

ISSN n° 0010-9673 Poste Italiane SpA - Spedizione in Abbonamento Postale - D.L. 359/2003 (con. in L. 27.02.04 n° 46) Art. 1, comma 1, L. 0/MI | Prezzo a copia: € 15,00 - In caso di mancato recapito inviare al CMP di Milano-Fosserio per la restituzione al mittente previo pagamento reso



# EUROCODES

## BUILDING THE FUTURE



GEN/FEB 2024



RIVISTA BIMESTRALE  
PER LA DIFFUSIONE  
DELLA CULTURA DELL'ACCIAIO

# COSTRUZIONI METALLICHE

# IIS DA SEMPRE AL SERVIZIO DELL'INDUSTRIA



**ISTITUTO ITALIANO  
DELLA SALDATURA**



# Tekla<sup>®</sup> 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





**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](http://www.collegiotecniciacciaio.it)

## DAY 1

*Fondazione Cariplo: Giovedì 26 Settembre 2024 - 9:00-18:00*



Ore 9.00: Registrazione Partecipanti, Inizio lavori e Saluti istituzionali  
Ore 9.40: Relazione introduttiva al Congresso - Prof. Giulio Ballio - POLIMI  
Ore 10.00: Relazione ad invito - Prof. Mario de Miranda - Studio de Miranda Associati  
Ore 10.20: Relazione ad invito sullo Stato delle Realizzazioni in Italia  
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 - Prof. Milan Veljkovic - Università di Delft  
Ore 12.00: Inizio Sessioni Parallele  
Ore 13.00: Lunch  
Ore 14.00: Tavola rotonda - Olimpiadi 2026: 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

*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 - Eng. Ron Klemencic - Magnusson Klemencic Associates  
Ore 10:20: Tavola rotonda - Gli Eurocodici e le ricadute nelle nostre normative  
Moderatore: Prof. Raffaele Landolfo - Università di Napoli Federico II  
Ore 11.20: Coffee break  
Ore 11.40: 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 17.30: Assemblea dei Soci CTA e Fine Lavori  
Ore 20.00: Cena di gala - Premiazioni vincitori Best Thesis, Best Paper, Best Design



## DAY 3

*Polimi 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: Acciaio e decarbonizzazione del costruito: a che punto siamo?

- Anche in modalità Webinar su Piattaforma Microsoft Teams



CollegioTecniciAcciaio



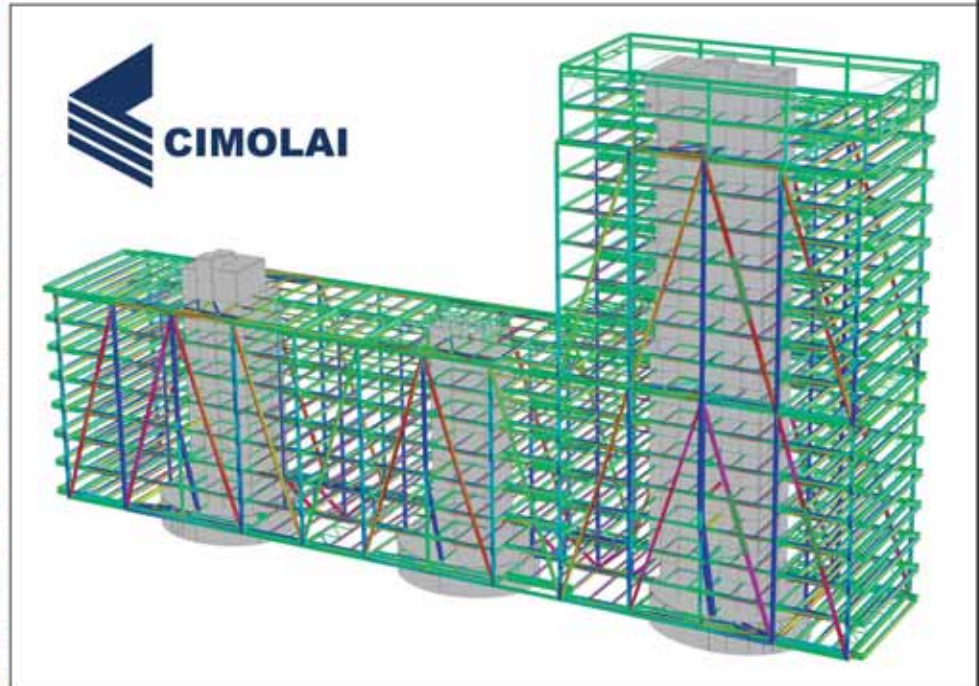
c-t-a-collegio-dei-tecnici-dell'acciaio



**Straus7**<sup>®</sup> L'eccellenza  
FEM  
accessibile.  
[www.hsh.info](http://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**



**COMMITTENTE:** Grant Thornton  
**PROGETTO ARCHITETTONICO:** Shay Cleary Architects (SCA) – MCA Architects  
**PROGETTO STRUTTURALE:** O'Connor Sutton Cronin (OCSC)  
**GENERAL CONTRACTOR:** Bennett Construction  
**PROGETTO COSTRUTTIVO:** Cimolai S.p.A.  
**FORNITURA STRUTTURE METALLICHE:** Cimolai S.p.A.  
**PROGETTO DI MONTAGGIO:** Cimolai S.p.A.  
**COSTRUZIONE:** Cimolai S.p.A.  
**PREMI:** International Architecture Award 2019

**Exo Building – Dublino – Irlanda.** L'edificio, lungo 112m e largo 20m, con la sua torre sul lato nord di 73m d'altezza, è tra i più alti di Dublino e dell'Irlanda. Deve il suo nome alla posizione esterna alle facciate della struttura metallica portante, un esoscheletro realizzato con travi reticolari a tutt'altezza, dette mega truss, che sono sostenute da sei mega-colonne inglobate in tre nuclei in calcestruzzo contenenti scale e ascensori. I tre nuclei ellittici sono gli unici elementi che poggiano al suolo, con il resto della struttura a sbaizo, lasciando l'intera area sottostante libera al passaggio dei pedoni. Opera della Cimolai sono il design delle connessioni, il progetto costruttivo, di montaggio e le relative attrezzature, oltre che la produzione e il montaggio della struttura metallica e dei deck in lamiera grecate piolate. Cimolai si è anche occupata del dimensionamento e della realizzazione della protezione al fuoco di tutte le strutture metalliche tramite vernice intumescente. Cimolai ha utilizzato il codice di calcolo Straus7 per realizzare il modello FEM della struttura e delle attrezzature, per seguire le fasi step by step di montaggio degli elementi metallici e delle solette di piano, per le verifiche di resistenza, di stabilità e per il controllo deformativo in particolare dei due notevoli sbalzi di estremità dai nuclei nord e sud dell'edificio. Modelli locali ad elementi plate sono stati utilizzati per verifiche delle attrezzature, in particolare per quelle necessarie alle operazioni di pretensionamento dei grandi diagonali di facciata nella zona degli sbalzi (active alignment), che hanno permesso il raggiungimento della quota teorica con estrema precisione. L'Exo-Building vincitore nel prestigioso International Architecture Award 2019 è stato il primo edificio in Europa ad ottenere una certificazione LEED Platinum V3 prima del termine del cantiere.

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](http://www.hsh.info) - [straus7@hsh.info](mailto: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 CAMPOLI "Politecnico" di Milano, Milano, Italia  
 PAOLO CASTALDO "Politecnico" di Torino, Torino, Italia  
 MARIO DE MIRANDA IUAV Università di Venezia  
 MAURO EUGENIO GIULIANI Redesco Progetti srl, Milano, Italia  
 RAFFAELE LANDOLFO Università di Napoli "Federico II", Italia  
 EMANUELE MAIORANA, Università di Bologna, Italia  
 ELENA MELE Università di Napoli "Federico II", Italia  
 GIOVANNI METELLI University of Brescia, Italia  
 PAOLO NAPOLI "Politecnico" di Torino, Torino, 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  
 MASSIMO MAJOWIECKI Università di Bologna  
 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 NASCE "Politecnico" di Torino, Italia  
 D.A. NETHERCOT Imperial College London, London, UK  
 MAURIZIO PIAZZA Università di Trento, Trento, Italia  
 COLIN ROGERS McGill University, Montreal, Canada  
 LUIS SIMOES DA SILVA University of Coimbra, Portugal  
 ENZO SIVIERO Università Telematica E-campus, Italia  
 CARLO URBANO "Politecnico" di Milano, Milano, Italia  
 RICCARDO ZANDONINI Università di Trento, Trento, Italia

**SEGRETERIA:** VALERIA PASINA

**EDITORE:** GIANGIACOMO FRACCHIA EDITORE Srl  
 Via C. Goldoni 1, 20129 Milano, tel. 02 49524930  
 C.F./P.Iva: 07153040964 - C.CIAA 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 E GRAFICA:**

Hutter Edgardo | SINAPSI |  
 www.sinapsiweb.info

**STAMPA:**

GIERRE PRINT SERVICE Srl, Via Carlo Goldoni, 1  
 20129 MILANO Tel. 02 49524930  
 e-mail: commerciale@gierreprint.com

**ABBONAMENTI PER L'ANNO 2024 (6 NUMERI):**

Italia: € 60,00 - Estero: € 150,00 - Studenti: € 20,00  
 Prezzo a copia: € 15,00

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

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

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

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

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

ISSN n. 0010-9673

Spedizione in A.P. - D.L. 353/2003 (conv. in L.27.02.14  
 N. 46) - Art. 1 comma 1 CNS PD

**Questo numero della rivista è stato chiuso in redazione e stampato nel mese di Marzo 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 GEN FEB 24



[www.facebook.com/CMrivista](http://www.facebook.com/CMrivista)

[costruzionimetalliche@ctanet.it](mailto:costruzionimetalliche@ctanet.it)

**In copertina:**

*Gli Eurocodici di Seconda Generazione sono di prossima emissione. Iniziamo da questo numero a illustrarne le principali novità.*

