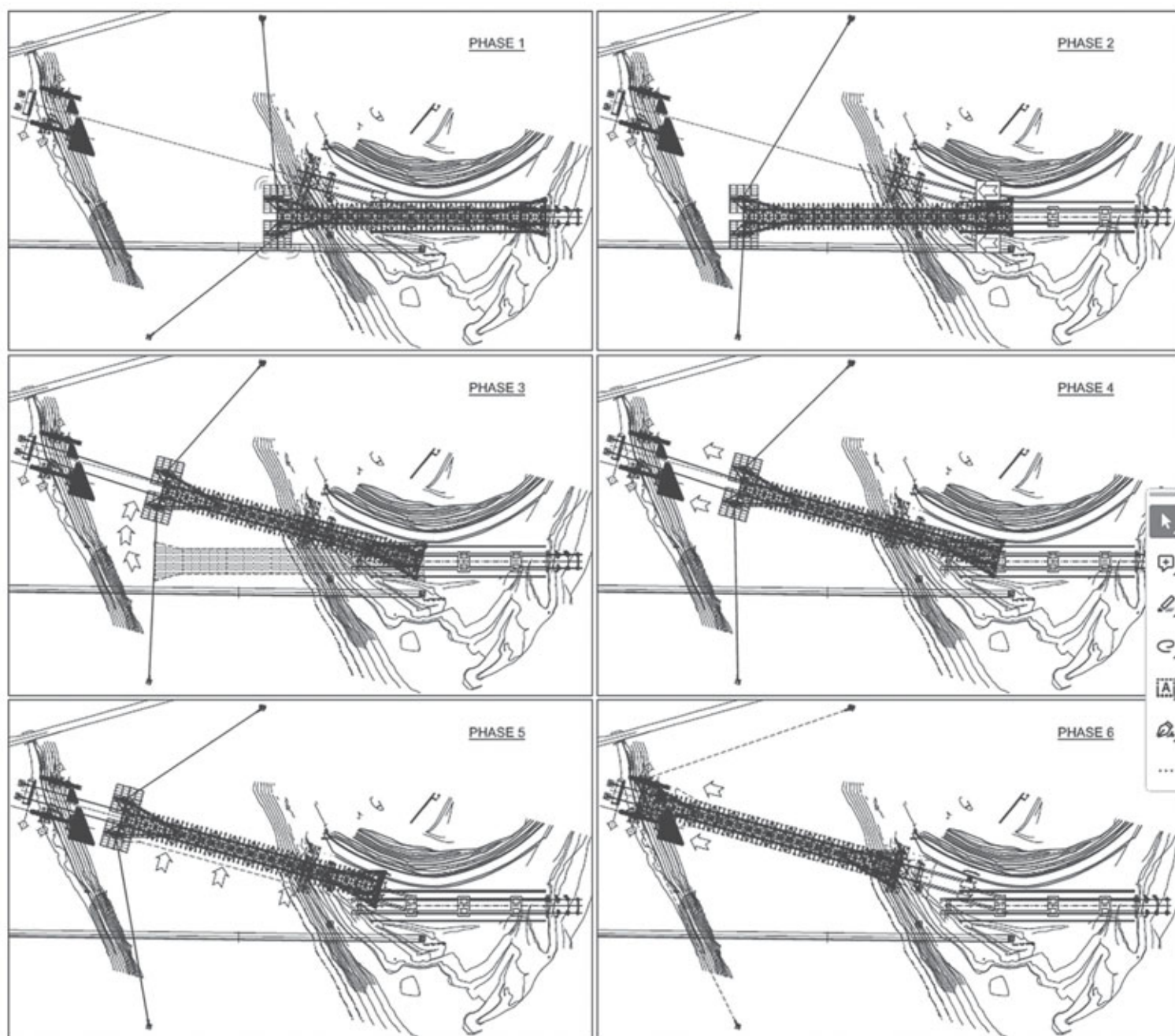


Fig. 7 - Fasi di traslazione mista su terra e su acqua e cambio di tiro (Fase3) | Mixed movement phases on land and water and change of pull (Phase3)

sfavorevole di precipitazioni fuori statistica e bassa domanda di energia, mediante modifiche *on fly* alle procedure e utilizzo di attrezzature ausiliarie, si è poi sbarcato alla quota non prevista di 292 m. Infatti, il lago è a servizio di una centrale idroelettrica e dunque regolato da una parte dalla domanda stagionale di energia, dall'altra dalla quantità di pioggia caduta a monte, che nel caso specifico è risultata, come detto, ben più elevata rispetto ai valori dati nelle statistiche disponibili nel periodo di riferimento (figura 8). L'operazione conclusiva è stata uno spettacolare calaggio verticale dell'intero manufatto da 10 m d'altezza fino agli appoggi definitivi, avvenuto con quattro torri idrauliche a quattro steli ciascuna, e dunque su sedici punti in tutto. L'impalcato è stato infine completato con le predalles prefabbricate, sulle quali è avvenuto il getto della soletta, la posa della finitura del manto stradale e l'installazione degli arredi viari.

CONCLUSIONI

L'articolato montaggio del ponte Drini e tutta l'ingegnerizzazione a supporto ha riconfermato un protocollo interno, di derivazione Eurocodice, ma elaborato da Cimolai S.p.A., per la valutazione della Erection Class, ovvero del livello di difficoltà del montaggio, elaborato sulla base di diversi parametri. Proprio agli stakeholders spetterebbe la compilazione e la discussione di tale documento già in sede di progetto di esercizio, ovvero ben prima di iniziare qualsiasi attività di cantiere, per evitare che il montaggio si trasformi in un complesso o ancor peggio improvvisato esercizio di ingegneria acrobatica. Secondo tale protocollo il montaggio del ponte Drini, così come si è presentato a Cimolai S.p.A., ha, secondo l'esperienza d'Azienda, un'elevata quantità di valutazioni eccedenti le normali difficoltà, portando alla definizione di una classe ERC3b, ovvero la quinta e ultima raggiungibile mediante l'analisi, rispetto a un massimo di sei, dove il sesto e massimo livello, ERC4, è riservato a opere uniche, di irripetibile straordinarietà, come per esempio le operazioni di trasporto transoceanico e montaggio delle gates del canale di Panama, la rimozione della nave da crociera Costa Concordia o la costruzione di un grande ponte sospeso sul mare, come il Ponte di Messina. Manca oggi, del tutto, un simile documento nel panorama normativo, che dovrebbe giocoforza inquadarsi in un inedito Eurocodice per le operazioni terrestri, sulla scorta della "DNVGL-ST-N001 - Marine operations" che con le sue oltre 500 pagine costituisce un saldo riferimento di settore. Si ritiene infatti che senza documenti di guida di questo tipo, per una megastruttura, ma anche per un piccolo ponte, le analisi dei costi e dei rischi di montaggio possano risultare, solo sommarie. In figura 9 si riporta il quadro sinottico di tale protocollo per stimolare sull'argomento la riflessione da parte della spettabile comunità delle costruzioni.

The lake serves a hydroelectric power plant and is regulated by seasonal energy demand and upstream rainfall. In this case, rainfall exceeded historical averages during the reference period (figure 8). The final operation involved a spectacular vertical lowering of the entire structure from a height of 10 meters [32.8 ft] to its final supports. This was accomplished using four hydraulic towers, each equipped with four rods, totaling sixteen points of support. The deck was then completed with prefabricated predalles, onto which the slab was cast, the road surface finish applied, and street furniture installed.

CONCLUSIONS

The articulated erection of the Drini Bridge and all supporting engineering reaffirmed an internal protocol derived from Eurocode, elaborated by Cimolai S.p.A., for evaluating the Erection Class – i.e., the level of difficulty of assembly based on various parameters. It is crucial for stakeholders to compile and discuss this document early in the operational design stage, well before commencing any site activities, to prevent assembly from becoming a complex or improvised acrobatic engineering exercise.

According to this protocol, the assembly of the Drini Bridge, as presented to Cimolai S.p.A., involves a high number of evaluations surpassing normal difficulties, categorizing it under ERC3b class. This is the fifth and final achievable class through analysis, out of a maximum of six. The sixth and highest level, ERC4, is reserved for unique and extraordinary works such as the transoceanic transport and assembly of the Panama Canal gates, the removal of the Costa Concordia cruise ship, or the construction of large bridges suspended over the sea like the Messina Strait Bridge.

Currently, such a document is entirely absent from the regulatory landscape, which needs to be addressed through a new Eurocode for land operations. Drawing upon 'DNVGL-ST-N001 - Marine operations', a comprehensive reference with over 500 pages, would establish a solid framework for the industry. Without such guidance documents, whether for mega-structures or small bridges, cost analyses and assembly risks assessments can only be superficial.

A summary framework of this protocol is provided in figure 9 to encourage reflection among the esteemed construction community on this important topic.



Fig. 8 - Ponte varato prima del calaggio di 10 m | Bridge launched before the 10m [32.8 ft] cast

Risultato per l'erection class ERCX	
Operazione di erezione:	Drini, Albania
Tipo di struttura:	Ponte ad arco
Classe di erezione ERCX:	ERC3b

Analisi della classe di conseguenza CC			
Classe di conseguenza			
Argomento	CC1 (bassa)	CC2 (Media)	CC3 (alta)
Perdite di vite umane	•		
Perdite economiche			•
Effetti politici e/o sociali			•
Perdita ambientale	•		
...			

Definizione dell'erection class ERCX			
Classe di conseguenza			
Classe di affidabilità	CC1	CC2	CC3
RC1	ERC1	ERC2a	ERC2b
RC2	ERC2a	ERC2b	ERC3a
RC3	ERC2b	ERC3a	ERC3b

Fig. 9- Quadro per la valutazione dell'Erection Class del montaggio del Ponte Drini | Erection Class evaluation framework of the Drini Bridge assembly

CREDITS

Inizio lavori (Cimolai S.p.A.):	Maggio 2023
Fine lavori:	Maggio 2024
General Contractor:	Salillari L.t.d.
Montaggio:	Cimolai S.p.A.
Project Manager:	Ing. Marco Sciarra – Cimolai S.p.A.
Progetto esecutivo:	Ing. Giorgio Rizzo
Progetto di montaggio e varo:	Ing. Alessandro Catanzano – Cimolai S.p.A.
Analisi ingegneristiche navali e marittime:	Ing. Alessandro Catanzano – Cimolai S.p.A.
Field Engineering:	Ing. Paolo Novi – Cimolai S.p.A.
Controlli NDT:	Istituto Italiano della Saldatura di Genova



ALESSANDRO CATANZANO

Ingegnere civile, cresciuto alla scuola Romaro di progettazione per l'impresa di carpenteria metallica, da oltre due decenni è Senior Design Director in Cimolai S.p.A, dove progetta sollevamenti, trasporti e montaggi di major bridges, mega-coperture e, nell'ultimo decennio, i vari di navi con barges semisom e l'installazione di strutture di difesa marina, all'estero e in Italia. Un intenso tutoring, per tesi e phd, ha permesso

la ricerca nel campo dei molti meta-problemi delle grandi strutture, dalla CFD, alla fatica, dalla plasticità alla fragilità, del nodo strutturale.

Analisi della classe di conseguenza RC			
Argomenti generali per il transitorio			
Argomento	RC1 (0-bassa)	RC2 (normale)	RC3 (anomala)
Circostanze e/o vincoli			•
Limiti di tempo			•
Costruzione in sito iniziata e documentata			•
Cambiamenti di scenario e di fase			•
Cambiamenti di tecniche			•
Problematiche di transitorio dal progetto originale			•
Problematiche di transitorio dal progetto originale			•
Geometria e congruenza		•	
Dimensione, personalizzazione e riciclo di attrezzature		•	
Competenza richiesta al progettista del transitorio			•
Competenza ingegneristica richiesta al manager di campo			•
Vuoto o conflitto di normative			•
...			
...			
Argomenti speciali per il transitorio			
Argomento	RC1 (0-bassa)	RC2 (normale)	RC3 (anomala)
Problematiche meteo			•
Problematiche dinamiche o di instabilità al vento	•		
Problematiche sismiche	•		
Problematiche di fatica	•		
Operazioni marine			•
Operazioni sottomarine	•		
...			
...			
Argomenti particolari per il transitorio			
Argomento	RC1 (0-bassa)	RC2 (normale)	RC3 (anomala)
Operazioni di trasporto			•
Operazioni di sollevamento e/o abbassamento			•
Macchine speciali		•	
Centine, accessi e predisposizioni		•	
Simulazioni FEM		•	
Verifiche FEM	•		
Problematiche idrauliche			•
Problematiche geotecniche			•
Problematiche fondazionali			•
Dipendenza da procedure dettagliate			•
...			
...			

FERRERO TECHNICAL CENTER – ALBA

Ing. Mauro Eugenio Giuliani*

REDESCO PROGETTI s.r.l.



Fig. 1 - Vista generale dell'edificio © E. Cano

La progettazione strutturale dell'edificio oggetto di questo articolo è stata svolta tenendo conto delle molteplici destinazioni d'uso che sono riconducibili ad:

- officina meccanica al piano terreno che si sviluppa per circa 160 m in lunghezza senza giunti e 24 m in larghezza con relativi carroponti, con colonne solo perimetrali;
- un mezzanino per alloggiamento degli impianti;
- un piano per uffici con la relativa copertura delimitata anche da cavedi aperti.

Parti delle strutture sono in vista e sono armonizzate con la raffinata ma incisiva architettura del complesso. Le strutture sono state concepite per la realizzazione in stabilimento di macro-elementi da assemblare in cantiere. L'analisi statica ha avuto l'obiettivo di ridurre al minimo le quantità dei materiali ma con un controllo stringente delle deformazioni; per raggiungere questo risultato le traverse con luce 24 m dei telai trasversali che sostengono tre livelli di impalcato sono state concepite con schema reticolare tipo Warren. La presenza di carroponti dotati di elevata portata e grande luce ha richiesto sino dall'inizio della progettazione lo sviluppo dell'analisi dinamica per assicurare adeguato comfort agli utenti degli uffici realizzati all'ultimo piano.

*Corresponding author. Email: me.giuliani@redesco.it

The structural design of the building was developed taking into account the manifold use purposes that can be leading back to:

- a machine shop at ground floor that is developed with around 160 m length without joints and 24 m width with the relevant over head cranes and with columns located along the perimeter only;
- a mezzanine for the MEP;
- an office floor with the relevant roof that includes open skylight passages.

Parts of the structures are in sight and are harmonized with the refined but incisive architecture of the construction. The structure were planned for the in shop construction of macro-elements to be assembled in the erection site. The static analysis was aimed to an at minimum reduction of the material quantities but within a stringent control of the deformations; in order to achieve this result, the beams of the transverse frames that support three deck levels were devised with a Warren type truss. Since the design starting the existence of the over head cranes with large load capacity and big span required the implementation of a dynamic analysis aiming at the assurance of an adequate comfort for the users of the offices that are located at the upper floor.

1. TIPOLOGIA

L'edificio è concepito per assolvere a molteplici destinazioni d'uso che sono riconducibili ad officina meccanica al piano terreno con relativi carroporti, ad un mezzanino per alloggiamento degli impianti, ad un piano per uffici con la relativa copertura delimitata anche da cavedi aperti (figure 1-3).

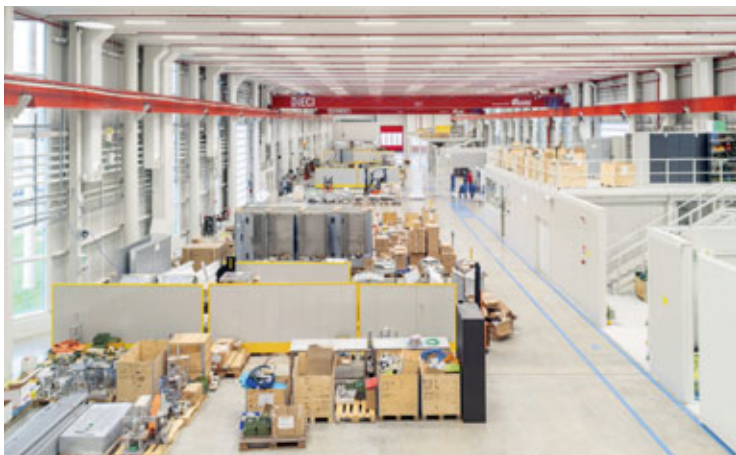


Fig. 2 - Vista interna del piano terreno © Studio Campo



Fig. 3 - Vista di un cavedio sul piano uffici © Studio Campo

2. IMPOSTAZIONE DELLA PROGETTAZIONE STRUTTURALE

In questo progetto, la concezione strutturale è stata ispirata e guidata da un' Architettura sapiente, capace di creare iconicità ma certamente consapevole della natura industriale, di ricerca e simbolica dell'edificio.

Si è trattato dunque di creare una Struttura che rispondesse a requisiti complessi in modo efficiente e coerente con l'organizzazione spaziale e formale dell'edificio.

Il progetto delle strutture riflette dunque la volontà precisa di dare forma ad un'Architettura che unisce la propria espressività ed eleganza alla massima funzionalità ed al rigore etico e formale richiesto da un'opera di questa ambizione.

Si evita pertanto il ricorso a sistemi inutilmente complessi, si ricerca una soluzione che permetta di soddisfare al meglio i requisiti funzionali, architettonici, energetici dell'edificio, attingendo alle conoscenze più avanzate nel campo della Ingegneria Strutturale nell'ottica di una ideale "ricerca del minimo" intesa come valore aggiunto del progetto.

Citando Constantin Brancusi: "la semplicità è complessità risolta".

Dal punto di vista della sostenibilità, l'apporto primario che viene dall' Ingegneria Strutturale è il minimo utilizzo di materiale all'interno dei vincoli formali e funzionali dell'opera. In questa direzione si è mosso il Progetto Strutturale fin dall'impostazione concettuale, scegliendo consapevolmente di doversi far carico di studi e verifiche degli aspetti legati alla stabilità di elementi estremamente snelli, al controllo delle vibrazioni oltre che delle deformazioni, ai livelli di comfort. La leggerezza delle strutture si abbina allo studio della fasi transitorie, delle dimensioni trasportabili, della prefabbricazione di grandi elementi e della semplificazione dei nodi e dei processi di produzione ed assemblaggio. In questo modo, si è voluto e potuto ridurre al minimo indispensabile l'impronta di CO2 delle strutture.

3. SVILUPPO DELLA PROGETTAZIONE STRUTTURALE

In termini generali l'edificio è basato su portali in acciaio con grandi luci, impostati su maglia di 7,2 x 24,5 m con montanti in profili tubolari.

I pilastri, oltre a supportare la totalità degli impalcati, ospitano le mensole per le vie di corsa dei carriponte.

La luce unica di 24,5 m è risolta con travi reticolari in acciaio tipo Warren inserite in un'altezza di interpiano di 3,65 m.

All'intradosso ed all'estradosso delle travi sono presenti impalcati in struttura composita: al livello inferiore a supporto del mezzanino impiantistico, a livello superiore a supporto del piano uffici.

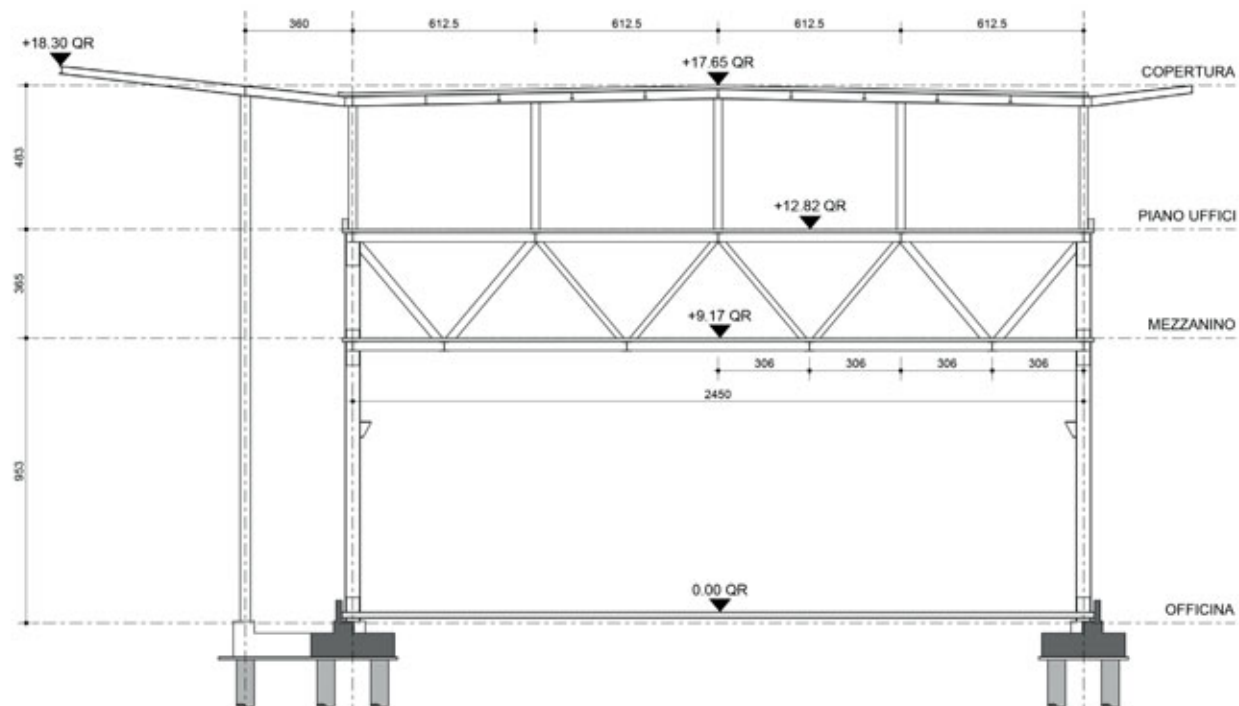


Fig. 4 - Sezione trasversale dell'edificio © Redesco Progetti

Alla sommità delle travi, in corrispondenza dei nodi del sistema reticolare, sono disposte le colonne del piano uffici, anch'esse in acciaio, a supporto della copertura in struttura composita (figura 4).

Le dimensioni ridotte delle aste della trave Warren e l'interasse di queste lasciano ampi spazi per le attrezzature impiantistiche (figura 5).

L'intero sistema è modulare, e la progettazione ha posto particolare attenzione allo studio dei nodi per favorire un assemblaggio rapido ed efficiente, oltre alla ottimizzazione spinta delle quantità di materiale impiegato (figura 6).

Dal punto di vista della stabilità laterale, in senso trasversale il comportamento è a telaio, mentre in senso longitudinale l'edificio è controventato dai vani scale in c.a. posti alle estremità.



Fig. 5 - Mezzanino impiantistico © E.Cano



Fig. 6 - Nodo superiore di una trave Warren © Redesco Progetti



Fig. 7 - Intradosso dell'impalcato del mezzanino © Redesco Progetti



Fig. 8 - Struttura della pensilina © Redesco Progetti

Pur avendo la considerevole lunghezza di circa 160 m, l'intero edificio è monolitico, senza giunti; le auto tensioni generate dalle variazioni termiche e dal comportamento reologico del calcestruzzo sono presidiate da barre di armatura che mantengono lo stato di fessurazione ad un livello molto basso al quale corrisponde una molto limitata riduzione di rigidità.

Un adeguato copriferro protegge le barre dalla corrosione mentre ulteriore protezione è conferita dalla lamiera grecata di intradosso e dalla posizione in ambiente interno protetto.

La stabilità delle strutture in acciaio durante la fase di montaggio è ottenuta con leggera controventatura posta all'intradosso del primo impalcato in posizione trasversale centrale (figura 7).

Completano il progetto le pensiline esterne, basate su pilastri tubolari estremamente snelli ed un'orditura metallica sottile a sbalzo, equilibrata da collegamenti alla struttura primaria opportunamente trattati dal punto di vista termico (figura 8).

Le fondazioni sono su pali di lunghezza ridotta ma necessari per attraversare gli strati superficiali di deposito fluviale caratterizzati da scarsissime caratteristiche geotecniche.

Per realizzare l'edificio senza aggiustamenti, tutti i componenti strutturali, impiantistici ed architettonici sono stati definiti in ambito BIM ed assemblati sul posto; questo approccio consente di produrre pezzi in diversi centri riducendo il tempo di fabbricazione.

4. ZONE PARTICOLARI

La zona dell'atrio è caratterizzata da colonne a tutta altezza ovvero pari a circa 18 m, e da una scala monumentale in acciaio di geometria complessa, risolta sfruttando il comportamento spaziale dell'insieme pedate/parapetti ed una serie di punti di appoggio o sospensione integrati nell'architettura (figure 9 e 10).



Fig. 9 - Colonne nell'atrio © Redesco Progetti



Fig. 10 - Scala nell'atrio © Studio Campo

5. ANALISI DINAMICA

Un elemento fondamentale dell'edificio è costituito dall'uso di due carriponte previsti per l'officina, mobili sulle vie dalle vie di corsa comuni che sono vincolate mediante mensole ai montanti dei telai in modo da ridurre le parti strutturali e ottimizzare le fondazioni (figura 11).

Per la compresenza di carriponte e di uffici soprastanti sono state svolte analisi vibrazionali dell'intera struttura, estremamente spinte fin dalle prime fasi progettuali e le relative necessarie impostazioni teoriche, non di uso comune, sono sinteticamente riportate nel seguito.

Le vibrazioni delle vie di corsa si propagano alle strutture soprastanti attraverso i montanti dei telai e le analisi sono state sviluppate per ottenere i valori delle accelerazioni degli impalcati soprastanti per confrontarli con quelli raccomandati per assicurare adeguato comfort ambientale.

Con uno schema elementare il carico verticale del carriponte è schematizzato con una singola azione F_0 posta nella mezziera del carrello di traslazione trasversale e mobile longitudinalmente lungo le campate della via di corsa, in quanto tale condizione ha un picco più elevato dell'involuppo di quelle



Fig. 11 - Vie di corsa sostenute dalle colonne
© Redesco Progetti

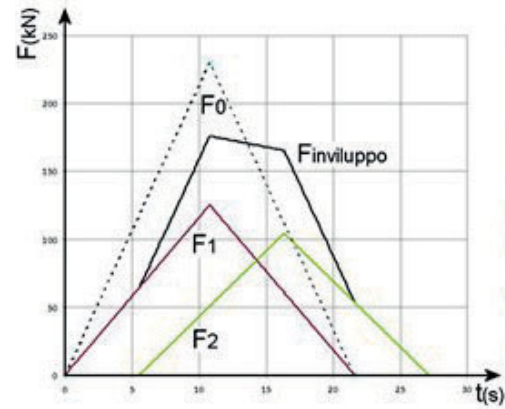


Fig. 12 - Evoluzione temporale del carico trasmesso dal carroponte ad un colonna.
© Redesco Progetti

F_1 ed F_2 generate dalle singole ruote ed inoltre si esaurisce in un tempo più breve.

L'evoluzione temporale della applicazione dei carichi è riportata nella figura 12.

Il carico trasmesso dal carroponte ad una delle colonne di bordo è funzione crescente nel tempo fino al valore $F0_{max}$ nell'intervallo $0 < t < 2T_F = LT/v$. TF è determinato dall'interasse delle colonne L_T e dalla velocità di traslazione v ; dopo il raggiungimento del picco il carico decresce e si annulla quando la ruota fittizia esce dalla campata caricata.

La condizione di carico si ripete sulla campata adiacente e quindi il carroponte trasmette carico alla colonna durante l'intervallo di transito $2T_F$.

A favore di sicurezza si calcolano gli spostamenti e le accelerazioni prodotte dal moto del carroponte con l'azione dinamica applicata direttamente agli impalcati soprastanti le vie di corsa e quindi trascurando completamente la rigidità delle colonne vincolate a terra attraverso le quali si trasmettono in realtà le vibrazioni.

I dati di ingresso per l'analisi sono:

azione massima del carroponte:	$F_{MAX} = 130 \text{ kN}$
velocità di traslazione:	$v = 0,667 \text{ m/s}$
distanza fra le colone	$L = 7,20 \text{ m}$

L'intervallo di transito risulta $2T_F = 1,6 \text{ s}$

Le strutture soggette alla forzante sono caratterizzate da massa $m = 432 \text{ kNs}^2/\text{m}$ e rigidezza $k=197.000 \text{ kNm}$ alle quali corrisponde la frequenza circolare del primo modo $\omega = 21,36 \text{ rad/s}$ ($f = 3,4 \text{ Hz}$).

L'analisi è sviluppata in accordo alla formulazione di *Duhamel* considerando che la generica azione $F(t)$, applicata nell'intervallo $0 \leq t \leq 2T_F$ può essere rappresentata dalla somma di impulsi $F(\tau)$ applicati al tempo τ e di durata $d\tau$ (Per la trattazione teorica del problema vedere ad esempio il capitolo 5 del volume *Controllo della dinamica delle strutture* - Gian Carlo Giuliani - Dario Flaccovio Editore - 2022)

Lo spostamento $u(t)$ risulta dalla risposta alla forzante $F(\tau)$ che si sviluppa nel tempo $d\tau$ alla quale seguono vibrazioni libere determinate dallo spostamento e dalla velocità presenti al termine dell'intervallo $d\tau$.

Tenendo conto dello smorzamento ξ lo spostamento è espresso da:

$$u(t) = (1/m\omega_D) \int_0^t F(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin\omega_D(t-\tau) d\tau = A_D(t) \sin\omega_D t - B_D(t) \cos\omega_D t$$

in cui:

$\omega_D = \omega (1-\xi^2)^{1/2}$ è la frequenza circolare del sistema smorzato

$$A_D(t) = (1/m\omega_D) e^{-\xi\omega t} \int_0^t F(\tau) e^{\xi\omega\tau} \cos\omega_D \tau d\tau$$

$$B_D(t) = (1/m\omega_D) e^{-\xi\omega t} \int_0^t F(\tau) e^{\xi\omega\tau} \sin\omega_D \tau d\tau$$

Per il ramo crescente del caso considerato la forzante è $F(t) = \beta t$ con $\beta = F_{max}/T$ e calcolando gli integrali fra gli estremi 0 e t l'espressione dello spostamento risulta:

$$u(t) = [(1/m\omega_D)e^{-\xi\omega t}] \{[\chi(t) - \chi(0)]\sin\omega_D t - [\delta(t) - \delta(0)]\cos\omega_D t\}$$

in cui $\chi(t) = \int_0^t F(\tau)e^{\xi\omega\tau}\cos\omega_D\tau d\tau$ e $\delta(t) = \int_0^t F(\tau)e^{\xi\omega\tau}\sin\omega_D\tau d\tau$

Per il ramo decrescente della forzante che si sviluppa da T_F a $2T_F$ si applicano espressioni simili.

Le accelerazioni sono espresse dalla derivata seconda dello spostamento e sono approssimate mediante calcolo alle differenze finite:

$$\Delta^2 u_k / \Delta t^2 = (u_{k-1} - 2u_k + u_{k+1}) / \Delta t^2$$

Gli indici $k-1, k, k+1$ identificano successivi valori del tempo t suddiviso in intervalli Δt .

La risposta in accelerazione del sistema per $\xi = 0,03$ è riportata nella figura 13 e si osserva che:

- il valore massimo $a_{max} = 3,9 \text{ mm/s}^2$ si manifesta all'uscita della azione $F(t)$ dalla campata della via di corsa sostenuta dalla colonna;
- permangono successive di oscillazioni smorzate.

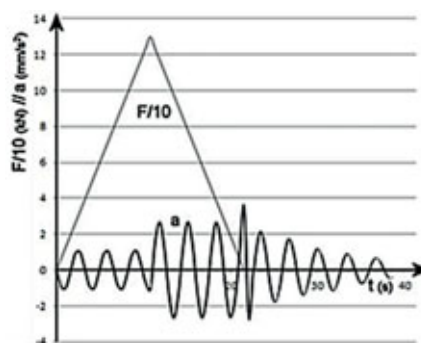


Fig. 13 - Grafico della risposta in accelerazione della struttura soggetta alla forzante F.
© Redesco Progetti

6. CARATTERISTICHE GENERALI DELL'EDIFICIO

Una particolare attenzione è stata posta per l'ottimizzazione bio-climatica dell'edificio per la quale si sfruttano i moti convettivi naturali dell'aria innescati dalla differenza di temperatura delle facciate poste a Nord ed a Sud (figura 14).



Fig. 14 - Schema del funzionamento bio-climatico © Frigerio Design Group



Fig. 15 - Vista dell'edificio completo © E. Cano

Per questa particolarità il Ferrero Technical Center è stato insignito del premio sostenibilità 2023 nella categoria EDILIZIA – EX NOVO

Il Premio Sostenibilità, giunto alla sua X edizione, è promosso da AESS – Agenzia per l'Energia e lo Sviluppo Sostenibile nell'ambito della XX edizione della Settimana della Bio Architettura e Sostenibilità.

Il Premio è un riconoscimento alle migliori architetture green in Italia e si propone di valorizzare buone pratiche che abbiano seguito i principi costruttivi di bioarchitettura, risparmio energetico e soluzioni *nature-based* in ambito urbano.

Si riportano alcuni dati che definiscono le dimensioni dell'intervento.

Superficie dell'appezzamento	14.500 m ²
Superficie costruita	12.700 m ²
Superficie a parcheggio	4.100 m ²
Entrata in servizio	2022

L'opera completa consente volutamente una lettura della concezione del sistema strutturale tramite la trasparenza di parti estese delle facciate che richiamano l'attenzione anche notturna, con effetto lanterna, verso un complesso certamente non convenzionale (figura 15).

CREDITI

Progettazione architettonica	Frigerio Design Group	E. Frigerio, C. Ginocchio
Progettazione impiantistica	Ariatta Ingegneria dei Sistemi	A. Ariatta, G. Ariatta
Progettazione strutturale	Redesco Progetti	M. E. Giuliani, F. Inzaghi
Impresa Generale	Co.Ge.Fa	G. Forte, A. Segà
Strutture in acciaio	MAP	A. Pesatori



MAURO EUGENIO GIULIANI

Laureato in ingegneria al Politecnico di Milano e studi di specializzazione alla ETSCPP di Madrid. Docente a contratto presso il Politecnico di Milano, AUIC. Docente Master IUAS “Tall bulidings” 2022. Direttore generale e Socio di maggioranza di REDESCO PROGETTI. Libero professionista abilitato in Milano dal 1991 ed in Madrid dal 1993, Ginevra dal 2013. Progettista di strutture speciali in c.a., c.a.p. e acciaio. Lavora dal 1990 al 1994 in Madrid, presso Julio Martínez Calzón; dal 1992 è socio di Redesco srl, Società di Progettazione Strutturale, che ha diretto dal 1998. Dal 2008 è socio di maggioranza della Società Redesco Structural Engineering che continua l'attività avviata da Redesco srl. Membro attivo delle associazioni: IASS – IABSE – FIB – ACI (Membro del Board dell’Italian Chapter). Ha progettato dall’inizio della sua attività soprattutto strutture di ponti, in c.a.p. e compositi, ed in maniera crescente strutture per la architettura, affiancando Architetti di fama nella progettazione di edifici complessi in Italia ed all'estero. Il centro della sua ricerca professionale è principalmente rivolto alle strutture composite acciaio-calcestruzzo e agli edifici alti in calcestruzzo. È il Progettista delle Torri Hadid (Generali) e Libeskind (Pwc) nell’area Citylife di Milano, nonché progettista costruttivo delle torri dell’area Ex-Varesine. Oggi al lavoro sulla Torre Pictet e Torre D Vernets a Ginevra, nuovo campus UNIMI nell’area MIND, Palazzo Sistema, Palazzo Welcome a Milano e numerosi progetti di rigenerazione di edifici storici in Milano e Roma: Caserme Montello, nuova sede della Università Cattolica nella ex Caserma Garibaldi e Riqualificazione della antica Zecca dello Stato, Roma. Autore di numerose conferenze e pubblicazioni su riviste di primo piano, partecipa attivamente al dibattito sui temi dello sviluppo sostenibile e della centralità del progetto. Autore del libro “Strutture Complesse, Libero Pensiero”, edito da Skira nel 2017, che raccoglie il pensiero teorico e numerosi esempi di realizzazioni di Redesco. Ha ricevuto nel 1996 lo “Tsuboi Award” per il miglior articolo pubblicato su IASS Bulletin nel 1995; Menzione d’Onore al premio Medaglia d’Oro per la Architettura, Triennale di Milano, 2003. Nel 2019 premio per il Best Tall Building dell’American Concrete Institute Excellence in Concrete Cosntruction”. Membro della Commissione Strutture dell’Ordine degli Ingegneri della provincia di Milano. Nell’ambito del Collegio Ingegneri e Architetti di Milano, responsabile delle iniziative culturali relative all’ambito della Ingegneria Strutturale.

SUSTAINABLE BRIDGE DESIGN IN THE ERA OF INDUSTRY 4.0

LA PROGETTAZIONE SOSTENIBILE DEI PONTI NELL'ERA DELL'INDUSTRIA 4.0

Ing. Matteo Cont* Ing. Michel Faltz

bEST Ingénieurs-Conseils, Senningerberg (Luxembourg)

In the last few years, the concepts of digitalization and industry 4.0 are getting more and more popular in the field of civil engineering, influencing our traditional way of designing and building civil works. Words like BIM, Parametric Design, AI and Neural Networks are spreading in scientific conferences, in many Design Companies, between Clients and in several directly or indirectly marketing-related documents. Considering these boundary conditions, it can be more than reasonable to ask ourselves how we are planning to deal with this technological horizon in the near future. Being engineers, we like to believe that a successful approach in addressing new challenges can be to use a “WHY & HOW” scheme, trying to find a good answer for the following questions:

WHY: for which reason should we introduce a change in our way of working? Which is the associated benefit (if any)? Can these new technologies be really useful to improve the quality and efficiency of our traditional conception and production processes?

HOW: assuming a positive outcome for “WHY”... which is the most effective way to implement the change?

How the transition to these new technologies can be introduced in a sustainable way in our Companies? How can we persuade our colleagues that an evolution is required? Which are the limits associated with interoperability between different tools and how can we deal with an effective data exchange?

Negli ultimi anni, i concetti di digitalizzazione e industria 4.0 stanno diventando sempre più popolari nel campo dell'ingegneria civile, influenzando il nostro modo di progettare e costruire edifici ed opere infrastrutturali. Parole come BIM, progettazione parametrica, intelligenza artificiale e reti neurali si stanno rapidamente diffondendo nelle conferenze, nelle società d'ingegneria, tra i Clienti e in molti documenti legati in via più o meno diretta ad attività di tipo commerciale. Può essere quindi più che ragionevole domandarci come ci stiamo preparando a gestire questo orizzonte tecnologico nel futuro prossimo.

Essendo ingegneri, ci è sembrato che un modo efficace per affrontare questa nuova sfida possa essere quello di schematizzarla in un approccio che potremmo definire del “PERCHE’ e COME”. Più precisamente, abbiamo cercato di trovare una buona risposta per le seguenti domande:

PERCHE’: per quale ragione dovremmo introdurre un cambiamento nel nostro modo di lavorare? Quale potrebbe essere il beneficio associato? Queste nuove tecnologie possono essere veramente utili per aumentare la qualità e l'efficienza dei nostri tradizionali processi produttivi?

COME: assumendo delle risposte positive al tema “PERCHE’” ... quale potrebbe essere il modo più efficace per implementare questo cambiamento? Come introdurre queste nuove tecnologie in maniera sostenibile? Come persuadere i nostri colleghi della necessità di una evoluzione? Quali sono i limiti pratici dell'interoperabilità tra differenti piattaforme software e come possiamo gestire il maniera efficiente la condivisione delle informazioni?

*Corresponding author. Email: matteocont@gmail.com

In the last few years, the concepts of digitalisation and industry 4.0 are getting more and more popular in the field of civil engineering, influencing our traditional way of designing and building civil works. Words like BIM (Building Information Modelling), Parametric Design, AI (Artificial Intelligence) and Neural Networks are spreading in scientific conferences, in Design Companies, between Clients and in many directly or indirectly marketing-related documents.

Considering these new boundary conditions, it can be more than reasonable to ask ourselves how we are planning to deal with this new technological horizon in the near future.

Being structural engineers, we like to believe that a successful approach in addressing new challenges can be to use a WHY & HOW scheme. More precisely, we tried to find a good answer for the following questions:

WHY: for which reason should we introduce a change in our way of working? Which is the associated benefit (if any)? Can these new technologies be really useful to improve the quality and efficiency of our traditional conception and production processes?

HOW: assuming a positive outcome for “WHY” ... which is the most effective way to implement the change? How the transition to these new technologies can be introduced in a sustainable way in our Companies (thus promoting “digital inclusion”)? How can we persuade our colleagues / employees that an evolution is required? Which are the limits associated with interoperability between different tools and how can we deal with an effective data exchange (thus minimising potential loss of information)? How to share the result of our efforts with the Client without losing information?

At a first glance, answering to “WHY” can appear trivial, but it’s not! Despite the fact that we’re continuously told that progress is coming, whether we want it or not, it is also evident that in human history almost no technological change was introduced if not leading to tangible benefits. Leaving AI and Neural Networks aside for the moment, we’d like to use the first part of this Article trying to show how digital design technologies, at least in our way of seeing the future of our profession, can play a major role in the fields of optimization, effective handling of complex geometries, 3D and 4D clash detection, construction planning and information management in wide terms. Afterwards, we’ll use the project of a real bridge that we recently redesigned in Luxembourg to explain our way of dealing with HOW. To be said that in this field, there is no “*perfect recipe*” or “*magic wand*” applicable to every situation. Different working environments, different types of projects, different people and different Companies require custom-made approaches.

Keeping all this in mind, we believe that the content of the second part of the Article can be, if not an inspiration, at least an interesting read and a good source of information.

1 EXPLAINING “WHY”

According to our experience, there can be several good reasons to implement digital transformation tools in our Companies, with the final goal of providing “Better structures for satisfied Clients”.

Between them: quick and effective evaluation of design alternatives, improved control on complex geometrical shapes, standardization of recurrent design situations, increased project quality, simplified implementation of change requests, improved management of time and cost, and quantitative approach to sustainability.

Before discussing these points in more detail, let us make an important premise. In the following paragraphs we’ll make extensive use of the terms “digital tools” and “parametric design”, treating them as synonyms. This has been done intentionally, with the purpose of highlighting how parametric functionalities represent an almost in-

dispensable ingredient for the digital transformation, being the base for the rational implementation of flexibility and interoperability.

1.1 Quick evaluation of Design Alternatives

When designing a structure that, as in the case of a road bridge, can have a permanent impact on the environment, it’s the responsibility of both Designer and Client to evaluate several options. This “*optioneering*” phase requires to consider different combinations of geometrical shapes, layout of supports, materials and colours, generating a set of configurations that have to be analysed in what can become an extremely time-consuming exercise (at least if addressed using traditional design techniques).

In this context, digital design tools can be an extremely powerful resource to guarantee a safe trip in the jungle of alternative solutions. The initial investment done for the proper parametrization of the problem can be quickly recovered in projects where several options have to be investigated. Once the tool has been set, in fact, analyses that may take structural designers weeks to generate, adapt to, or calculate can be accomplished in a few minutes. Computational design can thus be used to quickly carry out parametrical studies and structural optimisations so that ideas can be confirmed or discarded almost in real time. The parametric approach, in fact, allows “*what if*” discussions during a meeting or in a workshop, considering that changes can be handled efficiently and that a seamless interaction between Designer and Client can be achieved during the whole form finding process. Parametric design thus opens up the opportunity to explore more viable forms and leverage our expertise and Client collaboration at a different scale, bringing new opportunities to flex our design muscles.

All this said, you should always remember that all this flexibility is not achievable simply waving a magic wand, but it’s the result of the investment required to master programming and building the parametric model at the beginning of the process.

1.2 Dealing with Complexity & Automation

When speaking of parametric design, the first images that jump in our minds are typically associated with free forms and fluid organic geometries characterised by a remarkable level of complexity.

The projects developed by ZHA (Zaha Hadid Architects) are quite emblematic under this point of view, providing state-of-art examples of proper management of shapes. The building shown in figure 1 is probably one of hers most iconic works and illustrates well the concept.



Fig. 1 - Example of complexity of curves pushed at the limit in the conference centre designed by ZHA in Baku, Azerbaijan (credit: © Zaha Hadid Architects)

This design method can find its application also in the case of bridges and footbridges, not only when the design solution requires the implementation of cables, but even for trusses, arches or, in general, where hyperstaticity and/or variability in girder's depth are used to achieve a "clever" distribution of bending moments and/or optimise material use.

If pushing and flexing the limits of design innovation is one of your main targets, a parametric approach to the conception of the structural system can be very useful to feel much more confident that the unique form of your bridge is properly managed and that your calculation is able to provide a good approximation of the "real" behaviour of the structural system.

This data-driven design approach thus lays a solid foundation for decision making in the often-difficult balance between structural soundness, aesthetic integrity and environmental sustainability.

The figure 2 provides an example of how parametric design can be used to handle a complex geometry in the field of bridges:



Fig. 2 - Example of geometrical complexity handled via parametric design in the Theunis Bridge at Merksem, Belgium (credit: © ZJA)

On the other hand, we truly believe that parametric design can also have a humbler but equally useful application. Forgetting for a while all the very charming geometrical shapes of the pictures above, we have to consider that our everyday life requires to deal with a certain number of simple and repetitive structures, that are certainly less poetic than the previous ones (being typical and not unique masterpieces) but absolutely necessary to guarantee the correct functioning of our infrastructural network. Just to give some concrete examples, we are speaking of culverts, retaining walls, abutments, simple piers, channels, etc...

Parametrization can be a powerful ally also in these cases. Once defined a proper set of master models and the associated parameters, in fact, the designer will be able to use them to deal with all the recurrent elements of his projects. The advantages related to this way of proceeding are several. Between them:

1. Using parametric models can be useful in structural calculation, helping in assuring a uniform quality standard through the Company (considering that modelling tips, calculation methods and even reports can be embedded in the model);
2. Similarly, parametric BIM families can simplify the development of technical plans. Even in this case, in fact, typical details, formats and CAD standards can be directly defined in the model, thus allowing an effective production workflow;

3. The effort initially spent for the parametrization can be recovered fast, considering that recurrent elements will be used for the development of several different projects (extensive cost-sharing). Considering all that, we can say that the implementation of a parametric approach for recurrent structural types can produce an added value. All the time that engineers and technicians will save avoiding the mechanical execution of repetitive tasks (now automated thanks to parametric modelling), will be available to be reinvested in a progressive improvement of master models (thus increasing the quality level of future projects), in developing a perception of the bigger picture, and in avoiding potential lack of detail or coordination (that in real life are the most frequent source of issues for this type of structures).

1.3 Increasing Project Quality

Public expectations for improved quality in infrastructure are driving change away from copy-and-paste bridges. This is true both speaking of aesthetics and technical qualities, and requires proper technologies to be handled efficiently.

In fact, experience showed that Public Authorities are often facing some challenges to meet these expectations under competitive budgets and constrained schedules if only traditional production methods are used for project development. Parametric design streamlines workflows, iteration, and repetitive tasks, thus making it possible to achieve excellent design results, as better discussed in the following.

Aesthetical quality: it's undisputable that a conception supported by 3D tools allows for a better control of the final architectural outcome. In order to evaluate the design qualities and visual appearance of a bridge, in fact, designers often require more than the standard plan, elevation, and crosssection drawings. This is because, even when the pure elevation seems satisfactory, it can be that in a skew angle view unpleasant overlapping can be found.

It can then be useful, and sometimes necessary, to be able to see the structural system as a three-dimensional object in relation to the landscape, also as a thing in itself, and perhaps to be able to study some of its main details in three dimensions.

You should also consider that bridges are seen from many angles and the viewers can see them from a variety of conditions. They may be isolated objects in the landscape, part of a suite of structures or on a city street. Bridges are seen from close up, far away, and from rivers and other roads. Viewers can be standing still or moving to or across a bridge at varying speeds and by different modes.

An early step of the design process is thus to establish the critical views for the bridge and analyse them carefully. In this phase designers should use methods that accurately and realistically portray what people will see and the viewpoints from which they will see it. The figures 3-5 provide some interesting examples illustrating how the digital model of the bridge can be a powerful resource to deal with the just discussed topics:

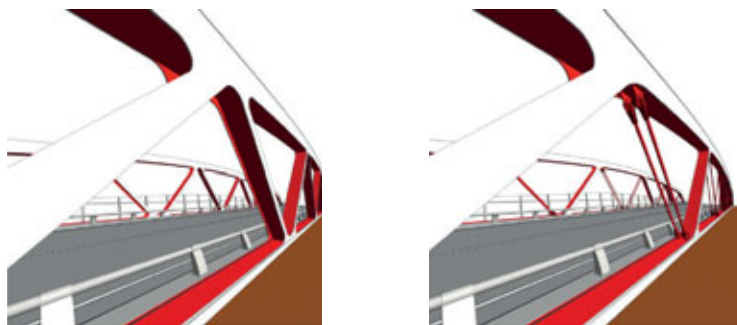


Fig. 3 - Evaluation of different types of tensile elements adoptable for the truss girders of the bridge (credit: © bEST Ingénieurs Conseils)

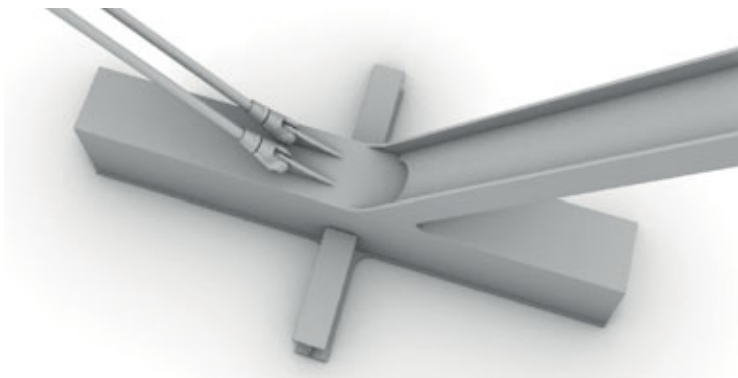


Fig. 4 - Detailed 3D study of a typical joint detail involving the connection of twin tension rods to the bottom chord of the truss (credit: © bEST Ingénieurs Conseils)

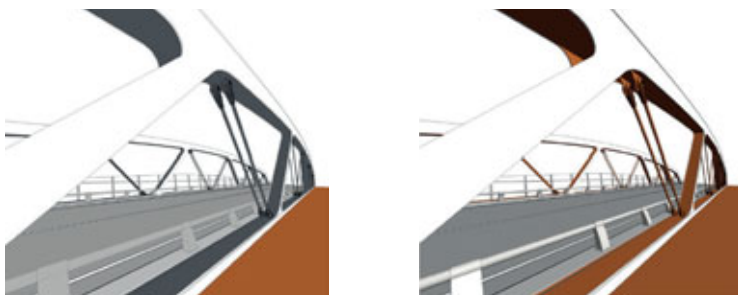


Fig. 5 - Evaluation of the effect produced by different colour schemes for the truss girders of the bridge (credit: © bEST Ingénieurs Conseils)

Technical Quality: defining the concept of technical quality is anything but easy. For the aim of this Article, we will define as technical quality the characteristic of a project to be buildable avoiding criticalities such as: clashes between elements belonging to different systems, problematic accessibility for bolting and welding, unexpected geometrical singularities, poor detailing, and constructability related issues. On top of that, it can be wise to consider that customised components should only be used where little risk of replacement or maintenance is to be expected.

Even in this cases, digital design tools can be extremely useful in making our life easier. 3D clash detection, for example, is becoming a well-established technology not only in buildings design, but also for infrastructural projects. In the specific case of bridges, once the tolerances are properly set, this function will be useful to improve coordination between structural elements, finishes, rainwater network, lighting fixtures and, if required, grounding network. In this way it will be possible to avoid a late identification (typically occurring on site) of geometrical clashes between cable ducts and expansion joints or between abutments backwall and rainwater pipes (just to give two examples).

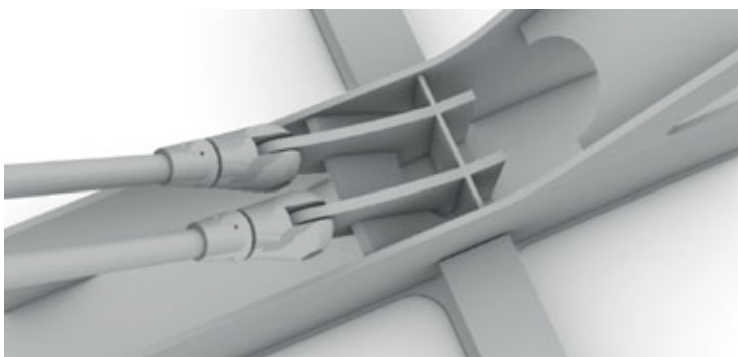


Fig. 6 - Detailed modelling of the joint between diagonals, cross beams and bottom chord of the truss (credit: © bEST Ingénieurs Conseils)

Furthermore, 3D conception gives the designer a better control on the geometry of the system, allowing him to evaluate accessibility of joints and soundness of local detailing, thus avoiding constructability issues. The study shown in figure 6, for example, was useful in evaluating a possible welding sequence adoptable for the assembly of the box section selected for the bottom chord of the truss and for the stiffening plates required for the connection of cross beams and tension rods:

1.4 Simple implementation of Change Requests

In Paragraph 1.1 we already explained how parametric design represents an advantage during the concept phase, when multiple alternatives have to be evaluated in a limited period of time. On the other hand, parametrization can be extremely powerful also in a later stage, when dealing with changes occurring during detailed design and triggered by:

1. Unexpected change of boundary conditions due to new information that were not available during the previous design stages (identification of a previously unknown pipe network, archaeological findings detected during excavation, etc);
2. Updated Client's requirements (exceptional traffic loads, widening of bicycle or pedestrian paths, etc);
3. New requirements related to updated National Regulations;
4. Others ...

When the nature of the change is such that it does not alter the general approach of the project, parametrization allows an effective update of design deliverables. In fact, if FE and BIM models were built wisely (thus adopting a smart set of parameters), the effort required for the implementation of the change request can be limited to the modification of one or more parameters. This action will trigger a corresponding modification in the geometry of both BIM and FE models, a recalculation of the system, an update of the structural members, and a re-drafting of the relevant project deliverables (calculation report, drawings and BoQ).

Even in this case the parametric approach can thus be seen as a central hub allowing a down-stream digital connection between different tools, ranging from Excel to BIM and structural analysis models. Again, as already discussed in 1.1, you should be careful in believing in fairy tales. The "magic wand", unfortunately, still does not exist in our world, meaning that you can't expect the model to follow any type of change effortlessly. We say this not to belittle the technology, but rather to promote a good level of awareness in all the stakeholders involved in the development and approval of the project.

1.5 Improved management of Time and Cost

4D planning tools are getting more and more common among designers and construction companies. Despite the scenographic effect of these simulations, we have to admit that the first time we saw them in action we asked ourselves if in everyday life they could really represent an added value compared with a traditional Gantt chart. After some years of practice, we can say that we found our answer to this question. Briefly, we think that, exactly as seeing a detail in 3D can be extremely useful for the structural designer to double check the soundness of his proposal, a 4D animation of the BIM model can be a powerful tool in the hand of a good planner. In fact, especially in complex projects where the Gantt chart starts to have several hundreds of lines, the risk of wrong sequencing of activities is particularly high. Such a kind of mistake can be extremely dangerous if affecting one of the items lying on the critical path.

Of course, for small projects the expected benefit can be less significant, but this does not diminish the importance of the tool, it simply

means that its implementation should be evaluated case by case on the basis of a cost-benefit approach.

Said that, you should also consider that a BIM model can be useful even for an effective quantity take-off. Lengths, areas, volumes, etc... will be directly linked to digital objects, meaning that a fast and effective traceability of the source of quantities will be doable just with “one click”. We are pretty sure that it happened also to yourself to be required to re-work a BoQ after several months spent on different projects. Quite a “scary” task to perform isn’t it? Even for the tidiest person in the world it will be difficult to remember the assumptions done at the time of the first estimation. Probably you used a fantastic Excel spreadsheet and you even scanned the plans used to support your calculations but we’re quite confident in saying that you will struggle a bit to come back in the frame. The new tools will then make your life easier, allowing a practical and direct connection between quantities and digital model.

1.6 Tackle the Climate Change

It is now clear that we are living in a critical decade for climate change. Its impacts are being felt all around the world and the topic has progressively gone from global threat to boardroom priority.

While the focus on greenhouse gas emissions due to the construction sector has been predominantly focused on operational emissions, the carbon sequestered in the structure during production has enjoyed a shadowy existence to date. Furthermore, since operational emissions play a limited role in the case of bridges, it is all the more important to be aware of our responsibility as civil engineers when it comes to embodied carbon reduction of structures.

A good way to do that is to use carbon footprint as a reference output for our analyses.

As shown in the diagram of figure 7, our potential impact on the carbon footprint of the structure is greater in the initial phase of the project.

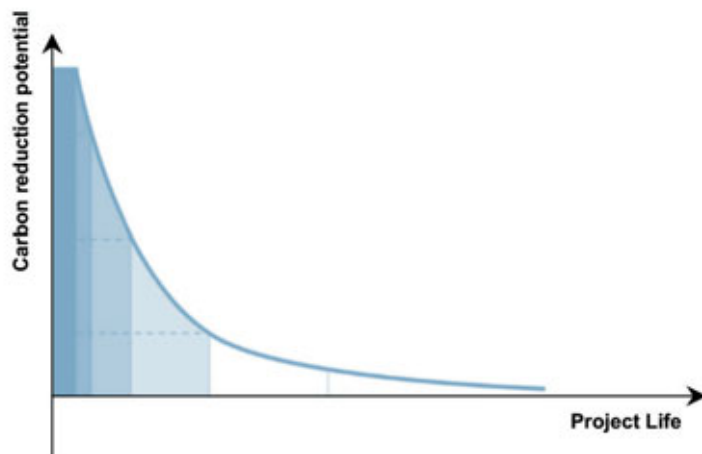


Fig. 7 - Progressive decrease in the carbon reduction potential over the project lifetime

This is particularly interesting with regard to a parametric design approach, which enables us to carry out efficient optioneering in the early project phases. A small additional effort done in programming the model (linking it to a proper EPD data base), will allow to automatically calculate the carbon footprint associated with the several options investigated during the concept design phase, thus giving to the Client the opportunity to make his final choice taking into consideration also this additional information.

Several calculation methods and Design Guidelines are dealing with this topic. For the aim of this Article, we decided to follow the approach of the Net Zero Bridges Group (based on IStructE guidance).

Man vs Machine: what’s the big battle about?

Now that we reached the end of “WHY” we think it can be interesting to spend some words on this spicy topic that, with the quick rate of technological development, is becoming more and more pressing. The pace at which technology is seeping into our lives, and the way most of the business fields are choosing to take the tech route to find solutions to their problems is putting us in the condition to ask ourselves if the day is not far when machines will replace human beings. Of course, we fully understand this fear, but we also think that we should try to modify our point of view. Every change, in its way, is a source of stress ... but also a big opportunity to evolve.

Even if construction industry is typically against the introduction of changes that can modify the traditional approach to deliver, we should ask ourselves if the way we’re using our time is really the best one. Is it worth to spend hours and hours in implementing repetitive tasks or is it better to leave these activities to “something” else? The answer to this question is not obvious, requiring a departure from our “comfort zone” to get back into the game and change our way of working.

On the other hand, we have to understand that content creation, communication, strategy and creativity will never be replaced by digital technologies. This means that we’ll be able to re-invest the time granted thanks to automation in developing skills based on the human brain, that are the only ones able to add real value to the production process.

2 UNDERSTANDING HOW

Now that you are probably convinced of the many advantages attributable to the implementation of the new digital technologies, is probably the good moment to speak about the “HOW”.

As explained in the introduction of this Article, this topic can be even more controversial than the previous one, involving a certain level of dependency to the specific context where the change has to be implemented.

In order to be more practical than theoretical, we decided to discuss the subject presenting the workflow that we successfully used for the design of a real project in Luxembourg. In some way, we like to think it can show a glimpse into our future way of working, applying logic-based visual programming aimed at dynamically connecting design data with geometric relationships adaptable in real-time (figure 8). It has been conceived considering the project as “unique” for the Company (meaning that the probability to make it a typical case is quite limited), and it’s the result of an integration between different software tools.

2.1 STEP 01: Selection of the Deck Type

The journey begins with the selection of the deck type that better suits the constraints of the project and the message that we, as bridge designers, would like to communicate with our work.

During this step, creativity plays a major role, as well as the experience of the designer. Probably the most nostalgic of you will thank God for that, comforted by knowing that human brain, at least at this stage, cannot be overcome by the computational power of machines. The type of deck adopted for the bridge has been selected considering the following boundary conditions:

1. The presence of the railway line directly under the deck requires to comply with the minimum clearance imposed by the national railway company (equal to 6.50m);
2. The bridge is part of a bigger project in which different Design

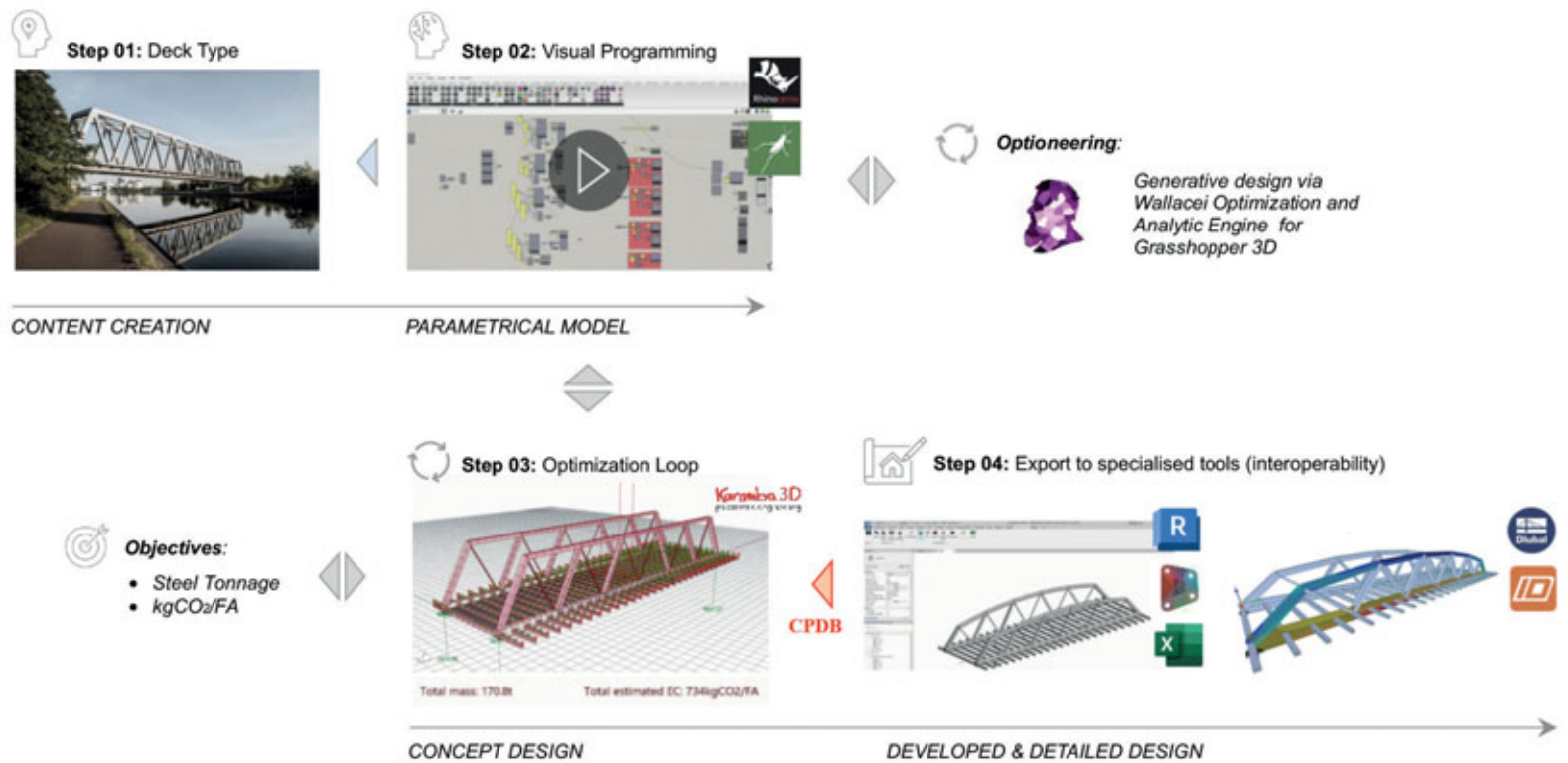


Fig. 8 - Graphical sketch representing the production workflow implemented for the project (credit: © bEST Ingénieurs Conseils)

- Companies collaborate to deliver a functional ring road around an industrial area. It follows that the level of the road supported by the bridge was more an input than a design parameter, being the result of several studies and iterations with local authorities;
3. According to Client's requirements the bridge had to be properly integrated in the planned soft mobility network, supporting on its deck a 3m wide platform dedicated to both pedestrians and bikes;
 4. The proximity of overhead power lines limited the use of big cranes to the period of time allocated for the displacement of one of the existing pylons.

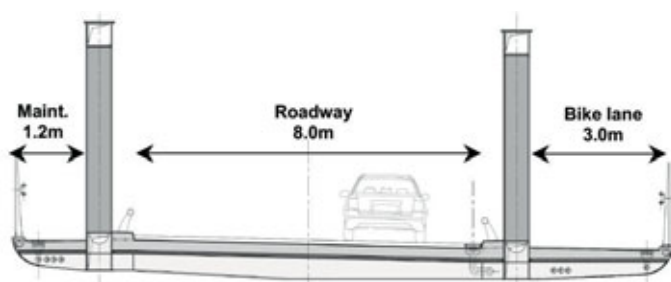


Fig. 9 - Sketch showing the cross section of the deck adopting as a starting point for the workflow (credit: © bEST Ingénieurs Conseils)

Constraints 1 and 2 limited the total thickness of the deck (structure + finishes) to only 75 cm. It followed that the selection of an half-through layout seemed to be the most effective choice. Furthermore, considering that one of our targets was to maximise the transparency of the bridge (to improve its integration in the environment and to guarantee a view on the surroundings to car drivers), the truss beams shown in figure 9 were preferred to plate girders. The choice of supporting the bicycle lane and the maintenance walkway with 2 cantilevers, not only helped in dissimulating the thickness of the bottom chord of the truss, but also gave a better travel experience for pedestrians and cyclists (who are the users spending

more time on the bridge). Moreover, this structural layout allows to minimise the span of cross beams, thus contributing to the optimization of the steel tonnage. In order to conclude this design step, a final choice has to be made: fixing the truss type. Considering the expected performance of the system, many possible solutions can be chosen. The Warren layout (equal length diagonal members forming equilateral triangles) has then been chosen considering its good "reputation" in terms of balance between material efficiency, structural stiffness and aesthetic quality.

2.2 STEP 02: Setting the Parametric Model

This step is probably the most important and controversial of the whole process, considering that a proper parametrization of the structural system is the base condition to obtain meaningful results from the simulation.

In this context, the concept of "*rubbish-in, rubbish-out*" plays a fundamental role: we have to remember that our computer is simply a machine and, despite its remarkable computational power, it lacks of creativity, knowledge, and capacity to define priorities by itself. Leaving aside the idea of AI, it's thus clear that the performance of the parametric algorithm is strictly linked to the quality of the instructions that the machine is receiving to execute its task. We say this to stress the fact that a poor output has to be seen as a lack of quality in the code and not as a limitation of the technology. In our case we decided to design the bridge using the combination Rhino+Grasshopper (R+G), that currently can be considered as state-of-the-art technology for this kind of simulation.

The set of parameters considered for the study is summarised in table 1. The first parameter of the table (*shape type*) is used to perform what is usually called "*optioneering*", allowing us to evaluate 3 different configurations for the top chord of the truss: straight, single curvature or double curvature (for a better understanding you can refer to the sketches shown in figure 10).

Afterwards, a set of parameters (geometry type) were selected to allow

Name	Type	Description
T_{shape}	shape	Top chord curvature
H_1	geometry	Minimum truss height
H_2	geometry	Maximum truss height
B_b	geometry	Spacing between trusses
L_b	geometry	Span of the bridge
N_d	geometry	Number of diagonals
I_t	geometry	Cross beams spacing
L_{CR}	geometry	Span of the right cantilever
L_{CL}	geometry	Span of the left cantilever
D_{type}	section	Section type of tens. diagonals
B_{truss}	section	Width of truss elements
h_{TCH}	section	Depth of truss top chord
h_{BCH}	section	Depth of truss bottom chord
t_{f-TCH}	section	Thk flanges top chord
t_{w-TCH}	section	Thk webs top chord
t_{f-BCH}	section	Thk flanges bottom chord
t_{w-BCH}	section	Thk webs bottom chord
b_{f-DIAG}	section	Width of diagonal flange
t_{f-DIAG}	section	Thk flanges diagonal
t_{w-DIAG}	section	Thk web diagonal
d_{DIAG}	section	Diameter of the diagonal

Tab. 1 - List of parameters used for the definition of the parametric model in the R+G environment

us to play with the height of the trusses and to “tune” the geometrical layout of the bridge. Finally, a specific set of parameters was selected to handle the cross sections of structural members. In more detail:

1. Top and bottom chords have been chosen to have a doubly symmetrical box section;
2. Compression diagonal members will have a doubly symmetrical I section;
3. Diagonal members in tension will have a round section or a doubly symmetrical I section;
4. The width of the chords and the height of the diagonals will be correlated using a single parameter giving the width of the truss (B_{truss}).

The parametrical model was then built in the R+G environment assuming a first geometrical layout based on previous experiences.

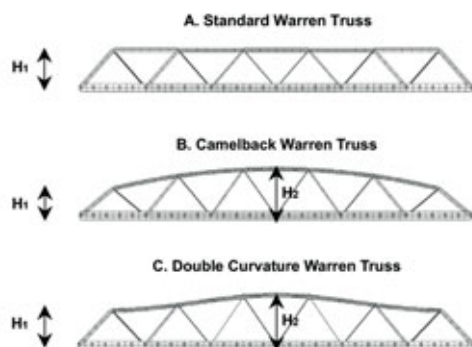


Fig. 10 - Sketch illustrating the geometrical families activated by the shape parameter T_{shape}

2.3 STEP 03: Structural Optimization Loop

The execution of the structural optimization loop required 2 additional tools. The combination of Rhino-Grasshopper, in fact, allows “only” to define a parametric geometry, but to automate an iterative

simulation we needed at least 2 additional “ingredients”:

1. A Finite Element calculation engine;
2. An evolutionary computational platform for the effective generation of sets of parameters.

For the first one we selected the renowned Karamba tool, because of its handy integration in the R+G environment. This tool is specifically tailored to design needs raising during the early design phases, and allows an export towards Dlubal RFEM or RSTAB, that we used for the later detailed calculation of the bridge (see STEP 04).

The formulations implemented in Karamba 3D are mainly focused on resolution speed, thus allowing an almost real-time evaluation of results. Exactly in the same way that an Excel spreadsheet updates on input changes, the parametric FE model can thus be updated, while having a live preview in Rhinoceros. It’s as simple as watching the span of a bridge change in front of your eyes by changing the end point coordinates, yet extremely powerful because of the computational design automation that is connected to those points, which automatically updates as the spatial relationships are changed or defined.

The next challenge was then to interface Karamba 3D with a platform capable of generating design parameter sets. This was an important choice considering that a fundamental part of a parametric design is not only setting-up a script, but also optimising the model for different goals (e.g. multi-objectives). Many accredited tools are available for this purpose; between them: Galapagos, Octopus, Wallacei, etc. As shown in figure 8, we decided to perform our simulation adopting Wallacei, even if, for our specific case, also a single objective solution would have been enough. In fact, even if the simulation has formally 2 main targets, in practice they tend to coincide, because an optimization of the steel tonnage tends to produce also a reduction in the carbon footprint of the bridge.

Said this, we should stress again the fact that, in order to have a successful simulation, the proper definition of parameters and the mutual relationship between them plays a role of paramount importance. In the case of our bridge, for example, the following constraints were carefully analysed:

1. Considering that the purpose of the parametric calculation is to optimise the structural system, we decided to allow only steel sections with classes ≤ 3 . This choice seemed to be reasonable, considering the type of bridge and the fact that working with class 4 members intrinsically entails a waste of materials in the non effective parts of the section;
2. Technologically speaking, steel plates production provides a specific set of thicknesses. Working with a structure that will be permanently exposed to weather conditions, we performed the simulation avoiding plates thinner than 15mm. In more detail, we allowed the software to “play” with the following values: 15, 20, 25, 30, 35, 40, 45, 50;
3. Considering the constructability of the truss (need for simple joints and good aesthetical outcome), we decided to impose the planarity between diagonal flanges and chords webs. This requirement entails a correlation between the width of box sections and the depth of I sections;
4. It is good practice to guarantee that the thickness of web panels is always less than the thickness of flange panels. The parametrization has been defined accordingly.
5. In order to obtain a reasonable sizing of structural members, the software was allowed to “play” with the size of plates adopting a stepping of 10 mm. This means that, if at iteration “ i ” a plate 400x25 is evaluated, iteration “ $i+1$ ” will jump directly to 410x25, thus neglecting 411x25, 412x25, etc...

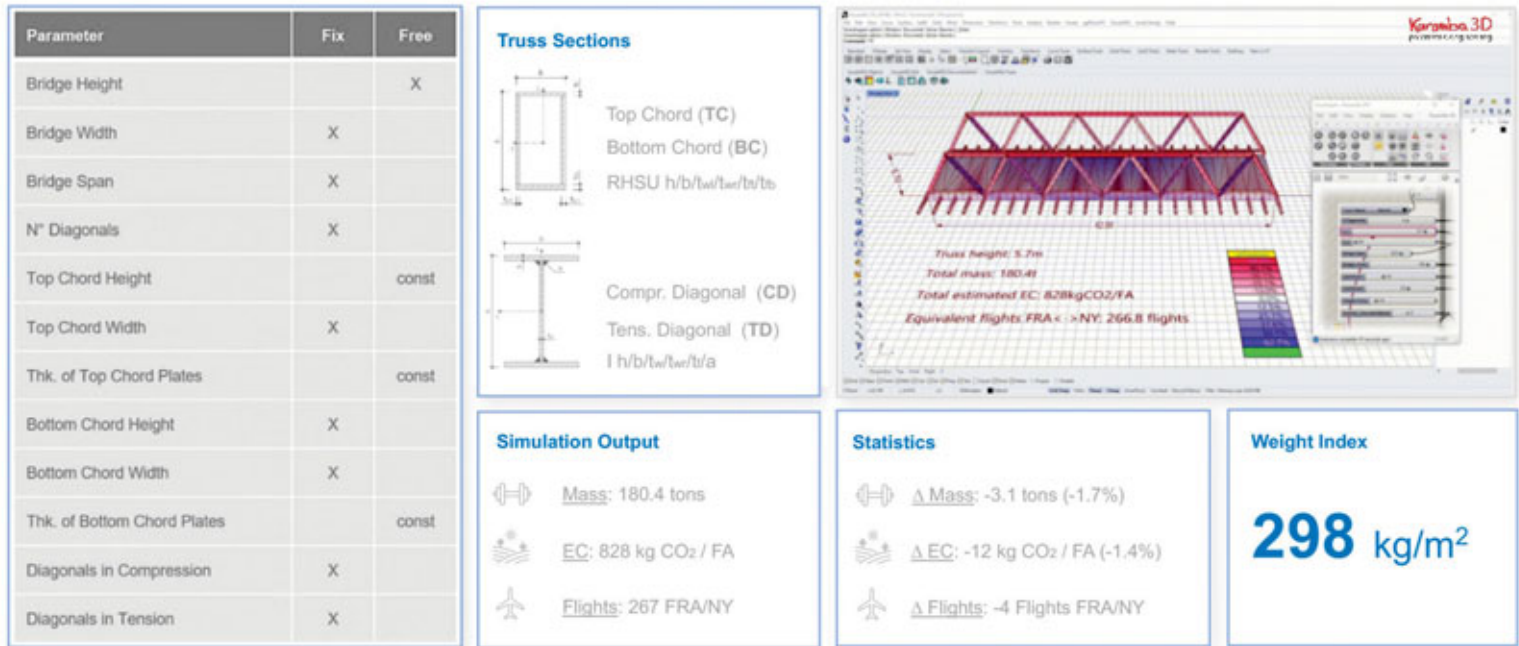


Fig. 11 - Communication dashboard defined to guarantee an effective form of communication with the Client

As already explained while discussing the “WHY”, one of the big advantages of parametrization is the possibility of establishing a seamless interaction between Designer and Client, allowing a transparent exchange of opinions and promoting informed choices during the whole “*form finding*” process.

In order to be effective, this process requires to establish a good form of communication between the parties. For this reason we decided to present the outcome of our analysis using the schematic dashboard shown in figure 11.

After a physiological “tuning”, this tool has proven itself to be extremely useful, providing a simplified insight on active parameters, a visual representation of the geometry of the structural system (including the associated cross sections), and a clear summary of the calculation outcome in terms of steel tonnage and carbon footprint.

In order to promote a certain level of awareness on the environmental sustainability of the project, the results of the calculation were converted in an equivalent number of flights from Frankfurt to New York and back. In table 2 we summarize the outcome of the 3 simulations that were executed in order to evaluate the performance of the 3 topological cases that we shown in figure 10.

To be noted that:

1. $H_{tot} = H_1 + H_2$ is the result of the optimization process, thus representing the best geometry to reduce the total steel tonnage;
2. The value of the carbon footprint presented in the table considers only 2 contributions: the steel structure and the concrete deck. The complete calculation (done following the Net Zero Bridge Group Guidelines) will be presented in the following pages of the article.

To conclude, the “*Statistics*” box shown in figure 11 provides a comparison between the analysed structural layout and the reference benchmark, defined as follows:

Case	$H_{tot} = H_1 + H_2$	T_{steel}	kgCO ₂ /FA
A	4.30 m	167.1 t	787
B	5.00 m	158.3 t	762
C	5.30 m	171.7 t	812

Tab. 2 - Summary of the results obtained from the execution of the parametric simulations for the 3 case studies

1. Constant height truss;
2. Constant section for top and bottom chord;
3. Uniform section for diagonals

Based on these data we decided, with the support of the Client, to proceed in the further development of Case B (Camelback Warren Truss). As better explained in the following paragraph, this was an interesting opportunity to define a good strategy to deal with interoperability between different software.

2.4 STEP 04: Interoperability

In order to fully detail our project, both in terms of calculation and production of drawings and documents, we soon realised the practical need to use specifically oriented software. This was because the platform based on Rhino-Grasshopper (and the associated plugins), even if extremely powerful and flexible, was able to meet our requirements only up to the finalisation of the Concept Design. The effective data migration towards different tools became at this point the primary challenge of the process.

In order to clarify the selected approach, the content of this Paragraph has been subdivided focusing first on structural calculation, and then on BIM modelling.

2.4.1 Detailed FE Simulation

The software selected for the detailed FE simulation of the bridge were Dlubal RFEM for the global analysis of the structural system and IDEA StatiCa for the evaluation of joints.

At this point, we think it can be useful to spend some words in what we call the “*myth of seamless connection between different software platforms*”. Our humble opinion on the topic is that, even if this target is theoretically possible, in practice it’s extremely challenging to achieve for the following reasons:

1. A specialistic software as Dlubal provides functionalities that are specifically conceived for the domain of structural simulation. It has been developed over ages and represents a state-of-art tool for its purpose. It follows that its own data set will be extremely challenging to link bidirectionally with different platforms. This also means that a certain level of re-working will be required at every change, triggering a mechanical reassignment process to be

executed iteratively by the structural designer (being the source of potential human mistakes).

A good example of this issue can be the proper definition of construction stages, involving the time consuming specification of an evolution in geometry, support conditions and material properties over time. Can you imagine how annoying it can be to be required to re-assign all this set of information at every update of the project?;

2. People working on different platforms have usually different skills and technical sensibilities. This means that a good modelling approximation in one field of knowledge can be not the way to go for another one;
3. Last but not least, when performing their calculations structural engineers are typically introducing some approximation aimed at achieving a predictable behaviour of the FE model. This is extremely helpful to build a good level of confidence in the calculation and to develop an intuitive understanding of the system. On the other hand this also means that the “real” geometry of the structure can differ from the one implemented in the FE model.

For example, it’s common practice to ignore longitudinal and transversal slopes in calculation, not to mention the even more thorny issue of the proper management of eccentricities between different elements, requiring specific competence and expertise.

For this reason, we tried to overcome the problem proposing an approach based on what we called CPDB: Common Parameters Data Base (represented in red in the workflow of figure 8).

The main idea at the basis of the process is to avoid data loss and, at the same time, to reduce as much as possible reworking. In order to reach this target, we decided to operate as follows:

1. At the end of the Concept Design, we selected which of the parameters used in the evaluation of design alternatives could now be considered as fix, thus reducing the degree of complexity of the parametrical base. For the specific case of OA 1447, this exercise produced what illustrated in table 3.

In evaluating the content of the table you should consider that cross sections are parametric as standard in Dlubal;

2. Afterwards, we exported from Rhino-Grasshopper a first draft of the FE model in Dlubal RFEM (including geometry and load data);
3. This model was further developed activating the native parametric functionalities embedded in Dlubal RFEM to implement the parametrical base defined in the CPDB, as defined in table 3;
4. To conclude, we assigned to the FE model all the additional loads, combinations, elements and metadata required for the detailed simulation of the structural system.

At the end of this process we thus had in our hands a parametric FE model, having the degree of flexibility required to implement a “fine tuned” optimization of the structural system and, more importantly, defined in the native environment of the calculation software.

In this way we achieved not only the advantage of reducing to almost

Name	Type	Description
H_1	geometry	Minimum truss height
H_2	geometry	Maximum truss height
B_b	geometry	Spacing between trusses
L_b	geometry	Span of the bridge
L_{CR}	geometry	Span of the right cantilever
L_{CL}	geometry	Span of the left cantilever
B_{truss}	section	Width of truss elements

Tab. 3 - “Reduced” list of parameters included in the Common Parameters Data Base (CPDB)

zero the efforts required to update the model for geometrical optimizations occurred after the concept design stage, but also to preserve the level of confidence in the calculation model (thus avoiding the feeling of operating with a black box, which is so unpopular between structural designers).

2.4.2 Detailed BIM Modelling

The software selected for the detailed BIM modelling, also to follow the requirements of the Client, was Revit. Our considerations for the “myth of seamless connection between different software platforms” applies even in this case, considering that there are many components required in project detailing that are not considered in the parametric model developed in the Rhino-Grasshopper environment. Just to remember some:

1. Road barriers;
2. Bridge finishes (railings, asphalt, etc.);
3. MEP (rainwater collection system, lights, etc.);
4. Functional components (abutments, walls, etc.);
5. Technical sub-components (joints, bearings, etc.);
6. Etc ...

This means that, in order to produce a proper set of execution drawings, these missing information have to be added after the completion of the Concept Design in the BIM model. We all know how this process requires not only a remarkable effort, but also a time consuming coordination exercise. It’s thus more than necessary to define a strategy allowing to reduce as much as possible model reworking in the event of the almost unavoidable optimizations occurring during Developed and Execution Design phases.

Even in this case, the CPDB already described when speaking of the detailed FE simulation, proved itself to be an effective solution. In order to minimise reworking, we thus decided to operate as follows:

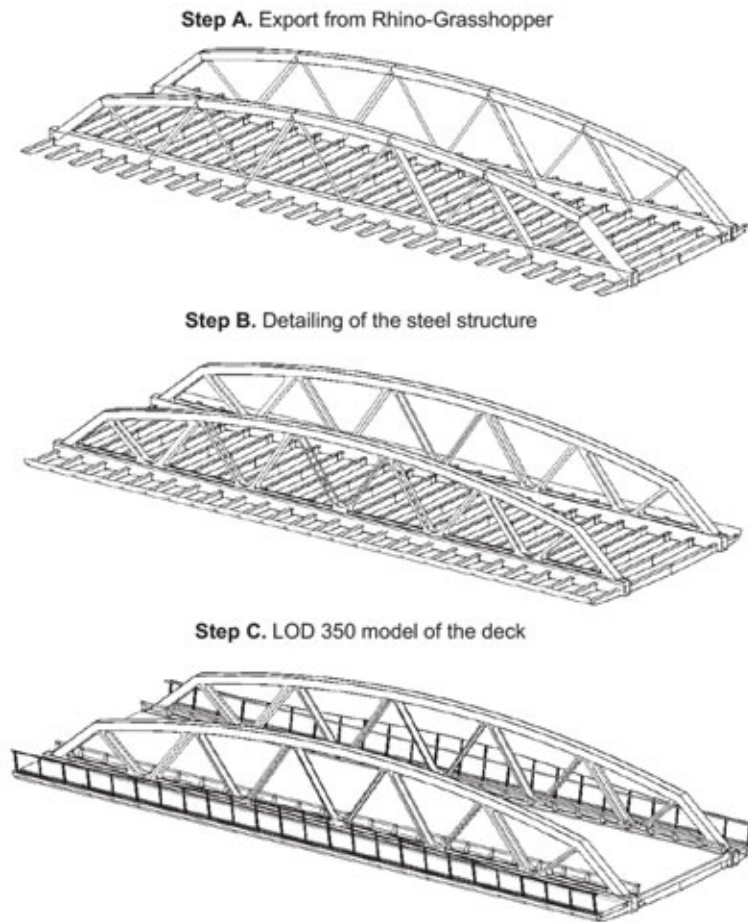
1. Exactly as done in the case of FE simulation, at the end of Concept Design, we selected which of the parameters would have been useful for the purpose of the detailed BIM modelling. The outcome of this exercise produced a matrix similar to the one shown in table 3;
2. Afterwards, we exported from Rhino-Grasshopper a first draft of the Revit BIM model by directly accessing the required & pre-defined Revit families (including wireframe axis, steel sections and slab data);
3. his file was then used as a starting point for a further evolution of the BIM model. At this stage parametrization has been implemented combining standard & custom adaptive families with the extended capabilities of Dynamo;
4. Following this approach, we were able to gradually enrich the content of the model (up to the target LOD 350), preserving the degree of flexibility required to accommodate changes occurring during design refinement with limited reworking.

The sketch in figure 12 is interesting in providing an idea on how the model that was directly exported from Rhino Grasshopper (Step A) was further detailed to give a proper representation of the steel structural system (Step B), and finally completed with concrete slab, road barriers, balustrades and all the relevant components required to achieve the selected level of detail (Step C):

2.4.3 Detailed calculation of Carbon Footprint

The detailed BIM model described in the previous paragraph was developed implementing all the information required to automate the calculation of the carbon footprint, following the method outlined in the “Carbon Calculation Guide for Bridges, DRAFT v0.1”, published by the Net Zero Bridges Group. In more detail:

1. Life cycle stages A1 to A5 (upfront carbon) are considered in the calculation (for additional details see the definitions provided in PAS 2080);



Carbon Footprint A1-A3 (Normalised):

	Items	%	tCO _{2e}	
	Steel-Works	491.12	50.39%	tCO _{2e}
	Concrete-Deck	136.19	13.97%	tCO _{2e}
	Concrete-Works	178.858	18.35%	tCO _{2e}
	Earth-Works	9.40	0.96%	tCO _{2e}
	Ancillaries	58.09	5.96%	tCO _{2e}
	Joints & Bearings	101.01	10.36%	tCO _{2e}
	Total (A1-A3)	975	100.00%	tCO_{2e}
		76%	% of (A1-A5)	

Carbon Footprint A1-A5 (Normalised):

	Items	%	tCO _{2e}	
	Steel-Works	589.33	45.74%	tCO _{2e}
	Concrete-Deck	172.66	13.40%	tCO _{2e}
	Concrete-Works	243.72	18.92%	tCO _{2e}
	Earth-Works	106.49	8.27%	tCO _{2e}
	Ancillaries	73.61	5.71%	tCO _{2e}
	Joints & Bearings	102.52	7.96%	tCO _{2e}
	Total (A1-A5)	1,288	100.00%	tCO_{2e}
		2,169	kgCO_{2e}/m²	

Tab. 4 – Carbon Footprint A1-A3 and A1-A5

Fig. 12 – Sketch illustrating the evolution of the BIM model from the export from Rhino Grasshopper up to the target LOD 350 (defined according to AIA)

- The model includes all the bridge elements that are relevant for the execution of the carbon assessment (meaning: superstructure, sub-structure, foundations, ancillaries and earthworks);
- The carbon factors adopted in the calculation are those provided in the Guide of the Net Zero Bridge Group (source: IStructE’s HTCEC and ICE v3.0 databases).