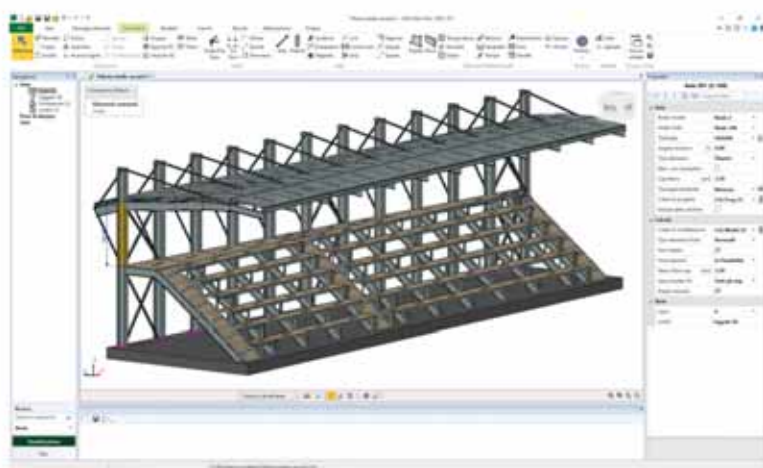


9	<b>EDITORIALE</b> <b>RAFFAELE LANDOLFO</b>	Gli Eurocodici di seconda generazione per la progettazione delle strutture in acciaio
13	<b>EUROCODICI E NORMATIVE</b> <b>RAFFAELE LANDOLFO</b>	Gli Eurocodici di seconda generazione per la progettazione delle strutture in acciaio: le principali novità dell'Eurocodice 3 - Parte 1-1
25	<b>EUROCODICI E NORMATIVE</b> <b>STEFANO SANDON</b>	Evoluzione degli Eurocodici per la progettazione di strutture metalliche saldate
34	<b>RICERCA</b> <b>MICHELLE GUALDI, ANDREA BELLERI, SIMONE LABO, ALESSANDRA MARINI, ATSUSHI SATO</b>	Potenzialità applicative di pannelli in acciaio sagomato a freddo con macro-fori per la riqualificazione integrata di edifici esistenti
44	<b>REALIZZAZIONI</b> <b>F&amp;M INGEGNERIA SpA, ANDREA VALERIO PERARO, MASSIMILIANO LAZZARI</b>	Il nuovo Ponte del Papa a Genova. Unico ponte ad arco a impalcati sovrapposti presente in Europa
57	<b>ARCHITETTURA</b> <b>DAVIDE TIRELLI</b>	BOX IN THE BOX - un riuso conservativo del patrimonio architettonico industriale BAOSHAN WTE EXHIBITION CENTER, KOKAISTUDIOS, China, 2020
73	<b>INGEGNERIA</b> <b>BORANA KULLOLLI, ABIR GALLALA, DOMENICO ROLANDO</b>	Soluzioni con palancole in acciaio per prevenire e mitigare rischi sismici e alluvionali
83	<b>PILLOLE DI CORROSIONE</b> <b>FABIO BOLZONI, ANDREA BRENNIA</b>	COMPORTAMENTO A CORROSIONE DELL'ALLUMINIO IN ATMOSFERA
89	<b>REALIZZAZIONI</b> <b>ANGELO SILVIO RABUFFETTI, CARLO ANDREA CASTIGLIONI, ALESSIO BACCI, MAURO SOLARI, STEFANO TORRICELLI</b>	Flessibilità e performances dell'acciaio strutturale nelle ristrutturazioni complesse. Il progetto costruttivo di un moderno edificio multifunzionale a Milano.

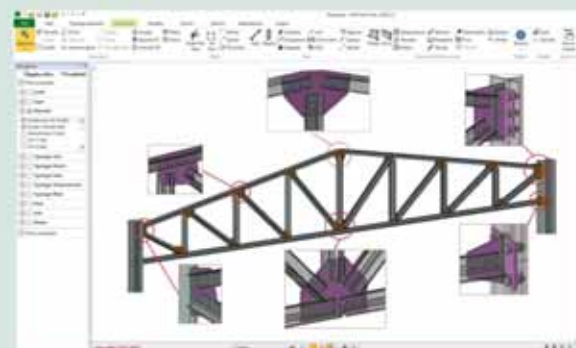
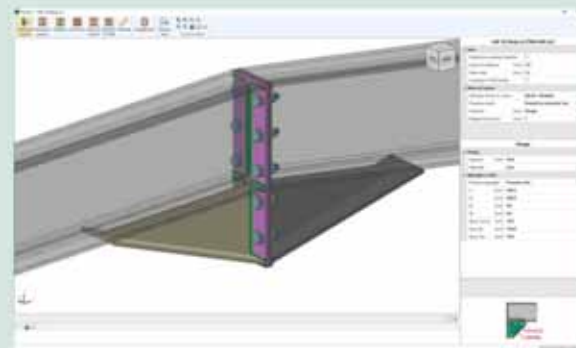
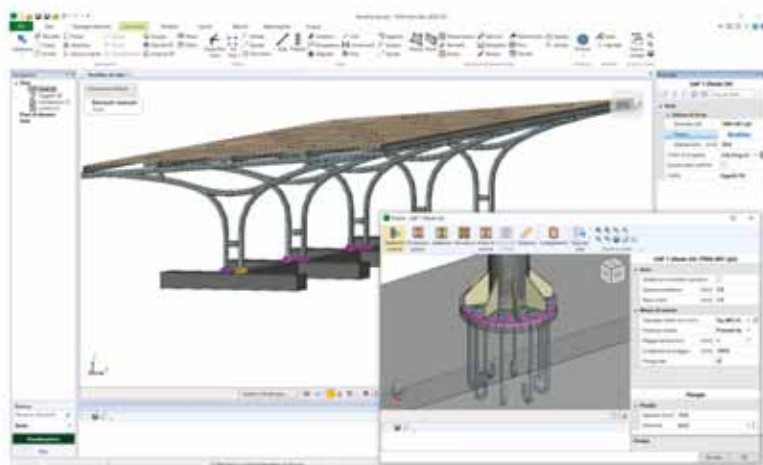
# FaTA<sup>NEXT</sup>

## la soluzione per il calcolo strutturale

SOFTWARE PER LA MODELLAZIONE, L'ANALISI E LA VERIFICA DI STRUTTURE IN C.A., ACCIAIO, LEGNO, MURATURA



**FaTA<sup>NEXT</sup>** lo strumento ideale per le diverse soluzioni progettuali delle strutture metalliche.



www.stacec.com



**STACEC**



RICHIEDI IL CODICE SCONTO

Disponibile il Plugin di esportazione per

**IDEA StatiCa**

novità



# Gli Eurocodici di seconda generazione per la progettazione delle strutture in acciaio



Prof. Raffaele Landolfo\*  
Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura | Università degli studi di Napoli Federico II

## Il processo di aggiornamento degli Eurocodici

Gli Eurocodici (da EN1990 a EN1999) sono, come ben noto, il complesso di norme europee che disciplinano la progettazione strutturale e geotecnica e sono ampiamente utilizzati sia nel contesto professionale che nella ricerca. Queste norme, sviluppate dal Comitato Europeo di Standardizzazione (CEN) negli '90, dapprima come norme provvisorie (prEN) e successivamente, tra il 2005 e il 2007, convertite in norme definitive (EN), hanno subito un'evoluzione

lunga, articolata e complessa. Dopo oltre quindici anni di utilizzo, a seguito di diverse criticità di interpretazione ed implementazione delle regole da parte dei professionisti e per i numerosi e significativi progressi compiuti dalla ricerca scientifica nel settore delle costruzioni, è emersa quindi la necessità di un loro aggiornamento. Questa esigenza è stata alla base del mandato M515, noto come "Evolution of the Structural Eurocodes", con il

quale la Commissione Europea ha incaricato il Comitato Tecnico CEN/TC250 di sviluppare la cosiddetta Seconda Generazione degli Eurocodici.

Il mandato M515 ha delineato cinque obiettivi chiave per il processo di aggiornamento:

1. Includere nuovi contenuti.
2. Integrare i recenti risultati della ricerca scientifica.
3. Semplificare l'uso delle norme.
4. Ridurre il numero dei parametri definiti dalle norme nazionali (NDP).
5. Migliorare l'armonizzazione tra i diversi documenti.

Il processo di aggiornamento, avviato nel lontano 2014, è ora nella fase conclusiva sebbene, come meglio si chiarirà nel seguito, la strada da percorrere per la definitiva e completa conclusione del processo è ancora lunga. Per comprendere appieno la complessità e anche la durata di questo percorso, è allora utile delineare brevemente l'iter seguito per l'aggiornamento di ciascun documento normativo (figura 1). A tale riguardo, occorre preliminarmente ricordare che il CEN/TC 250 è organizzato in dieci sottocommissioni (SC), ciascuna sovrintendente ad un Eurocodice specifico, nell'ambito delle quali sono attivi specifici gruppi di lavoro (WG) incaricati delle attività istruttorie nei diversi settori di competenza.

Il processo di revisione di ciascun Eurocodice ha avuto quindi inizio nella SC di competenza con la nomina di un Project Team (PT), un gruppo di esperti incaricato di redigere, in tre anni, la prima bozza della norma aggiornata. Giova sottolineare che, causa l'elevato numero di documenti da aggiornare, la nomina dei PT non è stata concomitante per tutti gli Eurocodici, ma è stata

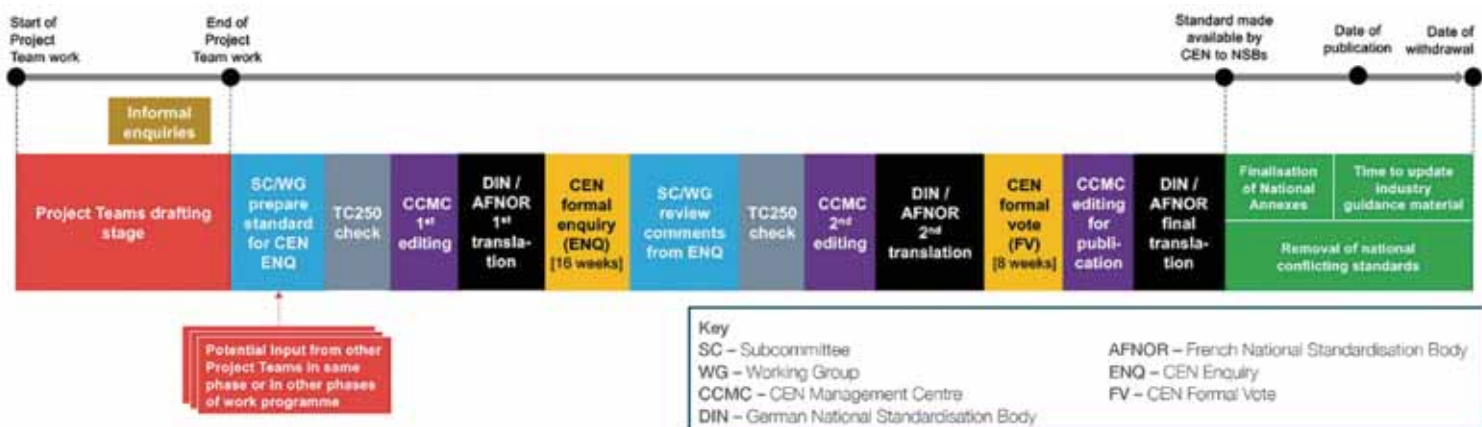


Fig. 1 | Il processo di aggiornamento degli Eurocodici [1]

NdR. L'autore è Presidente della Commissione UNI-CT021 "Ingegneria Strutturale" e UNI-SC3 Strutture in acciaio

distribuita in quattro fasi nell'arco di quattro anni (dal 2016 al 2019), determinando quindi un progresso differenziato per ciascun documento. Di conseguenza, alcune norme hanno già completato il processo di aggiornamento (principalmente quelle per le quali i PT sono stati nominati nella fase 1), mentre per altre il completamento avverrà successivamente.

Terminato il lavoro del Project Team la bozza della norma aggiornata passa sotto la responsabilità della sottocommissione competente (SC) e dei suoi gruppi di lavoro (WG), che la perfezionano ulteriormente prima di decidere di sottoporla alla fase di inchiesta pubblica (ENQ) tra tutti i Paesi Membri. Questa fase, della durata di 16 settimane, consente a ciascun paese di esprimere un voto preliminare sul documento e di inviare tutti i commenti e le proposte di modifica ritenute opportune. Al termine dell'inchiesta pubblica, la SC analizza dettagliatamente i commenti ricevuti, accoglie e/o respinge le proposte di modifica, motivando ogni decisione, e lavora alla predisposizione del documento finale. Quando la SC ritiene che il documento finale sia pronto, chiede al CEN/TC250 di lanciare il voto formale (FV) tra i Paesi Membri, il cui esito positivo determina la conclusione del processo di aggiornamento dal punto di vista tecnico. A questo punto, dopo le eventuali ultime modifiche editoriali nonché la finalizzazione delle traduzioni nelle tre lingue ufficiali (inglese, francese e tedesco), il documento (EN) viene reso disponibile sulla piattaforma del CEN/TC 250 e la data di avvenuta pubblicazione è indicata con l'acronimo DAV (Date of Availability). Mediamente tra la nomina del PT e la DAV passano non meno di sei-sette anni. È importante sottolineare che, in conformità al mandato M515, la data ultima entro cui tutti gli Eurocodici aggiornati devono essere resi disponibili sulla piattaforma del CEN/TC/250 è il 30 marzo 2026.

Le fasi successive alla disponibilità della norma aggiornata a livello europeo dipendono dagli enti normativi nazionali (nel caso dell'Italia l'UNI), che devono stabilire la data di pubblicazione del documento nel proprio Paese, data identificata con l'acronimo DoP (Date of Publication). Tale data può variare da paese a paese, ma non può comunque essere successiva al 30 settembre 2027. È stabilito, infine che il 30 marzo 2028 rappresenta la data ultima per l'abrogazione in ogni Paese di tutte le eventuali norme in contrasto con i nuovi Eurocodici (DAW, ossia Date of Withdrawal).

### L'aggiornamento dell'Eurocodice 3

Nel processo di aggiornamento precedentemente descritto molteplici sono i cambiamenti che sono stati apportati dalla sottocommissione CEN/TC250/SC3 al complesso di norme costituenti l'EN 1993 aventi per oggetto la progettazione delle strutture in acciaio.

Per meglio comprendere l'entità e la natura di questi cambiamenti occorre necessariamente ricordare che l'attuale versione dell'Eurocodice 3 (EN 1993, 2005) è articolata in una parte generale (Part 1 - General rules and rules for buildings) e in cinque parti applicative (Part 2 - Steel bridges; Part 3 - Towers, Masts and Chimneys; Part 4 - Silos, Tanks, Pipelines; Part 5 - Piling e Part 6 - Crane supporting structures). Sia la parte generale, sia alcune parti applicative si compongono a loro volta di più sottoparti che consentono la progettazione di una vasta gamma di tipologie strutturali, tra cui edifici, ponti, silos, serbatoi, torri, piloni e

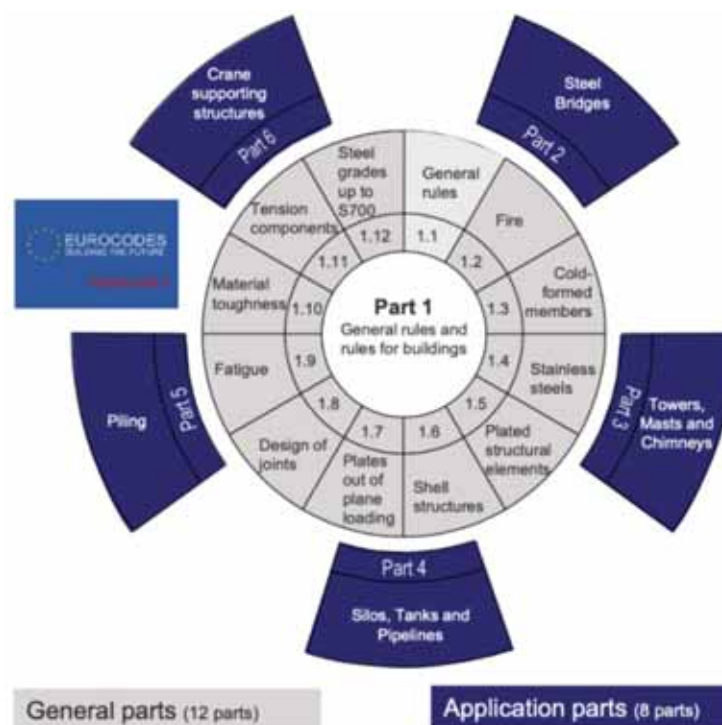


Fig.2. | L'attuale struttura delle norme EN 1993 [2]

ciminiere, condotte, ecc. La figura 2 offre una panoramica della struttura dell'attuale Eurocodice 3, che nel complesso si compone di 20 documenti.

Tra tutti gli Eurocodici, per la molteplicità di applicazioni che l'acciaio consente, l'EN 1993 è dunque il complesso di norme più ampio ed è anche quello che presenta il più elevato numero di NDP. Nello sviluppo della seconda generazione delle norme EN1993 si è convenuto in primo luogo di mantenere sostanzialmente la stessa articolazione generale della prima generazione, introducendo comunque delle modifiche finalizzate ad una migliore articolazione ed armonizzazione dei vari documenti, in linea con gli obiettivi del Mandato M515.

In particolare, nel perseguire ad esempio i principi del "ease of use" e dell'armonizzazione tra i vari documenti, è stata ritirata la norma EN 1993-4-3 (Pipelines), perché poco usata per la presenza di altre norme europee specifiche su questa tematica, mentre le norme EN 1993-3-1 (Masts and Towers) e EN 1993-3-2 (Chimneys) sono state accorpate in un unico documento (EN 1993-3), per evitare la sovrapposizione dei contenuti delle attuali due parti.

Rilevanti sono stati anche i cambiamenti finalizzati all'estensione del campo di applicazione degli Eurocodici a nuovi materiali, nuovi prodotti, nuovi metodi e nuove esigenze del mercato. In particolare, per quanto attiene ai nuovi materiali, il contenuto della norma EN 1993-1-12 (Additional rules for the extension of EN 1993 up to steel grades S700) è stato esteso ad acciai ad alta resistenza fino al grado S960, per soddisfare la richiesta di acciai sempre più performanti. In tema di nuovi prodotti e nuovi metodi sono state introdotte tre nuove parti e precisamente:

- EN 1993-1-13: "Steel beams with large web openings"
- EN 1993-1-14: "Design assisted by finite element analysis"
- EN 1993-7: "Design of sandwich panels"

La norma EN 1993-1-13, relativa alla progettazione di travi in

Tipo	Norma	Titolo	Fase	DAV
Parti generali	EN 1993-1-1	General rules and rules for buildings	1	29/07/2022
	EN 1993-1-2	Structural fire design	2	26/01/2024
	EN 1993-1-3	Supplementary rules for cold-formed members	2	26/01/2024
	EN 1993-1-4	Stainless steels	3	28/01/2025
	EN 1993-1-5	Plated structural elements	2	26/01/2024
	EN 1993-1-6	Strength and stability of shell structures	2	28/01/2025
	EN 1993-1-7	Plate assemblies with elements under transverse loads	2	28/01/2025
	EN 1993-1-8	Design of joints	1	26/01/2024
	EN 1993-1-9	Fatigue	3	28/01/2025
	EN 1993-1-10	Material toughness and through-thickness properties	3	28/01/2025
	EN 1993-1-11	Design of structures with tension components	4	28/01/2026
	EN 1993-1-12	Additional rules for steel grades up to S960(*)		
	EN 1993-1-13	Steel beams with large web openings(*)		26/01/2024
	EN 1993-1-14	Design assisted by finite element analysis(*)		29/07/2025
Parti applicative	EN 1993-2	Steel bridges	4	28/01/2026
	EN 1993-3	Towers, masts and chimneys	4	28/01/2026
	EN 1993-4-1	Silos	4	28/01/2026
	EN 1993-4-2	Tanks	4	28/01/2026
	EN 1993-5	Piling	4	29/07/2025
	EN 1993-6	Crane supporting structures	4	28/01/2026
	EN 1993-7	Design of sandwich panels(*)		

(\*) Non previsto nel mandato M515

acciaio dotate di aperture nell'anima con varie forme e dimensioni (ad es. travi forate, travi alveolari), consente di colmare un importante gap normativo rispetto ad una tipologia largamente utilizzata nella pratica progettuale per i vantaggi prestazionali e tecnologici offerti dalle membrature alveolari. Molto innovativa è anche la parte EN 1993-1-14 (Design assisted by finite element analysis) che promuove l'utilizzo, come metodo/approccio diretto alla progettazione delle strutture in acciaio, l'analisi agli elementi finiti. Infine, l'introduzione della parte EN 1993-7 rappresenta un esempio di inclusione degli ultimi sviluppi nella ricerca capaci di fornire le specifiche per la progettazione dei pannelli coibentati. L'assetto completo della seconda generazione dell'EN 1993 è riportato nella Tabella 1, dove per ogni documento è anche

riportata la fase in cui è partito l'aggiornamento e anche la data di avvenuta pubblicazione a livello CEN (DAV).

Si noti che ad oggi (2024) abbiamo ben sei documenti che hanno già concluso il processo di aggiornamento (EN1993-1-1, EN1993-1-2, EN1993-1-3, EN1993-1-5, EN1993-1-8 e EN1993-1-13), mentre i rimanenti lo concluderanno tra il 2025 e l'inizio del 2026. Naturalmente, oltre a queste modifiche/integrazioni che riguardano la struttura e l'articolazione del complesso di norme costituente l'EN1993, ogni singolo documento è stato aggiornato nei contenuti tecnici in accordo agli obiettivi del Mandato M515. Fondamentale sarà, a questo punto, per gli operatori del settore entrare nel merito dei singoli documenti normativi per conoscere in dettaglio le principali novità. Questo livello di dettaglio richiede

evidentemente degli articoli specifici ed è con queste motivazioni che, di concerto con la redazione, si è deciso quindi di predisporre, a partire da questo numero della rivista, uno spazio dedicato a raccogliere contributi sull'aggiornamento delle varie norme costituenti l'EN1993, spazio del quale questo vuole essere il contributo introduttivo. Ciò con la consapevolezza che la seconda generazione degli Eurocodici rappresenta un capitolo significativo nell'evoluzione del settore della progettazione strutturale, soprattutto per quanto riguarda le strutture in acciaio. Dopo oltre 15 anni di utilizzo delle norme precedenti, l'aggiornamento attuale si configura infatti come un passo cruciale verso l'innovazione e l'adattamento alle nuove esigenze e scoperte nel campo. A parere

dello scrivente, la revisione in corso non solo ha consentito di migliorare la normativa esistente, ma ha anche aperto la strada all'inclusione di nuovi temi e al potenziamento dell'armonizzazione tra diversi documenti. Questo processo di aggiornamento, che si concluderà nei prossimi due anni, si profila come un importante contributo alla costruzione di una base normativa più robusta e all'avanguardia. Una volta completato, il complesso di norme aggiornate diventerà uno strumento di grande importanza per professionisti e ricercatori del settore. La sua disponibilità offrirà una guida più precisa e attuale per la progettazione strutturale, promuovendo al contempo la coerenza e la coesione tra le diverse componenti coinvolte nella realizzazione di costruzioni in acciaio.