Despite the fact that several plugins for Revit (as OneClick LCA) are currently available on the market, this calculation was performed with the support of a simple Excel spreadsheet. The table 4 can be useful in illustrating the final outcome of our exercise.

The normalization has been done considering the convention adopted in [2] in order to allow a meaningful comparison with the benchmark provided in [3].

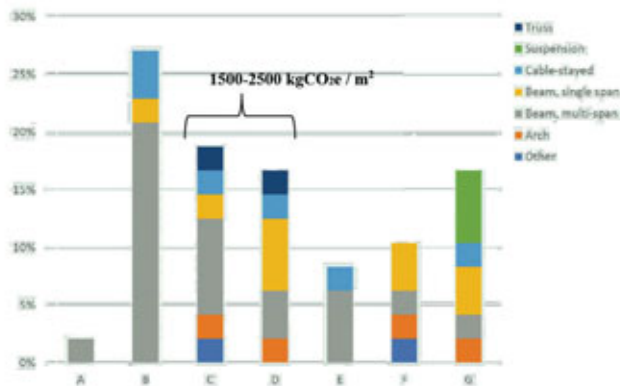


Fig. 13 – Histogram of SCORBS ratings for bridge structures in COWI’s dataset (credit: © COWI)

The importance of Digital Inclusion

According to Wikipedia: “digital inclusion involves the activities necessary to ensure equitable access to and use of information and communication technologies for participation in social and economic life”. Practically speaking, this means that the introduction of a new technology in the production chain should not, ideally, generate an irreversible obsolescence of part of the personnel (typically senior employees).

In the field of engineering, this can be a very dangerous side effect, especially considering that it can cause a dramatic loss in terms of competencies.

Our world, in fact, is still characterised by a form of knowledge that is passed down from generation to generation, meaning that interrupting the chain can produce a drop in terms of know-how and projects quality. This is why we decided to face the topic of Digital Inclusion asking ourselves how the production workflow shown in figure 8 could allow the seamless integration of existing skills in an evolved production process.

In order to do that, we decided to assign the different steps of the workflow to different professional profiles that were already operating in the Company. In more detail:

- Step 01 was assigned to a Senior Bridge engineer. The experience gained over the years, in fact, made him the best candidate for the selection of the most suitable type of deck (content creation);
- Step 02 and Step 03 were then assigned to a computational engineer, considering that the skills in visual programming required during the concept phase are very demanding. The model, in fact, has to be extremely flexible to allow the maximum freedom while investigating different design options. No other way

than rely on a profile that is specifically focused on the topic, keeping himself updated on the best technologies available on the market. On the other hand, since computational designers rarely work on the same type of construction (buildings, bridges, urban development, etc.), a close collaboration and guidance in defining the key parameters and the main design-determining figures (loads, regulation constraints, etc.) is a vital prerequisite;

- Step 04, finally, occurs when the Client already made his choice, implying that the level of complexity of the model can be significantly reduced. The main consequence of this modified scenario is that even a non-specialist (if adequately motivated and properly trained) will be able to use the basic parametric functionalities implemented in BIM and FEM software to optimise his efficiency.

This way of proceeding provided, at least in our Company, very encouraging results.

Colleagues that were used to work with “traditional” methods since a long time showed an enthusiastic aptitude in learning some pills of parametrization, being pleasantly surprised by the advantages offered by the new technologies.

According to the SCORBS scale, the bridge reached a performance that is lying between Class C and Class D, that fits reasonably in the range shown in figure 13.

3 CONCLUSIONS

Now that we reached the end of our short trip together, it's the moment to take some conclusions.

In our environment design is moving fast, and the ability of adapting to change is becoming more and more critical. In this context, the new technologies are effective in connecting bridge engineer's expertise and design intent to a centralised digital representation, that becomes an evolved proof-of-concept, thus allowing upfront optimization and streamlining the exploration of different design alternatives.

In this Article we discussed WHY a change in our way of working is required, demonstrating the advantages gained through the implementation of parametric design at the early stages, when decisions are paramount and have the greatest impact on project's cost.

Then, we described our workflow to explain HOW the transition

to these new technologies was introduced in our Company. To be concrete and practical, a “real” case study was used to illustrate the concept and to proof its applicability. The outcome of the process is shown in figure 14.

Finally, we also showed how the parametric model can be effectively interfaced with other digital tools (specifically FEM and BIM technologies) aimed at further developing the project from concept to execution, allowing effective management of complexity, increasing project quality and tackling climate change. Based on the proposed information, we thus think it can be reasonable to summarise the lesson learned as follows:

1. Benefits associated to the introduction of parametric design and digital technologies are tangible, thus justifying their implementation in everyday design production;
2. In order to effectively implement this new way of working in an organised and complex environment like an engineering company, digital inclusion and know-how preservation have to be carefully considered;
3. There is no “*magic recipe*” applicable to every situation. Different working environments, different types of projects, different people and different Companies may require custom-made approaches to allow the transformation to happen;
4. Despite all this, experience shown that once found the good way to do it, the introduction of parametric design and digital technologies can have a very positive impact on the working environment, promoting innovation, fostering collaboration, and increasing the final quality of our projects.

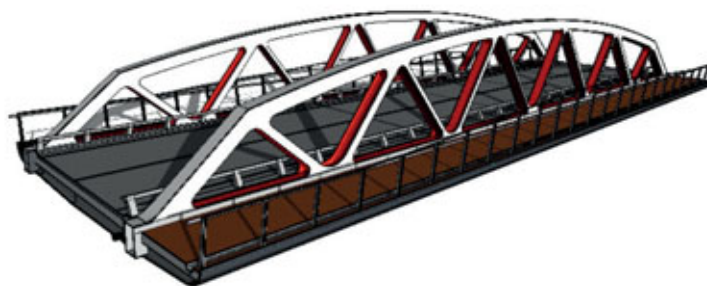


Fig. 14 - Visualization of the final outcome obtained thanks to the implementation of the production workflow that is described in this Article (credit: © bEST ingénieurs conseils)

4 REFERENCES

- [1] Preisinger, C. (2013), Linking Structure and Parametric Geometry. Architectural Design, 83: 110-113 DOI: 10.1002/ad.1564
- [2] Net Zero Bridges Group, Carbon Calculations for Bridges, Version 0.1, July 2023
- [3] C. Archer-Jones, D.Green (2021), Carbon targets for bridges: a proposed SCORS-style rating scheme, thestructuralengineer.org



MATTEO CONT

Graduated in 2006 in Structural Engineering at the University of Trento, Italy, Matteo worked for more than 18 years in renowned consulting companies (Sytra, AKTII, Ney and Partners), collaborating in the development of ambitious buildings and infrastructural projects. In 2023 he joined bEST Ingénieurs-Conseils to provide technical expertise in the field of bridges.



MICHEL FALTZ

Graduated in 2017 in Civil Engineering from RWTH Aachen University, Germany, Michel worked for more than 7 years in the design and delivery of small- and large-scale construction projects throughout Europe & Asia. In 2021 he joined bEST Ingénieurs-Conseils to provide technical expertise in the areas of civil engineering and digitalization

LA MAPPA DEI VENTI ESTREMI ITALIANI: TRENT'ANNI DOPO

THE MAP OF ITALIAN EXTREME WINDS: THIRTY YEARS LATER

Lorenzo Raffaele*, Luca Bruno, Elisabetta Colucci

Dipartimento di Architettura e Design, Politecnico di Torino, Gruppo di ricerca e sviluppo GeoWindy, Torino, Italia

Le costruzioni metalliche sono notoriamente tra le più sensibili all'azione del vento, a causa della loro elevata snellezza e leggerezza, e del ridotto smorzamento strutturale. Nel 1991 G. Ballio, S. Lagomarsino, G. Piccardo e G. Solari pubblicarono su *Costruzioni Metalliche* i criteri, la metodologia e i risultati della mappatura dei venti estremi italiani, ottenuta sulla base delle misure in stazioni anemometriche al suolo distribuite sul territorio nazionale. La traduzione normativa di quel lavoro innovativo ha avuto un impatto straordinario sul progetto di strutture al vento, diventando patrimonio culturale comune degli ingegneri e architetti italiani ed europei. A più di trent'anni di distanza, nuovi metodi e basi dati computazionali e satellitari offrono la possibilità di riconsiderare la mappa dei venti correnti ed estremi italiani, nella prospettiva di raffinare la modellazione dai venti sinottici sin qui considerati con scale spaziali di centinaia di km a quelli alla mesoscala fino a scale spaziali di 2 km. Questo articolo ha l'obiettivo di formalizzare, implementare, discutere criticamente e verificare questa prospettiva. I risultati ottenuti permettono di offrire al progettista un approccio innovativo, e uno strumento di semplice utilizzo, consistente e uniformemente esteso a tutto il territorio nazionale.

*Metal structures are notoriously among the most sensitive to wind action, due to their high slenderness and lightweight, and reduced structural damping. In 1991, G. Ballio, S. Lagomarsino, G. Piccardo, and G. Solari published in *Costruzioni Metalliche* the criteria, methodology, and results of the mapping of extreme Italian winds, based on measurements from land anemometric stations distributed throughout the national territory. The codification of such an innovative study had an extraordinary impact on the design of wind loaded structures, becoming a shared cultural heritage of the Italian and European engineers and architects. More than thirty years later, new methods, computational and satellite databases offer the possibility of reconsidering the map of current and extreme Italian winds, with the aim of refining the modeling from the synoptic winds considered so far with spatial scales of hundreds of km to those at the mesoscale down to spatial scales up to 2 km. This study aims to formalize, implement, critically discuss, and verify this perspective. The obtained results allow offering the designer an innovative approach, and an easy-to-use tool, consistent and uniformly extended over the whole national territory.*

1 CONTESTO E OBIETTIVO DELLO STUDIO

Le strutture metalliche sono note per essere particolarmente sensibili all'azione del vento, a causa della loro elevata snellezza, leggerezza e ridotto smorzamento strutturale. I carichi di progetto indotti dal vento dipendono dal quadrato della velocità del vento: stabilire quest'ultima è determinante per valutarli adeguatamente.

Nel 1991, G. Ballio, S. Lagomarsino, G. Piccardo e G. Solari pubblicarono

su *Costruzioni Metalliche* [1][2] i criteri, il metodo e i risultati della mappatura dei venti estremi italiani, in accordo con i principi fondamentali delineati nei primi anni Sessanta da uno dei padri fondatori dell'Ingegneria del Vento, A.G. Davenport [3]. L'approccio a due fasi 'map-and-return', definitivamente stabilito da Ballio et al. in [4], è schematizzato in figura 1a. La fase di mappatura 'map' consiste nell'acquisizione della velocità del vento v media su 10 minuti misurata presso stazioni anemometriche locali

*Corresponding author. Email: lorenzo.raffaele@polito.it

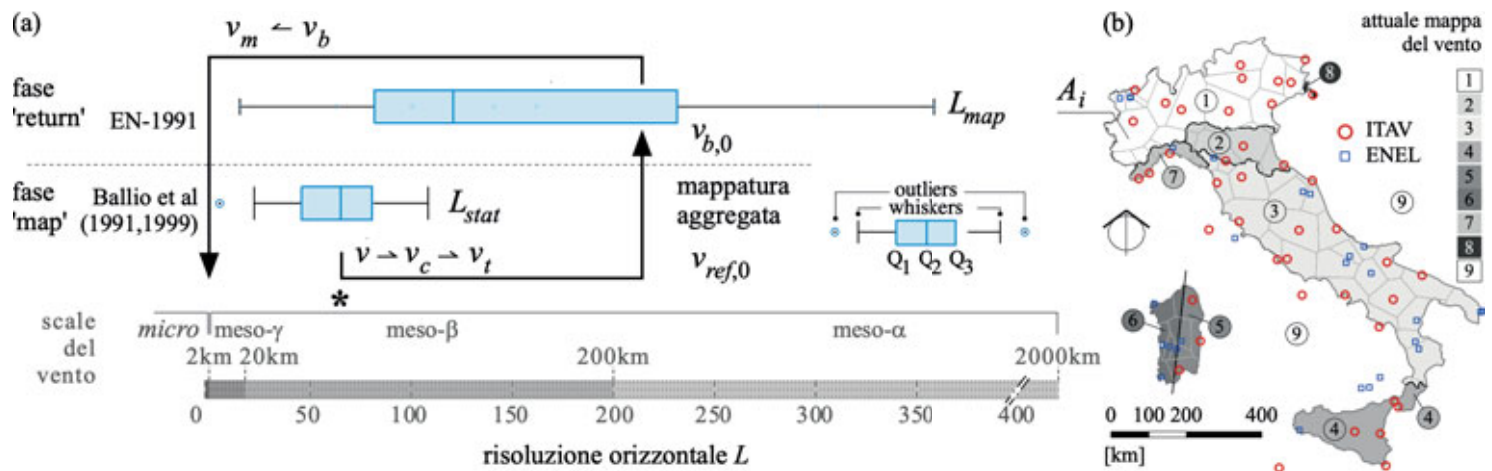


Fig. 1 – Schema dell'attuale approccio codificato 'map-and-return' (a); posizione delle 69 stazioni in [4], le loro aree di competenza, e la mappa italiana del vento risultante [5][6](b)

variamente spaziate tra loro (L_{stat} , sua statistica e valor medio contrassegnato da "*" in figura 1a), la sua correzione v_c , trasformazione v_t e analisi probabilistica dei valori estremi $v_{ref,0}$. Questo processo non è necessariamente esplicitato al progettista se non nel suo esito finale codificato [5][6], ovvero la mappa nazionale del vento che raggruppa le zone climatiche, nove per l'Italia con estensione da una decina alle centinaia di km (L_{map} e sua statistica in figura 1a). La seconda fase, invece, è direttamente affidata al progettista tramite il cosiddetto 'return criterion' [4], al fine di ricavare dalla velocità di riferimento mappata ($v_{b,0}$ in [7]) il valore di velocità di progetto (v_m in [7]), considerando le caratteristiche locali del sito di costruzione: altezza sul livello del mare, rugosità aerodinamica, orografia e distanza dalla linea di costa, altezza di riferimento della costruzione. Da un lato, questo studio innovativo rappresentò il compimento di uno sforzo di modellizzazione brillante e pionieristico per fornire uno strumento pratico di progettazione basato su misurazioni da stazioni anemometriche al suolo

la cui disponibilità era relativamente limitata all'epoca, complessivamente circa 10 milioni di dati presso 69 stazioni [4] (figura 1b). Dall'altro, la disseminazione su Costruzioni Metalliche e la successiva trasposizione normativa del metodo stabilito da Ballio et al. [5][6][7] ha avuto un impatto straordinario sulla progettazione di strutture esposte al vento, diventando un patrimonio culturale condiviso degli ingegneri e architetti italiani ed europei. In sintesi, Ballio e coautori fecero tanto con poco. Nonostante tali successi, entrambe le fasi dell'approccio 'map-and-return' presentano alcune criticità, già evidenziate in precedenza dagli stessi Davenport [3], Ballio e coautori [1][2]. Di seguito, queste sono sinteticamente richiamate riferendosi separatamente alla fase di mappatura e di ritorno. Le criticità nella fase di mappatura discendono direttamente da quantità e qualità delle misure anemometriche disponibili, ovvero dalla spaziatura delle stazioni di misura al suolo, dalla durata delle serie temporali, dalle caratteristiche locali del sito di installazione di ogni stazione e dalle spe-

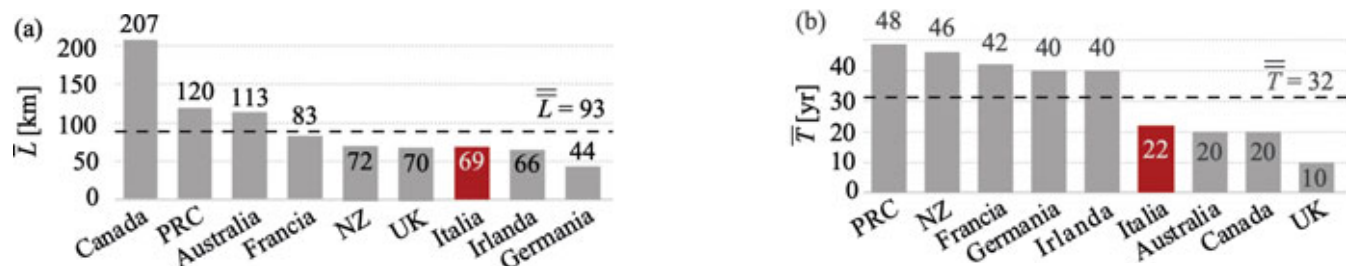


Fig. 2 – Risoluzione orizzontale media delle stazioni anemometriche (a) e durata media delle serie temporali (b) utilizzate per definire le mappe nazionali della velocità del vento di progetto per Canada [8], Cina [9], Australia [10], Francia [11], Nuova Zelanda [12], Regno Unito [13], Italia [1][2][4], Irlanda [14], Germania [15].

cifiche degli strumenti di misura.

La spaziatura delle stazioni, 'risoluzione orizzontale' L nel seguito, sulla porzione di superficie terrestre di interesse, ad esempio un singolo Paese, è spesso bassa. La figura 2a diagramma il valore \bar{L} mediato sulle stazioni considerate per definire le mappe nazionali della velocità del vento estremo in 9 Paesi. Il valore ulteriormente mediato su tutte le nazioni \bar{L} è dell'ordine di grandezza di 100 km, mentre quello medio europeo è pari a circa 66 km. Inoltre, L è abitualmente disuniforme all'interno di un singolo Paese. A titolo di esempio, la figura 1b mappa la tassellazione di Voronoi del territorio italiano con riferimento alle 69 stazioni utilizzate per definire i venti estremi italiani, e la figura 1a mostra la statistica di $L_{stat} = \sqrt{A_i}$, dove A_i è l'area dell' i -esimo tassello, attraverso il diagramma a scatola e baffi (*box plot* nel seguito). Escludendo le isole minori, la risoluzione varia nell'intervallo [7,110] km.

L'estensione delle serie storiche di misurazione T è solitamente più breve rispetto al periodo di ritorno di riferimento T_R della velocità del vento di

progetto di interesse e disuniforme tra le diverse stazioni. Ad esempio, la figura 2b esamina l'estensione delle serie temporali \bar{T} mediate sulle stazioni anemometriche utilizzate per definire le mappe nazionali della velocità del vento di progetto nei 9 Paesi già considerati in figura 2a. Il valore medio su tutte le nazioni \bar{T} è di circa 30 anni. Di conseguenza, T non garantisce necessariamente la convergenza statistica della velocità del vento di progetto di interesse.

A dispetto delle linee guida dell'Organizzazione Meteorologica Mondiale (WMO, [16]), la configurazione reale delle stazioni anemometriche non è necessariamente omogenea nello spazio e costante nel tempo. Nonostante gli anemometri debbano essere posizionati a 10 m di altezza dal suolo e situati in terreni aperti e piani in un intorno di 2 km di raggio per evitare effetti locali sul vento misurato, la loro posizione effettiva, l'altezza sopra il suolo e la rugosità aerodinamica nei loro dintorni non sono necessariamente standard, uniformi in spazio e costanti in tempo. A titolo di esempio, la rugosità aerodinamica può variare fortemente nel

medio termine a causa del rapido sviluppo urbano [9], e nel breve termine in ragione dei cambiamenti stagionali della densità delle foglie della vegetazione [17], o di una singola nuova costruzione in prossimità della stazione che perturba localmente velocità e direzione del vento.

Riguardo all'anemometro in sé, numerose sue caratteristiche possono influire sulla misura [18]: tipologia, modello e relative specifiche, valore di soglia di acquisizione, risoluzione, deterioramento della accuratezza durante la vita utile, catena di acquisizione dati.

La figura 3 riporta un esempio emblematico di molte delle criticità sopra menzionate, riferendosi alle misure anemometriche a Milano Malpensa,

uno degli aeroporti più grandi e meglio attrezzati in Italia.

La serie temporale delle velocità medie annue (figura 3a) evidenzia un andamento a tratti e una tendenza lineare complessivamente decrescente non imputabili a cambiamenti climatici, e caratterizzato da alcune discontinuità in valore non giustificabili da dinamiche atmosferiche (anni 1992, 2000, 2012). Questi errori di misura possono essere riconducibili a più concause: variazione della posizione dell'anemometro, come già messo in evidenza dagli stessi Ballio et al [1] (figura 3b); posizione e numero degli anemometri (figure 3c-g); effetti locali sul vento indotti dalla costruzione di nuovi edifici in occasione delle espansioni dell'aero-

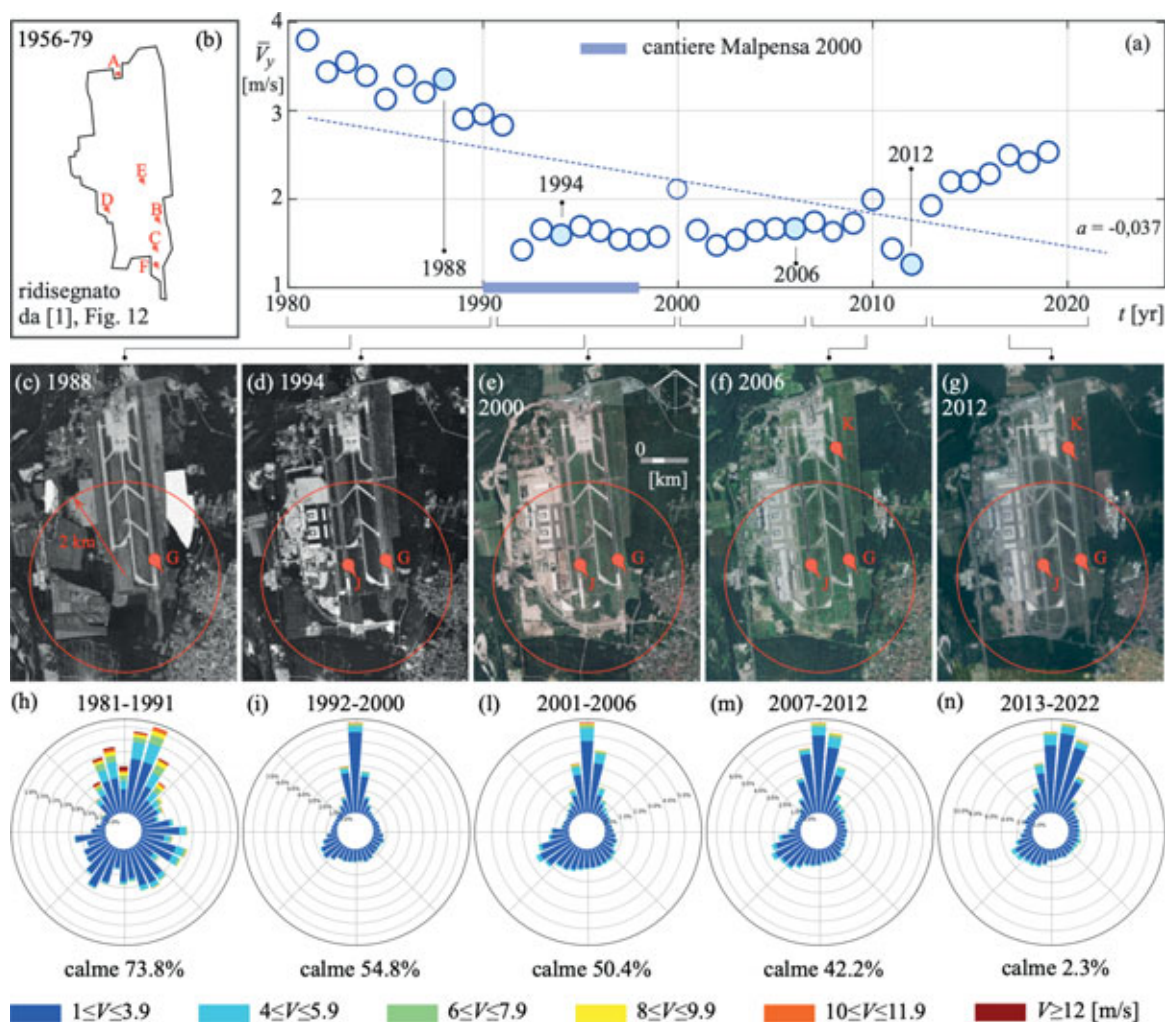


Fig. 3 – Serie temporale della velocità media annua misurata alla stazione di Milano Malpensa (a); posizioni dell'anemometro prima del 1980, così come riportate da Ballio et al [1] (b); posizioni degli anemometri dopo il 1980 da ortofoto (c-g, fonte www.pcn.minambiente.it) e relative rose dei venti con percentuali di calme (h-n)

porto, e in particolare quella di Malpensa 2000 tra il 1990 e il 1998 come dimostrato dalla variazione delle direzioni prevalenti nelle rose dei venti (figure 3h-n); specifiche degli anemometri e in particolare il loro valore di soglia di acquisizione, come dimostrato dalla variabilità delle percentuali di calme nominali (figure 3h-n).

Le criticità nella fase di ritorno riflettono indirettamente quelle in fase di mappatura, rendendosi necessaria a cura del progettista la modellazione delle specifiche caratteristiche del sito di progetto e i loro effetti sul vento. Tra queste, la valutazione soggettiva e sfidante della rugosità aerodinamica z_0 [19], le variazioni tra le diverse categorie di terreno e i relativi valori di z_0 nei codici normativi, e la stima degli effetti dell'orografia locale del terreno. È infatti difficile per il progettista collegare in modo univoco il sito di costruzione alle categorie di terreno spesso descritte qualitativamente nei codici normativi [5][6][7], adottare un valore di z_0 di fronte a diverse disposizioni per la stessa categoria di terreno nominale (ad

esempio $z_0=0,003$ m e $z_0=0,01$ m per le aree costiere rispettivamente in Eurocodice 1 [7] e DM 2018 [5]), e fare riferimento a scenari semplificati bidimensionali (ad esempio quelli forniti nell'allegato A.3 dell'Eurocodice 1 [7]) per valutare gli effetti locali delle caratteristiche orografiche reali, tridimensionali del sito.

Ciascuna delle criticità evidenziate può tradursi in una fonte di errore di misurazione o di incertezza di modellazione, che influiscono sulla accuratezza della valutazione della velocità del vento di progetto.

A più di trent'anni di distanza, vaste basi dati computazionali e satellitari e innovativi metodi di analisi offrono la possibilità di un cambiamento di paradigma nella definizione della mappa dei venti italiani correnti ed estremi. Tali metodi e dati sono stati sviluppati negli ultimi 25 anni dalla comunità scientifica della fisica dell'atmosfera. Se gli autori hanno meriti per questo studio, consistono nell'adattare una piccola parte di tale conoscenza alle esigenze dell'Ingegneria Strutturale, con l'obiettivo

di perfezionare la modellazione dai venti sinottici finora considerati con scale spaziali di centinaia di km a quelli alla mesoscala fino al suo limite inferiore pari a circa 2 km.

2 APPROCCIO BASATO SU VERY HIGH RESOLUTION REANALYSIS

Un nuovo approccio a due fasi denominato ‘Very High Resolution Rea-

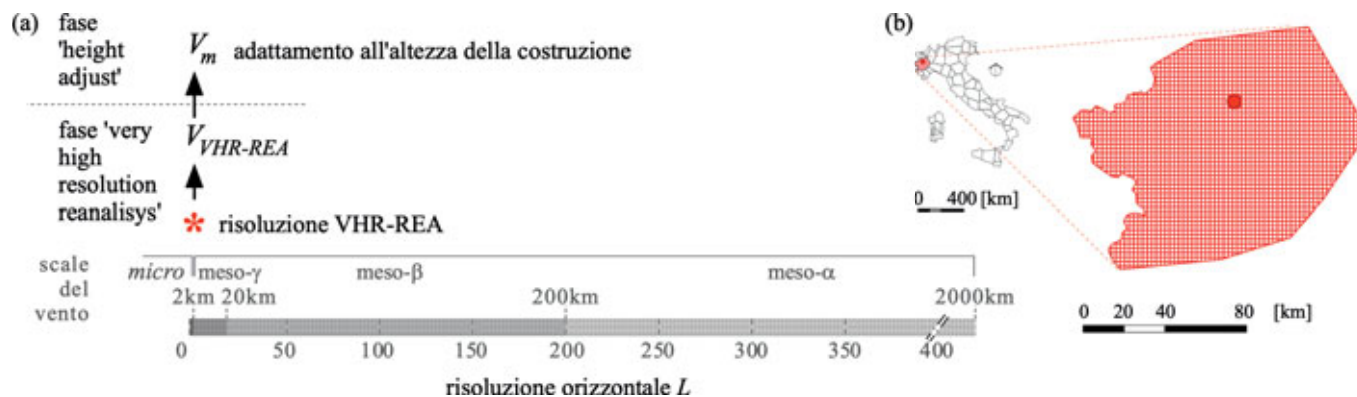


Fig. 4 – Schema dell'approccio proposto VHR-REA-ha (a); area di competenza della singola stazione al suolo di Torino, estratta dalla griglia orizzontale di VHR-REA (b, 2425 celle)

analysis - height adjust (VHR-REA-ha, Rianalisi ad altissima risoluzione - correzione dell'altezza) è proposto e schematizzato in figura 4a.

La prima fase ‘Very High Resolution Reanalysis’ (VHR-REA) è interamente affidata una volta per tutte allo specialista esperto responsabile della

redazione delle mappe del vento, mentre la fase ‘height adjust’ (ha) è gestita dal progettista, in analogia con l’approccio ‘map-and-return’. La velocità del vento adirezionale di progetto $V_m(h_d)$ è espressa nel metodo VHR-REA-ha come

$$V_m = \gamma_m \cdot V_{VHR-REA} \cdot \frac{\ln \frac{h_d}{z_0}}{\ln \frac{h_{ref}}{z_0}}, \quad (1)$$

dove z_0 (lat,lon) rappresenta la rugosità aerodinamica mappata sull'intero territorio italiano (figura 5), $V_{VHR-REA}$ (lat,lon) è la velocità del vento rilevante per il progetto mappata all'altezza di riferimento $h_{ref}=10$ m, h_d è l'altezza di progetto rilevante per la struttura in esame, γ_m è un fattore di correzione del modello che compensa in forma sintetica, forfettaria e globale le approssimazioni e gli errori del modello VHR-REA. Nello studio, sono valutate l'intera distribuzione di probabilità della velocità media del vento \bar{V} rilevante per il progetto a fatica, e le velocità del vento estremo V_{TR} con periodi di ritorno $T_R=2,50,100,200$ anni.

La modellazione del vento VHR-REA costituisce il cuore dell'approccio proposto. Essa consiste in una catena di simulazioni numeriche di previsione del tempo (Numerical Weather Prediction), la loro rianalisi alla

luce delle misure meteorologiche, il raffinamento dinamico (downscaling in letteratura inglese e nel seguito) tramite modelli climatici regionali (convection-permitting in letteratura inglese e nel seguito), e infine l'analisi statistica dei valori estremi. I modelli fisico-matematici di rianalisi REA sono ampi e articolati, derivanti da decenni di ricerca e sviluppo. La rassegna e descrizione dettagliata di ciascun modello trascende gli obiettivi e lo sviluppo di questo articolo. Di seguito, si fa quindi riferimento ai principali articoli scientifici e documenti tecnici. I lettori interessati alle specifiche dei modelli adottati nello studio possono riferirsi al manoscritto esteso [21]. ERA5 è la quinta generazione di rianalisi globale sviluppata dal Centro Europeo per le Previsioni Meteorologiche a Medio Termine (ECMWF, [22]). Combina un modello di previsione computazionale dello

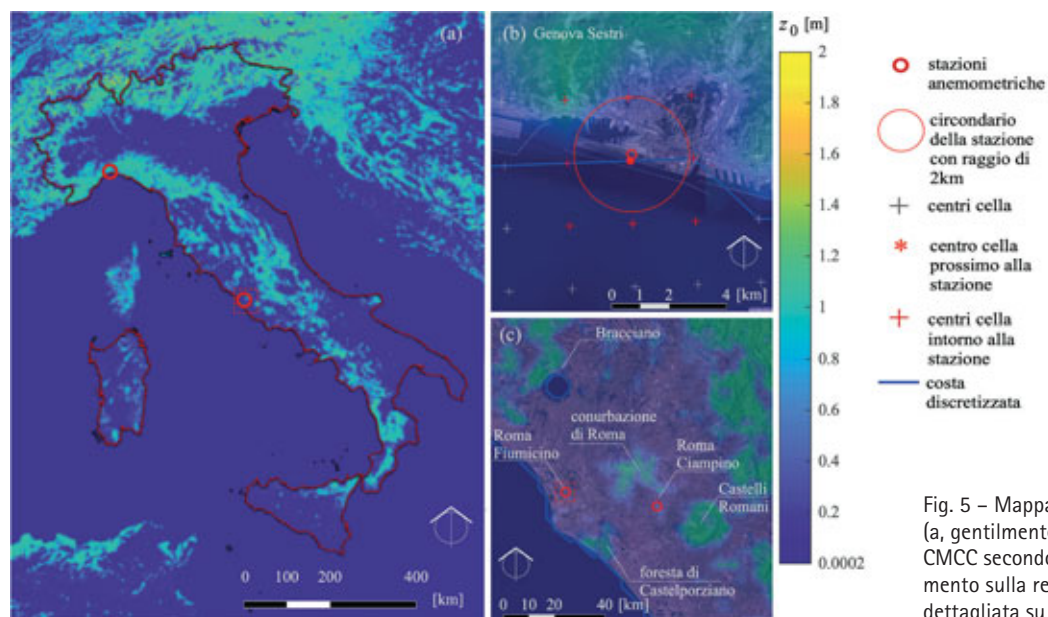


Fig. 5 – Mappatura di z_0 in VHR-REA (a, gentilmente fornita dalla Fondazione CMCC secondo GLC2000 [20]); ingrandimento sulla regione di Roma (c), e vista dettagliata su Genova Sestri (b)

stato dinamico e termodinamico dell'aria umida nell'atmosfera con dati da osservazione empirica correttamente assimilati. Complessivamente, circa 95 miliardi di osservazioni satellitari e convenzionali sono state assimilate in tutto il mondo in 40 anni, ovvero 65 milioni al giorno in media. Le osservazioni, che non includono le misurazioni anemometriche nelle stazioni al suolo, sono sottoposte a un esteso controllo di qualità variazionale [22] che implica l'esclusione di quelle non giudicate pienamente affidabili. La rianalisi è condotta con una risoluzione orizzontale di 31 km, con campionamento orario per 83 anni, dal 1941 ad oggi.

Il downscaling dinamico è realizzato da Raffa et al. [23] con il modello climatico COSMO-CLM, un modello regionale non idrostatico basato sulle equazioni termo-idrodinamiche alle derivate parziali che descrivono il flusso compressibile dell'aria umida nell'atmosfera, utilizzando i dati ERA5 come condizioni al contorno. La rugosità superficiale è ottenuta dalla mappatura della copertura del suolo attraverso la sistematica osservazione satellitare ad alta risoluzione del pianeta Terra nel progetto 'Global Land Cover database for the year 2000' (GLC2000, [20]) promosso dalla Comunità Europea. Come mostrato in figura 5b,c la mappa della rugosità include gli effetti di ostacoli diffusi naturali (ad esempio aree boscate) o costruiti (ad esempio zone urbane). Le simulazioni di downscaling hanno una risoluzione orizzontale di 2,2 km, con campionamento orario per 42

anni, dal 1981 al 2022.

L'analisi statistica finale delle serie temporali di velocità del vento su ciascuna cella dell'intero territorio italiano adotta l'approccio Peak Over Threshold [24] per definire la distribuzione di Pareto generalizzata dei valori estremi e le relative velocità del vento con periodi di ritorno adeguati. La mappa di V_{50} estesa all'intero territorio Nazionale e zone limitrofe è riportata in figura 6a. Essa consente di cogliere i regimi di vento nelle aree costiere e montuose che caratterizzano diffusamente il territorio nazionale. Si notino a titolo di esempio le elevate velocità in corrispondenza delle bocche di Bonifacio nella Sardegna del Nord, o lungo le coste tirreniche di Calabria e Sicilia. L'ingrandimento in un'area pedemontana con orografia complessa è mostrato a titolo di esempio in figura 6b per consentire di apprezzare la risoluzione della mappatura e discuterne il senso fisico. La velocità del vento è particolarmente bassa nel fondovalle di Bolzano ($V_{50} \approx 10$ m/s), in accordo con le misure in situ, ma aumenta progressivamente lungo le valli dell'Adige e del Sarca per effetto del confinamento orografico a cui si aggiunge quello della bassa rugosità della estesa superficie del lago di Garda ($V_{50} \approx 28$ m/s), coerentemente con numerosi studi in letteratura [25].

Infine, la figura 7 riporta per completezza le mappe del valor medio della velocità corrente mediata su 10 minuti \bar{V} e dei valori estremi V_2 , V_{100} e

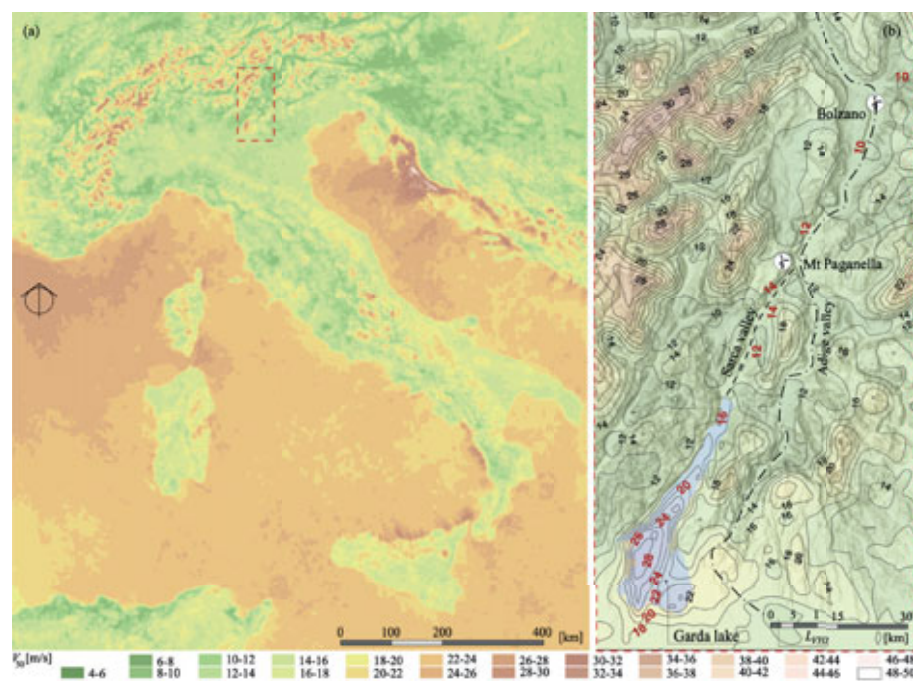


Fig. 6 – Mappa della velocità estrema del vento V_{50} con periodo di ritorno $T_{50}=50$ anni (a); vista illustrativa ravvicinata dell'area circostante le valli dell'Adige e del Sarca, fino al lago di Garda (b)

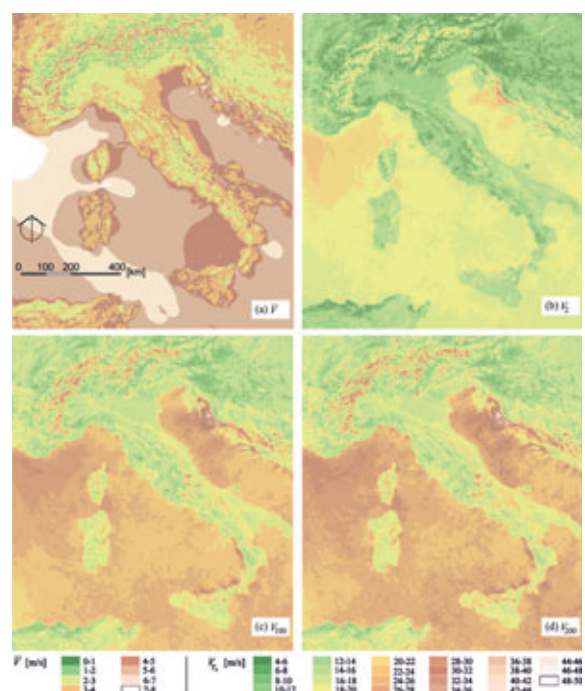


Fig. 7 – Mappa del valore medio della velocità del vento corrente \bar{V} (a), mappe della velocità estrema del vento V_{TR} con periodo di ritorno $T_R = 2$ anni (b), $T_R = 100$ anni (c), $T_R = 200$ anni (d).

V_{200} associati ai corrispondenti periodi di ritorno e pertinenti a differenti valutazioni degli stati limite di esercizio o ultimo di differenti strutture. Tutte le mappe sono restituite digitalmente grazie all'uso di strumenti di Sistema Informativo Geografico (GIS) e navigabili per l'intero territorio italiano in Open Access su <https://geowindy.polito.it/projects>.

La stesura di ciascuna mappa ha comportato l'analisi di circa 163,5 miliardi di dati su 444.000 celle, ovvero circa 160.000 volte i dati a disposizione di Ballio et al 33 anni fa.

L'approccio proposto comporta alcuni vantaggi concettuali e tecnici rispetto all'approccio attuale. Nella fase VHR-REA: i. l'elevata risoluzione orizzontale senza precedenti pari a circa 2 km offre al progettista mappe dettagliate e prive di lacune della velocità del vento e della rugosità aerodinamica sull'intero territorio italiano. Un esempio visivo della riso-

luzione limitata a una singola parte dell'Italia è fornito in figura 4b; ii. non è più necessario procedere avanti e indietro tra scale e trasformare misurazioni non omogenee e sparse; iii. ogni effetto, compreso quello orografico, è considerato in modo coerente ed esplicito fino alla scala meso- γ (corrispondente a una risoluzione spaziale di circa 2 km), mentre gli effetti alla microscaletta sono consapevolmente esclusi. Nella fase ha, il progettista: i. è sollevato da alcune attività che richiedono conoscenze specializzate in ingegneria del vento, in particolare l'obbligo di valutare soggettivamente la rugosità aerodinamica nel sito di progettazione e di ricondurre l'effettiva orografia del sito, talvolta complessa e tridimensionale, a schemi semplificati e relativi coefficienti orografici; ii. è chiamato a selezionare solo il periodo di ritorno rilevante per il progetto, a passare dall'altezza di mappatura di riferimento a quella di progettazione e ad

applicare il fattore di correzione del modello; iii. è reso consapevole di ciò che l'approccio tiene e non tiene in considerazione, essendo questi ultimi gli effetti di microscala indotti dalle caratteristiche del sito all'interno di una cella di lato 2 km centrata sulla costruzione.

3 VALUTAZIONE DELLE PRESTAZIONI DEL MODELLO VHR-REA

Le prestazioni del modello VHR-REA sono valutate confrontando i risultati delle simulazioni con le misurazioni delle stazioni ('stat' nel seguito). La capacità del modello VHR-REA di cogliere singoli eventi di vento reali, fenomenologicamente differenti, è discussa criticamente facendo riferimento alle loro scale temporali e spaziali. A titolo di esempio, la figura 8 mette a confronto le serie temporali della velocità del vento ottenute dalle

misurazioni e dai risultati VHR-REA presso due stazioni distanti 300 km nel Nord Italia, cioè Venezia e Milano Malpensa nel corso dell'anno 2018. Complessivamente, il modello VHR-REA è in grado di simulare fenomeni alla mesoscala: singoli fenomeni meteorologici meso- α (corrispondenti a scale spaziali comprese tra 200 e 2000 km) possono essere chiaramente riconosciuti in entrambe le serie temporali, ad esempio un forte evento di Scirocco (7-9 Gen.) ed il noto e distruttivo uragano mediterraneo Vaia (27-31 Ott.). Le viste ravvicinate (figure 8g,h) evidenziano come tali eventi siano catturati in entrambe le località, poiché la distanza tra le due stazioni rientra nell'intervallo meso- α . Gli eventi meteorologici meso- β (corrispondenti a scale spaziali comprese tra 20 e 200 km) indotti dai venti catabatici rimangono localizzati nelle singole serie temporali, ad esempio il vento di Bora a Venezia (21-28 Feb., figura 8d) e il vento di Foehn settentrionale a

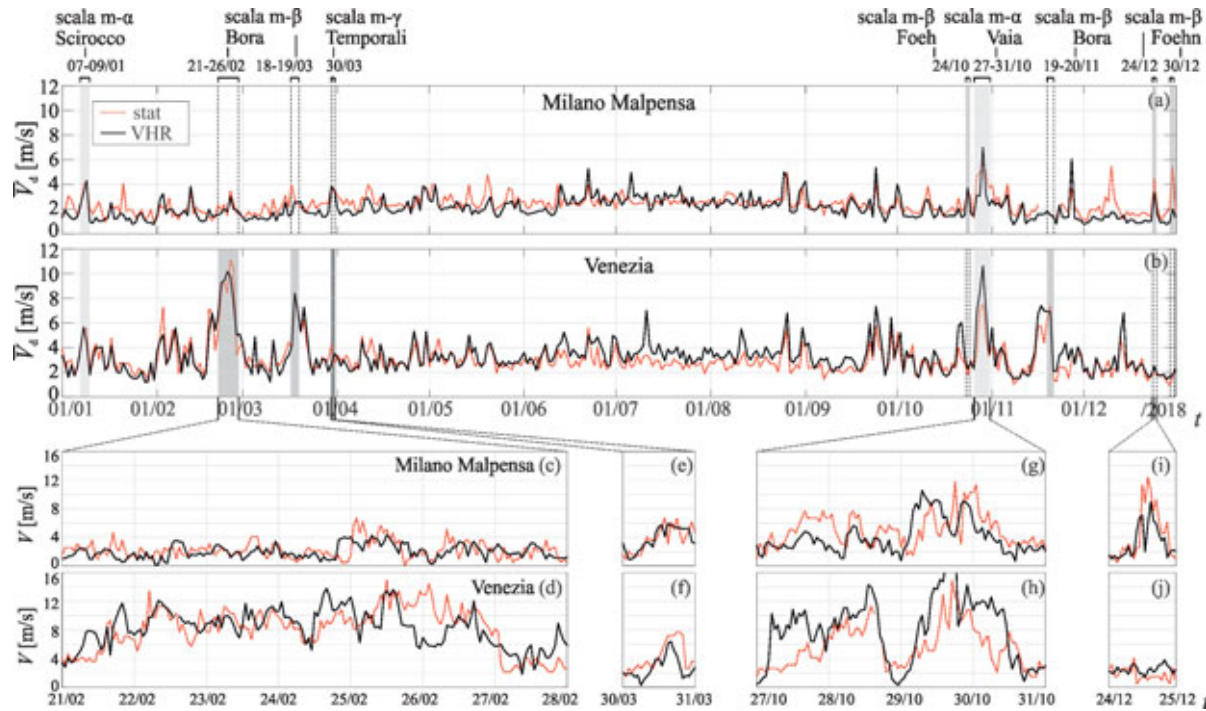


Fig. 8 – Serie temporali delle stazioni e del modello VHR-REA a Milano Malpensa e Venezia: velocità medie giornaliere \bar{V}_d nel 2018 (a, b); velocità orarie V (c-j) durante singoli eventi

Milano (24-25 Dic., figura 8i). Anche i temporali meso- γ di brevissima durata, indotti da fenomeni convettivi, sono correttamente descritti, ad esempio quello a Milano (30 Mar., figura 8e).

Il confronto è esteso e generalizzato facendo riferimento a 10 stazioni anemometriche mappate in figura 9. Le stazioni selezionate rispondono ai seguenti requisiti: i. risultano complessivamente conformi agli standard anemometrici WMO (per maggiori dettagli, i lettori sono invitati a consultare il manoscritto esteso [21]); ii. coprono il maggior numero possibile di zone climatiche con riferimento alla zonizzazione del vento attualmente vigente [5][6], (iii) sono rappresentative di condizioni di orografia e esposizione qualitativamente diverse alla mesoscala: Torino e Bologna si trovano in siti quasi pianeggianti, Reggio Calabria si trova lungo coste montuose, le restanti stazioni lungo zone costiere quasi pianeggianti. Il confronto complessivo tra VHR-REA e le misurazioni presso le 10 stazioni anemometriche è mostrato in figura 10. In particolare, si fa riferimento ai grafici di dispersione delle velocità medie (\bar{V} , figura 10a) ed estreme con periodi di ritorno di 2, 50, 100 e 200 anni ($V_2, V_{50}, V_{100}, V_{200}$, rispettivamente nelle figure 10b-e). Nel complesso, il modello VHR-REA predice velocità medie vicine, o in alcuni casi leggermente superiori, a quelle misurate. Viceversa, le velocità estreme predette da VHR-REA risultano sottostimate al crescere del periodo di ritorno fino oltre al 20% per V_{200} .

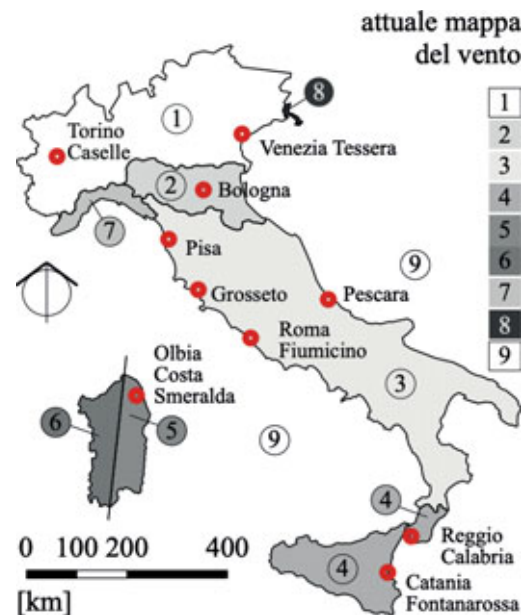


Fig. 9 – Posizione delle 10 stazioni selezionate per la valutazione delle prestazioni del modello VHR-REA, con riferimento all'attuale zonizzazione del vento [5][6].

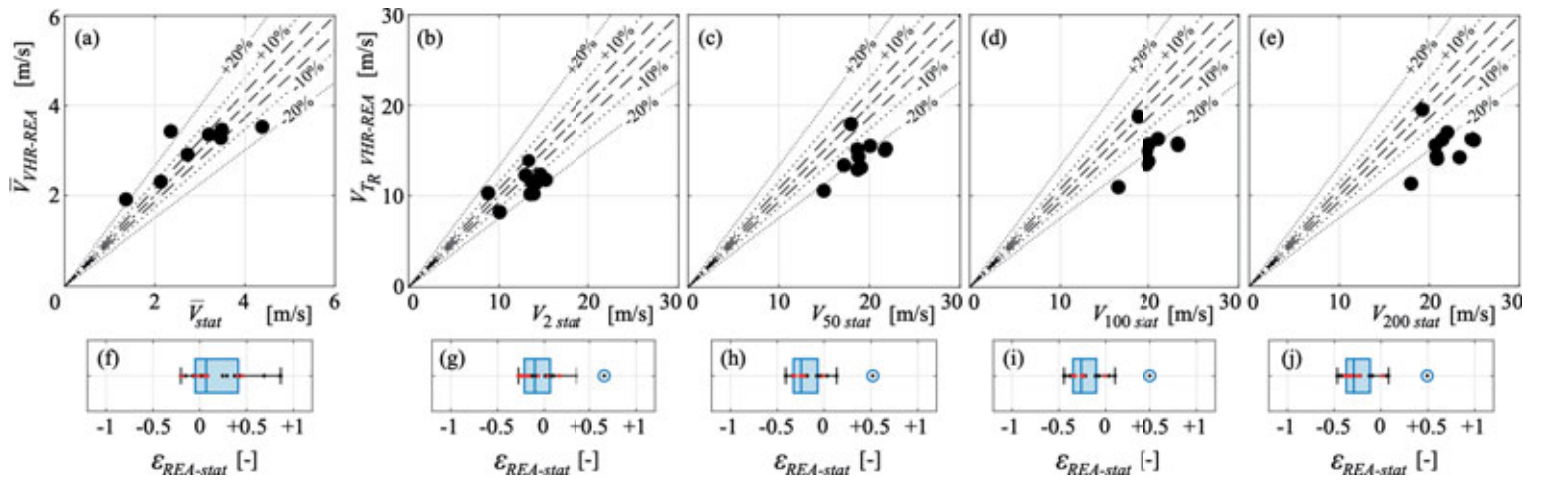


Fig. 10 - Grafici a dispersione delle velocità media \bar{V} (a) ed estreme V_{TR} (b-e) ottenute dal modello VHR-REA e dalle misurazioni stat; statistiche risultanti dell'errore relativo $\epsilon_{REA-stat}$ (f-j) eventi

L'errore relativo risultante è espresso come:

$$\epsilon_{REA-stat} = \frac{\phi_{REA} - \phi_{stat}}{\phi_{stat}}, \quad (2)$$

dove ϕ è la generica statistica di velocità, cioè \bar{V} e V_{TR} . Le statistiche dell'errore relativo in ogni stazione selezionata sono riportate in figura 10f-j in termini di box plot. VHR-REA sottostima sistematicamente le velocità del vento estreme rispetto alle misurazioni delle stazioni per periodi di ritorno crescenti, mentre T_R non influisce sensibilmente sulla

dispersione dell'errore relativo.

Alla luce delle statistiche degli errori sopra riportate, si propone una stima preliminare del fattore di correzione del modello γ_m .

La figura 11a diagramma la deviazione standard $\tilde{\epsilon}_{REA-stat}$ e il valore mediano $Q_2(\epsilon_{REA-stat})$ dell'errore relativo in funzione di T_R evidenziando

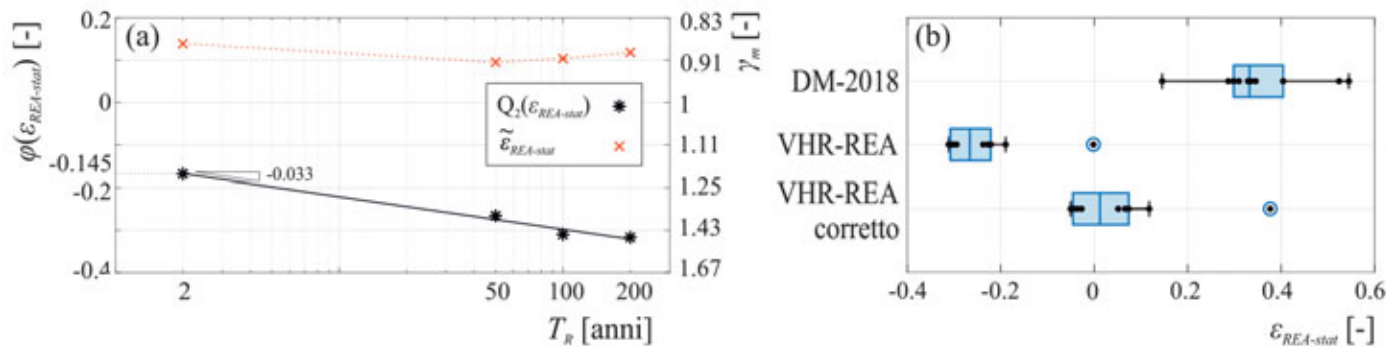


Fig. 11 - Mediana Q_2 e deviazione standard $\tilde{\epsilon}$ di $\epsilon_{REA-stat}$ per ogni periodo di ritorno, insieme al fattore di correzione γ_m (a). Errori relativi rispetto alle misurazioni per V_{50} da DM 2018 [5] e modello VHR-REA senza e con fattore di correzione (b)

rispettivamente un andamento costante ed esponenziale decrescente. Il fattore di correzione è ottenuto dal rapporto tra le velocità di riferimento

ottenute dal modello VHR-REA e dalle stazioni di misura conformi alle normative WMO:

$$\gamma_m = \frac{V_{REA}}{V_{stat}} := \frac{1}{1 + Q_2(\epsilon_{REA-stat})} \approx \frac{1}{0,855 - 0,033 \ln T_R}, \quad (3)$$

dove $Q_2(\epsilon_{REA-stat})$ è stato regredito rispetto a T_R . Segue $\gamma_m=1,20; 1,38; 1,42; 1,47$ rispettivamente per $T_R=2; 50; 100; 200$ anni. Le discrepanze tra approccio normativo (DM-2018) e modello VHR-REA sono mostrate mediante box plot in figura 11b, riferendosi in particolare alle stime di V_{50} presso stazioni conformi agli standard anemometrici.

4 CONCLUSIONI

Lo studio propone un cambio di paradigma nell'acquisizione dei dati di riferimento e nei metodi della loro analisi per la valutazione del vento di progetto di strutture e infrastrutture civili. Questo articolo dissemina

il primo sforzo di mappatura delle velocità estreme del vento al limite inferiore della risoluzione meso- γ (2 km) sull'intero territorio italiano. L'approccio proposto è sicuramente passibile di ulteriori, futuri raffinamenti di carattere tecnico volti alla riduzione delle attuali approssimazioni del modello VHR-REA. Fin d'ora pare però agli autori che l'approccio offra alcuni vantaggi rispetto a quello attualmente adottato dalla normativa: la elevata e omogenea risoluzione della mappatura su tutto il territorio nazionale; la chiara distinzione tra le scale del vento incluse nella mappa e quelle microscopiche ($L < 2$ km) non considerate; la semplificazione e la maggior oggettività delle valutazioni direttamente affidate al progettista;

la facilità di accesso ai dati mappati attraverso la geolocalizzazione della base dati disponibile in rete. Il riscontro da parte della comunità dei progettisti sarà elemento prezioso per confermare o correggere il convincimento degli autori.

La proposta consente di prefigurare numerose prospettive di ricerca e applicazione. Alcune di queste sono menzionate di seguito. All'alba della seconda generazione dell'Eurocodice 1 sull'azione del vento sulle strutture [26], l'approccio consente di elaborare una mappa europea unificata delle velocità dei venti estremi che superi le perduranti incongruenze tra le mappe nazionali ai loro confini amministrativi.

Inoltre, l'approccio proposto consente potenzialmente il continuo, agevole aggiornamento della mappatura per tener conto degli effetti del cambiamento climatico in atto e del loro impatto sull'ambiente costruito. Infine, le mappe alla mesoscala qui proposte possono essere accoppiate con simulazioni di Ingegneria del Vento Computazionale [27] o prove in galleria del vento a scala microscopica per considerare gli effetti locali dell'orografia, della transizione di rugosità, e di specifici ostacoli in prossimità della struttura, laddove ritenute necessarie dal progettista alla luce delle specifiche caratteristiche del sito di progetto e della struttura.

RINGRAZIAMENTI

Questo studio è stato condotto nell'ambito del progetto RETURN Extended Partnership e ha ricevuto finanziamenti dall'Unione Europea Next-GenerationEU (National Recovery and Resilience Plan – NRRP, Mission 4, Component 2, Investment 1.3 – D.D. 1243 del 2 agosto 2022, PE0000005) – SPOKE TS 2. Lo studio è stato sviluppato congiuntamente nel quadro del progetto di ricerca PROtection Technologies from Eolian Events for Coastal Territories (PROTECT, <http://www.protect.polito.it>) ai sensi del Decreto Ministeriale n. 1062/2021 e 1332 e ha ricevuto finanziamenti dal FSE REACT-EU - PON Ricerca e Innovazione 2014-2020.

Gli autori ringraziano F. Giulio Tonolo e F. Rinaudo, membri del gruppo di ricerca e sviluppo GeoWindy (<https://geowindy.polito.it>), per le stimolanti discussioni sul tema generale dello studio. Lo studio si basa sul dataset VHR-REA_IT ([23], https://doi.org/10.25424/cmcc/era5-2km_italy) sviluppato dal Centro Euro-Mediterraneo sui Cambiamenti Climatici (CMCC), senza il quale non sarebbe stato possibile.



LORENZO RAFFAELE

Ricercatore a tempo determinato in Tecnica delle Costruzioni presso il Dipartimento di Architettura e Design del Politecnico di Torino. Laurea Magistrale in Ingegneria Civile – Strutture presso Università di Bologna. Dottore di Ricerca in Ingegneria Civile e Ambientale presso Politecnico di Torino. Marie Curie Fellow e Visiting Professor nell'ambito del progetto di ricerca europeo HyPer SMM nel biennio 2020-2022 presso von Karman Institute for Fluid Dynamics (Belgio). Coordinatore del gruppo giovani dell'Associazione Italiana per l'Ingegneria del Vento ANIV-G. Coordinatore dei gruppi di ricerca Windblown Sand Modelling and Mitigation e GeoWindy.



LUCA BRUNO

Professore Ordinario di Tecnica delle Costruzioni presso il Dipartimento di Architettura e Design del Politecnico di Torino. Laurea in Architettura presso Politecnico di Torino. Master in Dynamique des Structures et Couplages presso l'École National des Ponts et Chaussées (Francia). Dottore di Ricerca in Ingegneria delle Strutture presso Politecnico di Torino, e in Meccanica dei Fluidi presso l'Institut de Recherche sur les Phénomènes Hors Équilibre (Francia). Presidente dell'Associazione Italiana per l'Ingegneria del Vento nel quadriennio 2019-2023. Coordinatore del gruppo ANIV-CWE sull'Ingegneria del Vento Computazionale. Fondatore del gruppo di ricerca Windblown Sand Modelling and Mitigation.



ELISABETTA COLUCCI

Ricercatrice a tempo determinato in Geomatica presso il Dipartimento di Architettura e Design del Politecnico di Torino, Laboratorio di elopment presso il Politecnico di Torino. Segretaria del gruppo di lavoro ISPRS WG IV, commissione I "Spatial Data Representation and Interoperability". Segretaria della SIFET Piemonte, Società Italiana di Fotogrammetria e Topografia. Coordinatrice del gruppo di ricerca GeoWindy. Componente del Glacier Lab del Politecnico di Torino. Tutor del Team Studentesco DiRECT (Disaster and Recovery Team).



GEOWINDY

(sito web: <https://geowindy.polito.it/>, email: geowindy@polito.it) è un gruppo di ricerca e sviluppo multidisciplinare attivo nel campo della mappatura della pericolosità e del rischio indotto dall'azione del vento su strutture, infrastrutture critiche, comunità e ambiente naturale. Il metodo adottato è multidisciplinare, multi-scala e multi-approccio. Il gruppo comprende esperti in ingegneria delle strutture e del vento, meccanica dei fluidi e geomatica. L'azione del vento viene valutata e rappresentata alle scale macro, meso e micro. Il gruppo si avvale di simulazioni computazionali, tecniche di telerilevamento e rilievo metrico 3D multi-sensore e multi-piattaforma e analisi geospaziali in ambiente GIS.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- [1] Ballio, G., Lagomarsino, S., Piccardo, G., Solari, G., 1991. A first step towards the map of Italian extreme winds. part 1: General principles and analysis methodology. *Costruzioni Metalliche* 3, 147–172
- [2] Ballio, G., Lagomarsino, S., Piccardo, G., Solari, G., 1991. A first step towards the map of Italian extreme winds. part 2: Results, repercussion on standards, design implications. *Costruzioni Metalliche* 4, 209–242
- [3] Davenport, A., 1960. Rationale for determining design wind velocities. *Journal of the Structural Division* 86, 39–68
- [4] Ballio, G., Lagomarsino, S., Piccardo, G., Solari, G., 1999. Probabilistic analysis of Italian extreme winds: Reference velocity and return criterion. *Wind and Structures* 2, 51–68
- [5] DM 17-01-2018, 2018. Technical Standards for Construction - update DM 1460 January 17, 2018. Ministry of Infrastructures and Transport. 1461 Rome, Italy
- [6] CNR-DT 207 R1/2018, 2018. Guide for the assessment of wind actions and effects on structures. National Research Council (CNR). Rome, Italy
- [7] EN 1991-1-4:2005, 2005. Eurocode 1 – Actions on structures – Part 1- 1497 4: General actions – Wind actions. European Committee for Standardization (CEN). Brussels, Belgium
- [8] Hong, H., Ye, W., 2014. Estimating extreme wind speed based on regional frequency analysis. *Structural Safety* 47, 67–77
- [9] Mo, H., Hong, H., Fan, F., 2015. Estimating the extreme wind speed for regions in China using surface wind observations and reanalysis data. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* 143, 19–33
- [10] Spassiani, A.C., Mason, M.S., 2021. Application of Self-organizing Maps to classify the meteorological origin of wind gusts in Australia. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* 210, 104529
- [11] Sacré, C., 1993. Estimation des vitesses extrêmes du vent en France métropolitaine. Technical Report. Note CSTB, EN CLI 93.9 R.
- [12] Safaei Pirooz, A.A., Flay, R.G., Turner, R., 2021. New Zealand design wind speeds, directional and lee-zone multipliers proposed for AS/NZS 1170.2:2021. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* 208.
- [13] Cook, N., Prior, M., 1987. Extreme wind climate of the United Kingdom. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* 26, 371–389.
- [14] Logue, J., 1989. The estimation of extreme wind speeds over standard terrain in Ireland. Technical Report. Irish Meteorological Service Technical Note 51, Dublin.
- [15] Kasperski, M., 2002. A new wind zone map of Germany. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* 90, 1271–1287.
- [16] WMO-No.8/2021, 2021. Guide to Meteorological Instruments and Methods of Observation, Eighth edition. World Meteorological Organization (WMO). Geneva, Switzerland
- [17] Dolman, A., 1986. Estimates of roughness length and zero plane displacement for a foliated and non-foliated oak canopy. *Agricultural and Forest Meteorology* 36, 241–248
- [18] Picozzi, V., Akbaba, A., Avossa, A., Ricciardelli, F., 2022. Correction of historical records to improve the reliability of design wind speeds. *Engineering Structures* 265, 114473
- [19] Yu, J., Stathopoulos, T., Li, M., 2023. Exposure factors and their specifications in current wind codes and standards. *Journal of Building Engineering* 76, 107207
- [20] Bartholomé, E., Belward, A., 2005. GLC2000: A new approach to global land cover mapping from Earth observation data. *International Journal of Remote Sensing* 26, 1959–1977
- [21] Raffaele, L., Bruno, L., Colucci, E., 2024. Reanalysis-based mesoscale wind maps for the design of structures and infrastructures with an application to Italy. Disponibile in Open Access doi: <http://dx.doi.org/10.2139/ssrn.4822434>
- [22] Hersbach, H. et al, 2020. The ERA5 global reanalysis. *Quarterly Journal of the Royal Meteorological Society*, 1999–2049
- [23] Raffa, M. et al, 2021. VHR-REA_IT Dataset: Very High-Resolution Dynamical Downscaling of ERA5 Reanalysis over Italy by COSMO-CLM. *Data* 6, 88
- [24] Torrielli, A., Repetto, M.P., Solari, G., 2013. Extreme wind speeds from long-term synthetic records. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* 115, 22–38
- [25] Piccolroaz, S., Amadori, M., Toffolon, M., Dijkstra, H.A., 2019. Importance of planetary rotation for ventilation processes in deep elongated lakes: Evidence from Lake Garda (Italy). *Scientific Reports* 9.
- [26] Ricciardelli F., 2023. prEN 1991-1-4:2021: the draft Second Generation Eurocode on wind actions on structures - A personal view. *Wind & Structures* 37, 79–94.
- [27] Bruno, L., Coste, N., Mannini, C., Mariotti, A., Patruno, L., Schito, P., Vairo, G., 2023. Codes and standards on computational wind engineering for structural design: State of art and recent trends. *Wind & Structures* 37, 133–151.

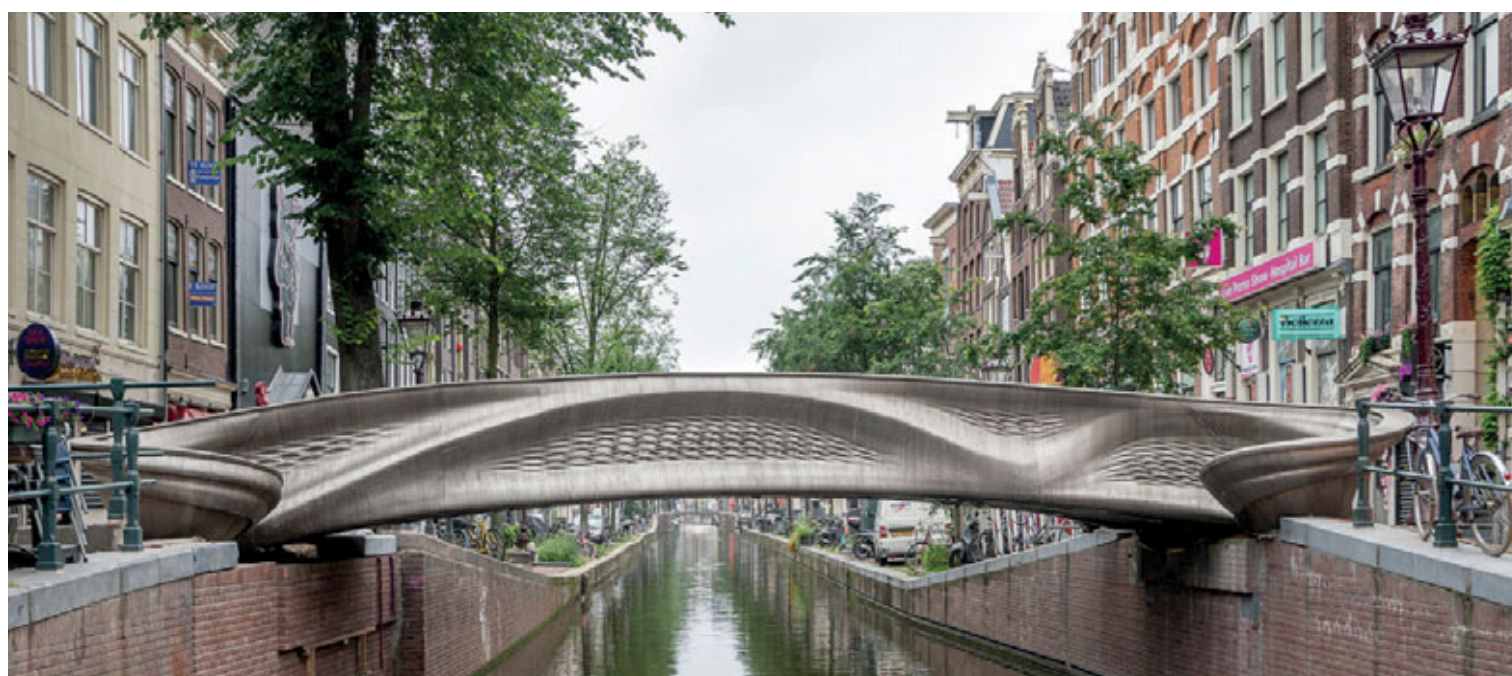
LA STAMPA 3D METALLICA DI GRANDI DIMENSIONI PER UNA NUOVA GENERAZIONE DI SOLUZIONI STRUTTURALI AD ALTA EFFICIENZA

LARGE-SCALE METAL 3D PRINTING FOR A NEW GENERATION OF RESOURCE-EFFICIENT STRUCTURAL ELEMENTS

Ing. Ph.D. Vittoria Laghi*, Prof. Giada Gasparini, Prof. Michele Palermo, Prof. Tomaso Trombetti

Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica, Ambientale e dei Materiali (DICAM) – Università di Bologna

La digitalizzazione nel settore delle costruzioni favorisce la realizzazione di strutture più efficienti, riducendo lo spreco di materiale e incrementando la sicurezza in cantiere. Le attuali strategie per la realizzazione automatizzata di strutture in acciaio vedono l'applicazione di processi di stampa 3D metallica (e in particolare della tecnologia Wire and Arc Additive Manufacturing, WAAM) come la più promettente per costruire una nuova generazione di strutture in acciaio ad alta efficienza e ridotto impiego di materiale. Questo, tuttavia, comporta una conoscenza avanzata e interdisciplinare in tecniche di manifattura additiva, metallurgia, ingegneria strutturale e design computazionale. Recenti studi hanno affrontato la possibilità di combinare il design parametrico con attuali procedure di fabbricazione digitale per realizzare elementi strutturali in acciaio ad alta efficienza in termini di risorse. Questo articolo vuole presentare i risultati delle ricerche più recenti nell'ambito della stampa 3D metallica di grandi dimensioni per applicazioni strutturali. In particolare, l'attenzione è incentrata sugli studi portati avanti dal gruppo di ricerca in Tecnica delle Costruzioni dell'Università di Bologna su applicazioni di stampa 3D metallica per la realizzazione di elementi strutturali ottimizzati per favorire buone prestazioni strutturali e ridotto impatto ambientale.



*Corresponding author. Email: vittoria.laghi2@unibo.it

The digitalization of the construction sector could increase the structural efficiency by reducing material waste and increasing work safety. The current strategies for the digital fabrication of steel structures see the application of metal 3D printing processes (and in particular Wire and Arc Additive Manufacturing, WAAM) as a promising solution to build a new generation of resource-efficient steel structures. This, however, requires advanced and multidisciplinary competences in additive manufacturing techniques, metallurgy, structural engineering and computational design. Recent studies dealt with the potential of combining parametric design with current digital fabrication procedures to realize optimized steel structural elements. This article is intended to present the results of recent research in large-scale metal 3D printing for structural applications. In details, the focus is on the studies carried out by the research group in Structural Design of University of Bologna on applications of metal 3D printing technologies to realize optimized structural elements with improved structural performances and reduced environmental impact.

INTRODUZIONE

L'adozione di soluzioni digitali per le costruzioni ha dimostrato di aumentare la sicurezza sul lavoro e di sostenere l'Economia Circolare, riducendo gli sprechi di materiale e semplificando il recupero delle risorse [1,2]. I processi di fabbricazione additiva (o stampa 3D) presentano il grande vantaggio della flessibilità nella geometria del risultato. Questo aspetto sembra essere il più adatto per la realizzazione di forme efficienti che sono difficili da realizzare con le tecniche di produzione convenzionali, ma che comportano una forte riduzione dell'uso di materiale. Tali forme potrebbero essere ottenute con l'uso di nuovi strumenti di Algorithm-Aided Design (AAD), già comunemente utilizzati in altri settori industriali, come quello automobilistico e aerospaziale.

L'applicazione di soluzioni di Additive Manufacturing (AM) e di strumenti di progettazione computazionale per le strutture in acciaio è sempre stata limitata a pochi casi pionieristici. I recenti sviluppi del processo AM nelle costruzioni hanno visto l'applicazione di queste tecniche per realizzare una nuova generazione di strutture in calcestruzzo, polimeri e metalli [3]. Per quanto riguarda le applicazioni nelle strutture in acciaio, la tecnologia di stampa 3D in metallo più sviluppata, costituita da un letto di polvere (per questo detta Powder-Bed Fusion, PBF) è limitata a un impiego di dimensioni ridotte. Difatti è stata adottata per realizzare connessioni *ad hoc* progettate parametricamente secondo algoritmi di ottimizzazione strutturale [4] o per creare gusci reticolari dalle forme libere [5]. Tuttavia, a causa dei vincoli geometrici intrinseci dell'ambiente di stampa (racchiuso in una scatola di lato pari a 250 mm), l'applicazione di questo tipo di connessioni è stata fortemente limitata a studi in scala o piccoli prototipi.

L'adozione di soluzioni digitali per l'edilizia si è dimostrata in crescita. Più recentemente, le tecniche di manifattura additiva a deposizione per energia diretta (anche dette Directed-Energy Deposition, DED), come la Wire-and-Arc Additive Manufacturing (WAAM), hanno permesso di aumentare le dimensioni degli oggetti stampati fino a diversi metri di luce, incrementando così il potenziale utilizzo della fabbricazione digitale nelle costruzioni in acciaio [6,7]. La prima applicazione di questa tecnologia a livello infrastrutturale è stata il ponte della ditta olandese MX3D, il primo ponte pedonale in acciaio stampato in 3D al mondo, situato nel centro di Amsterdam. Ricerche recenti sono state dedicate alla valutazione del comportamento strutturale di parti in acciaio prodotte con tecnologia WAAM, come elementi tubolari [8], colonne diagrid [9], travi [10] e connessioni [11].

Con l'impiego delle tecniche di stampa 3D nelle costruzioni, l'uso dell'ottimizzazione strutturale potrebbe potenzialmente consentire di realizzare una nuova generazione di strutture ottimizzate grazie alla grande libertà di generazione di forme data dal processo stesso. Gli attuali sforzi di ricerca sono infatti atti a combinare la stampa 3D con strumenti di ottimizzazione per risolvere problemi legati ai processi di

produzione (come l'*overhang*) o sfruttare l'anisotropia del materiale per trovare nuove soluzioni ottimali (si veda ad esempio [12]).

Il presente articolo si propone di esplorare le recenti applicazioni delle soluzioni di stampa 3D in metallo nelle costruzioni. L'obiettivo è quello di richiamare l'attenzione sulle soluzioni attuali e future per utilizzare in modo efficiente la manifattura additiva metallica verso una nuova generazione di strutture in acciaio efficienti e sostenibili.

STATO DELL'ARTE DELLA STAMPA 3D METALLICA NELLE COSTRUZIONI

Primi casi applicativi

I primi impieghi della stampa 3D metallica nelle costruzioni hanno riguardato principalmente componenti di scala ridotta, come nodi di facciata e connessioni [3]. Un esempio di nodo di facciata stampato è quello realizzato da Nematox [13] (figura 1) e sviluppato per dimostrare come il processo di produzione additiva possa essere utilizzato per consentire geometrie più ottimizzate. Un prototipo a grandezza naturale è stato costruito utilizzando la tecnologia PBF con polvere di alluminio.

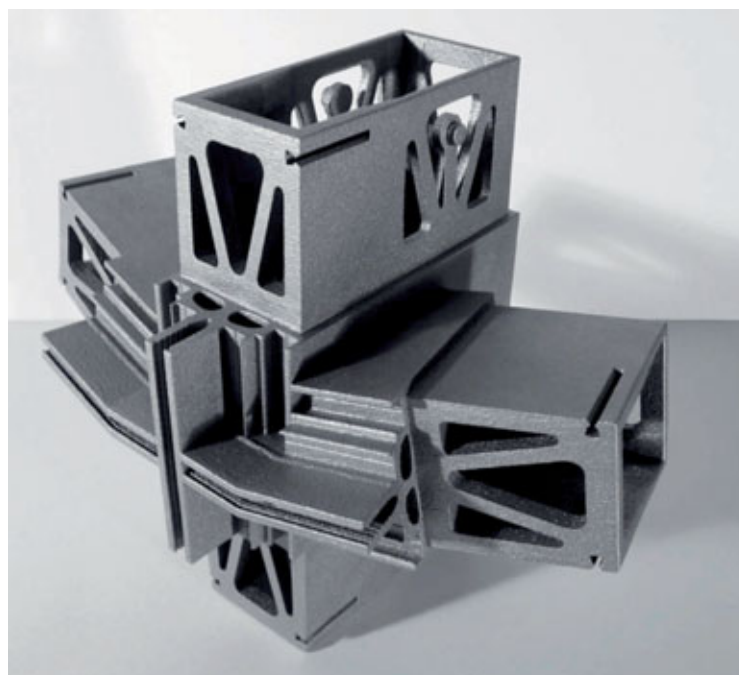


Fig. 1 - Nematox node.

Un'altra connessione fortemente ottimizzata a livello di forma è stata proposta da Arup per dimostrare le opportunità date dalla produzione additiva nella realizzazione di nuove forme ottimizzate (figura 2). Il

design è stato prima ottimizzato sulla base delle condizioni strutturali di riferimento, e successivamente razionalizzato per la produzione additiva, riducendo la quantità di materiale impiegato e minimizzando i costi di produzione. Il progetto finale è stato realizzato utilizzando la tecnologia PBF con polvere di acciaio ad alta resistenza. Lo studio, condotto nel 2014, ha evidenziato un forte limite allo sviluppo di questa tecnologia per le costruzioni per via dei suoi costi elevati. Tuttavia, già allora si prevedeva che i costi si sarebbero fortemente ridotti all'aumentare della diffusione di questa tecnologia a grande scala [4].

Più recentemente, altre connessioni stampate in 3D in metallo sono state impiegate per creare un padiglione ultraleggero a Singapore e sviluppato dall'AirLab della Singapore University of Technology and Design (figura 3) [14]. I processi di ottimizzazione geometrica basati sulle distribuzioni di forza sono stati applicati per progettare i 54 nodi di forma univa realizzati utilizzando la tecnologia PBF con polvere di acciaio inossidabile.

Wire-and-Arc Additive Manufacturing (WAAM)

Tra i diversi processi di stampa 3D metallica, la tecnologia Wire-and-Arc Additive Manufacturing (WAAM) consiste nella combinazione di un sistema di saldatura convenzionale governato da un braccio robotico per una saldatura in continuo atta a produrre elementi così stampati in 3D. Questa configurazione costruttiva flessibile consente di realizzare elementi senza vincoli dimensionali teorici. Risulta quindi più adatto per le applicazioni di ingegneria strutturale, per le quali gli output richiesti sono dell'ordine di diversi metri (tipicamente da 3 a 5 m di lunghezza). Per ottenere pezzi di grandi dimensioni, sono necessarie velocità di stampa più elevate, con conseguenti maggiori imperfezioni geometriche rispetto al modello digitale. Pertanto, sono necessari molti sforzi per una corretta valutazione della caratterizzazione geometrica e meccanica dei risultati del processo WAAM.

La prima applicazione del WAAM nelle costruzioni è rappresentata dal ponte realizzato dalla ditta olandese MX3D, il primo ponte pedonale a grandezza naturale mai realizzato in metallo stampato in 3D e attualmente situato nel centro di Amsterdam (figura 4).

Recentemente, MX3D ha collaborato con lo studio di progettazione giapponese Takenaka per produrre un nuovo nodo strutturale in acciaio (figura 5). Il nodo è stato progettato dagli ingegneri di MX3D e Takenaka con l'aiuto di algoritmi di ottimizzazione topologica, per mostrare i progressi nella produzione di connettori in acciaio altamente ingegnerizzati grazie alla flessibilità della tecnologia WAAM. Il connettore è stato realizzato con il processo WAAM utilizzando acciaio inossidabile di tipo Duplex.



Fig. 2 - ARUP node.



Fig. 3 - AirMesh node.

Un altro esempio di applicazione dell'ottimizzazione strutturale e della tecnologia WAAM è stato proposto da un gruppo di ricerca della TU Delft. L'altalena di vetro è stata realizzata in vetro strutturale con nodi in acciaio prodotti con tecnologia WAAM per conto dell'azienda olandese RAMLAB [15]. La forma non convenzionale dell'altalena è stata sviluppata attraverso una procedura di ottimizzazione *ad hoc* per le strutture in vetro [16] (figura 6).



Fig. 4 - MX3D Bridge.



Fig. 5 - Takenaka node.

Recentemente, il gruppo di ricerca della TU Darmstadt ha presentato le potenzialità della produzione e della post-produzione di connessioni in acciaio realizzati in WAAM di grandi dimensioni per applicazioni nei settori dell'offshore e dell'oil and gas [17] (figura 7).

Stampa 3D metallica e design computazionale

Recentemente si è verificato un cambiamento di paradigma nel flusso di lavoro della progettazione strutturale grazie al concetto di progettazione computazionale, che implica l'uso del calcolo per l'esplorazione di soluzioni strutturali e lo sviluppo di nuove idee progettuali.

Nell'ambito della progettazione computazionale, recentemente sono stati proposti algoritmi *ad hoc* che tengano conto dei vincoli di stampa e delle caratteristiche manifatturiere della tecnologia di stampa 3D. Per esempio, alcuni algoritmi di ottimizzazione topologica sono stati modificati *ad hoc* per tenere conto dell'anisotropia dell'acciaio inossidabile stampato con tecnologia WAAM (si veda ad esempio [18]). Recentemente, è stato implementato un *framework* automatizzato per la generazione di elementi strutturali ad alte prestazioni integrando la tecnologia di stampa 3D metallica per la fabbricazione di elementi ottimizzati [19] (figura 8).

Con l'obiettivo di integrare le potenzialità di ottimizzazione in termini di nuove forme strutturali con i vincoli e le proprietà specifiche della

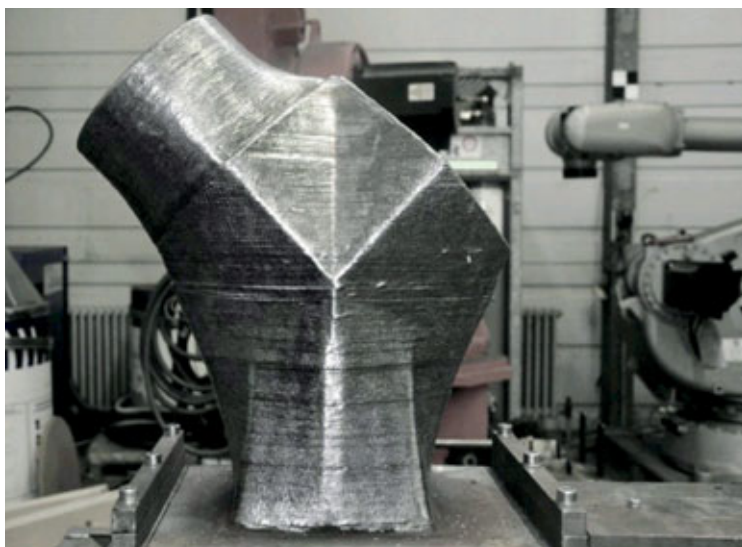


Fig. 7 - TU Darmstadt node.

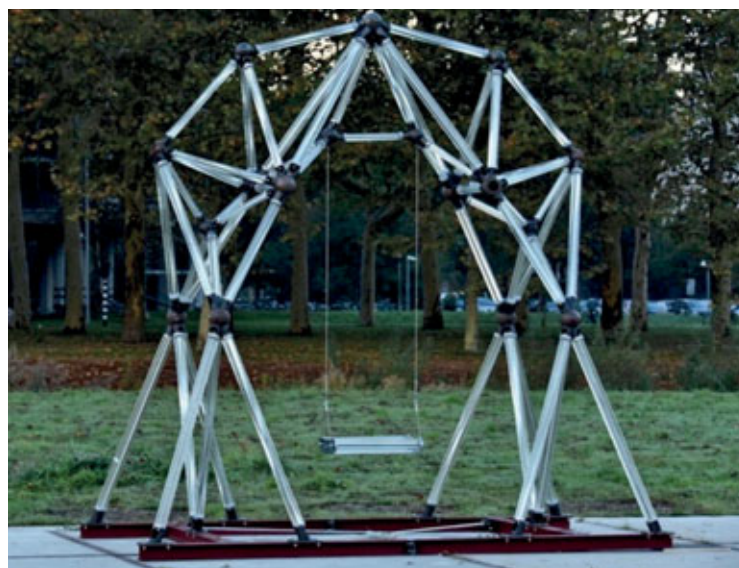


Fig. 6 - Glass swing.

tecnologia WAAM (cioè i vincoli di produzione, la precisione di stampa e le proprietà del materiale stampato) insieme alla robustezza e all'affidabilità delle verifiche della progettazione strutturale, è stato proposto un approccio di ottimizzazione strutturale cosiddetto "blended" ("mescolato") (vedi [10]). In effetti, l'approccio intende infatti "mescolare" assieme algoritmi di ottimizzazione topologica basati sulla rigidità con i principi di base della progettazione strutturale in termini di concezione strutturale e conoscenza delle soluzioni strutturali per concepire un progetto preliminare. Il tutto è poi seguito da un'analisi strutturale per verificare che le *performance* richieste da parte dell'elemento ottimizzato stampato siano soddisfatte. In questo modo l'approccio fornisce una serie di soluzioni che aiutino il progettista a guidarlo verso la forma finale. Un approccio di ottimizzazione strutturale "blended" può essere convenientemente utilizzato per studiare soluzioni diverse in modo efficiente. Informazioni dettagliate sull'approccio sono disponibili in [10].

CASI STUDIO APPLICATIVI SULL'USO DELLA STAMPA 3D METALLICA PER STRUTTURE AD ALTA EFFICIENZA

Travi ottimizzate

La prima idea di un *framework* integrato di progettazione computazionale e fabbricazione è stata sviluppata per la produzione di travi IPE

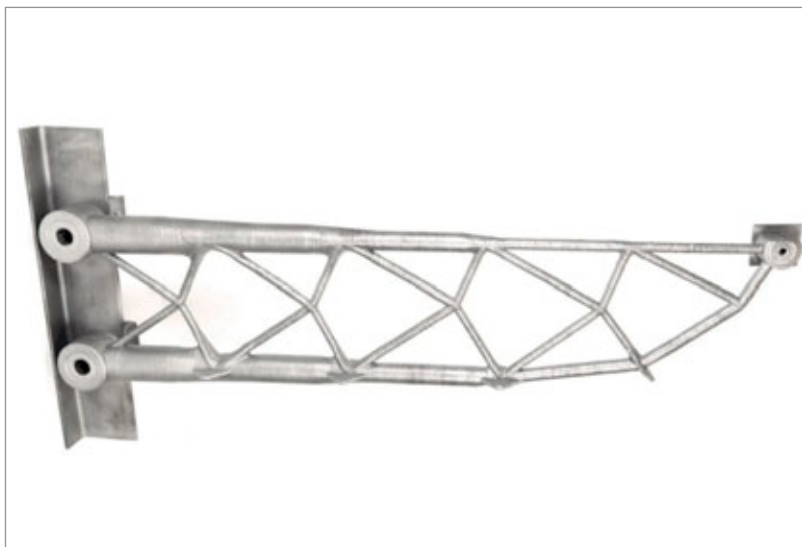


Fig. 8 - Trave ottimizzata realizzata in WAAM dall'Imperial College London.



Fig. 9 - Trave ottimizzata realizzata in WAAM dall'Università di Bologna.

ottimizzate attraverso una serie di passaggi concettuali (figura 9). La prima applicazione di questa procedura è stata presentata per il caso di una trave IPE da inserire in un edificio residenziale.

Il processo di progettazione è partito dalla definizione del design iniziale, ovvero la dimensione della trave convenzionale tipo IPE. Successivamente, si sono scelte le prestazioni strutturali target, ovvero in termini di comportamento strutturale, ma anche economico e funzionale. Da qui si avvia il processo di ottimizzazione topologica, i cui vincoli sono dettati dalla concezione strutturale di partenza del progettista (i vincoli che mi aspetto di trovare nella mia struttura, le condizioni di carico, etc.). La soluzione proposta al termine del processo "blended" tiene conto sia dei vincoli strutturali che manifatturieri della stampa 3D con tecnologia WAAM. Questa è poi verificata numericamente in termini di prestazioni strutturali attraverso simulazioni numeriche.

Elementi reticolari

Lo stesso approccio è stato poi applicato per la realizzazione di una nuova generazione di elementi reticolari metallici ad alta efficienza (figura 10). Lo sviluppo di questi elementi stampati in 3D è pensato per comportarsi come un'asta o un pilastro soggetto a sforzo assiale di compressione, flessione e carico in punta. A livello di applicazioni, si prevede l'uso come, tra gli altri, di: (i) sistemi di pali in alluminio per l'illuminazione e cartellonistica stradale, (ii) pilastri in acciaio inossidabile per padiglioni o altre strutture leggere ad alto impatto architettonico, (iii) sistemi di retrofit per edifici esistenti, (iv) armatura in acciaio per elementi in calcestruzzo stampati in 3D e di forma libera (cfr. ad es. [20]). Al fine di adottare tecniche di progettazione assistita da algoritmi per WAAM e integrare i requisiti di progettazione strutturale per l'industria delle costruzioni, è stato sviluppato un nuovo protocollo di progettazione computazionale per elementi strutturali reticolari WAAM. Il protocollo di progettazione computazionale combina: (i) le caratteristiche specifiche proprie del processo WAAM (come i vincoli di produzione, le proprietà meccaniche specifiche e le tolleranze geometriche), (ii) i requisiti di progettazione strutturale degli Eurocodici basati sulle applicazioni specifiche in architettura, ingegneria e costruzione e (iii) gli algoritmi di ottimizzazione topologica per una progettazione efficiente. Il protocollo si basa su una nuova derivazione analitica di pali reticolari efficienti, basata sull'equivalenza di snellezza e inerzia, attualmente sotto tutela



Fig. 10 - Elementi reticolari a lattice in WAAM realizzati dall'Università di Bologna.





Fig. 11 - WAAM diagrid column realizzata dall'Università di Bologna.

brevetuale in Italia (numero di deposito: IT102021000032411). I design proposti sono stati poi verificati in termini di prestazioni strutturali in condizioni di carico di compressione. A tal fine è stata eseguita un'analisi statica non lineare con il programma agli elementi finiti SAP2000 [21]. Tutte le soluzioni progettuali proposte rimangono al di sotto del limite plastico durante lo stato di servizio, confermando così le buone prestazioni strutturali della soluzione proposta.

L'ultima fase è la fabbricazione delle soluzioni progettuali proposte. Un primo dimostratore è stato fabbricato presso la ditta MX3D di Amsterdam nel 2018 [9]. La colonna diagrid ha confermato la validità dell'approccio proposto nel prevedere i vincoli di fabbricazione dell'elemento durante la fase di progettazione (figura 11).

CONSIDERAZIONI SULLA SOSTENIBILITÀ

La digitalizzazione del settore delle costruzioni potrebbe potenzialmente produrre strutture più efficienti, ridurre gli sprechi di materiale e aumentare la sicurezza sul lavoro. In particolare, l'applicazione della

manifattura additiva ha dimostrato di supportare l'Economia Circolare (i) offrendo nuove opzioni di materie prime, (ii) aumentando l'efficienza dei progetti fabbricati, riducendo così gli scarti di produzione e (iii) semplificando il recupero delle risorse, sostenendo così il compostaggio e il riciclaggio. Le attuali strategie per la realizzazione di costruzioni automatizzate in acciaio vedono l'applicazione dei processi di fabbricazione additiva dei metalli (e in particolare la Wire-and-Arc Additive Manufacturing, WAAM) come un'opportunità per costruire una nuova generazione di strutture in acciaio efficienti dal punto di vista delle risorse e con un uso ridotto di materiali [22]. L'efficienza di queste nuove strutture è ottenuta grazie all'adozione della tecnologia WAAM in grado di realizzare geometrie a forma ottimizzata con elevate prestazioni strutturali. La sostenibilità di queste nuove soluzioni è ottenuta sia dal punto di vista economico che ambientale.

A tal fine, dovrebbero essere studiati in dettaglio i seguenti aspetti: (i) possibilità di utilizzare materie prime riciclate per il processo di fabbricazione; (ii) progettazione di una geometria ottimizzata con un uso ridotto di materiale; (iii) verifica delle prestazioni strutturali ad alta efficienza; (iv) analisi dei vantaggi economici e ambientali. A partire da queste considerazioni, si dovrebbe sviluppare un'analisi sistematica dell'impatto economico e ambientale degli elementi stampati in 3D. L'impatto economico può essere valutato da un punto di vista quantitativo (in termini di riduzione delle materie prime) e ambientale (in termini di costi di trasporto). Per l'analisi, dovrebbero essere sviluppati anche modelli di confronto dei costi di produzione e di organizzazione della produzione.

Queste analisi future proporranno nuove metriche per quantificare i vantaggi di queste nuove soluzioni costruttive dal punto di vista economico e ambientale. Queste metriche contribuiranno poi a sviluppare e favorire i rapporti con le industrie e le aziende che potrebbero sfruttare le tecnologie WAAM nel settore delle costruzioni.

CONCLUSIONI

L'applicazione delle tecniche di stampa 3D metallica per le costruzioni, e in particolare la fabbricazione additiva denominata Wire-and-Arc Additive Manufacturing (WAAM), si è rivelata una buona soluzione per una nuova generazione di sistemi strutturali efficienti e sostenibili. L'attuale lavoro di ricerca si è concentrato sull'applicazione della stampa 3D metallica a pochi progetti pionieristici, che hanno anche evidenziato la necessità di un'adeguata progettazione di soluzioni e sistemi che tengano conto sia dei vincoli di fabbricazione sia del comportamento meccanico specifico degli elementi stampati.

L'attività di ricerca del gruppo dell'Università di Bologna mira a fornire un approccio di progettazione integrata che combini la progettazione computazionale con le specifiche della fabbricazione additiva per una nuova classe di elementi strutturali metallici ad alta efficienza. L'approccio è applicato a due classi di elementi strutturali in acciaio, travi e colonne, realizzati con la tecnologia di stampa 3D metallica denominata Wire-and-Arc Additive Manufacturing (WAAM).

Entrambe le soluzioni sono in grado di garantire buone prestazioni strutturali riducendo al contempo l'impiego di materia prima, e quindi l'impatto ambientale.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- [1] C. Boje, A. Guerriero, S. Kubicki, Y. Rezgui, Towards a semantic Construction Digital Twin: Directions for future research, *Autom Constr* 114 (2020) 103179.
- [2] M. Sauerwein, E. Doubrovski, R. Balkenende, C. Bakker, Exploring the potential of additive manufacturing for product design in a circular economy, *J Clean Prod* 226 (2019) 1138–1149.
- [3] C. Buchanan, L. Gardner, Metal 3D printing in construction: A review of methods, research, applications, opportunities and challenges, *Eng Struct* 180 (2019) 332–348. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.11.045>.
- [4] S. Galjaard, S. Hofman, S. Ren, Optimizing Structural Building Elements in Metal by using Additive Manufacturing, (2015).
- [5] F. Raspall, C. Banon, J.C. Tay, AIRTABLE. Stainless steel printing for functional space frames., *Computer-Aided Architectural Design Research in Asia (CAADRIA)* 2019 1 (2019) 113–122.
- [6] L. Gardner, Metal additive manufacturing in structural engineering – review, advances, opportunities and outlook, *Structures* 47 (2023) 2178–2193. <https://doi.org/10.1016/J.ISTRUC.2022.12.039>.
- [7] MX3D Webpage, (n.d.). www.mx3d.com.
- [8] C. Huang, X. Meng, C. Buchanan, L. Gardner, Flexural Buckling of Wire Arc Additively Manufactured Tubular Columns, *Journal of Structural Engineering* 148 (2022) 04022139. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0003427](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0003427).
- [9] V. Laghi, M. Palermo, G. Gasparini, T. Trombetti, Computational design and manufacturing of a half-scaled 3D-printed stainless steel diagrid column, *Addit Manuf* 36 (2020). <https://doi.org/10.1016/j.addma.2020.101505>.
- [10] V. Laghi, M. Palermo, M. Bruggi, G. Gasparini, T. Trombetti, Blended structural optimization for wire-and-arc additively manufactured beams, *Progress in Additive Manufacturing* (2022). <https://doi.org/10.1007/s40964-022-00335-1>.
- [11] V. Laghi, N. Babovic, E. Benvenuti, H. Kloft, Blended structural optimization of steel joints for Wire-and-Arc Additive Manufacturing, *Eng Struct* 300 (2024) 117141. <https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2023.117141>.
- [12] M. Bruggi, V. Laghi, T. Trombetti, Simultaneous design of the topology and the build orientation of Wire-and-Arc Additively Manufactured structural elements, *Comput Struct* 242 (2021). <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2020.106370>.
- [13] H. Strauß, U. Knaack, Additive Manufacturing for Future Facades: The potential of 3D printed parts for the building envelope, *Journal of Facade Design and Engineering* 3 (2016) 225–235. <https://doi.org/10.3233/fde-150042>.
- [14] AIRMESH Pavilion, (n.d.).
- [15] RAMLAB, (n.d.).



VITTORIA LAGHI

È ricercatrice in Tecnica delle Costruzioni presso il Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica, Ambientale e dei Materiali dell'Università di Bologna.



MICHELE PALERMO

È Professore Associato in Tecnica delle Costruzioni presso il Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica, Ambientale e dei Materiali dell'Università di Bologna.



GIADA GASPARINI

È Professoressa Associata in Tecnica delle Costruzioni presso il Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica, Ambientale e dei Materiali dell'Università di Bologna.



TOMASO TROMBETTI

È Professore Ordinario in Tecnica delle Costruzioni presso il Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica, Ambientale e dei Materiali dell'Università di Bologna.

SISTEMI STRUTTURALI SOSTENIBILI ED EFFICIENTI PER EDIFICI ALTI: EDIFICI IN LEGNO E IBRIDI ACCIAIO-LEGNO IN RIFERIMENTO AD UN CASO STUDIO

SUSTAINABLE AND EFFICIENT STRUCTURAL SYSTEMS FOR TALL BUILDINGS: EXPLORING TIMBER AND STEEL-TIMBER HYBRIDS THROUGH A CASE STUDY

Fabrizio Ascione, Francesco Esposito, Giacomo Iovane, Diana Faiella, Beatrice Faggiano, Elena Mele*
Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura, Università di Napoli Federico II, Napoli, Italia.

Questo lavoro di ricerca nasce con lo scopo di identificare il sistema strutturale più sostenibile ed efficiente per incrementare l'altezza di edifici con struttura portante lignea considerando anche eventuali alternative ibride acciaio-legno. Inizialmente si analizza brevemente l'evoluzione storica degli edifici alti al fine di comprendere perché oggi giorno gli edifici alti in legno si stanno diffondendo e quali sono le soluzioni strutturali maggiormente utilizzate. Adottando come caso studio l'attuale edificio in legno più alto al mondo si realizza un modello strutturale e lo si valida in base ai risultati a disposizione. Si testano sette differenti sistemi strutturali alternativi, variando il sistema resistente alle azioni orizzontali e conservando le stesse sezioni dell'edificio di partenza. Le varianti sono studiate e confrontate tra loro in termini di consumo di materiale, periodi fondamentali di vibrazione e risposta alle azioni da vento. Utilizzando i sistemi più performanti si incrementa l'altezza dell'edificio fin dove possibile spingendo le strutture al limite ed individuando la soluzione più efficiente. Nel fare ciò, al fine di preservare le sezioni delle colonne e bilanciare l'incremento dei carichi verticali dovuti all'aggiunta di piani, si sostituiscono i solai in calcestruzzo armato con solai in legno. Con la stessa soluzione strutturale, si definiscono due soluzioni ibride acciaio-legno al fine di confrontarle in termini di sostenibilità con la soluzione completamente in legno e con il progetto originale. I risultati delle analisi mostrano come l'adozione di elementi in acciaio combinati con elementi in legno conduca a soluzioni ottimizzate e sostenibili.

The paper focuses on tall timber buildings. The major aim of this paper is to identify the most sustainable and efficient structural system to increase the height of timber buildings, also considering steel-timber hybrid structures. First of all, a brief review of tall buildings' evolution is presented to understand why tall timber buildings are considered nowadays and which are the most adopted structural solutions. Then, the case study of the tallest timber building in the world is selected and utilized as an archetype. Once the model has been validated, seven alternative structural systems are considered by varying the horizontal load resisting system and preserving the same member cross sections as the reference building. The variants are tested and compared in terms of material consumption, vibration characteristics and lateral load response. Using the best structural system, the height of the building is increased, pushing the structures beyond the current limits and identifying the most efficient option. The idea is to preserve the column cross-sections and balance the increase in gravity loads due to the additional floors by replacing the concrete floors with timber counterparts. With the same structural system, equivalent steel-timber hybrid solutions are finally tested and compared in terms of sustainability to timber-only counterparts and to the original project. The results of analyses show that the use of steel elements combined with timber can lead to optimized and sustainable structural solutions.

*Corresponding author. Email: elenmele@unina.it

1 INTRODUZIONE

Negli ultimi decenni i livelli di carbonio in atmosfera e le temperature globali sono costantemente in aumento. Il pianeta è più caldo di 1 °C rispetto all'era pre-industriale e il valore di 1,5 °C è universalmente considerato come un punto di non ritorno [1]. Con il continuo aumento delle temperature globali dovuto al rilascio di anidride carbonica nell'atmosfera da parte dell'uomo, il clima della terra sta cambiando, come testimoniato dal verificarsi di frequenti eventi meteorologici estremi [2]. Secondo l'accordo di Parigi del 2015, l'aumento delle temperature globali deve essere assolutamente mantenuto al di sotto dei 2 °C, con uno sforzo aggiuntivo necessario a limitarlo ad 1,5 °C sopra il livello pre-industriale. Per raggiungere questo obiettivo le emissioni dovrebbero essere ridotte del 45% entro il 2030 e azzerarsi entro il 2050. Considerando che quasi il 40% delle emissioni globali legate all'energia è dovuto agli edifici e al settore delle costruzioni [3], è evidente che una progettazione orientata alla sostenibilità potrebbe avere un notevole impatto positivo [1]. Un altro fenomeno da considerare è l'aumento della popolazione mondiale che sceglie di vivere nelle città. Le Nazioni Unite stimano che entro il 2050 la popolazione urbana aumenterà di 2.5 miliardi di persone, circa 220 mila persone al giorno [4,5]. Le città esistenti si svilupperanno come mega città, raggiungendo una popolazione di circa 30-50 milioni di persone. Da ciò scaturirà la necessità di realizzare ulteriori edifici per ottenere gli spazi abitativi necessari: si stima che nei prossimi 40 anni verranno costruiti 230 miliardi di metri quadrati di nuove costruzioni, aggiungendo l'equivalente della città di Parigi al pianeta ogni singola settimana [6]. Per guidare le città verso una crescita sostenibile è necessario contenere il consumo di suolo, formalmente imposto in Europa come "zero net land take" entro il 2050 come obiettivo esplicito nella "Roadmap to a resource efficient Europe" [7] e nel documento "The Future Brief: No net land take by 2050?" [8]. Recentemente, gli edifici alti sono proposti per bilanciare le esigenze conflittuali di sviluppo urbano e consumo di suolo limitato

[4,9,10], grazie al massimo sfruttamento del suolo, apparendo dunque come una soluzione ragionevole, seppur la loro sostenibilità come tipologia costruttiva sia ampiamente discutibile a causa dell'elevata impronta di carbonio incorporato (computata su base unitaria). Come già detto, una maggiore sostenibilità può essere ottenuta migliorando la progettazione: in questa prospettiva l'utilizzo del legno come materiale strutturale potrebbe essere strategico, grazie all'intrinseca sostenibilità del legno. Diversi studi dimostrano l'elevata sostenibilità ambientale del legno o di prodotti a base di legno rispetto all'acciaio o al calcestruzzo armato [11]. Il legno è rinnovabile al 100%, è efficiente dal punto di vista energetico e rispettoso dell'ambiente, la sua produzione richiede meno energia rispetto ad altri materiali strutturali. Inoltre, le sezioni in legno stoccano il carbonio durante la loro vita e ne impediscono l'ingresso in atmosfera mediante un fenomeno noto come sequestro biogenico di carbonio; da non trascurare è anche l'elevata efficienza meccanica, rappresentata dal rapporto forza-peso, molto alta per il legno e paragonabile a quella dell'acciaio. Infine, oggi il legno può essere considerato un materiale industrializzato, grazie allo sviluppo di nuovi tipi di prodotti come il legno lamellare incollato (GLT), i pannelli in CLT ed il legno micro-lamellare (LVL). Il legno è sempre stato utilizzato come materiale strutturale per edifici di bassa e media altezza, per capannoni industriali o per coperture di grande luce. L'applicazione nel campo delle strutture alte è molto recente [12,13] e notevoli progressi si sono verificati a partire dal nuovo millennio [14], con diversi edifici alti in legno attualmente proposti, in costruzione, o recentemente realizzati. Alcuni esempi sono: il "Mjostårnet", l'edificio in legno più alto del mondo, con un'altezza totale di 88,80 m; il "Treet", con un'altezza di 49 m; il "25 King", con un'altezza di 46,8 m; l'"Origine", in Canada, con un'altezza di 40,90 m. La pubblicazione di importanti linee guida dal 2013, come "Technical Guide for the Design and Construction of Tall Wood Buildings in Canada" [15], o "Use of Timber in Tall Multi-Story buildings" [16], nonché l'interesse di importanti studi di ingegneria (ad

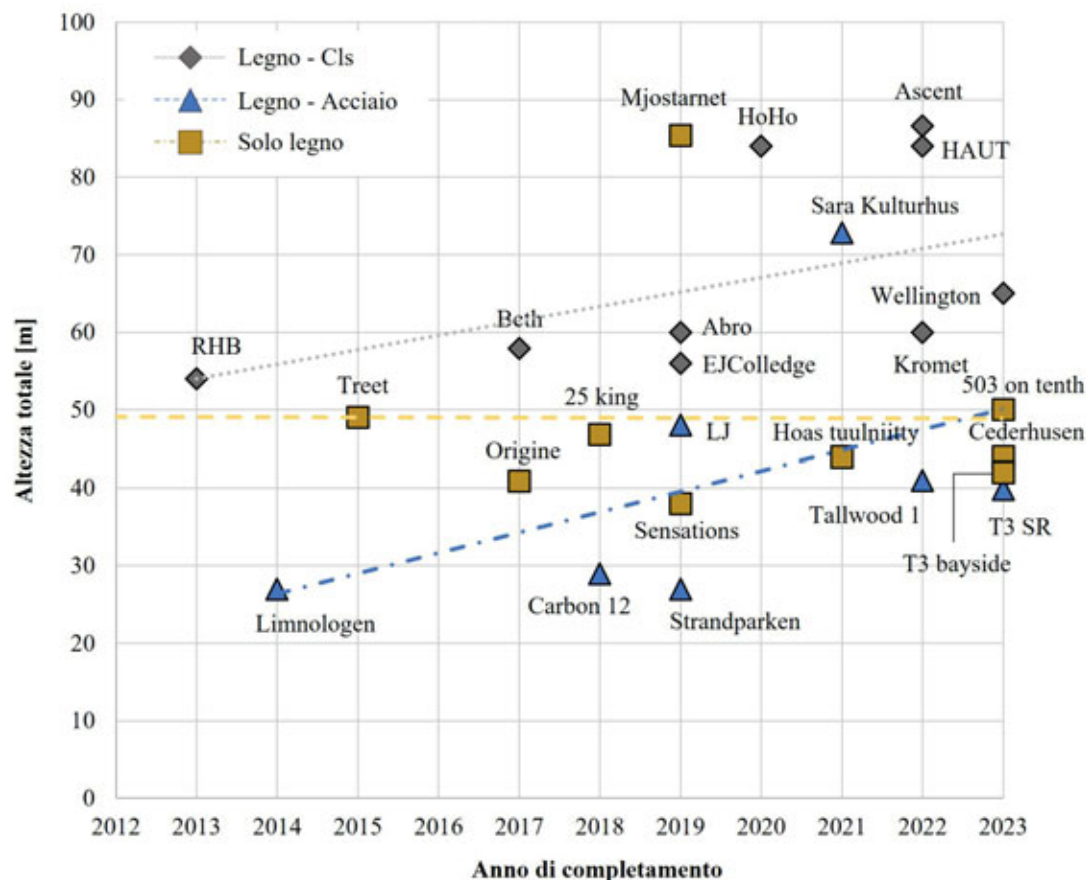


Fig. 1 - I più alti edifici in legno, legno-acciaio e legno-calcestruzzo armato realizzati nell'ultimo decennio

esempio, SOM) nello sviluppo di progetti di ricerca e applicazioni effettive [17], sottolineano l'importante ruolo che il legno potrebbe svolgere nella progettazione di edifici alti in tutto il mondo. Anche l'evoluzione dei codici nazionali testimonia il crescente know-how che gli ingegneri di tutto il mondo stanno acquisendo sulle strutture in legno. In questo contesto, l'obiettivo principale di questo lavoro è quello di identificare soluzioni strutturali sostenibili ed efficienti per gli edifici alti in legno; l'idea è quella di mettere in discussione i limiti delle applicazioni del legno e proporre sistemi resistenti che permettano di raggiungere altezze superiori a quelle degli edifici realizzati finora. A questo scopo viene selezionato un caso studio, il già citato Mjøstårnet, e utilizzato come archetipo; in particolare, una volta implementato e validato il modello numerico della struttura reale si considerano sistemi strutturali con strutture a telaio, a pareti di taglio in X-LAM o con configurazione tubolare, e le si analizza per altezze crescenti. Mentre alcuni di questi sistemi sono già stati presi in considerazione in altre ricerche (ad es. nucleo in legno con pannelli CLT, in Connolly et al. [18]), il sistema strutturale a tubo controventato non è stato mai considerato né nella pratica né in ambito di ricerca. Va tuttavia osservato che gli edifici realizzati esclusivamente in legno, anche a 90-100 m di altezza, richiedono una grande quantità di materiale per sezioni trasversali di grandi dimensioni e sistemi strutturali più complessi rispetto alle alternative in acciaio o calcestruzzo. Per ovviare a questa problematica, nella pratica progettuale e nelle applicazioni di ricerca, vengono proposte soluzioni ibride, utilizzando elementi strutturali in acciaio o in calcestruzzo. Angelucci et al. [19], ad esempio, propongono la progettazione di un edificio di 26 piani utilizzando un nucleo in calcestruzzo armato e varie soluzioni strutturali perimetrali in legno. Diverse strutture ibride sono già state realizzate in tutto il mondo, come l'Ascent (86,60 m), l'Hoho (84 m), l'Haunt (73 m), il Tallwood 1 (41,7 m) ed il Sara Kulturhus (72,8 m). Considerando la crescente attenzione dei produttori di acciaio alle questioni ambientali, le tecniche di produzione sviluppate con il forno ad arco elettrico utilizzando rottami di acciaio [20] e l'altissima percentuale di acciaio riciclato [20], i sistemi che combinano elementi strutturali in legno e acciaio (ibridi acciaio-legno) sono promettenti sia in termini di efficienza strutturale che di sostenibilità ambientale. Di conseguenza, in questo articolo, dopo l'esplorazione delle strutture realizzate in solo legno, si considerano e progettano delle soluzioni ibride acciaio-legno. Per le diverse soluzioni si valutano e confrontano il consumo di materiale, i parametri di risposta strutturale ed il carbonio incorporato al fine di valutare l'efficienza meccanica, le prestazioni strutturali e la sostenibilità.

2. EDIFICI ALTI IN LEGNO

Negli ultimi anni il legno è stato largamente adottato come materiale da costruzione con un gran numero di edifici in legno o edifici ibridi legno-acciaio/calcestruzzo realizzati, in costruzione o in proposta di realizzazione [13,14]. In figura 1 sono mostrati i più alti edifici in legno o ibridi legno - acciaio/calcestruzzo realizzati nel mondo durante l'ultimo decennio [14].

Attualmente per la progettazione strutturale di edifici alti in legno si opta per un nucleo in calcestruzzo o controventi in acciaio per dare stabilità e resistenza ai carichi da vento utilizzando gli elementi in legno solo per i carichi verticali. Nonostante ciò è interessante notare come gli edifici più alti, tra quelli realizzati solo in legno, in legno e acciaio ed in legno e calcestruzzo armato, raggiungano all'incirca la stessa altezza (figura 2). Considerando gli edifici realizzati interamente in legno in figura 3 si nota come soltanto sette raggiungano un'altezza maggiore di 40 m e solo due sono più alti di 60 m. Uno di questi è il Mjøstårnet e l'altro è la Pagoda di Fongong realizzata nel 1056 adottando legno massiccio. Ciò sottolinea come negli anni il legno non sia stato ampiamente adottato come materiale strutturale per edifici alti. Dal 1056 fino a pochi anni fa, nonostante l'evoluzione tecnologica abbia dato vita a numerosi prodotti industriali da legno, l'altezza degli edifici in legno non è aumentata di molto. La realizzazione nel 2019 di un edificio come il Mjøstårnet [14,21-23], con un'altezza di 85,40 m, mostra come le cose oggi stiano iniziando a cambiare.

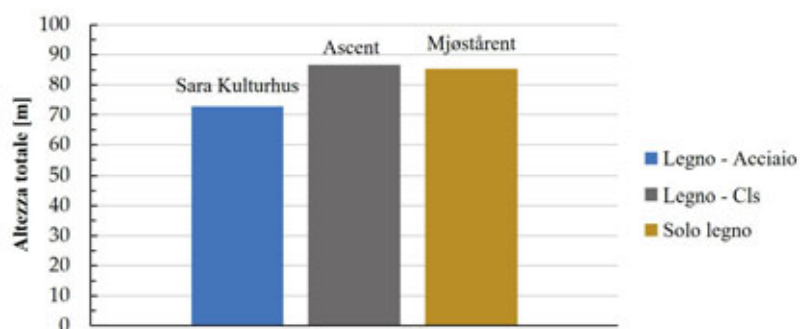


Fig. 2 - Confronto tra i più alti edifici in legno, legno-acciaio e legno-calcestruzzo

3. CASO STUDIO: IL MJØSTÅRNET

3.1 Descrizione dell'edificio e dati della struttura

Il caso studio considerato è il Mjøstårnet, dal quale si sviluppano e studiano numerose varianti strutturali. È attualmente l'edificio con

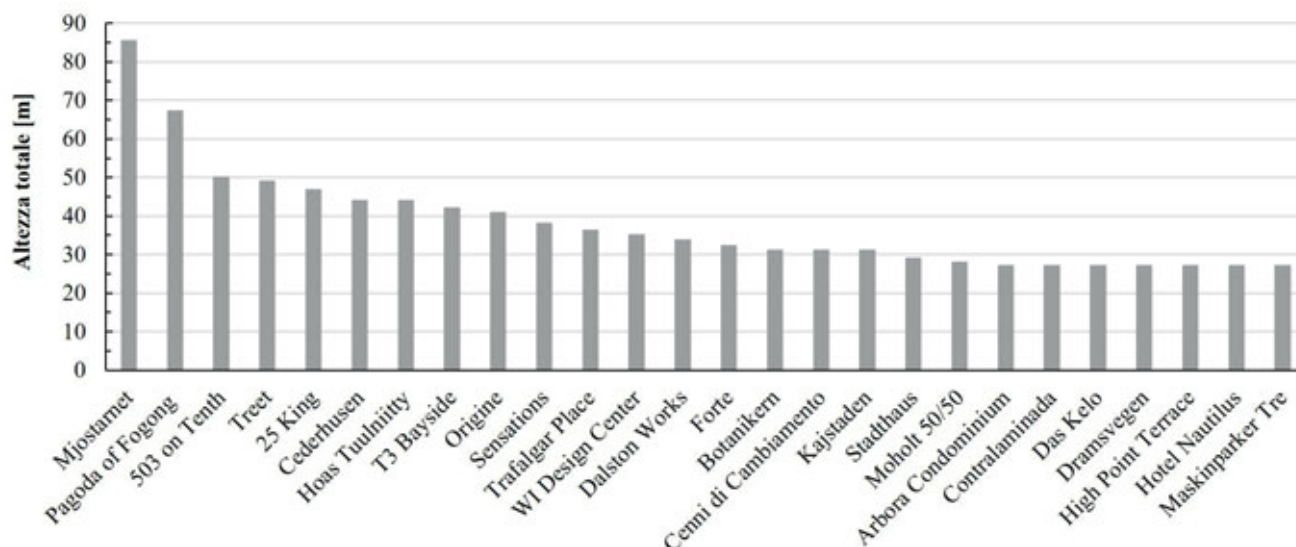


Fig. 3 - Gli edifici completamente in legno più alti al mondo

struttura portante in legno più alto mai realizzato al mondo [14] per cui, studiare e analizzare il suo comportamento strutturale può risultare fondamentale per comprendere quali possano essere i principali problemi correlati alla progettazione di strutture alte in legno. La torre, situata nella città di Brumunddal a circa 140 km da Oslo in Norvegia, è stata progettata dalla società europea di consulenza ingegneristica Sweco. Secondo il CTBUH [14] l'altezza massima dell'edificio, considerando anche l'antenna, è di 88,80 m, 85,4 m fino alla pergola e 68,2 m fino all'ultimo piano abitabile (figura 4). La struttura presenta 18 piani dei quali i primi cinque sono adibiti ad uffici, i successivi cinque sono adibiti ad hotel e la parte restante è adibita a residenze. In cima alla struttura sono disposti una terrazza ed un bar-ristorante [21]. L'edificio presenta un sistema resistente ai carichi verticali che include travi e colonne in legno lamellare incollato. Dal 1° all'11° piano vi sono solai prefabbricati in legno basati sul sistema Trä87 della Moelven, con una luce massima di 7,50 m [21]. Questo sistema è composto da travi Kerto Q® in legno micro-lamellare (Kerto-Q LVL), con una flangia superiore e inferiore in LVL, un pannello isolante acustico di 36 mm ed una soletta di 50 mm in calcestruzzo [22]. Ulteriori elementi, realizzati con legno micro-lamellare Kerto S® (Kerto-SLVL), sono adottati in

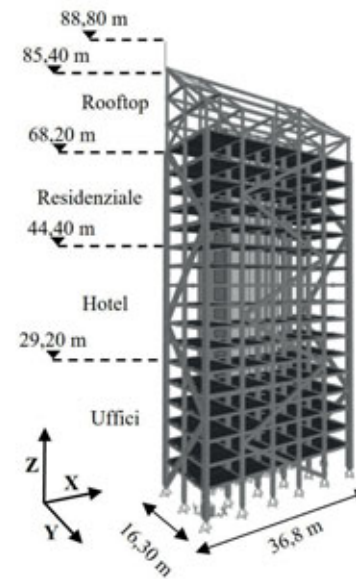


Fig. 4 - Il Mjøstårnet e le differenti destinazioni d'uso alle varie altezze

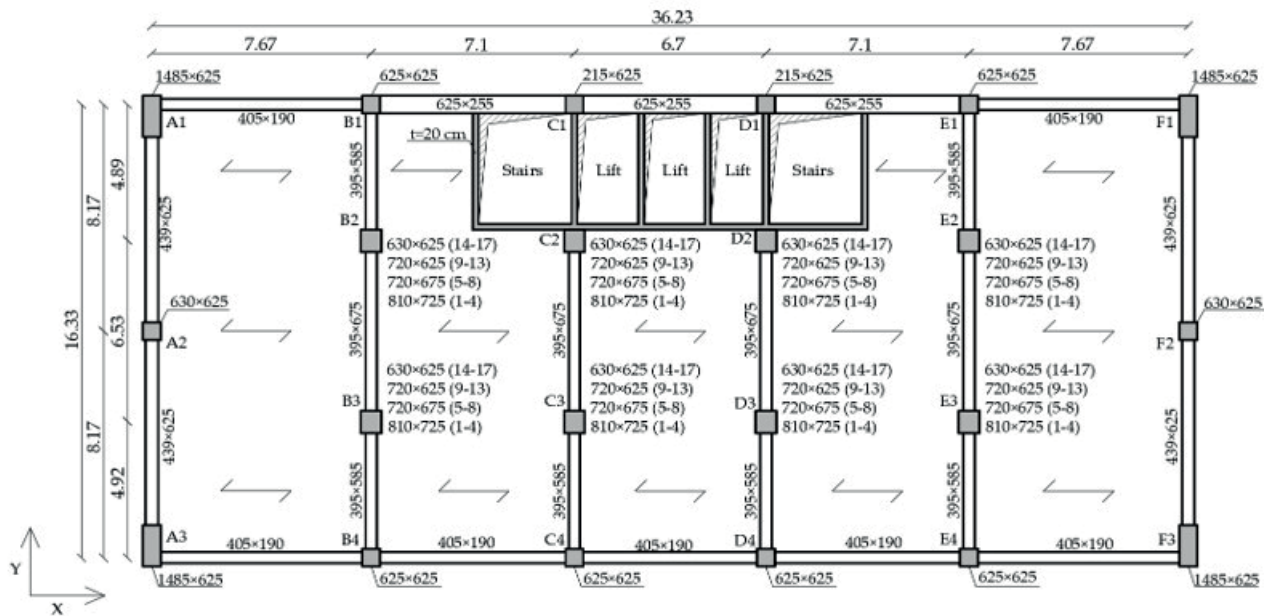


Fig. 5 - Pianta piano tipo con solaio in legno

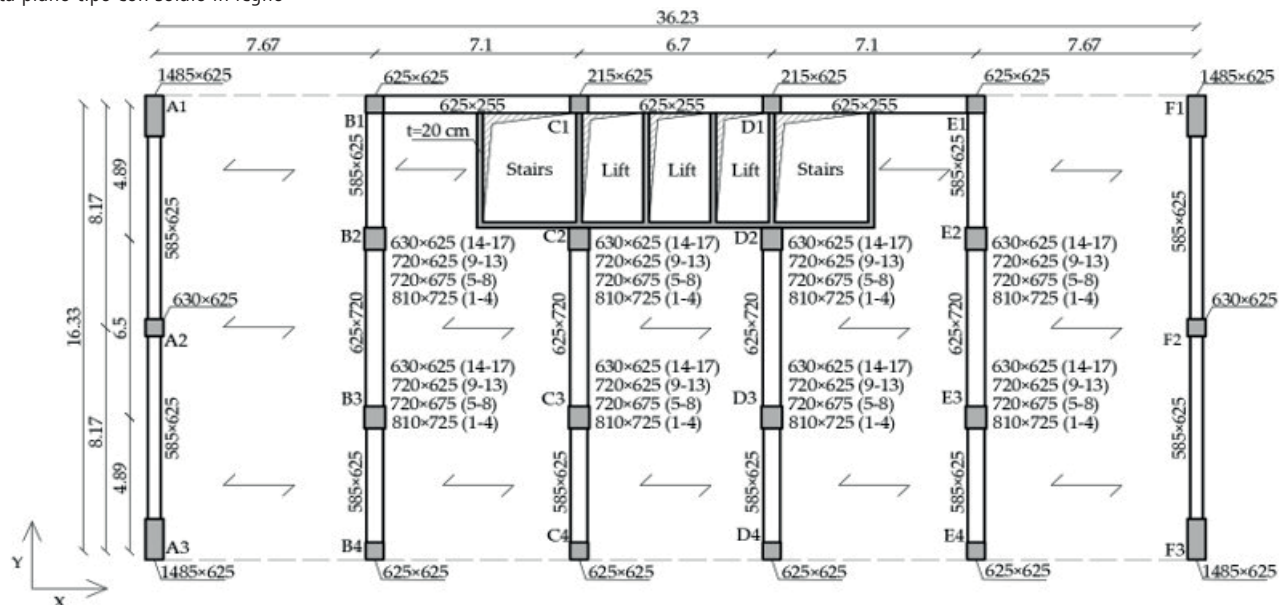


Fig. 6 - Pianta piano tipo con solaio in calcestruzzo armato

direzione perpendicolare all'orditura del solaio. Dal 12° al 18° piano i solai sono realizzati con una piastra in cemento armato di 30 cm, formata da una parte inferiore prefabbricata ed un getto superiore di completamento in opera, 50 mm di massetto e piastrelle in ceramica. Come indicato dai progettisti [21,22], l'adozione di solai in cemento armato garantisce maggior massa in cima alla struttura soddisfacendo le stringenti limitazioni delle analisi da confort sotto carichi da vento per destinazione residenziale. Le travi che supportano i solai in legno presentano sezioni tipiche di 395x585 mm e 395x675 mm (figura 5), mentre quelle che supportano i solai in calcestruzzo armato presentano sezioni tipiche di 625x585 e 625x720 mm (figura 6). Le dimensioni delle colonne interne sono di 725x810 e 625x630 mm (figure 5 e 6). Grandi diagonali a forma di K in facciata garantiscono stabilità alla struttura e resistenza alle sollecitazioni indotte dai carichi da vento. Le sezioni utilizzate lungo la direzione Y e X sono rispettivamente 990x625 mm e 720x625 mm. Le colonne perimetrali e d'angolo hanno rispettivamente sezioni di 625x625 mm e 1485x625 mm, e restano costanti lungo l'altezza [21,22]. Nelle zone dei vani scala e ascensore sono adottate pareti in CLT con spessore di 200 mm il cui contributo alla stabilità orizzontale è stato però trascurato in fase di analisi e progettazione [21]. Gli elementi in legno lamellare sono collegati tra loro mediante piastre in acciaio, disposte internamente agli elementi lignei e

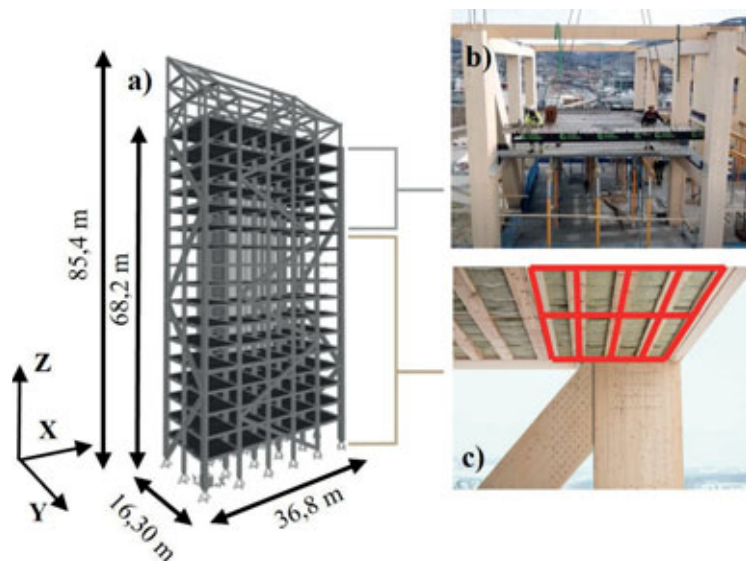


Fig. 7 - (a) Il Mjøstårnet ed i solai adottati: b) solai in calcestruzzo armato [27]; c) solai in legno (modificato da [28])

Destinazione d'uso	Q [kN/m ²]
Terrazza	4.00
Residenziale	2.00
Hotel	2.00
Uffici	3.00
Balconi	4.00

Tab. 1 - Carichi adottati per le differenti classi d'uso [23].

collegate con bulloni o perni. Tali connessioni sono considerabili come cerniere [21,23]. Le specie legnose adottate nel progetto sono l'abete rosso norvegese, per le sezioni degli elementi strutturali, e pino silvestre impregnato per le sezioni della pergola. Il legno lamellare utilizzato presenta due classi di resistenza, GL30h e GL30c, ma non è specificato quale classe sia stata adottata per quali elementi strutturali. In questo lavoro di ricerca si è deciso di assumere che il GL30h è stato utilizzato per le sezioni delle colonne e delle diagonali ed il GL30c è stato usato per le sezioni delle travi. I pannelli in CLT hanno una classe di resistenza

Parametri

Velocità di base del vento - v_b	22 m/s
Categoria di terreno	I
Velocità media del vento - $v_m(z)$	32.97 m/s
Fattore di turbolenza - $I_v(z)$	0.11
Fattore di esposizione - $C_e(z)$	4.03
$Y - C_{p,sopravento}$	0.80
$Y - C_{p,sottovento}$	0.70
$X - C_{p,sopravento}$	0.80
$X - C_{p,sottovento}$	0.50

Tab. 2 - Parametri adottati per il calcolo delle azioni da vento (Eurocodice 1).

di 24 MPa [21-23]. Per gli elementi del solaio è stato considerato un legno micro lamellare prodotto da Metsä Wood. Per le connessioni è stato considerato un acciaio S355.

Alcune immagini della costruzione del fabbricato, dove è possibile osservare i solai adottati, si sono rilevate particolarmente utili per la definizione dei carichi (figura 7). I solai in legno Metsä, adottati dal livello 1 al livello 11, (figura 7c) [24] hanno uno spessore totale di 360 mm (per una luce di 7 m), la flangia superiore ha uno spessore di 25 mm, la flangia inferiore ha uno spessore di 45 mm e l'elemento d'anima ha uno spessore di 45 mm. Conoscendo tale composizione a strati del solaio, il peso complessivo è stato stimato pari a 1,46 kN/m². Il peso delle partizioni interne è assunto pari a 0,50 kN/m² [23]; le pareti esterne sono considerate come un carico uniformemente distribuito di 1 kN/m² [23]. Il peso totale dei solai in legno è dunque pari a 1,96 kN/m², confermato anche da alcune fonti consultate [26]. I solai dal 12° al 18° piano sono realizzati in calcestruzzo armato, con una parte inferiore prefabbricata ed un getto superiore di completamento in opera (figura 7b). Lo spessore complessivo del solaio è di 300 mm. Anche in questo caso si considera la presenza di un massetto in calcestruzzo di 5 cm ed una pavimentazione di piastrelle in ceramica. Il peso complessivo del solaio è di 8,97 kN/m². Non sono state ritrovate informazioni circa i solai adottati per i balconi, per cui si è assunto che siano realizzati con pannelli in CLT, con un peso di 0,50 kN/m² [23] e con carichi non strutturali di 1 kN/m² [23]. I carichi d'esercizio, definiti in accordo con l'Eurocodice 1, sono riportati in tabella 1 in funzione delle diverse destinazioni d'uso.

L'azione del vento è applicata come forza statica equivalente e calcolata in accordo all' Eurocodice 1, EN 1991-2002 parte 4, e all'allegato nazionale norvegese [21]. La velocità di base del vento è pari a 22 m/s [21]. I parametri considerati per i calcoli sono riportati in tabella 2 e le pressioni e le forze del vento lungo le direzioni X e Y sono riportate rispettivamente in figura 8a e b. Le forze da vento nelle due direzioni sono molto differenti, nonostante le pressioni siano comparabili; ciò dipende dalla pianta rettangolare del fabbricato, che determina differenti aree di facciata soggette alla pressione del vento. Il taglio alla base dovuto al vento è pari a 4163 kN e 1505 kN rispettivamente lungo Y e lungo X. Le sollecitazioni indotte dell'azione sismica non sono state considerate durante la progettazione della struttura [21,22].

3.2 Modellazione agli elementi finiti e validazione dei risultati

Tramite il software di modellazione SAP2000 v.21 [30] è stato realizzato un modello agli elementi finiti del caso studio. Le travi, le colonne e le diagonali sono modellate come elementi trave unidirezionali; le pareti del nucleo in CLT sono modellate come elementi shell bidimensionali; i solai sono modellati come diaframmi rigidi e tutte le connessioni degli elementi sono considerate come cerniere. Il legno è modellato come un materiale ortotropo; il GL30c ed il GL30h sono stati utilizzati rispetti-

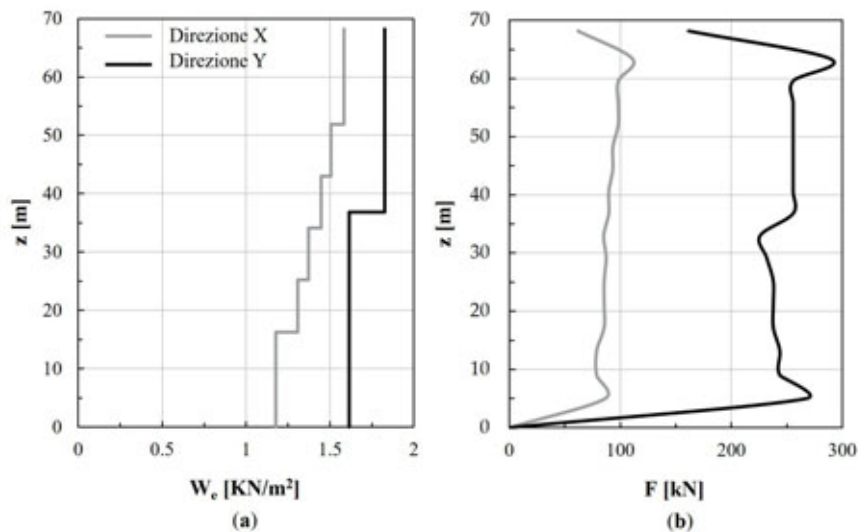


Fig. 8 - (a) Pressione del vento in direzione X e Y; (b) Forze da vento in direzione X e Y.

	ρ [kg/m ³]	$f_{m,k}$	$f_{c,0,k}$	$f_{c,90,k}$	$f_{t,0,k}$	$f_{t,90,k}$	$E_{0,mean}$	$E_{90,mean}$	G_{mean}
GL30c	430	30.00	25.50	2.50	19.50	0.50	13,000	300	650
GL30h	480	30.00	30.00	2.50	24.00	0.50	13,600	300	650

Tab. 3 - Proprietà meccaniche del GLT

	ρ [kg/m ³]	$f_{m,k}$	$f_{c,0,k}$	$f_{c,90,k}$	$f_{t,0,k}$	$f_{t,90,k}$	$E_{0,mean}$	$E_{90,mean}$	G_{mean}
CLT	420	24.00	21.00	2.50	14.00	0.50	6960	300	650

Tab. 4 - Proprietà meccaniche del CLT

vamente per le travi e per le colonne ed i controventi in legno; il CLT è adottato per i pannelli in legno del nucleo. Le proprietà meccaniche del GLT (EN 14080:2013 [31]) e del CLT (EN 338 [32]) sono rispettivamente indicate nelle tabelle 3 e 4, includendo densità del materiale (ρ), resistenza caratteristica a flessione ($f_{m,k}$), resistenza caratteristica a compressione e trazione parallela alla fibratura ($f_{c,0,k}$ e $f_{t,0,k}$), resistenza caratteristica a compressione e trazione perpendicolare alla fibratura ($f_{c,90,k}$ e $f_{t,90,k}$), modulo di elasticità medio parallelo e perpendicolare alla fibratura ($E_{0,mean}$ e $E_{90,mean}$) e modulo di elasticità medio a taglio (G_{mean}). I carichi verticali applicati al modello includono carichi permanenti e accidentali dei solai in legno e calcestruzzo e il carico delle partizioni interne e delle pareti esterne, come calcolato al paragrafo 3.1. La massa strutturale è concentrata nel baricentro di ogni piano, dove sono anche applicate le forze del vento (si presume che i baricentri di massa e di rigidità di ogni piano coincidano). Per validare il modello, vengono eseguite analisi sotto i carichi di progetto, e si confrontano i risultati con quelli forniti dai progettisti [21,22]. L'analisi modale viene eseguita per verificare la corrispondenza delle proprietà dinamiche dell'edificio con i valori riportati dai progettisti; successivamente, definita la combinazione di carico considerando i carichi verticali e l'azione del vento così come indicato dall'Eurocodice 1, si confrontano i seguenti dati: sollecitazione assiale nelle colonne d'angolo, spostamento massimo e massima accelerazione dell'ultimo piano sotto l'azione del vento.

Per quanto riguarda i periodi di vibrazione dell'edificio si assumono come riferimento i valori $T_x = 3,03$ s e $T_y = 2,70$ s forniti dai progettisti rispettivamente per le direzioni X e Y [33] (figura 9a). Il confronto con i valori ottenuti dal modello FEM realizzato è riportato nella figura 9b e in tabella 5. La differenza tra i risultati ottenuti ed i valori del progetto è dell'ordine del 10%, considerato accettabile.

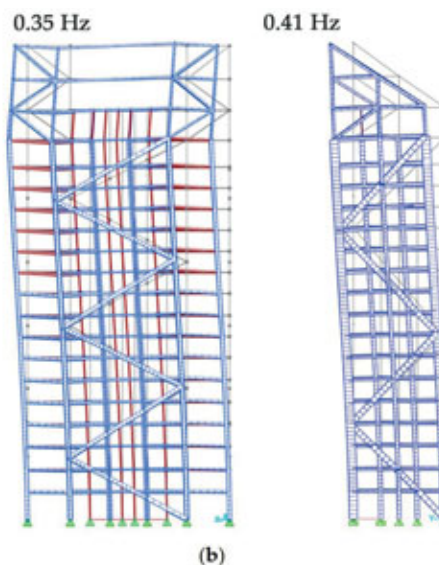
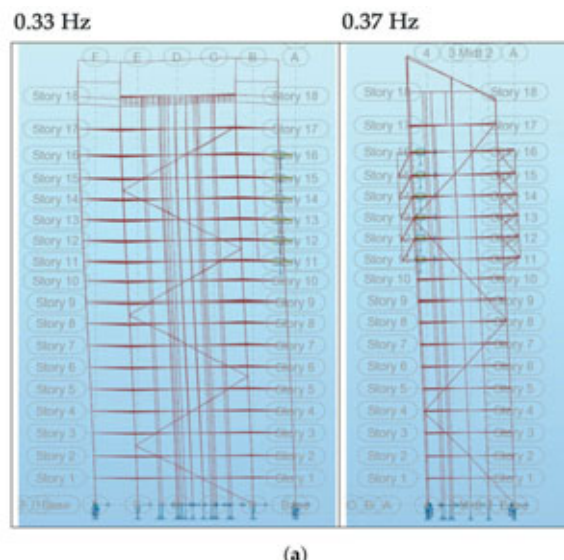


Fig. 9 - Periodi fondamentali di vibrazione e forme modali: (a) progetto [33], (b) modello Fe

	Progetto	Modello FE	Δ [%]
T_x [s]	3.03	2.84	6.2
T_y [s]	2.70	2.42	10

Tab. 5 - Periodi fondamentali di vibrazione: valori del progetto di riferimento e valori del modello FE

Il valore di riferimento fornito dai progettisti per la massima sollecitazione assiale nelle colonne d'angolo per effetto dei carichi verticali e del vento è pari a 11.500 kN (compressione) [21], mentre il valore ottenuto dalle analisi FEM è pari a 11.276 kN; quindi, la differenza è pari al 2%. Lo spostamento massimo fornito dai progettisti è di 140 mm (considerando anche la pergola superiore) [21]. In questo studio, sono state condotte analisi statiche non lineari, tenendo conto degli effetti P-Delta. I risultati in termini di spostamenti orizzontali di ogni piano nelle direzioni X e Y sono forniti nella figura 10a. Lo spostamento massimo ottenuto dal modello FEM è di 123 mm, che differisce dal valore fornito dai progettisti del 12%, considerato accettabile. Infine si valuta l'accelerazione massima all'ultimo impalcato, indotta dall'azione del vento, e la si confronta con il valore di riferimento fornito dai progettisti (figura 10b). È importante ricordare che le vibrazioni indotte possono causare disagio agli occupanti dell'edificio, limitando così la funzionalità della struttura. Per considerare quest'ulteriore

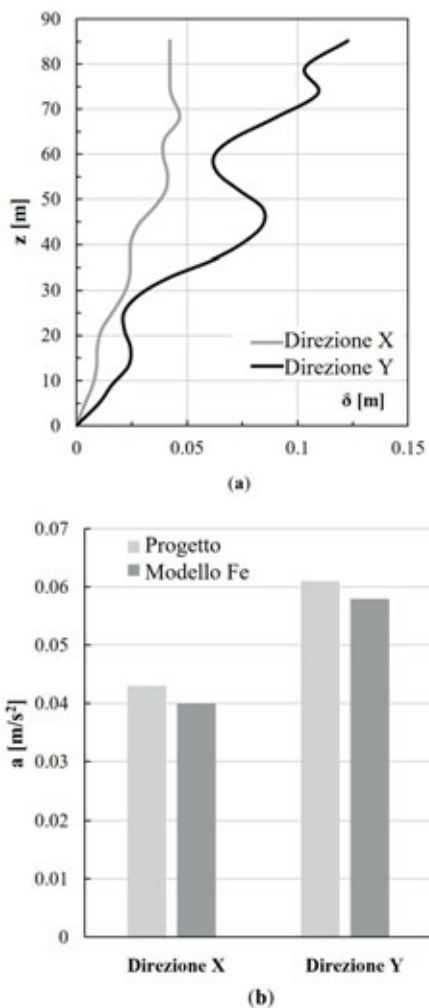


Fig. 10 - (a) Spostamenti laterali del modello FE; (b) accelerazioni all'ultimo impalcato: risultati e confronto

Parametri

Frequenza fondamentale lungo X- η_x [Hz]	0.35
Frequenza fondamentale lungo Y- η_y [Hz]	0.41
Massa equivalente- m_i [t]	7106
Altezza di riferimento- z_s [m]	40.92
Coefficiente di forza- c_f [-]	1.40
Fattore di turbolenza- $I_v(z_s)$ [-]	0.11
Velocità media del vento- $v_m(z_s)$ [m/s]	32.97
Densità dell'aria- ρ [kg/m ³]	1.25
Forma modale- $\Phi(z)$ [-]	0.36
Fattore di picco X- $K_{p,x}$ [-]	3.38
Fattore di picco Y- $K_{p,y}$ [-]	3.36
Smorzamento- δ_s	0.06
Smorzamento aerodinamico X- δ_{a1}	0.01
Smorzamento aerodinamico Y- δ_{a2}	0.02
ζ [-]	2.00
K_x [-]	1.75

Tab. 6 - Parametri adottati per il calcolo dell'accelerazione all'ultimo impalcato

stato limite, particolarmente importante per strutture alte e flessibili, i codici e gli standard suggeriscono una procedura semplificata. A tale scopo, è adottata la norma ISO 10137:2007 [34], utilizzata anche dai progettisti dell'edificio, che fornisce raccomandazioni sull'abitabilità degli edifici nel caso di vibrazioni. L'accelerazione all'ultimo piano è valutata secondo tale procedura attraverso i parametri della struttura e dell'azione del vento, da confrontare con i valori limite e con i risultati dei progettisti. I parametri coinvolti nella procedura di verifica sono

riportati in tabella 6. La procedura consiste in (i) calcolare l'accelerazione dell'ultimo piano secondo la formula (1) [34], (ii) impostare il punto rappresentativo dell'accelerazione (A) in funzione della frequenza (f_0), come mostrato in figura 11, e (iii) confrontare questo punto con una delle curve limite, a seconda dell'uso previsto del piano (in questo caso, residenziale [21]).

La formula (1) è la seguente:

$$a = \sigma_{a,x(z)} \cdot k_p, \quad (1)$$

Dove:

- $\sigma_{a,x}(z) = (c_f \rho \cdot b \cdot I_v(z_s) \cdot v_m(z_s)^2 \cdot m_{1,x}^{-1}) \cdot R \cdot K_x \cdot \phi_{1,x}(z)$ è la deviazione standard dell'accelerazione, dove c_f è il coefficiente di forza, ρ è la densità dell'aria, b è la larghezza della struttura, z_s è l'altezza di riferimento, $I_v(z_s)$ è l'intensità della turbolenza all'altezza $z=z_s$, $v_m(z_s)$ è la velocità media del vento per $z=z_s$, $m_{1,x}$ è la massa equivalente lungo la direzione considerata, R è la radice quadrata della risposta in risonanza, K_x è un coefficiente adimensionale e $\phi_{1,x}(z)$ è la forma modale fondamentale lungo la direzione considerata.
- K_p = è il fattore di picco, dove v è la frequenza e T è il tempo medio per la velocità media del vento.

I risultati ottenuti sono molto prossimi a quelli dei progettisti, presenti in [21], come si nota anche dalla figura 10b e dalla tabella 7, con differenze pari a 6,9 % e 4,9 % rispettivamente per la direzione X e per la direzione Y. Considerando dunque i confronti effettuati in termini di periodi, spostamento massimo e accelerazione, è possibile affermare che le differenze sono sempre pari o inferiori al 10-12 % per cui il modello può considerarsi validato e può essere adottato per ulteriori analisi.

4. DEFINIZIONE E VALUTAZIONE DELLE VARIANTI STRUTTURALI IN LEGNO

4.1 Varianti strutturali considerate

Sono proposti e analizzati sistemi strutturali alternativi resistenti ai carichi laterali, al fine di individuare le soluzioni più efficienti e aumentare l'altezza dell'edificio. Sono analizzate sette varianti, mostrate in figura 12, che mantengono invariate le sezioni trasversali degli elementi strutturali del progetto originario.

Le differenze tra le varianti sono anche illustrate in figura 12 identificando quattro gruppi di sistemi resistenti ai carichi orizzontali, ovvero nucleo in CLT, nucleo in calcestruzzo armato, controventature (a K, X e V) e

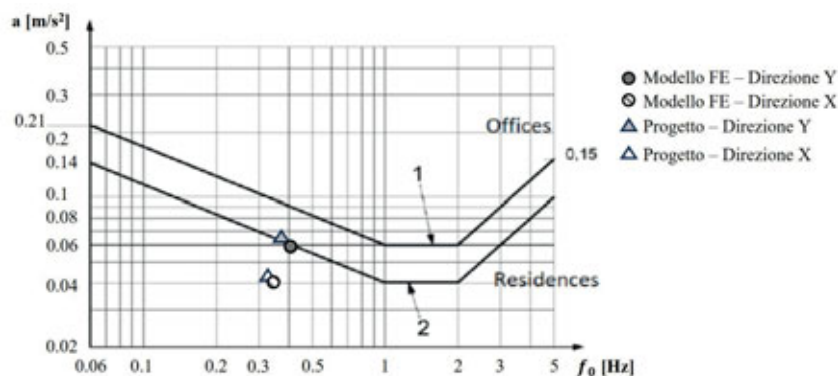


Fig. 11 - Verifiche di confort: progetto vs. modello FE (ridisegnato da [21])

	Progetto	Modello FE	Δ [%]
a_x [m/s ²]	0.043	0.040	6.9
a_y [m/s ²]	0.061	0.058	4.9

Tab. 7 - Risultati delle analisi di confort e confronti coi valori di riferimento

	Progetto	K + nucleo In CLT	X + nucleo In CLT	V + nucleo In CLT	Tubo contr. + nucleo CLT	Pannelli CLT + nucleo CLT	Nucleo in CLT	Nucleo in C.A.
Nucleo in CLT		×	×	×	×	×	×	
Nucleo in C.A.								×
K- Diag.	×	×	×	×	×			
Pannelli perimetrali in CLT						×		

Fig. 12 - Sistemi strutturali alternativi considerati

pannelli perimetrali in CLT. In particolare, il nucleo in CLT, presente nel progetto originale ma trascurato dai progettisti nelle analisi sotto carichi orizzontali, è qui considerato per tutte le varianti. Cinque varianti sono configurate come sistemi strutturali duali nucleo- sistemi perimetrali: i primi tre sistemi hanno controventi con diagonali in legno a K (K + nucleo in CLT), a X (X + nucleo in CLT) o a V (V + nucleo in CLT); il quarto (tubo contr. + nucleo in CLT) è un tubo controventato con diagonali a X sulle quattro facciate, convergenti alle colonne d'angolo; la quinta variante presenta pannelli in CLT ai quattro angoli dell'edificio oltre al nucleo interno. Infine, la sesta e la settima soluzione adottano il solo nucleo come sistema resistente alle azioni laterali, composto rispettivamente da pannelli in CLT e da setti in calcestruzzo armato. È inoltre studiato un caso aggiuntivo considerando il sistema strutturale del progetto originario ma sostituendo i solai in calcestruzzo con solai in legno.

Dalle analisi effettuate si derivano i seguenti parametri:

- Massa strutturale totale;
- Caratteristiche fondamentali di vibrazione lungo le direzioni X e Y;
- Spostamenti laterali lungo le direzioni X e Y, confrontati con il limite di $H/500$;
- Spostamenti interpiano lungo le direzioni X e Y, confrontati con il limite di $h/200$ (dove h è l'altezza interpiano, pari a 4 m);
- Accelerazioni al piano più alto nelle direzioni X e Y, indotte dall'azione del vento, secondo le frequenze fondamentali dell'edificio, confrontate con il limite imposto per uso residenziale alle specifiche frequenze di risonanza lungo le direzioni X e Y.

4.2 ANALISI STRUTTURALI

4.2.1 Massa strutturale totale

In figura 13 si riporta un confronto in termini di massa strutturale totale tra le varie soluzioni analizzate, indicando anche la variazione percentuale di massa rispetto al modello di progetto originario. Le configurazioni con controventi a K + nucleo in CLT, X + nucleo in CLT, V + nucleo in CLT e tubo controventato + nucleo in CLT, presentano tutte una massa quasi identica al modello originario, con una variazione compresa tra lo 0% e l'1.4%. Chiaramente l'adozione di un nucleo in cemento comporta un incremento significativo della massa (+63%). Al contrario, nel caso della struttura iniziale ma con solai tutti in legno, si osserva una variazione del -39% mostrando come la massa possa essere significativamente ridotta adottando solo solai in legno ed aprendo così alla possibilità d'incremento dell'altezza dell'edificio.

4.2.2 Periodi fondamentali di vibrazione

In figura 14 sono riportati i periodi fondamentali di vibrazione in direzione X e Y e la variazione percentuale rispetto al modello di progetto originario. I sistemi con diagonali a X + nucleo in CLT e V + nucleo in CLT hanno

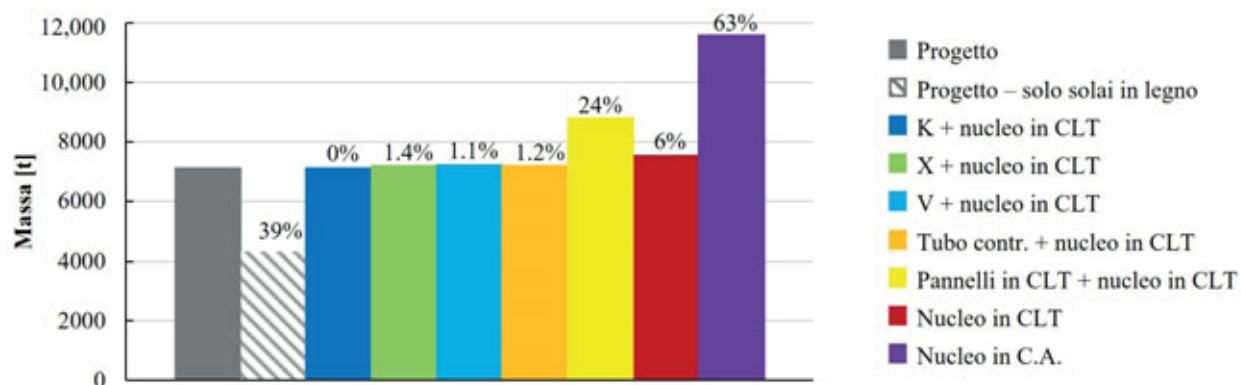


Fig. 13 - Massa strutturale totale del progetto originario e delle varianti considerate

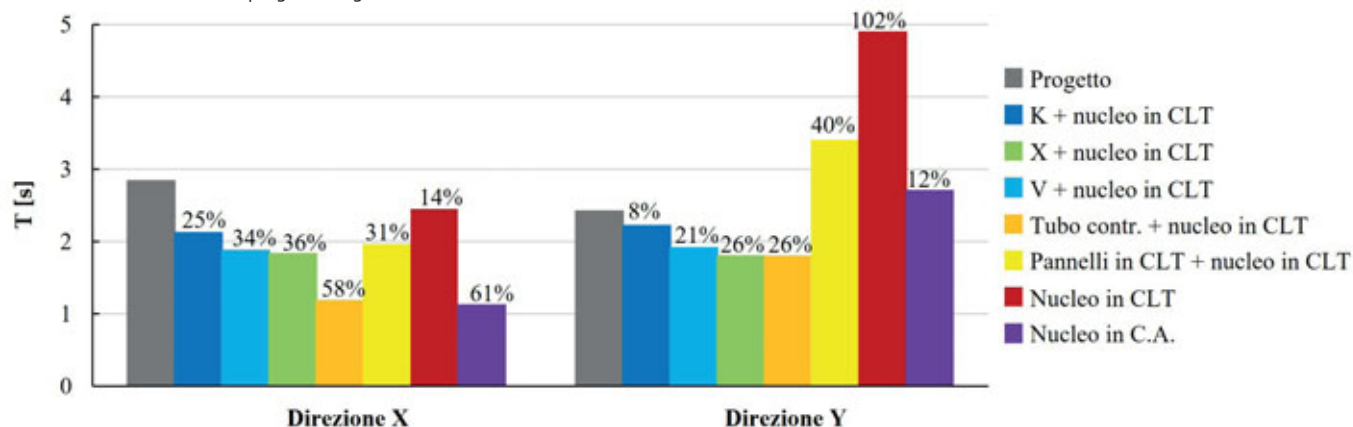


Fig. 14 - Periodi fondamentali di vibrazione del progetto originario e delle varianti analizzate

circa gli stessi periodi, inferiori rispetto al sistema con diagonali a K + nucleo in CLT (9-11%), con una percentuale di scarto rispetto al modello originale compresa tra il 34 % ed il 36%. Il sistema a tubo controventato è molto rigido, con periodi circa pari a quello del sistema con diagonali a V, in direzione Y, e prossimo a quello del sistema con nucleo in cemento armato in direzione X (3%). I periodi maggiori sono ottenuti nel caso di solo nucleo in CLT con valori di 2,45 s lungo X e 4,90 s lungo Y.

4.2.3 Spostamenti laterali e spostamenti d'interpiano

In figura 15 sono riportati gli spostamenti laterali per la direzione Y (direzione lungo la quale l'edificio è meno rigido). I sistemi strutturali con diagonali a V + nucleo in CLT, diagonali a X + nucleo in CLT, così come il tubo controventato + nucleo in CLT, sono più rigide delle altre varianti e del progetto originale. E' interessante effettuare un confronto tra il sistema strutturale del progetto originario e quello del sistema con diagonali a K + nucleo in CLT. Si osserva infatti che, pur essendo uguale il massimo spostamento dei due sistemi, l'andamento della deformata è molto differente grazie alla presenza del nucleo in CLT che ne regolarizza il profilo assicurando una rigidezza uniforme lungo l'altezza. Gli spostamenti maggiori si osservano per la variante con solo nucleo in CLT e con

pannelli in CLT + nucleo in CLT, confermando dunque i risultati ottenuti dalle analisi modali. In particolare, per le varie varianti analizzate, la percentuale di variazione tra lo spostamento al piano più alto ed il limite imposto di $H/500$ è pari a: -33% per il sistema con controventi a K + nucleo in CLT, -26% per il sistema con nucleo in calcestruzzo armato, -56% per il sistema con controventi a V + nucleo in CLT, -48% per il sistema con controventi a X + nucleo in CLT, -52% per il sistema con tubo controventato + nucleo in CLT, +43% e +251%, rispettivamente, per il caso di sistema con pannelli in CLT + nucleo in CLT e del solo nucleo in CLT. In figura 16 sono riportati, per tutti i modelli analizzati, gli spostamenti d'interpiano indotti dall'azione del vento agente in direzione Y. In tutti i casi, tranne che per il modello con solo nucleo in CLT, i valori sono inferiori al limite di $h/200$ e si può chiaramente osservare come la presenza del nucleo, in CLT o in calcestruzzo armato, regolarizzi la forma deformata e riduca l'entità degli spostamenti d'interpiano. Gli spostamenti maggiori sono dunque ottenuti nel caso di solo nucleo in CLT. In particolare, la variazione percentuale rispetto al limite di $h/200$ è pari a: -60% per il sistema con diagonali a K + nucleo in CLT, -52% per il sistema con nucleo in cemento armato, -77% per il sistema con diagonali a V+ nucleo in CLT; -72% per il sistema con diagonali a X +

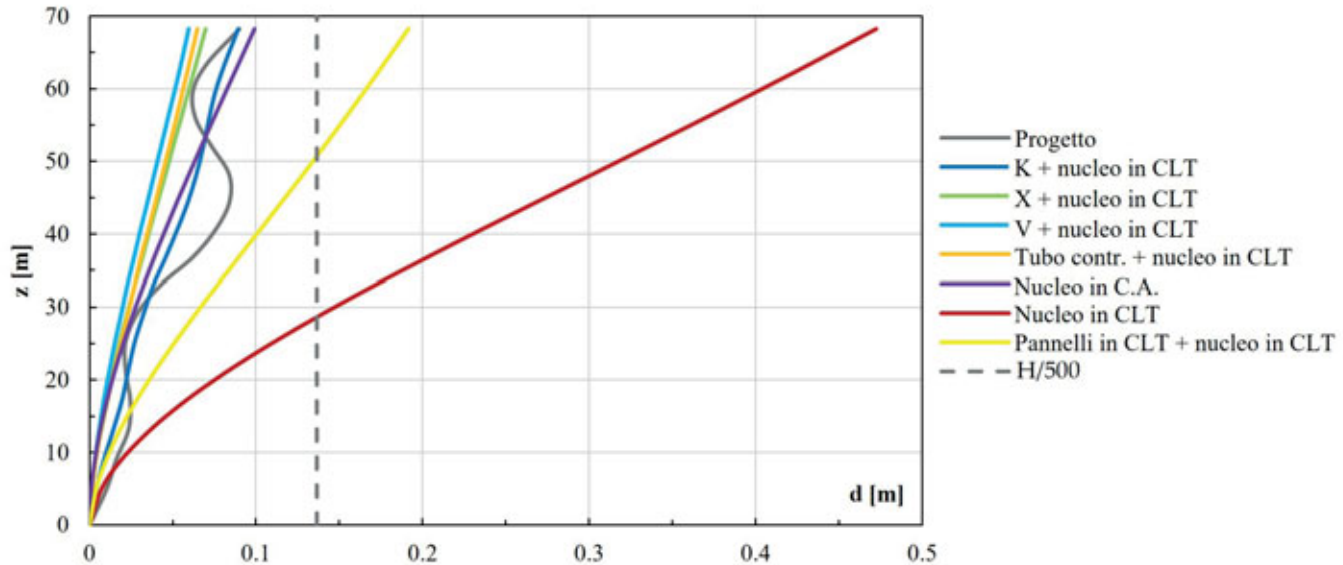


Fig. 15 - Profilo degli spostamenti laterali in direzione Y per il progetto originario e per le varianti considerate

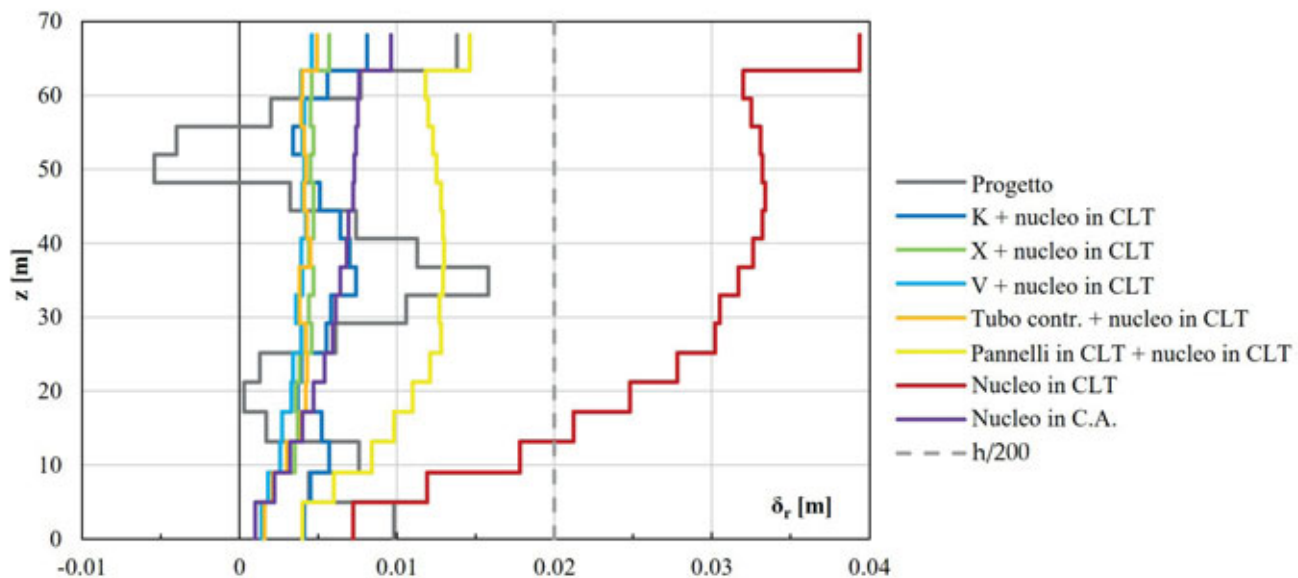


Fig. 16 - Spostamenti d'interpiano in direzione Y per il progetto originario e per le varianti considerate

nucleo in CLT, -76% per il sistema a tubo controventato + nucleo in CLT e rispettivamente -27% e +97% per il caso di pannelli in CLT + nucleo in CLT e di solo nucleo in CLT.

4.2.4 Accelerazioni di piano e verifiche di confort

In figura 17 si riporta un confronto in termini di accelerazioni indotte dal vento all'ultimo impalcato, rispetto al limite imposto (a_{lim} ; figura 17a) ed in funzione della frequenza (f_0 ; figura 17b).

Le verifiche di confort sono chiaramente più severe lungo la direzione Y, dove l'azione del vento è maggiore e la struttura è più flessibile. Lungo la direzione X, infatti, le accelerazioni al piano più alto sono sempre al di sotto del limite imposto mentre lungo la direzione Y i valori sono sempre vicini o addirittura superiori al valore limite. È importante ricordare che il limite varia in base alla frequenza, come chiaramente mostrato nella figura 17. Come già notato nei paragrafi precedenti in riferimento alle analisi in termini di spostamenti, i sistemi strutturali con controventi a V ed a X + nucleo in CLT, così come il sistema a tubo controventato + nucleo in CLT, mostrano prestazioni

migliori rispetto alle altre varianti e al modello di progetto. In particolare, le variazioni percentuali delle accelerazioni al piano più alto tra le varianti ed il modello originale sono le seguenti: +28% e +34% (lungo le direzioni X e Y) per il progetto con tutti solai in legno, -3% e +5% per il sistema con diagonali a K + nucleo in CLT, -8% e -8% per il sistema con diagonali a X + nucleo in CLT, -8% e -10% per il sistema con diagonali a V + nucleo in CLT, -20% e -9% per il sistema a tubo controventato + nucleo in CLT, -17% e +2% per il sistema con pannelli in CLT + nucleo in CLT, -2% e +30% per il sistema con solo nucleo in CLT e -26% e -23% per il sistema con solo nucleo in calcestruzzo armato. La struttura con nucleo in calcestruzzo armato mostra la migliore performance ma con un significativo incremento della massa.

Nella figura 17 è indicato anche il caso del modello originario ma con tutti solai in legno. Tale modello presenta accelerazioni che superano significativamente il limite imposto. Il confronto tra i due casi, ovvero il modello di progetto e il progetto con tutti solai in legno mette in luce la ragione che ha portato all'introduzione di solai in calcestruzzo armato.

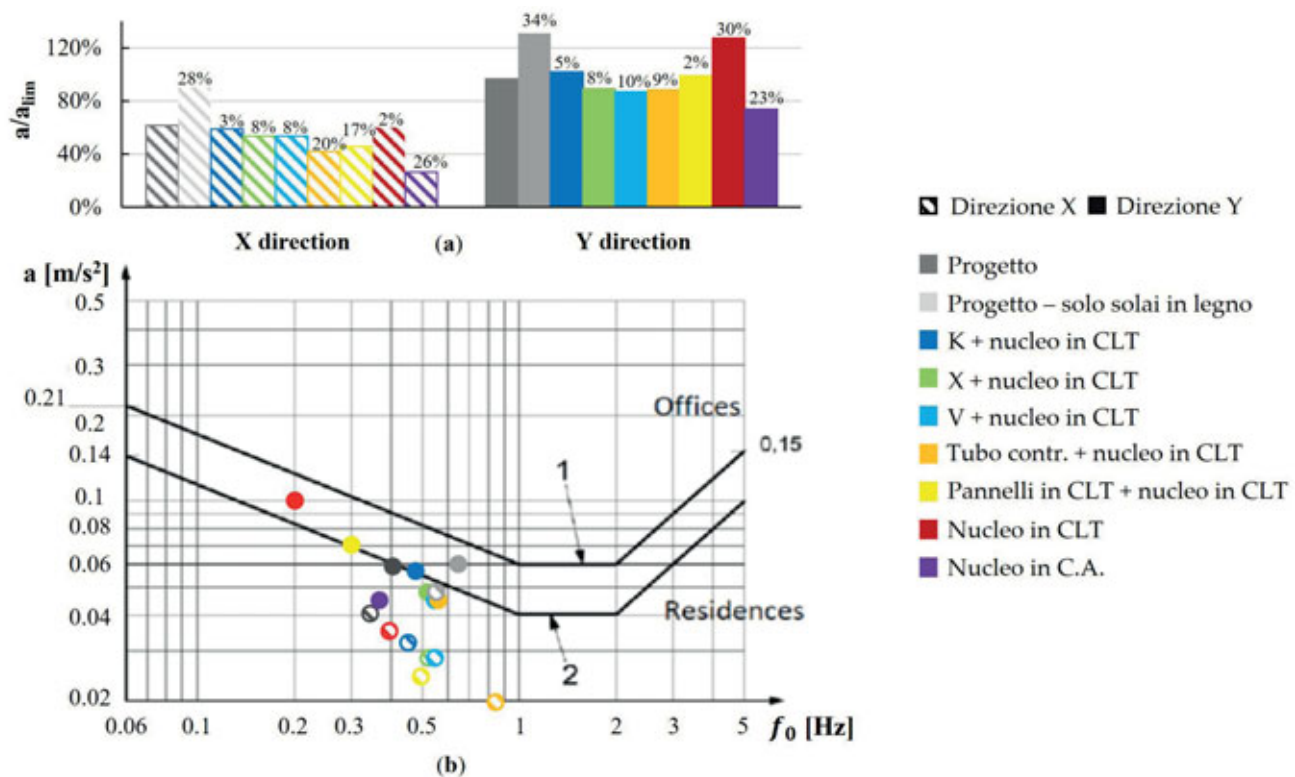


Fig. 17 - Confronto dei risultati delle analisi di confort (ridisegnata da [21])

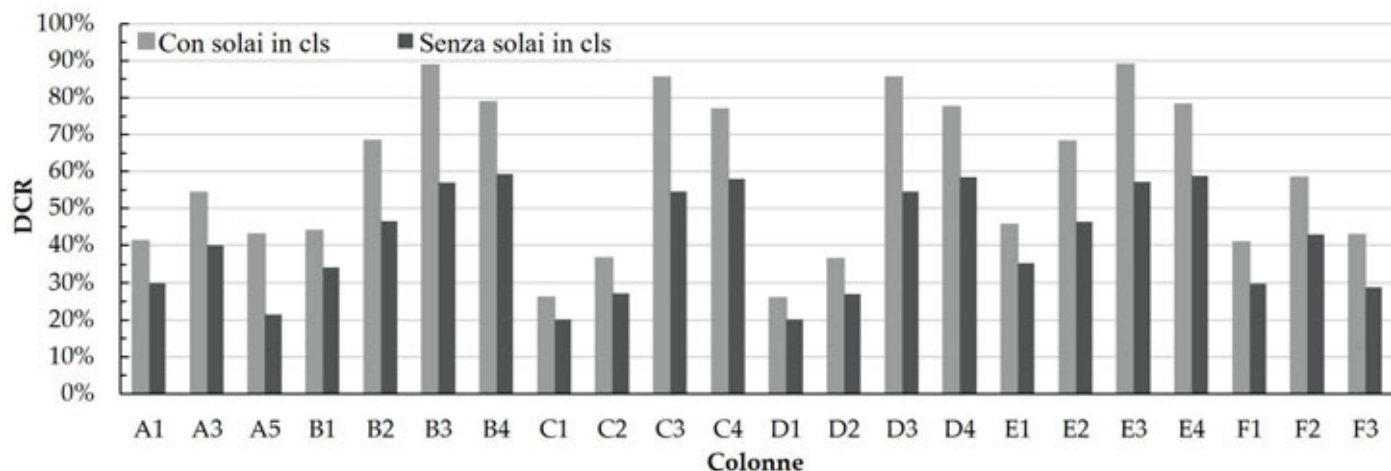


Fig. 18 - Tasso di lavoro (DCR) delle colonne con e senza solai in calcestruzzo armato

5. SOLUZIONI STRUTTURALI PER L'INCREMENTO DELL'ALTEZZA

5.1 Sistemi strutturali e considerazioni preliminari

Dai risultati dalle analisi si evince come per alcune varianti proposte vi sia ampio margine tra i valori di capacità e di domanda. Questa osservazione suggerisce la possibilità di aumentare l'altezza dell'edificio, superando così il limite attualmente raggiunto dai edifici in legno con il caso studio del Mjøstårnet. I sistemi che hanno mostrato migliori prestazioni e rapporti più bassi tra domanda e capacità sono i sistemi a telaio controventato (a K, X e V) ed il sistema a tubo controventato. Si considerando dunque tali soluzioni strutturali per incrementare il più possibile l'altezza dell'edificio. Come primo passo si effettua un controllo preliminare per il sistema resistente ai carichi verticali, al fine di valutare la capacità aggiuntiva necessaria per sostenere l'incremento di carico derivante da eventuali piani aggiuntivi. L'idea è quella di preservare le sezioni trasversali delle colonne e di bilanciare l'incremento di carico dovuto ai piani aggiuntivi con la sostituzione dei solai in calcestruzzo armato con solai in legno. In figura 18 è indicato il rapporto tra domanda e capacità in compressione (DCR) delle colonne del fabbricato, con e senza solai in calcestruzzo. È chiaro che la riduzione del carico verticale, dovuta alla differenza tra i pesi dei solai in calcestruzzo armato ed in legno, garantisce un margine più ampio (DCR inferiore) che consentirebbe di sostenere il carico derivante dai piani aggiuntivi. Tuttavia, come mostrato nel paragrafo precedente, riducendo la massa di piano si verifica un incremento dell'accelerazione di piano indotta dal vento, rendendo così più difficili da soddisfare le verifiche di confort. Pertanto, al fine di incrementare l'altezza dell'edificio mantenendo le sezioni originali delle colonne e sfruttando il margine disponibile tra la capacità e la domanda attraverso la sostituzione dei solai in calcestruzzo con solai in legno, dovrebbero essere utilizzati sistemi strutturali molto rigidi ed efficienti per prevenire spostamenti e accelerazioni di piano eccessivi.

5.2 INCREMENTO DELL'ALTEZZA DELL'EDIFICIO PER STEP

5.2.1 Analisi effettuate

L'altezza dell'edificio è aumentata attraverso incrementi progressivi. In particolare, sono stati considerati i tre seguenti step (figura 19):

1. Aggiunta di tre piani, aumento dell'altezza $\Delta H = 12$ m, altezza totale raggiunta 80,20 m;
2. Aggiunta di cinque piani, aumento dell'altezza $\Delta H = 20$ m, altezza

totale raggiunta 88,20 m;

3. Aggiunta di sette piani, aumento dell'altezza $\Delta H = 28$ m, altezza totale raggiunta 96,20 m.

Per ogni piano aggiunto si considera un'altezza di interpiano pari a 4 m ed una destinazione residenziale. Per ogni step sono eseguite verifiche sia delle singole aste (resistenza e stabilità) sia globali (in termini di spostamenti, spostamenti d'interpiano e accelerazioni di piano) al fine di garantire la fattibilità delle soluzioni proposte ed è calcolata la massa strutturale totale ed i periodi fondamentali di vibrazione. Per la soluzione con tubo controventato + nucleo in CLT è stato eseguito soltanto l'ultimo step di analisi. Il taglio alla base indotto dal vento, per i tre step delle analisi e per le due direzioni di sollecitazione X e Y, è rispettivamente pari a: step 1 (+3 piani), 1812 kN e 5014 kN; step 2 (+5 piani), 2047 kN e 5558 kN; e step 3 (+7 piani), 6104 kN e 2276 kN. Dalla figura 19 è possibile osservare come non tutte le soluzioni siano in grado soddisfare tutte le limitazioni per il massimo incremento dell'altezza (step 3): il sistema con controventi a K + nucleo in CLT non soddisfa le verifiche di servizio per $\Delta H = 12$ m, il sistema con controventi a X + nucleo in CLT non consente di raggiungere un $\Delta H = 20$ m e il sistema con controventi a V + nucleo in CLT non soddisfa le limitazioni per $\Delta H = 28$ m. Il sistema con tubo controventato + nucleo in CLT rispetta le verifiche anche per $\Delta H = 28$ m, consentendo così di ottenere una soluzione tutta in legno raggiungendo un'altezza complessiva di 96,20 m. Per motivi di brevità, di seguito sono presentati e discussi solo i risultati, per le varie soluzioni strutturali, riferiti al terzo step dell'analisi.

In figura 20 è rappresentata la massa strutturale delle diverse soluzioni con la variazione percentuale rispetto al modello di progetto. È interessante osservare come tutte le alternative proposte abbiano una massa quasi uguale tra loro e siano più leggere del progetto originario, anche con l'aggiunta dei piani, grazie alla sostituzione dei solai in calcestruzzo armato con solai in legno. La massa comparabile delle quattro soluzioni è particolarmente importante per la soluzione del tubo controventato, che con la stessa massa degli altri sistemi consente un aumento significativo della rigidità, con conseguente miglioramento dell'efficienza strutturale. Il confronto in termini di periodi fondamentali di vibrazione è riportato in figura 21, assieme alla variazione percentuale di ciascuna variante rispetto al modello di progetto. In tutti i casi, i periodi sono inferiori rispetto al progetto originale, nonostante l'aumento dell'altezza dell'edificio, grazie alla riduzione della massa e all'aumento della rigidità laterale. La variante del tubo controventato è caratterizzata dai periodi di vibrazione più bassi con 1,22 s lungo X e 2,03 s lungo Y.