---

## Bibliografia

- [1] Denton, S.; Angelino, M. (2022) Eurocodes evolution: preparing for the second generation. [thestructuralengineer.org](http://thestructuralengineer.org), November/December 2022, pp. 24-26.
- [2] Kuhlmann, U.; Schmidt-Rasche, C.; Jörg, F.; Pourostad, V.; Spiegler, J.; Euler, M. (2021) Update on the revision of Eurocode 3. *Steel Construction* 14, No. 1, pp. 2-13. <https://doi.org/10.1002/stco.202000048>
- [3] Landolfo, R. (2021) Nuova generazione di Eurocodici: le principali novità introdotte in EC3. *Structural* 236, luglio/agosto 2021, paper 19, ISSN 2282-3794, DELETTERA WP, <https://doi.org/10.12917/STRU236.19>

---



A partire da questo numero e fino al Congresso, presenteremo una serie di articoli e spunti di riflessione incentrati sugli Eurocodici in fase di pubblicazione. Saremo felici di condividere osservazioni e commenti dei lettori su questo argomento e in generale sulle norme relative all'acciaio.

[cta@ctanet.it](mailto:cta@ctanet.it)



COLLEGIO  
DEI TECNICI  
DELL'ACCIAIO

# Gli Eurocodici di seconda generazione per la progettazione delle strutture in acciaio: le principali novità dell'Eurocodice 3 – Parte 1-1

## *The second generation of Eurocodes for the design of steel structures: main innovations of Eurocode 3 – Part 1-1*

Prof. Raffaele Landolfo\*<sup>1</sup> | Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura, Università degli studi di Napoli Federico II

Gli Eurocodici strutturali sono nelle fasi conclusive di un ampio iter, di vera e propria evoluzione, avviato dalla Commissione Europea per rispondere alle criticità riscontrate in quindici anni di utilizzo ed ai progressi della ricerca scientifica. In questo articolo sono presentate le principali novità della seconda generazione dell'Eurocodice 3 – Parte 1-1, documento cardine delle norme europee per la progettazione delle strutture in acciaio, il quale è stato tra i primissimi codici a terminare l'iter di aggiornamento nel novembre 2022. In particolare, è mostrata in primo luogo la sistematizzazione dei metodi di analisi strutturale, con dei focus sui campi di applicabilità e sulla modellazione delle imperfezioni. Sono poi illustrati i cambiamenti relativi alla classificazione delle sezioni trasversali, ed è descritto sinteticamente il nuovo metodo di analisi delle sezioni semicompattate di Classe 3, oggetto del rinnovato Annesso B alla Parte 1-1. Infine, sono commentate le corpose modifiche alle verifiche di stabilità delle membrature, ponendo particolare attenzione al metodo apposito per sezioni ad I ed al cosiddetto metodo semplificato “della flangia compressa equivalente”, per il quale le incongruenze presenti nella precedente versione dell'Eurocodice 3 Parte 1-1 sono state efficacemente risolte.

*Structural Eurocodes are in the final stages of a broad process of evolution promoted by the European Commission to front some critical issues encountered in fifteen years of use and to incorporate the latest progress of scientific research. This article describes the main innovations of the second generation of Eurocode 3 – Part 1-1, which plays a key role within European standards with respect to the design of steel structures, and was among the very first documents to complete its update process in November 2022. Namely, the reorganization of methods for structural analysis is first shown, i.e., with a focus on their fields of applicability and on the modeling of imperfections. Main changes in the classification of cross-sections are hence illustrated, and the new formulations for Class 3 semi-compact sections (i.e., the subject of the renewed Annex B to Part 1-1) are briefly described. Finally, major changes to the stability checks of structural members are commented, i.e., with a peculiar focus on the dedicated method for I-shaped sections and to the so-called simplified method of the “equivalent compressed flange”, for which the inconsistencies of the previous version of Eurocode 3 Part 1-1 have been successfully solved.*

### 1. Introduzione

Come già riportato nell'Editoriale del presente numero di Costruzioni Metalliche, tutti gli Eurocodici strutturali sono al momento oggetto di una profonda revisione - o, più propriamente, “evoluzione” - che risponde al mandato M515 della Commissione Europea, la quale ha investito il Comitato Tecnico CEN/TC250 del compito di aggiornare, semplificare e armonizzare le norme in ragione (i) dei notevoli progressi del sapere scientifico e (ii) delle criticità emerse nella precedente generazione delle stesse.

A tale mandato non si sottrae, ovviamente, l'insieme dei

documenti che costituiscono l'Eurocodice 3 (EN1993), la cui seconda generazione, riveduta ed ampliata a più riprese - si pensi ad esempio alla Parte 1-14 di nuova introduzione, in cui verranno fornite regole aggiuntive per la progettazione assistita da analisi agli elementi finiti - raccoglierà i principali avanzamenti nella ricerca scientifica e nella pratica tecnica connessi all'universo delle strutture metalliche.

Il presente articolo illustra sinteticamente le principali novità dell'Eurocodice 3 – Parte 1-1 [1], ritenuto meritevole di un focus sia per la sua ovvia centralità nel corpus delle regole di progettazione

\*Corresponding author. Email: landolfo@unina.it

<sup>1</sup>NdR: l'autore è Presidente della Commissione UNI-CT021 “Ingegneria Strutturale” e UNI-SC3 Strutture in acciaio

delle strutture metalliche, sia poiché tale norma è stata una delle prime a concludere formalmente l'iter di aggiornamento, culminato nella pubblicazione a Novembre 2022.

Nei paragrafi seguenti verranno discusse in dettaglio le modifiche più rilevanti alla precedente versione della Parte 1-1 [2], le quali includono (i) l'introduzione degli acciai ad alta resistenza (fino al grado S700) tra i materiali strutturali, (ii) la sistematizzazione dei metodi di analisi per la valutazione della domanda strutturale, (iii) la risoluzione di alcune problematiche inerenti la classificazione delle sezioni trasversali, (iv) l'integrazione delle formulazioni per il calcolo della resistenza a taglio e torsione delle sezioni trasversali, (v) la semplificazione delle verifiche di stabilità, nonché (vi) l'introduzione di regole di progetto alternative per le sezioni semi-compatte.

## 2. Analisi strutturale

### 2.1 Aspetti generali

Durante il processo di aggiornamento dell'EN1993-1-1:2005 è emerso che il Cap. 5, relativo alle metodologie di analisi strutturale, ha generato spesso fraintendimenti ed interpretazioni differenti. Pertanto, al fine di incrementarne la chiarezza e la facilità di utilizzo, nella nuova versione dell'Eurocodice 3 Parte 1-1 questo capitolo (che è diventato il Cap.7) è stato completamente riorganizzato, pur mantenendo in gran parte il contenuto originale. A tale riguardo è stato inserito uno specifico diagramma di flusso per associare in modo univoco la metodologia di analisi strutturale, la scelta delle imperfezioni da considerare e le relative verifiche da condurre allo Stato Limite Ultimo.

Al fine di chiarire la notevole quantità di informazioni in esso contenute, tale diagramma è rielaborato in figura 1, nella quale

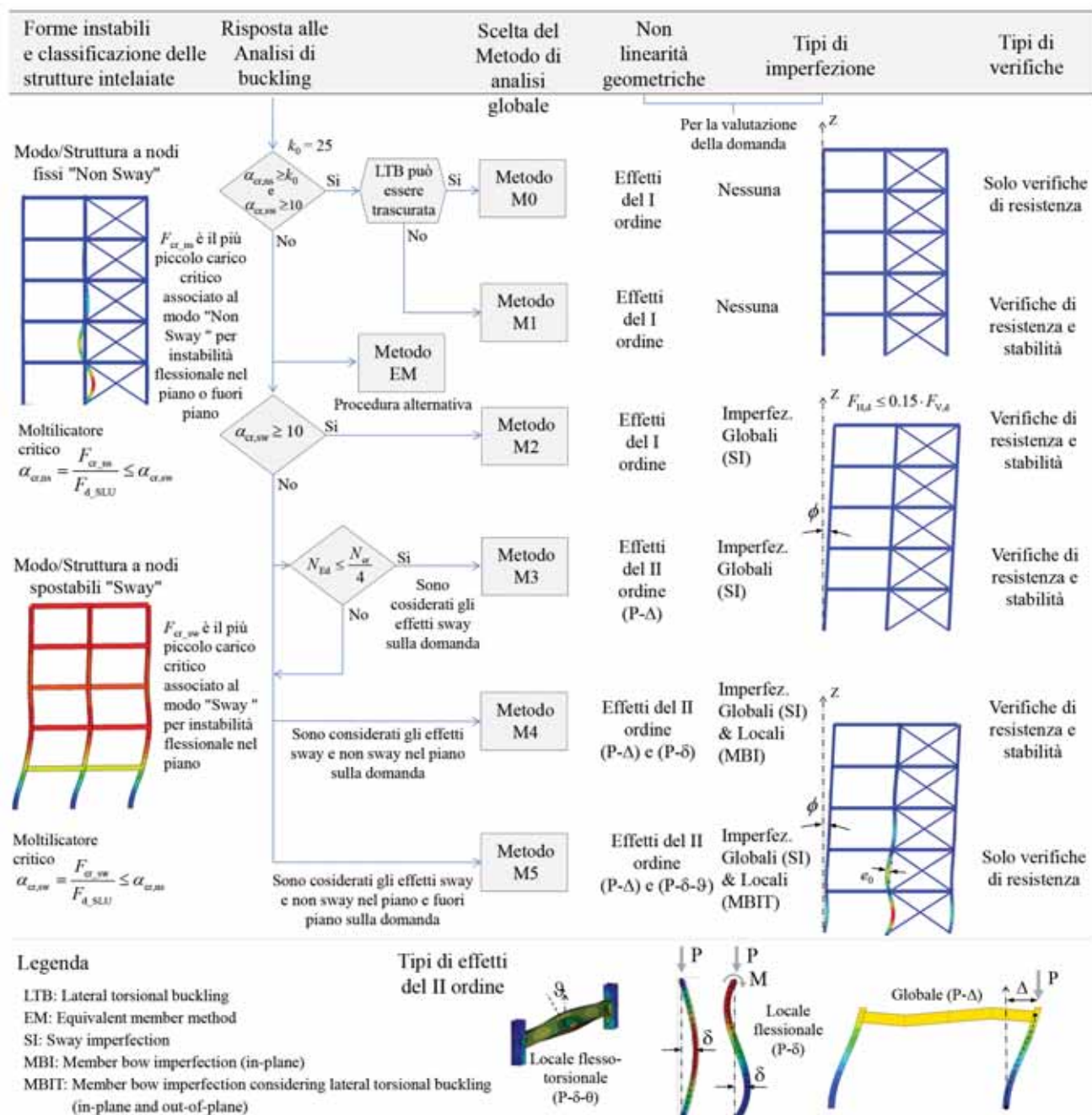


Fig. 1 | Metodi di analisi strutturale applicabili alle verifiche di progetto allo Stato Limite Ultimo. (cfr. Fig. 7.3 EN1993-1-1:2022 [1])

sono introdotte immagini che esemplifichino le forme instabili, gli effetti del secondo ordine e i tipi di imperfezioni da considerare per la corretta valutazione della domanda del sistema strutturale. Gli effetti del II ordine vanno in particolare distinti in locali – di tipo flessionale (P- $\delta$ ) o flesso-torsionale (P- $\delta$ - $\theta$ ) – e globali (P- $\Delta$ ), correlabili rispettivamente a fenomeni di instabilità della singola membratura (non-sway buckling mode, “ns”) e dell’intero sistema per perdita di rigidità laterale (sway buckling mode, “sw”). In base alla risposta esibita dalla struttura nei confronti delle analisi di buckling sono stati individuati sei differenti metodi di analisi (cfr. §7.2.2). L’applicabilità degli stessi è funzione di una serie di criteri, i quali saranno nel seguito brevemente esposti.