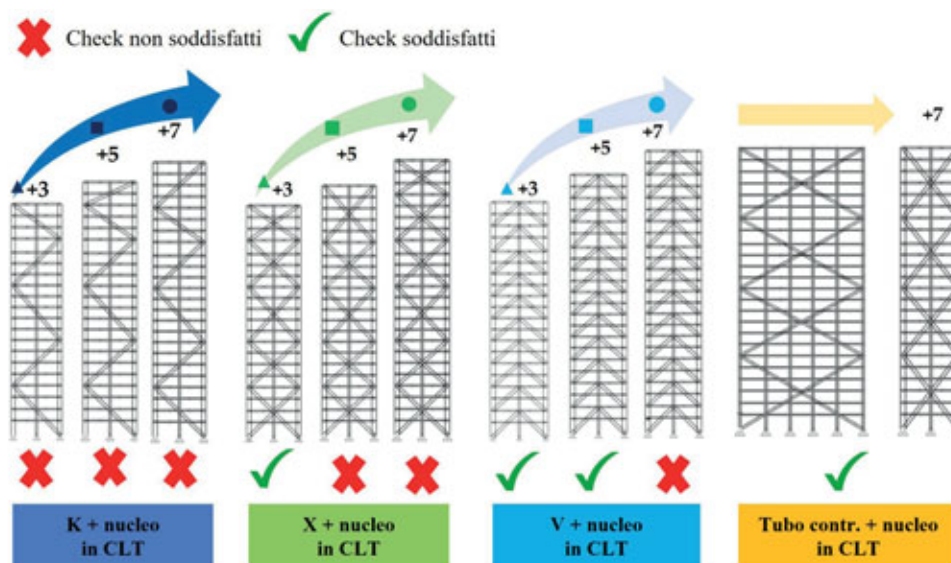


Fig. 19 - Step considerati per l'incremento in altezza dei quattro sistemi strutturali analizzati.

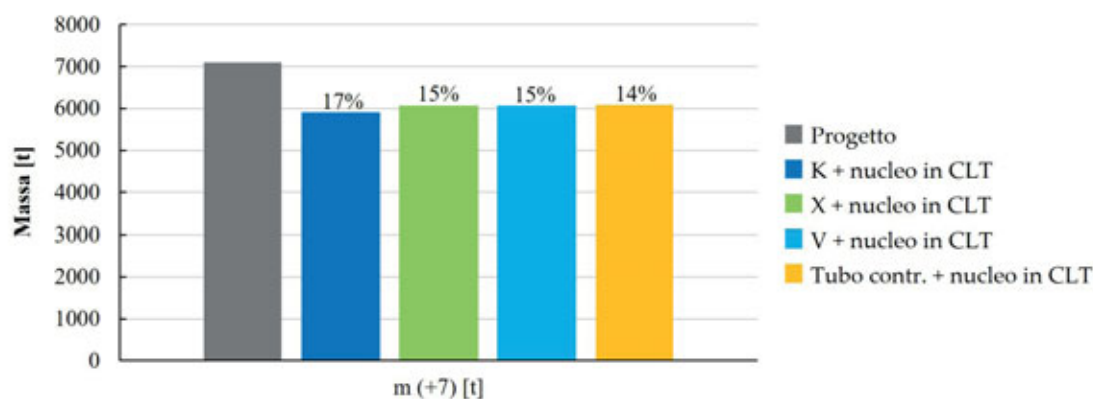


Fig. 20 - Confronti in termini di massa strutturale totale – step 3.

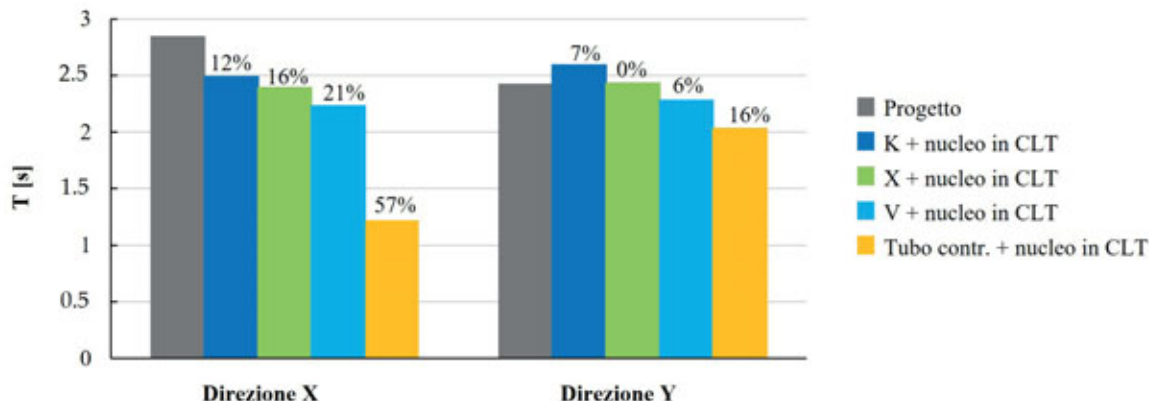


Fig. 21 - Confronti in termini di periodi fondamentali di vibrazione – step 3.

Come anticipato, solo il tubo controventato + nucleo in CLT soddisfa i controlli di servizio nella direzione più critica (Y) in termini di accelerazione al piano più alto (figura 22) e spostamenti laterali (figura 23). In figura 22 è riportata anche la variazione percentuale dell'accelerazione al piano più alto di ciascuna variante rispetto al progetto originario. La variazione percentuale dello spostamento al piano più alto rispetto al limite di $H/500$ è pari a +41% per il sistema a K + nucleo in CLT, +22% per il sistema a X + nucleo in CLT, +8% per il sistema a V + nucleo in CLT e -4% per il caso del tubo controventato + nucleo in CLT.

5.2.2 Soluzioni ibride

Il sistema strutturale che offre le migliori prestazioni è il tubo controventato. Con questo sistema, è possibile aumentare l'altezza dell'edificio fino a 96,2 m adottando tutti solai in legno e tutti elementi strutturali in legno. Tuttavia, al giorno d'oggi sono ampiamente adottati sistemi strutturali ibridi che utilizzano acciaio o calcestruzzo armato per fornire stabilità orizzontale; pertanto, sono studiate due diverse varianti ibride acciaio-legno considerando il sistema a tubo controventato. Le soluzioni ibride qui considerate non hanno come obiettivo un ulteriore incremento d'altezza dell'edificio, ma sono piuttosto definite per sviluppare un confronto in termini di sostenibilità con la soluzione di tubo controventato completamente in legno e con il progetto originale. Per questo motivo, nella definizione degli ibridi, viene adottato un criterio di equivalenza basato sulla rigidità. Le sezioni in legno degli elementi principalmente soggetti a deformazioni assiali (colonne e controventi) sono sostituite con sezioni equivalenti in acciaio secondo la seguente relazione:

$$[(E_t A_t)/L]_{\text{timber}} = [(E_s A_s)/L]_{\text{steel}}, \quad (2)$$

Dove:

- E_t è il modulo di elasticità del legno parallelamente alla fibratura;

- E_s è il modulo di elasticità dell'acciaio.

Considerando che la lunghezza L sia la stessa, l'area delle sezioni equivalenti in acciaio è definita come:

$$A_s = (E_t A_t)/E_s \quad (3)$$

In questo modo, il comportamento strutturale delle strutture ibride sotto carichi laterali (principalmente governato dalla rigidità) dovrebbe essere approssimativamente lo stesso di quelle interamente in legno, e le soluzioni progettuali possono essere confrontate equamente in termini di sostenibilità. Banalmente, dato il rapporto tra i moduli di Young dell'acciaio e del legno, le sezioni trasversali risultanti dell'acciaio sono notevolmente più piccole rispetto a quelle del legno. Sono definite due diverse soluzioni ibride: una con controventi in acciaio solo in direzione Y e un'altra con controventi in acciaio in ambo le direzioni Y e X (figura 24). Il comportamento delle soluzioni ibride e della soluzione tutta legno è all'incirca lo stesso, come si osserva in figura 25, in termini di spostamenti laterali indotti dal vento.

6. SOSTENIBILITÀ

6.1 Valutazione del ciclo di vita: Considerazioni generali

Il carbonio incorporato è il parametro utilizzato per definire la sostenibilità di una proposta ed è legato alle emissioni totali di gas serra (GHG) durante l'intero ciclo di vita [35]. Il carbonio incorporato viene calcolato considerando diverse fasi, come rappresentato nella figura 26a. Tali fasi, con riferimento all'industria Architettura-Ingegneria-Costruzioni (AEC), possono essere raggruppate nei seguenti tre stadi:

1. **Stadio delle materie prime o del prodotto (dalla culla al cancello):** questo stadio considera i kg di CO_2 rilasciati durante l'estrazione, la lavorazione, la produzione e il trasporto dei materiali fino a quando i prodotti lasciano il sito di produzione. Le parti dell'LCA che considerano questa fase sono definite A1-A3.

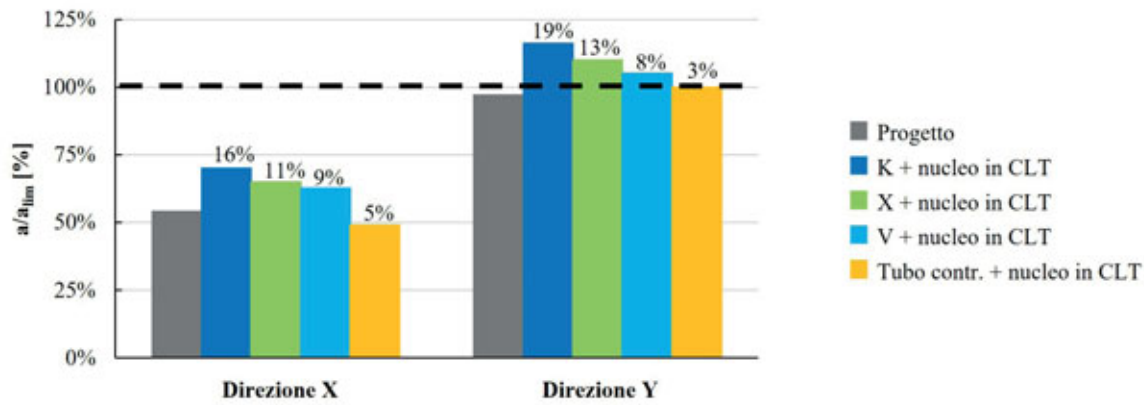


Fig. 22 - Confronti in termini di accelerazioni massime all'ultimo impalcato - step 3.

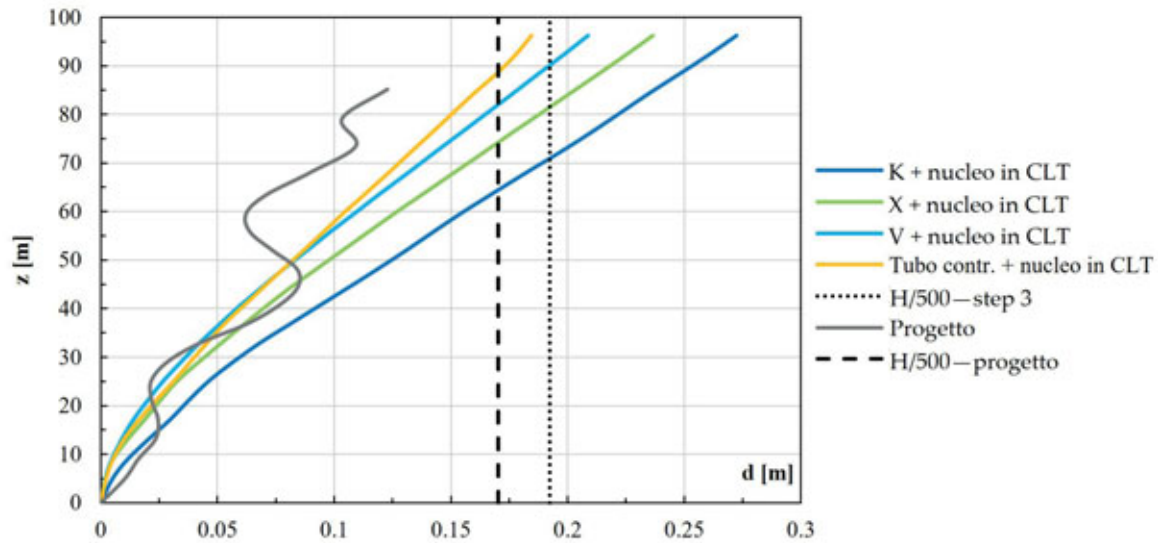


Fig. 23 - Confronti in termini di spostamenti assoluti - step 3.

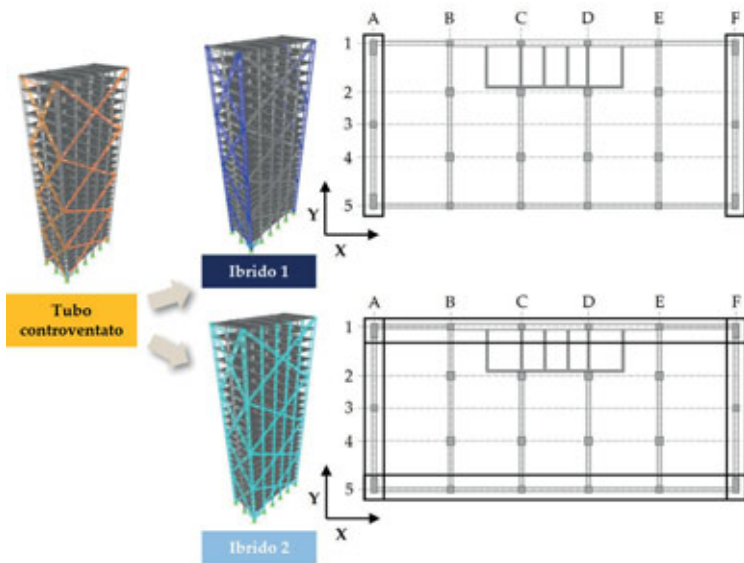


Fig. 24 - Le due soluzioni ibride definite

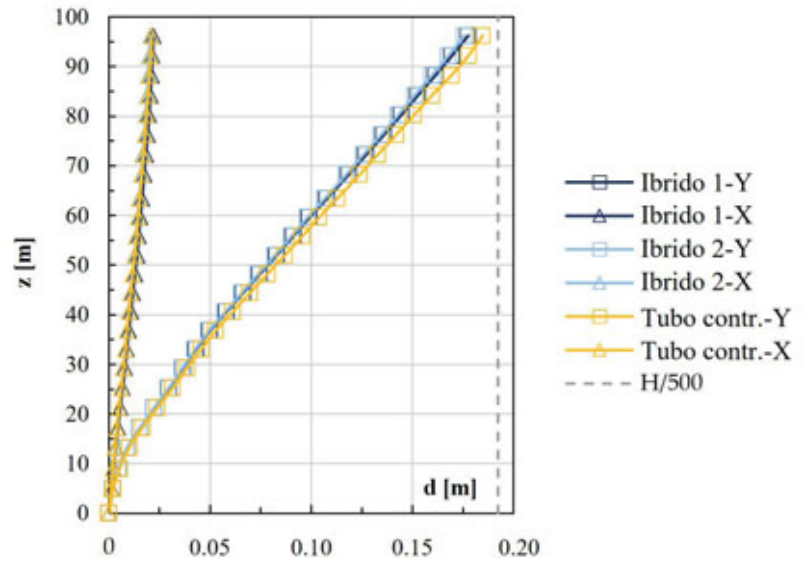


Fig. 25 - Spostamenti laterali - soluzione tutta legno e soluzioni ibride

2. **Stadio del processo di costruzione:** questo stadio considera i kg di CO₂ rilasciati durante il trasporto dei materiali/prodotti al sito, l'uso di energia dovuto alle attività in loco e i kg di CO₂ associati alla produzione, al trasporto e alla lavorazione a fine vita dei materiali scartati in loco. Le parti dell'LCA che considerano questa fase sono definite A4 e A5. Un LCA minimo dovrebbe includere i moduli dall'A1 all'A5.

3. **Stadio di fine vita:** questo stadio considera i kg di CO₂ rilasciati durante la demolizione, la decostruzione e il trasporto dei materiali fuori dal sito ed è considerato nelle fasi C1-C4.

È possibile definire anche un modulo B, suddiviso in sotto moduli da B1 a B5, che considera il carbonio incorporato associato all'uso, alla manutenzione, alle sostituzioni o alle modifiche durante la vita dell'opera. Questo modulo è trascurabile quando si considerano solo i componenti

strutturali. È inoltre possibile considerare un modulo aggiuntivo, chiamato modulo D, che considera i benefici o gli eventuali svantaggi, associati al riciclo, alla produzione di energia e al riutilizzo di materiali o componenti oltre il ciclo di vita del progetto sulla base di ipotesi di scenari di vita futuri. L'impatto reale di questo modulo è molto incerto. Generalmente si definisce un fattore di carbonio in termini di $\text{kgCO}_2\text{e/kg}$ (e = equivalenti) per unità di prodotto; quindi, per calcolare il carbonio incorporato per uno specifico componente, è necessario moltiplicare la quantità di tale materiale, in termini di massa, per il fattore di carbonio associato a quel materiale per ciascun modulo dell'LCA. Considerando solo i moduli dall'A1 all'A5, più impattanti dal punto di vista strutturale, è possibile definire un punteggio basato sulla classificazione SCO_2RS riportata nella figura 26b. Per i prodotti in acciaio, i fattori di carbonio variano a seconda del contenuto di acciaio riciclato e dei metodi di produzione. Ad esempio un forno a ossigeno di base (BOF) utilizza combustibili fossili e una grande quantità di minerale di ferro vergine, mentre un forno ad arco elettrico (EAF) è alimentato da elettricità e produce acciaio con una grande quantità di contenuto riciclato (fino al 100%). Per tale motivo ad un acciaio prodotto con EAF è associato un fattore di carbonio inferiore rispetto ad altri metodi di produzione. I fattori di carbonio variano anche in funzione del prodotto specifico in acciaio, ad esempio, le sezioni chiuse hanno un fattore di carbonio più alto rispetto alle sezioni aperte. Il legno è un materiale molto sostenibile dato che i prodotti in legno richiedono meno energia per essere prodotti rispetto ad altri materiali, inoltre il legno sequestra carbonio, poiché viene assorbito dalla pianta durante la crescita, mantenendolo fuori dall'atmosfera per tutta la vita dell'edificio. Questo meccanismo è definito "sequestro biogenico di carbonio" e spesso può bilanciare l'impatto ambientale totale di un edificio. In riferimento ai soli componenti strutturali, in figura 27 sono indicate le emissioni totali relative alle diverse fasi di vita (linea nera). Tali emissioni sono significative nelle prime fasi (A1-A5) e nelle ultime fasi (C1-C4) ma

sono trascurabili in quelle centrali B1-B7. La linea tratteggiata grigia in figura 27 rappresenta il sequestro biogenico di carbonio che compensa facilmente le emissioni totali della struttura, almeno fino a quando il legno resta all'interno dell'edificio.

Chiaramente, se il legno viene riutilizzato alla fine della vita utile dell'edificio, il carbonio continuerà ad essere stoccato nel tempo [35]. I moduli LCA da A1 ad A5 non dovrebbero includere il carbonio biogenico che dovrebbe dunque essere considerato solo quando viene eseguita un'analisi completa del ciclo di vita (LCA).

6.2 Valutazione del ciclo di vita del caso studio e delle varianti

La valutazione dell'impatto ambientale durante tutto il ciclo di vita è effettuata per il Mjöstårnet così come progettato, per la variante tutta in legno a tubo controventato (+7 piani, tutta in legno, con un'altezza totale di 96.2 m) e per le due varianti equivalenti acciaio-legno. Per ogni modello, il carbonio incorporato è innanzitutto calcolato considerando i soli moduli A1-A5, successivamente, si considera l'intero LCA (moduli A-D), e si valutano le differenze tra i due approcci. I fattori di carbonio adottati per i moduli A1-A5 [35] sono riportati in tabella 8, mentre in tabella 9 sono forniti i fattori di carbonio utilizzati per i moduli C-D [35], infine, in tabella 10, sono riportati gli scenari di fine vita adottati per ogni materiale.

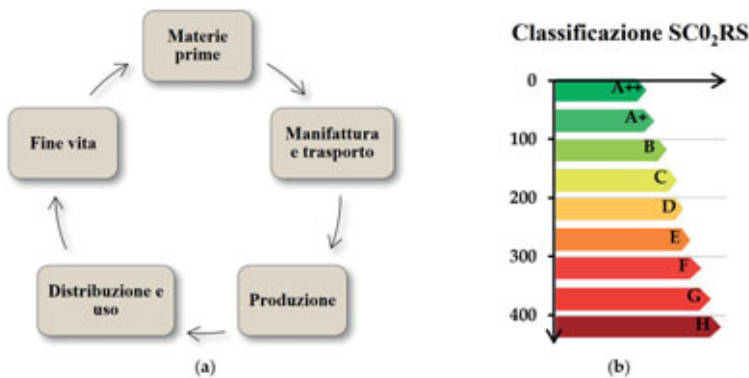


Fig. 26 - (a) LCA - Valutazione del ciclo di vita; (b) classificazione basata sulle emissioni dei moduli A1-A5, escludendo il sequestro biogenico di carbonio. Ridisegnata da [35].

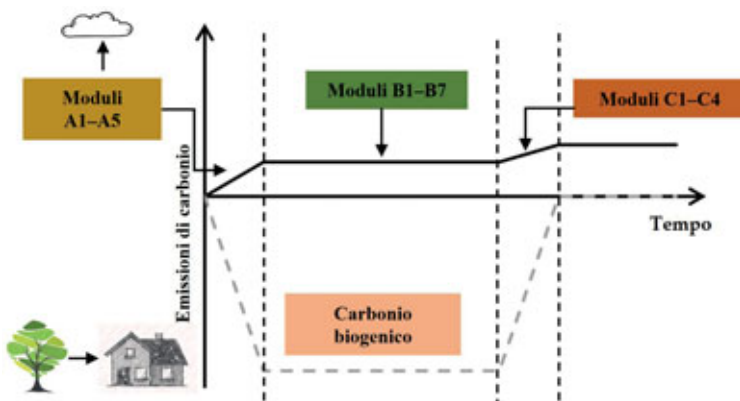


Fig. 27 - Emissioni di carbonio per le strutture in legno. Ridisegnata da [35].

	A1-A3	A4	A5w
Elementi in legno	0.28	0.005	0.003
Pannelli in CLT	0.25	0.005	0.003
Solai in LVL	0.39	0.005	0.003
Calcestruzzo	0.175	0.0032	0.012
Barre in acciaio	0.196	0.0032	0.11
Sezioni chiuse in acciaio	2.50	0.0032	0.0163
Sezioni aperte in acciaio	1.50	0.0032	0.0163

Tab. 8 - Fattori di carbonio adottati per i moduli A1-A5 per i differenti materiali e le differenti sezioni

	C1	C2	C3-4	D
Legno	3.40	0.005	1.66	-0.524
Calcestruzzo	3.40	0.005	0.013	-0.001
Barre in acciaio	3.40	0.005	0.013	0.351
Profili in acciaio	3.40	0.005	0.013	-1.53

Tab. 9 - Fattori di carbonio adottati per i moduli C e D per i differenti materiali e sezioni

Scenari di fine vita	
Acciaio	riciclato al 97%
Legno	incenerito al 44%
	discarica 1% landfill
	riutilizzato 0%
	riciclato al 55%
Calcestruzzo	riciclato come aggregato al 90%

Tab. 10 - Scenari di fine vita considerati

	tCO_2e	$\text{tCO}_2\text{e}/\text{m}^2$
A1-A5	1193	132
Carbonio sequestrato	-2113.3	-234
A-C	1307	145
Modulo D	-641	-71

Tab. 11 - Risultati ottenuti dall'LCA - Progetto originale

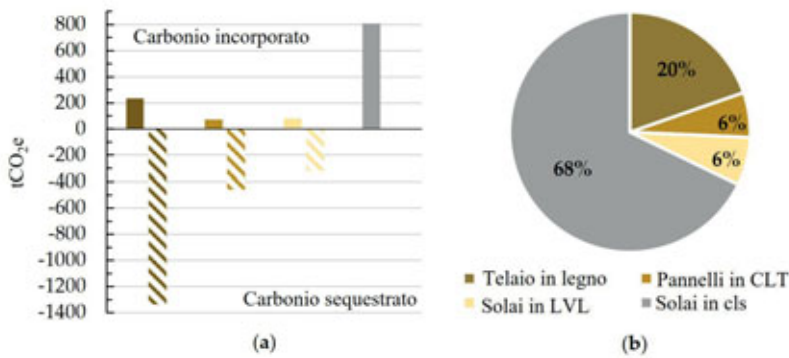


Fig. 28 - Progetto originario: (a) carbonio incorporato per i moduli A1-A5 e carbonio sequestrato; (b) percentuale di carbonio incorporato totale per i moduli A1-A5 per ogni materiale strutturale

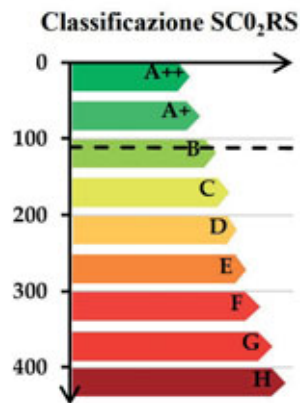


Fig. 29 - Classificazione SC02RS per il progetto originario

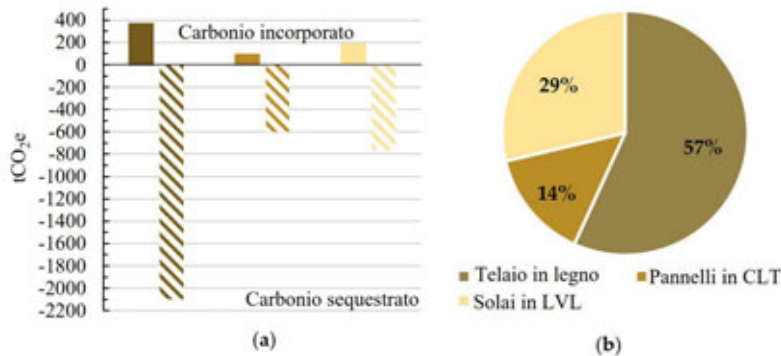


Fig. 30 - Tubo controventato in legno con piani aggiuntivi: (a) carbonio incorporato per i moduli A1-A5 e carbonio sequestrato; (b) percentuale di carbonio incorporato per i moduli A1-A5 per ogni sistema strutturale

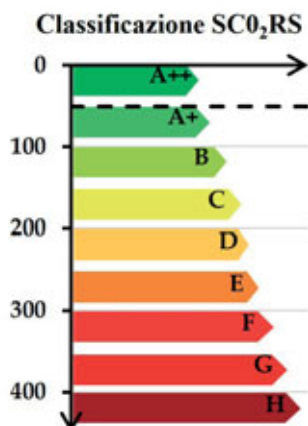


Fig. 31 - Classificazione SC02RS per la soluzione di tubo controventato in legno con piani aggiuntivi

	tCO ₂ e	tCO ₂ e/m ²
A1-A5	650	51
Carbonio sequestrato	-3465	-272
A-C	746	58
Modulo D	-1107	-87

Tab. 12 - Risultati dell'LCA - tubo controventato in legno con piani aggiuntivi

	tCO ₂ e	tCO ₂ e/m ²
A1-A5	1501	118
Carbonio sequestrato	-2796	-219
A-C	1591	58
Modulo D	-1512	-118

Tab. 13 - Risultati dell'LCA - soluzione ibrida 1 acciaio - legno con piani aggiuntivi

	tCO ₂ e	tCO ₂ e/m ²
A1-A5	2714	1213
Carbonio sequestrato	-2253	-219
A-C	2730	214
Modulo D	-2186	-171

Tab. 14 - Risultati dell'LCA - soluzione ibrida 2 acciaio - legno con piani aggiuntivi

In tabella 11 sono riportati i risultati ottenuti per il progetto originario, considerando sia i soli moduli A1-A5 che l'intero LCA. I risultati ottenuti dall'analisi dei moduli A1-A5 e A-C non sono molto differenti tra loro, con una discrepanza pari al 9%. Chiaramente con un LCA completo, considerando anche il modulo D, l'edificio mostra una risposta migliore in termini di sostenibilità.

I risultati ottenuti per i moduli A1-A5 sono riportati in figura 28.

Si può osservare che la maggior parte del carbonio incorporato è legata agli elementi in calcestruzzo, mentre i prodotti in legno rappresentano solo il 32%. Riferendosi ai risultati ottenuti dai moduli A1-A5, è anche possibile classificare l'edificio in termini di carbonio incorporato per metro quadrato: con un valore di 132 tCO₂e/m², il progetto originario rientra nella classe B, come mostrato nella figura 29.

I risultati dell'LCA per la soluzione a tubo controventato interamente in legno, con piani aggiuntivi rispetto al progetto originario, sono riportati nella tabella 12. Questi risultati suggeriscono un miglioramento nella sostenibilità del progetto nonostante l'incremento dell'altezza. In particolare, i risultati ottenuti per i moduli A1-A5 sono riportati in figura 30. In riferimento ai risultati ottenuti dai moduli A1-A5 è possibile classificare l'edificio in termini di carbonio incorporato per metro quadrato: con un valore di 51 tCO₂e/m², la soluzione a tubo controventato interamente in legno rientra in classe A+, come visibile in figura 31. Pertanto questa soluzione, che rappresenta la più efficiente in termini di prestazioni strutturali, è anche la più sostenibile grazie al basso carbonio incorporato legato ai prodotti in legno. I risultati ottenuti dall'LCA per le soluzioni ibride acciaio - legno 1 e 2 sono rispettivamente riportati in tabelle 13 e 14. I risultati sono molto lontani da quelli ottenuti nel caso precedente con un aumento percentuale, rispetto al progetto originario, pari al 18-21% (moduli A1-A5/A-C) per la prima soluzione ibrida ed al 52-56% (moduli A1-A5/A-C) per la seconda soluzione ibrida. Nonostante ciò, però è visibile come l'utilizzo di prodotti in acciaio abbia un grande impatto positivo sul fine vita della struttura grazie al riciclo (tabelle 13 e 14). Oggigiorno, infatti, come accennato in precedenza, l'acciaio è riciclato ampiamente con percentuali superiori al 90%, mentre il legno è ancora principalmente bruciato per la produzione di energia.

I risultati ottenuti per i moduli A1-A5 sono riportati nelle figure 32 e 33. I risultati sono chiaramente superiori rispetto a quelli ottenuti negli altri casi analizzati. L'uso dei prodotti in acciaio ha un impatto negativo sul primo modulo della LCA, ma ha un grande impatto positivo alla fine

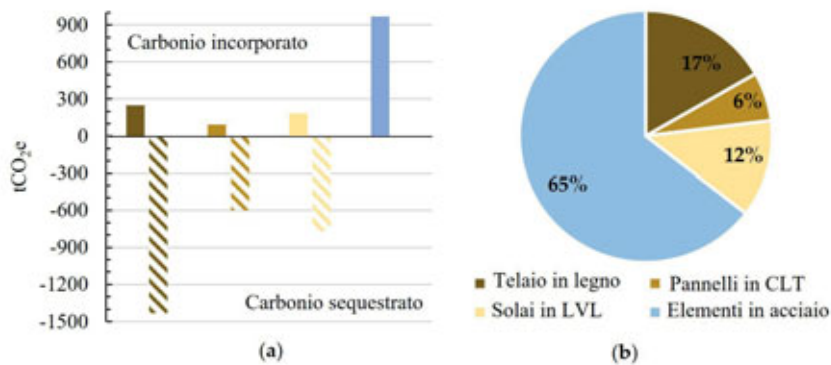


Fig. 32 - Soluzione Ibrida 1 con solai aggiuntivi: (a) carbonio incorporato per i moduli A1-A5 e carbonio sequestrato; (b) percentuale di carbonio incorporato per i moduli A1-A5 per ogni sistema strutturale

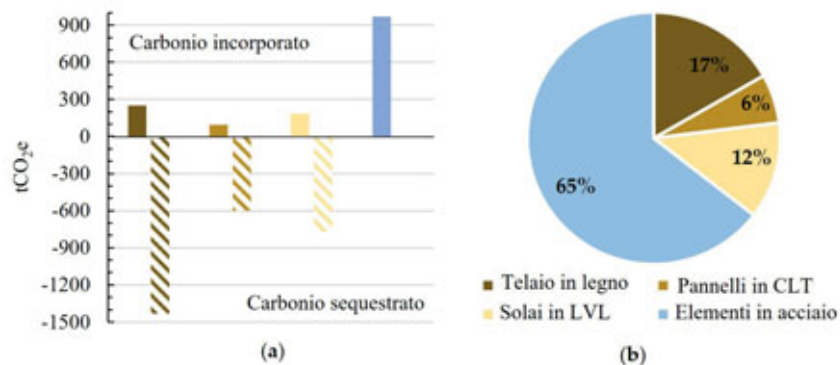
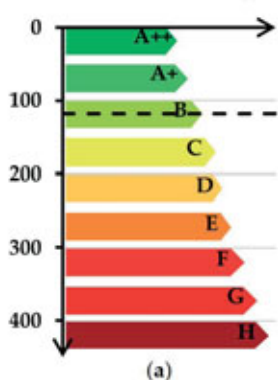


Fig. 33 - Soluzione Ibrida 2 con solai aggiuntivi: (a) carbonio incorporato per i moduli A1-A5 e carbonio sequestrato; (b) percentuale di carbonio incorporato per i moduli A1-A5 per ogni sistema strutturale

Classificazione SC0₂RS



Classificazione SC0₂RS

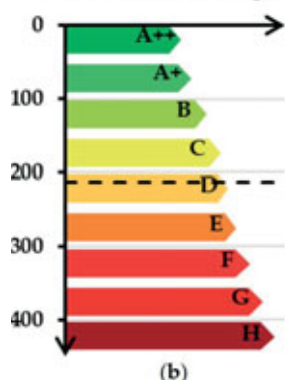


Fig. 34 - Classificazione SC0₂RS per le soluzioni ibrida: (a) soluzione 1, (b) soluzione 2.

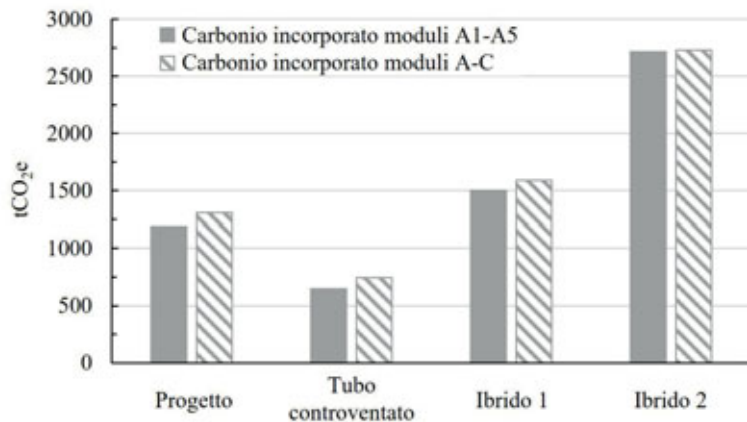


Fig. 35 - Confronto tra le quattro soluzioni analizzate in termini di carbonio incorporato totale

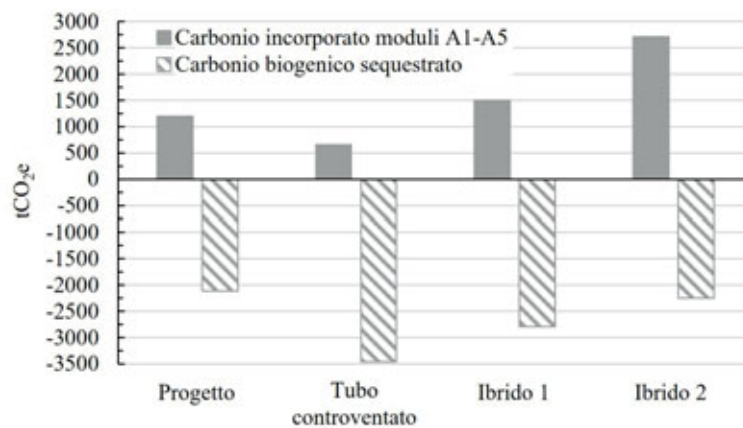


Fig. 36 - Confronto tra le quattro soluzioni analizzate in termini di carbonio incorporato in riferimento ai moduli A1-A5

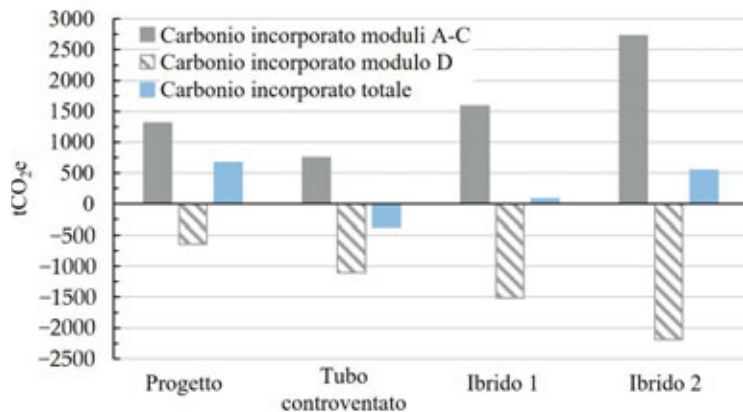


Fig. 37 - Confronto tra le quattro soluzioni analizzate in termini di carbonio incorporato in riferimento ai moduli A-C+D

della vita della struttura, considerando l'intera LCA con il modulo D. In riferimento ai risultati ottenuti dai moduli A1-A5, è anche possibile classificare le due soluzioni in termini di carbonio incorporato per metro quadrato. Mentre la soluzione 1 rientra nella classe B, la soluzione 2 è nella classe D, come mostrato in figura 34 a, b.

Un confronto tra le quattro soluzioni è fornito in figura 35, dove sono mostrati i valori di carbonio incorporato nelle diverse fasi del ciclo di vita (LCA). Per ciascuna soluzione, i risultati dell'analisi ottenuti considerando i moduli A1-A5 o A-C sono quasi gli stessi, con una discrepanza pari al 9% per il caso del progetto, al 15% per il tubo controventato, al 6% per la prima soluzione ibrida e all'1% per la seconda soluzione ibrida. Da questo confronto diretto emerge chiaramente che il tubo controventato interamente in legno è la soluzione migliore, anche rispetto al modello iniziale nonostante l'aggiunta di sette piani, con una riduzione percentuale del carbonio incorporato pari al 43-46%. Questo dipende principalmente dalla maggiore quantità di legno utilizzata. La prima soluzione ibrida presenta risultati comparabili a quelli del progetto originale con un incremento percentuale del carbonio incorporato pari al 18-21%, mostrandosi dunque come un'alternativa competitiva sia dal punto di vista strutturale che da quello della sostenibilità. La seconda soluzione ibrida, che utilizza una maggiore quantità di acciaio, presenta i valori più alti di carbonio incorporato totale equivalente con un incremento percentuale del 52-56% rispetto al modello del progetto originario.

In figura 36 sono riportati solo i risultati dell'LCA dei moduli A1-A5, insieme al carbonio biogenico sequestrato. Il carbonio biogenico nelle tre soluzioni alternative è sempre maggiore rispetto al progetto originale grazie della maggiore quantità di legno impiegato. Tuttavia, quando si considerano solo i moduli A1-A5, il carbonio biogenico sequestrato non può essere considerato, ma solo riportato separatamente.

In figura 37 sono riportati i risultati relativi ai moduli A-D.

La prima colonna fornisce i risultati ottenuti dai moduli A-C per ciascuna soluzione strutturale; quindi, rappresenta il totale di carbonio incorporato emesso. Chiaramente, l'uso dell'acciaio piuttosto che del legno aumenta il carbonio incorporato. La seconda colonna, con una quantità negativa di carbonio equivalente incorporato, deriva dal modulo D e aumenta con la quantità di acciaio grazie al potenziale di riciclo o riutilizzo dei prodotti in acciaio. La terza colonna è data dalla somma della prima e della seconda colonna, cioè dai risultati dei moduli A-C e D; quindi, la terza colonna rappresenta i risultati che si otterrebbero all'effettiva occorrenza dello scenario di fine vita assunto. In tal caso, i risultati ottenuti per le tre varianti qui considerate sarebbero sempre migliori rispetto al progetto originario grazie al potenziale di riciclo dei prodotti in acciaio e alla grande sostenibilità degli elementi in legno. Pertanto, le soluzioni ibride, che rappresentano scelte progettuali adeguate per strutture razionali di edifici alti, possono anche essere soluzioni altamente sostenibili.

7. CONCLUSIONI

In questo articolo si analizzano e discutono soluzioni strutturali per incrementare l'altezza dell'attuale edificio in legno più alto al mondo. Ogni soluzione è valutata in termini di prestazioni strutturali e di sostenibilità. Il Mjøstårnet (H = 85,4 m), attualmente il più alto edificio in legno al mondo, è considerato come caso studio e archetipo per esplorare varianti progettuali che ne consentano un incremento d'altezza.

Dallo studio condotto è possibile trarre le seguenti conclusioni:

- Gli edifici in legno sono caratterizzati da una bassa rigidezza e da elementi strutturali molto leggeri. La leggerezza delle strutture in legno è senza dubbio un vantaggio, sia per la progettazione del sistema resistente ai carichi verticali (compresa la struttura di fondazione) sia per la significativa riduzione dei costi di costruzione (facilità di movimentazione in cantiere e minor impiego di manodopera, con

conseguente maggiore sicurezza). Tuttavia, i bassi valori di massa e di rigidezza delle strutture lignee richiedono l'impiego di sezioni strutturali molto grandi al fine di rientrare nei limiti di spostamento e accelerazione imposti dalle valutazioni di comfort delle strutture.

- Gli edifici in legno richiedono ad altezze inferiori sistemi strutturali generalmente adottati per edifici molto più alti in acciaio o calcestruzzo armato. Come risultato dello studio condotto, il sistema strutturale tutto in legno più sostenibile ed efficiente è quello tubolare controventato, in grado di incrementare l'altezza del caso studio a 96,2 m con l'aggiunta di sette piani. La soluzione tubolare risulta più efficiente rispetto al progetto originario, sia in termini di prestazioni strutturali che sostenibilità. Sistemi alternativi che impiegano diverse configurazioni di controventatura (controventi a V o ad X) non consentono alla struttura analizzata di soddisfare le limitazioni ad altezze maggiori. E' dunque necessario ottenere una notevole rigidezza laterale coinvolgendo tutti gli elementi strutturali perimetrali, attivando così il comportamento tridimensionale (a tubo) dell'edificio.
- Le soluzioni ibride in legno e acciaio, caratterizzate da travi, colonne e solai in legno con nucleo in CLT, in combinazione con sistemi di controventatura in acciaio, rappresentano valide alternative definendo un equilibrio ottimale tra comportamento strutturale e sostenibilità. Infatti, l'uso di controventi in acciaio, materiale caratterizzato da una rigidezza molto superiore rispetto al legno, determina una maggiore rigidezza laterale della struttura e, quindi, dimensioni minori degli elementi strutturali; inoltre, i prodotti in acciaio hanno anche buone prestazioni in termini di sostenibilità se si considera l'intero ciclo di vita e dunque il loro potenziale riciclo o riutilizzo.

In definitiva, oggi le soluzioni ibride in legno e acciaio rappresentano soluzioni strutturali molto interessanti per la progettazione di edifici alti efficienti e sostenibili grazie alla combinazione delle proprietà meccaniche dell'acciaio con la sostenibilità e la leggerezza del legno.

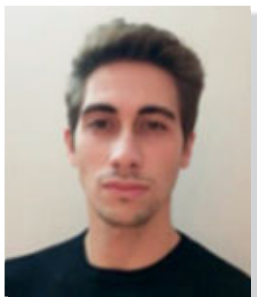
RINGRAZIAMENTI

Si ringrazia il progetto di ricerca DPC-ReLUIIS 2022-2024-WP13 Contributo per le normative delle strutture in legno.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- [1] Arnold, W. The structural engineer's responsibility in this climate emergency. *Struct. Eng. J. Inst. Struct. Eng.* 2020, 98, 10–11.
- [2] Moynihan, M. Held to carbon account: The end of 'bog standard' new build? *Struct. Eng. J. Inst. Struct. Eng.* 2020, 98, 62–65.
- [3] United Nations Environment Programme. Buildings and Climate Change: Summary for Decision Makers; United Nations Environment Programme: Nairobi, Kenya, 2009.
- [4] United Nation, Department of Economic and Social Affairs, Population Division. World Population Prospects 2022: Summary of Results; United Nation: New York, NY, USA, 2022.
- [5] Al-Kodmany, K.; Du, P.; Ali, M.M. Sustainable High-Rise Buildings: Design, Technology, and Innovation, 1st ed.; The Institution of Engineering and Technology: London, UK, 2022; pp. 1–13.
- [6] Dean, B.; Dulac, J.; Petrichenko, K.; Graham, P. Towards zero-emission efficient and resilient buildings. In *Global Status Report*; Global Alliance for Buildings and Construction: Paris, France, 2016.
- [7] EC, Communication from the Commission to the European Parliament, the Council, the European economic and social Committee and the Committee of the regions. Roadmap to a resource efficient Europe, 2011.
- [8] EC, Science for Environment Policy, Future brief: No net land take by 2050? 2016.
- [9] Al-Kodmany, K.; Ali, M.M. The Future of the City: Tall Buildings and Urban Design, 1st ed.; WIT Press: Southampton, UK, 2013.
- [10] Kuzmanovska, I.; Gasparri, E.; Monné, D.T.; Aitchison, M. Tall Timber Buildings: Emerging Trends and Typologies. In *Proceedings of the World Conference on Timber Engineering*, Seoul, Republic of Korea, 20–23 August 2018.

- [11] Buchanan, A.H.; John, S.; Love, S. Life cycle assessment and carbon footprint of multi-story timber buildings compared with steel and concrete buildings. *N. Z. J. For.* 2013, 57, 9–18.
- [12] Krötsch, S.; Müller, L. The Development of Multi-Storey Timber Construction. In *Manual of Multi-Storey Timber Construction*, 1st ed.; Kaufmann, H., Krötsch, S., Winter, S., eds.; Detail Business Information GmbH: Munich, Germany, 2018; pp. 10–13.
- [13] Svatoš-Ražnjević, H.; Orozco, L.; Menges, A. Advanced Timber Construction Industry: A Review of 350 Multi-Storey Timber Projects from 2000–2021. *Buildings* 2022, 12, 404.
- [14] Safarik, D.; Elbrecht, J.; Miranda, W. State of tall timber 2022. *CTBUH J.* 2022, 2022, 22–29.
- [15] Karacabeyli, E.; Lum, C. *Technical Guide for the Design and Construction of Tall Wood Buildings in Canada*, 2nd ed.; Special Publication SP-55E; FPIInnovations: Vancouver, BC, Canada, 2022.
- [16] Smith, I.; Frangi, A. *Use of Timber in Tall Multi-Story Buildings*, Structural Engineering Document 13; International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE): Zurich, Switzerland, 2014.
- [17] SOM. *Timber Tower Research Project, Final Report*; Skidmore, Owingse Merrill, LLP: Chicago, IL, USA, 2013.
- [18] Connoly, T.; Loss, C.; Iqbal, A.; Tannert, T. Feasibility Study of Mass-Timber cores for the UBC Tall Wood Building. *Buildings* 2018, 8, 98.
- [19] Angelucci, G.; Mollaioli, F.; Molle, M.; Paris, S. Performance assessment of Timber High-rise Buildings: Structural and Technological Considerations. *Open Constr. Build. Technol. J.* 2022, 16, e187483682206270.
- [20] BCSA. *UK Structural Steelwork: 2050 Decarbonisation Roadmap*; The British Constructional Steelwork Association Limited: London, UK, 2021; pp. 6–7.
- [21] Abrahmsen, R. Mjostarnet—Construction of an 81 m tall timber building. In *Proceedings of the Internationales Holzbau forum IHF, Aus der Praxis—Für die Praxis Kongresszentrum-Garmisch-Partenkirchen, Innsbruck, Austria*, 6–8 December 2017.
- [22] Abrahmsen, R. Mjostarnet—18 storey timber building completed. In *Proceedings of the Internationales Holzbau forum IHF, Kongresszentrum, Garmisch-Partenkirchen, Germany*, 5–7 December 2018.
- [23] Tulebekova, S.; Malo, K.A.; Rønnquist, A.; Nåvik, P. Modeling stiffness of connections and non-structural elements for dynamic response of taller glulam timber frame buildings. *Eng. Struct.* 2022, 261, 114209.
- [24] Metsä. Available online: <https://www.metsagroup.com/metsawood/explore-wood/kerto-lvl-applications/floor-elements/> (accessed on 14 December 2023).
- [25] Finnish Woodworking Industries. *LVL Handbook Europe*; Federation of the Finnish Woodworking Industries: Helsinki, Finland, 2019; pp. 50–107.
- [26] Hon, K.C. Two-way coupled fluid-structure interaction method on aerodynamic analysis of tall timber building using URANS. Master's Thesis, Oslo Metropolitan University, Oslo, Norway, 6 June 2021.
- [27] Youtube. Available online: <https://www.youtube.com/watch?v=ylBXyMQulDE&t=40s> (accessed on 14 December 2023).
- [28] Sweco. Available online: <https://www.sweco.dk/en/showroom/mjoestaarnet/> (accessed on 14 December 2023).
- [29] EN 1991-1-4:2005; Eurocode 1—Actions on Structures—Part 1-4: General Actions—Wind Actions. European Committee for Standardization (CEN): Brussels, Belgium, 2004.
- [30] Computers and Structures, Inc. *SAP2000 Linear and Nonlinear Static and Dynamic Analysis and Design of Three-Dimensional Structures*; Computers and Structures, Inc.: Walnut Creek, CA, USA, 2009.
- [31] EN 14080: 2013; Timber structures—Glued Laminated Timber and Glued Solid Timber—Requirements. European Committee for Standardization (CEN): Brussels, Belgium, 2013.
- [32] EN 338: 2016; Structural timber—Strength Classes. European Committee for Standardization (CEN): Brussels, Belgium, 2016.
- [33] Magne, A.; Ascione, F. Personal communication, 2023
- [34] ISO 10137:2007; Bases for Design of Structures—Serviceability of Buildings and Walkways Against Vibrations. International Organization for Standardization (ISO): Geneva, Switzerland, 2007.
- [35] Gibbons, O.P.; Orr, J.J. Archer-jones, C.; Arnold, W.; Green, D. *How to Calculate Embodied Carbon*, 2nd ed.; The Institution of Structural engineers: London, UK, 2022.



FABRIZIO ASCIONE

Dottorando in “Ingegneria Strutturale, Geotecnica e Rischio Sismico” presso il Dipartimento di Strutture per l’Ingegneria e l’Architettura (DiST) dell’Università degli Studi di Napoli “Federico II”. Ha conseguito la Laurea Magistrale in Ingegneria Edile il 12/07/2023 con votazione di 110/110 e lode. Svolge attività di ricerca riguardante la progettazione e l’ottimizzazione strutturale.



FRANCESCO ESPOSITO

Assegnista di ricerca presso il Dipartimento di Strutture per l’Ingegneria e l’Architettura (DiST) dell’Università degli Studi di Napoli “Federico II”. Presso lo stesso dipartimento, nel maggio 2024, ha conseguito con giudizio “Ottimo” il titolo di Dottore di ricerca in “Ingegneria Strutturale, Geotecnica e Rischio Sismico”. Nell’aprile 2020, ha conseguito la Laurea magistrale in Ingegneria Edile con votazione di 110/110 e Lode. Svolge attività di ricerca inerenti alla progettazione di strutture in acciaio, il riuso dell’acciaio, l’isolamento sismico e il controllo delle vibrazioni.



GIACOMO IOVANE

È Ricercatore di Tecnica delle Costruzioni presso il Dipartimento di Strutture per l’Ingegneria e l’Architettura – DiST – dell’Università di Napoli, Federico II. Nel 2020 ha conseguito il titolo di Dottore di ricerca in “Ingegneria Strutturale, Geotecnica e Rischio Sismico”, e attualmente svolge attività di ricerca relativa alle costruzioni in legno, Submerged Floating Tunnel (SFT), ingegneria sismica e valutazione della vulnerabilità degli edifici storici e monumentali nei confronti delle azioni eccezionali.



DIANA FAIELLA

Ricercatrice presso il Dipartimento di Strutture per l’Ingegneria e l’Architettura (DiST) dell’Università di Napoli “Federico II”. Ha conseguito i titoli di dottore di ricerca in “Ingegneria Strutturale, Geotecnica e Rischio Sismico” nel 2018 e di ingegnere edile nel 2014. Svolge attività di ricerca inerente alla progettazione ed ottimizzazione strutturale, e al controllo delle vibrazioni.



BEATRICE FAGGIANO

Beatrice Faggiano, nata a Napoli, Italia, il 24 marzo 1972. Professore associato di Tecnica delle Costruzioni presso l’Università di Napoli Federico II dal 2021, dove insegna Costruzioni in legno e Monitoraggio delle Strutture e delle Infrastrutture. Membro della commissione del CNR per la Progettazione, l’Esecuzione ed il Controllo delle Strutture di Legno. Membro del comitato scientifico nazionale Legno dell’ICOMOS Italia (Consiglio Internazionale dei monumenti e dei siti). Svolge attività di ricerca su diverse tematiche inerenti le strutture in legno, in acciaio ed ibride, l’ingegneria sismica, la vulnerabilità degli edifici storici e monumentali nei confronti di azioni eccezionali, nonché il Submerged Floating Tunnel.



ELENA MELE

Elena Mele, nata a Napoli, Italia, il 30 gennaio 1962. Membro del Consiglio Direttivo del CTA, socio del CTA dal 1989, membro del CTBUH dal 2015 (Academic and Teaching Committee, Height & Data Committee). Professore ordinario di Ingegneria Strutturale presso l’Università di Napoli Federico II dal 2010, dove insegna Progetto di Strutture in Acciaio e Strutture per Edifici Alti, e svolge attività di ricerca su diverse tematiche inerenti le strutture metalliche e il riuso dell’acciaio, gli edifici alti, l’ingegneria sismica, l’isolamento sismico, il controllo delle vibrazioni, l’ottimizzazione strutturale.

COSTRUIRE NEL COSTRUITO.

Continuità formale e innovazione tecnologica

BUILDING IN THE BUILT.

Formal continuity and technological innovation

Park Associati, edificio residenziale Pichi 12, Milano

Arch. PhD. Serena Giorgi*

Politecnico di Milano, Department of Architecture, Built environment and Construction engineering (DABC), Milano, Italia

L'architettura contemporanea si "costruisce nel costruito", diventando strumento di valorizzazione di un luogo e del suo intorno. L'edificio Pichi 12, sorto ai confini della città consolidata milanese, è riuscito a integrarsi con il contesto preesistente rispettando tradizione e matericità, diventando, al tempo stesso, occasione di innovazione per la progettazione e la produzione edilizia.

Contemporary architecture is "built into the built", becoming a solution to enhance a place and its surroundings.

Pichi 12 building, constructed on the boundary of the consolidated city of Milan, is integrated with the pre-existing context while respecting tradition and materiality, and at the same time becoming an opportunity for design and production innovation.



Fig. 1. Edificio Pichi 12, studio Park Associati, prospetto su via Pichi. © Francesca Iovene

*Corresponding author. E-mail address: serena.giorgi@polimi.it

UN PROGETTO LEGATO AL CONTESTO

L'architettura contemporanea deve confrontarsi con il patrimonio esistente, con la sua storia, la sua consistenza e le sue continue modificazioni, rispondendo alle esigenze di una società dinamica e in trasformazione.

L'edificio residenziale Pichi 12 (figura 1), progettato dallo studio Park Associati, è un esempio contemporaneo del "costruire nel costruito", in quanto sorge all'interno della fascia di espansione urbanistica fuori dalla cerchia dei Navigli e delle mure spagnole (risalente al piano Beruto del 1889), dunque situato, oggi, in un contesto di particolare rilevanza e connessione tra il tessuto più antico della città di Milano e la più recente fascia edilizia periurbana.

L'area su cui sorge l'edificio Pichi 12 è, altresì, un'area già edificata, occupata da un'autorimessa di tre piani interrati, realizzata circa diciassette anni prima, dando origine ad un vuoto urbano che necessitava di essere ricucito. Ciò costituiva una particolare sfida per la realizzazione di un nuovo edificio, che doveva sorgere su un sedime edificato con precisi limiti strutturali.

Gli abitanti del luogo sono giovani professionisti, studenti che gravitano verso i poli universitari delle vicine sedi della Bocconi e della Nuova Accademia di Belle Arti, nonché piccoli nuclei familiari composti da due o tre persone.

Gli specifici ambiti storico, fisico/ambientale e sociale hanno dunque costituito il quadro delle regole entro le quali il progetto dello studio Park Associati si è dovuto esprimere.

Il progetto si presenta quindi come un'aggiunta urbana che determina un cambiamento positivo delle condizioni dell'isolato in cui si colloca, ricucendo il fronte della cortina edilizia e offrendo funzioni e servizi per l'abitare.

L'edificio si integra con il contesto cercando un'espressione compositiva in linea con la tradizione milanese ma, al tempo stesso risulta innovativo negli aspetti tecnologici e prestazionali, in quanto mirato alla riduzione del peso dell'edificio, alla riduzione degli scarti di costruzione, alla semplificazione dei processi costruttivi, e alla massima efficienza energetica della fase d'uso, attraverso soluzioni che garantiscano la riduzione dei costi di esercizio e il miglior comfort ambientale interno.

Aspetto formale in continuità con la tradizione



Fig. 2. Vista aerea dell'edificio Pichi 12 e delle corti destinate a verde. © Nicola Colella/Park Associati

Gli stessi progettisti, descrivono Pichi 12 come un «segno architettonico che non invoca all'iconicità per farsi discreto nel tessuto urbano in cui si inserisce». Lo studio di progettazione, infatti, ha voluto reinterpretare il modernismo dell'architettura residenziale milanese, rispettando le sue forme e la sua materialità. Ciò ha portato alla scelta di volumi puri e semplici, che trovano movimento ed espressione attraverso dettagli architettonici di logge e finestre.

L'edificio, completato a fine 2023, occupa un'area di circa 30 metri per 52 metri (lunghezza sul fronte di via Pichi) e si eleva sull'ingombro del parcheggio sotterraneo preesistente.

Riprendendo il tipico cortile urbano delle residenze storiche milanesi, l'edificio presenta due corti, una a est, verso via Pichi che, pur mantenendo una valenza privata si apre verso la città, e una a ovest, più interna e privata, interclusa al centro dell'isolato (figure 2, 3). Le corti non possono ospitare alberi ad alto fusto data la presenza solaio del parcheggio sotterraneo, tuttavia sono prevalentemente destinate a prato e giardino, restituendo zone verdi all'isolato che garantiscono benefici di comfort esterno nonché un piacevole spazio visivo.



Fig. 3. Pichi 12, pianta piano terra. © Park Associati



Fig. 4. Pichi 12, pianta piano tipo. © Park Associati

L'edificio si sviluppa su tre piani: il piano terra è dedicato a spazi comuni e di socializzazione di pertinenza dei residenti, mentre i piani superiori sono destinati agli appartamenti (figure 5, 6).

In totale si contano 30 unità abitative, di diversa tipologia e con metrature adatte all'utenza del luogo: monolocali, bilocali e trilocali (figura 4).

L'accesso agli appartamenti avviene attraverso tre corpi scala/ascensore, esclusivamente utilizzabili dai residenti e raggiungibili dall'ingresso centrale, posizionato all'interno della corte rivolta verso via Pichi.

All'interno dello stesso lotto sono presenti anche una rampa carrabile e due corpi scala che garantiscono l'accesso all'autorimessa sotterranea. Particolare attenzione è posta nella matericità dei rivestimenti, che riesce a restituire una particolarità espressiva all'edificio, contraddistinguendo le geometrie semplici ed enfatizzando la dinamicità dei pieni e dei vuoti del prospetto.

La facciata è rivestita da intonaco bianco che in alcuni punti si interrompe incontrando rivestimenti metallici costituiti da pannelli sandwich con finitura in alluminio anodizzato. L'uso del rivestimento metallico in facciata è molto interessante: posizionato nel basamento verso via Pichi, genera un collegamento visivo con il cancello di chiusura della corte interna (figura 7) e, posizionato su specifiche porzioni della facciata (figure 8, 9) e nella parte sottostante di alcune finestre, interrompe la continuità del rivestimento in intonaco creando un gioco di contrapposizione tra la finitura opaca dell'intonaco e quella lucida dell'alluminio.

L'alluminio è utilizzato anche per gli scuri a scomparsa, che si impacchettano lateralmente all'interno dell'imbotte di finestre e portefinestre; imbotte anch'essa rivestita da una cornice in alluminio.

Questa soluzione porta, nelle ore notturne, a mostrare un prospetto dif-

ferente: i vuoti delle finestre delle ore diurne, si chiudono totalmente e diventano la prosecuzione del rivestimento liscio e lucido in alluminio. Ulteriore contrasto è dato dalle sottrazioni volumetriche date delle logge, rivestite con un materiale ceramico verde, che richiama nella materia e nel colore un rivestimento molto diffuso delle facciate tradizionali milanesi.



Fig. 5. Pichi 12, prospetto est verso via Pichi. © Park Associati



Fig. 6. Sezione dell'edificio Pichi 12 e dell'autorimessa sotterranea preesistente. © Park Associati



Fig. 7. Continuità visiva tra basamento e recinzione. Vista dell'edificio Pichi 12 da via Pichi. © Francesca Iovene



Fig. 8. Contrapposizione della materialità del prospetto tra intonaco e alluminio. © Francesca Iovene

INNOVAZIONE NELLA PRODUZIONE EDILIZIA

In contrapposizione all'aspetto compositivo in linea con i caratteri tradizionali dell'edilizia milanese, il progetto di via Pichi presenta modalità costruttive del tutto innovative e non convenzionali nel parco edilizio residenziale italiano.

L'edificio infatti è realizzato prevalentemente con tecnologie a secco, attraverso una struttura portante a telaio in acciaio (figura 10) con solai in lamiera grecata collaborante e chiusure leggere composte da struttura resistente a doppia orditura in profili di acciaio e pannelli a base cementizia.

La scelta costruttiva di una struttura leggera è stata dettata dall'esigenza di non sovraccaricare le strutture ipogee. Oltre ad ottenere una maggiore leggerezza, l'opera ha dimostrato anche benefici in fase di cantiere, diminuendo i tempi di realizzazione. Infatti, il progetto della carpenteria è stato ideato al fine di risolvere nel modo più semplice possibile i punti più critici della struttura, prevedendo la realizzazione delle saldature dei nodi in officina (off-site) effettuando solo giunti bullonati in cantiere (on-site).

Il progetto Pichi 12 è, dunque, un esempio di innovazione nel campo della produzione edilizia urbana a Milano (generalmente realizzata con strutture portanti in c.a. e chiusure in muratura), portando un interessante esempio di applicazione della carpenteria metallica nell'edilizia residenziale.

Nel progetto Pichi 12, la scelta della forma della struttura portante e dunque del posizionamento dei pilastri, è stata del tutto dipendente dalla maglia strutturale preesistente del parcheggio interrato sottostante. La forma dell'edificio ha subito dunque una forte influenza dal suo sedime, in quanto ogni pilastro è stato necessariamente elevato in corrispondenza dei pilastri esistenti (figura 11).



Fig. 9. Pieni e vuoti della facciata; rivestimenti interni delle logge.
© Francesca Iovene

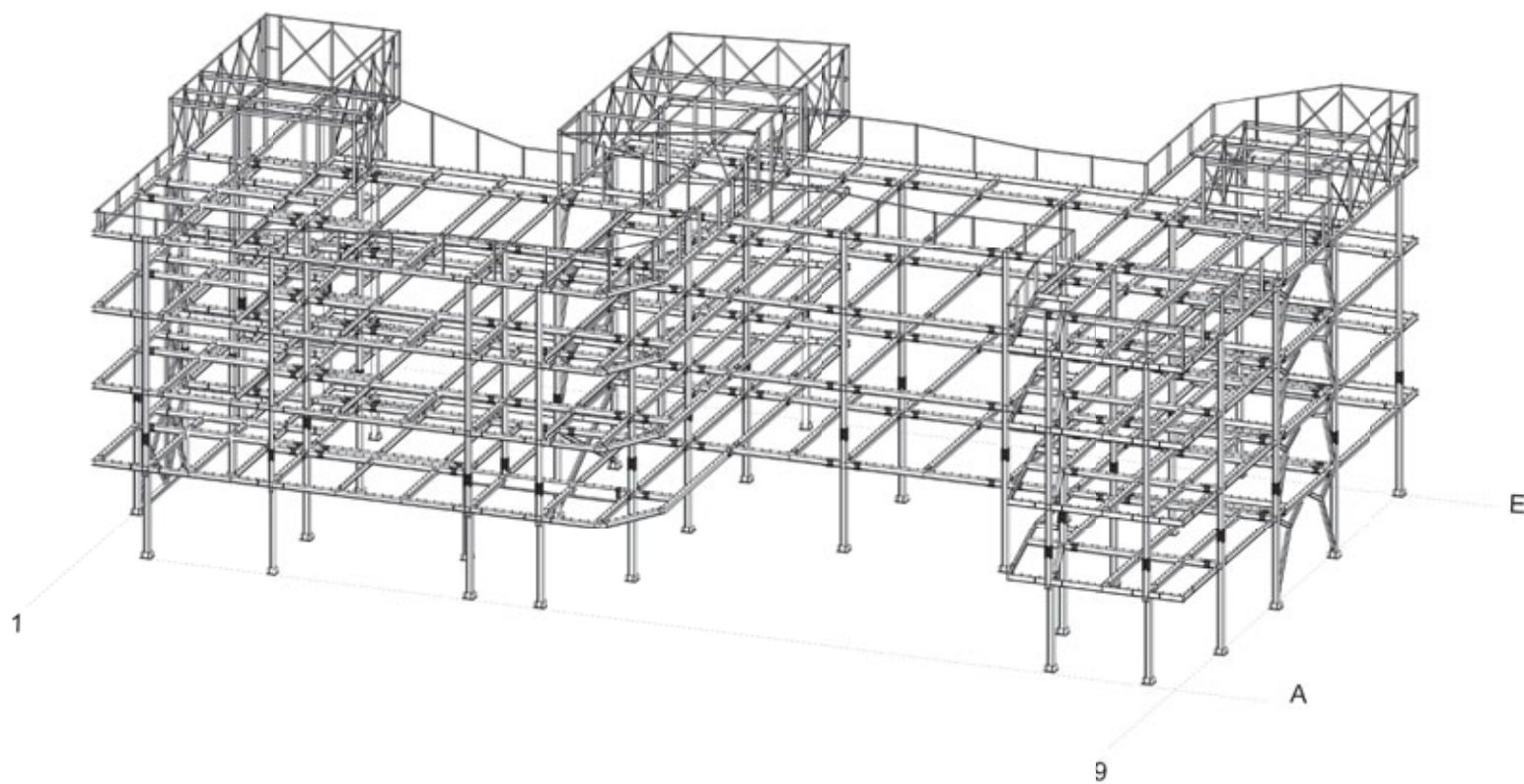


Fig. 10. Schema tridimensionale della struttura portante puntiforme in acciaio del progetto Pichi 12. © Carpenteria S.A.C.I.F. Srl

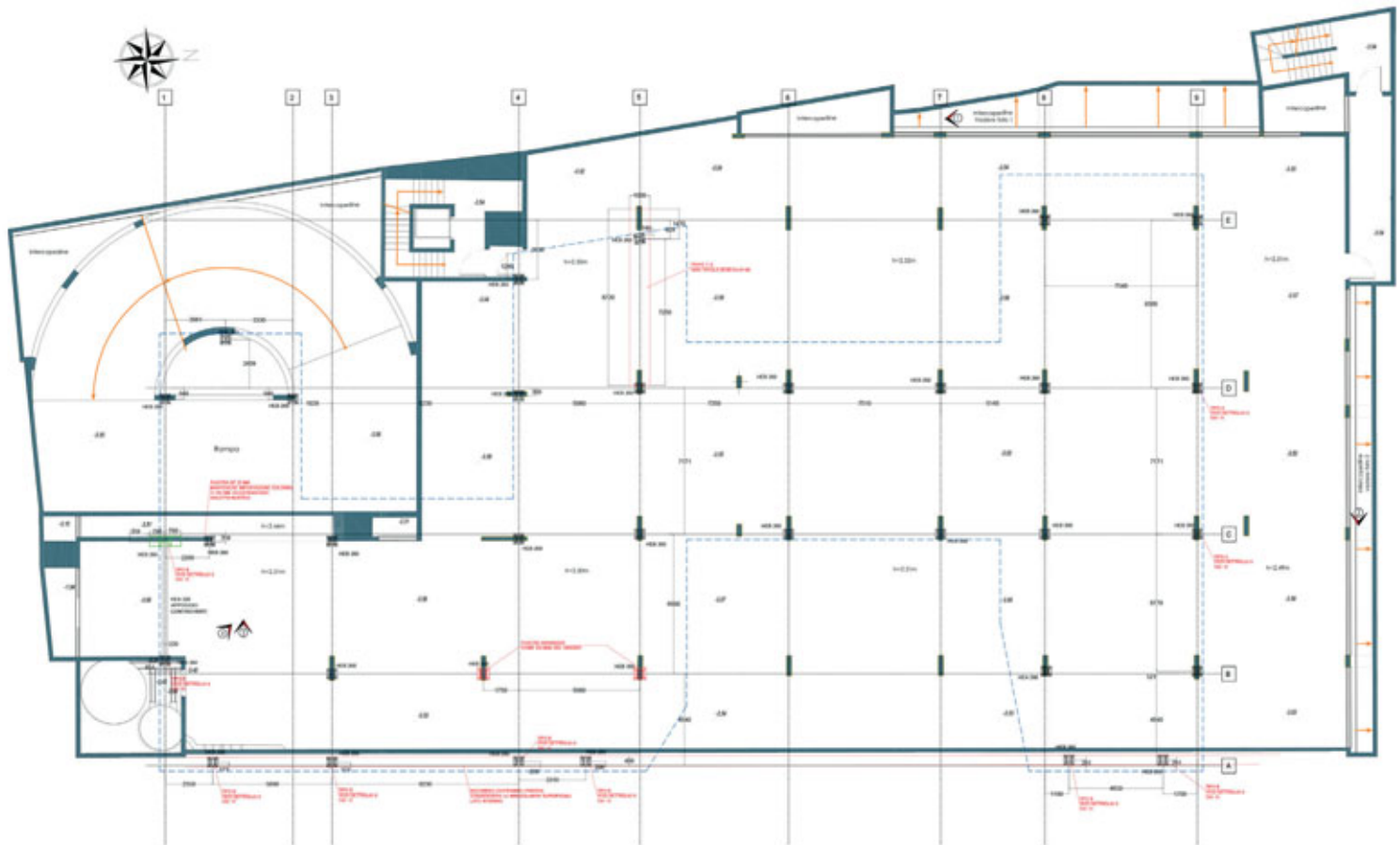


Fig. 11. Pianta strutturale del parcheggio interrato e posizionamento dei pilastri dell'edificio Pichi 12. © Carpenteria S.A.C.I.F. Srl

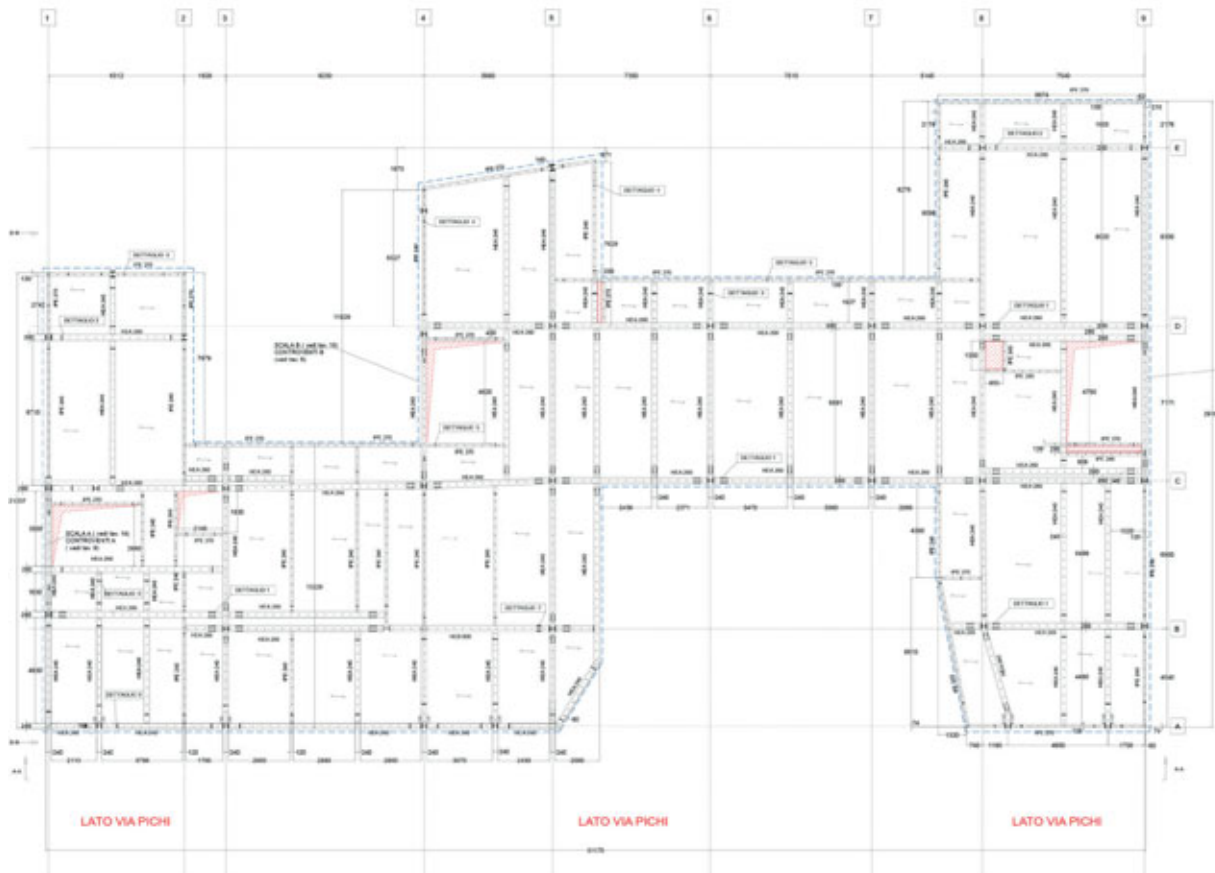


Fig. 12. Orditura travi e andamento dei solai, piano primo, edificio Pichi 12. © Carpenteria S.A.C.I.F. Srl

I pilastri sono costituiti da profili HEB 300 e HEB 260 e si distribuiscono lungo una maglia irregolare. Ciò ha richiesto una particolare attenzione alla progettazione delle travi. Esse presentano un'orditura primaria composta da profili HEA 280. Tuttavia, in alcuni punti particolarmente sollecitati, in cui la luce è molto elevata e i pilastri non si trovavano allineati lungo lo stesso asse, è stato necessario l'affiancamento di due travi HEA 280 e l'utilizzo di una trave HEB 600 (figura 12). L'orditura secondaria delle travi è costituita da profili HEA 240. Su di esse poggiano i solai in lamiera grecata collaborante di dimensione 55 mm (altezza) e spessore 0,8 mm.

In copertura sono presenti tre locali impiantistici che si innestano sulla struttura principale come delle addizioni sempre costituite da una struttura portante in acciaio ma con profili di dimensioni molto più contenute. Ulteriore addizione strutturale in copertura è quella del parapetto sagomato, che forma il coronamento all'edificio sviluppandosi con diverse altezze, da punti alti 2,8 m (collegandosi al perimetro dei locali impiantistici) a punti più bassi (Fig. 13).

I pilastri di Pichi 12 sono ancorati a terra attraverso barre filettate di acciaio zincato di diametro 20 mm, fissate alla struttura sottostante del parcheggio interrato esistente (figura 14). La base del pilastro, saldata alla piastra 500x500x20 mm, è irrigidita tramite fazzoletti in acciaio di spessore 15 mm.

In fase di cantiere la piastra saldata alla base del pilastro viene mantenuta sollevata dal rustico del solaio esistente a una distanza di 70 mm o 200 mm, distanza successivamente inglobata nel getto di calcestruzzo di livellamento (figura 15).

Interessante è la scelta dei sistemi di controventamento della struttura portante dell'edificio. Al piano terra, nei sistemi di risalita e nelle strutture di addizione del piano di copertura il progetto prevede controventi a croce di Sant'Andrea, mentre nei piani intermedi sono preferiti i controventi a K, che permettono l'apertura di forature nelle pareti verticali (figura 16).

Il controvento è composto dall'accoppiamento di due travi U 180, connesse alla base del pilastro e all'incontro pilastro-trave tramite una piastra sagomata di spessore 20 mm, precedentemente saldata, in officina, ai nodi strutturali. Le due travi U con interposta la piastra sagomata di collegamento vengono adeguatamente bullonate in cantiere (figure 17, 18).

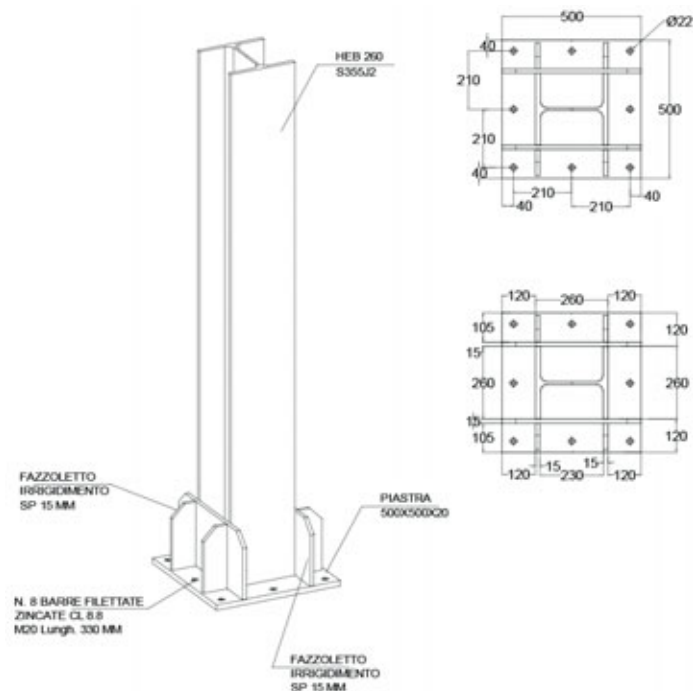


Fig. 14. Dettagli costruttivi della base di pilastro. © Carpenteria S.A.C.I.F. Srl



Fig. 15. Fotografia di cantiere del dettaglio della base del pilastro. © Carpenteria S.A.C.I.F. Srl

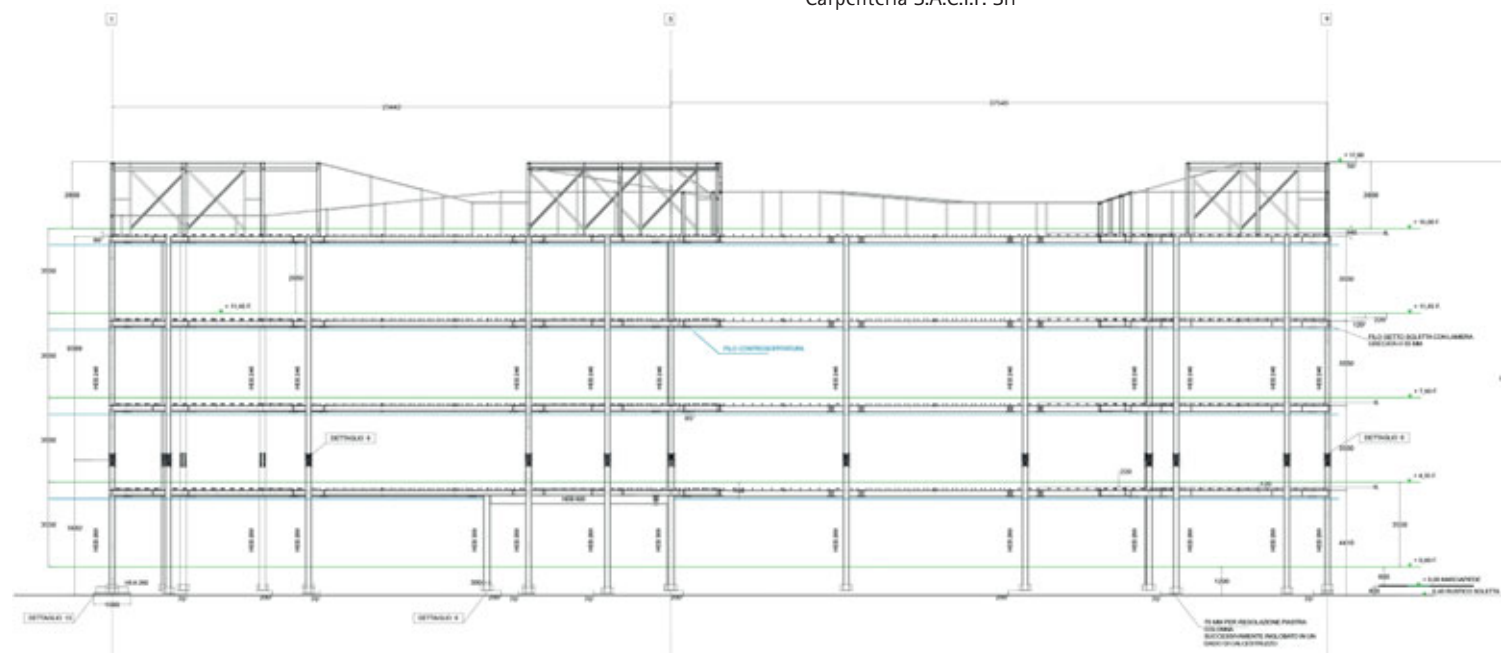


Fig. 13. Prospetto quotato della struttura portante e delle strutture in copertura. © Carpenteria S.A.C.I.F. Srl

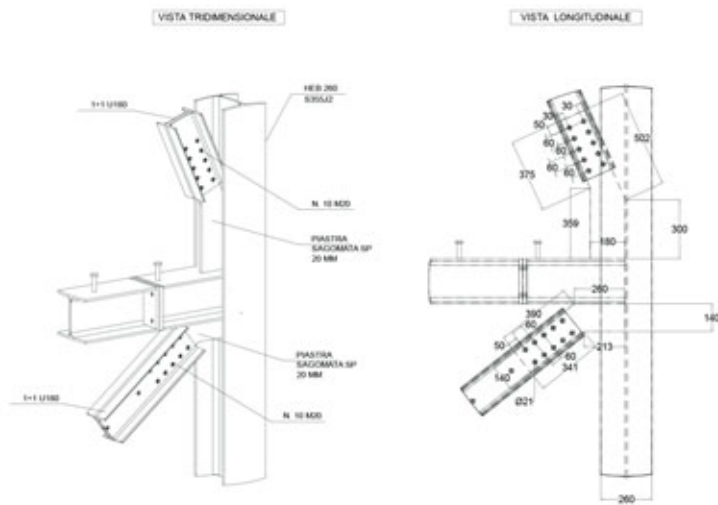


Fig. 17. Dettaglio costruttivo della connessione del controvento al nodo pilastro-trave. © Carpenteria S.A.C.I.F. Srl

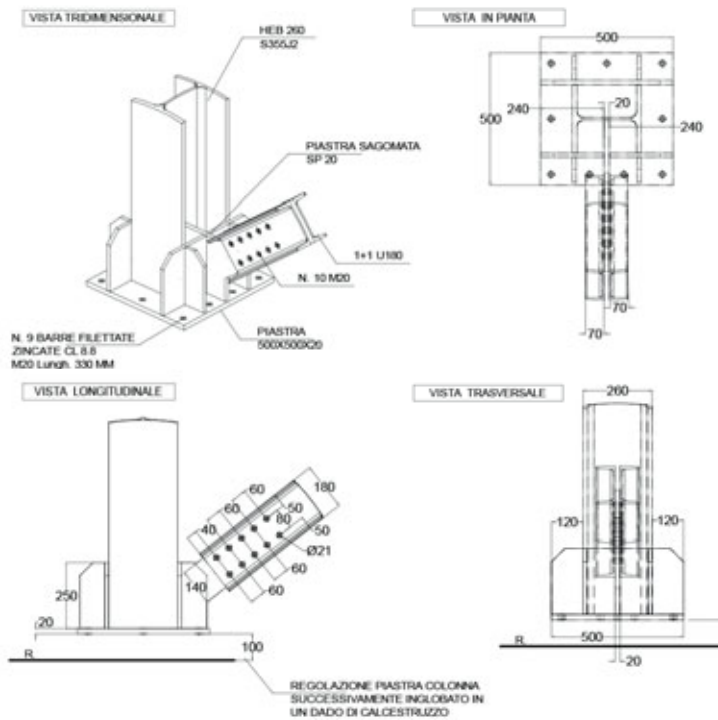


Fig. 18. Dettaglio costruttivo della connessione del controvento al piede del pilastro. © Carpenteria S.A.C.I.F. Srl

L'incrocio dei profili di controvento è effettuata anch'essa tramite l'aggiunta di un'altra piastra sempre di spesso 20 mm che unisce tramite bullonatura le sei parti (due travi a U rimangono continue e due vengono interrotte) (Fig. 19).

Per migliorare ulteriormente il comportamento della struttura alle sollecitazioni, all'estradosso delle travi primarie e secondarie sono previsti connettori a piolo, di diametro 22 mm e altezza 90 mm, saldati in officina e posizionati ogni 40 cm (Fig. 20). Essi vengono annegati nel getto di completamento in calcestruzzo del solaio, e, lavorando a taglio, incrementano le prestazioni del solaio in termini di resistenza e di rigidità.

La realizzazione della struttura di Pichi 12 in corrispondenza a quella del parcheggio interrato ha portato anche alla risoluzione di casi in cui si è presentata la necessità di un disassamento del pilastro lungo il suo sviluppo in altezza. Sul fronte di via Pichi, infatti, il tratto di pilastro del primo, del secondo e del terzo piano sono aggettanti di 17 cm rispetto al tratto di pilastro del piano terra. In questo caso il nodo del pilastro HEB 260 (in corrispondenza con il solaio del piano primo) è irrigidito apponendo all'intradosso della trave principale un altro profilo HEA 220 e opportuni fazzoletti di irrigidimenti dello spessore di 15 mm (Fig. 21, 22).