## 2.2 Criteri di valutazione dell’influenza degli effetti del secondo ordine sull’analisi globale

La nuova versione dell’EN 1993-1-1 considera, in primo luogo, due criteri da utilizzare per identificare e valutare gli effetti del secondo ordine (cfr. §7.2.1).

Il primo criterio stabilisce che gli effetti del secondo ordine locali flessionali (P- $\delta$ ) legati alla configurazione deformata delle singole membrature (figura 2a), nel piano o fuori piano, possono essere trascurati nell’analisi globale se l’ Eq. (1) risulta soddisfatta:

$$\alpha_{cr,ns} = \frac{F_{cr,ns}}{F_{Ed}} \geq k_0 \quad (1)$$

dove:

$F_{cr,ns}$ : carico critico per instabilità flessionale delle membrature sia nel piano che fuori piano,

$F_{Ed}$ : carico di progetto agente sulla struttura.

$\alpha_{cr,ns}$ : moltiplicatore del carico di progetto tale da innescare un’instabilità elastica delle membrature nel piano o fuori piano (telaio a nodi fissi)

$k_0$ : parametro determinato a livello nazionale (NDP). In assenza di diverse indicazioni, il valore consigliato per tale parametro è 25.

Il secondo criterio stabilisce che gli effetti del secondo ordine legati alla configurazione deformata globale dell’intera struttura nel proprio piano (P- $\Delta$ , figura 2b), possono essere trascurati nell’analisi globale se l’ Eq. (2) risulta soddisfatta:

$$\alpha_{cr,sw} = \frac{F_{cr,sw}}{F_{Ed}} \geq 10 \quad (2)$$

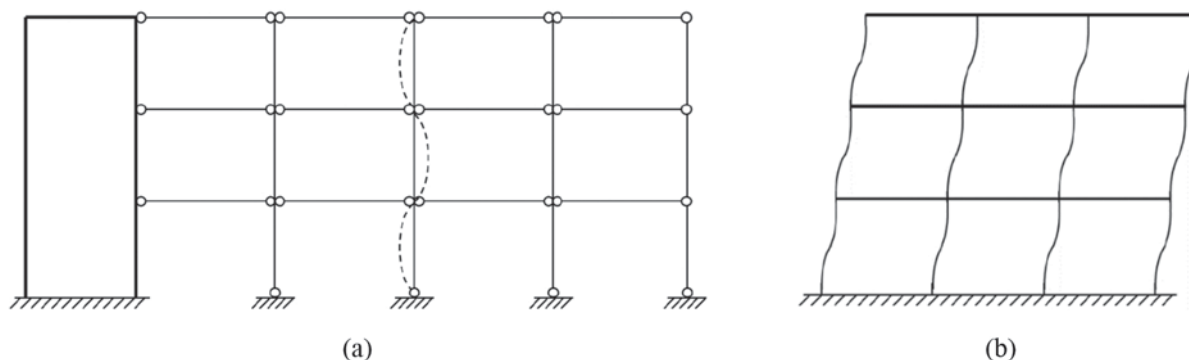


Fig. 2 | Configurazioni deformate: a) singole membrature (a nodi fissi), b) globale (a nodi spostabili). (cfr. Fig. 7.1 EN1993-1-1:2022 [1])

dove:

$F_{cr,sw}$ : carico critico per instabilità elastica flessionale globale di un telaio nel piano,

$F_{Ed}$ : carico di progetto agente sulla struttura;

$\alpha_{cr,sw}$ : moltiplicatore del carico di progetto tale da innescare un’instabilità globale nel piano (telaio a nodi spostabili).

I succitati criteri consentono di determinare l’influenza degli effetti del secondo ordine sull’analisi strutturale globale, ossia nella valutazione della domanda. Entrambi assumono come parametro di riferimento il moltiplicatore critico rispetto ai fenomeni di instabilità flessionale, sia per la singola asta (nel piano o fuori piano) e sia per l’intera struttura. I fenomeni di instabilità torsionale, latero-torsionale e flesso-torsionale (combinati) non sono quindi considerati né a livello della singola asta e né a livello globale.

Giova sottolineare che, sebbene non considerati nei due succitati criteri, tali fenomeni andranno tenuti in conto (in determinate condizioni) nelle verifiche delle singole aste. A tale riguardo, a differenza della precedente versione, nella cl. 7.2.1(6) dell’EN1993-1-1:2022 vengono specificati i casi nei quali è possibile omettere le verifiche nei confronti dell’instabilità latero-torsionale. In particolare, con riferimento alle applicazioni tipiche della pratica ingegneristica, è possibile evitare tali verifiche nei seguenti casi:

- *Sezioni trasversali con elevata rigidità torsionale*, ad esempio sezioni scatolari e tubolari;
- *Sezioni trasversali mono-simmetriche o doppiamente simmetriche soggette solo a momenti flettenti lungo l’asse debole*. In questo caso le forze destabilizzanti nelle flange delle sezioni si bilanciano a vicenda e pertanto, il momento flettente non produce alcun effetto sulla stabilità.
- *Sezioni con flangia compressa sufficientemente vincolata*. In queste condizioni, lo spostamento laterale della flangia che instabilizza risulta impedito. Per verificare l’efficacia dell’eventuale vincolo presente, è possibile utilizzare i criteri forniti nell’Allegato D dell’EN1993-1-1:2022.
- *Sezioni non eccedenti la snellezza limite per instabilità latero-torsionale*. Per valori della snellezza normalizzata ( $\bar{\lambda}_{LT}$ ) inferiori a 0,2 (o 0,4 in specifiche condizioni), il fattore di riduzione della resistenza ( $\chi_{LT}$ ) è unitario.

Per i casi di instabilità torsionale o flesso-torsionale, non vengono invece esplicitate le condizioni per le quali tali verifiche possono essere omesse.

Con riferimento agli effetti del secondo ordine locali (flessionali e/o flesso-torsionali), occorre infine precisare che, anche qualora essi possano essere trascurati nella valutazione della domanda (nei metodi di analisi più semplici), ciò non implica che siano necessariamente trascurabili anche nella valutazione della capacità. Difatti, essi saranno all'occorrenza considerati nelle verifiche di stabilità a livello di singola membratura intesa come asta reale o industriale. Maggiori dettagli in merito sono riportati nel seguito.

### 2.3 Metodi di Analisi

Come anticipato, il diagramma di flusso riportato in figura 1 identifica sei possibili differenti metodi di analisi in funzione di: (i) tipo di analisi strutturale, (ii) scelta delle imperfezioni e (iii) metodologia di verifica delle membrature allo stato limite ultimo. Tali metodi, di complessità computazionale crescente, si differenziano sostanzialmente in funzione di come andranno considerati gli effetti del secondo ordine e le imperfezioni. In particolare, in ragione del tipo di struttura e della natura delle analisi globali effettuate, tali effetti ed imperfezioni andranno considerati: (i) interamente nella valutazione della domanda, (ii) interamente nei modelli di capacità, ovvero (iii) in parte nella valutazione della domanda ed in parte nei relativi modelli di capacità.

Il metodo M0 rappresenta il caso più semplice in cui è possibile trascurare, sia nella valutazione della domanda sia nei modelli di capacità delle aste, gli effetti del secondo ordine (locali e globali) nonché tutti i fenomeni di instabilità. In questo caso, per valutare la domanda è sufficiente condurre un'analisi del primo ordine senza imperfezioni, effettuando le sole verifiche di resistenza ai sensi del §8.2.

Il metodo M1 risulta analogo al precedente, con l'unica differenza che non è più consentito trascurare i fenomeni di instabilità latero-torsionale; di conseguenza, in aggiunta alle verifiche di resistenza, è necessario verificare le membrature nei confronti di tale forma di instabilità in accordo al §8.3.

Il metodo M2 fa riferimento ai sistemi strutturali nei quali è possibile trascurare gli effetti del secondo ordine a livello di struttura (P-Δ), ovvero ai cosiddetti “telai a nodi fissi” (figura 2a), per i quali la deformabilità globale laterale risulta nulla o limitata. Di contro gli effetti del secondo ordine locali andranno opportunamente tenuti in conto nei modelli di capacità delle aste, ma potranno essere invece trascurati nell'analisi globale. Ne consegue che è sempre necessario effettuare, oltre alle verifiche di resistenza, anche quelle nei confronti di fenomeni di instabilità flessionale delle singole aste (sia nel piano che fuori piano) considerando lunghezze libere di inflessione e diagrammi del momento coerenti con l'assunzione di telaio a nodi fissi. A queste ovviamente andranno aggiunte anche le verifiche nei confronti dell'instabilità latero-torsionale, nel caso in cui risultano non soddisfatte le condizioni che consentono di ometterle.

Analogamente agli effetti del secondo ordine locali, anche le imperfezioni geometriche locali potranno essere trascurate nell'analisi globale, ma non nella valutazione della capacità delle singole aste. Entrambi saranno infatti implicitamente tenuti in conto nei modelli di capacità normativi ed in particolare nelle curve di stabilità riportate nel §8.3. Le imperfezioni geometriche globali

andranno invece esplicitamente considerate nella valutazione della domanda strutturale.

Il metodo M3 fa riferimento ai casi in cui entrambe le condizioni espresse nelle Eq. (1)-(2) non sono soddisfatte, ma risulta ancora possibile trascurare gli effetti del secondo ordine locali e le imperfezioni geometriche locali ai fini dell'analisi strutturale. Risultando in questo caso la struttura intelaiata a “nodi spostabili”, è pertanto necessario eseguire un'analisi globale del secondo ordine, considerando ovviamente anche le imperfezioni geometriche globali. L'analisi del secondo ordine potrà essere condotta per via diretta oppure, per strutture caratterizzate da (i)  $3.0 \leq \alpha_{cr,sw} \leq 10.0$  e (ii) distribuzioni simili in elevazione dei carichi e delle rigidità laterali, si potrà ricorrere ad un'analisi del primo ordine con amplificazione degli effetti flessionali (cfr. cl. 7.2.2(12) B e 7.2.2(13)B).

Analogamente al metodo M2, gli effetti del secondo ordine locali saranno tenuti in conto solo nei modelli di capacità da utilizzare per le verifiche di stabilità condotte considerando lunghezze libere d'inflessione coincidenti con quelle relative ad un telaio a nodi fissi. Si sottolinea infine che sia le verifiche di resistenza delle sezioni sia quelle di stabilità dovranno essere condotte utilizzando il fattore parziale di sicurezza  $\gamma_{M1}$ .