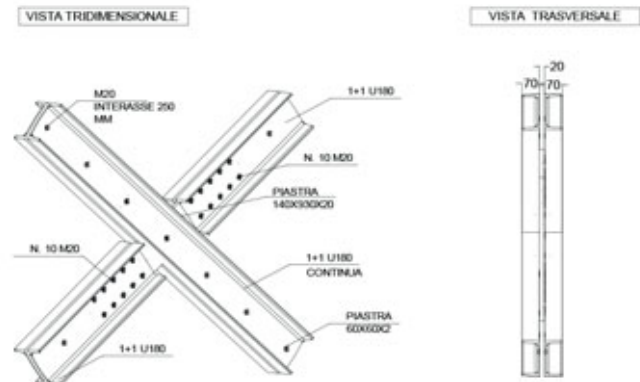


Fig. 19. Dettaglio costruttivo della connessione centrale del controvento a croce di San'Andrea. © Carpenteria S.A.C.I.F. Srl

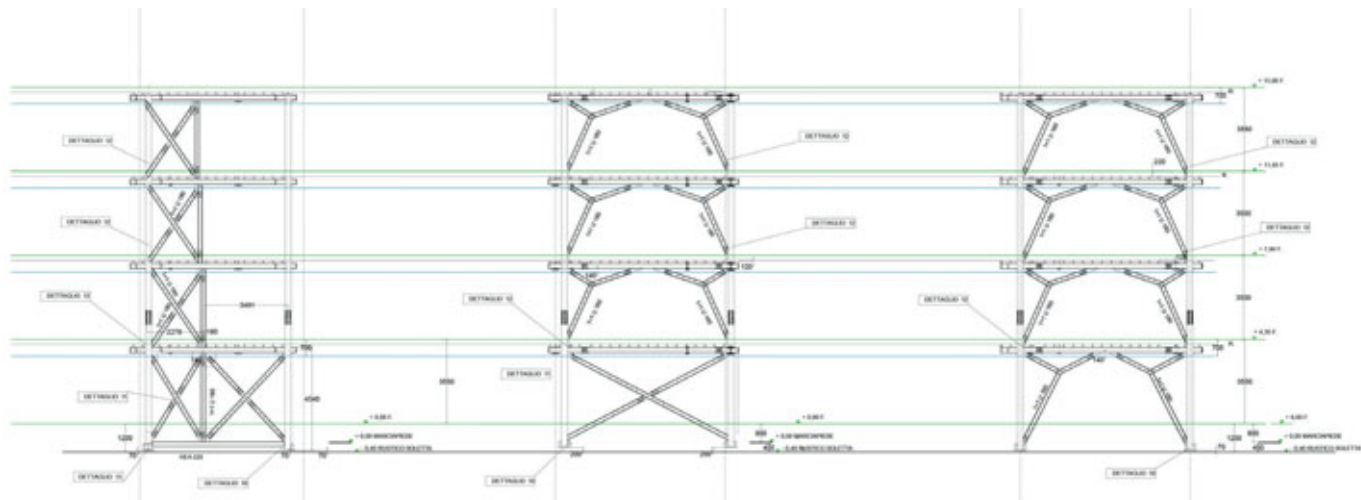


Fig. 16. Schema strutturale dei controventamenti della struttura portante. © Carpenteria S.A.C.I.F. Srl

REALIZZAZIONI OFFSITE E ONSITE

Per facilitare le fasi di assemblaggio in cantiere e dunque accorciare i tempi di montaggio, il progetto prevede la saldatura dei nodi strutturali off-site, ovvero in officina dove è più semplice effettuare saldature certificate, ed eseguire in cantiere, ovvero on-site, solo connessioni tramite bullonatura, pensate per essere realizzate nel modo più semplice possibile.

I nodi costruttivi realizzati in officina sono costituiti dai pilastri che vengono saldati con dei monconi di trave della lunghezza di circa 50 cm, e poi trasportati in cantiere. La connessione in cantiere tra i nodi strutturali saldati e le travi della struttura complessiva viene effettuata tramite giunti a completo ripristino che, utilizzando piastre in acciaio bullonate, garantiscono una maggiore qualità costruttiva.

Il giunto a completo ripristino tra il moncone di trave saldato al pilastro e la trave comporta l'aggiunta di un totale di 8 piastre per giunto: 1 piastra collega l'estradosso dell'ala superiore, 1 piastra collega l'intradosso dell'ala inferiore, 2 piastre collegano l'intradosso dell'ala superiore, 2 piastre collegano l'estradosso dell'ala inferiore e, infine, 2 piastre collegano l'anima da entrambi i lati (figure 23, 24).

In cantiere vengono connesse inizialmente le piastre all'intradosso dell'ala inferiore dei monconi di trave saldati ai pilastri e, successivamente, i pilastri vengono collocati in posizione eretta (figure 25, 26) tramite mezzi meccanici. In seguito, la trave viene sollevata e posizionata sulle piastre e imbullonata alle stesse; quindi vengono aggiunte tutte le altre piastre (figure 27, 28).

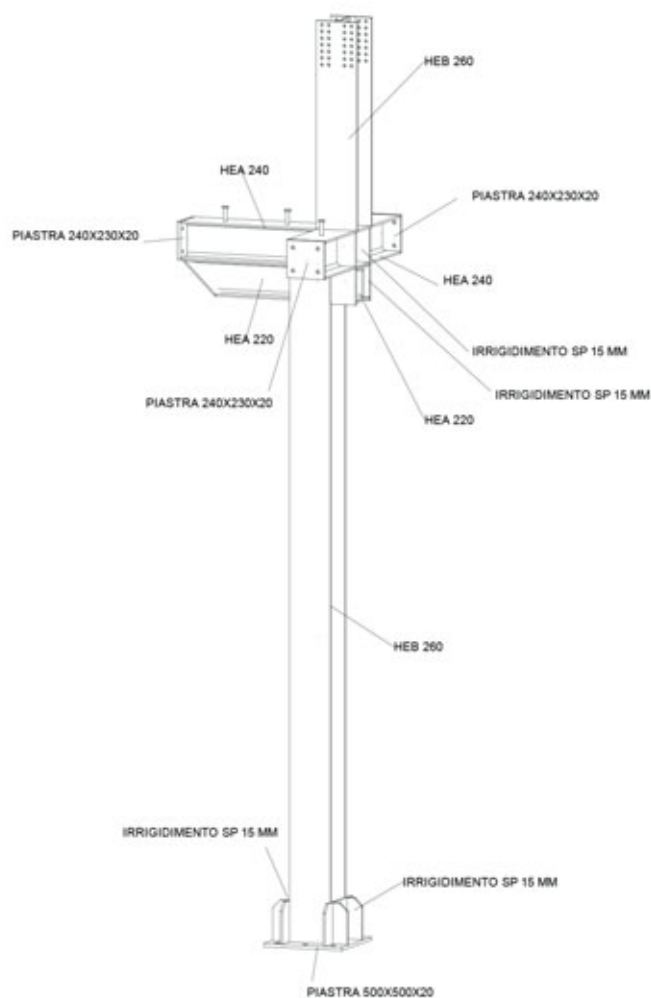


Fig. 21. Dettaglio del disassamento del pilastro verso via Pichi.
© Carpenteria S.A.C.I.F. Srl

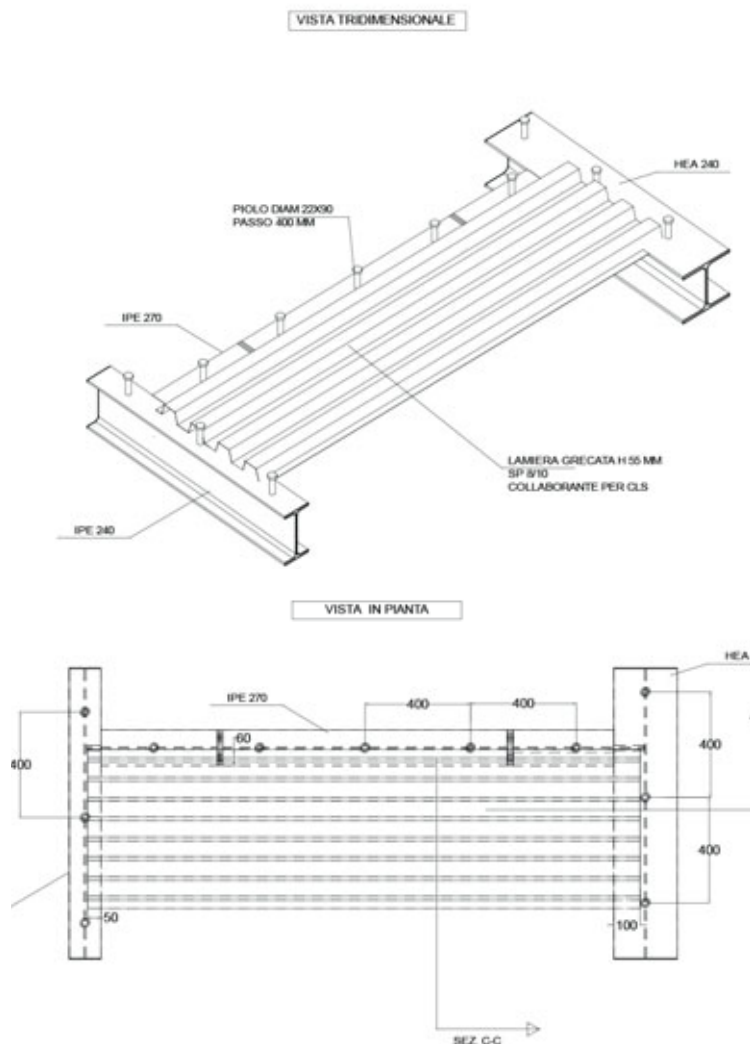


Fig. 20. Dettaglio costruttivo del solaio in lamiera grecata collaborante e posizionamento connettori a piolo. © Carpenteria S.A.C.I.F. Srl



Fig. 22 Fotografia di cantiere del dettaglio del disassamento del pilastro verso via Pichi. © Carpenteria S.A.C.I.F. Srl

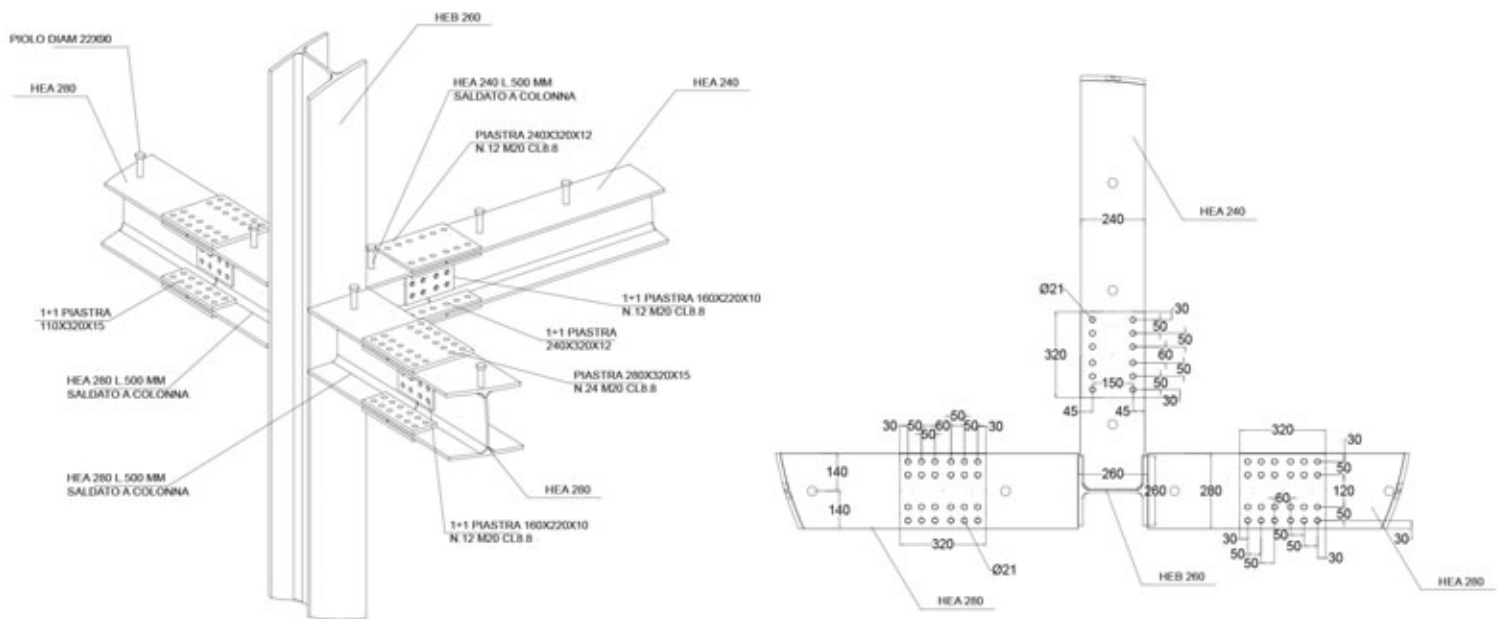


Fig. 23. Dettaglio costruttivo dei giunti a completo ripristino trave/trave. © Carpenteria S.A.C.I.F. Srl



Fig. 24. Nodi strutturali assemblati off-site e trasportati on-site. © Carpenteria S.A.C.I.F. Srl



Fig. 25. Assemblaggio della piastra inferiore prima del sollevamento del pilastro. © Carpenteria S.A.C.I.F. Srl



Fig. 26. Innalzamento dei pilastri e posizionamento delle travi. © Carpenteria S.A.C.I.F. Srl

Nei giunti meno sollecitati, generalmente nelle travi secondarie, vengono utilizzati giunti testa a testa (figure 28, 29).

Date le dimensioni dell'opera, i pilastri, per motivi di trasporto, sono stati necessariamente composti da pezzi: il primo pezzo alto circa 5,70 m e l'altro 9,40 m. Per connettere le due porzioni di pilastro si utilizzano giunti a completo ripristino sempre attraverso piastre bullonate. Il giunto è particolare data la variazione di sezione tra i profili di pilastro: il primo un HEB 260 e il secondo HEB 240. La connessione è stata possibile grazie all'utilizzo di una piastra in spessore che risolve la differenza di dimensione (Fig. 30, 31, 32).

Una volta completata la struttura a telaio comprensiva di controventamenti, la fase di cantiere vede la realizzazione dei solai in lamiera grecata con getto di completamento (Fig. 33, 34).

Una volta completati i getti dei solai, vengono terminati i tre vani scale e ascensore. Due di essi sono con scala a pozzo con al centro il blocco ascensore (Fig. 35); il terzo con vano scala e vano ascensore separati (Fig. 36).

La struttura dei vani scala è costituita da pilastri HEA 140. I sistemi di risalita a pozzo presentano in particolare 6 pilastri perimetrali che sorreggono la scala e 4 pilastri centrali che fungono anche da struttura portante per l'ascensore. I sistemi di risalita con scala e ascensore separato contano 8 pilastri per la struttura della e 4 pilastri per la struttura potente dell'ascensore.

I vani ascensore sono irrigiditi da controventamenti composti da piatti 80x10 mm e orizzontamenti in profili U120, posizionati circa alla mezzaria di ciascun piano. Il vano ascensore è completato, altresì, con profili a sezione più ridotta a sostegno della chiusura verticale (Fig. 37, 38, 39).

Le rampe delle scale sono assemblate off-site a blocchi, portate in cantiere, calate dall'alto e assemblate alla struttura portante (fig. 40, 41). Esse sono composte da due cosciali 200x15 mm, mentre i gradini sono formati da piatti saldati tra loro a costituire un elemento concavo, che viene poi riempito da un getto in calcestruzzo alleggerito.

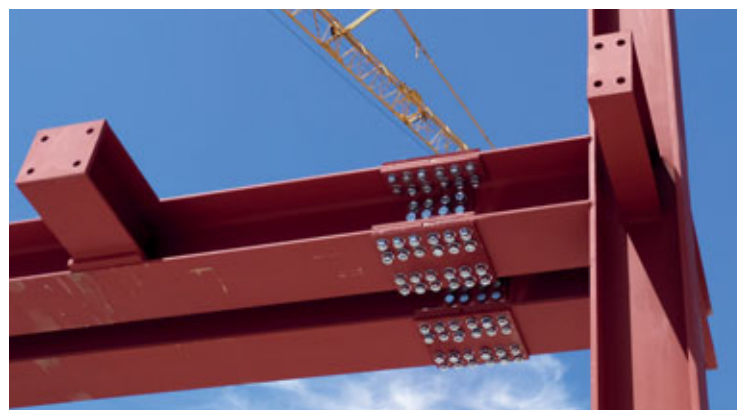


Fig. 27. Giunto a completo ripristino trave-trave. © Carpenteria S.A.C.I.F. Srl

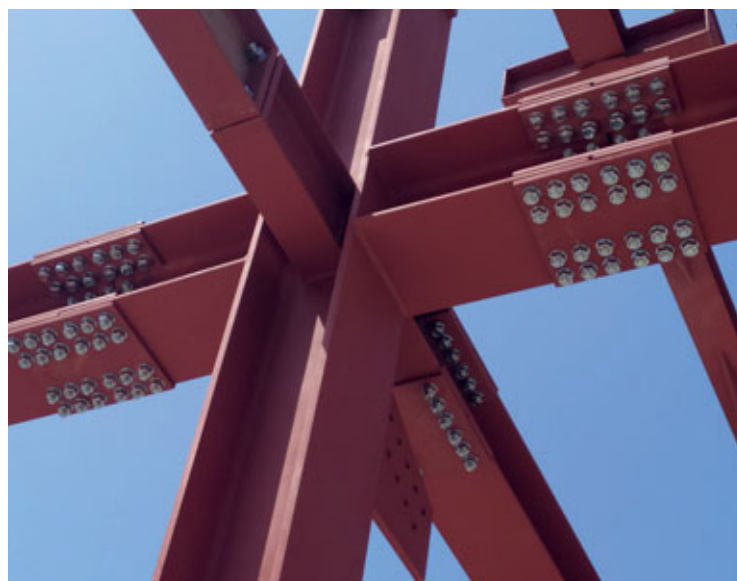


Fig. 28. Giunto a completo ripristino trave-trave e giunto testa a testa tra travi secondarie. © Carpenteria S.A.C.I.F. Srl

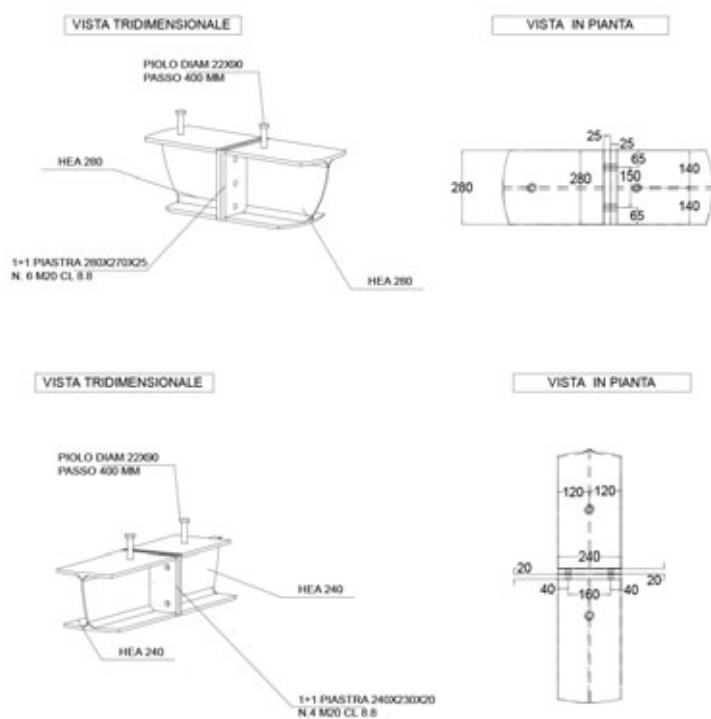


Fig. 29. Dettaglio costruttivo dei giunti testa a testa tra travi secondarie. © Carpenteria S.A.C.I.F. Srl



Fig. 30. Fotografia di cantiere della costruzione on-site dei pezzi pre-saldati in officina. © Carpenteria S.A.C.I.F. Srl

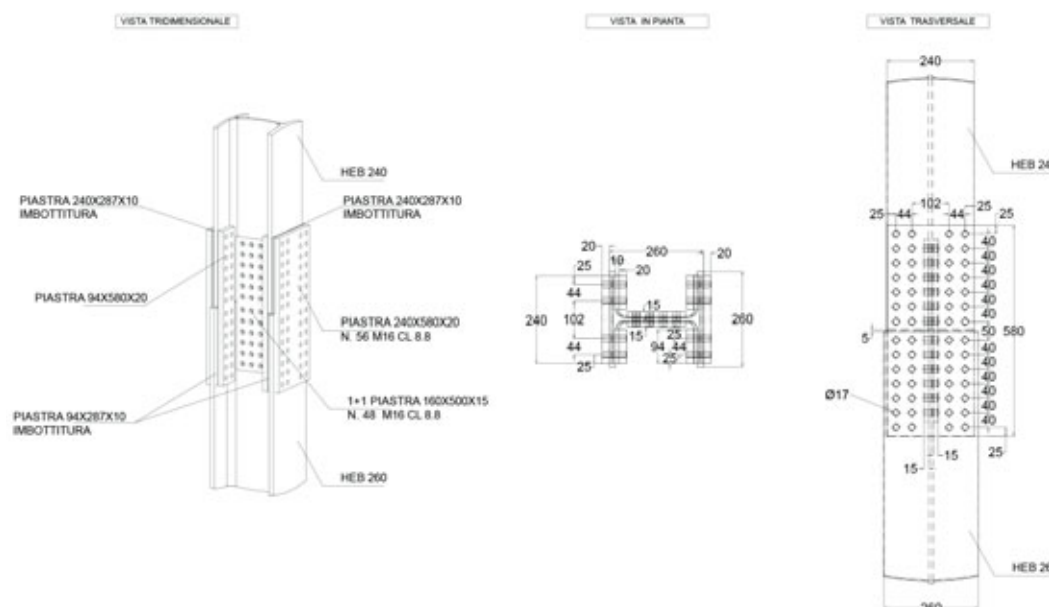


Fig. 31. Dettaglio costruttivo dei giunti a completo ripristino pilastro/pilastro. © Carpenteria S.A.C.I.F. Srl

Fig. 32. Giunto a completo ripristino pilastro/pilastro. © Carpenteria S.A.C.I.F. Srl



Fig. 33. Struttura a telaio in acciaio con controventamenti completata e posa dei solai in lamiera grecata. © Carpenteria S.A.C.I.F. Srl

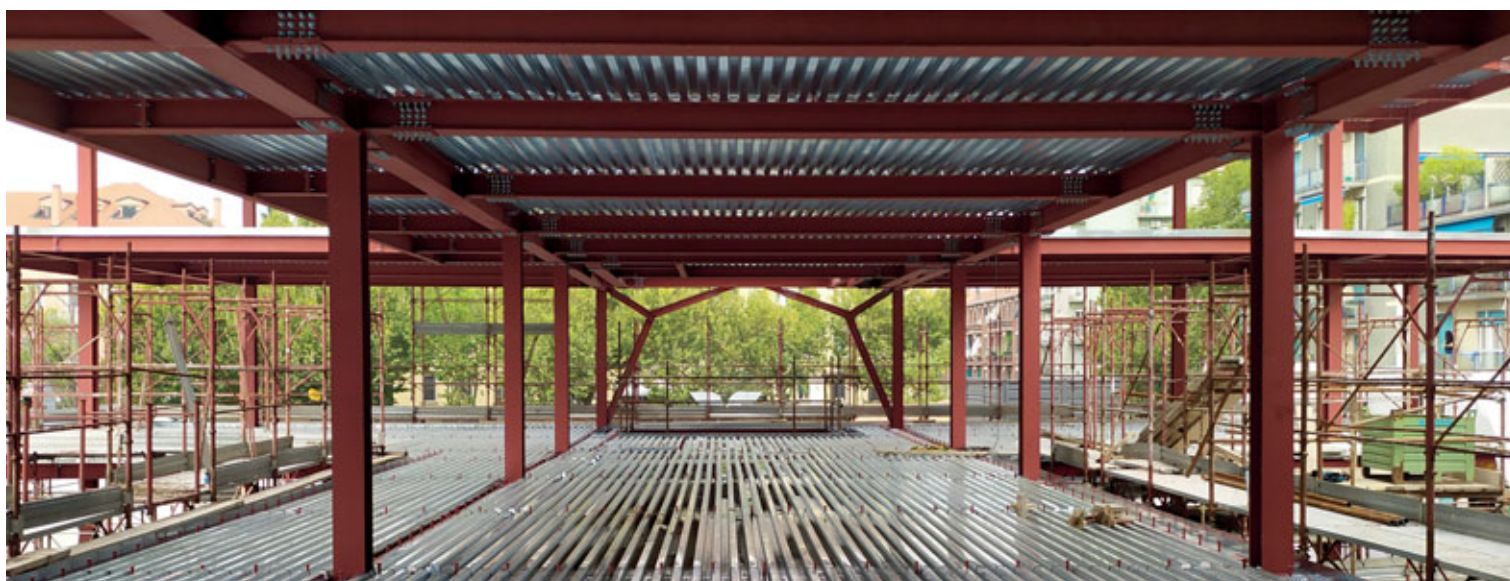


Fig. 34. Solai in lamiera grecata posati, prima del getto di completamento. © Carpenteria S.A.C.I.F. Srl

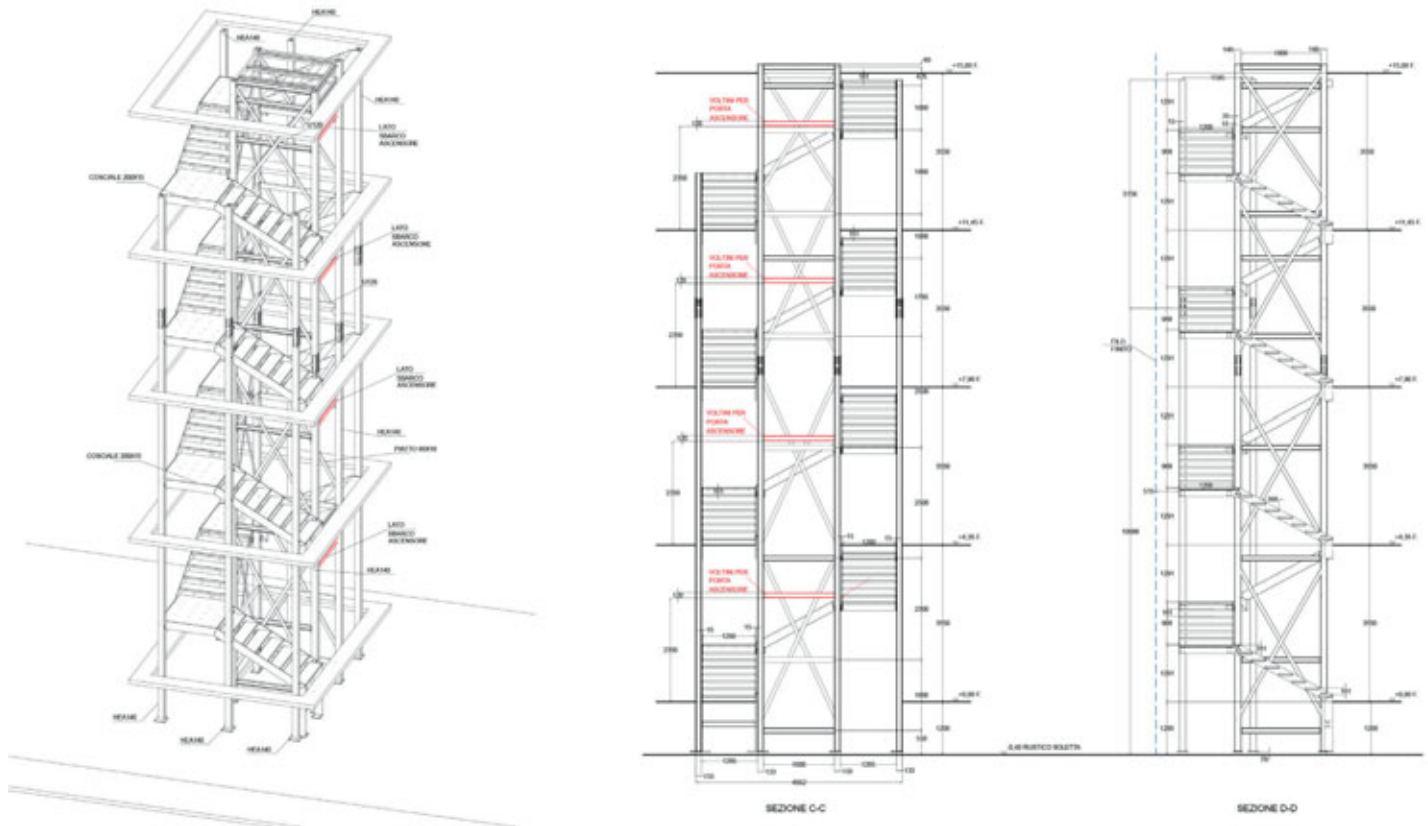


Fig. 35. Progetto del vano scala a pozzo con blocco ascensore centrale. © Carpenteria S.A.C.I.F. Srl

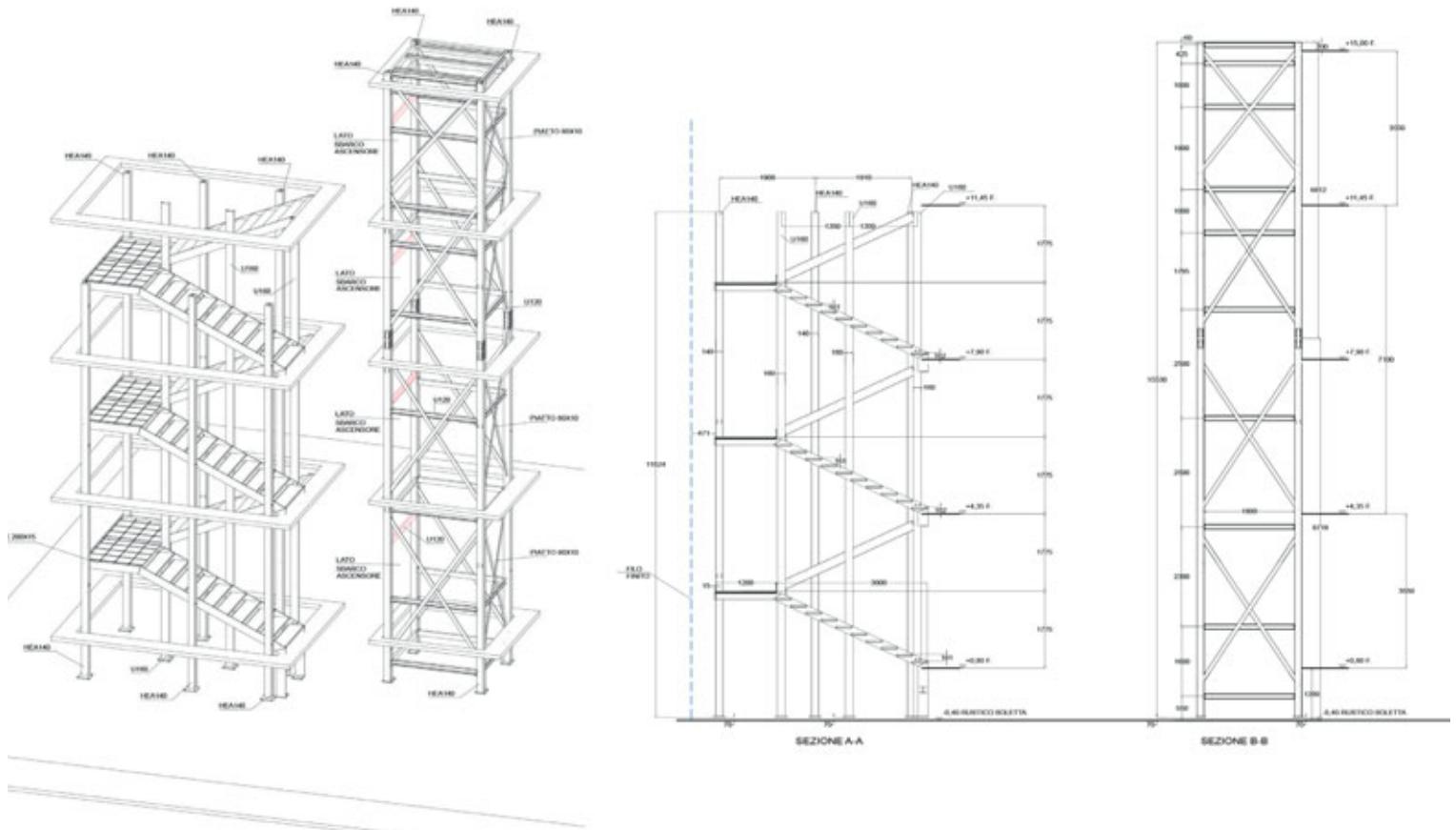


Fig. 36. Progetto del vano scala e vano ascensore separati. © Carpenteria S.A.C.I.F. Srl

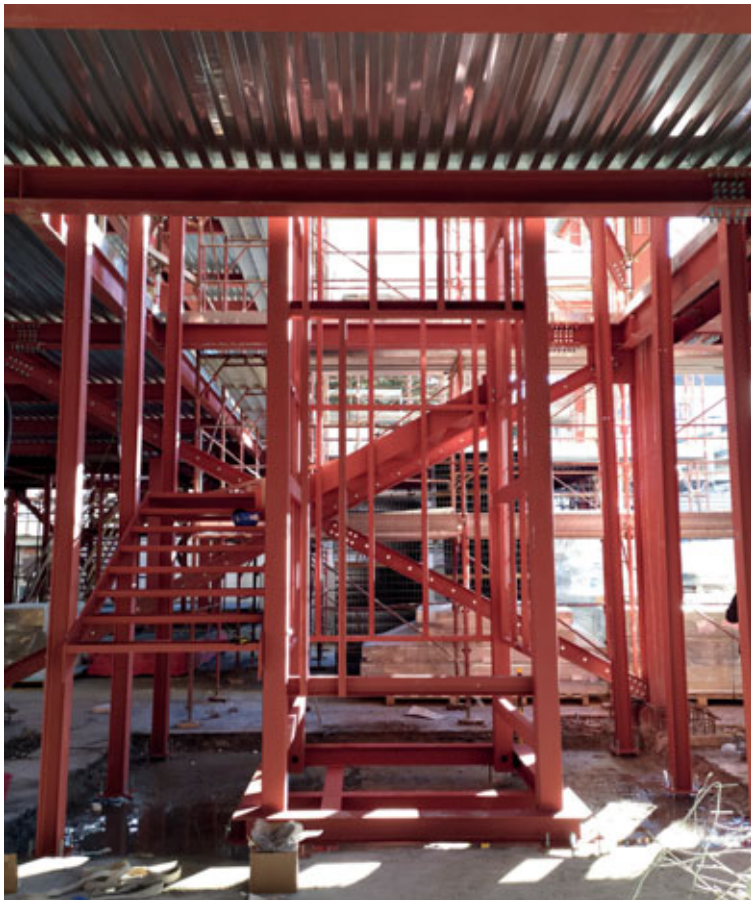


Fig. 37. Fotografia di cantiere del vano scala a pozzo.
© Carpenteria S.A.C.I.F. Srl



Fig. 38. Struttura portante dell'ascensore e profili a sezione più ridotta a sostegno della chiusura del vano. © Carpenteria S.A.C.I.F. Srl



Fig. 39. Attacco a terra della struttura portante del vano ascensore
© Carpenteria S.A.C.I.F. Srl

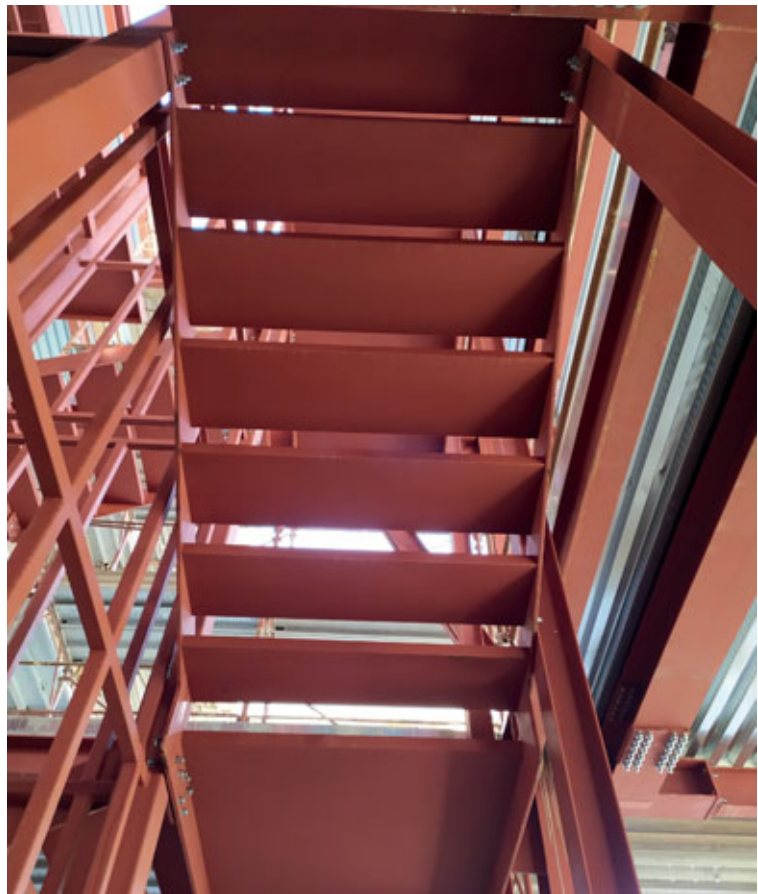


Fig. 40. Struttura in acciaio della rampa di scale.
© Carpenteria S.A.C.I.F. Srl

CONCLUSIONI

L'edificio Pichi 12 presenta scelte costruttive mirate alla leggerezza e alla velocità di cantierizzazione, ma al tempo stesso risponde ai requisiti ambientali (attualmente richiesti in ambito pubblico dai CAM edilizia) mirati a traguardare l'efficienza nell'uso delle risorse, attraverso il riuso e il riciclo dei materiali.

La struttura portante, infatti, è generalmente la parte che incide maggiormente in termini di impatto ambientale sull'intero edificio. La scelta nell'uso dell'acciaio permette di utilizzare un materiale che presenta un contenuto di riciclato sempre più elevato ed è interamente riciclabile, permettendo un'estensione nell'uso delle risorse, senza il consumo di ulteriori materiali vergini. I sistemi di aggancio a bullonatura della struttura portante e la scelta di chiusure e partizioni a secco consentono, altresì, di rispettare i criteri di disassemblabilità a fine vita, per una collezione dei materiali più accurata mirata ad incrementare non solo il riciclo ma anche il riuso dei prodotti.

Attualmente nel nostro patrimonio edilizio è ancora poco diffusa la scelta di tecniche costruttive a secco, non convenzionali, probabilmente per mancanza di riferimenti ed esperienze. Via Pichi 12 è dunque un esempio significativo di architettura milanese residenziale, che dimostra come la scelta di tecniche costruttive non convenzionali possa rispettare la continuità espressiva con il patrimonio tradizionale e al contempo essere occasione per la sperimentazione di soluzioni tecnologicamente innovative orientate al contenimento degli impatti ambientali.

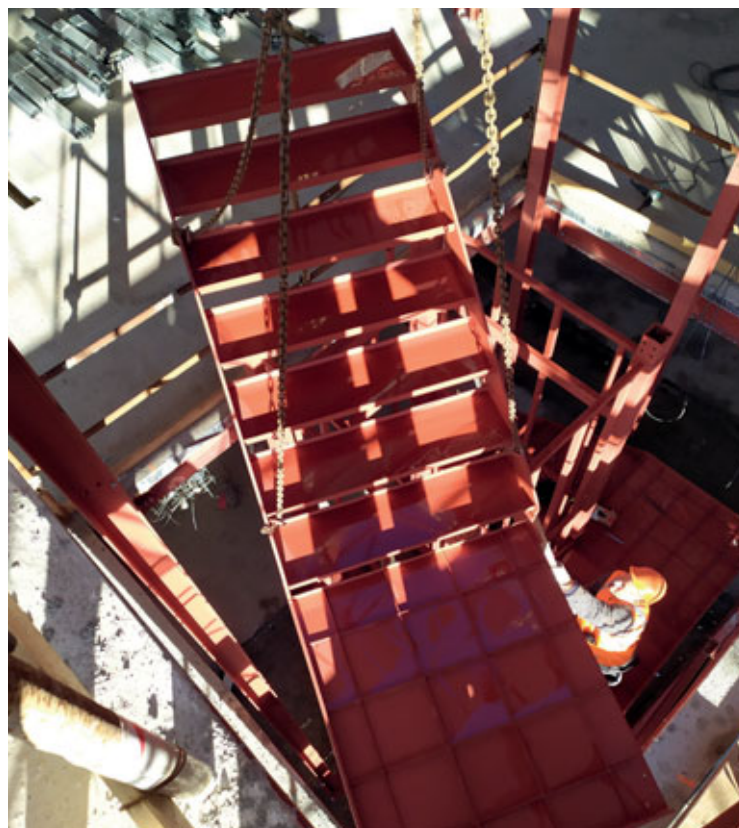


Fig. 41. Blocco scala assemblata off-site e posata in cantiere.
© Carpenteria S.A.C.I.F. Srl

INFORMAZIONI PROGETTO E CREDITI

Indirizzo:	Via Pichi 12, Milano
Cliente:	Consorzio Cooperative Lavoratori, Milano
Tipologia:	Residenziale Concorso: 2014
Realizzazione:	2023
Area:	2080 mq (30 alloggi)
Certificazione energetica:	Classe A1
Founding Partners:	Filippo Pagliani, Michele Rossi
Project Director:	Alessandro Rossi
Project Leader:	Alberto Ficele
Architects:	Sharon Ambrosio, Alexia Caccavella, Antonio Cinquegrana, Sofia Dalmasso, Andrea Dalpasso, Lorenzo Merloni, Andrea Riva, Cristina Tudela Molino, Marco Vitalini
Visualizers:	Antonio Cavallo, Mario Frusca, Stefano Venegoni
Graphic designer:	Marinella Ferrari
Direzione Lavori Generale:	Arch. Marinella Nidasio
Direzione Lavori e strutture:	Ing. Mauro Grossi
Esecutore delle opere e general contractor:	Impresa edile Mariani Srl (Responsabile di cantiere: Geom. Nicola Soldiviero)
Progetto preliminare e definitivo delle discipline strutturali, impiantistiche e prevenzione incendi:	General Planning Srl
Coordinamento sicurezza in fase di esecuzione dei lavori:	Romeo Safety Italia Srl
Esecutore strutture carpenteria metallica:	S.A.C.I.F. Srl Milano (Società Ambrosiana Costruzioni In Ferro)



SERENA GIORGI

Architetto, PhD, è assegnista di ricerca presso il Dipartimento ABC del Politecnico di Milano. La sua attività di ricerca riguarda i temi di sostenibilità ambientale ed economia circolare nel settore edilizio, con attenzione a tecnologie costruttive reversibili, strategie di riuso, metodi e strumenti Life Cycle Assessment, sistemi di tracciabilità delle informazioni a scala di edificio e di prodotto.

L'EUROCODICE 9 DI SECONDA GENERAZIONE SULLE STRUTTURE IN ALLUMINIO

SECOND GENERATION EUROCODE 9 ON ALUMINUM STRUCTURES

Prof. Federico M. Mazzolani, *Università di Napoli "Federico II", Napoli, Italy*

Prof. Alberto Mandara, *Università della Campania "Luigi Vanvitelli", Aversa (CE), Italy*

L'articolo riassume i principali risultati raggiunti nell'ambito del Mandato CEN M/515 per la modifica e l'estensione degli Eurocodici esistenti, con riferimento all'Eurocodice 9 (EC9) sulle Strutture in Alluminio (EN 1999). Il processo di revisione ha portato a introdurre ulteriori tipologie strutturali (ponti, coperture, compositi alluminio-calcestruzzo), nuovi tipi di connessione, nuovi materiali e curve di instabilità migliorate. Ciò ha comportato l'aggiunta di numerosi nuovi allegati al testo principale. Le novità sono state previste principalmente per la Parte 1-1, compresi miglioramenti generali, aggiornamenti e semplificazioni, con alcune nuove aggiunte ove necessario. I NDP sono stati ridotti da 89 a 49, mentre nel contempo è stato ottenuto anche un generale miglioramento degli aspetti editoriali e della facilità di impiego della norma.

The article summarizes the main results achieved within the CEN Mandate M/515 for the modification and extension of existing Eurocodes, with reference to Eurocode 9 (EC9) on Aluminum Structures (EN 1999). The revision process led to the introduction of further structural typologies (bridges, roofs, aluminium-concrete composite structures), new types of connections, new materials and improved buckling curves. This resulted in the addition of several new annexes to the main text. New features are primarily planned for Part 1-1, including general improvements, updates and simplifications, with some new additions where necessary. The NDPs were reduced from 89 to 49, while at the same time a general improvement in the editorial aspects and ease of use of the standard was also achieved.

1. INTRODUZIONE

Lo sviluppo dell'Eurocodice 9 sulle Strutture in Alluminio ebbe inizio nei primi anni '90 del XX secolo, quando, sotto la presidenza di F.M. Mazzolani, venne istituita la Sottocommissione CEN/TC250/SC9. La prima parte ad essere realizzata fu la parte generale ENV 1999-1-1, mentre poco dopo un'analoga azione veniva intrapresa per le parti relative al fuoco (ENV 1999-1-2) e alla fatica (ENV 1999-2). Negli anni successivi venne completata la fase ENV con lo sviluppo di due parti aggiuntive concepite per soddisfare la crescente esigenza dell'industria europea dell'alluminio di una codificazione specifica riguardante gli elementi formati a freddo e le strutture a guscio. Lo schema definitivo dell'EC9 (EN 1999), dopo il completamento della fase ENV, si presentava composto dalle seguenti cinque parti:

- EN 1999-1-1 Progettazione di strutture in alluminio: Regole strutturali generali;
- EN 1999-1-2 Progettazione di strutture in alluminio: Progettazione strutturale al fuoco;
- EN 1999-1-3 Progettazione di strutture in alluminio: Strutture soggette a fatica;

- EN 1999-1-4 Progettazione di strutture in alluminio: Elementi strutturali formati a freddo;
- EN 1999-1-5 Progettazione di strutture in alluminio: Strutture a guscio.

Di particolare rilievo appariva l'introduzione delle nuove parti 1-4 e 1-5, le cui tematiche, pur ampiamente trattate nella normativa sulle strutture in acciaio, venivano tuttavia per la prima volta incluse in un codice normativo europeo sulle strutture in alluminio. Si intendeva in tal modo venire incontro all'ampio utilizzo degli elementi in parete sottile e delle strutture a guscio sia in campo civile che industriale, non trascurando particolari applicazioni nel settore dei trasporti e dello stoccaggio. La prima versione EN dell'EC9 venne approvata nel 2007 e poi rivista nel 2009 [1]. Qualche anno dopo, nel 2011, un analogo documento dedicato alle strutture in alluminio (le Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Strutture di Alluminio) veniva pubblicato anche dal Consiglio Nazionale delle Ricerche (CNR) [2], dando luogo in tal modo ad un riferimento normativo specifico anche in ambito nazionale. Infine, nel 2015, il Comitato Europeo di Standardizzazione (CEN) dava ufficialmente

l'avvio al "Mandato M/515 EN – Mandato della Commissione Europea per la modifica degli Eurocodici esistenti e l'estensione del campo di applicazione degli Eurocodici strutturali", spianando così la strada alla pubblicazione della Seconda Generazione di Eurocodici. Tutte le parti interessate, tra cui la comunità scientifica, le società di progettazione strutturale, le associazioni professionali e industriali, venivano attivamente coinvolte, con il supporto della Commissione europea e del Joint Research Center (JRC) ad essa collegato [3,4]. In questa fase veniva prevista sia la preparazione di nuove norme che quella di nuove parti di norme esistenti, con lo scopo di aggiornarne i requisiti prestazionali e potenziarne le possibilità operative, migliorando allo stesso tempo la facilità applicativa da parte degli utenti. Allo stesso tempo, la nuova stesura ha consentito di risolvere le problematiche emerse nei primi anni di applicazione degli Eurocodici. Il mandato M/515 EN è terminato nel 2022. Al momento il CEN/TC250 ha definito un programma di pubblicazione dettagliato relativamente all'inchiesta pubblica e al voto formale dei vari Eurocodici. L'EC9 di Seconda Generazione è stato approvato formalmente con voto unanime nel dicembre 2022, mentre tutti gli altri Eurocodici dovrebbero essere ufficialmente disponibili entro il 2026. Nel seguito si riportano i principali risultati dell'attività svolta dalla sottocommissione CEN/TC250/SC9 nell'ambito del Mandato M/515 EN per quanto riguarda l'Eurocodice 9 e l'evoluzione che il documento ha subito per arrivare alla sua attuale versione di "Seconda Generazione".

2. LE CARATTERISTICHE PRINCIPALI DELL'EC9 DI SECONDA GENERAZIONE

2.1. Generalità

Dopo i primi anni di sperimentazione che seguirono alla pubblicazione della versione EN del 2007, la Seconda Generazione dell'EC9

aveva in primo luogo lo scopo di ampliare il campo di applicazione del codice, oltre che correggere i relativamente pochi difetti segnalati dagli utenti. Il miglioramento del testo è stato pertanto ottenuto principalmente attraverso il perseguimento dei principali obiettivi del Mandato M/515 EN, vale a dire: la riduzione del numero di Parametri Determinati a livello Nazionale (NDP); il miglioramento della facilità d'uso degli Eurocodici, senza tuttavia ridurne l'applicabilità; l'inserimento di studi, ricerche ed esperienze recenti relativi all'innovazione introdotta negli ultimi anni nella progettazione e nella costruzione; lo sviluppo di documenti di orientamento ausiliari per facilitare il feedback da parte di tutti i soggetti coinvolti e, in particolare, dei professionisti. Nel caso dell'Eurocodice 9, le novità hanno riguardato soprattutto la Parte 1-1, non trascurando importanti operazioni di revisione anche per le altre Parti 1-2, 1-3, 1-4 e 1-5. Veniva contemplato allo stesso tempo l'aggiornamento, il miglioramento e la semplificazione dell'intero documento normativo, con alcune nuove aggiunte dove necessario. In questa ottica, i parametri determinati a livello nazionale (NDP) sono stati ridotti da 89 a 49. La nuova stesura ha inoltre portato a introdurre ulteriori tipologie strutturali (ponti, coperture, strutture composte alluminio-calcestruzzo), nuove tipologie di connessione, nuovi materiali, nuove classi del materiale ai fini dell'instabilità (Classe B), intermedia tra le classi definite in precedenza, e nuove curve di instabilità calibrate in base ai nuovi materiali introdotti. Ciò ha comportato l'aggiunta di numerosi nuovi allegati al testo principale. È stato nel contempo ottenuto anche un miglioramento generale degli aspetti editoriali.

2.2. EN 1999-1-1 Regole strutturali generali

Questo documento è la prima delle cinque parti della EN 1999 e fornisce le regole di progettazione di base per le strutture realizzate in leghe di alluminio da lavorazione plastica, fornendo allo stesso tempo alcu-

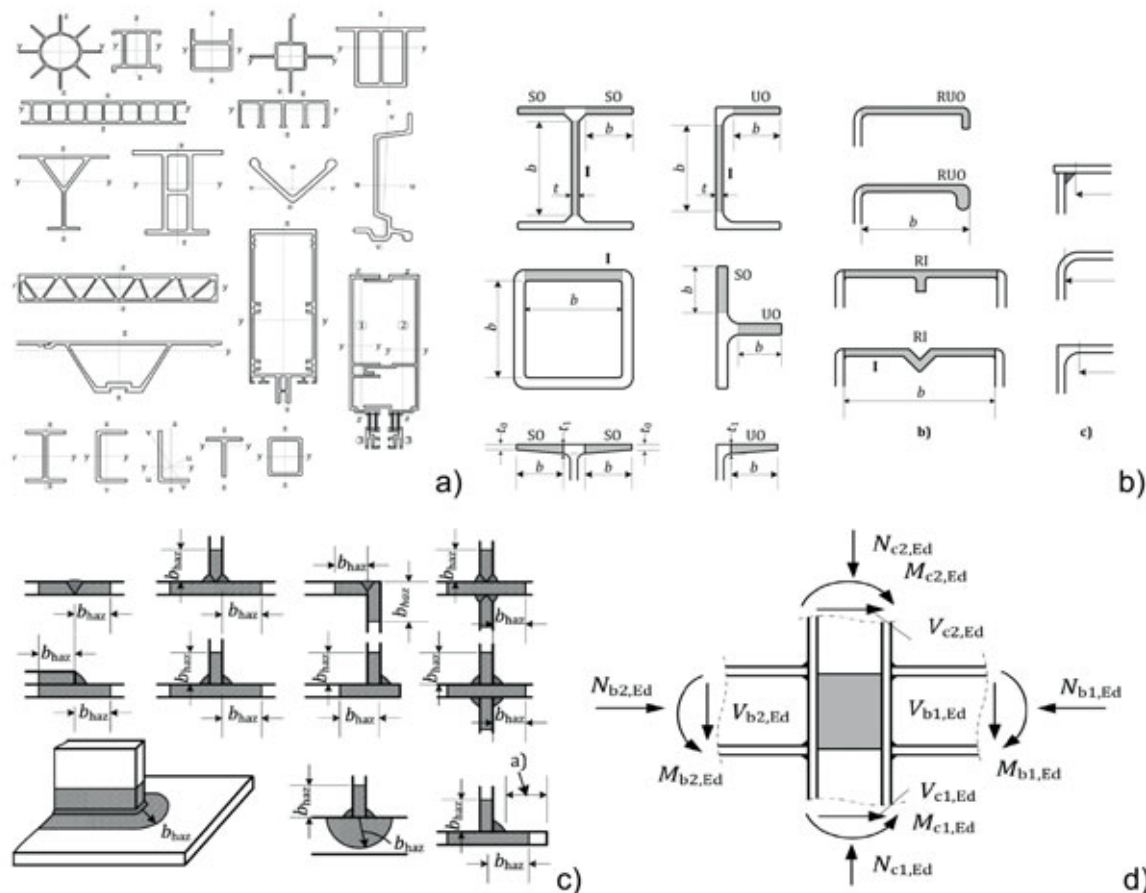


Fig. 1 - Alcuni dei temi trattati nella EN 1999-1-1: a) tipologie di sezioni estruse; b) classificazione delle sezioni trasversali; c) giunti saldati; d) collegamenti strutturali.

ne indicazioni anche per le leghe da fusione. È il documento più ampio ed esaustivo dell'Eurocodice 9, coprendo la maggior parte dei problemi strutturali (figura 1) e fornendo regole di progettazione generali destinate ad essere utilizzate insieme con le altre parti (dalla EN 1999-1-2 alla EN 1999-1-5). Nella sua versione finale, è integrato da 22 Allegati, la maggior parte dei quali di tipo informativo, che coprono un gran numero di argomenti specifici associati alle tipologie strutturali in alluminio e alle relative tecnologie costruttive ed esecutive.

Nel corso dell'esecuzione del Mandato M/515 EN il documento è stato rivisto sulla base dei commenti e delle proposte di modifica provenienti dagli utenti. L'insieme di queste osservazioni, insieme alla necessità di ampliare la portata generale del codice, ha portato anche ad incorporare una serie di nuovi argomenti, vale a dire: l'introduzione di nuovi materiali (ad es. la lega EN-AW 5383); l'introduzione di ulteriori tipologie strutturali (ponti, coperture, strutture composte alluminio-calcestruzzo); l'introduzione di una nuova classe di materiale di instabilità (Classe B), intermedia tra le classi precedenti, con le corrispondenti nuove curve di instabilità per un'imperfezione iniziale

di L/1000 e di L/500) (figura 2); il miglioramento e l'aggiunta delle regole per i T-stub soggetti a trazione (figura 3); l'introduzione di nuove tipologie di connessione (FSW, Bolt channels e Screw grooves, figura 4); l'aggiunta di carichi fuori dal piano agenti su lastre ortotrope.

Tale processo ha visto anche l'aggiunta di alcuni nuovi allegati che trattano tematiche specifiche quali: ponti (Allegato S, figura 5); strutture reticolari spaziali di copertura (Allegato T, figura 6); travi composte alluminio-calcestruzzo (Allegato U, figura 7); condizioni di instabilità modificate (allegato V); determinazione dell'entità delle zone termicamente alterate (HAZ) dai test di durezza (allegato Q) e perni collegati mediante saldatura ad arco sulla punta (allegato R). Sono stati inseriti nel Codice nuovi sistemi di connessione per sfruttare le peculiarità dei prodotti in alluminio, come ad esempio la saldatura ad attrito (Friction Stir Welding FSW), un innovativo sistema di saldatura brevettato dal The Welding Institute di Cambridge (UK), che consente la realizzazione di lunghi giunti saldati senza l'uso di materiale di apporto, con un'elevata produttività e un ottimo comportamento a fatica. Sono stati inoltre introdotti giunti innovativi del tipo Bolt channels e Screw grooves per esaltare le prerogative dei profili estrusi relativamente ai problemi di giunzione. Allo stesso modo, nuovi allegati sono stati aggiunti a causa della grande rilevanza di alcune soluzioni strutturali sia nella costruzione di nuove opere che nella ristrutturazione di quelle esistenti. Tra queste, i ponti in alluminio (Allegato S) sono molto diffusi come strutture permanenti o temporanee, con significative applicazioni nel campo dei trasporti civili e militari. Allo stesso modo, le travi composte alluminio-calcestruzzo (Allegato U) sono state utilizzate con ottimi risultati nella ristrutturazione di alcuni ponti storici al fine di ridurre il carico sulle pile in muratura esistenti. Infine, uno spazio adeguato è stato riconosciuto alle strutture reticolari spaziali per la realizzazione di coperture di grande luce (Allegato T), come dimostrato da un gran numero di esempi in tutto il mondo.

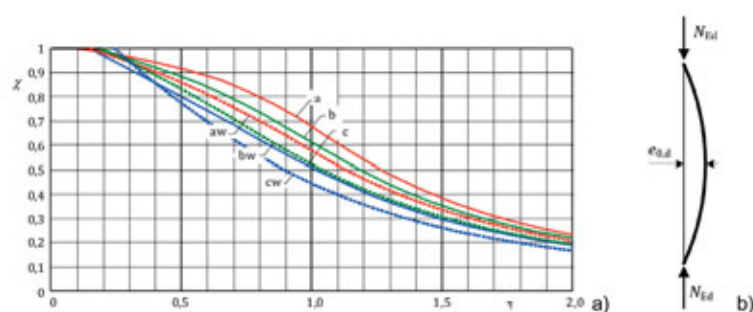


Fig. 2 - Le nuove curve di instabilità fornite nella EN 1999-1-1 (a) per aste compresse (b), definite considerando la nuova classe del materiale B e la presenza di saldature.

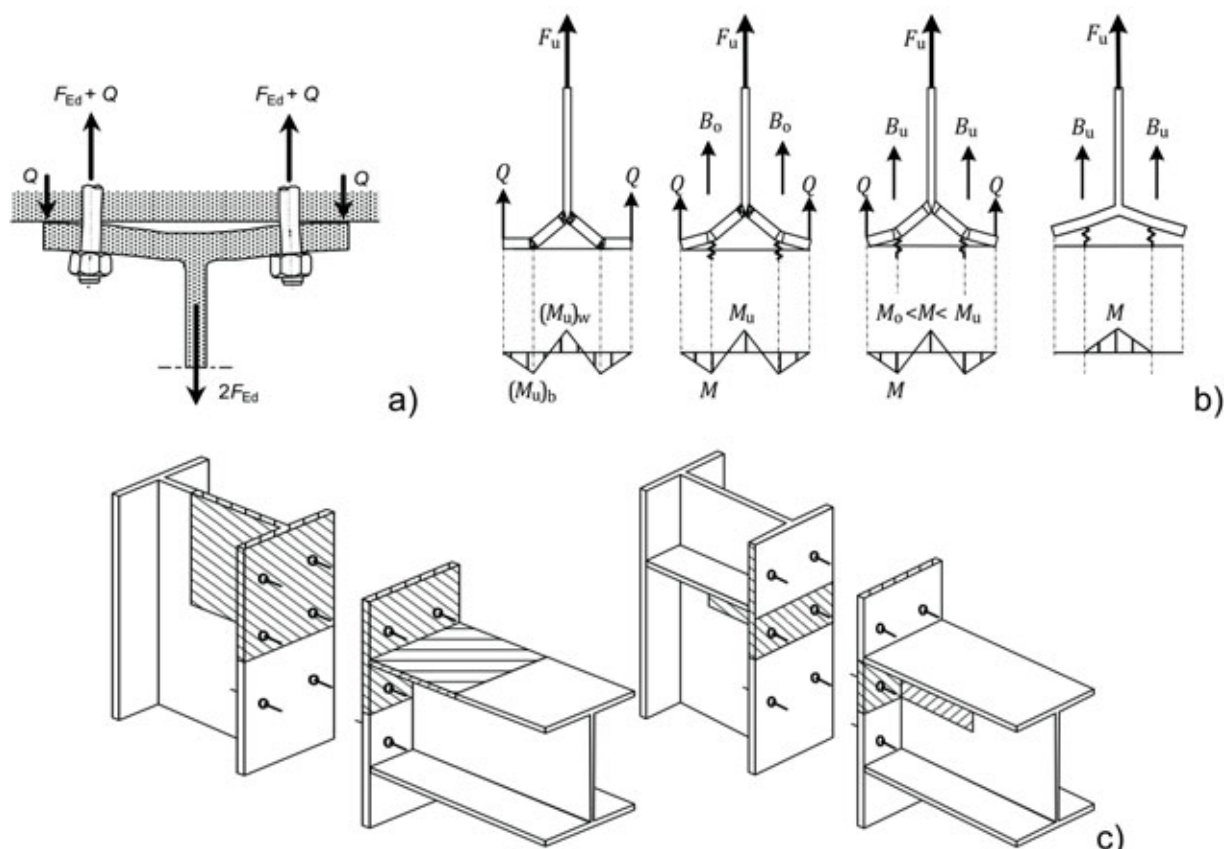


Fig. 3 - Modellazione del T-Stub secondo la EN 1999-1-1: a) T-Stub in trazione; b) meccanismi di collasso per T-Stub in trazione; c) il modello di T-Stub estratto da collegamenti reali.

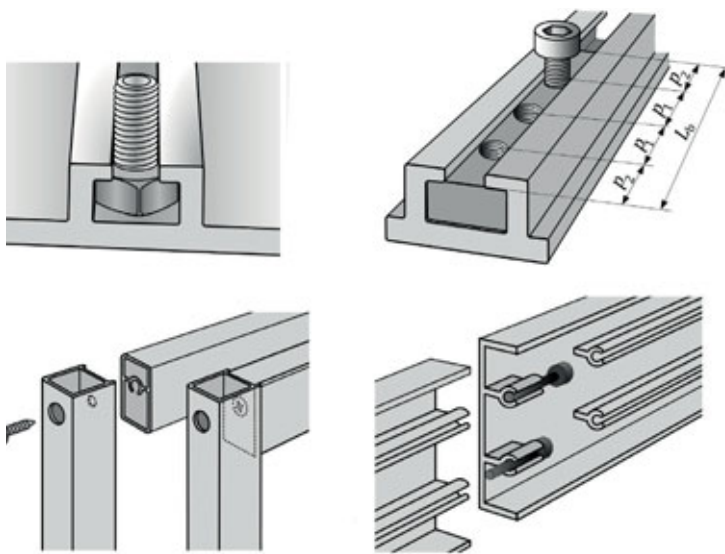


Fig. 4 - Nuovi tipi di collegamenti contemplati nella EN 1999-1-1: a) bolt-channel; b) screw-groove; c) friction-stir welding (FSW).

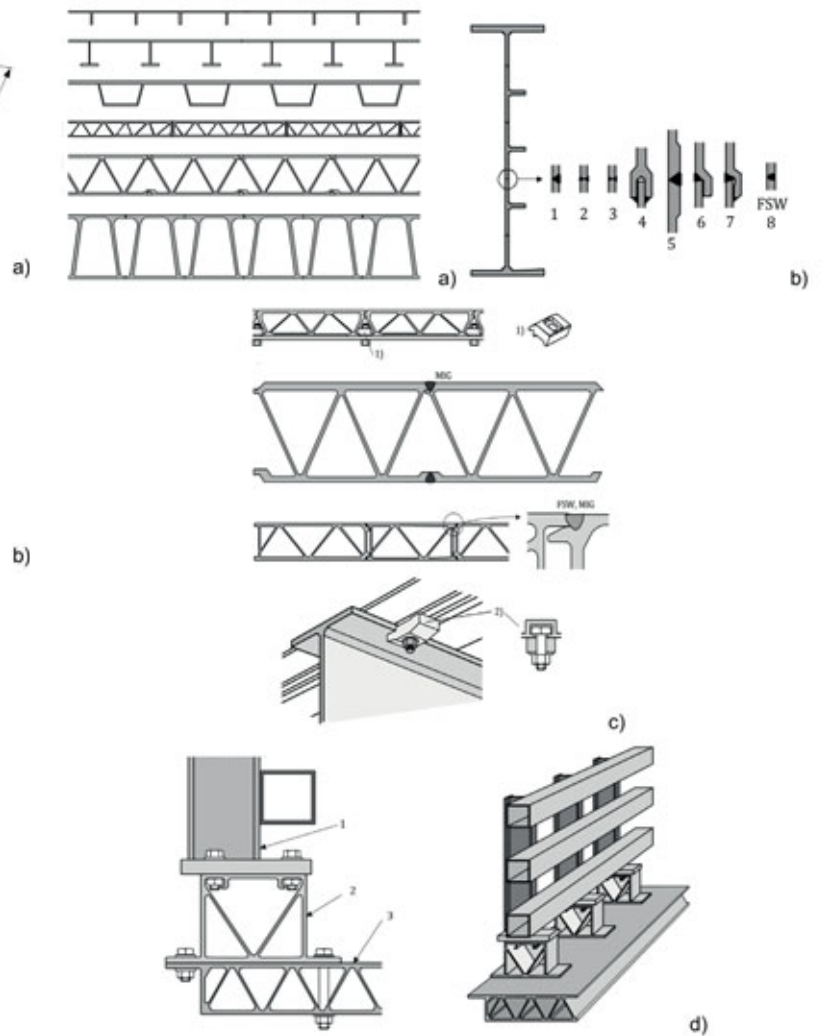
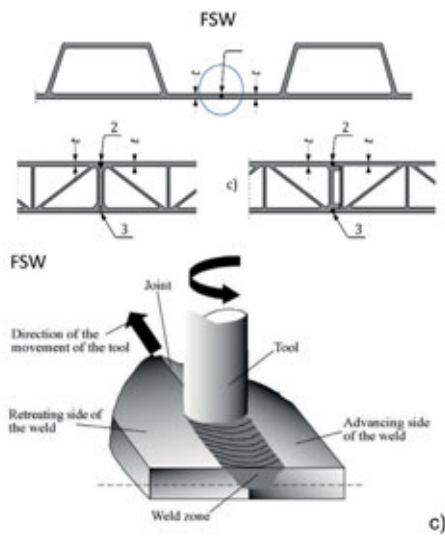


Fig. 5 - Nuovi dettagli relativi ai ponti trattati nell'Allegato S della EN 1999-1-1: a) impalcati estrusi; b) travature alte; c) dettagli delle giunzioni della sezione dell'impalcato; d) collegamento della barriera di protezione stradale con l'impalcato in alluminio.

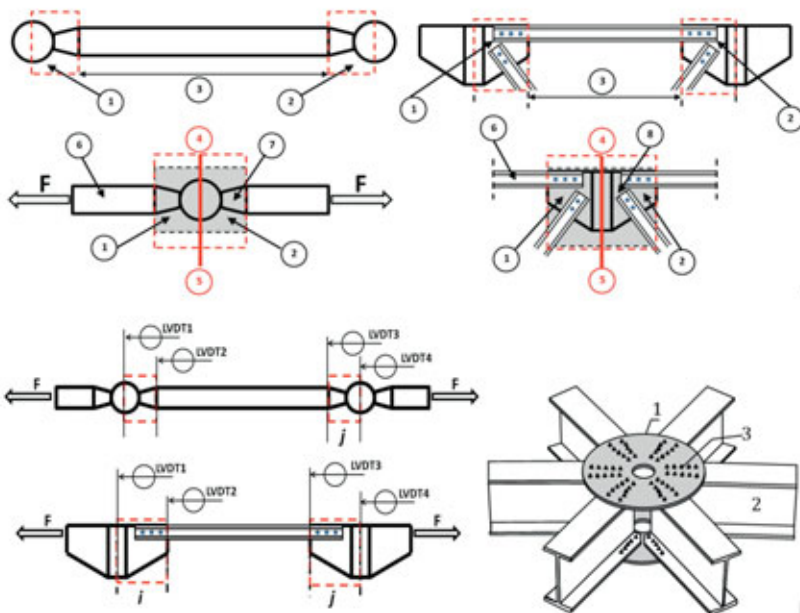


Fig. 6 - Dettagli delle strutture reticolari spaziali di copertura trattate nell'Allegato T della EN 1999-1-1: a) definizione di collegamento e unione; b) prova sperimentale su un campione completo relativo ad un'asta ed ai suoi collegamenti di estremità.

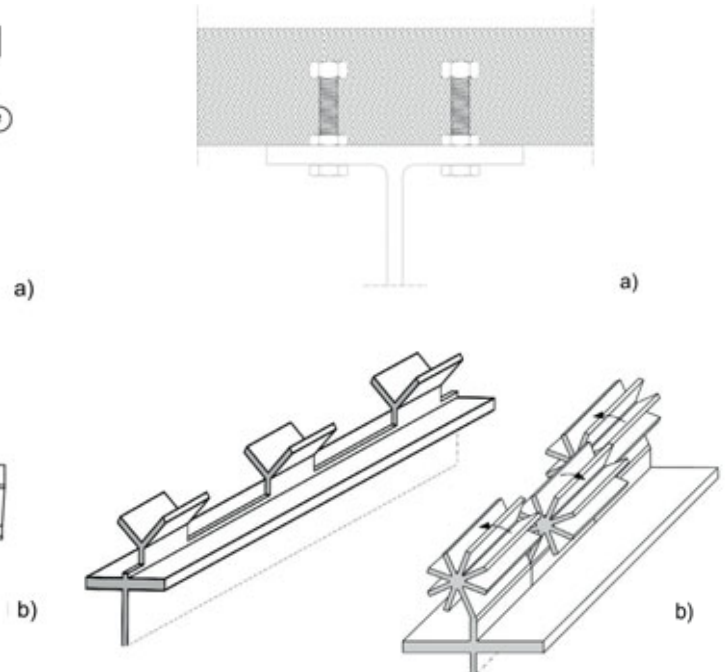


Fig. 7 - Strutture composte alluminio-calcestruzzo (Allegato U della EN 1999-1-1): a) connessione mediante bulloni; b) connettori speciali ottenuti tramite estrusione.

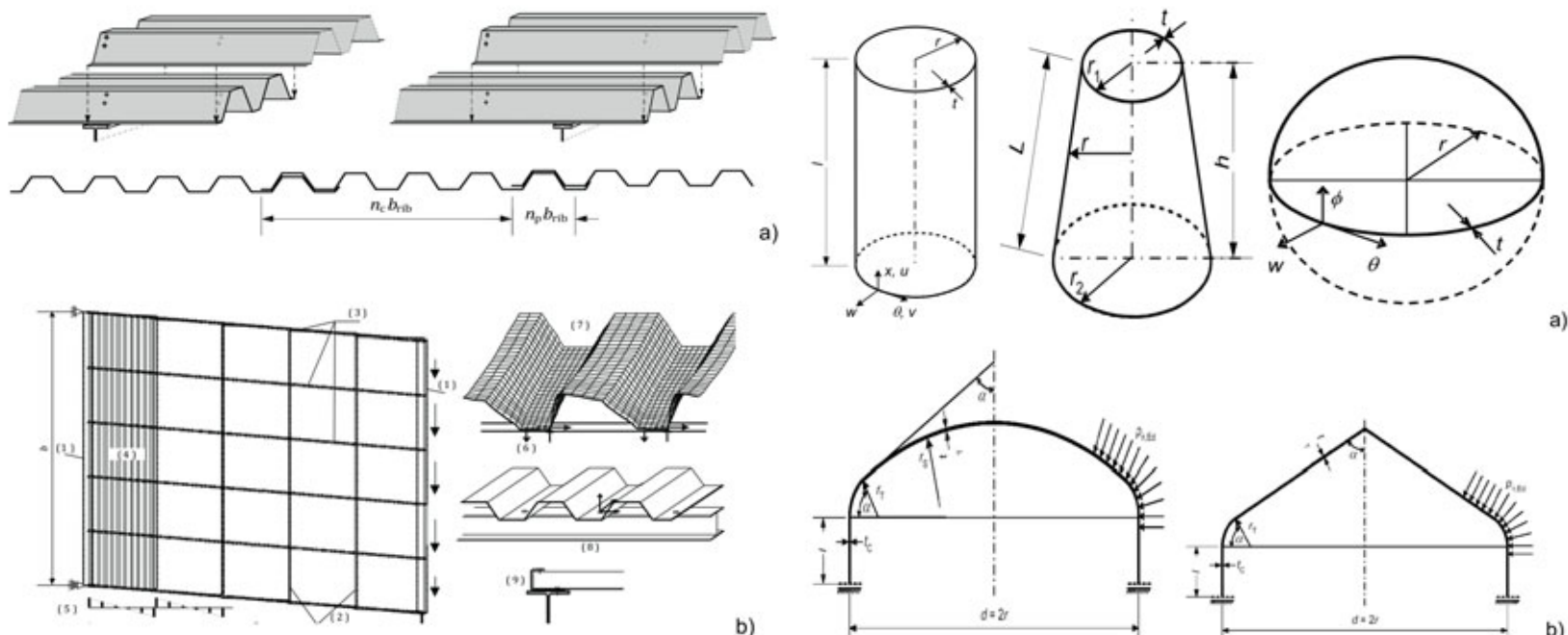


Fig. 8 - Nuovi casi trattati nella EN 1999-1-4: a) lamiere grecate con sovrapposizioni laterali; b) diaframmi all'estremità di edifici.

2.3. EN 1999-1-2 Progettazione strutturale al fuoco

Come per tutti gli Eurocodici, la Parte 1-2 dell'EC9 è dedicata alla Progettazione contro il Fuoco. Essa è stata sviluppata con il contributo del Gruppo Orizzontale Fuoco (HGF) del CEN/TC250, che ha il compito di coordinare la Parte Fuoco di tutti gli Eurocodici (EN 199x-1-2). Non sono state incluse modifiche significative nei contenuti già presenti nella EN1999-1-2, ma solo lievi cambiamenti rispetto alla vecchia versione, che includono: alcune riorganizzazioni del testo e la sua coerenza con altri Eurocodici (EN 199x-1-2 e EN 1991); il miglioramento di alcune immagini; l'aggiornamento di molti simboli in accordo con gli Eurocodici relativi ad altri materiali strutturali (EN 199x-1-2) e all'Eurocodice 1; una maggiore chiarezza e coerenza, nonché l'armonizzazione dei contenuti esistenti secondo il nuovo modello fornito dall'HGF.

2.4. EN 1999-1-3 Strutture soggette a fatica

Le principali modifiche introdotte nella Parte 1-3 relativa alla Progettazione a Fatica riguardano essenzialmente il miglioramento della chiarezza e degli scopi generali. Ciò ha portato a: una certa riorganizzazione del testo e della sua coerenza con la parte generale EN 1999-1-1; il miglioramento di alcune immagini; il miglioramento delle categorie di dettaglio per i giunti saldati a cordone d'angolo e per i giunti bullonati. Allo stesso tempo, la Friction Stir Welding è stata inclusa nei possibili tipi di collegamento, aggiungendo nuove categorie di dettagli per elementi facenti uso di FSW.

2.5. EN 1999-1-4 Lamiere strutturali formate a freddo

Insieme alla Parte 1-5, questa Parte è stata scritta per la prima volta durante la preparazione della versione EN pubblicata nel 2007. Essa copre profili strutturali sottili ampiamente utilizzati come elementi di copertura e di pannellatura, di notevole interesse per numerose applicazioni in campo civile e industriale. Non sono state apportate grandi modifiche rispetto all'Eurocodice di seconda generazione. Tra i nuovi contenuti della Parte 1-4 vi sono (figura 8): nuove regole generali per i profili formati a freddo (non unicamente lamiere grecate); nuove regole per i giunti a sovrapposizione tra le lamiere con sormonto singolo o doppio; nuove regole per lamiere trapezoidali con sovrapposizioni laterali; un chiarimento sul comportamento a diaframma all'estremità della costruzione.

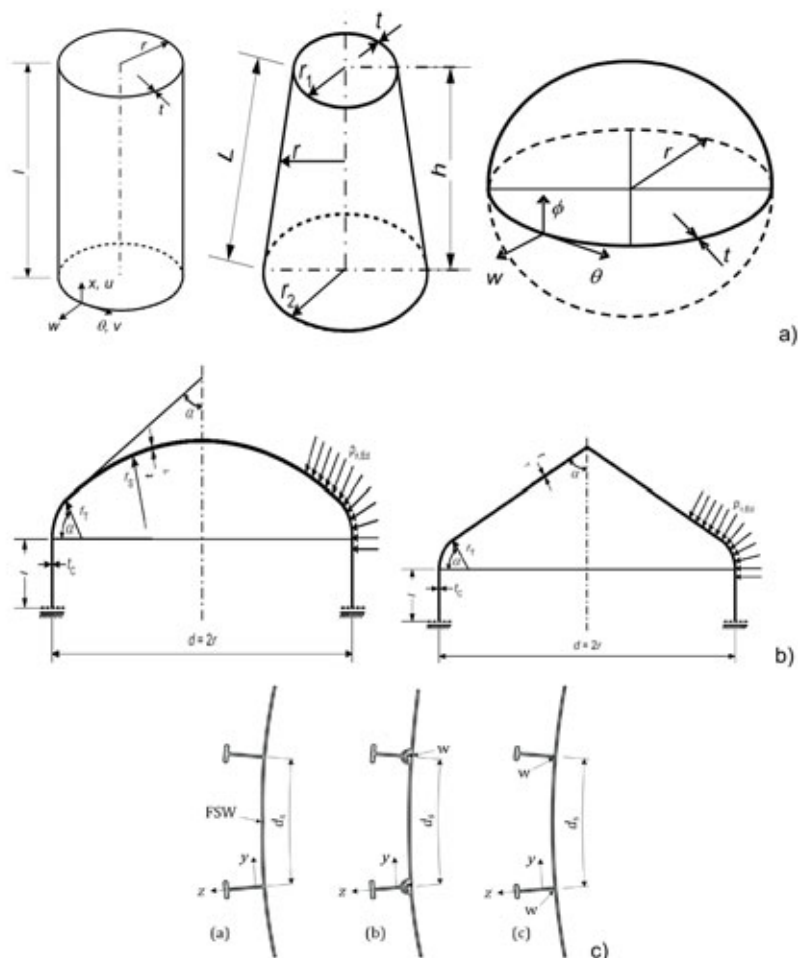


Fig. 9 - I casi trattati nella EN 1999-1-5: a) gusci cilindrici, conici e sferici; b) gusci tori-sferici and tori-conici; c) gusci irrigiditi.

2.6. EN 1999-1-5 Strutture a guscio

Questa parte tratta problematiche tipiche dell'industria dello stoccaggio (serbatoi, silos, ecc.) e dell'industria dei trasporti, oltre a coprire tipologie costruttive come condotte e tubazioni. Sono state apportate piccole modifiche all'elenco dei contenuti già inclusi nella EN 1999-1-5, mentre modifiche maggiori sono state apportate all'Allegato A che tratta le formule di instabilità per cilindri, coni e sfere (figura 9). In questo contesto, è stata introdotta una nuova formulazione più accurata per i fattori di riduzione per le imperfezioni, relativi a gusci non irrigiditi e irrigiditi sottoposti a carico assiale, pressione circonferenziale e taglio, compreso il caso di compressione assiale con pressione interna coesistente. Questo miglioramento, proposto dopo un confronto ad hoc con le corrispondenti curve di instabilità dei gusci in acciaio, ha portato ad un migliore adattamento delle curve di instabilità rispetto ai dati di riferimento disponibili, considerando anche l'aggiunta della nuova classe di materiale nella EN 1999-1-1 (classe B, intermedia tra la A e la C). Ciò ha consentito di ottenere anche una migliore coerenza con il corrispondente documento dell'EC3 dedicato alle strutture a guscio (EN 1993-1-6).

3. CONCLUSIONI

Fin dalla sua prima edizione EN nel 2007, l'Eurocodice 9 ha costituito un determinante passo in avanti nella codificazione sulle strutture in alluminio per applicazioni civili e industriali, inglobando per la prima volta in una norma accettata a livello Europeo una serie di argomenti rilevanti come gli elementi formati a freddo, le strutture a guscio, ecc. Prima della pubblicazione degli Eurocodici, l'unico documento normativo relativo alle strutture in alluminio disponibile a livello europeo erano infatti le Raccomandazioni europee ECCS per le strutture

in leghe di alluminio risalenti al 1978 [5], il cui testo, pur di per sé rilevante per il periodo in cui veniva proposto al pubblico, affrontava solo gli argomenti più significativi rispetto allo stato dell'arte dell'epoca [6], senza tuttavia coprire alcune tematiche importanti. L'attività relativa all'EC9 a livello europeo ha innescato anche un'importante azione a livello nazionale, stimolando la produzione di documenti corrispondenti, come quello sviluppato dal CNR [2]. In attuazione del Mandato CEN M/515, iniziato nel 2015, nel dicembre 2022 la bozza finale della EN 1999 di Seconda Generazione è stata approvata all'unanimità per la pubblicazione da parte degli Stati Membri Europei. La sua pubblicazione ufficiale è avvenuta nel marzo 2023 [7]. L'EC9 di

nuova generazione incarna un'ulteriore estensione nonché il perfezionamento della versione precedente, includendo tipologie strutturali aggiuntive (ponti, coperture, strutture composte alluminio-calcestruzzo, etc.), unitamente a molte altre modifiche che hanno reso il codice più efficace e facile da usare. L'insieme dei contenuti di EC9 nella sua ultima versione consente di fatto la progettazione, l'esecuzione, il collaudo e il monitoraggio di tutte le tipologie strutturali che utilizzano l'alluminio e le sue leghe [8]. Nel marzo 2023 A. Mandara è subentrato a F.M. Mazzolani nella Presidenza della Sottocommissione CEN/TC250/SC9, dando così l'avvio ad una nuova fase di "manutenzione" dell'EC9 e di esame del feedback proveniente dagli utenti.

RINGRAZIAMENTI

Gli autori desiderano ringraziare i membri della Sottocommissione CEN/TC250/SC9 per la collaborazione prestata nella stesura dell'Eurocodice 9 in tutte le sue parti. In particolare, riconoscono con gratitudine il prezioso contributo del Dr. Roald Segrov nel suo ruolo di Segretario Tecnico.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- [1] CEN/TC250, EN1999 Eurocode 9: Design of aluminium structures, giugno 2009.
- [2] CONSIGLIO NAZIONALE DELLE RICERCHE (CNR), Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Strutture di Alluminio, CNR-DT 208/2011, ROMA - CNR, novembre 2011.
- [3] Mazzolani, F.M., Höglund, T., Gitter, R., Mader, W., Design of aluminium structures - Introduction to Eurocode 9 with worked examples, European Aluminium, Brussels, 2020.
- [4] Höglund, T., Tindall, P., Designers' Guide to Eurocode 9: Design of Aluminium Structures EN 1999-1-1 and -1-4, ICE Publishing, Thomas Telford Limited, 2012
- [5] European Convention for Constructional Steelwork (ECCS), European Recommendations for Aluminium Alloy Structures, 1st Edition, 1978
- [6] Mazzolani, F.M., Aluminium Alloy Structures (2nd edition). E&FN SPON, Chapman & Hall, 1995.
- [7] CEN/TC250, EN1999 Eurocode 9: Design of aluminium structures, marzo 2023.
- [8] Mandara, A., Mazzolani, F.M., La seconda generazione dell'Eurocodice 9 (EN 1999 - "Aluminium Structures"). Ingenio#Costruire, agosto 2023 (on line su <https://www.ingenio-web.it/articoli/la-seconda-generazione-dell-eurocodice-9-en-1999-aluminium-structures>).
- [9] Mazzolani, F.M., Mandara, A., The Second Generation Eurocode 9, Eng. Proc. 2023, 43, 21. Atti della 15a International Aluminium Conference, Québec, QC, Canada, 11-13 ottobre 2023, <https://doi.org/10.3390/engproc2023043021>.



FEDERICO M. MAZZOLANI

Professore Emerito di Tecnica delle Costruzioni presso l'Università di Napoli "Federico II". Già Presidente della Scuola di Dottorato di Ingegneria Civile e del Master internazionale "Design of Steel Structures", presso l'Università di Napoli "Federico II". Ha ricevuto due Lauree Honoris Causa presso le Università di Bucarest e di Timisoara, oltre a vari premi nazionali e internazionali per la ricerca e la progettazione. Presidente di Commissioni normative europee e nazionali e membro della Canadian Standard Association. Presidente delle serie di Congressi internazionali STESSA, PROHITECH, EUROSTEEL, INALCO, STEEL & STRUCTURES. Coordinatore di progetti internazionali, tra i quali PROHITECH, SIJLAB, REHICO e COST C26, riguardanti strutture di acciaio e alluminio, ingegneria sismica e restauro strutturale. Autore di oltre 1200 pubblicazioni, di cui circa 50 monografie e 36 libri.



ALBERTO MANDARA

Professore ordinario di Tecnica delle Costruzioni presso l'Università della Campania 'L. Vanvitelli', dove è titolare degli insegnamenti di "Strutture in acciaio" e "Progetto e riabilitazione delle strutture". Chairman della Commissione CEN - TC 250/SC9 "Aluminium Structures", Chairman della Commissione UNI/CT 021/ SC9 "Strutture di alluminio", Membro della Commissione UNI/CT 021 Ingegneria strutturale. Autore di oltre 250 lavori scientifici e coordinatore di progetti di ricerca riguardanti: Strutture metalliche (acciaio e alluminio); Strutture metalliche spaziali e a guscio; Riabilitazione, consolidamento e protezione sismica degli edifici; Controllo passivo, attivo e semi-attivo delle strutture; Collasso progressivo.

NUOVO REGOLAMENTO PRODOTTI DA COSTRUZIONE

Ing. Dario Agalbato*

INTRODUZIONE

Il Regolamento Prodotti da Costruzione (Regolamento (UE) N. 305/2011, CPR305) è pienamente operativo dal 1° luglio 2013. Il suo obiettivo è raggiungere il corretto funzionamento del mercato interno tramite le norme armonizzate dei prodotti per le costruzioni con la loro libera commercializzazione nell'UE.

Il CPR305, mette a disposizione una *lingua tecnica comune* (Common Technical Language) per valutare la prestazione dei prodotti da costruzione e consente agli Stati membri di definire i requisiti giuridici relativi alle opere di costruzione, in Italia le NTC 2018 (figura 1).

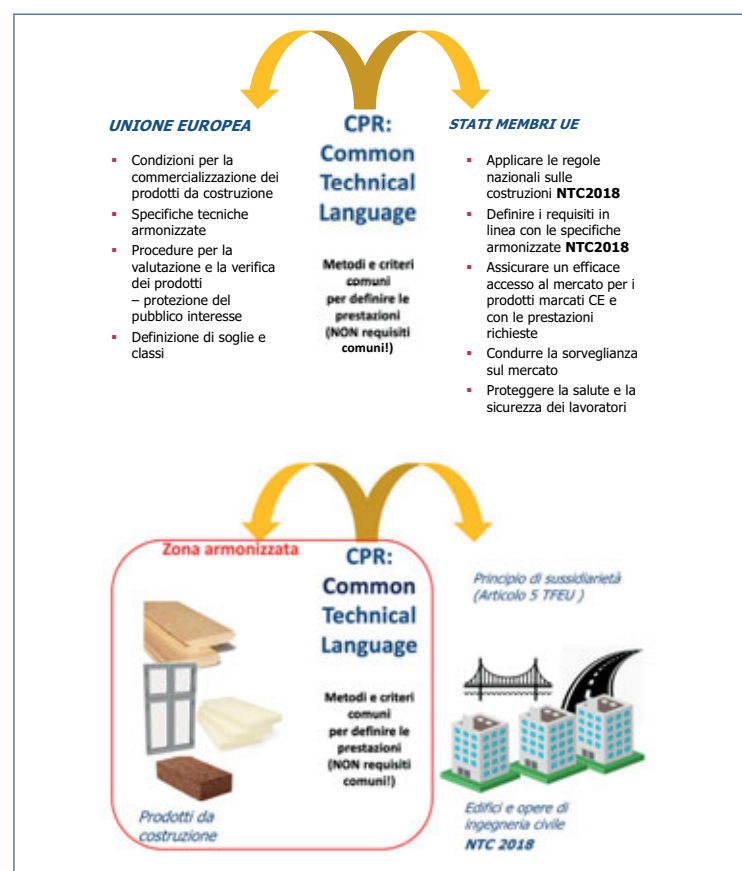


Fig. 1 – CPR – Common Technical Language

Il CPR305 differisce da altri atti legislativi dell'UE –per esempio il Regolamento macchine– poiché si limita ad armonizzare i metodi di valutazione delle prestazioni dei prodotti da costruzione senza stabilire requisiti a livello UE per tali prodotti. Richiede quindi norme armoniz-

zate che consentano di esprimere la prestazione dei prodotti in relazione alle loro caratteristiche essenziali e questo costituisce il “common technical language” dei prodotti da costruzione. Altra caratteristica unica del CPR è che oltre alle norme armonizzate è disponibile un altro strumento di valutazione delle prestazioni dei prodotti chiamato EAD (European Assessment Document) tramite il quale i prodotti possono avere una specifica tecnica “su misura” detta ETA (European Technical Assessment) per definire le loro caratteristiche essenziali. Questo è un sistema messo a punto per consentire a prodotti sotto brevetto o innovativi di avere una libera circolazione nell'Unione.

Il CPR305, purtroppo, ha dimostrato di non essere in grado di realizzare alcuni dei suoi obiettivi, in particolare quello relativo alla predisposizione di norme armonizzate coerenti con lo stesso CPR305 ed un completo adeguamento al Green Deal europeo. Inoltre l'evoluzione tecnologica ha reso necessaria una revisione delle modalità di fornitura dei documenti di accompagnamento dei prodotti. Infine le prestazioni degli organismi notificati non sono state all'altezza delle aspettative, infatti sono state evidenziate debolezze del sistema di qualificazione, acuitizzate dalla Brexit, come l'uso di società collegate prive di competenza e delle risorse necessarie con il ricorso a personale e risorse della casa madre. Queste debolezze, sostenute da un'accurata analisi del settore effettuata con un grande numero di interviste e questionari, hanno fornito alla Commissione gli elementi per formulare una proposta di nuovo CPR (NCPR) che è stata pubblicata il 30 marzo 2022. Essa è stata sottoposta ai Parlamenti degli Stati membri che non hanno espresso obiezioni. Quindi è stata oggetto di una inchiesta pubblica che ha generato quasi 300 commenti e poi discussioni nelle commissioni parlamentari UE che hanno proposto circa 500 emendamenti. Il passo finale è stato quello del cosiddetto *trilogo*, che nel contesto della procedura legislativa ordinaria dell'Unione Europea è un negoziato inter-istituzionale informale che riunisce rappresentanti del Parlamento europeo, del Consiglio dell'U-

Sulle norme armonizzate la Commissione ha messo in luce: il processo di standardizzazione alla base del CPR ha avuto risultati insufficienti. Negli ultimi anni, i progetti di norme armonizzate sviluppati dalle organizzazioni europee di normazione (CEN e CENELEC) raramente sono stati citati nella Gazzetta ufficiale della UE, principalmente a causa di carenze giuridiche. La mancata citazione di norme armonizzate aggiornate per i prodotti da costruzione è un fattore chiave che compromette il buon funzionamento del mercato unico, creando barriere commerciali, costi aggiuntivi e oneri amministrativi per gli operatori economici. Inoltre, le norme armonizzate obsolete non sempre sono rilevanti per il mercato, poiché il processo non riesce a tenere il passo con gli sviluppi del settore.

Documento di accompagnamento della proposta di nuovo CPR

*Corresponding author. Email: agalbato.dario@gmail.com

N.B.: Il testo del nuovo CPR è disponibile solo in inglese e la traduzione in italiano è ancora in corso. La terminologia, benché tradotta con accuratezza, potrebbe essere differente dal testo di legge finale pubblicato in Gazzetta ufficiale dell'Unione europea

nione europea e della Commissione UE. Esso ha portato ad un testo consolidato di *compromesso* approvato dal Parlamento in riunione plenaria il 10 aprile 2024. Tuttavia a seguito di questa approvazione è stata avviata una procedura di *corrigendum* che ritarderà la pubblicazione finale in Gazzetta Ufficiale della UE. Questa procedura serve a garantire la completa coerenza linguistica – che in effetti è carente nel testo approvato – ma richiederà un altro voto al Parlamento europeo in autunno 2024, oltre all’approvazione finale del Consiglio si prevede pertanto che l’NCPR possa essere disponibile in GUUE a dicembre 2024. L’NCPR si allinea con gli altri regolamenti europei in particolare con l’ESPR, il regolamento *ecodesign* che renderà operative, tramite specifici atti delegati, le specifiche di progettazione ecocompatibile dei prodotti sostenibili e con le altre disposizioni ed obiettivi della UE relativi al rispetto ambientale.

In sintesi le novità dell’NCPR sono:

- una parte della terminologia e delle definizioni è stata aggiornata per allinearla ad altre disposizioni di legge europee (direttive e regolamenti) oppure per differenziarla dal CPR305 in modo da non creare confusione;
- viene introdotto il concetto di “zona armonizzata”, corrispondente all’area regolamentata a livello comunitario, in contrapposizione agli elementi che restano di competenza degli Stati membri. Non è una innovazione, ma fa chiarezza sul confine tra compiti della Commissione e degli Stati membri (figura 1);
- aumentano i poteri della Commissione che potrà in casi particolari emettere in forma di atti delegati le norme che il CEN non riesce a produrre nei tempi concordati ed adeguare l’allegato I dell’NCPR per tenere conto di nuovi rischi ed aspetti ambientali. Inoltre la Commissione, tramite atti delegati potrà definire requisiti ambientali, climatici, funzionali, di sicurezza e di informazione per i prodotti;
- la Commissione potrà inoltre elaborare, mediante atti delegati, Requisiti di sostenibilità dei prodotti da costruzione per gli appalti pubblici verdi (in sintonia con il Green Public Procurement);
- viene istituito il Comitato per i prodotti da costruzione che sostituisce il Comitato permanente per le costruzioni e formalizzato il Comitato CPR Acquis. Vengono definiti i compiti di questi comitati e dei gruppi di esperti;
- vengono inclusi i prodotti da stampa 3D, i prodotti rifabbricati ed i prodotti usati (nell’ottica del riuso);
- i prodotti potranno essere chiamati a **rispettare sia prestazioni ambientali, climatiche e di sicurezza in relazione alle loro caratteristiche essenziali, sia requisiti ambientali, climatici, funzionali e di sicurezza e di informazione definiti dalla Commissione, la dichiarazione di prestazioni quindi diventa dichiarazione di prestazioni e di conformità (DoPC)**;
- viene istituito il **passaporto digitale del prodotto** –allineato a quello previsto nell’ESPR, Regolamento Ecodesign– che consentirà grazie ad un codice a barre o QR code di avere on-line, tramite un sistema di banca dati europea, la DoPC, le istruzioni d’uso e di sicurezza senza che sia necessario richiedere tali documenti al fabbricante;
- si richiede ai fabbricanti di produrre prodotti e imballaggi in modo tale che la loro sostenibilità ambientale e climatica complessive raggiungano il livello più avanzato;
- la Commissione potrà istituire un **nuovo portale per i reclami o segnalazioni** su possibili violazioni del regolamento ed un sistema di informazione sull’interpretazione l’applicazione dell’NCPR oltre ad una banca dati sui prodotti da costruzione per facilitare l’accesso alle informazioni sui prodotti, eventualmente basato sui passaporti digitali dei prodotti;
- vengono modificate le disposizioni sui punti di contatto nazionali (in Italia MIMIT, ex MiSE) per garantire un migliore sostegno agli

operatori economici;

- per la vigilanza del mercato la Commissione potrà stabilire un numero minimo di controlli che devono essere eseguiti dalle autorità di vigilanza del mercato di ciascuno Stato membro;
- il testo dell’NCPR ed il nuovo allegato V (criteri di controllo) rendono più stringenti le modalità di qualifica e cambiano parzialmente l’operatività ed i compiti degli organismi notificati;
- come allineamento alle disposizioni dell’ESPR (che non coprirà i prodotti da costruzione e pertanto i suoi principi sono riportati nell’NCPR) si richiede ai fabbricanti di:
 - dare la **preferenza ai materiali ottenuti da riciclo e recupero**,
 - prevenire l’obsolescenza prematura dei prodotti,
 - progettare prodotti in modo tale che possano essere facilmente riparati, rinnovati e aggiornati,
 - rendere disponibili istruzioni per l’uso e informazioni su come riparare i prodotti,
 - rendere disponibili i pezzi di ricambio per 10 anni dopo l’immissione sul mercato dell’ultimo prodotto del rispettivo tipo,
 - **progettare i prodotti in modo tale da facilitare il riutilizzo, la rifabbricazione e il recupero e riciclo**,
 - rendere disponibili istruzioni per l’uso e informazioni su come rifabbricare o riciclare i prodotti e qualsiasi informazione aggiuntiva necessaria per il riutilizzo, la rifabbricazione o il riciclo,
 - accettare di riacquistare la proprietà dei prodotti in eccedenza e invenduti.

Non cambiano sostanzialmente i compiti di fabbricanti, distributori, importatori e rappresentanti autorizzati stabiliti nell’Unione, tuttavia un fabbricante estero dovrà avere una sede legale nella UE oppure incaricare un rappresentante autorizzato il quale non potrà essere incaricato di redigere la documentazione tecnica del prodotto, compito che spetta sempre al fabbricante.

Queste novità non hanno tutte lo stesso impatto sul mondo dell’acciaio, per esempio quella sugli imballaggi non è applicabile, ma in ogni caso ci sono una serie di adeguamenti sia documentali che di sostanza, come il rispetto dei requisiti ambientali sia dei materiali di base che dei prodotti da costruzione immessi sul mercato.

CAMPO DI APPLICAZIONE E NUOVE DEFINIZIONI

Entrano nell’NCPR i prodotti usati nell’ottica dell’economia circolare, le parti fondamentali dei prodotti, i prodotti consegnati come parte di un servizio (inclusa la produzione *in situ*), la stampa 3D dei prodotti ed infine le parti o materiali destinati a essere utilizzati come prodotti, se il produttore delle parti o dei materiali lo desidera.

Restano esclusi gli ascensori e quindi anche i loro elementi strutturali come i loro castelletti che non siano collaboranti con la struttura dell’edificio, oltre a quei prodotti che sono conformi alla direttiva sull’acqua potabile. Sembrerebbe però che le opere civili relative agli acquedotti siano incluse nell’NCPR.

Se nel CPR305 la prestazione del prodotto da costruzione doveva incidere sulla prestazione delle opere di costruzione rispetto ai requisiti di base delle opere stesse, ora la nuova definizione è molto più generale e recita: «prodotto da costruzione è qualsiasi elemento fisico formato o informe, compresi i prodotti da stampa 3D, o un kit immesso sul mercato, anche mediante fornitura al cantiere, per essere incorporato in modo permanente in opere di costruzione o parti di esse con l’eccezione degli elementi necessariamente integrati in un kit o in un altro prodotto da costruzione prima di essere incorporati in modo permanente nelle opere di costruzione.» L’NCPR precisa anche che «permanente significa che è destinato a rimanere nell’opera di costruzione o in parti di essa dopo il completamento del processo di costruzione o ristrutturazione».

Ma c'è di più, vengono definite le **parti fondamentali**, cioè la parte utilizzata come **componente o pezzo di ricambio** per un prodotto e che è stata indicata da una specifica tecnica armonizzata come essenziale per la caratterizzazione, la sicurezza o la prestazione di un prodotto. Infine vale la pena ricordare che il "prodotto tipo" è il «modello astratto dei singoli prodotti, determinato dall'uso previsto e da un insieme di caratteristiche che escludono qualsiasi variazione per quanto riguarda le prestazioni o il rispetto dei requisiti del prodotto stabiliti nell'NCPR o in conformità ad esso. **Pur essendo identici, anche i prodotti di produttori diversi appartengono a tipi di prodotto diversi**». Nel CPR305 il prodotto tipo era «l'insieme di livelli o classi di prestazione rappresentativi di un prodotto da costruzione, in relazione alle sue caratteristiche essenziali, fabbricato utilizzando una data combinazione di materie prime o di altri elementi in uno specifico processo di produzione». Questa definizione lasciava aperta la possibilità di avere un solo prodotto tipo per due fabbricanti diversi, cosa che ora è esplicitamente proibita. Resta l'**esclusione dagli obblighi dell'NCPR dei prodotti destinati alla «conservazione del patrimonio e in un processo non in serie, per adeguato restauro di opere di costruzione ufficialmente protette come parte di un ambiente designato o per il loro particolare valore architettonico o storico, nel rispetto delle norme nazionali applicabili»** così come possono essere esclusi i **prodotti "su misura del cliente"** tra i quali potrebbero rientrare specifici elementi di carpenteria metallica se «il prodotto è fabbricato individualmente o su misura e soddisfa tutte le seguenti condizioni:

- i. è fabbricato utilizzando un processo non di serie;
- ii. è prodotto in risposta ad un ordine specifico;
- iii. è installato in un'unica ed identificata opera di costruzione da un produttore che è anche responsabile dell'incorporazione sicura del prodotto nell'opera di costruzione;
- iv. è conforme alle norme nazionali applicabili e sotto la supervisione dei responsabili, ai sensi delle norme nazionali applicabili, della costruzione in sicurezza dell'opere specificata.»

Per "processo non in serie" si intende «un processo che non è né prevalentemente automatizzato né consente la produzione con tecniche di catena di montaggio, né ripetuto molto frequentemente in relazione al volume di produzione da parte dell'operatore economico interessato». Infine è prevista una procedura particolare secondo la quale gli Stati membri della UE sono autorizzati a esentare dall'applicazione dell'NCPR i prodotti che sono immessi sul mercato nelle regioni più periferiche (*outermost regions*) dell'Unione europea. Gli Stati membri notificano alla Commissione europea e agli altri Stati membri i regolamenti che prevedono tali esenzioni. Questi prodotti non devono portare la marcatura CE e non si considerano immessi sul mercato interno UE ai sensi dell'NCPR.

L'Italia è un paese periferico della UE? Se sì, questa disposizione potrebbe applicarsi anche da noi.

LE COSTRUZIONI E L'AMBIENTE

Il settore delle costruzioni impiega nella UE 25 milioni di persone e comprende circa 5,3 milioni di imprese, il 99% delle quali sono piccole e medie (con una media di 4,7 lavoratori per azienda). Il settore rappresenta quasi il 10 % del Prodotto interno lordo dell'UE. Sono circa 430.000 le aziende attive nell'industria dei prodotti da costruzione con un fatturato annuo di 800 miliardi di euro e un valore aggiunto lordo di 240 miliardi di euro.

Nel complesso la costruzione, l'uso e il funzionamento degli edifici e delle costruzioni rappresentano il 40% del consumo energetico totale e il 36% delle emissioni di gas serra nell'UE. In un anno il settore utilizza in media 1,6 miliardi di tonnellate di materiali e la loro produzione comporta l'emissione di 250 milioni di tonnellate di CO₂. La fase di

costruzione rappresenta circa la metà dell'impronta di CO₂ di un edificio nel suo ciclo di vita.

I rifiuti provenienti dalla costruzione e soprattutto dalla demolizione rappresentano il più grande flusso nell'UE, pari ad oltre un terzo di tutti i rifiuti prodotti nell'UE. I tassi di riutilizzo e riciclaggio attualmente variano considerevolmente all'interno dell'UE e, sebbene siano generalmente elevati (nella media circa il 70%), il recupero si basa ancora principalmente su operazioni di bassa qualità tecnologica di stoccaggio in discariche o di recupero come aggregati riciclati nei sottofondi stradali e nei conglomerati in genere.

Progettare per la durata e lo smontaggio, migliorare l'efficienza dei materiali e ridurre i rifiuti nella costruzione sono alcuni dei modi possibili per ridurre le emissioni e nel complesso l'impatto ambientale delle opere di costruzione che l'NCPR prende in considerazione.

Nel 2020 la Commissione europea ha pubblicato un documento dall'originale titolo di «Un'ondata di ristrutturazioni per l'Europa: invertire gli edifici, creare posti di lavoro e migliorare la vita» che ha dato vita alla Direttiva (UE) 2024/1275 del 24 aprile 2024 sulla prestazione energetica nell'edilizia (già pubblicata in Gazzette ufficiale della UE). Questa direttiva «promuove il miglioramento della prestazione energetica degli edifici e la riduzione delle emissioni dei gas a effetto serra provenienti dagli edifici per conseguire un parco immobiliare a emissioni zero entro il 2050» e chiede che «ogni Stato membro stabilisca un piano nazionale per garantire la ristrutturazione del parco nazionale di edifici residenziali e non residenziali, sia pubblici che privati, al fine di ottenere un parco immobiliare decarbonizzato e ad alta efficienza energetica entro il 2050, allo scopo di trasformare gli edifici esistenti in edifici a emissioni zero», cioè in edifici ad «altissima prestazione energetica con un fabbisogno di energia pari a zero o molto basso, che produce zero emissioni in loco di carbonio da combustibili fossili e un quantitativo pari a zero, o molto basso, di emissioni operative di gas a effetto serra». È evidente che l'NCPR costituirà la base per caratterizzare i materiali ed i prodotti anche per tale transizione e che anche questi dovranno poter essere scelti sulla base della loro prestazione energetica ed ambientale ed in certi casi anche rispettare requisiti minimi di tali prestazioni.

LA SITUAZIONE ESISTENTE

Grazie alla direttiva 89/106 sui prodotti da costruzione (CPD), restata in vigore per oltre 20 anni, la commercializzazione dei prodotti da costruzione sul mercato interno della UE è divenuta sempre più facile e le caratteristiche dei prodotti da costruzioni si sono a mano a mano standardizzate grazie alle circa 500 norme armonizzate e di supporto messe a punto del CEN per il settore dell'edilizia. Con il CPR305, che ha abrogato la direttiva CPD, si sono definiti con maggiore incisività i compiti degli Stati membri della UE, della Commissione e anche degli Organismi notificati il cui lavoro è quello di sostenere con una certificazione la dichiarazione di prestazioni con la quale il fabbricante di assume la responsabilità delle caratteristiche essenziali dichiarate del prodotto. Lo stesso CPR305 chiarisce che gli Stati membri possono stabilire requisiti per l'uso dei prodotti da costruzione utilizzando la struttura armonizzata creata dal regolamento stesso. Ad esempio, gli Stati membri possono specificare, per un uso particolare, un determinato requisito di prestazione basato su una norma armonizzata. Mentre altri possono non chiederne il rispetto nel proprio territorio, garantendo con questo le diversità delle esigenze dei vari Stati pur nell'unità del mercato.

Gli stati membri però non possono aggiungere elementi non coperti dalla norma o richiedere che una determinata prestazione sia verificata con mezzi diversi da quelli stabiliti dalla norma. Su questo punto anche la Corte di giustizia europea ha confermato che uno stato membro non può esigere una prestazione supplementare anche se esistente nell'or-

dinamento legislativo nazionale ed è l'ordinamento nazionale che va adeguato al CPR305.

Un'altra sentenza della Corte di giustizia stabilisce chiaramente che le norme armonizzate sono elementi della legislazione europea e che quindi il loro rispetto è obbligatorio.

Questa importante sentenza ha aperto un dibattito tra Commissione e CEN relativamente alle volontarietà delle norme che solo in parte di-

I pali di illuminazione a bordo strada

In Italia i pali sono sempre protetti da guardrail mentre nei paesi nordici non hanno questa protezione, devono quindi avere, in caso di impatto di un veicolo, un comportamento tale da non cadere sopra il veicolo stesso danneggiandolo o ferendo gli occupanti (il cosiddetto "soft pole").

La norma prevede questa caratteristica essenziale dei pali di illuminazione ma essa è richiesta solo in alcuni paesi e ovviamente non in Italia.

verrebbero obbligatorie per l'attuazione del CPR305 e questo ha di fatto bloccato tutto il processo di messa a punto delle norme in conformità al CPR305. Ne risulta che negli ultimi 10 anni solo una decina di norme sono state armonizzate lasciando il settore delle costruzioni regolato da norme in parte obsolete e conformi alla vecchia direttiva CPD.

LE NORME ARMONIZZATE

Ma che succede con l'NCPR alle norme armonizzate? Per cominciare il loro rispetto diventa obbligatorio in modo chiaro ed esplicito, allineando l'NCPR alla citata sentenza della Corte di Giustizia europea che sancisce che le norme armonizzate sono parte della legislazione e la legislazione è obbligatoria per definizione.

L'articolo 3 dell'NCPR indica come obbligatorie le norme armonizzate nella loro stessa definizione «"specifiche tecniche armonizzate": [sono] le norme armonizzate di prestazione che [...] sono state rese obbligatorie ai fini dell'applicazione del presente regolamento, nonché gli atti di esecuzione [...] e gli atti delegati adottati [dalla Commissione]». L'obbligatorietà viene ripresa all'articolo 4 paragrafo 1 che recita: «Le modalità e i criteri per valutare la prestazione di un prodotto rispetto alle sue caratteristiche essenziali sono stabiliti in norme armonizzate rese obbligatorie mediante atti di esecuzione» della Commissione.

Gli atti di esecuzione e gli atti delegati qui menzionati sono quei "decreti" emessi dalla Commissione per individuare requisiti di sicurezza

Pannelli stradali antirumore

Quando è stata scritta la norma relativa, che è stata armonizzata sotto la CPD, i pannelli erano tutti opachi, senza aperture o finestrate. La modalità di applicazione del carico nel corso della prova non è più coerente con i nuovi pannelli finestrati e risulta di fatto non più eseguibile. Il blocco dell'aggiornamento della normativa EN 14388 non consente di sottoporre a prova i pannelli antirumore di nuova generazione e di marcarli CE.

o ambientali per specifici gruppi di prodotti ed anche quelle norme armonizzate emesse direttamente dalla Commissione quando gli enti normatori non sono in grado di produrre le norme nei tempi previsti nello *Standardisation request*.

Le specifiche tecniche armonizzate assieme all'NCPR costituiscono la "zona armonizzata", cioè quell'area del diritto in cui il diritto dell'Unione ha prevalenza sulle disposizioni nazionali sui prodotti da costruzione. Gli Stati membri sono obbligati a rispettare la zona armonizzata e non possono vietare né impedire la circolazione e l'uso dei prodotti

quando sono conformi alla specifica tecnica ed all'NCPR. Gli Stati membri non possono quindi «stabilire caratteristiche essenziali e relativi metodi di valutazione o requisiti inerenti al prodotto diversi da quelli stabiliti nelle specifiche tecniche armonizzate.»

Inoltre gli Stati membri della UE devono registrare presso lo Sportello Digitale Unico tutte le leggi, i regolamenti e le misure amministrative nazionali relative ai prodotti da costruzione sul loro territorio coperti dalla zona armonizzata. Lo Sportello Digitale Unico è stato istituito con il regolamento (UE)2018/1724 come sistema di accesso a informazioni, procedure e servizi di assistenza e di risoluzione dei problemi. Va notato che gli EAD (European Assessment Documents) che secondo il CPR305 costituivano assieme alle norme armonizzate le "specifiche tecniche armonizzate", escono da tale definizione e pertanto non fanno parte della zona armonizzata. Come indicato nel considerando (62) dell'NCPR «poiché non si tratta di atti di applicabilità generale ma del primo passo di un procedimento amministrativo in due fasi che porta alla marcatura CE, i documenti di valutazione europea non dovrebbero qualificarsi come specifiche tecniche armonizzate.» Questa decisione è stata presa per fare chiarezza nell'ambito di applicazione degli EAD e degli ETA che da essi discendono, che sono moltissimi e spesso sovrapposti e sono stati, nella maggioranza dei casi, predisposti senza la necessaria trasparenza e rappresentatività prevista dai comitati CEN/CENELEC per la realizzazione delle norme.

Come conseguenza, laddove c'è un ETA dipendente da un EAD su uno specifico prodotto, lo Stato membro può imporre specificazioni tecniche o metodi di prova in contrasto con esso. Questo rende l'EAD/ETA meno appetibile perché non garantisce la completa apertura del mercato interno per i prodotti dotati di ETA.

TEMPI DI ATTUAZIONE

L'NCPR non abroga immediatamente il CPR305 ma lo fa con gradualità, consentendo alle norme armonizzate di passare appena possibile sotto l'NCPR. Si ritiene che il percorso di completamento delle norme conformi all'NCPR possa durare fino a 15 anni, ma per alcune categorie di prodotti il passaggio sarà più breve, in particolare per l'acciaio la norma dovrebbe essere armonizzata sotto il CPR305 entro la fine del 2025 e questo le consentirà di potere essere quasi immediatamente armonizzata sotto l'NCPR (figura 2).

I tempi di attuazione dell'NCPR dipenderanno quindi dalle norme armonizzate e, a mano a mano che queste passeranno sotto l'NCPR, esso si applicherà interamente per quei prodotti oggetto di quelle norme.

IL NUOVO ALLEGATO I – REQUISITI DI BASE DELLE OPERE DI COSTRUZIONE

Sia il CPR305 che l'NCPR partono dal presupposto, riportato nel loro

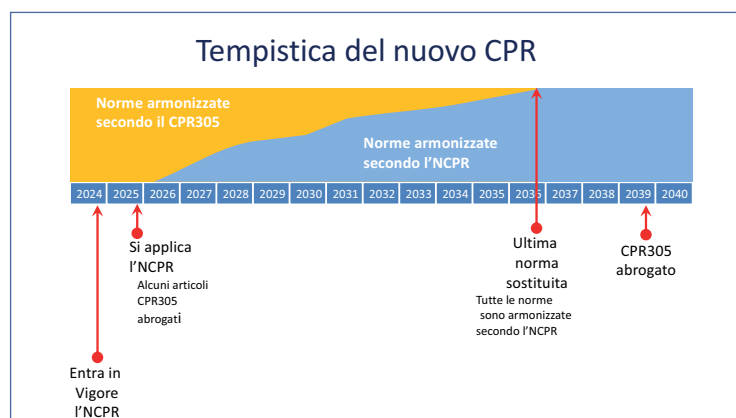


Fig. 2 – Tempistica presentata alla conferenza della Commissione UE del 6 giugno 2024

allegato I, che tutte le opere di costruzione devono soddisfare un certo numero di requisiti di base delle opere da costruzione, *Basic Requirements for construction Work* (BWR), mentre i prodotti che vengono incorporati nelle opere devono rispettare caratteristiche essenziali tali per cui il prodotto stesso consente all'opera di rispettare i BWR. Il legame tra BWR e caratteristiche essenziali è dato dal cosiddetto *Standardisation request* con il quale la Commissione EU dà al CEN "l'ordine di produzione" delle norme armonizzate che a loro volta contengono le caratteristiche essenziali e le loro modalità di misura e di verifica per ogni prodotto.

Nel CPR305 i BWR sono 7, tuttavia il BWR 7, uso sostenibile delle risorse naturali, non è mai stato reso operativo e pertanto nessuna norma armonizzata ha mai definito caratteristiche essenziali riconducibili al BWR 7. Questo dipende soprattutto dal fatto che la situazione delle norme armonizzate è quella precedente al CPR305 ed è ancora oggi basata principalmente sui requisiti della vecchia direttiva CPD che non prevedeva il BWR 7.

L'NCPR nel suo allegato I elenca e descrive i nuovi BWR ma introduce anche altri requisiti relativi essenzialmente al rispetto dell'ambiente ed alla sicurezza dei prodotti (tabella 1).

TESTO DEL CPR305	TESTO DELL'NCPR
Le opere di costruzione, nel complesso e nelle loro singole parti, devono essere adatte all'uso cui sono destinate, tenendo conto in particolare della salute e della sicurezza delle persone interessate durante l'intero ciclo di vita delle opere. Fatta salva l'ordinaria manutenzione, le opere di costruzione devono soddisfare i presenti requisiti di base delle opere di costruzione per una durata di servizio economicamente adeguata.	Il seguente elenco di requisiti di base per le opere di costruzione deve essere preso come base per l'identificazione delle caratteristiche essenziali dei prodotti e per la preparazione degli <i>Standardisation request</i> , le specifiche tecniche armonizzate ed i documenti di valutazione europea (EAD). Questi requisiti di base per le opere di costruzione non costituiscono obblighi a carico degli operatori economici o degli Stati membri.
1. Resistenza meccanica e stabilità	1.1. Integrità strutturale delle opere di costruzione
2. Sicurezza in caso di incendio	1.2 Sicurezza in caso di incendio delle opere di costruzione
3. Igiene, salute e ambiente	1.3. Protezione contro gli impatti negativi sull'igiene e sulla salute legati alle opere di costruzione
4. Sicurezza e accessibilità nell'uso	1.4. Sicurezza e accessibilità delle opere di costruzione
5. Protezione contro il rumore	1.5. Resistenza al passaggio del suono e proprietà acustiche delle opere di costruzione
6. Risparmio energetico e ritenzione del calore	1.6. Efficienza energetica e prestazione termica delle opere di costruzione
	1.7. Emissioni nell'ambiente esterno delle opere di costruzione
7. Uso sostenibile delle risorse naturali	1.8. Uso sostenibile delle risorse naturali delle opere di costruzione

Tab. 1 - I BWR. Confronto tra il CPR305 ed il NCPR

È il considerando (104) dell'NCPR che ci dà la portata del nuovo allegato I: «Al fine di coprire la valutazione ambientale dei prodotti da costruzione nonché i requisiti di prodotto che esistono anche nelle attuali specifiche tecniche armonizzate, dovrebbe essere sviluppato un allegato I più completo, comprendente anche un elenco dettagliato di caratteristiche ambientali essenziali predeterminate relative alla valutazione del ciclo di vita e un quadro per i requisiti del prodotto. In

tale occasione si dovrebbero eliminare le sovrapposizioni tra i requisiti fondamentali per le opere di costruzione e apportare chiarimenti» L'allegato I è pertanto più esteso e comprende le seguenti sezioni:

- Allegato I.1 – Requisiti di base delle opere di costruzione
- Allegato I.2 – Caratteristiche ambientali essenziali predeterminate
- Allegato I.3 – Requisiti di prodotto
 - Allegato I.3.1 – Requisiti del prodotto che garantiscono funzionamento e prestazioni adeguati
 - Allegato I.3.2 – Requisiti intrinseci di sicurezza del prodotto
 - Allegato I.3.3 – Requisiti ambientali intrinseci del prodotto
- Allegato I.4 – Informazioni generali, istruzioni per l'uso e informazioni sulla sicurezza

Relativamente all'allegato I.1 vale la pena di soffermarsi su un paio di BWR in particolare il numero 1 che avrà impatto sui progetti strutturali ed il numero 8 che riguarda l'uso sostenibile delle risorse naturali delle opere di costruzione.

BWR 1 INTEGRITÀ STRUTTURALE DELLE OPERE DI COSTRUZIONE

Sostituisce la vecchia denominazione di "resistenza meccanica e stabilità" e lo estende a tutta la vita del prodotto strutturale dalla progettazione fino alla decostruzione o demolizione dell'opera, prevede anche che esista una fase di manutenzione e per la prima volta menziona gli eventi avversi tra i quali i terremoti.

Questo il testo che non ha bisogno di particolari commenti.

Le opere di costruzione e le loro parti componenti devono essere progettate, costruite, utilizzate, mantenute e smontate o demolite in modo tale che tutti i carichi rilevanti e qualsiasi combinazione di essi siano sostenuti e trasmessi al terreno in modo sicuro e senza causare deflessioni o deformazioni di qualsiasi parte delle opere di costruzione, o movimenti del terreno tali da compromettere la durabilità, la resistenza strutturale, la funzionalità e la robustezza delle opere di costruzione.

La struttura e gli elementi strutturali delle opere di costruzione devono essere progettati, fabbricati, costruiti, mantenuti e smontati o demoliti in modo tale da soddisfare i seguenti requisiti

- a) *essere durevoli per la durata di vita prevista (requisito di durabilità);*
- b) *essere in grado di sostenere tutte le azioni e le influenze che potrebbero verificarsi durante la costruzione, l'uso e la decostruzione o la demolizione con un adeguato grado di affidabilità e in modo economicamente vantaggioso (requisito di resistenza strutturale). Non devono:*
 - i. *collassare;*
 - ii. *deformarsi in misura inammissibile;*
 - iii. *danneggiare altre parti dell'opera di costruzione, degli impianti o delle attrezzature installate a seguito di una grave deformazione della costruzione portante;*
- c) *rimanere entro i requisiti di servizio specificati durante la durata di vita prevista con adeguati gradi di affidabilità e in modo economico (requisito di funzionalità);*
- d) *mantenere adeguatamente la propria integrità in caso di eventi avversi, inclusi terremoti, esplosioni, incendi, impatti o conseguenze di errori umani, in misura sproporzionata rispetto alla causa originaria (requisito di robustezza)*

BWR 8 USO SOSTENIBILE DELLE RISORSE NATURALI DELLE OPERE DI COSTRUZIONE

È quello che comporterà le maggiori attenzioni sia dei progettisti che

dei fabbricanti di prodotti da costruzione. Consente infatti di tenere conto del rispetto dell'ambiente e permette anche un confronto tra prodotti con la stessa destinazione d'uso basato sulla capacità di rispettare l'ambiente. Il metodo previsto di definire tale rispetto è quello della dichiarazione ambientale di prodotto (*Environmental Product Declaration, EPD*) che nasce dall'analisi del ciclo di vita del prodotto e fa riferimento alla norma EN 15804 – *Sustainability of construction works – Environmental product declarations – Core rules for the product category of construction products (Sostenibilità delle costruzioni – Dichiarazioni ambientali di prodotto – Regole quadro di sviluppo per categoria di prodotto)*. Per specifiche categorie o gruppi di prodotti per le costruzioni lo Standardisation request può richiedere di definire regole quadro complementari. È questo il caso dell'acciaio e dell'alluminio strutturali.

Vediamo il tesoro del BWR 8

Le opere di costruzione e qualsiasi parte di esse devono essere progettate, costruite, utilizzate, mantenute e decostruite o demolite in modo tale che, durante tutto il loro ciclo di vita, l'uso delle risorse naturali sia sostenibile e garantisca quanto segue:

- *massimizzare l'uso efficiente delle risorse di materie prime e secondarie ad elevata sostenibilità ambientale;*
- *minimizzare la quantità complessiva di materie prime utilizzate;*
- *minimizzare la quantità complessiva di energia incorporata;*
- *minimizzare i rifiuti generati;*
- *minimizzare l'uso complessivo di acqua potabile e di acqua di bacino (brown water);*
- *massimizzare il riutilizzo o la riciclo delle opere di costruzione, in tutto o in parte e dei loro materiali dopo la decostruzione o demolizione;*
- *facilità di decostruzione.*

Un compito piuttosto delicato in primo luogo per i progettisti ma anche per le imprese di costruzione. In poche parole cambia il modello di riferimento per il mondo dell'edilizia.

Per il forte impatto che avrà è prevista un'entrata in vigore graduale delle caratteristiche essenziali ambientali.

GLI STANDARDISATION REQUEST

La Commissione ha messo a punto nel 2021 un comitato di esperti composto da rappresentanti ufficiali dei ministeri degli Stati membri, della Commissione, del CEN e di altri stakeholder per definire il contenuto dei nuovi "mandati" di standardizzazione ridefiniti per l'occasione "Standardisation request"(SR) ed arrivare a definire in modo univoco e chiaro le caratteristiche essenziali dei prodotti anche per quanto riguarda i temi ambientali (figura 3). Tale Comitato, coordinato da uno Steering Group, ha preso il nome di CPR Acqis. Sta operando con il contributo fattivo di tutti i ministeri dei paesi UE, la collaborazione del CEN e dell'industria europea. Come sopra indicato questo comitato viene formalizzato dall'NCPR che ne attribuisce formalmente i poteri.

Il CPR Acquis è suddiviso in sottogruppi ognuno dei quali ha in carico un insieme di prodotti. I primi due gruppi sono quelli che pendono in esame i prodotti prefabbricati di calcestruzzo ed i prodotti metallici strutturali, acciaio e alluminio. Si è attivato anche il sottogruppo sugli acciai da cemento armato normale e precompresso. Parallelamente il primo gruppo "orizzontale" ha in carico la sostenibilità ambientale. Per arrivare a coprire gli SR per gli oltre 20 gruppi di prodotti saranno necessari almeno 10 anni, ma (e questa è una buona notizia) l'SR per l'acciaio strutturale è pronto [in bozza ed è oggetto di trattativa finale al giugno 2024].

Esso prevede per l'acciaio strutturale una norma generale che dovrà

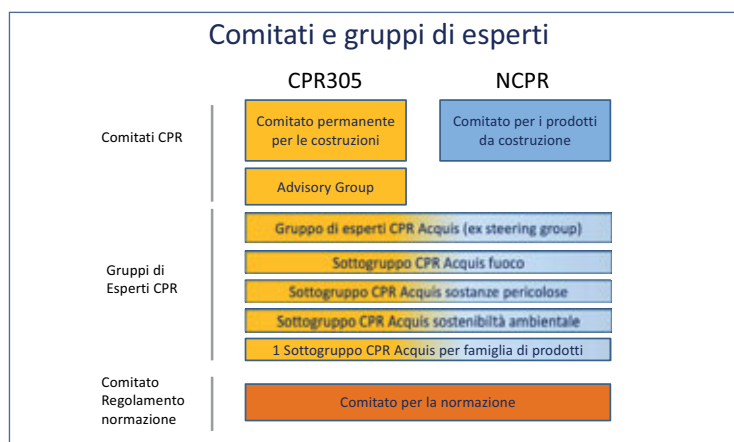


Fig. 3 – Comitati e gruppi di esperti

contenere solo le caratteristiche essenziali obbligatorie e non potrà contenere eventuali «requisiti, responsabilità, accordi contrattuali o obblighi per qualsiasi operatore economico, organismo notificato, autorità di vigilanza del mercato o qualsiasi altro organismo».

In poche parole l'attuale norma sui prodotti d'acciaio EN 10025 *Prodotti d'acciaio. Condizioni tecniche di fornitura* potrebbe restare come norma commerciale volontaria, mentre la nuova norma armonizzata avrà ovviamente carattere obbligatorio. Questo consentirebbe alla EN 10025 di restare viva e di normare i prodotti d'acciaio per tutti gli usi definendone tutte le "caratteristiche non essenziali". La norma diverrà di tipo contrattuale, come oggi, quando richiesta nell'ordine di fornitura del prodotto, anche fuori della UE, mentre il rispetto della norma armonizzata consentirà di emettere la DoPC, applicare la marcatura CE e compilare il passaporto digitale validi per il prodotto destinato al mercato interno EU.

Lo *Standardisation request* non prevede di classificare gli acciai in funzione della loro resistenza e resilienza e anche questo potrebbe essere incluso nel contenuto della nuova EN 10025.

Il vecchio e ben noto allegato ZA che costituisce ad oggi la parte di rispetto del CPR305 della norma armonizzata, andrà finalmente in pensione dopo oltre 30 anni di servizio. Esso non aveva tuttavia alcun valore legale, perché è un'invenzione del CEN e non trova riscontro, né hai mai visto riconosciuta la sua validità, in nessuna disposizione legislativa europea. Con la sentenza della Corte di giustizia europea e con l'NCPR la norma armonizzata è chiaramente obbligatoria ne consegue che le nuove norme armonizzate non conterranno tale allegato ma di fatto il contenuto delle nuove norme armonizzate sarà in pratica un allegato ZA un po' più strutturato.

La norma armonizzata inoltre non deve prevedere che la valutazione delle caratteristiche essenziali e la dichiarazione di prestazione possano dipendere da sistemi di gestione, requisiti di competenza per le persone fisiche e riferimenti normativi alle norme dei sistemi di gestione.

IL RISPETTO DELL'AMBIENTE NELLO STANDARDISATION REQUEST

L'SR per l'acciaio e l'alluminio strutturale richiede al CEN di produrre una norma che preveda il rispetto dei "nuovi" requisiti ambientali cioè che il prodotto non emetta nell'aria interna dell'edificio nessuna delle 179 sostanze pericolose e che siano rispettate le 38 caratteristiche essenziali ambientali seguendo i principi della *Life Cycle Analysis (LCA)* e della dichiarazione ambientale di prodotto (*Environmental Product Declaration – EPD*).

Basate sugli standard ISO 14040 e ISO 14044, le LCA forniscono una comprensione dell'impatto ambientale di un prodotto, misurato rispet-

to a una serie di potenziali categorie di impatto. Questa valutazione viene quindi utilizzata per creare una EPD (*Environmental Product Declaration*) basata sulla norma EN 15804. Sia l'EPD che l'LCA sono verificate da un ente terzo indipendente con il riferimento a protocolli specifici. La norma EN 15804 nel suo impianto completo definisce 38 categorie di impatto ed attualmente l'SR dell'acciaio le menziona tutte. L'NCPR menziona tuttavia solo le prime 19 categorie lasciando alla Commissione UE il compito di definirne altre tramite atti delegati. L'SR deve consentire di scrivere le *Product Category Rules* specifiche per i metalli strutturali in termini di EPD come previsto dall'NCPR ed in conformità alla norma EN 15804. In particolare richiede che il produttore di acciaio si impegni in una EPD dichiarando almeno i moduli A1-A5; C1-C4 e D, in poche parole un EPD completo. I moduli previsti dall'SR sono i seguenti:

- A1: Approvvigionamento di materie prime, compresa la lavorazione dei materiali secondari in ingresso;
- A2: Trasporto della materia prima e del materiale secondario fino al sito del produttore;
- A3: Produzione di prodotti da costruzione e tutti i processi a monte dalla culla al cancello (*cradle to gate*);
- A4: Trasporto fino al cantiere (prevedendo differenti mezzi di trasporto, ferrovia, strada, nave);
- A5: messa in opera (con mezzi di trasporto a combustibili fossili ed elettrici e tutti i processi complementari);
- B1 uso, B2 manutenzione, B3 riparazione B4 sostituzione di elementi, B5 ristrutturazione, B6 energia operativa, B7 Acqua operativa, solo se rilevanti;
- C1 demolizione indicando l'energia usata da macchine elettriche ed a combustibile e da altre attrezzature (per es. fiamma ossidrica) e segnalando quali elementi possono essere riusati e quali invece diventano rottame;
- C2 trasporto del rottame;
- C3 processo di recupero del rottame per il riciclo.

Ed infine il modulo D che comporta la valutazione dei benefici risultanti dal riuso, riciclo o recupero di energia dal prodotto demolito. Per ognuno dei moduli vanno prese in considerazione tutte le 38 categorie di impatto che l'SR indica come caratteristiche essenziali. Non è ben chiaro come il produttore di acciaio possa farsi carico di dichiarare tutti questi elementi senza ricorrere a dati medi ricavati dalla letteratura, giacché nella normale produzione di elementi strutturali di acciaio il produttore dispone di dati reali solo per quanto riguarda i primi 3 moduli (A1, A2, A3). Occorre pertanto che vengano messi a disposizione database unici dai quali i singoli produttori, in funzione delle loro specifiche caratteristiche possano estrarre i dati da inserire nell'EPD.

Le 38 caratteristiche essenziali di tipo ambientale (per l'EPD dei prodotti da costruzione)

Oltre alla vita utile di riferimento del prodotto (difficilmente definibile l'acciaio) vanno prese in considerazione, secondo l'SR, le seguenti 38 caratteristiche essenziali

- effetti sul cambiamento climatico - totale
- effetti sul cambiamento climatico - fossile
- effetti sul cambiamento climatico - biogenico
- effetti sul cambiamento climatico: uso del territorio e cambiamento nell'uso del suolo
- riduzione dell'ozono
- potenziale di acidificazione
- eutrofizzazione delle acque dolci
- eutrofizzazione delle acque marine
- eutrofizzazione terrestre
- Formazione di ozono fotochimico
- esaurimento delle risorse abiotiche - minerali e metalli
- esaurimento delle risorse abiotiche - combustibili fossili
- utilizzo dell'acqua
- emissioni di particolato
- radiazioni ionizzanti, salute umana
- ecotossicità (acqua dolce)
- tossicità umana, effetti cancerogeni
- tossicità umana, effetti non cancerosi
- Impatti legati all'uso del territorio/qualità del suolo
- utilizzo di energia primaria rinnovabile escluse le risorse energetiche primarie rinnovabili utilizzate come materie prime
- utilizzo di risorse energetiche primarie rinnovabili utilizzate come materie prime
- utilizzo totale delle risorse energetiche primarie rinnovabili (energia primaria e risorse energetiche utilizzate come materie prime)
- utilizzo di energia primaria non rinnovabile escluse le risorse energetiche primarie non rinnovabili utilizzate come materie prime
- utilizzo di risorse energetiche primarie non rinnovabili utilizzate come materie prime
- utilizzo totale delle risorse energetiche primarie non rinnovabili (energia primaria e risorse energetiche utilizzate come materie prime)
- utilizzo di materiale secondario
- utilizzo di combustibili secondari rinnovabili
- utilizzo di combustibili secondari non rinnovabili
- rifiuti pericolosi smaltiti
- rifiuti non pericolosi smaltiti
- rifiuti radioattivi smaltiti
- componenti per il riutilizzo
- materiali da riciclare
- materiali per il recupero energetico
- energia esportata
- contenuto di carbonio biogenico nel prodotto
- contenuto di carbonio biogenico nell'imballaggio del prodotto



DARIO AGALBATO

Ingegnere civile strutturista: Milano, 1953. Dal 1985 si occupa di qualità dei prodotti in metallo –in particolare acciaio – e dei loro sistemi produttivi e della normativa europea e nazionale degli acciai strutturali e per cemento armato. Tecnico del laboratorio prove del Politecnico di Milano fino al 1989, quindi direttore dell'organismo di certificazione IGQ (Istituto Italiano di Garanzia della qualità) dal 1990 al 2020. Ha proseguito fino al 2023 come amministratore delegato ed ora collabora con Federacciai, associazione dei produttori di acciaio, in qualità di esperto di sostenibilità. Dal 2010 al 2014 è stato presidente del gruppo europeo degli organismi notificati per il Regolamento prodotti da costruzione ed è stato rappresentante italiano nello stesso gruppo fino al 2023.

STORIA DELLA RESISTENZA AL FUOCO DELLE STRUTTURE: DALL'APPROCCIO PRESCRITTIVO AL PRESTAZIONALE

HISTORY OF FIRE RESISTANCE: FROM PRESCRIPTIVE TO PERFORMANCE BASED APPROACH

Ing. Ph.D. Francesco Saverio Ciani*, Ing. Linda Caira, Ing. Ph.D. Piergiacomo Cancelliere

La resistenza al fuoco è stata storicamente la prima branca dell'ingegneria del fuoco. Infatti, la verifica della stabilità strutturale, finalizzata alla tutela della vita degli occupanti, è da sempre una delle principali preoccupazioni all'interno delle civiltà in forte sviluppo economico. L'articolo traccia una ricostruzione delle tappe più importanti del percorso storico della resistenza al fuoco, evidenziando i fattori predisponenti delle teorie che nel corso degli anni si sono succedute. Proprio attraverso la conoscenza di questo percorso è possibile comprendere il nostro attuale modo di progettare la resistenza al fuoco. Sono stati trattati i limiti delle teorie che si sono susseguite contestualizzandole sulla base delle tecnologie disponibili, con particolare focus sulle tecniche di misura utilizzate per i test in scala reale, che hanno da sempre un rapporto biunivoco con le teorie di progettazione. Questa trattazione bibliografica include anche alcuni concetti alla base dell'approccio prestazionale eseguendo opportuni parallelismi con quello prescrittivo.

Fire resistance has historically been the first branch of fire engineering. Indeed, ensuring structural stability to protect the human life has always been a primary concern in rapidly developing economies. The article outlines the key milestones in the historical development of fire resistance, emphasizing the foundational factors behind the evolution of various theories over time. Understanding this historical path allow us to grasp the current approach to fire resistance. The limitations of the various theories are discussed and contextualized based on the available technologies, with a particular focus on the measurement techniques used for full-scale tests, which have always had a reciprocal relationship with design theories. This literature review also includes some fundamental concepts of the performance-based approach, drawing appropriate parallels with the prescriptive approach.

INTRODUZIONE

L'uso quotidiano nell'ambito della resistenza al fuoco di concetti come carico d'incendio e minuti di resistenza al fuoco, li ha resi fortemente legati tra loro nell'immaginario collettivo. Se però si esamina con attenzione tale legame è possibile notare che i MJ del carico d'incendio, ovvero l'energia del combustibile, e i minuti di resistenza al fuoco attesi non sono quantità facilmente correlabili. Per comprendere come questo legame sia diventato un automatismo occorre tornare indietro di oltre cento anni. Si tratta di una storia che ci racconta l'inventiva umana e gli sforzi per comprendere un fenomeno complesso come l'incendio, ma anche come le limitazio-

ni dei metodi di misura, nonché alcune convinzioni non corrette e senza evidenze scientifiche, si siano propagate nel tempo e non siano state mai rivisitate, nonostante gli eventi catastrofici che ne hanno portato alla luce le criticità.

Parallelamente la comunità scientifica già da decenni si è orientata su una ricerca che ha superato i concetti tipici delle procedure di progettazione di resistenza al fuoco con approccio prescrittivo (carico d'incendio e minuti di resistenza al fuoco). Si è introdotta la necessità di basare le analisi sulla curva di rilascio termico, come parametro di primaria importanza per determinare le azioni termiche. Sulle basi di tale filone di ricerca si basano le analisi prestazionali

*Corresponding author. Email: francescosaverio.ciani@gmail.com

per la resistenza al fuoco ed in particolare quelle che utilizzano la termofluidodinamica numerica per determinare la stima delle azioni termiche e codici con metodologie agli elementi finiti (FEM) per valutare la stabilità delle strutture.

L'approccio prestazionale ha preso piede in tutto il mondo, e l'Italia non fa eccezione, grazie alla possibilità per il progettista di restituire una progettazione che soddisfa obiettivi di sicurezza antincendio. Tuttavia, l'opportunità di limitare la quantità dei costosissimi test in scala reale ha portato, in alcuni casi, a una sorta di bias cognitivo: la percezione che la termofluidodinamica numerica e i test in scala reale siano alternativi e non complementari. Il test in scala reale rimane di fondamentale importanza anche per l'approccio ingegneristico, ma deve rispondere a nuove esigenze: validazione del codice numerico adottato per il caso di studio, generazione dei dati di input del codice numerico.

La validazione dei risultati ottenuti con i metodi di termofluidodinamica numerica è fondamentale anche per l'ingegneria del fuoco e può avvenire solo sperimentalmente. Rispetto a quanto si è soliti osservare in altri campi dell'ingegneria, in quella del fuoco sarebbe poco pratico ed estremamente costoso eseguire test in scala reale incendiando così ogni edificio o struttura analizzata. Come si vedrà in seguito, il processo di validazione nell'ingegneria del fuoco è atipico perché è volto ad individuare domini di validazione del software utilizzato. La validazione di codici numerici calata nell'ambito della resistenza al fuoco prevede l'intersezione tra test sperimentale, codice di termofluidodinamica numerica e codici di analisi della stabilità strutturale con metodi numerici agli elementi finiti (FEM). Come verrà descritto più precisamente in seguito, questa integrazione ha necessitato uno studio di armonizzazione di: dati di output del modello di termofluidodinamica numerica, dati di input del modello FEM strutturale, e uno studio sugli strumenti di misura adatti ai parametri di riferimento. Tale studio si è rivelato cruciale per assicurare che i risultati delle simulazioni numeriche siano accurati e applicabili ai casi reali.

Per quanto riguarda la generazione dei dati di input del codice numerico, la sperimentazione diventa necessaria in casistiche di cui non si dispone in letteratura di dati utilizzabili per analogia. Indipendentemente che il test sia eseguito direttamente dal professionista o che sia dato in outsourcing a laboratori specializzati, occorre avere la capacità di interpretare i risultati conoscendo gli strumenti di misura (tipologia e tolleranze) e di utilizzare le sonde più appropriate nel modello di termofluidodinamica numerica.

Lo scopo del presente articolo è quello di delineare un'analisi storica in grado di dare spiegazioni riguardanti limitazioni e criticità dei metodi di progettazione della resistenza al fuoco prescrittivi e prestazionali.

STORIA DEI TEST IN SCALA REALE ED INFLUENZE SULLA NORMA PRESCRITTIVA DELLA RESISTENZA AL FUOCO

Come quasi sempre accade nella scienza trovare la vera e propria scintilla, ovvero l'avvenimento che ha reso impellente la necessità di elaborare test in scala reale di resistenza al fuoco adeguati, sarebbe un'azione semplicistica. Probabilmente è più giusto affermare che le motivazioni che hanno portato alla nascita dei primi test in scala reale convenzionali potrebbero essere due: la crescita demografica dell'Ottocento e l'impreparazione dei nuovi centri abitati all'emergenza incendio. Ciò ha fatto sì che si creasse terreno fertile per nuove invenzioni, ed in particolare per nuovi strumenti di misura. Gli avvenimenti cruciali antecedenti al periodo storico di interesse per queste scoperte sono:

- il grande incendio di New York – 1835;
- il grande incendio di Chicago – 1871;
- il grande incendio di Boston – 1872.

Senza dilungarsi sulle dinamiche di ciascuno, si può presumere che la portata di questi avvenimenti abbia cambiato l'idea di incendio nell'immaginario collettivo: esso non solo è in grado di aggredire materiali combustibili, ma è anche capace di abbattere edifici, di radere al suolo quartieri e città. Sulla base di questa nuova consapevolezza, laddove nasce la possibilità di misurare la temperatura, nascono i primi tentativi di test in scala reale.

Nel 1884 il professor Bauschinger del Politecnico di Monaco di Baviera si interessa al problema della stima delle azioni termiche sui pilastri di vario materiale [1]. Tali test sono un esempio virtuoso di soluzione dei problemi con sistemi non convenzionali sulla base delle proprie competenze. Bauschinger, infatti, è professore di tecnologia dei materiali e soprattutto esperto di leghe. Proprio questa sua competenza è cruciale nell'aggirare il problema della mancanza di strumenti appropriati per la misurazione dei valori di temperatura. Usa infatti sonde di lega a basso punto di fusione, che fondendosi a una temperatura specifica sono in grado di segnalare il superamento di una determinata temperatura. Un altro problema superato da Bauschinger è stata la difficoltà a trovare una fonte in grado di irraggiare orizzontalmente il pilastro in maniera uniforme. Decide così di disporlo orizzontalmente al di sopra di una brace di combustibile cellulosico, e caricarlo alle estremità.

La vera rivoluzione in queste tipologie di test è rappresentata dall'avvento della termocoppia. Questo importantissimo strumento nasce in un periodo indefinito a metà Ottocento grazie al contributo indipendente di Thomas Johann Seebeck, Jean Charles Peltier e Lord Kelvin [2].

Utilizzando proprio le termocoppie, in Germania [1] vengono eseguiti altri test impiegando sistemi meno sofisticati di riscontro come i cosiddetti coni di Seger, o coni pirometrici, ovvero miscele di argilla e materiali da smalto che, similmente alle sonde di lega di Bauschinger, fondono a una determinata temperatura, ripiegandosi su sé stessi. La crescente disponibilità di tecnologia di misurazione e la necessità di misure convenzionali con la possibilità di mutuo riconoscimento tra diversi paesi culmina con l'International Fire Prevention Congress del 1903 tenutosi a Londra organizzato dal British Fire Prevention Committee (BFPC) e presieduto da Edwin Sachs [3,4], architetto e massimo esperto di prevenzione incendi. In questa occasione Edwin Sachs condivide col mondo la sua visione di resistenza al fuoco fondata su test in scala reale, o più precisamente su test in forni, che per generare risultati paragonabili avrebbero dovuto avere le stesse condizioni termiche, durata dell'esposizione, temperatura minima, carico richiesto e la dimensione minima del campione da utilizzare per ciascuna classificazione di costruzione. L'obiettivo è quello di portare le superfici degli elementi strutturali a valori di temperatura massimi, raggiunti il più rapidamente possibile, estendendo la durata della prova per periodi più lunghi. Propone una serie di classificazione normative, omesse ai fini della narrazione, dato che lo scopo del presente lavoro è strettamente legato a seguire lo sviluppo tecnologico della sperimentazione antincendio, nonché delle teorie che ha portato all'attuale approccio prescrittivo. Tutti i dettagli riguardanti le attività sperimentali di Sachs e il suo gruppo del BFPC sono contenuti all'interno della raccolta "Facts On Fire Prevention" [5]. In particolare, è descritto il set-up sperimentale allestito in vicinanza Regent's Park, costituito principalmente da edifici di piccole dimensioni, denominati hut, ovvero l'equivalente degli attuali forni. Il gas combustibile era convogliato attraverso tubazioni che da un generatore giungevano a una camera di misce-

lazione collocata nel pavimento degli hut. Il set-up sperimentale di misura della temperatura prevede l'utilizzo del pirometro di Robert-Austin [5], lo strumento più all'avanguardia dell'epoca, che permette la registrazione continua ed automatica della storia temporale della temperatura di una termocoppia. Lo scopo di questi test è quello di determinare il periodo di durata di elementi strutturali, principalmente solai, monitorando la curva Temperatura-tempo, ottenendo così una corrispondenza tra questi due parametri.

Nel frattempo, Ira Woolson, professore all' dell'Università della Columbia, già nel 1903 relaziona all'International Fire Prevention Congress, mostrando una serie di test in fornace, condotti negli anni precedenti nell'università della Columbia, molto simili a quelli degli hut di Sachs e del suo gruppo del BFPC. Al suo ritorno negli USA, Woolson riporta le idee espresse da Sachs durante l'evento riguardanti la necessità di armonizzazione dei test e coinvolge la National Fire Protection Association (NFPA) nell'ambizioso progetto di definire uno standard per costruzioni 'a prova d'incendio'. Le idee proposte da Sachs sembrano attecchire più facilmente nel panorama USA, ma purtroppo pochi anni dopo, nel 1910, Sachs muore senza che la sua idea di curva Temperatura-tempo da adottare per tutte le fornaci si realizzi. Il lavoro di Sachs viene comunque portato avanti oltreoceano da Woolson, che non solo fa proseguire l'attività sperimentale all'università della Columbia, ma comincia a dibattere nelle riunioni del comitato NFPA sul grafico Temperatura-tempo e su quale fosse quello più opportuno da adottare. L'idea di Woolson è quella di trovare una curva convenzionale e ampiamente cautelativa, seppur con la consapevolezza del carattere innovativo di tale approccio, nonché sulle limitazioni intrinseche. Difficile pensare, infatti, che non vi fosse già la consapevolezza del fatto che le hut non sono rappresentative del vero contesto di cui le strutture normalmente fanno parte: le condizioni di ventilazione e le dimensioni degli edifici reali sono totalmente diverse da quelle delle hut. Nonostante la natura potenzialmente controversa dell'approccio, Woolson e il comitato NFPA nel 1916 propone la curva Temperatura-tempo anche definita "Columbia Curve". Dalla letteratura [3,4] che riporta le affermazioni di Woolson traspare perplessità e necessità di temporeggiare: 'vogliamo che sia quanto più corretta possibile prima che venga adottata definitivamente, perché dopo che sarà adottata... sarà piuttosto difficile cambiarla.' Effettivamente Woolson, su questo punto ha ragione perché proprio da questa curva deriveranno la curva ASTM E 119 e ISO 834 che tuttora impieghiamo.

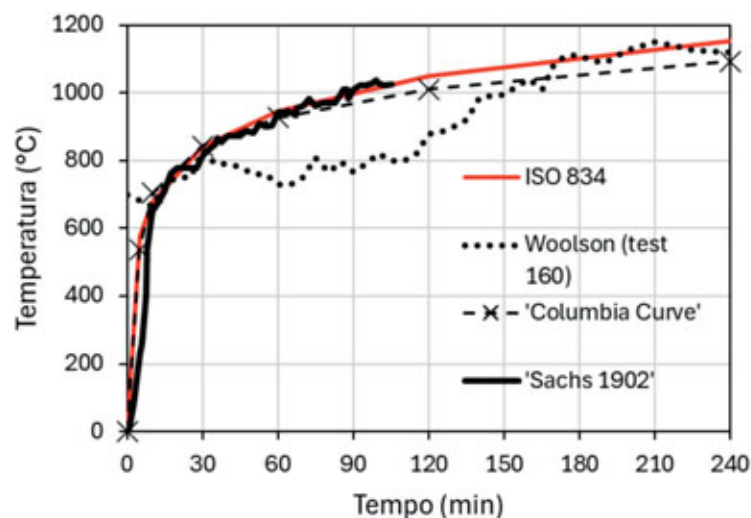


Fig. 1 - Confronto tra le curve di Woolson (test 160), la Columbia Curve e il test di Sachs del 12 Agosto 1903.

Purtroppo, ad oggi sarebbe impossibile ricostruire il percorso che ha portato alla "Columbia Curve" e di conseguenza alla ASTM E 119 e ISO 834. Si può però ritenere che si tratti dell'involuppo di una serie di curve ottenute da vari test eseguiti al fine di determinarne una particolarmente cautelativa. Recentemente Law e Bisby [3] hanno posto in evidenza l'incredibile similitudine tra la "Columbia Curve" e una curva misurata dal gruppo di Sachs il 12 Agosto 1903 che però ha una durata limitata a 105 min. Si potrebbe speculare sulla possibilità che proprio da questo test sia nata la "Columbia Curve". Babrauskas [1] riporta il test n° 160 di Woolson che si estende per 240 min, che presenta deviazioni rispetto alla 'Columbia curve'. In ogni caso la similitudine della 'Columbia Curve' con il test del 12 Agosto 1903 [6] rappresenta il coronamento della visione di Sachs che prevedeva un'armonizzazione e una convenzionalità di test in fornace. In figura 1 si mostra il confronto tra le curve di Woolson (test 160), la Columbia Curve e il test di Sachs del 12 Agosto 1903. Tali curve entrano a far parte della norma in USA pur riconoscendo la mancanza di un elemento di giunzione tra test in hut e incendi in edifici reali. Probabilmente si è reputata sufficiente la sovrastima dei valori di temperatura registrati dalle prove in forno a compensare tali limitazioni, non conoscendone le reali ripercussioni. Col tempo, tuttavia, cresce la consapevolezza che il solo test in hut con una curva di incendio convenzionale non fosse rappresentativo ai fini della determinazione dei minuti di resistenza al fuoco un edificio. Nel 1914 la NBS, attuale NIST, assume Simon Ingberg a cui l'anno successivo viene affidata la direzione della sezione di Resistenza al fuoco nella divisione 'calore' [7]. Da subito Ingberg riconosce la necessità di studiare gli incendi che avvengono all'interno di edifici 'reali' partendo dal combustibile contenuto e dalla ventilazione per definire intensità e durata dell'incendio stesso. Conduce così una vasta campagna sperimentale volta a valutare la resistenza al fuoco di edifici con il loro reale contenuto combustibile. Ingberg affronta questi test con un approccio pragmatico, consapevole che l'unico obiettivo percorribile è creare un legame tra i test su edifici reali e i test in fornace finora condotti, decisamente più praticabili. Si rende conto che, come atteso, la curva Temperatura-tempo di un incendio naturale è molto differente da quella di un incendio in forno. Introduce così il concetto di 'fire severity' assumendo che due incendi possano essere paragonabili a parità di area sottesa della curva Temperatura-tempo (al di sopra di una temperatura di riferimento di 300°C). In figura 2 è schematizzato questo concetto.

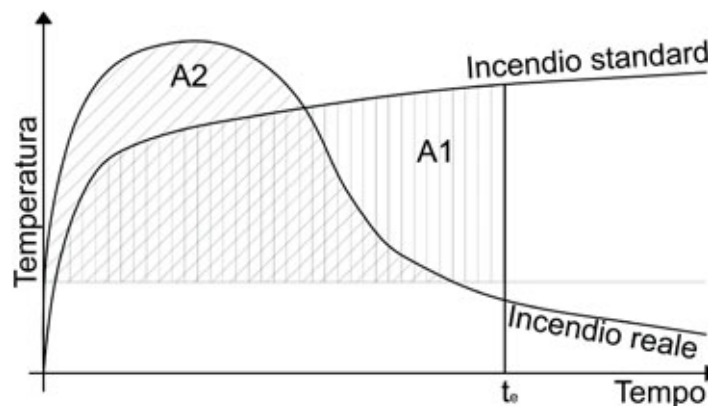


Fig. 2 - Aree equivalenti per la determinazione della 'Fire Severity'

La conseguenza di questa assunzione è che test in forno e test in edifici possono essere sempre comparati variando le tempistiche di esposizione alla curva Temperatura-tempo del forno. La definizione della curva Temperatura-tempo per tutti gli edifici rimane tuttavia di difficile stima, finché Ingberg non ha l'intuizione di introdurre in questo quadro il concetto di carico di incendio, ovvero l'energia del combustibile contenuto dell'edificio. Su queste basi Ingberg sviluppa una tabella in cui correla carico d'incendio e minuti di resistenza al fuoco per specifica destinazione d'uso. Nasce così la procedura più usata al mondo nel campo dell'antincendio per definire i requisiti della resistenza al fuoco [8,9].

Si tratta di una procedura semplice da applicare e che piace ai legislatori ma, se si analizza l'intero quadro metodologico, diverse perplessità sorgono sulla validità delle assunzioni alla base:

- non ci sono precise motivazioni nell'utilizzo di una specifica curva temperatura-tempo arbitraria. Occorre tenere conto che le curve identificate all'epoca, e tuttora utilizzate, si basano su misure con importanti inaccurately intrinseche nelle strumentazioni dell'epoca;
- le condizioni a cui vengono testati gli elementi strutturali all'interno dei forni non sono rappresentativi delle reali condizioni vincolari degli edifici e tanto meno della ventilazione;
- non esiste una giustificazione teorica per l'assunzione del metodo delle aree equivalenti. Non esiste alcuna grandezza fisica avente l'unità di misura dell'area sottesa dalla curva (K_s);
- il carico d'incendio fornisce informazioni riguardanti l'energia del combustibile, ma non su come viene erogata nel tempo.

Negli anni ricercatori e scienziati non hanno risparmiato critiche a questo approccio. Drysdale [10] afferma che non vi sia alcuna giustificazione teorica per le ipotesi alla base di questo metodo. Harmathy e Lie [11] consigliano addirittura di abbandonare questa metodologia.

Il metodo sviluppato da Ingberg è, tuttavia, ritenuto sempre conservativo ai fini della progettazione strutturale [10], e a questa credenza, oltre alla semplicità di applicazione, è dovuto il suo successo. Questa credenza è stata tuttavia smentita nel tempo: all'interno del report del NIST che fa luce sulle dinamiche di collasso delle torri gemelle è chiarito che tra le cause che, a seguito dell'attentato, hanno portato al crollo vi siano comportamenti strutturali differenti rispetto a quelli assunti per la progettazione della resistenza al fuoco, in quanto basata su test sperimentali che non avevano tenuto conto delle effettive azioni vincolari e delle reali condizioni statiche della struttura [12].

Ad oggi nessun altro metodo, che supera gli evidenti problemi riscontrati, è diventato tanto famoso da spodestare il metodo introdotto da Ingberg che implica l'utilizzo del carico d'incendio. Probabilmente in molti casi di applicazione ingegneristica può ritenersi un metodo conservativo, ma è inevitabile chiedersi se lo sia per tutte le strutture, soprattutto quelle a larga campata sempre più utilizzate nelle architetture moderne.

IL SUPERAMENTO DEL CONCETTO DI CARICO D'INCENDIO

La progettazione della resistenza al fuoco basata su test in forni e sul carico d'incendio non è l'unico filone di ricerca riguardante la scienza del fuoco che la comunità scientifica ha intrapreso. In particolare, sin dai primi test nei forni c'erano gli strumenti per comprendere che l'andamento della temperatura nel tempo e l'energia non sono, da soli, parametri rappresentativi del fenomeno. Se si pensa a un incendio in compartimento, infatti, esistono infiniti andamenti di temperatura nel tempo per ogni punto del compartimento. Inoltre,

l'energia del combustibile contenuto (il carico d'incendio) non è un parametro rappresentativo del modo con cui la stessa viene erogata nel tempo, poiché non tiene conto della tipologia di combustibile e della ventilazione all'interno del compartimento. Il parametro da ricercare è lo HRR (Heat Release Rate), la difficoltà sta però nella mancanza di strumenti di misura. Se le termocoppie, a quei tempi, sono appena entrate nell'uso comune in questo campo, ancora lo HRR non è misurabile.

Janssens [13] illustra una dettagliata review bibliografica della storia delle varie tipologie di tecniche di misurazione della HRR, denominate 'calorimetria'. Quello che emerge da questo lavoro è che, tra tutte le tecniche, quella che prenderà maggiormente piede dagli anni '70' in poi è la cosiddetta 'calorimetria per consumo di ossigeno'. In realtà, come quasi sempre accade nella storia della scienza, per comprendere l'invenzione di questa tecnica occorre andare indietro nel tempo, circa negli anni in cui si discute della 'Columbia Curve' di Woolson. Nel 1917 Thornton [14], professore di elettronica all'Armstrong College, esegue delle valutazioni sperimentali sull'entalpia di combustione di una vasta gamma di liquidi e gas organici. Quello che emerge dalle sue valutazioni è che, mentre l'entalpia di combustione varia a seconda del combustibile, se si considera, invece, l'entalpia rilasciata per unità di massa di ossigeno (consumato dalla combustione completa) si può osservare che per tutti i combustibili i valori si allineano su sullo stesso valore, circa $13,1 \text{ kJ/g}_{\text{O}_2}$. Questa è la grande intuizione che ha portato Babrauskas [15] all'inizio degli anni '80' all'invenzione del cono calorimetrico, l'apparato più rivoluzionario nella scienza del fuoco per la misura dello HRR. Questo strumento costituito da una cappa e una condotta ha come componente principale un rilevatore che permette di misurare l'ossigeno consumato durante la combustione, ottenendo a seguito di post-processing l'andamento di HRR.

La possibilità di misurare la HRR rivoluziona la scienza del fuoco, poiché partendo da questa è possibile calcolare i campi termici. Già nel 1979, poco prima dell'avvento del cono calorimetrico McCaffrey propone un metodo analitico che partendo proprio dalla curva di rilascio termico permette di calcolare la temperatura del gas lungo la linea di mezzera di un focolare.

Nel tempo altri ricercatori elaborano metodi analitici [16,17] per poter stimare le temperature o altri parametri significativi partendo dallo HRR. Tuttavia, i metodi analitici non sempre sono adattabili a situazioni specifiche per via delle ipotesi semplificative a monte. Occorre aspettare che la potenza computazionale dei primi elaboratori di calcolo sia sufficientemente adeguata affinché si possano risolvere problemi complessi con i metodi numerici. L'utilizzo di questi codici numerici è lo stato dell'arte e probabilmente il futuro della Fire Safety Engineering. Lo stesso Babrauskas afferma "se mi è consentito fare speculazione sul futuro, un cambiamento che posso prevedere è che i progetti basati sulla modellazione computazionale diventeranno gradualmente meno costosi e, di conseguenza, un numero maggiore di strutture verrà progettato in base alle prestazioni." [18]

L'APPROCCIO PRESTAZIONALE E LA SPERIMENTAZIONE

In tutti i campi dell'ingegneria l'avvento delle simulazioni numeriche ha portato il mondo a pensare che potessero del tutto evitare la sperimentazione spesso onerosa. Purtroppo, la realtà ha smentito questa visione. In particolare, le investigazioni a seguito del disastro dello Space Shuttle Challenger hanno dimostrato quanto possa essere facile nell'ambito delle simulazioni numeriche il rischio della logica GIGO (Garbage in, Garbage out). Quella del Challenger è stata una delle prime spedizioni in cui si è fatto largo uso del calcolo

numerico, ma - semplificando ai minimi termini tutta la dinamica incidentale - non tutti i dettagli sono stati tenuti in considerazione adeguatamente in fase di sviluppo progettuale. In particolare, non si è tenuta in debita considerazione la tenuta di un sottile o-ring all'abbassamento della temperatura [19], che era stata quantificata come tollerabile con codici numerici, ma non erano stati eseguiti test sperimentali rappresentative. La riduzione di temperatura ha invece provocato perdite dal segmento inferiore del razzo a propellente solido, con conseguente fuoriuscita di fiamme e cedimento strutturale del serbatoio esterno contenente idrogeno e ossigeno liquidi. Questo avvenimento fa riflettere sull'importanza nel calcolo numerico della validazione, ovvero il "processo che ha lo scopo di determinare il grado in cui il modello è una rappresentazione accurata del mondo reale dal punto di vista degli usi previsti dal modello" [20]. Proprio nel processo di validazione del calcolo numerico l'ingegneria del fuoco costituisce un caso molto particolare dell'ingegneria, in quanto prima di procedere con un progetto definitivo non è praticabile effettuare test in scala prototipo, come potrebbe succedere per il motore di una macchina. Questo rende, di fatto, i casi pratici di Fire Engineering, mai davvero "validati". Proprio per questo motivo gli sviluppatori del codice di calcolo Fire Dynamics Simulator (FDS) hanno investito molti sforzi nella redazione del manuale di validazione [21] raccogliendo tutti gli esperimenti in cui ogni calcolo numerico effettuato per lo specifico caso di studio è validato dal rispettivo esperimento. Questo documento, come illustrato da McDermott [22], ha lo scopo di classificare tutti i casi di studio validati, costituendo veri e propri domini di applicabilità. Spetta successivamente al progettista antincendio capire quanto il proprio caso di studio è distante dai casi validati.

Per quello che riguarda la resistenza al fuoco il processo di validazione è piuttosto complicato poiché non esiste un software univoco che permetta di stimare le azioni termiche e al contempo la resistenza al fuoco delle strutture. Un codice come FDS di "termofluidodinamica computazionale" per l'ingegneria del fuoco fornisce output con la potenzialità di descrivere accuratamente la fase gassosa, ma modella in modo semplificato la fase solida con un trasferimento di calore monodimensionale. Al contrario, un modello termico/strutturale FEM richiede generalmente un singolo input di temperatura media (spaziale) del gas che circonda l'elemento strutturale modellato, o deve essere in grado di implementare condizioni al contorno di irraggiamento e convezione. Per questo accoppiamento è necessario gestire adeguatamente l'interfaccia per lo scambio di informazioni tra i due codici, in quanto occorre evitare che le semplificazioni effettuate sulla fase solida dei modelli come FDS non si ripercuotano sul modello termico strutturale FEM. Inoltre, sarebbe opportuno che i parametri di output di scambio termico calcolati da FDS siano adeguatamente trasferiti al modello termico strutturale FEM permettendo che, ad esempio, la fisica dell'irraggiamento in vicinanza del focolare sia colta, cosa non sempre possibile utilizzando una temperatura media del gas che circonda l'elemento strutturale modellato. Infine, il processo di validazione nella gestione di questa interfaccia è anch'essa critica poiché individuare il giusto strumento di misura capace di dare riscontro sulla accuratezza del calcolo numerico non è semplice.

Queste criticità sopra descritte sono diventate significative durante le analisi della dinamica di collasso delle torri gemelle, in cui per accertare i fatti è stato necessario valutare accuratamente gli output di FDS e la compatibilità con i risultati sperimentali e con gli input di Ansys. All'inizio degli anni 2000 proprio mentre lavora alla ricostruzione del collasso delle torri gemelle, Wickstrom [23] si trova, assieme a tutto il gruppo del NIST, davanti a questa

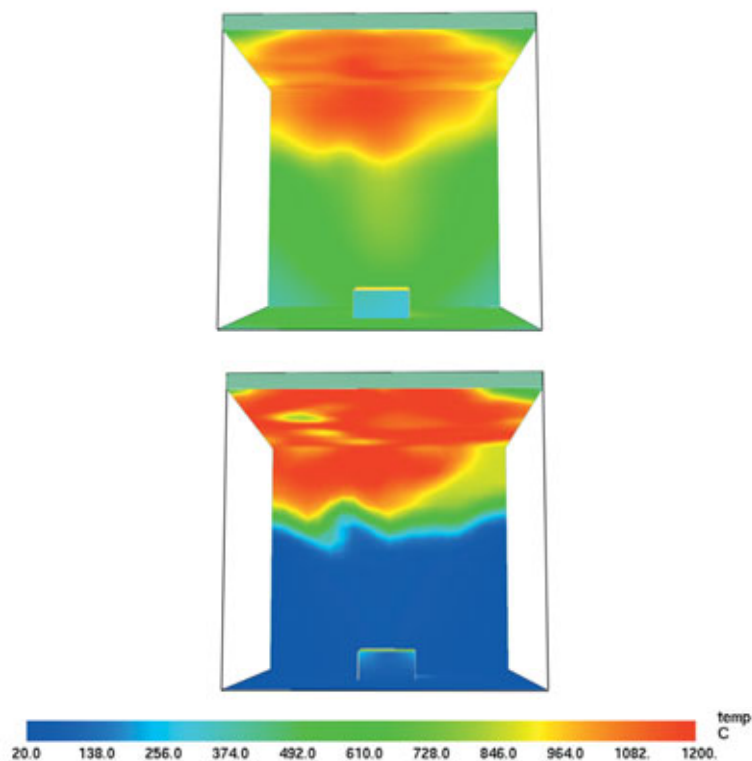


Fig. 3 - Comparazione dell'insulto termico in termini di temperatura di gas in prossimità della superficie (sotto) e di temperatura della superficie adiabatica (sopra)

problematica, e proprio in questo contesto viene creato un nuovo approccio, utilizzando la temperatura di superficie adiabatica e un nuovo strumento di misura di sua invenzione, il termometro piatto. Questo parametro, aggira le incertezze dovute alla trasmissione di calore in fase solida di FDS, e considera la superficie di un perfetto isolante esposta alle stesse condizioni di riscaldamento della superficie reale. A queste determinate condizioni la temperatura della superficie prende il nome di temperatura della superficie adiabatica ed è ottenuta ponendo il flusso totale netto di calore verso questa superficie ideale pari a zero:

$$\varepsilon(\dot{q}_{inc}'' \cdot \sigma T_{AST}^4) + h(T_g - T_{AST}) = 0$$

dove ε è il coefficiente di emissività, σ è la costante di Stefan-Boltzmann, \dot{q}_{inc}'' è il flusso di calore incidente, T_g è la temperatura dei gas, T_{AST} è la temperatura adiabatica.

La temperatura di superficie adiabatica combina la complessità degli output di FDS in un singolo parametro, adatto come variabile di input per un modello termico/strutturale FEM. Per comprendere al meglio questo concetto, in figura 3 si mostra per lo stesso caso di studio una comparazione dell'insulto termico in termini di temperatura di gas in prossimità della superficie (sotto) e di temperatura della superficie adiabatica (sopra). Si può notare che per le superfici dove lo scambio termico è principalmente di tipo radiativo (pareti e pavimento) la temperatura dei gas non è sufficiente a cogliere questo fenomeno in vicinanza del focolare.

Infine, il processo di validazione per la resistenza al fuoco utilizzando come parametro di riferimento la temperatura di superficie adiabatica è risultato particolarmente semplificato poiché tale andamento di temperatura di superficie adiabatica calcolato da FDS è in accordo con l'andamento di temperatura rilevato dal termometro piatto ideato da Wickstrom, anche usato per rilevare la temperatura nelle misure in forno con la ISO 834.

CONCLUSIONI

La metodologia con cui nel tempo si è affrontata la sperimentazione nel campo della resistenza al fuoco è da sempre conseguenza degli strumenti di misura disponibili. Il metodo prescrittivo odierno per la determinazione della resistenza al fuoco si basa sulle tecnologie di sperimentazione presenti agli inizi del '900, effettuate quindi con strumenti di misura che risalgono ad oltre cent'anni fa. Pertanto, seppur largamente utilizzato, presenta numerose limitazioni e la comunità scientifica si è espressa unanimemente nell'affermare che non abbia basi teoriche. Tuttavia, la resistenza al fuoco tipica dell'approccio prescrittivo non verrà probabilmente mai abbandonata data la diffusione e la mancanza di metodi alternativi di altrettanto semplice impiego. Occorre però tenere sempre in considerazione che i minuti di resistenza al fuoco, non rappresentano tempistiche reali ma convenzionali. L'utilizzo del carico d'incendio diventerà col tempo sempre più anacronistico, in quanto i prodotti derivati del petrolio sono sempre più

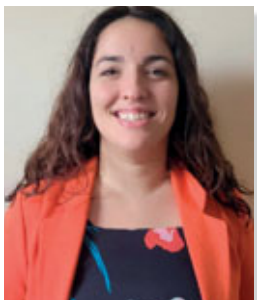
diffusi ed hanno picchi di HRR più alti dei materiali organici, maggiormente usati quando questa metodologia è stata inventata. Inoltre, le architetture moderne sono sempre più portate a edifici a larga campata con luci molto diverse dalle dimensioni tipiche dei forni. Il futuro della resistenza al fuoco non sarà nello sviluppare migliori test in forno o nel reinventarli, ma nell'utilizzare in maniera più efficiente la termofluidodinamica numerica. Questo significa disporre di potenza computazionale sempre più alta, e aumentare significativamente la quantità di casi di validazione del codice numerico (test in scala reale), fornendo così agli utenti domini sempre più omogenei di classi di applicabilità.

Infine, è possibile speculare che in futuro la sperimentazione legata alla determinazione dei dati di input del codice numerico diventerà così importante che i professionisti antincendio dovranno essere in grado di interpretare e talvolta eseguire test sperimentali in grado di caratterizzare la sorgente termica, determinando la curva HRR.



FRANCESCO SAVERIO CIANI

È laureato in Ingegneria Edile-Architettura nel 2014 presso l'Università di Bologna. Ha conseguito il Dottorato di Ricerca in Scienze dell'Ingegneria presso l'Università degli Studi di Ferrara nel 2022 approfondendo la termofluidodinamica numerica ed in particolare la tematica della turbolenza nel fuoco. Ha partecipato alla 'Summer School on Fire Dynamics Modeling' 2017 presso il Julich Supercomputing Centre, approfondendo la termofluidodinamica computazionale. Attualmente è un professionista antincendio ed esperto in termofluidodinamica computazionale applicata all'ingegneria del fuoco. In particolare, le sue attività consistono nelle verifiche della protezione attiva antincendio, due diligence e Fire Safety Engineering. Dal 2014 al 2018 ha collaborato presso studi di progettazione dove ha lavorato su importanti progetti di ingegneria della sicurezza antincendio (in particolare Fire Safety Engineering) e progettazione di impianti di protezione attiva. È co-autore di diverse pubblicazioni scientifiche in materia di Fire Safety Engineering e termofluidodinamica computazionale. Svolge, infine, didattica per diversi enti di formazione, nonché consulenze nell'ambito della Fire Investigation.



LINDA CAIRA

È laureata in Ingegneria della Sicurezza e Protezione Civile presso l'Università La Sapienza di Roma nel 2017 con una tesi dal titolo «Il comportamento umano in caso di incendio: modelli di evacuazione». Dal 2018, collabora con studi professionali, dedicandosi principalmente alla consulenza nel settore della prevenzione incendi. Esperta in Fire Safety Engineering, è co-autrice di diverse pubblicazioni scientifiche in materia di termo fluidodinamica computazionale applicata all'antincendio. Svolge, inoltre, attività di didattica per diversi enti di formazione, nonché consulenze nell'ambito della Fire Investigation.



PIERGIACOMO CANCELLIERE

Ingegnere elettrico (elettrotecnico) e dottore di ricerca in conversione dell'energia elettrica, nel 1998 ha iniziato la sua carriera professione lavorando nel settore delle industrie elettriche ed elettroniche, fra le quali la ABB SACE. Dal 2001 al 2006 è stato assistente ricercatore nel raggruppamento scientifico disciplinare macchine ed azionamenti elettrici dell'università degli studi di Cassino. Nel 2006 è entrato nel Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco quale funzionario direttivo. Dopo un periodo di servizio territoriale presso il Comando dei VV.F. di Frosinone, dal 2011 al 2018 è stato in servizio presso la Direzione Centrale per la prevenzione e la Sicurezza tecnica (Ex Centro Studi del CNVVF) dove si è occupato di ricerca nel settore della sicurezza antincendi con particolare riferimento agli impianti e sistemi di protezione attiva e ai requisiti di sicurezza antincendio degli impianti elettrici. Dal 2019 a novembre 2021 è stato vice comandante dell'Istituto Superiore Antincendi occupandosi dell'alta formazione di funzionari e dirigenti del CNVVF. Ha partecipato, a livello europeo e in rappresentanza dell'Amministrazione, ai lavori relativi ai requisiti di sicurezza antincendio nell'ambito del regolamento prodotti da costruzione (CPR), è stato membro e coordinatore di comitati tecnici di normazione UNI. Ha fatto parte della cabina di regia per la predisposizione del Codice di Prevenzione Incendi. È presidente del comitato tecnico del CEI CT 89 "pericolo di incendio dei prodotti elettrotecnici", oltre ad essere membro del CT 20, CT 64-8 e CT31. Da dicembre 2021 è Comandante dei Vigili del Fuoco di Rimini. Dal 2022 è Professore incaricato di "scienza del fuoco (fire science) al master sulla sicurezza antincendio presso la libera università di Bolzano. È autore di numerose pubblicazioni scientifiche nel settore della sicurezza antincendi.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- [1] Babrauskas, V., Williamson, R.B. The historical basis of fire resistance testing – Part I. *Fire Technol* 14, 184–194 (1978).
- [2] Law, A., & Bisby, L. (2020). The rise and rise of fire resistance. *Fire Safety Journal*, 103188.
- [3] Spinardi, G., Law, A., & Bisby, L. A. (2023). Vive La Résistance?: Standard Fire Testing, Regulation, and The Performance of Safety. *Science as Culture*, Article CSAC-2022-0068. Advance online publication.
- [4] Facts On Fire Prevention; the Results of Fire Tests Conducted by the British Fire Prevention Committee, pubblicato da B.T. Batsford, London UK (1902).
- [5] British Fire Prevention Committee Fire Test No 48, August 12, 1903, 1903.
- [6] Gross D., *Fire Research at NBS: The First 75 Years Building and Fire Research Laboratory National Institute of Standards and Technology Gaithersburg, Maryland 20899, USA*
- [7] Buchanan A. H. (2009), 'Progetto delle strutture resistenti al fuoco', Hoepli curato da Gambarova P., Felicetti R..
- [8] Ingberg S. H. (1928), Tests of the Severity of Building Fires, *Q. Natl. Fire Prot. Assoc.* 22, 43-61.
- [9] Drysdale D., (2011) *An Introduction to Fire Dynamics (3rd Ed.)* Wiley.
- [10] T.Z. Harmathy, T.T. Lie, *Fire Test Standard in the Light of Fire Research*, ASTM Special Technical Publication, 1970.
- [11] Sunder, S. S., Gann, R. G., Grosshandler, W. L., Lew, H. S., Bukowski, R. W., Sadek, F., ... Cauffman, S. A. (2005). Final report on the collapse of the World Trade Center towers
- [12] Janssens, M., (1995) *Methods and Equations of Fire Calorimetry*, American Forest & Paper Association;
- [13] Thornton W., (1917) "The Relation of Oxygen to the Heat of Combustion of Organic Compounds," *Philosophical Magazine and Journal of Science*, 33.
- [14] Babrauskas, V. (1984). Development of the cone calorimeter? A bench-scale heat release rate apparatus based on oxygen consumption. *Fire and Materials*, 8(2), 81–95.
- [15] Alpert, R. L. (1975). Turbulent Ceiling-Jet Induced by Large-Scale Fires. *Combustion Science and Technology*, 11(5-6), 197–213.
- [16] Heskestad, G. (1995). "Fire Plumes", Chapter 2-2, *SFPE Handbook of Fire Protection Engineering*, Society of Fire Protection Engineers. Quincy, MA. USA.
- [17] Babrauskas, V. (2022). Comments on "The Historical Narrative of the Standard Temperature–Time Heating Curve for Structures" by Gales, et al.. *Fire Technol* 58, 15–20.
- [18] R. P. Feynmann (1989). *Che t'importa di ciò che dice la gente? Altre avventure di uno scienziato curioso*. Zanichelli.
- [19] American Institute of Aeronautics and Astronautics (AIAA), (1998). *Guide: Guide for the Verification and Validation of Computational Fluid Dynamics Simulations (AIAA G-077-1998(2002))*.
- [20] American Institute of Aeronautics and Astronautics (AIAA), (1998). *Guide: Guide for the Verification and Validation of Computational Fluid Dynamics Simulations (AIAA G-077-1998(2002))*.
- [21] National Institute of Standards and Technology (NIST), Special Publication 1018-1, *Fire Dynamics Simulator Technical Reference Guide: Mathematical Model*, 6th Ed., FDS Ver. 6.7.1, 2018.
- [22] McDermott R., (2011) *Quality assessment in the Fire Dynamics Simulator: A bridge to reliable simulations*. In *Proceedings of the Fire and Evacuation Modeling Technical Conference*, Baltimore, Maryland.
- [23] Wickstrom, U., Duthinh, D. and McGrattan, K. (2007), *Adiabatic Surface Temperature for Calculating Heat Transfer to Fire Exposed Structures*, London, England.