Il Metodo M4 fa riferimento al caso in cui risulta necessario eseguire un'analisi del secondo ordine, considerando gli effetti del secondo ordine (globali e locali) sia nella valutazione della domanda che nei modelli di capacità, nonché le imperfezioni geometriche globali e locali di tipo flessionale. L'analisi del secondo ordine dovrà essere necessariamente di tipo diretto. Anche in questo caso, le verifiche di resistenza e stabilità devono essere condotte utilizzando il fattore parziale di sicurezza  $\gamma_{M1}$ . Le verifiche per fenomeni di instabilità nel piano delle singole membrature possono essere omesse, mentre risultano necessarie le verifiche per instabilità fuori piano.

Il metodo M5 costituisce la tipologia di analisi più complessa, nella quale risulta necessario considerare tutti gli effetti del secondo ordine agenti nel piano e fuori-piano, gli effetti torsionali, le imperfezioni geometriche globali e le imperfezioni geometriche locali nel piano e fuori-piano. Tutti questi effetti sono tenuti in conto nell'analisi strutturale e quindi nella valutazione della domanda sulle singole membrature. Le uniche verifiche da condurre saranno pertanto quelle di resistenza delle sezioni, le quali dovranno essere condotte adottando il fattore parziale di sicurezza  $\gamma_{M1}$ .

A queste tipologie di analisi si affianca, per i casi in cui non possono trascurarsi gli effetti del secondo ordine, il cosiddetto metodo della membratura (o elemento) equivalente (EM – cfr. cl. 7.2.2(9)), approccio alternativo ed indipendente dai precedenti. Tale metodo prevede di condurre le verifiche di stabilità delle membrature considerando delle lunghezze di libera inflessione incrementate che tengano conto della deformabilità laterale della struttura assunta a nodi spostabili. Giova precisare che, in ogni caso, tale metodo presenta evidenti limiti ampiamente noti in letteratura [3].

### 2.4 Entità delle imperfezioni geometriche

Come evidenziato in precedenza, strettamente connessa ai metodi di analisi strutturale risulta la tematica della modellazione delle imperfezioni e della loro entità, anche questo oggetto di parziale



revisione nell'attuale EN1993-1-1:2022. Giova precisare che le imperfezioni geometriche fornite dalla norma sono in realtà equivalenti, ossia permettono di portare in conto sia gli effetti delle imperfezioni geometriche che di quelle meccaniche.

In particolare, relativamente alle imperfezioni geometriche globali (cfr. §7.3.2) due sono le novità introdotte: (i) il valore di base da considerare ( $\phi_0$ ) risulta ora essere funzione della metodologia di verifica adottata (elastica o plastica), (ii) i limiti per il fattore di riduzione  $\alpha_H$  sono stati modificati.

Nel primo caso, il valore di  $\phi_0$  pari a 1/200 presente nella precedente versione dell'EN1993-1-1:2005, rappresentava un'imperfezione geometrica equivalente che portava in conto anche l'effetto delle imperfezioni meccaniche (tensioni residue e deformazioni plastiche). Si è osservato che tale valore risulta eccessivo nei casi di verifica elastica delle membrature. Per tale condizione è stato introdotto un valore di  $\phi_0$  pari a 1/400, il quale si basa su misurazioni [4-7] e studi numerici [8,9]. Maggiori informazioni sono riportate in [3].

In merito al fattore di riduzione  $\alpha_H$ , l'EN1993-1-1:2005 identificava un valore limite inferiore pari a 2/3, introdotto per uniformare la definizione delle imperfezioni geometriche globali tra Eurocodice 2 ed Eurocodice 3. Nell'attuale versione della Parte 1-1, tale limite inferiore è stato rimosso sulla base di studi sperimentali [6,7].

Per quanto concerne l'entità delle imperfezioni geometriche locali (cfr. §7.3.3), i risultati di simulazioni numeriche [10] hanno evidenziato la necessità di adeguare i valori forniti dall'EN 1993-1-1:2005, i quali si basavano su studi condotti su elementi soggetti a sola compressione pura, ed in ogni caso con riferimento ad acciai di grado fino a S460.

Di conseguenza, l'EN1993-1-1:2022 presenta nuove regole per la definizione delle imperfezioni geometriche locali. Nello specifico: (i) vengono considerati acciai di grado fino a S700, (ii) vi è una distinzione circa l'asse intorno al quale avviene l'instabilità cui associare (piano coniugato) l'imperfezione, (iii) è stata preservata la dipendenza dal valore di resistenza (elastica o plastica) considerata in fase di verifica della sezione trasversale.

Nella tabella 1 si riporta il valore del fattore di imperfezione  $\beta$  da considerare per valutare l'imperfezione geometrica equivalente  $e_0$  per membrature soggette ad instabilità flessionale (Eq. (3)).

Tab. 1 – Fattore di imperfezione geometrica iniziale ( $\beta$ ) cfr. Tab. 7.1 EN1993-1-1:2022.

Asse di Buckling	Verifica Elastica	Verifica Plastica
y-y	1/100	1/75
z-z	1/200	1/68

$$e_0 = \frac{\alpha}{\epsilon} \beta L \quad (3)$$

Nell' Eq. (3): L è la lunghezza della membratura,  $\alpha$  è il fattore di imperfezione associato a ciascuna curva di buckling, mentre  $\epsilon = \sqrt{235/f_y}$  dipende dal grado dell'acciaio.

Come si evince dalla tabella 1, il tipo di verifica considerato ha una forte influenza sul valore dell'imperfezione geometrica stessa. Approcci alternativi per i valori delle imperfezioni geometriche locali, da poter utilizzare insieme all'EN 1993-1-1:2022, sono presentati in [11,12].

Per analisi del secondo ordine nelle quali risulti necessario considerare fenomeni di instabilità latero-torsionale di un elemento, risulta sufficiente considerare un'imperfezione geometrica locale equivalente relativa al caso di instabilità flessionale intorno all'asse debole ( $e_{0,LT}$ ), senza nessuna imperfezione torsionale aggiuntiva. Come si evince dall'Eq. (4) e dalla tabella 2, il calcolo delle imperfezioni geometriche locali ed i valori del fattore di imperfezione ( $\beta_{LT}$ ) hanno subito delle modifiche sulla base di studi teorici [13].

Tab. 2 – Fattore di imperfezione geometrica iniziale ( $\beta_{LT}$ ) per instabilità latero-torsionale – cfr. Tab 7.2 EN1993-1-1:2022.

Tipologia di sezione	Condizione	Verifica Elastica	Verifica Plastica
laminata	$h/b \leq 2,0$	1/250	1/200
	$h/b > 2,0$	1/200	1/150
saldata	$h/b \leq 2,0$	1/200	1/150
	$h/b > 2,0$	1/150	1/100

$$e_{0,LT} = \beta_{LT} \frac{L}{\epsilon} \quad (4)$$

### 3. Classificazione delle sezioni trasversali

#### 3.1 Aspetti generali

La classificazione delle sezioni trasversali ha rappresentato già per la precedente versione dell'Eurocodice 3 – Parte 1-1 uno strumento chiave per la trattazione (in via semplificata) dei fenomeni di instabilità locale. Essa ha inoltre fondamentali ricadute non solo sulla verifica delle sezioni stesse, ma anche sulla performance delle membrature metalliche nonché sui criteri di analisi globale e di progettazione sismica delle strutture in acciaio.

Nell'ambito di tale metodologia, basata sul cosiddetto approccio dell'element model, la stabilità locale dei diversi elementi costituenti una generica sezione trasversale è, come ben noto, assunta governata dai rapporti larghezza/spessore  $c/t$  degli stessi, in funzione dei quali sono definite delle soglie di demarcazione tra le varie classi.

L'esigenza di mantenere i requisiti minimi di affidabilità richiesti dall'Eurocodice 0 [14], la volontà di armonizzare le disposizioni della Parte 1-1 e della Parte 1-5 [15] nonché la necessità di coprire la performance dei sempre più diffusi profili tubolari (circolari – CHS – ed ellittici – EHS) hanno condotto ad una parziale ridefinizione di tali soglie nella nuova generazione dell'EN1993-1-1 (vedasi tabella 3 – cfr. Tab. 7.3 EN1993-1-1:2022).

Tab. 3 – Classificazione degli elementi interni inflessi e compressi ai sensi dell'EN1993-1-1:2005 e dell'EN1993-1-1:2022.

	Elementi interni			
	EN1993-1-1:2005		EN1993-1-1:2022	
	Elementi Inflessi	Elementi Compressi	Elementi Inflessi	Elementi Compressi
Classe 1	$c/t \leq 72 \epsilon$	$c/t \leq 33 \epsilon$	$c/t \leq 72 \epsilon$	$c/t \leq 28 \epsilon$
Classe 2	$c/t \leq 83 \epsilon$	$c/t \leq 38 \epsilon$	$c/t \leq 83 \epsilon$	$c/t \leq 34 \epsilon$
Classe 3	$c/t \leq 124 \epsilon$	$c/t \leq 42 \epsilon$	$c/t \leq 121 \epsilon$	$c/t \leq 38 \epsilon$

Come si può facilmente osservare, con riferimento agli elementi interni compressi, i massimi rapporti  $c/t$  per tutte le diverse classi sono stati ridotti di circa il 10%, mentre per gli elementi inflessi si registra una live riduzione esclusivamente per il limite tra la Classe 3 e 4. Nessuna modifica risulta invece apportata con riferimento alla classificazione degli elementi esterni.

Sono stati inoltre introdotti ex-novo i limiti per la classificazione di sezioni cave ellittiche, definiti in funzione dello spessore  $t$  e di un parametro definito “diametro equivalente  $d_e$ ”, accorpandole alla famiglia delle sezioni tubolari (CHS) già presente nella precedente versione (tabella 4).

Nello specifico,  $d_e$  coincide banalmente con il diametro esterno  $d$  per profili di tipo CHS, mentre è funzione della geometria e del regime di sollecitazione per sezioni EHS. In particolare, per sezioni di Classe 1-2,  $d_e$  dipende dal parametro  $0 \leq \alpha_c \leq 1$ , (profondità relativa dell'asse neutro plastico), il quale è sostituito dal rapporto tensionale  $\sigma_{min}/\sigma_{max} = -1 \leq \psi \leq 1$  per sezioni di Classe 3-4 (cfr. par. 7.5.2 e Tab. 7.5 EN1993-1-1:2022).

Tab. 4 – Classificazione dei profili CHS ed EHS ai sensi dell'EN1993-1-1:2022.

Profili CHS ed EHS (EN1993-1-1:2022)			
	Elementi Inflessi	Elementi Compressi	Elementi Pressoinflessi
Classe 1	$d_e/t \leq 50 \epsilon^2$	$d_e/t \leq 50 \epsilon^2$	$d_e/t \leq 50 \epsilon^2$
Classe 2	$d_e/t \leq 70 \epsilon^2$	$d_e/t \leq 70 \epsilon^2$	$d_e/t \leq 70 \epsilon^2$
Classe 3	$d_e/t \leq 140 \epsilon^2$	$d_e/t \leq 90 \epsilon^2$	$d_e/t \leq \frac{2520}{5\psi+23} \epsilon^2$

### 3.2 Performance delle sezioni semicompatte

Una evidente criticità dell'EN1993-1-1:2005 strettamente connessa alla classificazione delle sezioni trasversali era rappresentata

dalla performance a flessione delle sezioni semicompatte, ovvero di Classe 3, le quali si configurano come caso intermedio tra le sezioni di Classe 1 e 2, capaci di sviluppare la propria resistenza plastica  $M_{pl,Rd}$ , e le sezioni di Classe 4, per le quali la crisi avviene ancor prima di aver raggiunto il limite elastico (figura 3).