TUBI IN ACCIAIO SENZA SALDATURA PER EDIFICI A STRUTTURA METALLICA. SPERIMENTAZIONI E BREVETTI DELLA DALMINE 1906-1976.

SEAMLESS PIPES FOR THE DESIGN OF STEEL BUILDINGS. EXPERIMENTATIONS AND PATENTS OF DALMINE COMPANY 1906-1976.

Matteo Abita*, Danilo Di Donato, Alessandra Tosone, Renato Morganti

Dipartimento di Ingegneria Civile Edile-Architettura e Ambientale, Università degli Studi dell'Aquila

L'azienda Dalmine è uno dei principali protagonisti del settore siderurgico italiano sin dalla prima metà del XX secolo. I suoi tubi senza saldatura trovano vasta diffusione in vari campi dell'ingegneria, tra cui la costruzione di acquedotti e oleodotti, torri di telecomunicazioni e ponteggi in acciaio. La rapida riorganizzazione della rete produttiva e commerciale del secondo dopoguerra ne favorisce una nuova fase di crescita, che permette all'azienda di investire in ricerca e sviluppo per settori di mercato fino ad allora considerati meno redditizi. Seguendo l'esempio di alcuni concorrenti internazionali che avevano già sperimentato l'utilizzo di tubi d'acciaio per la realizzazione delle loro sedi, Dalmine avvia nuovi studi sulla potenziale applicazione dei suoi prodotti per la "costruzione di grandi edifici". A tal fine incarica il proprio Centro Carpenteria Metallica di procedere alla definizione di soluzioni tecnico-costruttive in grado di superare le difficoltà nelle connessioni che ancora negli anni '50 e '60 gravano sulle strutture a tubi per l'edilizia, le cui unioni non riescono a garantire la stessa flessibilità consentita dai più tradizionali profilati a sezione aperta. Attraverso fonti documentali provenienti dall'Archivio della Fondazione Dalmine, l'articolo vuole ripercorrere le tappe fondamentali che hanno caratterizzato l'evoluzione delle tecniche costruttive basate sull'impiego dei tubi in acciaio, dalle fasi che ne individuano le prime sperimentazioni fino a quelle che ne sanciscono una matura affermazione.

Dalmine was a prominent company in the Italian steel industry since the first half of the 20th century. Its seamless pipes were extensively employed in various engineering fields, including the construction of water and oil piping, telecommunications towers, and steel scaffolding. The rapid reorganization of the production and sales network after World War II favored a new phase of growth, which allowed the company to invest in research and development for market sectors that were considered less profitable until then. Following the example of some international competitors who conducted research focusing on the utilization of steel pipes for the construction of their new headquarters, Dalmine initiated fresh studies on the potential application of their products for "the construction of large buildings", recognizing a period of gradual expansion in the national building activity. The research guided by the Metal Carpentry Center aimed at optimizing the use of steel pipes for building structures and tried to overcome the difficulties of their connection to gain the same flexibility of traditional open section profiles. Using bibliographical and archival resources from the Dalmine Foundation Archive, this article aims to trace the progression of studies, experiments, and patents related to the use of seamless pipes in the building structure prior to the introduction of technologies that facilitated their structural utilization.

*Corresponding author. Email: matteo.abita@univaq.it

1 INTRODUZIONE: IMPIEGO DEI TUBI DEI TUBI DALMINE IN EDILIZIA NEL PRIMO NOVECENTO

I fratelli Reinhard e Max Mannesmann, produttori di lime in ferro vicino Düsseldorf, mettono a punto alla fine dell'Ottocento un innovativo processo di laminazione di tubi in acciaio, con l'obiettivo di evitare gli incidenti causati dalla fuoriuscita di gas ad alta pressione dai tubi realizzati tramite saldatura e normalmente utilizzati nell'industria dei motori a vapore [1]. Dopo la registrazione del primo brevetto nel 1886 e lo sviluppo, quattro anni più tardi, del laminatoio "a passo di pellegrino" che ottimizza il processo di produzione industriale, i Mannesmann fondano nuove fabbriche in Austria e in Germania e istituiscono la società Deutsch-Österreichische Mannesmannröhren-Werke AG. La crescente richiesta sul mercato internazionale nel periodo prebellico convince i vertici aziendali a espandere la produzione anche in Italia dove tra il 1906 e il 1911 realizzano a Dalmine un nuovo stabilimento, grazie al partenariato con la Smi - Società Metallurgica Italiana - e l'interessamento di alcuni politici locali [2]. L'entrata in guerra nel 1915 determina lo scioglimento del legame con la casa madre tedesca e il riassetto societario e organizzativo poco dopo la fine del conflitto. Grazie all'implementazione di due acciaierie e alla diversificazione dei prodotti, gli stabilimenti della Dalmine conoscono un

periodo di lenta e progressiva crescita, a cui contribuiscono le accorte scelte imprenditoriali del nuovo gruppo dirigente, di cui fa parte Agostino Rocca [3] un'ingegnere milanese che è anche membro del direttivo dell'Iri, l'Istituto di Ricostruzione Industriale. È questo stesso ente nel 1933 a rilevare la Dalmine insieme ad altre società della siderurgia italiana, con l'obiettivo di sostenere e finanziare le attività di riconversione industriale. Fino al 1944, anno in cui Agostino Rocca lascia i suoi incarichi dirigenziali, i principali campi di applicazione per i tubi Dalmine sono gli impianti di distribuzione di fluidi, l'industria bellica e le costruzioni meccaniche, in particolare automobilistiche, aeronautiche, navali e ferroviarie. Il settore delle "strutture metalliche", meno rappresentativo rispetto ai precedenti, trova due principali ambiti di sperimentazione: la costruzione delle "torri tubolari" temporanee o permanenti; la fornitura di colonne per le strutture degli edifici [4].

Il primo ambito è rivolto alla realizzazione di torri a traliccio per gli impianti di distribuzione dell'energia elettrica e «torri tubolari smontabili per costruzioni edilizie», che assumeranno successivamente le caratteristiche dei tradizionali ponteggi.

Per le torri permanenti la società sviluppa un sistema costruttivo caratterizzato da nodi che sono diversamente risolti a seconda delle lavorazioni

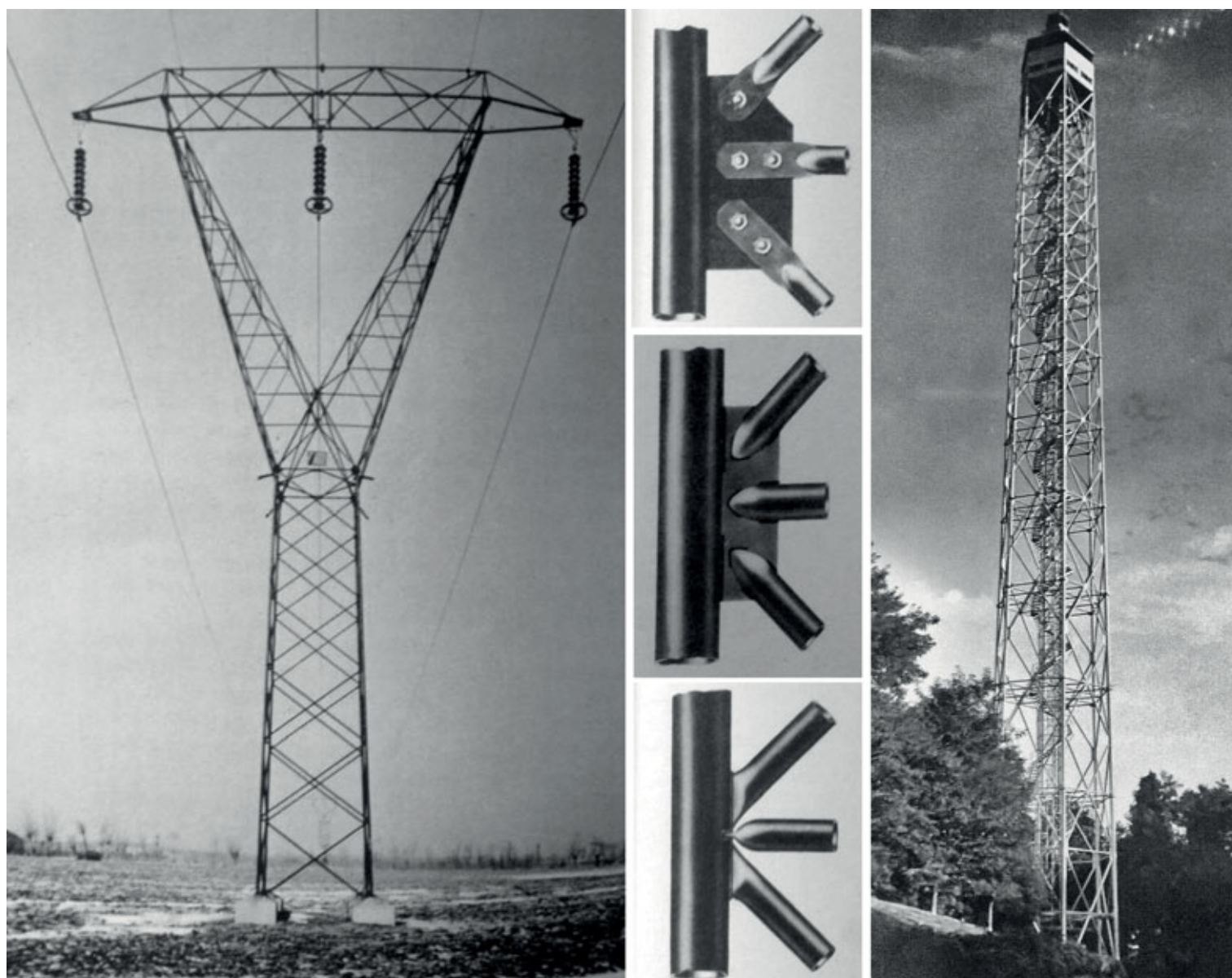


Fig. 1 - Impiego dei tubi Dalmine in edilizia nel primo Novecento (1906-1945): i collegamenti per torri a traliccio degli impianti di distribuzione dell'energia e la Torre Littoria realizzata a Milano nel 1933 (Fondazione Dalmine).

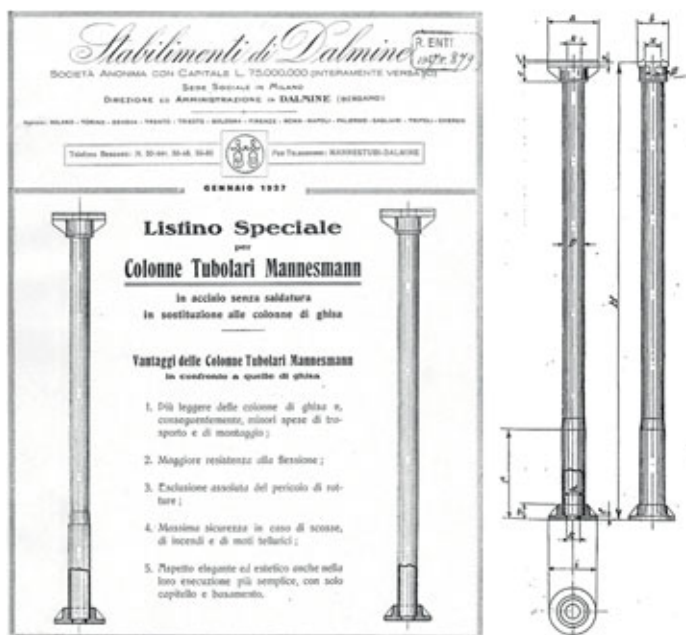


Fig. 2 – Impiego dei tubi Dalmine in edilizia nel primo Novecento (1906-1945): la copertina del listino relativo alle “Colonne tubolari Mannesman” con l’elenco dei principali vantaggi “in confronto a quelle di ghisa” (Fondazione Dalmine).

in officina effettuate sulle aste di parete (figura 1). Una prima tipologia di collegamento prevede l’impiego di aste di parete con le estremità «appiattite» e fissate a un piatto, saldato ai correnti verticali o orizzontali e in grado di accogliere fino a tre aste; una seconda modalità di unione consiste nell’impiego di tubi «ogivati e intagliati mediante fresatura» in modo da poter essere saldati al piatto, analogo al precedente; nella terza e ultima, funzionale all’assemblaggio della torre «a tronchi», i tubi sono «appiattiti» e successivamente intagliati per essere poi saldati direttamente al corrente, a costituire un collegamento rigido con sole aste concorrenti, cui consegue un «sensibile risparmio di peso» [5].

Il sistema viene correntemente impiegato con successo nelle torri a traliccio per le reti di trasporto dell’energia elettrica, anche se non mancano realizzazioni assolutamente eccezionali per concezione e costruzione come la Torre Littoria a Milano del 1933, per la quale gli ingegneri fanno ricorso a unioni bullonate su flange filettate e fazzoletti di lamiera utili ai collegamenti tra tubi di diverso diametro [6].

Nella realizzazione di strutture metalliche per edifici civili, l’impiego di “colonne tubolari Mannesmann” viene proposto in sostituzione dei componenti in ghisa, anche per alcuni evidenti vantaggi: il migliore comportamento isotropo dell’acciaio; la maggiore resistenza a compressione e flessione che permette luci più ampie tra gli elementi costruttivi; gli spessori più sottili delle sezioni con conseguente risparmio nel trasporto e nel montaggio; la migliore resistenza al fuoco dovuta alla duttilità del materiale (figura 2).

A verifica di ciò la Dalmine esegue alla fine degli anni Venti più campagne di prove nel laboratorio fondato in Svizzera dal noto matematico e ingegnere Jakob Amsler-Laffon a Schaffhausen, dove le colonne a sezione circolare sono poste in una pressa idraulica per valutare la resistenza alla compressione per carico di punta e a flessione per carichi laterali sia su colonne vuote, che riempite con calcestruzzo [7].

Negli anni Trenta la società decide di ampliare la produzione e riorganizzare il servizio tecnico: immette sul mercato anche i profilati a sezione quadra e rettangolare e fornisce servizi di consulenza ai progettisti, per la scelta degli elementi resistenti in funzione dei carichi e, limitatamente ai tubi, per la verifica dell’adeguatezza geometrica della base di ancoraggio e del capitello. Queste due parti, realizzate in ghisa sono montate in situ mediante preriscaldamento delle estremità della colonna. Tali iniziative



Fig. 3 – Impiego dei tubi Dalmine in edilizia nel primo Novecento (1906-1945): l’impiego delle “Colonne tubolari Mannesmann” in alcuni edifici degli anni Trenta nella company town di Dalmine (Fondazione Dalmine).

non sanciscono, però, una drastica inversione di rotta e l’impiego dei tubi in acciaio nelle strutture degli edifici continua a essere limitato alla realizzazione di magazzini ed elementi di arredo, nonché nelle costruzioni che vengono realizzate nella company town di Dalmine (figura 3).

Quello che pare sia mancato nella strategia d’impresa è, per un verso, lo studio di un sistema costruttivo in grado di risolvere le criticità nei collegamenti e per l’altro, l’assenza di una visione contrattuale rispondente all’esigenza dei potenziali clienti di ricorrere ad appalti con scorporo per le diverse parti dell’ossatura portante [8]. Nel secondo Dopoguerra lo scenario cambia; la società espande il proprio mercato e all’intero settore produttivo viene dato nuovo impulso alimentato anche da un proficuo confronto con l’operato delle aziende europee concorrenti.

2 PRIMA FASE OPERATIVA DEL CENTRO CARPENTERIA DALMINE (1952-1960): ATTIVITÀ DI RICERCA E PROGETTO SOSTENUTE DALLA COMPETIZIONE SUL PIANO INTERNAZIONALE

Dopo i bombardamenti del 1944, la Dalmine riprende la piena produttività a due anni di distanza. Una serie di favorevoli congiunture sul piano politico ed economico le consentono non solo di partecipare attivamente al processo di ricostruzione del Paese, ma anche di competere sul mercato internazionale. Il piano di riorganizzazione dell’industria siderurgica italiana sviluppato dal direttore della Finsider, Oscar Sinigaglia, colloca la Dalmine in una posizione strategica quale fornitore di tubi e laminati piani per le principali industrie nazionali, come Fiat ed Eni, nonché gli accordi della Ceca e dell’Eca accolgono con favore una politica di espansione transnazionale [9].

La politica di sviluppo commerciale che interessa l’azienda bergamasca interviene anche nel settore delle costruzioni metalliche: tra il 1947 e il 1951 sono pubblicati alcuni articoli a firma di ingegneri della Dalmine sulla rivista francese “L’ossature métallique” che mostrano le “ampie possibilità di applicazione del tubo di acciaio nelle carpenterie”, utilizzando soprattutto esempi di grandi coperture, fabbriche e torri per elettrodotti realizzate in Italia [10-12]. Non è un caso che nel 1952 la società decide di istituire uno specifico reparto per l’impiego dei tubi in acciaio nel settore edilizio, il Centro Carpenteria Dalmine, il cui ufficio tecnico è affidato alla direzione del giovane ingegnere Umberto Venanzi.

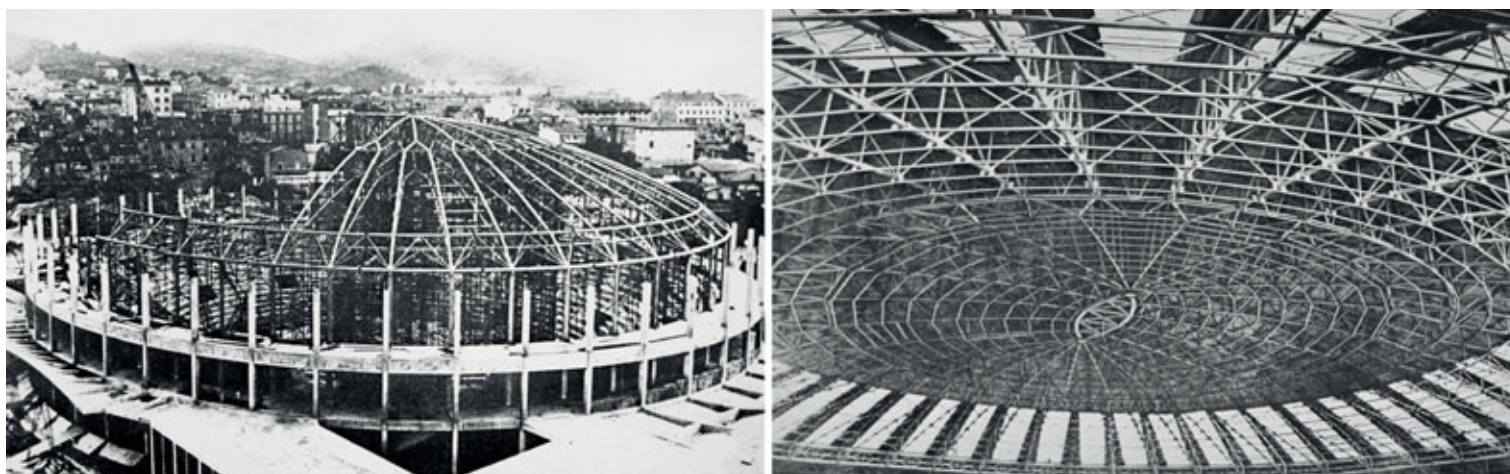


Fig. 4 – Prima fase operativa del Centro Carpenteria Dalmine (1952-1960): la costruzione della cupola ellittica del Palasport di Bologna, ultimata nel 1956 (Fondazione Dalmine).

La prima importante opera realizzata dal nuovo reparto è la cupola ellittica del Palasport di Bologna con una luce massima di circa 70 m [13]. La cupola è composta da una struttura reticolare che presenta una travata di imposta alla quale sono collegate nervature arcuate, convergenti nell'anello di forma lenticolare collocato in sommità. Tutti i componenti sono tubi in acciaio senza saldatura muniti di flange o con estremità ogivate e schiacciate utili ad accogliere unioni bullonate (figura 4).

Dopo questa realizzazione, all'ufficio tecnico diretto da Venanzi viene affidato il compito di avviare ricerche per l'impiego di tubi nelle strutture di edifici civili, in base a un indirizzo operativo impartito dalla società. Nel luglio del 1957 il Centro Carpenteria Dalmine è infatti incaricato di effettuare uno studio «per l'impiego dei tubi nella costruzione dei grandi palazzi, analogamente a quanto fatto dalla Mannesmann e dalla Escaut et Meuse per le loro nuove sedi» [14].

Gli edifici delle principali aziende europee per la produzione di tubi senza saldatura sono diventati riferimenti imponenti per le nuove ricerche del Centro di Carpenteria Metallica che cerca di aggiornarsi con una nuova serie di studi.

2.1 MODELLI DI RIFERIMENTO DELLE AZIENDE CONCORRENTI NEL CONTESTO EUROPEO

In Europa, all'inizio degli anni '50 importanti società – innanzitutto tedesche e francesi – si trovano impegnate per la prima volta nella realizzazione di grandi edifici con struttura metallica a tubi. Saranno proprio queste esperienze a sollecitare la Dalmine a investire con decisione nel settore delle costruzioni, misurandosi con la progettazione e fornitura di carpenterie per edifici di una certa complessità e dimensione.

Tra gli episodi che la società bergamasca prende a riferimento c'è il nuovo quartier generale della Mannesmann a Düsseldorf, realizzato nel 1954 con l'impiego per le colonne di tubi d'acciaio (figura 5). L'edificio a torre di 24 piani progettato dagli architetti Paul Schneider-Esleben ed Egon Eiermann, è privo di sostegni verticali intermedi tra il nucleo interno in calcestruzzo armato e la struttura metallica dei piani di facciata, in modo tale da garantire la massima flessibilità di configurazione agli ambienti di lavoro. Il sistema resistente perimetrale prevede per il basamento colonne di altezza

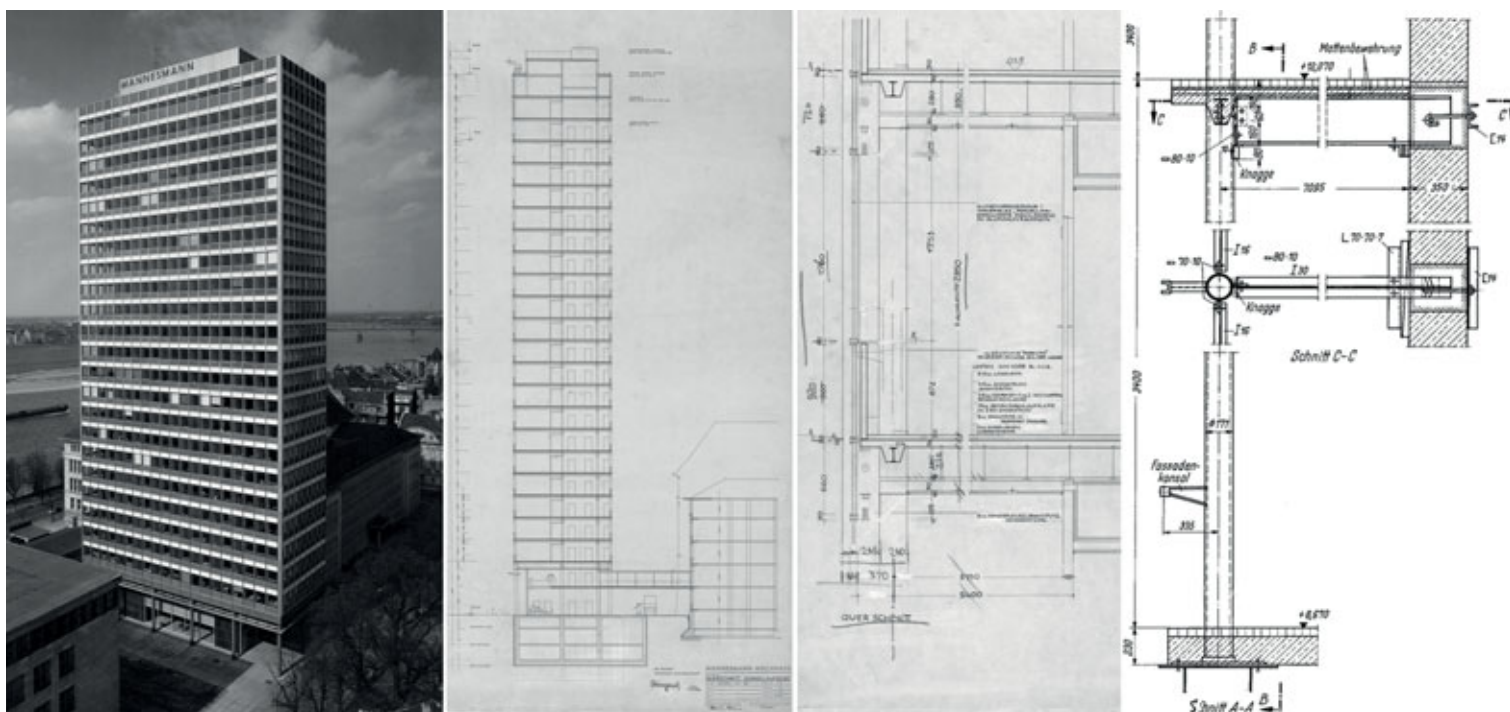


Fig. 5 – Modelli di riferimento delle aziende concorrenti nel contesto europeo (1954-1957): il grattacielo della Mannesmann a Düsseldorf realizzato nel 1954 e dettagli costruttivi del nodo colonna-trave (TUM Universitätsbibliothek Technische Universität München; Stahlbau, 1960).

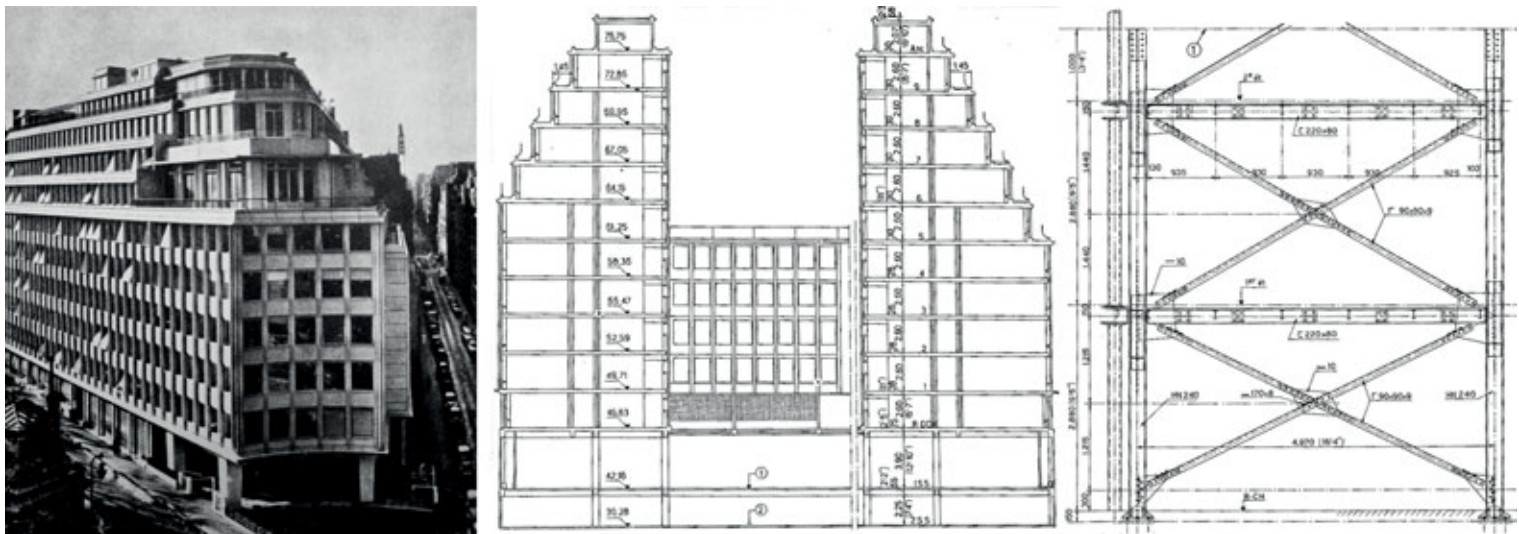


Fig. 6 – Modelli di riferimento delle aziende concorrenti nel contesto europeo (1954-1957): la sede della Lorraine-Escaut realizzata a Parigi nel 1957 e il dettaglio costruttivo delle colonne in tubi di acciaio impiegate nei telai interni (Acier-Stahl-Steel, 1957).

pari al doppio dell'interpiano su cui si attesta una trave composta a parete piena [15]. Su di essa poggiano, ad interasse ridotto, le colonne continue dei piani superiori, collegate tra loro mediante travi in profilati a sezione aperta cui è affidato anche il collegamento dei telai di facciata con il nucleo centrale. Per agevolare l'impiego dei tubi, l'ingegnere Herbert Knothe della Mannesmann mette a punto un collegamento a tre vie costituito da tre piatti saldati sulla testa dei singoli tratti di colonna, cui collegare tramite bullonatura le travi. A completare il nodo vengono inserite mensole corte per accogliere i montanti della struttura del curtain wall [16].

Un ulteriore elemento di giunzione caratterizza la connessione tra colonne e travi di collegamento trasversali al nucleo di calcestruzzo, costituito da un "collare", un elemento sagomato a C, utile all'alloggiamento di un piatto saldato all'estremità della trave e sporgente all'intradosso.

Negli stessi anni in cui la Mannesmann realizza il suo quartier generale, il gruppo siderurgico Lorraine-Escaut, fondato nel 1953 a seguito della fusione di diverse società, tra le quali la Escaut et Meuse - capofila in Francia nella produzione dello stesso tipo di profilati - realizza la propria sede direzionale a Parigi: un edificio di 10 piani collocato in un lotto triangolare sulla Rue Spontini, a breve distanza dall'Arco di Trionfo (figura 6).

A differenza del grattacielo tedesco, gli architetti Jean Demaret e Jean Zimmermann utilizzano profili a sezione aperta lungo il perimetro e per le colonne dei telai interni tubi in acciaio lasciati a vista, che arrivano in cantiere muniti di piastra di base e capitello a risolvere il nodo trave-colonna per mezzo di unioni bullonate [17]. La geometria e l'ingombro contenuto delle colonne consente ampia flessibilità nell'organizzazione degli uffici cellulari e degli open space. Nell'attacco a terra, i telai insistono su una serie di portali in composizione saldata di luce modulata su quella delle colonne soprastanti.

2.2 PROPOSTA DI COLLEGAMENTI STRUTTURALI PER L'IMPIEGO DEI TUBI IN EDILIZIA

La strategia messa in atto dall'ufficio diretto da Venanzi per rispondere alla competizione sul piano internazionale prevede due piani di azione: il primo, teorico-sperimentale, improntato su studi e prove volte ad ottimizzare l'uso dei tubi nell'edilizia; il secondo, tecnico-sperimentale si concretizza attraverso processi di progettazione e costruzione di più edifici.

A superamento dell'attività per come concepita e attuata nel primo Novecento, gli studi condotti dal Centro intraprendono una nuova linea di azione che guarda al sistema costruttivo e non al singolo componente al fine di rendere il "tubo" più appetibile anche in edilizia e adottando una logica che si avvicina alla concezione del sistema costruttivo.

In questa prospettiva d'azione, oltre alla consueta messa in evidenza delle peculiarità delle proprietà geometriche e inerziali dei tubi, nel 1957 la società propone a professionisti e imprese un campionario di collegamenti con elementi strutturali di piano utili ad agevolare il loro lavoro nelle fasi di progettazione e costruzione degli edifici [18]. Nella raccolta ragionata si passa dai nodi con profili a sezione aperta in cui le colonne possono essere munite in testa «di capitelli e mensole» per rendere più agevoli sia le unioni saldate che quelle bullonate, alle soluzioni costruttive di nodi trave-colonna a più vie con schemi a travi interrotte e a colonne continue, per le quali «l'unione di più tronchi sovrapposti» di diametro variabile è risolta con l'impiego di flange o di nervature verticali preassemblate all'interno dei tubi [19]. Non mancano inoltre esempi di collegamenti acciaio-calcestruzzo e la messa a confronto tra colonne tubolari e pilastri in calcestruzzo armato finalizzati ad evidenziare le dimensioni contenute dei primi rispetto ai secondi a parità di carico assiale, come pure considerazioni volte ad evidenziare i vantaggi funzionali dei tubi quali l'assenza di spigoli nonché la maggiore adattabilità nella riconfigurazione delle soluzioni d'arredo (figura 7).

Con le stesse finalità nel 1958 l'azienda fa pubblicare anche un bollettino sulle «Intelaiature in acciaio per edifici civili» [20]. A differenza delle precedenti pubblicazioni, al suo interno è dato risalto a tutte le componenti della struttura e alle diverse soluzioni di assemblaggio e correlazione; sono aggiunte nuove informazioni sulle modalità di montaggio dei telai e sull'esecuzione dei solai, scelti tra la tradizionale tipologia del solaio in latero-cemento - travetti prefabbricati in laterizio armato, pignatte e soletta armata in calcestruzzo - e quella in lamiera grecata e getto di completamento in calcestruzzo armato. Ancora una volta, a corredo delle immagini delle strutture progettate dal Centro Carpenteria, sono o vengono sottolineati i vantaggi delle soluzioni proposte rispetto ad analoghe strutture in calcestruzzo armato quanto a rapidità di montaggio, facilità nell'organizzazione del cantiere, integrazione impiantistica e, infine, aspetti connessi alla riduzione dell'ingombro degli elementi costruttivi.

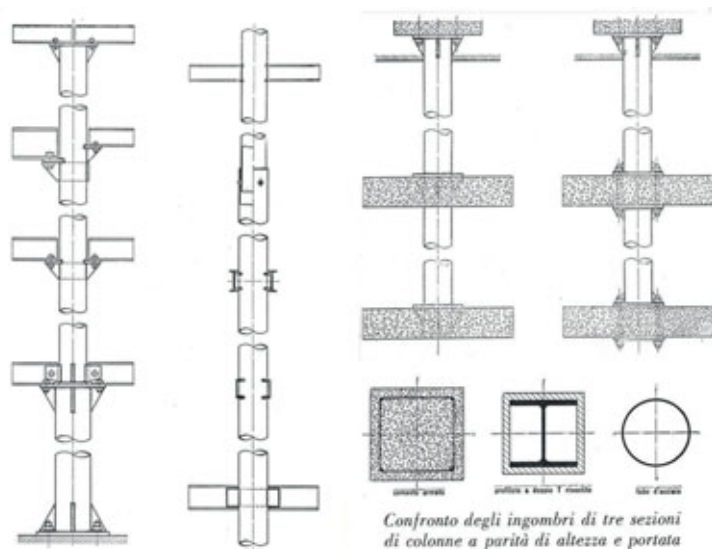


Fig. 7 – Prima fase operativa del Centro Carpenteria Dalmine (1952-1960): la proposta di collegamenti utili a favorire l'impiego delle colonne tubolari (Fondazione Dalmine).

2.3 ATTIVITÀ DI PROGETTO E COSTRUZIONE ALLA FINE DEGLI ANNI CINQUANTA

In parallelo alle attività di ricerca, l'ufficio tecnico supporta alcune imprese associate all'azienda e progetta di alcuni edifici collocati perlopiù nel Nord Italia.

La Dalmine fornisce alcuni elementi strutturali negli edifici residenziali a lama del quartiere Ina Casa a Genova Prà, affidati all'impresa Italsider (figura 8). L'utilizzo dei tubi è limitato alle sole colonne centrali dei telai trasversali e ai controventi di parete [21]. Diversamente, nell'intervento di edilizia residenziale a Como, l'impiego di coppie di tubi sui lati lunghi dell'edificio, realizzato in calcestruzzo armato, è funzionale a rafforzare la snellezza della struttura in facciata [18].

In altri casi è il Centro Carpenteria a redigere il progetto, condizione questa che favorisce l'impiego diffuso dei tubi nonché la verifica delle soluzioni sviluppate in ambito teorico-sperimentale. È questo il caso dell'edificio residenziale a lama denominato "El Faro", ultimato nel 1959 in una delle strade principali del lungomare di Riccione [22]. Progettato inizialmente per raggiungere l'altezza di 50 m, viene ridimensionato per ragioni economiche limitando a soli otto la realizzazione dei quattordici

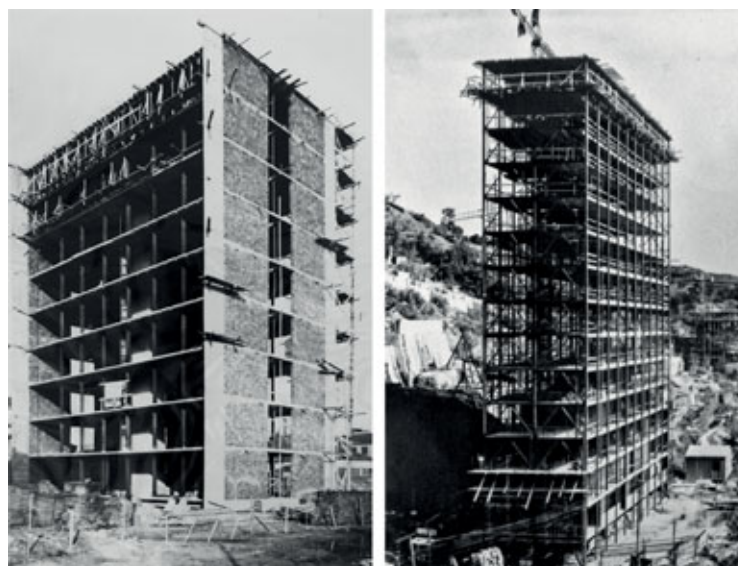


Fig. 8 – Prima fase operativa del Centro Carpenteria Dalmine (1952-1960): l'applicazione dei collegamenti proposti dall'ufficio tecnico diretto da Umberto Venanzi negli edifici residenziali a Como e a Genova Prà (Fondazione Dalmine).

piani previsti (figura 9). Per la struttura in acciaio viene scelto uno schema a travi continue e a colonne interrotte con l'impiego di unioni bullonate. In officina vengono svolte le lavorazioni sulle travi mediante saldatura di profili a sezione aperta e predisposizione di piastre di ancoraggio utili al collegamento con le colonne tubolari, di diametro variabile lungo lo sviluppo verticale e munite di flange. I nodi trave-pilastro sono predisposti per accogliere, per mezzo di appositi piatti, le connessioni con le travi secondarie rese solidali ai travetti in latero-cemento dei solai mediante la saldatura dei ferri d'armatura all'ala superiore (figura 10).

La presenza di un nucleo interno in calcestruzzo armato destinato ai collegamenti verticali consente di evitare l'impiego di controventamenti nel piano dei telai. La carpenteria metallica della struttura, celata dall'involucro in laterizio e lamierino smaltato, è esposta solo in corrispondenza della prima elevazione fuori terra, in parte destinata a spazio pubblico coperto. Nello stesso periodo, il Centro Carpenteria, con la collaborazione dell'ing. Aldo Molteni, elabora anche il progetto strutturale della nuova sede milanese delle società Sidercomit, ILVA e Acciaierie di Terni (figura 11). Per le indiscutibili qualità formali nonché per le caratteristiche tipologiche e dimensionali, l'edificio rappresenta a tutti gli effetti la risposta alle



Fig. 9 – Progetto e costruzione dell'edificio "El Faro" (1958-1959): la copertina della rivista "Rassegna Tecnica Dalmine" dedicata all'attività di costruzione a Riccione (Fondazione Dalmine).

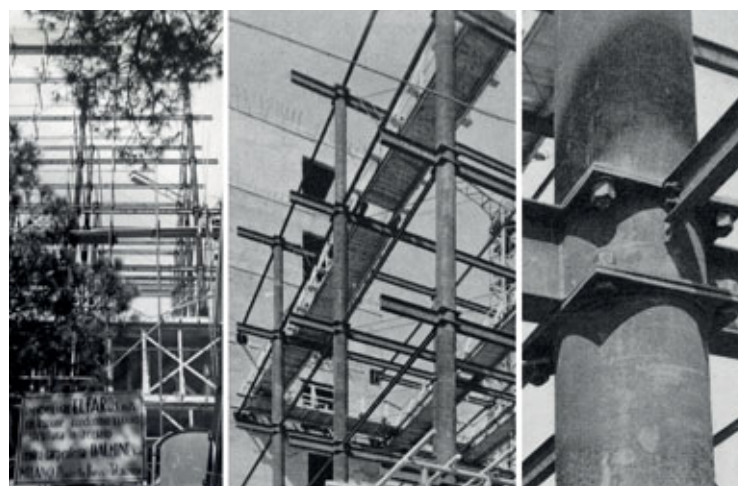


Fig. 10 – Progetto e costruzione dell'edificio "El Faro" (1958-1959): l'impiego di travi a sezione aperta e di colonne tubolari munite di flange (Fondazione Dalmine).



Fig. 11 – Progetto e costruzione della sede della Sidercomit (1958-1960): la copertina della rivista "Conversazioni" dedicata all'edificio di Milano (Fondazione Dalmine).

concorrenti europee da parte della Dalmine che ad esso dedica un'intera monografia in cui tutte le fasi del progetto e della costruzione sono illustrate in modo approfondito [23].

L'edificio per uffici, di otto piani insiste su un lotto di forma trapezoidale su Corso di Porta Nuova e la struttura in acciaio, utilizzata nelle due ali della pianta a C, è adattata alla «maglia modulare quadrata - avente lati 31,5 cm» scelta in base alle caratteristiche dello spazio interno e del sistema di facciata. Il montaggio dei dieci telai disposti in senso trasversale alle ali dell'edificio prevede una sequenza delle operazioni che comporta dapprima l'assemblaggio delle componenti metalliche dei portali a piè d'opera. Questi sono a doppia campata con colonne tubolari, travi a doppio T e capitelli costituiti da piastre; tutte le componenti sono assemblate per mezzo di un'apposita "intelaiatura di riscontro" utile a garantire il corretto posizionamento degli elementi (figura 12). I portali vengono in seguito sovrapposti l'un l'altro e, resi solidali mediante unioni saldate in opera, a comporre ciascun telaio di otto elevazioni. In corrispondenza degli impalcati i singoli telai sono tra loro collegati per mezzo di saldatura di travi a doppio T. Queste risultano accoppiate o rinforzate con l'aggiunta di piatti in corrispondenza delle ali laddove necessario.



Fig. 12 – Progetto e costruzione della sede della Sidercomit (1958-1960): l'impiego "dell'intelaiatura di riscontro" per la fase di saldatura a piè d'opera (Fondazione Dalmine).

Al fine di non variare la geometria dei dispositivi di collegamento trave-colonna, il Centro Carpenteria impiega, a seconda dei carichi, tubi di uguale diametro e spessore variabile al cui interno inserisce i pluviali (figura 13). La resistenza al fuoco di tutti gli elementi strutturali è garantita dall'applicazione di cospesse di feltro, gesso e juta, armate con tondini di acciaio. I solai in latero-cemento sono realizzati usando le stesse soluzioni tecniche adottate nell'edificio a Riccione, mentre per il curtain wall si ricorre all'impiego di una sottostruttura in lamiera zincata sagomata a freddo che è fornita dall'ILVA di Genova cui è affidata anche la realizzazione dei pannelli di rivestimento delle travi e dei serramenti (figura 14).

Gli esiti dell'impegno del Centro Carpenteria sul fronte delle costruzioni civili trovano spazio nella Fiera della Casa del 1958, con un progetto coordinato dall'Ufficio Italiano Sviluppo Applicazioni Acciaio-UISAA che combina le strutture portanti Dalmine con componenti prefabbricati per solaio e parete [24-25]. L'anno successivo viene sancito il connubio Dalmine-Feal con la pubblicazione di un prototipo di un sistema per ossature prefabbricate di edifici multipiano (figura 15).

Nel febbraio del 1959 il Centro Carpenteria contribuisce anche all'istituzione del "Centro studi sulle costruzioni metalliche" presso l'Università di

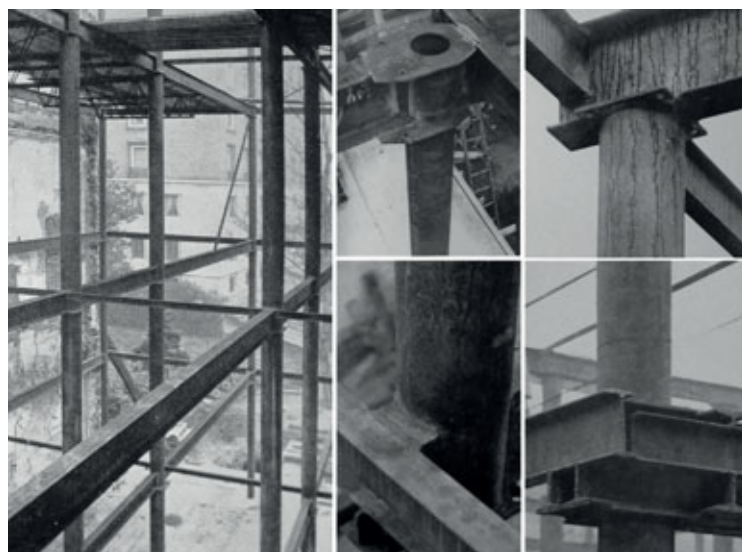


Fig. 13 – Progetto e costruzione della sede della Sidercomit (1958-1960): realizzazione della struttura in acciaio e dettagli dei nodi trave-colonna (Fondazione Dalmine).



Fig. 14 – Progetto e costruzione della sede della Sidercomit (1958-1960): il sistema resistente con i solai in latero-cemento e la realizzazione dell'involucro (Fondazione Dalmine).



Fig. 15 – Prima fase operativa del Centro Carpenteria Dalmine (1952-1960): il prototipo di un sistema per ossature prefabbricate di edifici multipiano sviluppato con la Feal nel 1959 (Fondazione Dalmine).

Pisa, ma il suo ruolo nella promozione e sviluppo dell'impiego dei tubi in edilizia diventa meno riconoscibile a partire dal febbraio del 1960, quando il gruppo Finsider rileva gli uffici tecnici della Dalmine e dell'Ilva per integrarli nella società CMF – Costruzioni Metalliche Finsider - della quale Umberto Venanzi assume il ruolo di vice-direttore [26].

3 SECONDA FASE OPERATIVA DEL CENTRO CARPENTERIA DALMINE (1968-1976): ATTIVITÀ DI BREVETTAZIONE

L'esperienza nella CMF dura sette anni, durante i quali i tecnici che prima facevano parte del Centro Carpenteria collaborano alla realizzazione di importanti opere, tra le quali alcuni edifici per uffici e per il commercio nelle maggiori città italiane, affidate a firme più o meno note dell'architettura italiana. Tra queste spiccano i grandi magazzini La Rinascente di Genova e le sedi direzionali della RAI di Roma e di Torino (figura 16). In particolare, la realizzazione del palazzo piemontese si deve anche al Servizio Ricerche e Laboratori Centrali della Dalmine che esegue nel 1962 una serie di prove utili a verificare le proprietà meccaniche delle colonne a sezione quadrata scelte per la struttura estroflessa del grattacielo [27-28].

Nel gennaio del 1968 la società bergamasca decide di ricostituire il Centro Carpenteria, affidato nuovamente a Venanzi [29] che, oltre a riprendere l'organizzazione delle attività condotte fino al 1960, porta avanti con l'ufficio tecnico anche la brevettazione dei sistemi costruttivi, messi a punto già alla fine degli anni Cinquanta e successivamente migliorati, al fine di

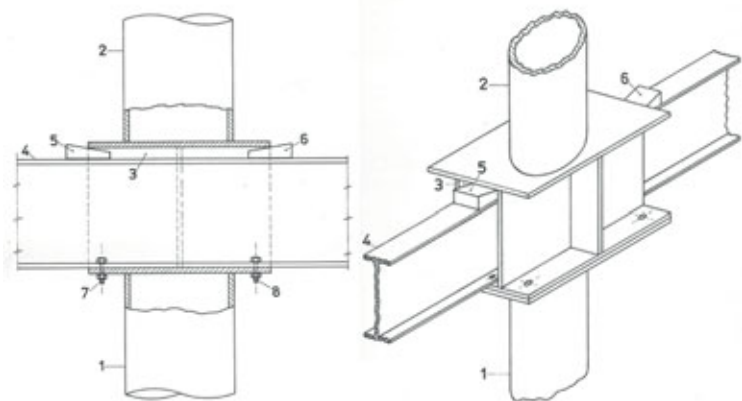


Fig. 17 – Seconda fase operativa del Centro Carpenteria Dalmine (1968-1976): il brevetto intitolato «Metodo per la giunzione di elementi di ossature in edilizia» (Fondazione Dalmine).



Fig. 16 – Collaborazione tra Centro Carpenteria Dalmine e Cmf (1960-1968): le prove di carico e il montaggio della carpenteria della sede Rai di Torino (Fondazione Dalmine).

garantire la titolarità delle soluzioni tecnologiche già proposte e ribadire nel mercato dell'edilizia le proprie competenze nell'ambito Ricerca e Sviluppo. I risultati non tardano ad arrivare e tra il 1968 e il 1975 la società registra quattro privative, due destinati all'introduzione di nuovi componenti, due alla definizione di sistemi costruttivi.

3.1 BREVETTI ORIENTATI ALL'INTRODUZIONE DI NUOVI COMPONENTI

Il primo brevetto, intitolato «Metodo per la giunzione di elementi di ossature in edilizia», ripropone lo schema di struttura in acciaio con elementi verticali in carpenteria tubolare e travi con profilati a sezione aperta, con un aggiornamento riguardante i nodi di collegamento a una o più vie (figura 17). Le colonne sono infatti sovrapposte mediante un capitello in composizione saldata definito «canale di attraversamento», poiché consente il passaggio della trave al suo interno. Secondo Venanzi, il principale vantaggio di questa innovazione è rappresentato dalla possibilità di adeguare i collegamenti alle diverse sollecitazioni che intervengono in fase di montaggio e di esercizio. Le travi sono collegate mediante unioni bullonate al canale di attraversamento e, per migliorare il «rendimento statico delle giunzioni», possono essere inseriti cunei in acciaio al fine di indurre delle coazioni tra travi e pilastro che «consentono un più razionale sfruttamento dei profili e/o un adattamento di questi ad eventuali mutamenti delle condizioni di carico» [30].

Il secondo brevetto riguarda «elementi tubolari per la costruzione di impalcati» [32]. Questi, assemblati in officina con lamiera piegata a freddo

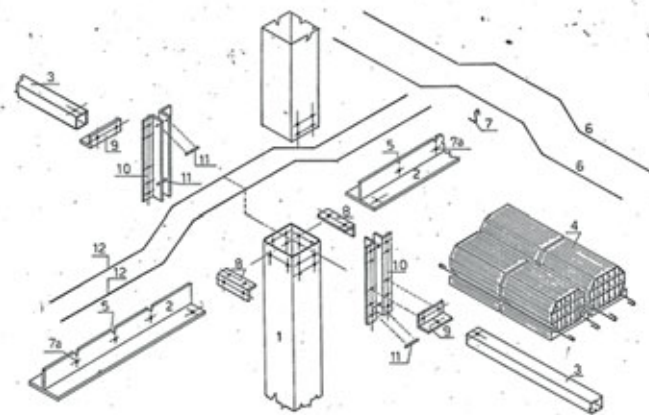


Fig. 18 – Seconda fase operativa del Centro Carpenteria Dalmine (1968-1976): il brevetto relativo a «elementi tubolari per la costruzione di impalcati» (Fondazione Dalmine).

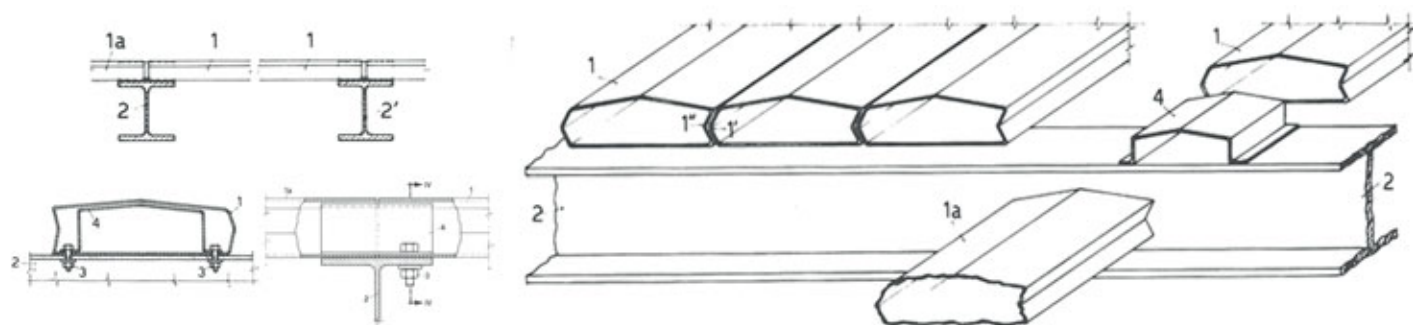


Fig. 19 – Seconda fase operativa del Centro Carpenteria Dalmine (1968-1976): il sistema costruttivo per «l'impiego di tubi sia per elementi verticali che orizzontali» (Fondazione Dalmine).

oppure laminati a caldo, sono di forma rettangolare con profili concavi e convessi, complementari sui lati corti, e possono essere riempiti con materiale termo o fono-isolante (figura 18). Il fissaggio mediante unioni bullonate è previsto solo per una delle due estremità, mentre nell'altra il semplice appoggio consente lo scorrimento dovuto a dilatazioni termiche o a sollecitazioni meccaniche. Tra gli elementi tubolari possono essere predisposti degli "spinotti" di collegamento realizzati in lamiera piegata ad U rovesciata che sono fissati alle travi con unioni bullonate.

3.2 BREVETTI ORIENTATI ALLA DEFINIZIONE DI NUOVI SISTEMI COSTRUTTIVI

Il primo brevetto relativo ai sistemi costruttivi, registrato nel 1971, propone invece «l'impiego di tubi sia per elementi verticali che orizzontali» mediante un uso combinato di carpenteria metallica e calcestruzzo armato [31]. La proposta prevede infatti una struttura con pilastri in acciaio a sezione chiusa utili ad essere riempiti e collegati tra loro mediante «elementi distanziatori», coppie di angolari che consentono la connessione alle travi. Queste sono costituite da profili la cui geometria permette la collaborazione con solai in latero-cemento e i relativi dispositivi di armatura (figura 19).

L'ultima proposta di Venanzi, del 1975, riguarda lo studio di un «bullone ad espansione per unire elementi strutturali a corpi cavi» utile a superare le limitazioni dei collegamenti tra profili tubolari [33]. Una delle controindicazioni al loro utilizzo è infatti la necessità di preassemblare su di essi dispositivi quali piatti, fazzoletti di lamiera, flange o monconi di travi a sezione aperta per la predisposizione di unioni bullonate data «l'inaccessibilità del lato interno dei profili». A ciò conseguono però ulteriori operazioni di lavorazione in officina che possono compromettere, in alcuni casi, la

continuità geometrica e configurativa degli elementi costruttivi. Il brevetto di Venanzi prevede un bullone con un gambo munito di una ghiera il cui intaglio poligonale si deforma e si espande con la rotazione e l'attrito dovuti all'operazione di serraggio. In questo modo il bullone può consentire il collegamento tra elementi costruttivi a sezione chiusa richiedendo nel montaggio l'interazione solo con una faccia dell'elemento costruttivo, e non due, come tradizionalmente previsto per l'inserimento del gambo e il successivo serraggio del dado (figura 20).

Quest'ultimo brevetto viene testato in alcune realizzazioni negli stabilimenti di Dalmine e l'anno successivo viene sviluppato per una sua applicazione nell'ambito dell'edilizia civile, con una proposta che consiste in un sistema costruttivo che permette di impiegare diffusamente la carpenteria tubolare e ridurre il lavoro di preparazione in officina degli elementi costruttivi per le operazioni di collegamento: l'innovativa struttura si distingue per l'impiego di profilati chiusi a sezione quadrata per le colonne, di profili a C accoppiati per le travi principali e di profilati chiusi a sezione rettangolare o quadrata per le travi secondarie [34]. Tutti gli elementi sono unicamente preforati alle estremità e il loro collegamento è realizzato mediante i bulloni ad espansione. A compendio di queste iniziative, la società Dalmine nella prima metà degli anni Settanta fornisce a progettisti e imprese diverse dispense, con esempi di calcolo strutturale. È attiva anche nella progettazione e realizzazione di alcuni edifici [35]. Lo scenario cambia poco dopo: la progressiva crisi del settore dell'edilizia induce l'azienda al ridimensionamento degli investimenti nel settore delle costruzioni, coerentemente con il piano di riassetto industriale che prevede il trasferimento nel 1976 di Umberto Venanzi al Servizio Tecnico Commerciale. Ciò sancisce un significativo rallentamento nell'impiego dei tubi nelle strutture degli edifici civili.

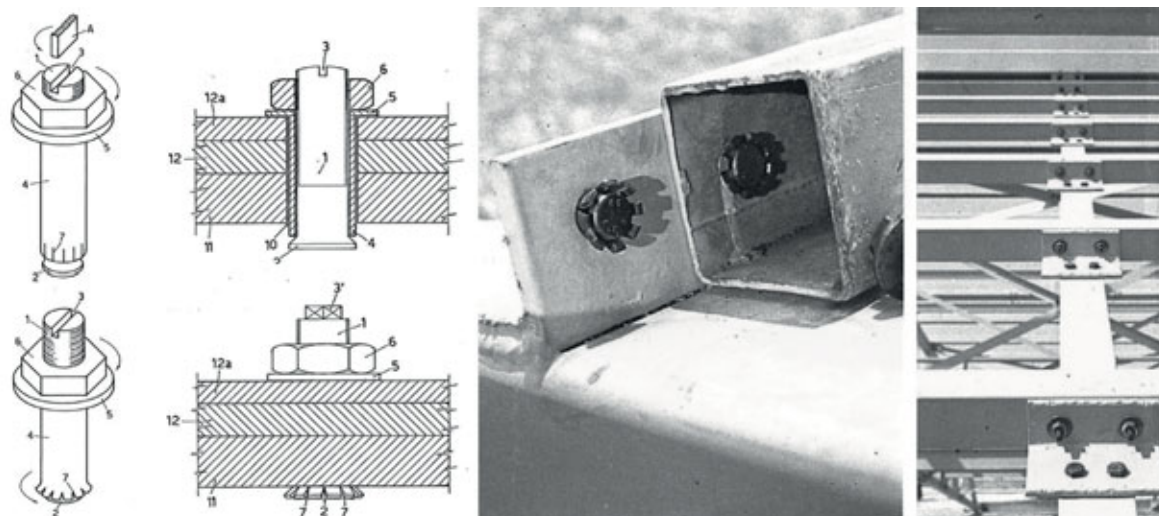


Fig. 20 – Seconda fase operativa del Centro Carpenteria Dalmine (1968-1976): la proposta del «bullone a espansione per unire elementi strutturali a corpi cavi» (Fondazione Dalmine).

4 CONCLUSIONI

Dalmine ha acquisito progressivamente nel corso del Novecento una posizione di rilievo nello scenario dell'industria siderurgica internazionale grazie a strategie di mercato orientate alla diversificazione dei campi di applicazione per i tubi in acciaio senza saldatura [36]. Tra questi indirizzi operativi, l'impiego strutturale in edilizia risulta centrale a partire dal secondo dopoguerra ed è sostenuto in particolar modo dal Centro Carpenteria, i cui studi sono mirati a dimostrare che «il tubo non è soltanto un conduttore di fluidi: è pure un elemento strutturale» [37].

Il gruppo diretto da Umberto Venanzi e dal suo principale collaboratore, Gianfranco Vannacci, non ottiene però i risultati sperati: le criticità riscontrate nei collegamenti rendono la carpenteria tubolare meno attrattiva rispetto all'uso dei profilati a sezione aperta e gli sforzi del Centro Carpenteria non contribuiscono a rendere competitive le soluzioni costruttive offerte dalla Dalmine nel settore edilizio, allineandosi al quadro nazionale in cui all'acciaio è affidato spesso un ruolo specialistico e talvolta marginale.

La società interrompe la ricerca sull'uso dei tubi nel settore edilizio alla

fine degli anni Settanta, poco prima dell'introduzione delle macchine per il taglio laser che faciliteranno notevolmente l'uso dei tubi senza saldatura nelle costruzioni, grazie alla possibilità di ottenere forme complesse e migliori dispositivi di collegamento anche in combinazione con la saldatura a fascio di elettroni [38].

Nonostante i risultati raggiunti dal Centro Carpenteria Dalmine, gli indirizzi operativi delineati dalla società rappresentano preziosi tentativi orientati alla modifica delle tradizionali prassi realizzative e all'orientamento del settore edilizio verso sistemi costruttivi più flessibili. Gli indiscutibili vantaggi della costruzione metallica e delle tecniche di assemblaggio a secco non riguardano infatti i soli aspetti legati all'efficienza e alla flessibilità strutturale ma possono avere ricadute dirette anche in termini di adeguamento impiantistico, riconfigurazione degli spazi e retrofit energetico, lasciando prefigurare una consistente facilitazione per gli interventi di riqualificazione del costruito, coerentemente con i presupposti dell'economia circolare e, in particolare, con i requisiti di disassembling e reassembling dei componenti edilizi che essa promuove.

RINGRAZIAMENTI

La nostra gratitudine alla Fondazione Dalmine con cui il gruppo di ricerca afferente al Dipartimento DICEAA dell'Università degli Studi dell'Aquila ha avviato da tempo un proficuo rapporto di collaborazione scientifica.



MATTEO ABITA

Ricercatore Rtd-B di Architettura Tecnica del Dipartimento DICEAA - Università degli Studi dell'Aquila, svolge attività di ricerca sulla cultura della costruzione metallica, nonché sugli strumenti digitali utili alla sua valorizzazione e all'attivazione di coerenti processi di recupero e conservazione. Dal 2019 svolge attività didattica nel DICEAA e dal 2022 è abilitato alle funzioni di professore di II fascia per il settore 08/C1.



DANILO DI DONATO

Associato di Architettura Tecnica e membro del collegio del Dottorato di Ricerca (ICEAA - L'Aquila), svolge attività didattica nell'ambito dei corsi di Laurea magistrale in Ingegneria Edile-Architettura e Ingegneria Civile. Il lavoro di ricerca riguarda diversi ambiti di studio relativi alla cultura della costruzione metallica e in particolare l'architettura per l'industria. È autore di monografie e articoli sulla cultura della costruzione metallica e sul recupero e sulla conservazione del costruito pubblicati in riviste e atti di convegno a carattere nazionale e internazionale.



ALESSANDRA TOSONE

Associato di Architettura Tecnica e membro del collegio del Dottorato di Ricerca (ICEAA - L'Aquila), svolge attività didattica nel corso di Laurea magistrale in Ingegneria Edile-Architettura dove insegna Materiali e Tecniche per il Recupero e coordina il laboratorio integrato di tesi di laurea dei corsi inerenti il recupero e la conservazione degli edifici. Il lavoro di ricerca interessa la cultura tecnologica e in particolare quella relativa alla costruzione metallica. È autrice di numerosi contributi sul recupero del costruito e la cultura della costruzione metallica pubblicati in volumi collettanei, riviste e atti di convegno a carattere nazionale e internazionale.

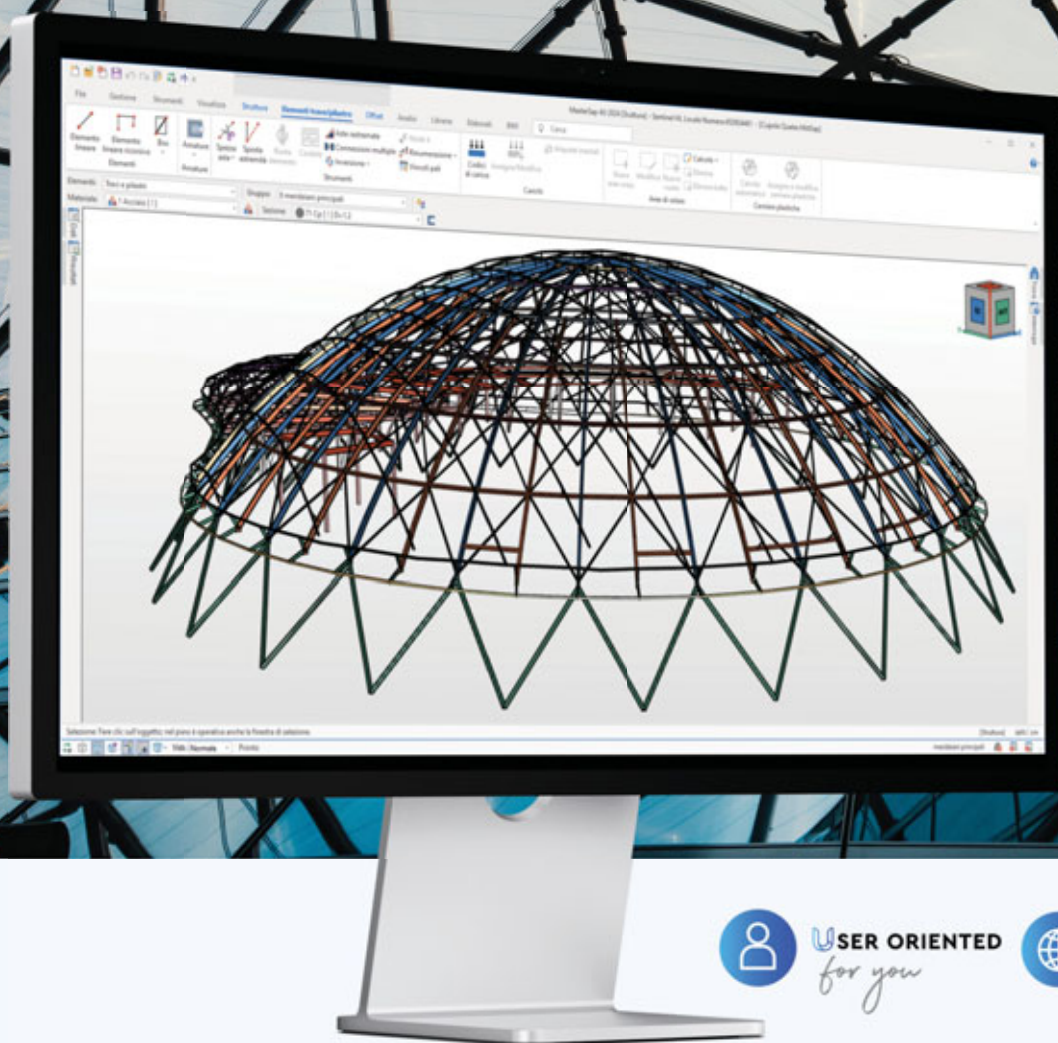


RENATO MORGANTI

Ordinario di Architettura Tecnica e Presidente del Consiglio di Corso di Studi in Ingegneria Edile-Architettura UE, è membro del collegio del Dottorato di Ricerca (ICEAA - L'Aquila) e del comitato scientifico di riviste e collane editoriali. Dal 2006 coordina a L'Aquila ricerche sui temi della cultura della costruzione metallica e del recupero del costruito. È autore di monografie, saggi e articoli e le sue opere, più volte premiate, sono state pubblicate su riviste, monografie e rassegne di architettura in Italia e all'estero.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Koch H. 75 Jahre Mannesmann: Geschichte einer Erfindung und eines Unternehmens, 1890-1965. Mannesmann, Düsseldorf, 1965.
- [2] Scagnetti G. La siderurgia in Italia. Industria tipografica romana, Roma, 1923.
- [3] Lussana C. 1946: la prima frontiera. Dalla corrispondenza argentina di Agostino Rocca. Fondazione Dalmine, Dalmine, 1999.
- [4] Stabilimenti di Dalmine. Catalogo generale degli Stabilimenti di Dalmine. Stabilimenti di Dalmine, Dalmine, 1928.
- [5] Dalmine Spa. Catalogo generale. Dalmine Spa, Dalmine, 1942.
- [6] Chiodi G. La Torre Littoria di Milano. Il Politecnico 8: 3-22, 1933.
- [7] Stabilimenti di Dalmine. Listino speciale per Colonne Tubolari Mannesmann. Stabilimenti di Dalmine, Dalmine, 1927.
- [8] Della Valentina G. Dalmine: un profilo storico. In: Amatori F, Licini S (a cura di), Dalmine 1906-2006. Un secolo di industria. Fondazione Dalmine, Dalmine, 2006, 31-80.
- [9] Ranieri R. Il Piano Sinigaglia e la Ristrutturazione della Siderurgia italiana (1945-1958). Annali di Storia dell'Impresa 15-16: 17-45, 2004.
- [10] Indaco F. Le tube d'acier dans la construction de charpente. L'ossature métallique 4: 155-160, 1947.
- [11] Biffignandi U. Applications de charpente tubulaire en Italie. L'ossature métallique 9: 384-392, 1948.
- [12] Biffignandi U. Les constructions tubulaires. L'ossature métallique 12: 575-579, 1951.
- [13] Venanzi U., Vannacci G. Cupola a traliccio tubolare per il Palazzo dello Sport di Bologna. Costruzioni Metalliche 1: 3-7, 1956.
- [14] Dalmine Spa. Verbale 8 luglio 1957: 106-107, Fondazione Dalmine, 1957.
- [15] Schneider-Esleben P. Projekt für das Mannesmann-Hochhaus in Düsseldorf. Bauen + Wohnen 10: 313-314, 1956.
- [16] Hauke B. Das Mannesmann-Hochhaus Düsseldorf. Stahlbau 88: 1192-1199, 2019
- [17] Pascaud S. Immeuble de la Societè Lorraine-Escaut à Paris. Acier 1: 1-12, 1957.
- [18] Dalmine Spa. Catalogo tecnico generale. Dalmine Spa, Dalmine, 1956.
- [19] Vannacci G. Le colonne in tubo di acciaio negli edifici moderni. Rassegna Tecnica Dalmine 3: 4-5, 1957
- [20] Dalmine Spa. Bollettino E 6. Intelaiature in acciaio per edifici civili. Dalmine Spa, Dalmine, 1958.
- [21] Italsider (a cura di). L'acciaio nell'edilizia moderna. Gruppo Finsider, Genova, 1971.
- [22] Centro Carpenteria Dalmine. Struttura metallica per edifici civili. Condominio "El Faro". Rassegna Tecnica Dalmine 16: 1-2, 1959
- [23] Ufficio Sviluppo della Siderurgica Commerciale Italiana (a cura di). Un edificio di acciaio: la nuova sede della Sidercomit, dell'Ilva e della Terni a Milano in corso di Porta Nuova. Siderurgica Commerciale Italiana, Milano, 1961.
- [24] Dalmine Spa. La presentazione delle strutture portanti "Dalmine" per edifici alla "Fiera della Casa". Rassegna Tecnica Dalmine: 11, 6-7, 1958.
- [25] Dalmine Spa. Bollettino n. 45. Carpenterie tubolari. Dalmine Spa, Dalmine, 1959.
- [26] Donato L. Il centro studi sulle costruzioni metalliche dell'Università di Pisa. Atti dell'Istituto di Scienza delle Costruzioni, 2 febbraio 1959: 1-15, 1959.
- [27] Dalmine Spa. Determinazione, a mezzo di estensimetri elettrici a resistenza, del campo delle deformazioni e sollecitazioni unitarie in alcune parti di una colonna semplice dell'edificio Rai - Torino. Rel. 62/59, 22.10.1962. Dalmine Spa., Dalmine, 1962.
- [28] Quattordio G. L'impiego del tubo di acciaio nell'edilizia. Acciaio 1: 35-38, 1968.
- [29] Dalmine Spa. Ricostituito il Centro Carpenteria Dalmine. Conversazioni 1: 20, 1968.
- [30] Dalmine Spa. Metodo per la giunzione di elementi di ossature in edilizia. Brevetto n. 839687 del 31.07.1968. Dalmine Spa, Dalmine, 1968
- [31] Dalmine Spa. Descrizione dell'invenzione industriale dal titolo: ossatura in acciaio per edifici. Dalmine Spa, Dalmine, 1971.
- [32] Dalmine Spa. Elementi tubolari per la costruzione di impalcati solai e simili e strutture costruite con tali elementi. Brevetto n. 940745 del 20.02.1973. Dalmine Spa, Dalmine, 1973.
- [33] Dalmine Spa. Descrizione dell'invenzione industriale dal titolo: bullone ad espansione per unire elementi strutturali a corpi cavi. Dalmine Spa, Dalmine, 1975.
- [34] Dalmine Spa. Proposta Dalmine per l'edilizia civile. Dalmine Spa, Dalmine, 1976.
- [35] Dalmine Spa. Il tubo d'acciaio negli edifici in zona sismica. Conversazioni 2: 14-15, 1969.
- [36] Ravanelli R. Da borgata agricola a centro industriale. Conversazioni 5: 4, 1976.
- [37] Venanzi U. Il tubo di acciaio nelle costruzioni metalliche. Costruzioni metalliche 3: 3-7, 1970.
- [38] Martellucci S., Chester A.N., Scheggi A.M. (a cura di). Laser applications for mechanical industries. Springer, Cham, 1993.



USER ORIENTED
for you



UNIVERSALE
for you



UNICO
for you



UP-TO-DATE
for you

4U MASTERSAP *for you*

Opzioni flessibili di acquisto.

Puoi scegliere la soluzione più adatta alle tue esigenze,
anche in **ABBONAMENTO ANNUO**.

Immagina un mondo dove la
progettazione incontra l'intuizione.
Un luogo unico dove le tue esigenze
di progettazione trovano facilmente
risposta, in un modo che non hai mai
sperimentato prima.

Noi di AMV abbiamo immaginato questo
futuro e abbiamo lavorato per te #4U



AMV s.r.l. Via San Lorenzo, 106 - 34077 Ronchi dei Legionari (GO) Italy
Ph. +39 0481.779.903 r.a. - Fax +39 0481 777.125
E-mail segreteria@amv.it - www.amv.it

SEGUICI SU





ArcelorMittal

ArcelorMittal apre la strada verso un acciaio a ridotto impatto ambientale



Steligen[®] Engineering

Offre supporto alla progettazione di soluzioni per impalcati misti acciaio-calcestruzzo per identificare la soluzione più adatta al progetto studiato.

L'utilizzo di gradi di acciaio alto-resistenziali (anche in qualità autopassivante secondo EN10025-5) permette di contenere l'incidenza in peso della carpenteria.

Grazie all'acciaio XCarb[®] è possibile inoltre minimizzare l'impatto ambientale della carpenteria rispetto ad un acciaio tradizionale grazie ad un processo di garanzia del processo produttivo e dell'approvvigionamento energetico.

Steligen[®] Fabrication Center

Il centro lavorazioni integrato agli stabilimenti siderurgici offre a carpenterie ed imprese generali la possibilità di ordinare travi da ponte prelaborate parzialmente o integralmente (taglio a misura, centinatura, piolatura, saldatura di piastrame ed accessori, sistema di verniciatura) e di studiare soluzioni logistiche adattate ad ogni progetto.

Oltre al tradizionale trasporto su gomma (con possibilità di trasporti eccezionali per elementi fino a 40m di lunghezza), si prediligono soluzioni a basso impatto ambientale quale il trasporto su rotaia o per via fluviale e marittima, rese possibili dalla localizzazione favorevole del centro lavorazioni.



Contatto tecnico:

steligengeengineering@arcelormittal.com

LA NOSTRA STORIA, FATTA DI PASSIONE e impegno costante, ha inizio nel 1975.

Un giovanissimo Lionello Bortolato apre la sua attività a Massanzago – in provincia di Padova – e si specializza nella produzione di componenti per scaffalature industriali, concentrandosi poi nella realizzazione di accessori per scaffalature metalliche e sistemi di magazzino più evoluti, con focus sui profilati metallici per passerelle e soppalchi.

La crescita esponenziale della nostra azienda richiede continui ampliamenti, che si realizzano con il trasferimento nel vicino comune di Trebaseleghe prima e con il ritorno a Massanzago poi. Qui nel 1986 prende il via la costruzione di un nuovo stabilimento che oggi si estende su 8.000 m², cuore pulsante della nostra produzione di grigliati e prodotti per tutte le esigenze.

Mentre l'azienda si ingrandisce, i professionisti si qualificano e i macchinari sono costantemente aggiornati con le tecnologie più all'avanguardia. Dal 1987 la nostra realtà aziendale cambia nome in ABA ma la qualità resta quella di sempre: l'affidabilità, la puntualità e la rapidità nelle consegne, come anche la personalizzazione dei prodotti, ci consentono di affermarci ancora di più nella produzione di grigliati e profilati metallici. Per questo prestigiosi committenti scelgono di affidarci le loro richieste, con la certezza di poter trovare soluzioni ad hoc per qualunque necessità. Nel nostro lavoro mettiamo al primo posto le partnership con le più grandi aziende di scaffalature metalliche e di attrezzature per la logistica. Nel 2005 un cambio societario segna la nascita di Abagrigliati e il passaggio di consegne alla seconda generazione apre un nuovo capitolo nella nostra storia imprenditoriale, all'insegna dell'innovazione e dello sviluppo nella realizzazione dei grigliati.

Nel 2023 la direzione dell'azienda passa da Lionello Bortolato ai figli Martina, Manuel ed Alessandro.

Azienda e produzione

L'azienda è certificata come sistema di qualità ISO 9001 e tutti i i prodotti sono certificati UNI EN 1090.

Poniamo la sicurezza e la qualità al centro di ogni nostra realizzazione e lavoriamo in un'ottica di miglioramento continuo per adattarci alle nuove esigenze di mercato e rispondere sempre in maniera efficiente alle richieste dei nostri clienti.



La sostenibilità ambientale e sociale è poi alla base di ciascuna nostra realizzazione, per questo tutti i nostri prodotti sono lavorati con materiali che rispettano l'ambiente, 100% Made in Italy e seguendo le normative vigenti in materia di sicurezza e prevenzione dei rischi.

Tutto questo per garantire professionalità, sicurezza e qualità, sempre. I grigliati metallici rappresentano una soluzione strutturale eccellente in molteplici contesti grazie alla loro configurazione che combina resistenza meccanica e grande versatilità. Queste caratteristiche li rendono particolarmente adatti per applicazioni in diversi settori industriali, caratterizzati da differenti necessità. Essenziali in ambienti dove la durabilità e la funzionalità sono critici, queste soluzioni trovano impiego in numerosi ambiti, garantendo prestazioni affidabili e lunga durata.

Ambiti:

- Profili e gradini metallici per pavimentazioni e scale: ambito industriale e impiantistica

Soluzioni specializzate per pavimentazioni e scale con profili e gradini metallici di alta qualità. Grigliati carrabili progettati per rispondere alle specifiche esigenze di settori industriali e impiantistici, garantendo le caratteristiche certificate. Questi prodotti mantengono elevati standard di qualità, anche nelle personalizzazioni su richiesta, grazie a materiali di prima scelta. Resistenza e durabilità garantite per assicurare prestazioni affidabili e sicurezza in ambienti industriali e impianti complessi.

- Soppalchi per impianti industriali

Nell'ambito dell'industria e dell'impiantistica, i soppalchi costituiscono una soluzione affidabile e resistente per le strutture autoportanti e i passaggi sopraelevati. Le soluzioni Abagrigliati, grazie all'utilizzo di profili metallici con bugnature antiscivolo, garantiscono una sicurezza ottimale.

- Scale industriali

Per rispondere al meglio alle esigenze del contesto industriale, le scale sono dotate di gradini metallici con una bugnatura antiscivolo, che le rende adatte anche per applicazioni negli impianti. È di fondamentale importanza lo studio approfondito della foratura superficiale antipanico, assicurando così la massima sicurezza degli operatori. Inoltre, è possibile integrare accessori fronte gradino ad alta visibilità, garantendo una maggiore visibilità e facilitando l'orientamento nell'ambiente industriale.

- Passerelle di manutenzione

Profili metallici con bugnatura antiscivolo per passerelle di manutenzione industriali e piani di calpestio di ogni genere. Questi profili



garantiscono un accesso sicuro e agevole per eseguire le attività di manutenzione, consentendo agli operatori di svolgere il loro lavoro in modo efficiente e protetto.

- **Profili e gradini metallici per pavimentazioni e scale: ambito civile e carpenteria**
- Vasta gamma di profili e gradini metallici di alta qualità per pavimentazioni e scale, che coprono sia l'ambito civile che la carpenteria. Prodotti progettati per offrire sicurezza e affidabilità, frutto di rigorosi test di sicurezza. Sono disponibili in diversi materiali, in base alle specifiche esigenze del luogo e agli agenti esterni a cui saranno esposti. Inoltre, la loro semplicità di montaggio li rende l'opzione ideale per qualsiasi situazione di installazione.
- **Passerelle ad uso civile**
- Profili metallici specifici per passerelle ciclopedonali, passerelle di passaggio e rampe, progettati con una bugnatura anticaduta per garantire la massima sicurezza durante il transito. Si possono scegliere diverse tipologie di profilo, per avere il materiale più adatto in base alle specifiche condizioni ambientali circostanti.
- **Passerelle Speciali ad uso civile**
- Profili metallici per "progetti speciali" come ponti tibetani e passerelle in ambiente naturale. Viene garantita una sicurezza massima attraverso materiali che non solo soddisfano requisiti strutturali, fondamentali per la carpenteria, ma anche estetici, come l'acciaio corten.
- **Scale di sicurezza ambito civile**
- Nell'ambito civile e in quello della carpenteria, è importante utilizzare scale di sicurezza dotate di gradini metallici con una bugnatura antiscivolo. I grigliati metallici Abagriati sono studiati in ottica antipanic e antiscivolo, per garantire sicurezza in eventuali situazioni di emergenza.
- **Profili e accessori metallici per piani calpestabili e appoggi: ambito agricoltura e trasporti**
- Profili metallici, realizzati anche in acciaio inox, ideali per l'utilizzo nell'ambito agricolo. Una vasta gamma di profili e accessori metallici di alta qualità progettati specificamente per piani calpestabili e appoggi nel settore dell'agricoltura e dei trasporti. I nostri profili metallici, realizzabili in acciaio inox, sono ideali per soddisfare ogni esigenza nell'ambito agricolo. Grazie alla loro facilità di installazione e alla loro versatilità, questi prodotti rispettano rigorosamente le normative vigenti e garantiscono sicurezza e fiducia al lavoratore sul campo.
- **Passerelle per silos, impianti e macchine agricole**
- Sia che si tratti di camminamenti per strutture e macchine agricole, sia di piattaforme di carico e scarico, i profili metallici Abagriati offrono una solida base per il lavoro quotidiano nell'ambiente agricolo e dei trasporti. Ognuno di questi prodotti, contraddistinto dalla

bugnatura antiscivolo, è facile da applicare e si adatta facilmente alla situazione richiesta.

- **Pedana bordo-macchina**
- Nell'ambito dei trasporti, Abagriati produce profili metallici appositamente progettati per pedane bordo-macchina. Al primo posto viene sempre la sicurezza dell'operatore, pertanto le pedane per macchine sono caratterizzate da una superficie antiscivolo affidabile e resistente, assicurando un ambiente di lavoro sicuro e protetto.
- **Pioli per autobotti e silos**
- I pioli metallici per scale verticali per silos o per scale verticali modello "marinara" con gabbia devono essere progettate per rispondere a specifiche esigenze del settore. I pioli sono dotati di una foratura anti-scivolo, che aumenta ulteriormente la presa durante la salita e la discesa, offrendo una soluzione affidabile e resistente per facilitare l'accesso in modo sicuro e confortevole.
- **Profili e pianetti metallici per scaffalature e piani d'appoggio: ambito magazzino e stoccaggio**
- Una vasta gamma di prodotti metallici per ottimizzare le operazioni di stoccaggio nei magazzini. Questi grigliati metallici sono caratterizzati da un'eccezionale portabilità e da un'applicazione semplice ma straordinariamente efficace. Inoltre, è possibile comporre la struttura metallica in base alle proprie esigenze. Queste soluzioni sono ideali per le scaffalature metalliche a più piani e per i piani d'appoggio che devono sopportare carichi pesanti.
- **Scaffalature metalliche per magazzini**
- Profilati e pianetti progettati appositamente per ottimizzare le operazioni di stoccaggio e organizzazione nei magazzini. Questi prodotti si distinguono per la loro facilità di installazione e la loro eccezionale portabilità, rendendoli soluzioni ideali per le scaffalature di magazzino.
- **Piani carrellabili**
- Gli innovativi piani carrellabili per i soppalchi sono la scelta ideale per ottimizzare lo spazio disponibile e massimizzare la capacità del magazzino. Grazie al loro design intelligente e alla loro funzionalità, i piani carrellabili consentono di sfruttare al meglio l'altezza del magazzino, creando spazi aggiuntivi per l'immagazzinaggio.
- **Slitte per pallet**
- Le slitte per pallet sono studiate appositamente per agevolare l'immagazzinamento di contenitori, pedane, pallet e altre unità di carico. La loro struttura robusta e affidabile consente di organizzare e impilare in modo efficiente i materiali, massimizzando l'utilizzo dello spazio disponibile nel magazzino.



CONTATTI

Abagriati Srl unipersonale - Via dell'Artigianato, 10 - 35010 Massanzago (PD) Tel. : +39 049 5797535 - Fax: +39 049 5797860 - E-mail: abagriati@abagriati.it

COMPUTERS & STRUCTURES, INC. (CSI) e CSi Italia, la storia del calcolo computazionale

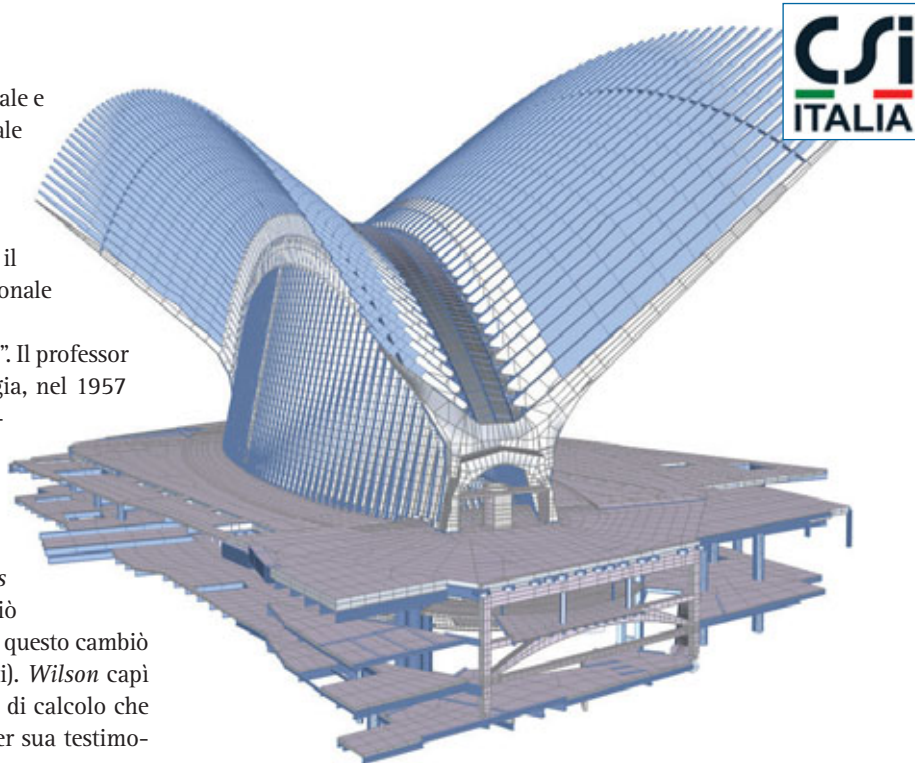
A cura di Leonardo Bandini, leonardo@csi-italia.eu

Parlare della nascita ed evoluzione del calcolo computazionale e in particolare dell'approccio FEM senza citare il fondamentale ruolo rivestito da CSI e dai suoi fondatori è impossibile. In particolare, nel 1952 il professore *Ray W. Clough*, che per quasi quattro decenni ha insegnato nella prestigiosa facoltà di Ingegneria dell'Università di Berkeley, teorizza il "Direct Stiffness Method" per la risoluzione dello stato tensionale di strutture complesse.

Successivamente, lo stesso conia il termine "Elementi finiti". Il professor *Clough*, al ritorno da un anno sabbatico speso in Norvegia, nel 1957 istituisce per la prima volta al mondo, un corso universitario dal titolo "Analisi Computazionale delle Strutture". Alla prima versione di questo corso partecipa un giovanissimo ricercatore universitario: *Edward L. Wilson*. Una partecipazione scettica e assai critica, come descrive sorridendo decenni dopo lo stesso *Wilson*: "I have no plans to use a digital computer", furono le parole che pronunciò poco prima che il corso venisse istituito. *Wilson* partecipò e questo cambiò radicalmente la sua vita (ed anche la nostra di strutturisti). *Wilson* capì l'importanza che poteva avere lo sviluppo di un software di calcolo che implementasse l'appena nato metodo *FEM* e non solo, per sua testimonianza capì anche che è umano temere il cambiamento.

Nel 1962, *Wilson* e *Clough* pubblicano un primo articolo di utilizzo del metodo *FEM* per la risoluzione delle tensioni interne di un'opera massiva: la diga di *Norfolk*. Per risolvere un problema specifico, *Wilson* aveva scritto un algoritmo generico... aveva scritto quello che sarebbe diventato di lì a poco tempo il primo programma ad elementi finiti. All'inizio dei primi anni '70 *Wilson*, ormai ricercatore esperto, rilascia la prima versione di *SAP* (*Structural Analysis Program*), primo strumento "general-purpose" e nel 1973, con l'aggiunta di un altro giovane specializzando, che di lì a poco sarebbe diventato un altro principale attore del mondo computazionale, *Klaus J. Bathe*, *Wilson* rilascia l'ultima versione accademica di *SAP*: *SAP IV*.

Intanto le crescenti necessità computazionali dei grandi studi di progettazione spingono al rilascio di programmi dedicati. Nel 1971 *Wilson* e *Ashraf Habibullah* realizzano *TABS* (*Tall Buildings*), il primo



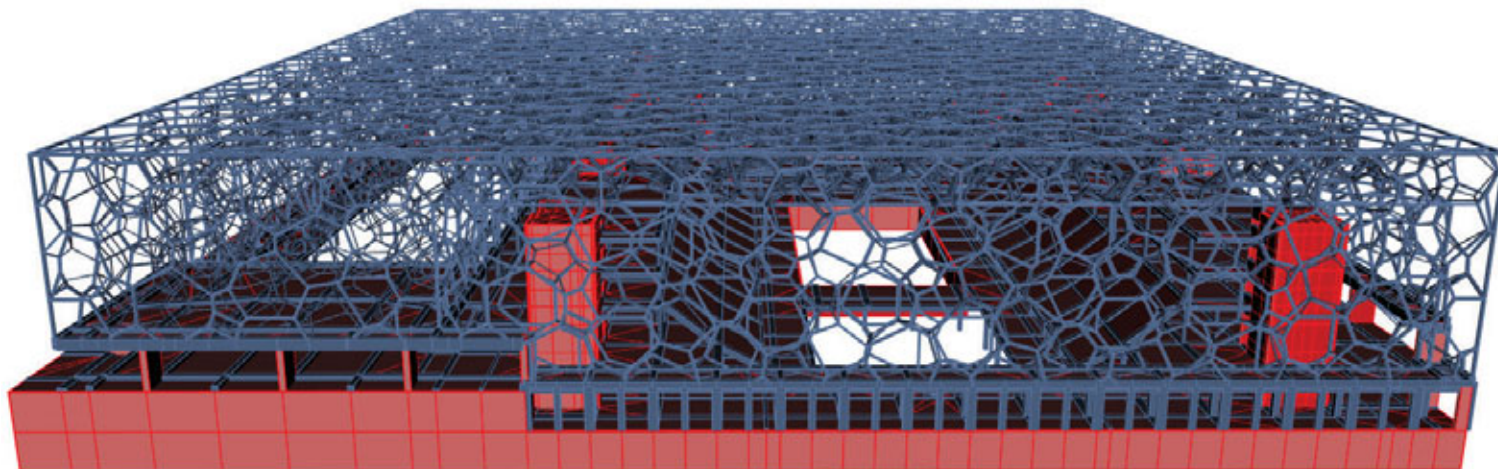
SAP2000, modello strutturale

programma al mondo dedicato alle strutture multipiano.

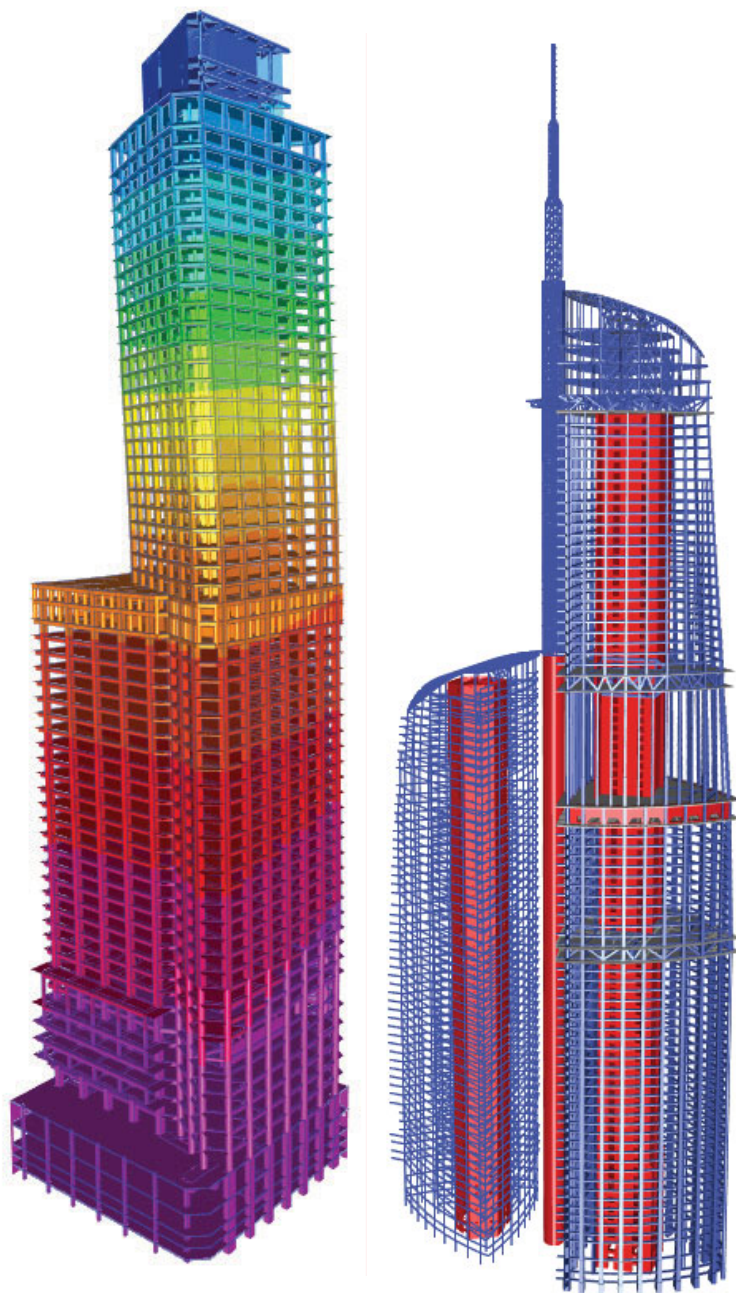
Nel 1975 *Ashraf* fonda *Computers & Structures, Inc.* (di cui ancora oggi è il presidente) realizzando le prime versioni commerciali di *ETABS* e *SAP* (oggi noto come *SAP2000*). Da allora sono trascorse quasi 5 decenni, quasi 50 anni di sviluppo degli strumenti analitici che noi strutturisti di tutto il mondo utilizziamo.

CSI distribuisce in oltre 160 paesi in tutto il mondo e ha ricevuto per questo i più prestigiosi premi, tra cui il premio come miglior prodotto per l'analisi sismica del XX secolo.

La storica collaborazione ed amicizia tra *Edward Wilson* e *Ashraf Habibullah* si è arricchita in questi decenni con l'aggiunta di tanti altri preziosi collaboratori e ricercatori di fama mondiale e CSI è diventata riferimento



SAP2000, modello strutturale



Etabs, modelli strutturali

mondiale del calcolo computazionale. Non esiste ambiente di ricerca, professore universitario, ricercatore, professionista in tutto il mondo che non conosca SAP2000, ETABS e tutti gli altri prodotti di CSI America. L'Italia non poteva rimanere esclusa da questo processo d'ingegneria mondiale, così alla fine degli anni '80, *Massimo Brunetta* rientrando in Italia dopo un'esperienza di studio a *Berkeley* e lavorativa a *San Francisco*, dove conosce e diventa amico di *Syed Hasanain* (da sempre e tutt'ora vice presidente di CSI America), decide di fondare una società italiana per la diffusione dei programmi CSI. Quella società è poi migrata con l'attuale assetto societario in CSI Italia.

CSI Italia collabora attivamente con CSI America, non solo per la diffusione ma anche per lo sviluppo degli attuali codici di calcolo e di progettazione.

Gli strumenti analitici e di progettazione di CSI sono diventati in questi anni il simbolo dell'ingegneria strutturale e sismica, tanto da essere pre-



CSI America e CSI Italia al WCEE2024

senti non solo in ambito professionale ma anche accademico; la stessa letteratura strutturale internazionale li ha da sempre considerati parte integranti dell'ingegneria.

SAP2000: lo strumento generale di analisi strutturale e sismica. Strumento di modellazione ed analisi generico, con integrate tutte le principali normative internazionali: italiane, europee, americane... Strumenti di analisi e verifica integrati in un unico prodotto generale.

ETABS: lo strumento dedicato alle strutture multipiano, con integrate tutte le principali normative internazionali: italiane, europee, americane.

CSiBridge: lo strumento di riferimento per le analisi e la verifica di ponti. Anche in questo caso, un connubio tra strumenti di calcolo e strumenti di verifica con tutte le normative internazionali, compreso le italiane ed europee.

Perform3D: lo strumento per l'analisi prestazionale, la c.d. Performance Based Design.

VIS: post-processor dei programmi CSI, interamente concepito e sviluppato da quasi 20 anni da CSI Italia, per il progetto e la verifica di dettaglio ed automatica di strutture in c.a. con normative italiane ed europee, distribuito in tutta Europa.

CSI Italia non è solo distribuzione ed assistenza di questi strumenti di calcolo, è anche punto di riferimento nella formazione e nella didattica sul calcolo strutturale e sulla protezione sismica.



Ashraf Habibullah, Edward L. Wilson, Massimo Brunetta

CONTATTI

CSI Italia srl - Galleria S. Marco, 4, 33170 Pordenone - Web: www.csi-italia.eu - E-mail: info@csi-italia.eu - Tel.: + 39 0434.28465

CSPFea: SOLUZIONI SOFTWARE PER L'INGEGNERIA 4.0



CSPFea assiste, con prodotti software e servizi, società di ingegneria, professionisti ed aziende, impegnate nel vasto settore dell'ingegneria civile, dell'architettura e delle costruzioni (AEC).

Ad oggi, è partner esclusivo di tutta la suite dei software MIDAS, in Italia e Ticino (CH), e completa il portafoglio prodotti, in tutti i campi di applicazione del settore AEC, nei nuovi settori della simulazione della dinamica delle folle (software Oasys MassMotion) e analisi fluidodinamica (software Vento).

CSPFea è inoltre attiva nel settore del BIM per le costruzioni, sia edifici che soprattutto infrastrutture, proponendo software di BIM modeling ed authoring e CDE ACDat oltre alla consueta formazione specifica. Offre servizi di recruiting specializzato e di gestione dei processi a commessa nel settore delle costruzioni con importanti partner internazionali.

CSPFea aiuta le società e gli ingegneri a migliorare processi e metodi, capacità di analisi e di progettazione mediante la simulazione numerica, attraverso l'area Academy, l'area di formazione a servizio degli users, con corsi base e avanzati, oppure direttamente con gli affiancamenti su progetto del cliente.

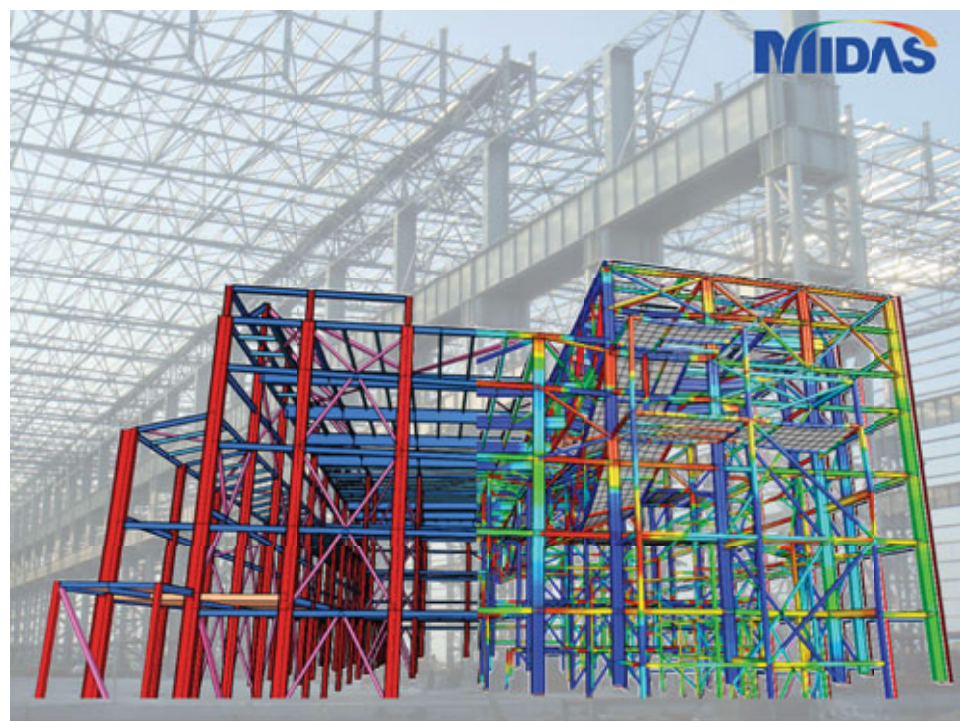
I nostri Clienti ci chiedono i migliori software, ma soprattutto si aspettando da noi:

- di sentirsi pienamente supportati quando utilizzano i nostri software nelle complessità dei loro progetti.
- di poter ottimizzare le proprie risorse umane ed economiche per essere più efficienti nelle loro commesse.



Ingg. Luigi Griggio e Paolo Segala, fondatori di CSPFea

- di ricevere **formazione di qualità**, mirata al progetto da realizzare, tenuta da docenze di alto livello, anche universitario.
- di avere l'opportunità di entrare nel **network CSPFea** per stabilire partnership, collaborazioni, trovare nuove commesse.
- di avere da CSPFea una visione delle migliori risorse esterne disponibili (**talent scouting**) per fare rapidamente squadra nei Bandi.



CSPFea lavora in stretta collaborazione con le Università concretizzata con la partecipazione a spin-off, sponsorizzazione di Contratti di Ricerca, nostra Formazione dedicata ai Ricercatori e agli Studenti, per giungere ad affiancamenti alla ricerca universitaria fornendo agli atenei la nostra specifica e trentennale esperienza sulla modellazione e simulazione numerica.

Cos'è Ingegneria 4.0? La nostra visione

Anche il mondo delle Costruzioni apre la porta al 4.0 investendo in modo sempre più deciso sull'innovazione che passa per la digitalizzazione e ottimizzazione di tutti i processi dell'Ingegneria. CSPFea ha coniato il termine Ingegneria 4.0 per segnalare come dall'industria manifatturiera ora è tempo di applicare questo paradigma al mondo delle Costruzioni.

In conseguenza a queste crescenti necessità, CSPFea ha ideato l'evento annuale Forum Ingegneria 4.0, organizzato insieme ad enti e aziende di settore, che mette in dialogo le figure apicali



delle più importanti Società di Ingegneria italiane su innovazioni digitali che stanno trasformando le aziende.

Innovazione su tutti i fronti

Per tutti i compiti utilizziamo le migliori tecnologie digitali e ci spingiamo all'uso smart dell'Intelligenza Artificiale seguendo il principio che cerca strumenti in grado di aumentare le nostre capacità (human enhanced) e non la sostituzione con automazioni totalmente robotizzate.

Questa esperienza insita nel nostro modo di lavorare ci permette di riversare l'esperienza di Technology Aided Engineering ai nostri Clienti.

I nostri Clienti

Abbiamo oltre 1300 Clienti e serviamo circa 30 Dipartimenti universitari. Collaboriamo anche con Centri di Ricerca e Sviluppo. Aumentare le nostre competenze e skill ci aiuta a trasferire la conoscenza ai nostri Clienti soprattutto per assisterli con le migliori pratiche di modellazione, simulazione, digitalizzazione.

Sostenitori

Siamo Soci Sostenitori attivi di alcune Associazioni di rilevanza nazionale e internazionale per cogliere le novità normative e i trend di sviluppo delle varie tecnologie, partecipando ai Gruppi di Lavoro, ai Comitati Direttivi e agli Steering Committee.

Sosteniamo: Ingegneria Sismica Italiana, NAFEMS, IBIMI-building-SMART Italia, Associazione Italiana Calcestruzzo Armato e Pre-compresso.



CONTATTI

CSPFea - Via Zuccherificio 5/D - 35042 Este (PD) - Tel. : +39 0429 602404 - E-mail: info@cspfea.net - www.cspfea.net

PERCHÉ AFFIDARSI A DUE PROGRAMMI DI CALCOLO, se è possibile utilizzarne solo uno?

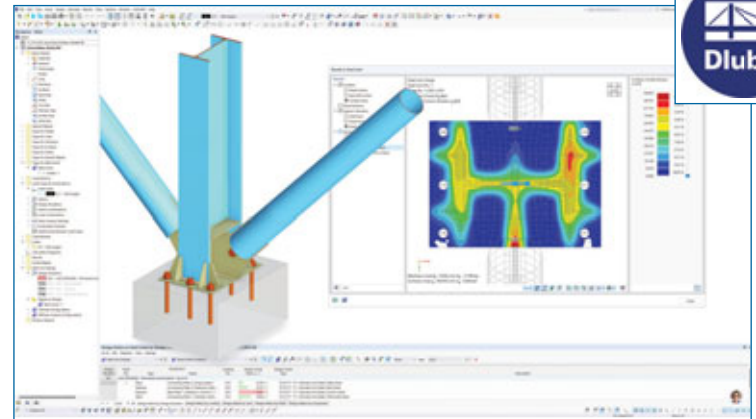
RFEM 6: il software all-in-one per la progettazione di collegamenti e strutture in carpenteria metallica pensante e leggera

Da quasi 40 anni, Dlubal Software sviluppa programmi di calcolo che sono diventati lo standard tra gli ingegneri strutturisti per la progettazione di strutture metalliche di acciaio e alluminio. I programmi principali RFEM e RSTAB sono utilizzati in 132 Paesi in tutto il mondo e sono riconosciuti e apprezzati da più di 130.000 utenti per l'alta precisione, l'affidabilità e la facilità d'uso.

Una rete globale con filiali in Italia, Stati Uniti, Germania, Cina, Francia, Polonia e Repubblica Ceca garantisce un servizio e un supporto ottimali.

Calcolo e verifica di collegamenti in acciaio

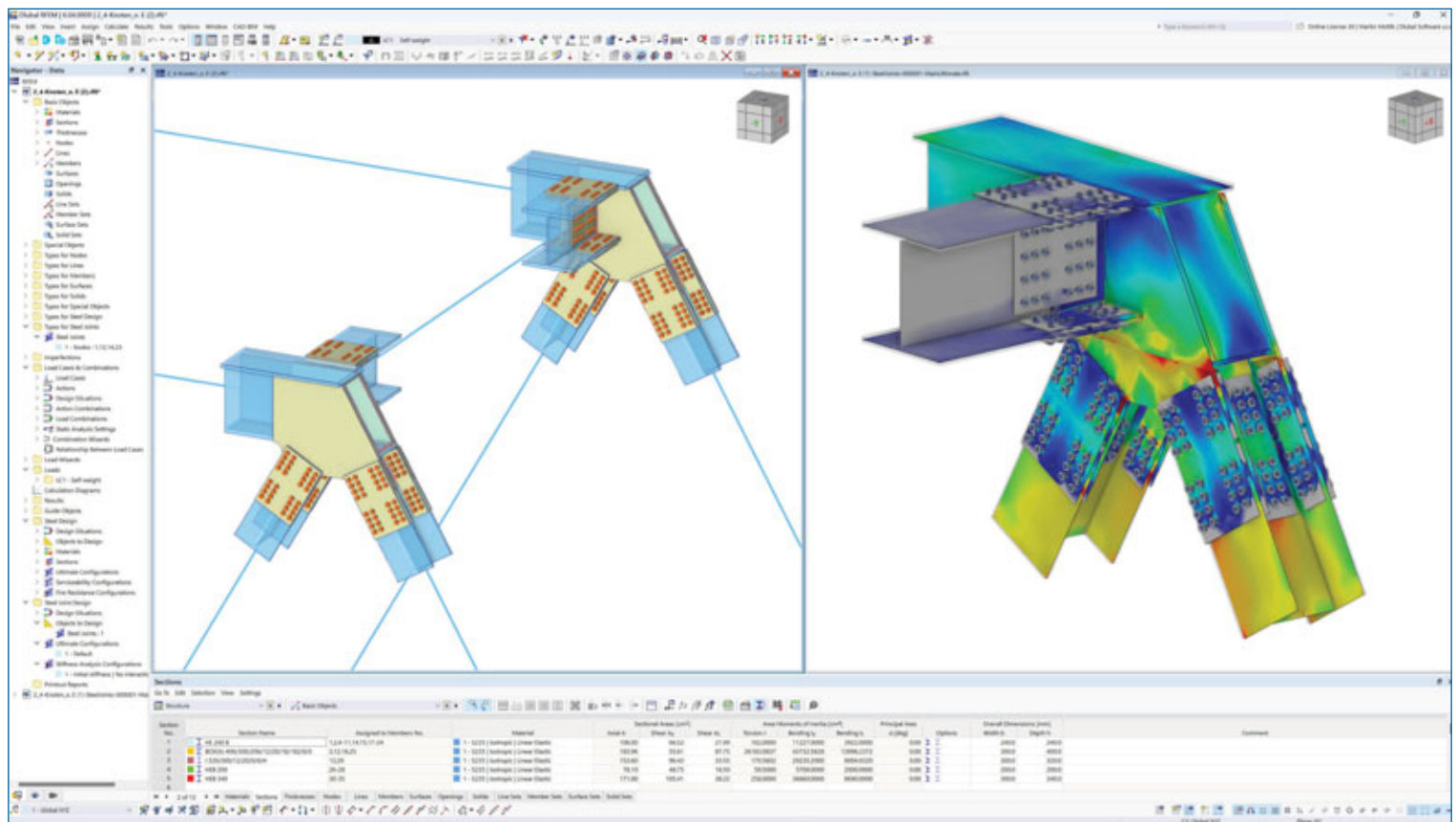
Perché affidarsi a due programmi di calcolo, se è possibile utilizzarne solo uno? RFEM 6 fornisce una soluzione completa per la progettazione ottimale dei collegamenti in acciaio di qualsiasi tipo, forma e condizione di carico, grazie alla modellazione del giunto direttamente nel modello globale agli elementi finiti. In questo modo, le azioni interne che convergono nel nodo si aggiorneranno automaticamente in caso di qualsiasi modifica, tutto perfettamente incluso in un unico modello, senza esportazione e importazione e con l'azzeramento degli eventuali errori che possono verificarsi quando si utilizzano due software diversi. Oltre al risparmio di tempo che si ottiene evitando l'esportazione e l'importazione di aste, eccentricità, combinazioni di carico etc., RFEM 6 esegue tutte le verifiche con la massima trasparenza

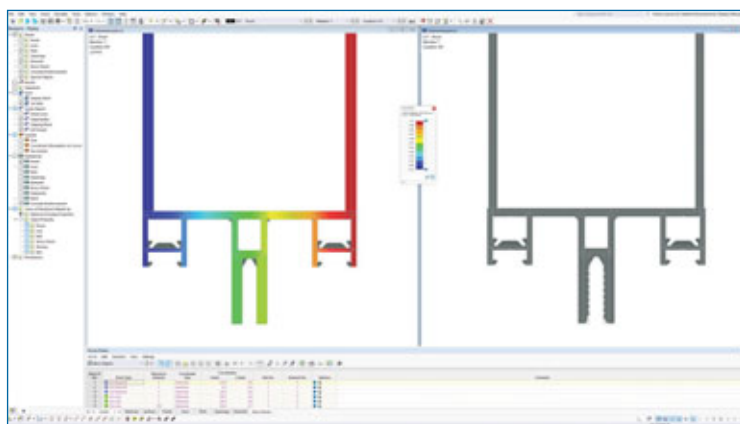


grazie a un sotto-modello completamente visibile e personalizzabile, con una ampia libreria di collegamenti già pronti per ottimizzare i tempi di modellazione. La visualizzazione 3D di alta qualità dei collegamenti all'interno del modello globale e funzioni precise di misurazione e quotatura consentono sempre un controllo ottimale e immediato da parte del progettista.

Verifiche trasparenti di acciaio e alluminio secondo norme europee e internazionali

RFEM 6 consente di eseguire le verifiche agli stati limite ultimi, di esercizio, di stabilità e resistenza al fuoco di membrature di acciaio e alluminio con sezioni commerciali e di qualsiasi forma definite dall'u-





tente. RFEM 6 include già un'ampia gamma di sezioni disponibili, come sezioni a I laminate, sezioni a C, sezioni a T, angolari, sezioni cave rettangolari e circolari, barre tonde e piatte, sezioni simmetriche e asimmetriche, parametriche, sezioni composte etc., ordinate per produttore e norma tecnica di riferimento. È possibile eseguire le verifiche di membrature rastremate, personalizzare tutti i parametri e i coefficienti di verifica, valutare i risultati in totale trasparenza con l'output di tutte le formule di verifica, avendo sempre il riferimento alla norma utilizzata e risultati ordinati ed esportabili in forma tabellare.

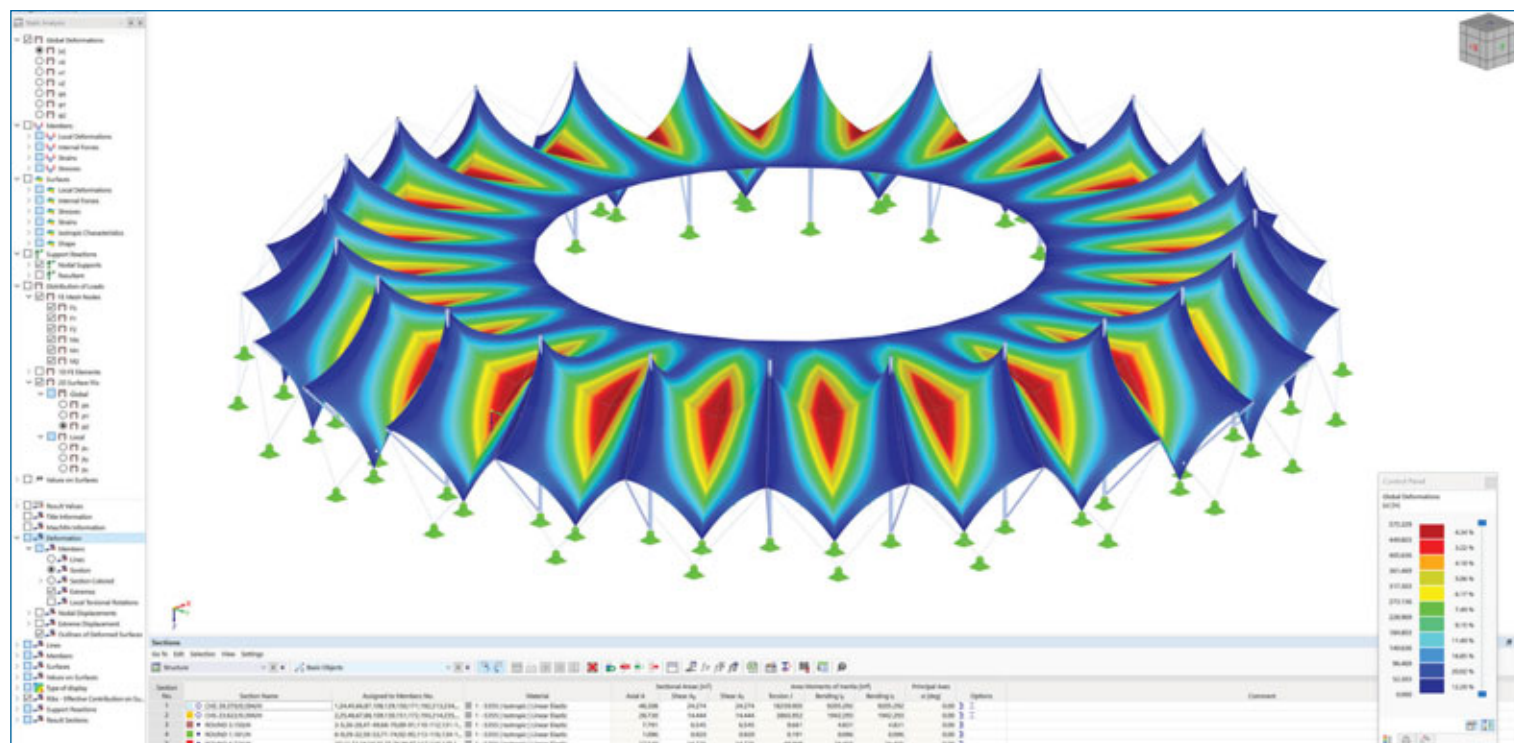
RFEM 6 esegue un'analisi di buckling (lineare e non lineare) dell'intero modello costituito da elementi beam, shell e brick per la determinazione del moltiplicatore critico dei carichi e visualizza graficamente le deformate critiche dei modelli instabili. Le lunghezze di libera inflessione calcolate automaticamente con un'analisi agli autovalori possono essere utilizzate direttamente per le verifiche di stabilità delle aste con il metodo dell'asta equivalente secondo varie norme. Inoltre, RFEM 6 è in grado di considerare il 7° grado di libertà (ingobbamento) direttamente nel modello numerico globale. Questa funzionalità avanzata

consente un'analisi più precisa e completa degli elementi strutturali considerando la complessa interazione tra deformazione e torsione con l'individuazione di deformate critiche dovute all'instabilità flessor-torsionale altrimenti non determinabili. Ciò consente di verificare una struttura di acciaio o alluminio con un'analisi del II ordine e a grandi spostamenti con la considerazione delle imperfezioni, bypassando i limiti normativi per situazioni particolari come presenza di torsione o momenti flettenti sull'asse debole. È inoltre possibile considerare gli irrigidimenti trasversali nel calcolo delle sezioni a I con la determinazione automatica e la visualizzazione grafica della rigidezza della molla di deformazione.

Tensostrutture e pressostrutture

RFEM 6, attraverso il processo di form-finding, trova la forma ottimale di superfici e funi soggetti a trazione e forze assiali. La forma viene determinata mediante l'equilibrio tra le forze assiali delle funi e/o la sollecitazione di trazione della membrana e le condizioni al contorno. Nella determinazione della forma, RFEM 6 tiene conto anche della struttura di supporto di acciaio o alluminio alla quale solitamente la membrana è ancorata. È possibile considerare quindi gli stati di sforzo e di deformazione della struttura metallica di supporto indotti dalla messa in trazione di membrana e funi. Tale forma costituirà il punto di partenza per l'applicazione di ulteriori condizioni di carico come vento, neve, accumuli d'acqua, etc.

Una volta ricavata la forma, RFEM 6 calcola e organizza i modelli di taglio della membrana attraverso il processo di appiattimento secondo la teoria della minima energia. Per ogni ferzo, è possibile considerare la compensazione nelle direzioni di ordito e trama e le sovrapposizioni per il processo di produzione. La forma 3D ricavata dal form-finding e i ferzi generati dall'appiattimento possono essere esportati in un file *.dxf per l'invio alle macchine di taglio del telo e la messa in produzione della tensostruttura.



CONTATTI

Contatta la filiale italiana ufficiale di **Dlupal Software** chiamando lo 051 9525443 o scrivi un'email a info@dlupal.it. Saremo lieti di assisterti e fornire una risposta chiara a tutte le tue domande. Oppure, visita il sito internet www.dlupal.com dove troverai tantissime informazioni e articoli tecnici sulle più svariate problematiche inerenti la progettazione di strutture di ingegneria civile e meccanica.

EISEKO COMPUTERS *propone una vasta gamma di software dedicati all'ingegneria civile e industriale, specializzati nell'analisi e nel calcolo strutturale.*

EISEKO | **IDEA StatiCa**
Software for building | Authorised Reseller

Siamo rivenditori delle migliori soluzioni disponibili sul mercato, dedicate alle singole professionalità e attività nella costruzione edilizia e nella progettazione architettonica. Il nostro catalogo di software per l'ingegneria nasce soprattutto dalla capacità e passione del nostro team di ingegneri specializzati. Studiamo il mercato, valutiamo le più moderne soluzioni e testiamo i prodotti selezionati: in questo modo garantiamo a tutti i nostri clienti un'offerta di software di calcolo, disegno e analisi strutturale sempre aggiornata, sempre innovativa.

Alla nostra vasta offerta, nel 2016, Eiseko aggiunge IDEA StatiCa: IDEA StatiCa Steel è il software di ingegneria strutturale con tecnologia BIM per il progetto delle connessioni in acciaio per tutti i tipi di collegamenti saldati e bullonati, piastre di base, plinti e ancoraggi. Consente inoltre di risolvere il buckling e la stabilità degli elementi in acciaio. Nello specifico:

IDEA Connection è l'applicativo leader mondiale per il progetto e la verifica FEM di connessioni generiche in acciaio, acciaio-calcestruzzo e acciaio-legno che permette di progettare unioni di qualsiasi forma, connessioni e piastre di base senza limitazione né nella forma né nei carichi (tutte le forze interne dall'analisi 3D globale). Il software compie un'analisi non lineare in campo elasto-plastico e verifica le singole componenti seguendo l'Eurocodice o altre normative internazionali:

- L'unione è suddivisa nelle componenti
- Il Modello degli Elementi Finiti è usato per studiare le forze interne in ogni componente
- Tutte le piastre sono modellate utilizzando il **Metodo degli Elementi Finiti** come elementi bidimensionali shell, assumendo un materiale ideale elasto-plastico
- Le piastre sono verificate per la deformazione plastica limite (5% secondo EC3)
- Bulloni, saldature e blocchi di calcestruzzo sono modellati come molle elasto-plastiche
- Ogni componente è verificata secondo le specifiche formule come nel **Metodo delle Componenti**.

Il metodo CBFEM è il risultato di lunghi sforzi nell'R&D nel campo del progetto e verifica delle unioni portato avanti da un team di specialisti con lunga esperienza nello sviluppo di software strutturali, in collaborazione con lo staff accademico delle Università di Praga e Brno. Il professor Frantisek Wald ed il suo team ha pubblicato il libro "COMPONENT-BASED FINITE ELEMENT DESIGN OF STEEL CONNECTIONS", un documento di validazione che include i benchmark cases, dedicato

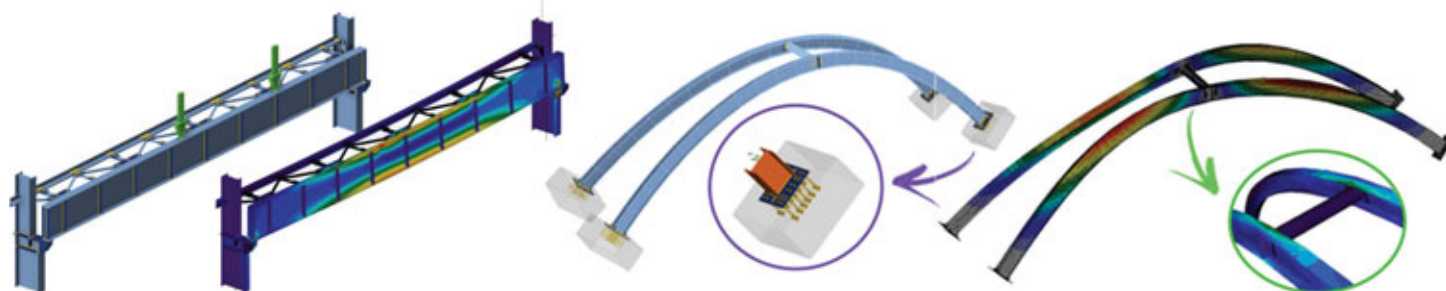


alla progettazione di connessioni in acciaio strutturale utilizzando il metodo CBFEM.

Attualmente IDEA Connection consente diversi tipi di analisi:

- **Analisi di sforzo e deformazione** dell'unione basata sull'analisi FEA elastica/plastica;
- **Analisi di buckling** - calcolo dell'instabilità dell'unione di acciaio, fattore di carico critico;
- **Calcolo della rigidità** di qualsiasi tipo di connessione con restituzione del diagramma momento - rotazione e classificazione della connessione in base alla rigidità;
- **Progettazione in capacità** per la verifica sismica delle connessioni;
- **Resistenza di progetto dell'unione** - carichi massimi applicabili, riserva della capacità del nodo;
- **Analisi a fatica** - la tensione nominale può essere calcolata per piastre, bulloni e saldature;
- **Resistenza al fuoco** - l'utente può impostare la temperatura per ogni componente;
- **Resistenza a tying orizzontale** - la resistenza del giunto a trazione assiale (tying resistance) deve essere soddisfatta per salvaguardare le strutture multipiano da collasso sproporzionato.

IDEA Member è l'applicazione IDEA che utilizza l'esclusivo Metodo a Elementi Finiti basato sulle Componenti di IDEA Connection e lo applica su una scala più grande a parti intere di una struttura: travi, pilastri, telai, nodi, ecc. In IDEA Member l'analisi è eseguita in tre fasi che utilizzano la tecnologia CBFEM. Prima si lancia l'analisi **MNA (Analisi Non lineare per il Materiale)** per verificare la capacità strutturale; quindi,

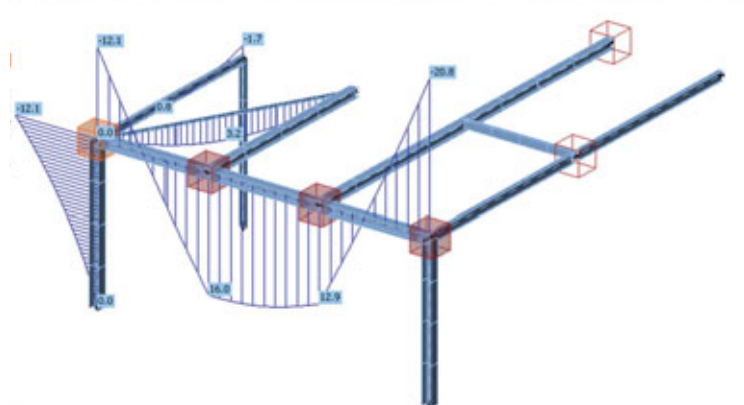
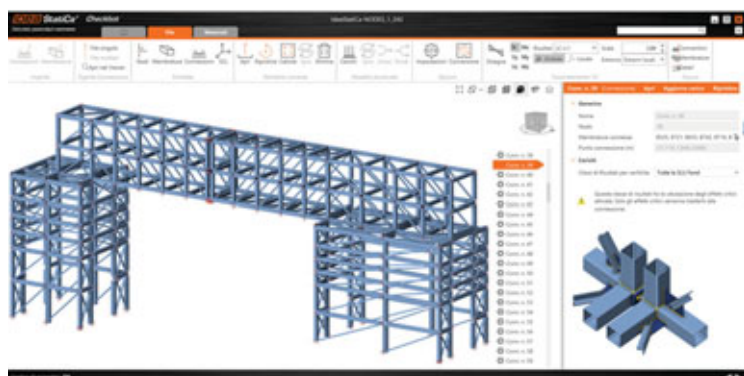
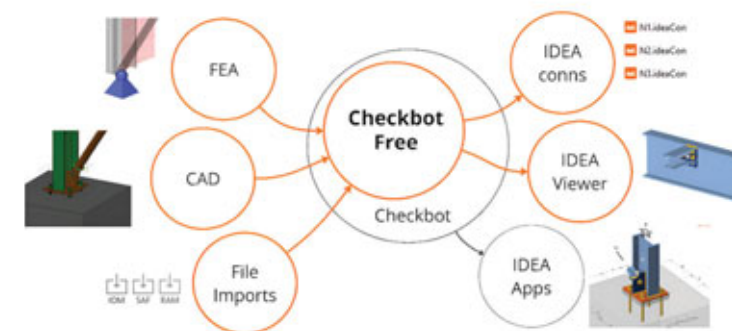


si calcola il **LBA** (Analisi di Buckling Lineare) per indagare la stabilità strutturale e infine si tiene conto anche delle imperfezioni iniziali per le opportune forme di instabilità calcolando la **GMNIA** (Analisi non lineare per geometria e materiale con imperfezioni).

IDEA Checkbot è l'applicativo IDEA StatiCa che permette di lavorare in ambiente BIM e ottenere il massimo dal proprio software rendendo il lavoro più facile, veloce e automatizzato. IDEA Connection non è solo un programma a sé stante dove l'utente definisce la geometria, i carichi e altri dati da solo, ma supporta anche un'interfaccia BIM che permette di importare automaticamente le unioni e le membrature da programmi CAD e le combinazioni di carichi da altri programmi strutturali FEA, per risparmiare tempo ed evitare errori. Tutto questo è possibile farlo attraverso il seguente workflow:

- il link BIM dai più diffusi CAD permette di importare la connessione già modellata, non solo la geometria del nodo, ma anche tutte le componenti della connessione già modellate nel CAD (piastre, bulloni, saldature etc.)
- IDEA StatiCa può anche importare dati da software di analisi agli elementi finiti (FEA), consentendo di verificare le connessioni e membrature utilizzando i risultati delle analisi strutturali

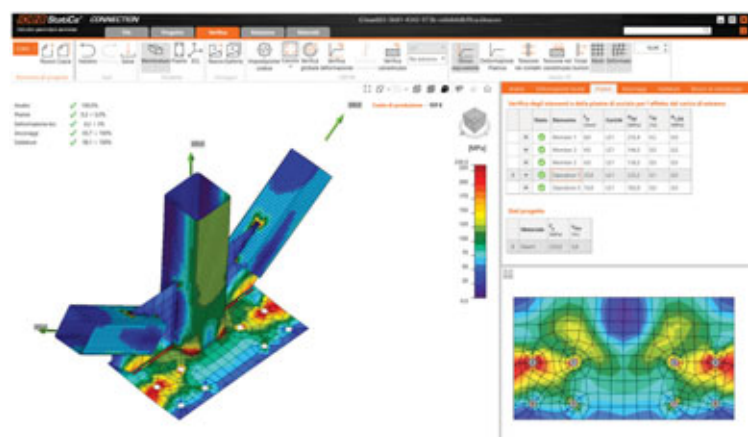
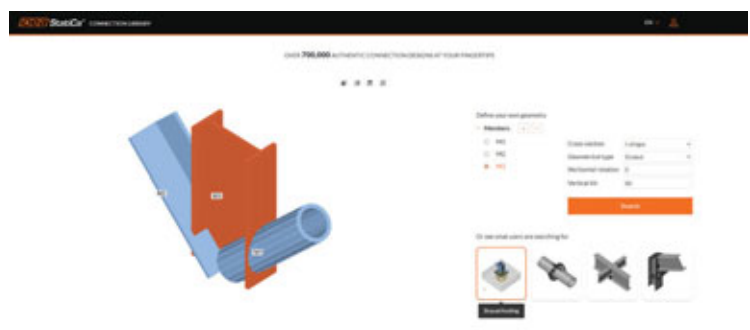
Connection Library è una libreria online gratuita messa a disposizione grazie all'ultima release del software: con più di un milione di



connessioni già modellate, è una risorsa avanzata e completa per la progettazione e la verifica delle connessioni strutturali. Questa libreria contiene una vasta gamma di dettagli e configurazioni di unioni predefinite che aiutano gli ingegneri a progettare giunti in acciaio e altri elementi strutturali in modo efficiente e preciso. Basta definire la geometria del nodo e cercare il modello più appropriato in base alle proprie esigenze. I file delle connessioni possono essere liberamente scaricati dall'utente e utilizzate per i propri progetti.

IDEA StatiCa offre una versione trial dei suoi software, inclusi quelli per la progettazione e l'analisi delle strutture in acciaio. Fornendo accesso completo alle funzionalità per un periodo limitato, gli utenti possono assicurarsi che il software soddisfi le loro esigenze specifiche prima di procedere con l'acquisto di una licenza completa.

IDEA StatiCa è utilizzato da una vasta gamma di professionisti nel settore dell'ingegneria e dell'architettura per progettare, analizzare e verificare strutture in acciaio. La sua capacità di gestire connessioni complesse e conformarsi alle normative internazionali lo rende uno strumento indispensabile per garantire la sicurezza e l'efficienza delle strutture in acciaio.



CONTATTI

EISEKO COMPUTERS S.r.l. - Viale del Lavoro, 22/D - 37036 San Martino B.A. (VR)
 Tel. 045 8031894 - E- mail: idea@eiseko.it - Web www.eiseko.it

SCEGLIETE L'ECCELLENZA, SCEGLIETE HEMPEL: il Leader Globale nei Rivestimenti Protettivi

Dal 1915, Hempel si è affermata come pioniere nell'industria dei rivestimenti protettivi, sviluppando soluzioni avanzate che proteggono e valorizzano le strutture più straordinarie del mondo. Dagli anticorrosivi e dalle protezioni antincendio passive alle finiture più variopinte, i nostri rivestimenti garantiscono la durata delle costruzioni, la loro sicurezza oltre a un gradevole aspetto durante l'intera durata di vita. Inoltre, siamo in grado di creare sistemi personalizzati per soddisfare qualsiasi esigenza specifica nella costruzione o nel progetto.

Progetti di Fama Mondiale si affidano a Hempel

I nostri risultati parlano chiaro. Progetti prestigiosi come il Louvre ad Abu Dhabi, l'Aeroporto Internazionale di Vienna, il ponte Queensferry Crossing e il centro commerciale di Cascina Merlata a Milano e molti altri stanno a testimoniare la fiducia riposta nei nostri rivestimenti protettivi.

Protezione Avanzata Dove Serve di Più

I rivestimenti all'avanguardia di Hempel sono progettati meticolosamente per combattere la corrosione e fornire un'eccezionale protezione passiva al fuoco. La nostra gamma di protezione al fuoco cellulosico per strutture civili è rinomata per la sua efficacia, proteggendo le strutture e i milioni di persone che le utilizzano ogni giorno. I nostri sistemi di rivestimento avanzati, progettati per preservare la sicurezza



e l'affidabilità delle infrastrutture, proteggono le strutture in acciaio e calcestruzzo nelle condizioni più aggressive onshore e offshore e includono finiture durature che conservano l'aspetto originario più a lungo, anche nei climi più ostili, soddisfacendo alle esigenze di minima manutenzione.

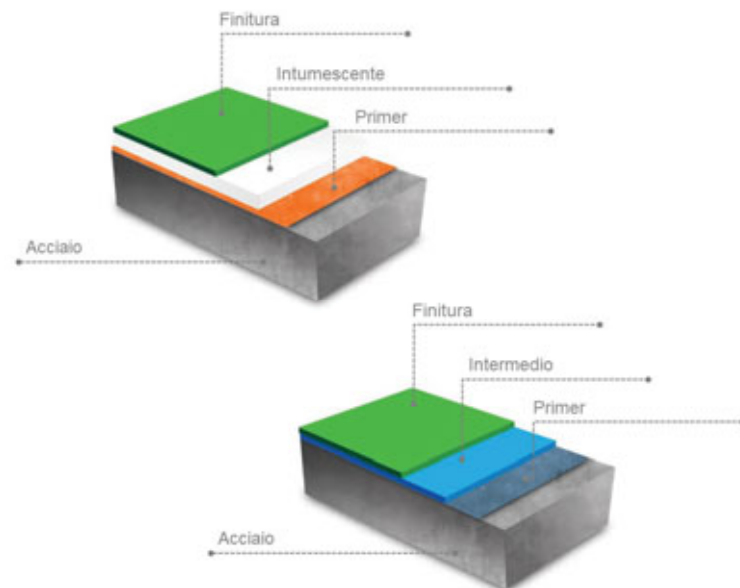
Questo impegno è il motivo per cui i professionisti del settore in tutto il mondo scelgono Hempel per le loro esigenze di rivestimento.



Supporto in fase progettuale

Consapevoli che una efficace protezione dalla corrosione inizia con una accurata specifica di pitturazione, assistiamo ogni parte interessata - dalle committenze, ai progettisti, fino agli appaltatori - nella definizione delle procedure di pitturazione ottimali per i loro progetti. La nostra vasta conoscenza del settore e l'impegno per l'innovazione ci permettono di fornire un servizio ineguagliabile e su misura per le esigenze specifiche dei nostri clienti che parte da una attenta valutazione del grado di corrosività ambientale della zona geografica ove ubicata l'opera e dallo stato della stessa in caso di interventi manutentivi, per valutare assieme al cliente il sistema protettivo più efficace, sostenibile e/o economicamente vantaggioso sulla base dei requisiti progettuali.

Inoltre ci avvaliamo di software avanzati quali HEET Dynamic, il software di stima per il rivestimento intumescente progettato per rendere le stime più rapide, facili e accurate. HEET è l'acronimo di "Hempel Engineering and Estimation Technology" ed è stato prodotto pensando ai progettisti strutturali. Il software fornisce calcoli accurati di spessore in pochi clic, risparmiando tempo e denaro preziosi per massimizzare l'efficienza e la produttività.



Siamo impegnati per un Futuro Sostenibile

In Hempel, la nostra visione va oltre le esigenze immediate e ci impegniamo per garantire un futuro sostenibile per il nostro pianeta. Ci dedichiamo a ridurre le nostre emissioni di gas serra del 50% lungo l'intera catena di valore entro il 2030, in linea con l'iniziativa Science Based Targets e gli obiettivi dell'Accordo di Parigi per mantenere l'aumento della temperatura a 1,5°C. Abbiamo una vasta gamma di prodotti che rispettano i requisiti dei Criteri Ambientali Minimi e di protocolli quali LEED, BREEAM, WELL e molti altri. La sostenibilità non è solo una parte del nostro business, è il nostro business.



Uno dei nostri ultimi Successi: Merlata Bloom, Milano

Nel recentemente inaugurato centro commerciale Merlata Bloom a Milano, i rivestimenti di Hempel non solo migliorano la sicurezza, ma anche l'attrattiva estetica delle strutture in acciaio utilizzate in questa struttura moderna. Le nostre soluzioni di protezione al fuoco e finitura garantiscono sia sicurezza che resa estetica, rendendo Hempel la scelta di rivestimento di riferimento per un'architettura e ingegneria all'avanguardia.

Costruttore Metallico: MAP spa, Applicatore pitture: DueESSE, ITSM, Impresa Zecchi Fornitore Pitture: Hempel



Tecnologia innovativa per la protezione dalla corrosione in ambienti aggressivi con Avantguard

La nostra tecnologia brevettata Avantguard® ha rivoluzionato il settore. Si tratta della prima serie di primer epossidici ricchi in zinco che sfruttano interamente la protezione galvanica della pigmentazione a base di zinco metallico grazie ad un attivatore coperto da brevetto, parte integrante del prodotto stesso. L'innovativa formulazione con microsfere cave di vetro incrementa inoltre le prestazioni meccaniche dei prodotti della serie Avantguard®, potenzia l'effetto barriera e crea il substrato ideale per una efficace effetto inibitore.

Avantguard® è la prima gamma di primer epossidici ricchi in zinco che attiva tutti e 3 i metodi di protezione contro la corrosione: l'effetto

galvanico, l'effetto barriera, e l'effetto inibitore per dare una protezione anticorrosiva oltre qualsiasi altro standard sul mercato.

Protezione da corrosione e fuoco con Hempafire

Con i molti parametri da rispettare, il calcolo per la protezione antincendio di elementi in carpenteria metallica può diventare molto complessa. Grazie a Hempafire Pro, puoi dire basta alla complessità. Testati sia internamente nel nostro centro di eccellenza e in laboratori indipendenti, i rivestimenti Hempafire Pro garantiscono una protezione antincendio comprovata da 30 a 120 minuti e possono essere applicati a sezioni in acciaio di moltissime tipologie quali sezioni I, sezioni cave, travi cellulari e molte altre.



CONTATTI

Per consulenze esperte e per progettare la specifica di pitturazione ottimale per il vostro progetto, contattateci a rito@hempel.com o chiamate il +39 340 2971478

Hempel è di proprietà della Fondazione Hempel, per maggiori informazioni visitate <https://www.hempelfonden.dk/en/>

HEMPEL (ITALY) S.R.L. - Via Lungobisagno Dalmazia 71/4 - 16141 Genova - P.I. 00246440101
Tel. : +39 010 835 6947 - Fax : +39 010 835 6950 (Fax) - E-mail: hempelitaly@hempel.com

INNOVENTIONS: Coatings For Life



Innoventions opera dal 2000 allo sviluppo di sistemi protettivi da know how originale e proprietario basato su resine fluorurate per aumentare durabilità delle strutture dove applicate.

Dopo quasi 25 anni di attività, superate con successo le criticità generate dal fallimento di alcuni importanti clienti, Innoventions si propone come punto di riferimento dell'innovazione di prodotto e di processo nei rivestimenti per acciaio e calcestruzzo destinati ai settori delle infrastrutture e dell'energia.

In collaborazione con i maggiori gestori di infrastrutture, Innoventions ha sviluppato progetti volti alla gestione dell'impatto sul paesaggio delle grandi opere riducendo il degrado dei materiali, aumentando la durabilità e riducendo fortemente i costi di manutenzione. Sono stati definiti nuovi capitoli entrati in vigore negli ultimi anni che partendo dalle norme di riferimento quali ISO 12944⁽¹⁾, adottano criteri più stringenti e selettivi superando le criticità di quest'ultima. Un esempio è la manutenzione del viadotto Platano su RA5 in figura 1.

L'offerta tecnologica di Innoventions è basata su tre direttrici:

1. Finiture a base di fluoropolimeri⁽²⁾. Si tratta di finiture inattaccabili da radiazioni UV, ad altissime proprietà barriera a ossigeno ed acqua. Il risultato è la costanza dell'efficacia protettiva su tempi lunghissimi con aumento di 3-5 volte degli intervalli di manutenzione. Nell'ambito della protezione dell'acciaio Innoventions e PPG hanno elaborato una proposta congiunta di sistemi protettivi in grado di soddisfare i requisiti della norma ISO 12944e sia per i cicli più severi previsti dal CSA di ANAS che per progetti architettonici come nel caso del termovalorizzatore di Parona (PV) in figura 2. Per la protezione dei calcestruzzi, FRP ecc., sono stati sviluppati sistemi protettivi originali dotati di marcatura CE secondo il Regolamento U.E. 305/11.

2. Finitura epossilossaniche. Si tratta di tecnologia con prestazioni talvolta sovrapponibili ai fluorurati anche se con minore resistenza alla radiazione UV. I rivestimenti non infiammabili, non tossici, privi di solvente, indefinitamente igienizzabili ed applicabili in unico strato su supporti resistenti alla corrosione quali alluminio, acciaio zincato, acciai austenitici, vetro, ceramica, ecc.. si applicano in ambito sanitario, gallerie, barriere di sicurezza.

3. Distribuzione di Zinga®. Si tratta di una pasta zincante monocomponente avente un contenuto di zinco metallico superiore al 95% nel film secco. Applicato su acciaio sabbiato impartisce al supporto lo stesso livello di protezione galvanica della zincatura a caldo. Applicabile a partire da -15°C è sovrapponibile dopo poche ore con finiture epossilossaniche consentendo la manutenzione dell'infrastruttura in un solo turno di lavoro. Il prodotto è anche utilizzato come protezione attiva dell'armatura dei calcestruzzi come mostrato in figura 3 un intervento a Darfo (BS), SS42 e per la manutenzione/recupero dell'acciaio zincato a caldo

⁽¹⁾ISO 12944: Protezione dalla corrosione di strutture di acciaio mediante verniciatura

⁽²⁾Gli sviluppi recenti in merito alle tematiche del bando dei PFAS in ambito CEE stanno spostando la data del phase out dal 2024-5 al 2032-2041. È inoltre in discussione l'esclusione dei fluoropolimeri come il PTFE ed altri per le applicazioni industriali.



Figura 1 - Viadotto Platano (RA 5)

La durata dei protettivi è garantita da specifica polizza assicurativa disponibile su richiesta.

Nel 2025, l'offerta di Innoventions sarà ampliata con l'introduzione di nuove finiture autopulenti, miglior controllo dell'attrito superficiale, riduzione VOC secondo EPA e probabilmente una nuova generazione di zincanti all'acqua.

Se Innoventions è presente sul mercato come fornitore dei prodotti descritti, la maggior parte delle risorse è impegnata in R&D e nella promozione a progettisti e committenti. Ciò ha permesso la costituzione di un'ampia data base di professionisti ai quali sottoporre oltre alle tecnologie descritte, un'importante libreria di casi risolti. L'offerta



Fig. 2 - Termovalorizzatore di Parona (A2A). 18 tonalità di verde - altezza 100 metri



Fig. 3 - risanamento ferri armatura con Zinga - Darfo (BS) SS42



Fig. 4 - Viadotto Fragneto (SS95) prima della manutenzione

è molto vantaggiosa sia in fase di gare che in corso d'opera per il controllo dei costi. Le tecnologie Innoventions consentono infatti di ottenere la stessa resa cromatica applicando le stesse finiture su superfici diverse quali ad esempio l'acciaio o il calcestruzzo senza riduzione di durabilità.

La proposta di Innoventions, nel dare priorità alla durabilità ed al problem solving, ha comportato un significativo aumento degli standard qualitativi del settore. Le nuove proposte sono state recepite nei capitolati delle stazioni appaltanti intervenendo anche su quanto non previsto dalle norme.

Il caso più evidente è il nuovo CSA dell'ANAS la cui prima edizione è del 2021 dove si è partiti dalla norma di riferimento, non cogente,

cioè la ISO 12944 valida solo per le nuove opere. Purtroppo, le opere d'arte realizzate negli ultimi 40 anni sono principalmente in acciaio autopatinante e la norma suddetta non si applica nella manutenzione in generale ed a questo tipo di acciaio in particolare. Partendo da un caso di successo quale la manutenzione del viadotto Fragneto sulla SS 95 in foto 4 e 5, condotta nel 2014 è stata elaborata una voce di capitolato specifica. L'intervento è stato particolarmente significativo perché si è trattato di manutenzione parziale, sconsigliata nel caso di acciaio al carbonio. Dopo 10 anni, le ispezioni in corso mostrano che eliminando i ruscamenti che hanno causato il degrado, la superficie protetta risulta integra, priva di distacchi, di ossidazione e non soggetta a viraggio cromatico.



Fig. 5 - Viadotto Fragneto (SS95)

CONTATTI

INNOVATIONS Srl - Via Vittorio Veneto, 111 - 20091 Bresso (MI) - Tel. +39.02.6428117 - www.innoventions.eu

II GRUPPO NORD-LOCK crede fortemente che nessuno debba mettere in discussione l'integrità dei sistemi meccanici che svolgono un ruolo così critico nella nostra vita quotidiana

In qualità di leader mondiale nell'innovazione e nelle tecnologie per le giunzioni bullonate, NORD-LOCK Group mette in sicurezza le infrastrutture pubbliche e industriali.

Nel 1982 è stata sviluppata la rondella di sicurezza originale Nord-Lock®, la tecnologia di bloccaggio a cunei che rende sicure al 100% le giunzioni bullonate. Da allora, la nostra gamma di tecnologie innovative per la sicurezza delle giunzioni bullonate che comprende i tensionatori meccanici Superbolt™, i tenditori idraulici Boltight™ e i perni Expander® System insieme alla nostra esperienza, sono cresciute fino a diventare le più complete sul mercato. Il Gruppo Nord-Lock è stato coinvolto in miliardi di connessioni bullonate in milioni di applicazioni in tutto il mondo. Tutte le nostre soluzioni sono ingegnerizzate, sviluppate e prodotte all'interno dell'azienda, per garantire il rispetto dei più elevati standard del settore. Siamo il primo partner per il fissaggio dei bulloni ad offrire una garanzia per l'intero ciclo di vita di tutte le sue tecnologie. Dalla produzione alla progettazione e vendita, abbiamo team di esperti in tutto il mondo, sempre pronti a consegnare i nostri prodotti. I nostri servizi si concentrano sulla redditività del ciclo vita, sulla progettazione, sulla produzione, formazione e installazione. Se avete una sfida ingegneristica, vi forniremo una soluzione che massimizza la produttività, la sicurezza e l'affidabilità della vostra applicazione.

Condividiamo con passione le nostre conoscenze, intuizioni e competenze, per garantire soluzioni ottimali a lungo termine. Lavoriamo a stretto contatto con voi per comprendere le vostre esigenze, risolvere i vostri problemi e supportare i vostri progetti. Il Gruppo Nord-Lock è di proprietà di Investment AB Latour, una società di investimento quotata al Nasdaq OMX di Stoccolma. Latour è composta da attività industriali interamente di proprietà e da un portafoglio di aziende quotate in borsa.

Recentemente Nord-Lock® ha ottenuto il marchio CE per le rondelle di sicurezza antisvitamento, un risultato unico nel settore. Scoprite cosa significa e in che modo può essere vantaggioso per le vostre applicazioni.

Oggi nessun altro fornitore globale offre rondelle di sicurezza con marchio CE e il fatto che Nord-Lock sia ora in grado di realizzare questa impresa pone l'azienda in una posizione unica nel settore dell'edilizia e delle costruzioni.

Il marchio CE è un requisito per chiunque fornisca prodotti all'industria edile e delle costruzioni all'interno dell'Unione Europea (UE) e garantisce che i prodotti siano conformi alle rigorose norme di sicurezza e qualità dell'UE. Il raggiungimento del marchio CE rafforza la ragion d'essere di Nord-Lock - proteggere gli investimenti dei clienti e la sicurezza delle persone. Di conseguenza, rassicura

NORD-LOCK
GROUP



anche la percezione già consolidata che Nord-Lock sia il partner giusto quando sicurezza e affidabilità sono davvero importanti. “Siamo entusiasti di introdurre il marchio CE per le nostre rondelle di bloccaggio a cuneo, rafforzando il nostro impegno a garantire l'eccellenza nella progettazione e nel design”, afferma Graham Souter, Vicepresidente e responsabile della Business Unit Nord Lock. “Questo



Nord-Lock ha creato l'originale tecnologia di fissaggio a cunei che impedisce l'autoallentamento delle giunzioni bullonate anche in presenza di forti vibrazioni e carichi dinamici. Grazie alla tecnologia delle rondelle di sicurezza Nord-Lock, la garanzia di sicurezza è affidata alla geometria anziché all'attrito.



risultato dimostra la nostra dedizione alla conformità e alla sicurezza, fornendo ai nostri clienti un vantaggio competitivo nelle loro operazioni”.

Dichiarare che un prodotto è di “alta qualità” può significare molte cose. Per questo motivo, la frase viene spesso applicata in modo predefinito nelle attività pubblicitarie e di comunicazione, a volte senza sforzi o azioni tangibili dietro di essa. Tuttavia, nel settore dell’edilizia e delle costruzioni, con i prodotti e i componenti che recano il marchio CE, la qualità viene verificata attraverso processi e protocolli rigorosi. I costruttori e i produttori possono quindi essere certi che l’utilizzo di prodotti con il marchio CE significa raggiungere standard qualitativi più che soddisfacenti. Il modo per garantire i livelli di qualità desiderati nei prodotti a marchio CE è la Declaration of Performance. Si tratta di un “documento che fornisce informazioni sulle prestazioni di un prodotto da costruzione”, come dichiarato dalla Commissione Europea. Per ottenere il marchio CE per i prodotti da costruzione, i produttori devono disporre di una Declaration of Performance.

Per garantire che la Declaration of Performance sia legittima, affidabile e accurata, l’UE utilizza l’AVCP (The Assessment and Verification of Constancy of Performance). Per i prodotti standardizzati, i produttori possono monitorare e dichiarare autonomamente le prestazioni qualitative dei loro prodotti. Ma per i componenti come le rondelle a cuneo Nord-Lock viene applicato un altro sistema più esteso.

Il sistema AVCP implementato da Nord-Lock per le sue rondelle di bloccaggio a cuneo prevede il coinvolgimento di terzi, il che significa che la Declaration of Performance viene controllata e verificata una volta all’anno da valutatori indipendenti e notificati. “L’aggiunta del marchio CE alle nostre rondelle rassicura i costruttori sul fatto che uno dei loro componenti più piccoli ma più critici supera costantemente le severe valutazioni di qualità”, afferma Frank Götz, Senior Expert del Gruppo Nord-Lock. “E considerando la crescente necessità di misure di sicurezza affidabili, in quanto i progetti stanno diventando più grandi e le costruzioni esistenti invecchiano, essere in grado di fornire rondelle di sicurezza con marchio CE è un passo nella giusta direzione”.

Oltre a garantire standard di alta qualità, un vantaggio dell’utilizzo di rondelle di sicurezza con marchio CE è che qualsiasi impresa edile, in qualsiasi mercato dell’UE, può sfruttare i rinomati vantaggi di queste rondelle quando la conformità alle normative è assicurata durante l’intero processo di assemblaggio. Grazie a un meccanismo di bloccaggio che utilizza la tensione anziché l’attrito, le rondelle a cuneo Nord-Lock mantengono salde e sicure le connessioni bullonate. Anche quando sono sottoposte a forti vibrazioni o a carichi dinamici, gli operatori non devono preoccuparsi che i bulloni delle connessioni critiche si allentino.

Se dovete affrontare una sfida specifica di bullonatura, è probabile che Nord-Lock l’abbia già risolta. Con le rondelle di sicurezza con marchio CE, sarà più facile per tutti coloro che operano nel settore dell’edilizia e delle costruzioni dell’Unione Europea, dotarsi della soluzione di bullonatura più sicura e affidabile che esista.

CONTATTI

NORD-LOCK ITALY - Via Albenga 36/A – 10098 Rivoli (TO) - Italia
 www.nord-lock.it - Email: info@nord-lock.it Tel. +39 011 9539656
 Rif.: Luca Gheddo +39 335 6676842

TOKBO: MONITORING SYSTEM

I sistemi di fissaggio “intelligenti” per le costruzioni metalliche

Le costruzioni metalliche sono soggette a molte variazioni causate da agenti esterni, da quelli connessi alle condizioni atmosferiche, come la corrosione, o l'espansione e la contrazione per via dei cambiamenti di temperatura, fino a quelli più strettamente correlati alla funzione di tali costruzioni, come le vibrazioni, causate dal passaggio di veicoli o dallo spostamento di grandi pesi; anche fattori impensabili possono, nel tempo, arrivare a comprometterne la sicurezza e la stabilità.

Monitorare le costruzioni metalliche diventa dunque essenziale, al fine di tenere sotto costante controllo l'andamento delle variabili critiche nel tempo, prevenendo i rischi alla sicurezza e alla stabilità di tali strutture e ottimizzando gli interventi di manutenzione (e, di conseguenza, i relativi costi).

Tokbo: da dove nasce l'idea

La start-up dei sistemi di fissaggio “parlanti” (da qui il nome Talking Bolt, abbreviato: “Tokbo”) è figlia di Agrati Group, multinazionale da 735 milioni di euro leader nella produzione di soluzioni di fissaggio e di E-novia, società specializzata in soluzioni deep-tech.

Ivan Moroni, CEO di Tokbo, spiega: “Siamo focalizzati sul mondo delle infrastrutture e strutture metalliche perché la necessità di monitorare la sicurezza oggi è più importante che mai. Il nostro sistema, infatti, è in grado di tenere sotto controllo, in tempo reale e in modo continuo, la salute della struttura su cui viene installato.”. Il tema del monitoraggio delle infrastrutture ha di fatto recentemente assunto un nuovo peso: durante il XXVII Congresso mondiale della strada, che ha avuto luogo lo scorso anno, Anas ha presentato il Progetto di Monitoraggio SHM (Structural Health Monitoring), che prevede un sistema integrato di censimento, classificazione e gestione dei rischi, nonché di monitoraggio dinamico delle infrastrutture. Garantire la sicurezza delle costruzioni metalliche e la loro resistenza a condizioni sempre più sfidanti diventa dunque un fattore essenziale da considerare nella gestione di queste strutture.



La soluzione customizzabile di Tokbo

Quello di Tokbo è un sistema di monitoraggio all'avanguardia che, dopo un'attenta analisi della struttura interessata in collaborazione con il cliente, prevede l'installazione di un insieme di sistemi di fissaggio sensorizzati, la cui forma può variare per adattarsi alla giunzione del cliente.

I sensori sono stati progettati per consentire il monitoraggio di più dimensioni, per una panoramica completa sullo stato dei giunti: la forza di serraggio, la temperatura, lo stato oscillatorio, accelerometrico e inclinometrico del sistema di fissaggio.

Le “talking bolt” vengono poi connesse ad un gateway, il quale invia costantemente e in tempo reale i dati sulle rilevazioni alla piattaforma proprietaria di Tokbo, dove vengono immagazzinati, visualizzati ed analizzati, e messi a disposizione sia del team di Tokbo che del cliente, per un'agile consultazione.

Con Tokbo è possibile impostare soglie di tolleranza oltre le quali si rischia di incorrere in problemi strutturali; superate tali soglie, il sistema invia in automatico due tipi di notifiche, warning e alert, a seconda della gravità di sfioramento, per segnalare al cliente la necessità di inviare una squadra di manutenzione e intervenire per tempo, evitando che l'evento dannoso si manifesti, o contenendone le dimensioni.

Si tratta dunque di una personalizzazione che parte dalla varietà di sistemi di fissaggio sensorizzabili, all'installazione realizzata nei punti critici della costruzione metallica, fino alla regolazione delle soglie di tolleranza per alert e warning. Pensata e sviluppata per rispondere alle sempre differenti esigenze del cliente.

Il sistema è disponibile nelle versioni wired e wireless; la prima si connette direttamente alla rete





elettrica a disposizione; la seconda, invece, comprende un sistema di cablaggio diretto che fornisce l'alimentazione mediante dei pannelli solari, svincolandosi dalla necessità di una rete elettrica a cui connettersi.

Sicurezza, ma anche economicità

Monitorare è già obbligatorio in molti ambiti, con una cadenza periodica che però, spesso, non corrisponde alle reali esigenze delle strutture, le quali possono subire grandi modifiche anche in relazione ad eventi concentrati nel tempo. Dotarsi di un sistema di monitoraggio in tempo reale e continuato nel tempo, invece, consente un efficiente invio di squadre di manutenzione in caso di un effettivo rilevamento di anomalie. Il team, già a conoscenza della tipologia e della localizzazione specifica del problema, può disporre di un maggior numero di informazioni, per un intervento rapido ed efficace. Ciò ha una ricaduta considerevole anche in termini economici: basti pensare ai costi legati alla manutenzione, nonché alla riparazione dei danni che si sarebbero verificati se il problema non fosse stato marginato per tempo.

Si tratta dunque di una soluzione in grado di garantire la sicurezza e, al contempo, di offrire una gestione più efficiente dei costi.

La novità contro la corrosione

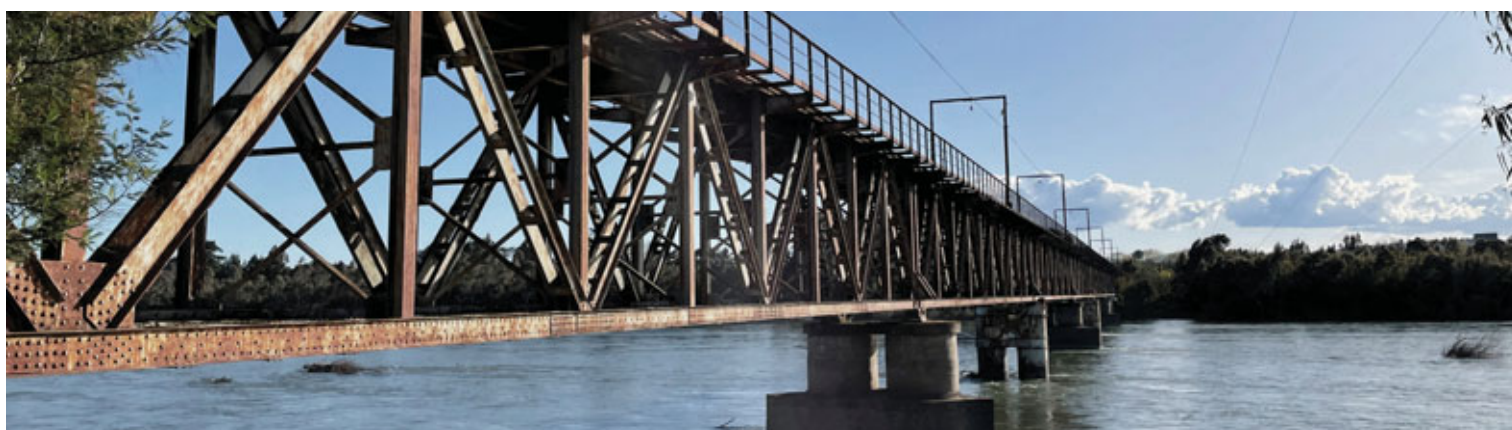
Da poco è disponibile anche l'ultima novità della soluzione, che prevede l'uso di sensori dedicati al monitoraggio degli effetti corrosivi. Grazie alla loro tecnologia, questi strumenti sono in grado di prevedere il livello di corrosione della struttura metallica, la quale potrebbe metterne a rischio la sicurezza.

Il problema della degradazione di costruzioni metalliche esposte a fenomeni atmosferici o a carichi d'acqua diventa così monitorabile, e addirittura prevenibile, mediante interventi di manutenzione inviati dove serve, quando serve.

Una crescita numerica e geografica

Con un conteggio di 38 installazioni e 398 sensori estese dall'intera Italia fino in Sud America, la crescita di Tokbo prosegue a passo sostenuto. Il sistema, dopo un'iniziale fase di testing, ha già preso piede per molteplici applicazioni, grazie alla sua flessibilità di progettazione: ponti, ferrovie, metropolitane, aeroporti, gru, impianti industriali e, da poco, anche per porti e navi.

L'obiettivo è quello di raggiungere i mercati di Svizzera, Giappone e Stati Uniti ma, soprattutto, di diventare il punto di riferimento per il monitoraggio dei giunti delle costruzioni metalliche.



CONTATTI

TOKBO Srl - www.tokbo.it - info@tokbo.it - Tel. +39 0362 980.1



XXIX CONGRESSO CTA | MILANO 26-28 SETTEMBRE 2024 | GLI SPONSOR



A SISTER
COMPANY OF



FONTANA GRUPPO
FASTENING THE FUTURE



IOT SENSORIZED BOLTS

AN EMBEDDED TECHNOLOGY TO ENABLE THE REMOTE SURVEY OF THE CLAMP LOAD
NON INVASIVE - WIRELESS - DESIGNED FOR MASS PRODUCTION



VISIT OUR WEBSITE
WWW.KRABO.IT



FOLLOW US
@KRABO®

PPG STEELGUARD® 951

Flexible, 100% solids epoxy intumescent coating for up to 3 hours' cellulosic fire protection



Flexible
Technology



3 Hours'
Fire Protection



Corrosion
Protection



Smooth Finish



Durable



1 Day Rapid
Cure



The flexible and durable epoxy intumescent coating that offers outstanding weather, corrosion and chemical resistance, while providing up to 3 hours of protection against cellulosic fires.

Visit www.ppgpmc.com to discover more.



PROGRAMMA



DAY 1

Centro Congressi Fondazione Cariplo: Giovedì 26 Settembre 2024 - 9:00-18:00



Ore 8.40: Registrazione Partecipanti
Ore 9.10: Inizio lavori e Saluti istituzionali
Ore 9.40: Relazione introduttiva al Congresso - Ingegneria Civile, ieri, oggi, domani – Prof. Giulio Ballio
Ore 10.00: Relazione ad invito - Ferro e acciaio a Milano: uno sguardo su alcuni interessanti esempi di costruzione metallica, tra storia e innovazione - Prof. Mario de Miranda - Studio de Miranda Associati
Ore 10.20: Relazione ad invito - Strutture metalliche e miste: la prospettiva di un Progettista - Ing. Mauro Eugenio Giuliani - REDESCO
Ore 11.00: Coffee break
Ore 11:20 Relazione ad invito Internazionale - Recent results of monopile connections in offshore supporting structures for large-capacity Wind Turbines - Prof. Milan Veljkovic - Università di Delft
Ore 12.00: Inizio Sessioni Parallele
Ore 13.00: Lunch
Ore 14.00: Tavola rotonda - L'Ingegneria e il Ruolo Strategico dell'Acciaio - Moderatore: Ing. Bruno Finzi - CEAS
Ore 15.00: Sessioni Parallele Pomeridiane
Ore 16.00: Coffee break
Ore 16.20: Sessioni Parallele Pomeridiane
Ore 18.00: Fine Lavori e Cocktail di Benvenuto

DAY 2

Centro Congressi Fondazione Cariplo: Venerdì 27 Settembre 2024 - 9:00-20:00

Ore 9.00: Relazione ad invito sullo Stato della Ricerca in Italia - La sicurezza strutturale antincendio nelle costruzioni metalliche del futuro - Prof. Emidio Nigro - Università di Napoli Federico II
Ore 09.40: Relazione ad invito Internazionale - Steel Advancements Changing the World - Eng. Ron Klemencic - Magnusson Klemencic Associates
Ore 10.20: Nicola Turrini - BridgesToProsperity
Ore 10.40: Coffee break
Ore 11:00: Tavola rotonda - Gli Eurocodici e le ricadute nelle nostre normative
Moderatore: Prof. Raffaele Landolfo - Università di Napoli Federico II
Ore 12.00: Inizio Sessioni Parallele
Ore 13.00: Lunch
Ore 14.00: Tavola rotonda - Grandi Opere infrastrutturali in Acciaio: La Forza di una Sinergia Perfetta - Moderatore: Mario de Miranda - Studio de Miranda Associati
Ore 15.00: Sessioni Parallele Pomeridiane
Ore 16.00: Coffee break
Ore 16.20: Sessioni Parallele Pomeridiane
Ore 18.00: Assemblea dei Soci CTA e Fine Lavori
Ore 20.00: Cena di gala - Premiazioni vincitori Best Thesis, Best Paper, Best Design



DAY 3

Politecnico di Milano - Sede Leonardo: Sabato 28 Settembre 2024 - 9:00-13:00



Ore 9.00 - 13.00 Corsi di Formazione Professionale *
Corso A: L'uso consapevole dei programmi di calcolo nella pratica quotidiana
Corso B: Progettazione sostenibile: acciaio e soluzioni innovative per il futuro delle costruzioni.
• Anche in modalità Webinar su Piattaforma Microsoft Teams



CollegioTecniciAcciaio



c-t-a-collegio-dei-tecnici-dell-acciaio

La partecipazione alle due giornate di Congresso rilascia 6 CFP, la partecipazione ai Corsi del sabato rilascia 4 CFP

COMITATI

CONSIGLIO DIRETTIVO C.T.A.

Riccardo De Col (Presidente)
Vincenzo Piluso (Vice Presidente)
Riccardo Zanon (Vice Presidente)
Federico Baiardo
Leonardo Bandini
Benedetto Cordova
Fabio Dall'Aglio
Alessandro Desimoni
Elena Mele
Paolo Napoli
Elide Nastri
Vincenzo Nunziata

SEGRETERIA SCIENTIFICA

Elide Nastri
Alessandro Pisapia
Marco Simoncelli
Paolo Todisco

SEGRETERIA AMMINISTRATIVA

Valeria Pasina

COMITATO ORGANIZZATORE

Benedetto Cordova
Riccardo De Col
Attilio De Martino
Elide Nastri
Marco Simoncelli
Riccardo Zanon

COMITATO ORGANIZZATORE LOCALE

Marco Simoncelli (Presidente)
Claudio Bernuzzi
Carlo Andrea Castiglioni
Mariarosaria Crescente
Marina D'Antimo
Giammaria Gabbianelli
Alper Kanyilmaz

COMITATO SCIENTIFICO

Giulio Ballio
Chiara Bedon
Andrea Belleri
Claudio Bernuzzi
Giuseppe Brando
Oreste S. Bursi
Paolo Castaldo
Carlo Andrea Castiglioni
Andrea Dall'Asta
Mario D'Aniello
Gaetano Della Corte
Antonello De Luca
Gianfranco De Matteis
Attilio De Martino
Mario de Miranda
Luigino Dezi
Bruno Finzi
Luigi Fiorino
Antonio Formisano
Fabio Freddi
Fabrizio Gara

Aurelio Ghersi
Lidia La Mendola
Raffaele Landolfo
Massimo Latour
Emanuele Maiorana
Massimo Majowiecki
Alberto Mandara
Edoardo Marino
Federico M. Mazzolani
Elena Mele
Rosario Montuori
Renato Morganti
Paolo Napoli
Elide Nastri
Emidio Nigro
Maria Rosaria Pecce
Carlo Pellegrino
Maurizio Piazza
Vincenzo Piluso
Pierangelo Pistoletti
Raffaele Pucinotti

Francesco Ricciardelli
Gianvittorio Rizzano
Pier Paolo Rossi
Walter Salvatore
Alessandra Tosone
Nicola Tondini
Carlo Urbano
Riccardo Zandonini
Alessandro Zona



CollegioTecniciAcciaio



c-t-a-collegio-dei-tecnici-dell-acciaio

www.collegiotecnicacciaio.it



POLITECNICO DI MILANO CAMPUS LEONARDO * 28 SETTEMBRE 2024 - ORE 9-13

Dopo le due giornate di Congresso, la mattina del 28 Settembre, presso il Campus Leonardo del Politecnico di Milano, si terranno due seminari di formazione rivolti ai professionisti:

L'USO CONSAPEVOLE DEI PROGRAMMI DI CALCOLO NELLA PRATICA QUOTIDIANA

(Seminario A)

Relatori: Leonardo Bandini, Simone Caffè, Alessandro Desimoni, Marco Simoncelli, Adalgisa Zirpoli

PROGETTAZIONE SOSTENIBILE: ACCIAIO E SOLUZIONI INNOVATIVE PER IL FUTURO DELLE COSTRUZIONI

(Seminario B)

Relatori: Marina D'Antimo, Alper Kanyilmaz, Grazia Marrone, Riccardo Zanon

*entrambi i seminari sono fruibili anche online

Ogni seminario riconosce 4 CFP agli Ingegneri



www.collegiotecniciacciaio.it



**I PROGRAMMI DI CALCOLO
PIÙ DIFFUSI E LA PROFESSIONALITÀ
DI UN TEAM UNICO AL SERVIZIO
DELL'INGEGNERIA STRUTTURALE**

SAP2000

civile

CSiBridge

ponti

ETABS

edifici

SAFE

fondazioni e solai

CSiPlant

impianti e strutture

VIS

verifiche c. a.

SCS e IdeaStatiCa

nodi acciaio

**I programmi CSI mettono a vostra
disposizione il frutto di oltre
cinquant'anni di ricerca e di attività
professionale illustre. Lavorerete con
la certezza di disporre degli unici
programmi accettati senza riserve
da amministrazioni, enti di controllo
e clienti internazionali.**

CSI Italia Srl

Galleria San Marco 4 - 33170 Pordenone

Tel. 0434.28465

info@csi-italia.eu - www.csi-italia.eu

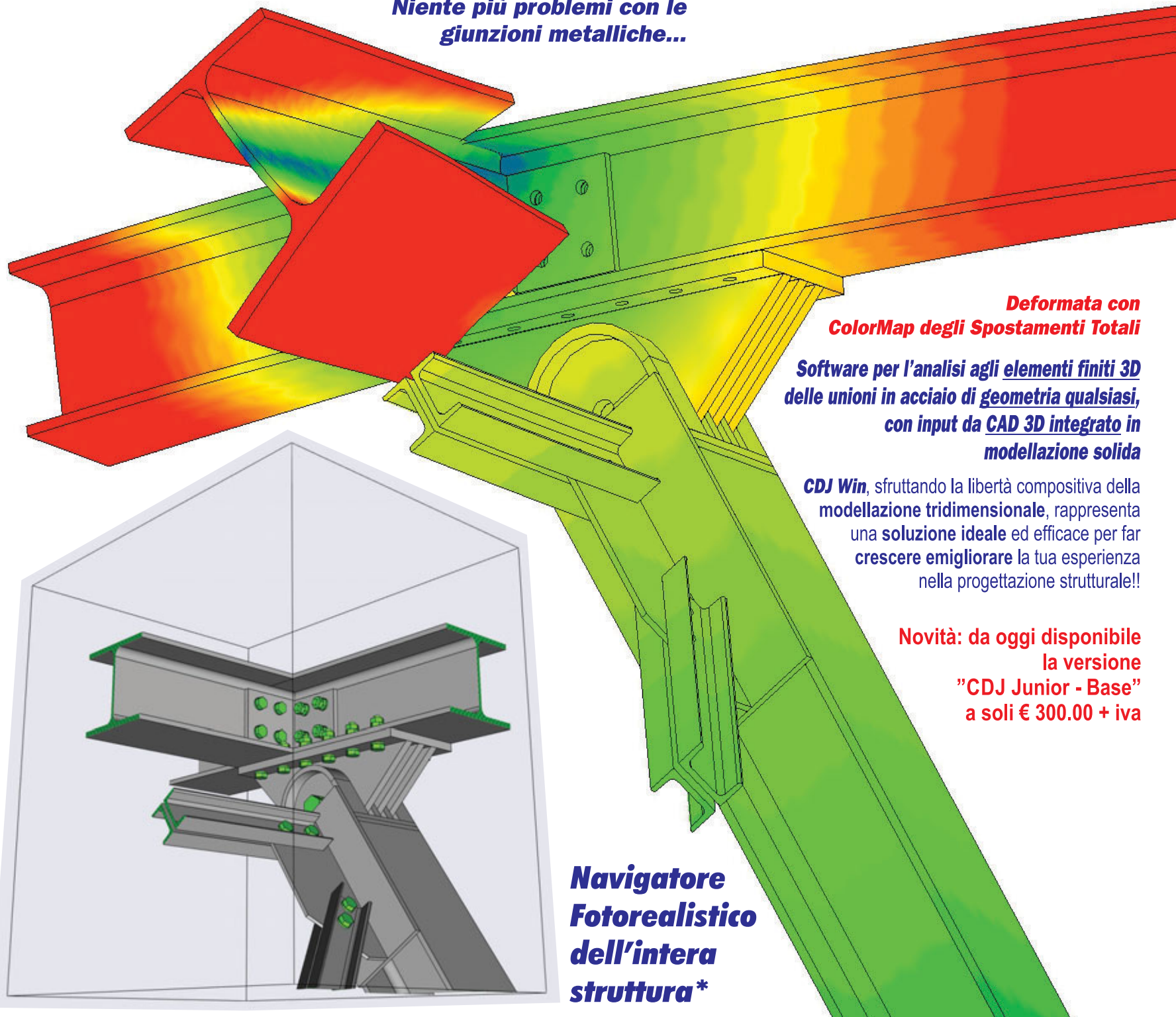
**NUOVO, POTENTE, AFFIDABILE, COMPLETO...
RIVOLUZIONARIO!**

CDJ *Win*

Computer Design of Joints
2024 Edition **FEA Connection**

**Progetta la tua unione
in acciaio con CDJ Win!**

**Niente più problemi con le
giunzioni metalliche...**



**Deformata con
ColorMap degli Spostamenti Totali**

**Software per l'analisi agli elementi finiti 3D
delle unioni in acciaio di geometria qualsiasi,
con input da CAD 3D integrato in
modellazione solida**

CDJ Win, sfruttando la libertà compositiva della
modellazione tridimensionale, rappresenta
una **soluzione ideale** ed efficace per far
crescere e migliorare la tua esperienza
nella progettazione strutturale!!

**Novità: da oggi disponibile
la versione
"CDJ Junior - Base"
a soli € 300.00 + iva**

**Navigatore
Fotorealistico
dell'intera
struttura***

Visita il nostro sito www.stsweb.it per visionare i nostri video tutorials.
Richiedi una dimostrazione in connessione remota al seguente indirizzo email: cdj@stsweb.it

Software Tecnico Scientifico®

Visiona i nostri video tutorials su 



Via Tre Torri, 11 - 95030 Sant'Agata Li Battiati (CT)
e-mail: sts@stsweb.it
tel. 095/7252559-7254855 fax 095/213813

Corso Gelone, 39 - 96100 Siracusa
e-mail: sts.siracusa@stsweb.it
tel. 0931/66220