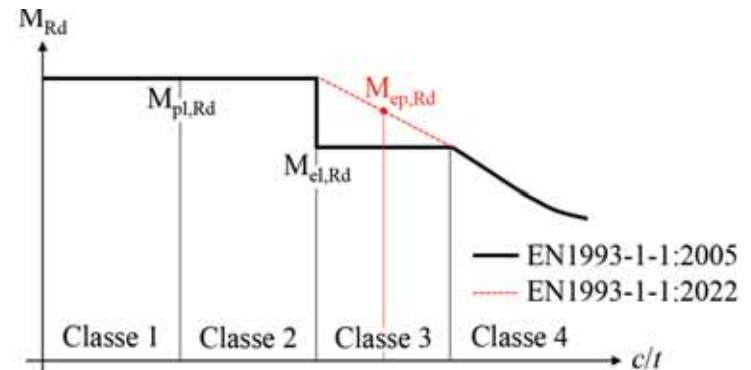


Fig. 3 | Performance a flessione di sezioni di Classe 1-4 ai sensi dell'EN1993-1-1:2005 e dell'EN1993-1-1:2022.

Per tali sezioni, infatti, la capacità flessionale corrispondeva a quella limite elastica ( $M_{Rd,CL3} = M_{el,Rd}$ ), determinando nel passaggio alle sezioni di Classe 1-2 una discontinuità che non trova riscontro nella evidenza sperimentale.

Tale contraddizione è stata risolta dal nuovo Eurocodice 3 Parte 1-1 nel quale è stato introdotto un nuovo annesso (Annesso B) riguardante le sezioni semicompatte, sviluppato sulla base dei risultati ottenuti nell'ambito di due progetti di ricerca europei dedicati a tale problematica [16,17].

Nel nuovo Annesso B sono state infatti introdotte le regole per la determinazione del modulo di resistenza elasto-plastico  $W_{ep}$ , il quale è frutto di una semplice interpolazione lineare tra il modulo plastico  $W_{pl}$  ed il modulo elastico  $W_{el}$ , mediata da un parametro  $\beta_{ep} \leq 1$  funzione (i) della geometria della sezione, (ii) del grado dell'acciaio, (iii) dell'asse di sollecitazione considerato e ovviamente (iv) del rapporto  $c/t$  (cfr. SB.2).

Giova precisare che tali regole, sintetizzate in tabella 5, sono in ogni caso opzionali e definite con riferimento alle sole geometrie più comuni – ovvero per sezioni doppiamente simmetriche ad I (laminata o in composizione saldata), scatolari (RHS, SHS e sezioni in composizione saldata) oppure tubolari (CHS ed EHS).

Non è superfluo sottolineare che, in corrispondenza delle soglie di demarcazione tra le Classi 2-3 e tra le Classi 3-4 si ottengono dei valori nulli ( $W_{ep} = W_{pl}$ ) ovvero unitari ( $W_{ep} = W_{el}$ ) di  $\beta_{ep}$  per tutte le sezioni incluse nell'Annesso B.

Una volta definito il valore di  $\beta_{ep}$ , è possibile determinare la resistenza delle sezioni trasversali in presenza di sollecitazioni di flessione pura o deviata ovvero in presenza di pressoflessione secondo le espressioni riportate nel SB.3 dell'Annesso (vedasi anche la figura 4 [18]). Queste ultime, omesse per brevità, ricalcano – con minime differenze – i domini di interazione già definiti nella parte generale dell'EN1993-1-1.

Tab. 5 – Regole per la determinazione del modulo di resistenza elasto-plastico per sezioni semicompatte ai sensi dell'EN1993-1-1:2022.

SEZIONI SEMICOMPATTE – ANNESSO B EN1993-1-1:2022		
$W_{ep,y} = W_{pl,y} - (W_{pl,y} - W_{el,y}) \beta_{ep,y}$ $W_{ep,z} = W_{pl,z} - (W_{pl,z} - W_{el,z}) \beta_{ep,z}$		
Sezioni	Asse di sollecitazione	$\beta_{ep}$
Ad I o ad H, laminati o saldati	Asse forte y-y	$\max\left(\frac{\xi_y - 10 \varepsilon}{4 \varepsilon}; \frac{\xi_y - 83 \varepsilon}{38 \varepsilon}; 0\right) \leq 1$
	Asse debole z-z	$\max\left(\frac{\xi_y - 10 \varepsilon}{6 \varepsilon}; 0\right) \leq 1$
RHS, SHS e scatolari saldati	Asse forte y-y	$\max\left(\frac{\xi_y - 34 \varepsilon}{4 \varepsilon}; \frac{\xi_y - 83 \varepsilon}{38 \varepsilon}; 0\right) \leq 1$
	Asse debole z-z	$\max\left(\frac{\xi_y - 34 \varepsilon}{4 \varepsilon}; 0\right) \leq 1$
CHS ed EHS	Asse forte y-y	$\max\left(\frac{d}{t} - 70 \frac{\varepsilon^2}{\varepsilon^2}; 0\right) \leq 1$
	Asse debole z-z	$\max\left(\frac{d}{t} - 70 \frac{\varepsilon^2}{\varepsilon^2}; 0\right) \leq 1$

L'Annesso B chiarisce anche come effettuare la verifica di stabilità delle più comuni sezioni semicompatte. In particolare, è ammesso l'impiego del metodo dei coefficienti di interazione, nell'ambito del quale le resistenze andranno determinate proprio a partire dai moduli di resistenza elasto-plastici  $W_{ep}$ . Per quanto concerne i

coefficienti di interazione, possono invece impiegarsi i valori di  $k_{ij}$  propri dell'analisi plastica.

## 4. Resistenza delle sezioni trasversali

### 4.1 Aspetti generali

Nel nuovo Eurocodice 3 Parte 1-1 sono state estese e sistematizzate diverse formulazioni relative alla resistenza delle sezioni trasversali in presenza di sollecitazioni semplici (trazione, taglio, torsione) e composte. Nel seguito sono riportate le principali novità che hanno riguardato i differenti modelli di capacità.

### 4.2 Resistenza a trazione

In primo luogo, per quanto concerne gli elementi semplicemente tesi, l'espressione per il calcolo della resistenza di area netta  $N_{u,Rd}$  è stata modificata a seguito di studi sperimentali [19].

In sostanza, rispetto alla precedente formulazione, il coefficiente di riduzione della resistenza ultima (che era assunto costante e pari a 0.9) è stato reso variabile in funzione della presenza di potenziali difetti/intagli conseguenti alla realizzazione dei fori (cfr. cl. 8.2.3(3)). In assenza di questi ultimi (fori "lisci") si ha un benefico incremento della resistenza a trazione di oltre il 10% rispetto alla precedente formulazione, mentre essa rimane invariata in caso di fori "scabri" ed in caso di strutture soggette a problematiche di fatica.

### 4.3 Resistenza a taglio

In merito alla resistenza a taglio, sono state in primo luogo introdotte le espressioni per il calcolo dell'area resistente a taglio  $A_v$  delle sezioni cave ellittiche (EHS – cfr. cl. 8.2.6(3)). Sono state inoltre lievemente riviste le casistiche in cui è necessario tenere in conto gli effetti dell'instabilità a taglio quando si determina la resistenza di sezioni con pannelli d'anima non irrigiditi. In particolare:

- (i) per le anime di sezioni alte, la soglia di snellezza locale  $\lambda_w = h_w/t_w$  oltre la quale è necessario fare riferimento alle disposizioni della Parte 1-5 è stata cautelativamente ridotta del 20% pur senza modificarne l'espressione ( $\lambda_w > 72 \varepsilon/\eta$ ), e ciò tramite un incremento del fattore  $\eta$  da 1,0 a 1,2 (cfr. cl. 8.2.6(6));
- (ii) per le sezioni tubolari cave (CHS ed EHS) tale soglia di snellezza

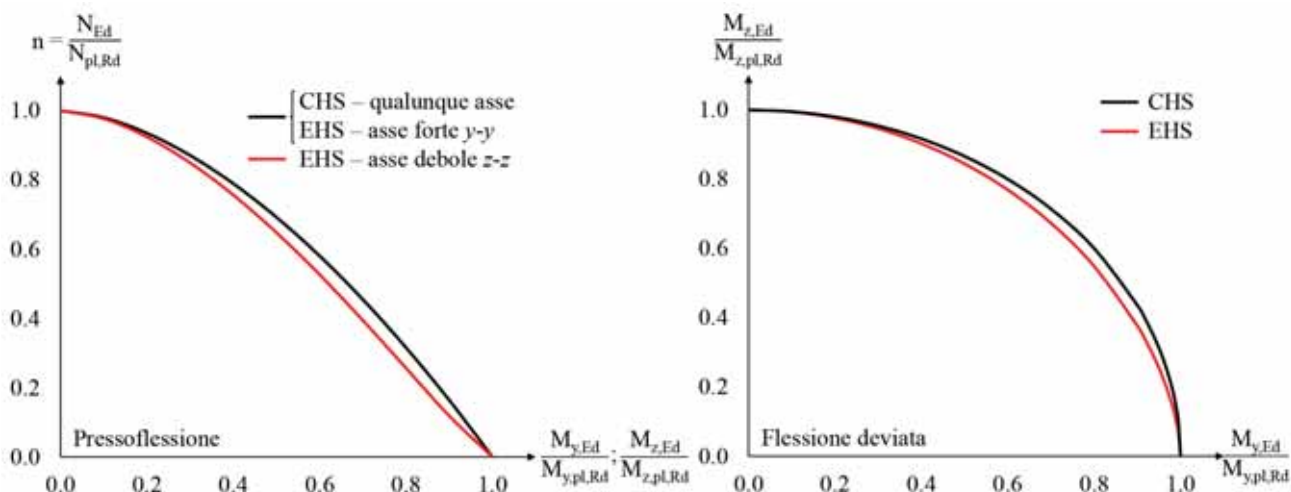


Fig. 4 | Performance a flessione deviata e pressoflessione di sezioni semicompatte ai sensi dell'EN1993-1-1:2022 [18].

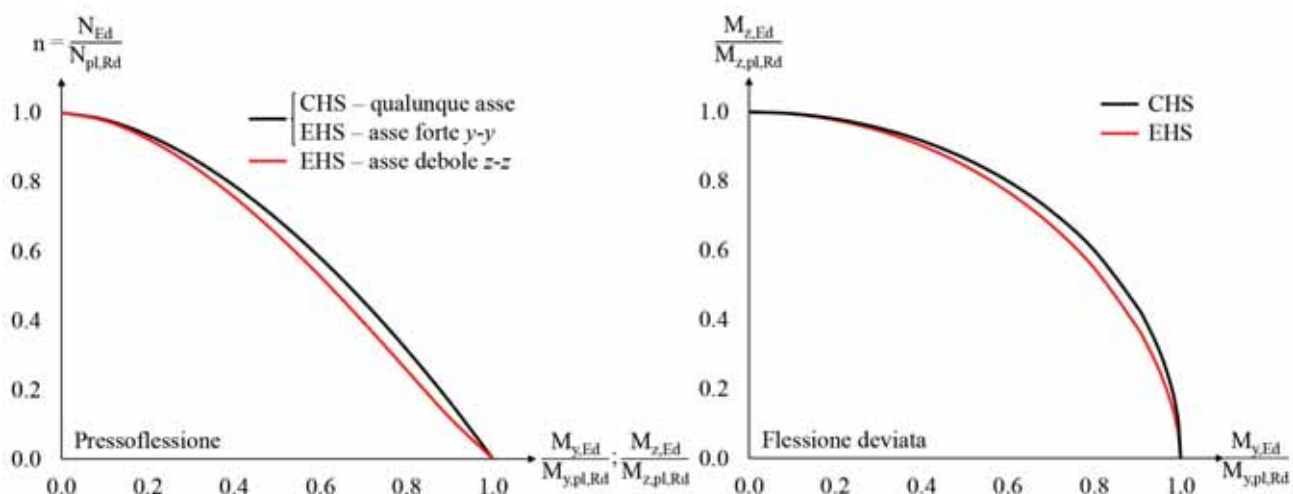


Fig. 5 | Performance a flessione deviata e pressoflessione di sezioni CHS ed EHS ai sensi dell'EN1993-1-1:2022.

limite è stata introdotta ex-novo in funzione delle principali caratteristiche geometriche (diametro  $d$  e spessore  $t$  per i circolari, altezza  $h$ , base  $b$  e spessore  $t$  per gli ellittici) e della retta d'azione del taglio (cfr. cl. 8.2.6(7)).

La valutazione dell'influenza del taglio sulla resistenza a flessione è stata infine parzialmente demandata ai vari Annessi Nazionali. Infatti, se per l'EN1993-1-1:2005 l'interazione momento-taglio era assunta trascurabile per tassi di lavoro a taglio  $v = V_{Ed}/V_{Rd} \leq 0,5$ , nella nuova Parte 1-1 la soglia di trascurabilità è intesa variabile e pari a  $\eta_v$  (cfr. cl. 8.2.8(3)). Ad ogni modo, in assenza di ulteriori indicazioni, il valore raccomandato di  $\eta_v$  è anch'esso pari a 0,5.

#### 4.4 Resistenza a torsione

Per quanto concerne le sollecitazioni di torsione, nel nuovo Eurocodice 3 Parte 1-1 è stata innanzitutto introdotta la possibilità di fare riferimento alla resistenza plastica per sezioni ad I doppiamente simmetriche, benché per essa non siano state fornite delle formulazioni quantitative (cfr. cl. 8.2.7(5)). Ciò risolve in parte l'impasse della precedente versione, in accordo alla quale la verifica di sezioni soggette a torsione – anche se di entità modesta e/o combinata ad altre sollecitazioni – andava necessariamente condotta attraverso un criterio di tipo puntuale alla Hencky-Von Mises.

Inoltre, per tali sezioni è stata quantificata l'influenza della torsione secondaria ("warping torsion") sulla resistenza a flessione. Com'è ben noto, infatti, un gradiente del momento torcente e la conseguente variazione degli ingobbamenti delle sezioni genera, in modo particolare nei profili ad I, una flessione alternata delle flange cui corrispondono delle tensioni normali da bimomento. Tali tensioni contribuiscono a saturare la resistenza di suddette ali, esitando in una riduzione della resistenza a flessione quantificabile come segue (Eq. (5)):

$$M_{c,B,Rd} = M_{pl,Rd} \sqrt{1 - \frac{B_{Ed}}{B_{Rd}}} \quad (5)$$

$$B_{Rd} = 0,25 t_f b^2 (h - t_f)$$

dove  $M_{c,B,Rd}$  è il momento plastico ridotto per effetto del bimomento

sollecitante  $B_{Ed}$  e  $B_{Rd}$  è la corrispondente resistenza plastica per sezioni ad I doppiamente simmetriche.

In presenza di flessione, taglio e bimomento, la resistenza ridotta delle sezioni ad I doppiamente simmetriche intorno all'asse forte  $y-y$  può essere stimata attraverso un dominio di resistenza affine a quello già previsto per l'interazione momento-taglio, nel quale compare tuttavia anche la resistenza ridotta dal bimomento (Eq. (6)):

$$M_{y,B,V,Rd} = \frac{\left(W_{pl,y} - \rho \frac{t_w h_w^2}{4}\right) f_y}{\gamma_{M0}} \frac{M_{y,B,Rd}}{M_{c,y,Rd}} \quad (6)$$

$$\text{con } \rho = \left(\frac{2 V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1\right)^2.$$

#### 4.5 Resistenza a sollecitazioni composte di sezioni tubolari cave

Per le sezioni tubolari cave (CHS ed EHS) sono state introdotte nel nuovo Eurocodice 3 Parte 1-1 i domini di interazione a pressoflessione e flessione deviata (cfr. cl. 8.2.9.1(7-9)).

Come si può facilmente osservare (figura 5), tali domini hanno frontiera non lineare e risultano invero molto simili tra di loro, con differenze apprezzabili nel solo caso di EHS pressoinflessi intorno all'asse debole, ed in ogni caso con scarti percentuali tra i due domini al più di circa il 20%.

## 5. Verifiche di stabilità

### 5.1 Aspetti generali

La nuova versione dell'EN1993-1-1 presenta cambiamenti significativi con riferimento alle verifiche di stabilità delle membrature. In primo luogo, le curve di stabilità sono state estese alle membrature realizzate con acciai ad alta resistenza e ne sono state introdotte altre per nuove tipologie di sezione non precedentemente coperte dalla norma. Le regole di progetto per (i) la verifica di stabilità latero-torsionale di elementi inflessi e (ii) la verifica di stabilità di elementi pressoinflessi, sono state oggetto di importanti modifiche. Tra le nuove disposizioni, l'Annesso C della norma fornisce regole supplementari per la verifica di stabilità di (i) membrature con sezioni caratterizzate da un solo asse di simmetria, (ii) elementi soggetti a sollecitazione composta di compressione, flessione e torsione.

Cross-section	Limits	Buckling about axis	Buckling curve		Cross-section	Limits	Buckling about axis	Buckling curve		
			S235 S275 S355 S420	S460 up to S700 inclusive				S235 S275 S355 S420	S460 up to S700 inclusive	
Rolled I- or H-sections 	$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40$ mm	y-y	a	Welded box sections 	generally (except as below)	any	b	b	
		$t_f > 40$ mm	y-y	b						a
	$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100$ mm	y-y	b						a
		$t_f > 100$ mm	y-y	d						c
Welded I-sections 	$t_f \leq 40$ mm	y-y	b	b	U-, T- and solid sections 	any	c	c		
		$t_f > 40$ mm	y-y	c					c	
Hollow sections 	hot finished	any	a	a <sub>0</sub>	L-sections 	Rolled sections	any	b	a	
	cold-formed	any	c	c						

Fig. 6 | Curve di stabilità flessionale [1].

Cross-section	Limits	$\alpha_{LT}$	
Rolled I- or H-sections 	$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40$ mm	$0,12 \sqrt{\frac{W_{el,y}}{W_{el,z}}}$ but: $\alpha_{LT} \leq 0,34$
		$t_f > 40$ mm	$0,16 \sqrt{\frac{W_{el,y}}{W_{el,z}}}$ but: $\alpha_{LT} \leq 0,49$
	$h/b \leq 1,2$	—	$0,16 \sqrt{\frac{W_{el,y}}{W_{el,z}}}$ but: $\alpha_{LT} \leq 0,49$
Welded I-sections 	$t_f \leq 40$ mm	$0,21 \sqrt{\frac{W_{el,y}}{W_{el,z}}}$ but: $\alpha_{LT} \leq 0,64$	
	$t_f > 40$ mm	$0,25 \sqrt{\frac{W_{el,y}}{W_{el,z}}}$ but: $\alpha_{LT} \leq 0,76$	

Fig. 7 | Valori del fattore di imperfezione  $\alpha_{LT}$  [1].

## 5.2 Curve di stabilità

Come anticipato precedentemente, le curve di stabilità flessionale (figura 6 – cfr. Tab 8.3 EN1993-1-1:2022) sono state estese a membrature realizzate con acciai fino al grado S700 e a nuove tipologie di sezione: (i) profili laminati a doppio T ad ali spesse, (ii) angolari in composizione saldata a lati uguali e disuguali, (iii) profili cavi ellittici (EHS). Queste modifiche sono finalizzate a garantire una maggiore flessibilità ai professionisti nell’ambito della pratica progettuale.

## 5.3 Verifica di stabilità latero-torsionale di membrature inflesse

Il lavoro di revisione dell’Eurocodice 3 Parte 1-1 ha portato anche

ad un miglioramento delle formule di progetto per le verifiche di stabilità latero-torsionale di elementi inflessi. L’EN1993-1-1:2005 forniva due diversi gruppi di curve di stabilità in base al metodo adoperato per la verifica: metodo generale, valido per tutte le tipologie di sezione, e metodo “particolare” per sezioni ad I laminate o saldate. La nuova versione della norma mantiene entrambi i metodi di verifica, ma implementa nuove regole di progetto al fine di migliorarne l’accuratezza. L’applicazione di entrambi i metodi di verifica (EC3-1-1:2005) a profili con sezioni ad I portava, in alcuni casi, a risultati inaccurati e talvolta anche non conservativi [20].

Tali ragioni hanno portato alla definizione di nuove formule di progetto, valide per la verifica di stabilità latero-torsionale di membrature con sezioni ad I doppiamente

simmetriche e con vincoli di appoggio torsionale

ad entrambe le estremità che presentano quindi importanti novità (cfr. §8.3.2.3) e precisamente:

- I. L’incidenza dell’andamento del diagramma del momento flettente tra i ritegni laterali dell’elemento sul fattore di riduzione della resistenza plastica  $\chi_{LT}$  è ora computata tramite il coefficiente  $f_{M,LT}$ , il cui valore può essere calcolato tramite un’apposita tabella presente nella norma (cfr. Tab. 8.6 EN1993-1-1:2022);
- II. il coefficiente  $\Phi_{LT}$  è funzione della snellezza normalizzata intorno l’asse debole  $\bar{\lambda}_z$  del profilo, oltre che della snellezza normalizzata  $\bar{\lambda}_{LT}$ ;
- III. il fattore di imperfezione  $\alpha_{LT}$  (figura 7 – cfr. Tab. 8.5 EN1993-1-1:2022) non dipende più dal solo rapporto tra l’altezza e la base

della sezione  $h/b$  come nella precedente versione della norma, ma anche dai moduli di resistenza elastici valutati rispetto ai due assi principali. È interessante osservare che l'applicazione delle nuove regole di progetto porta, in linea di principio, ad una specifica curva di stabilità per ogni profilo, poiché il fattore di imperfezione  $\alpha_{LT}$  varia con continuità in funzione della geometria della sezione.

In figura 8 è riportato un confronto tra i valori del coefficiente di riduzione  $\chi_{LT}$  ottenuti tramite l'applicazione del nuovo metodo e quelli ricavati da analisi numeriche non lineari con imperfezioni (Geometrically and Materially Nonlinear Analyses with Imperfections, GMNIA).

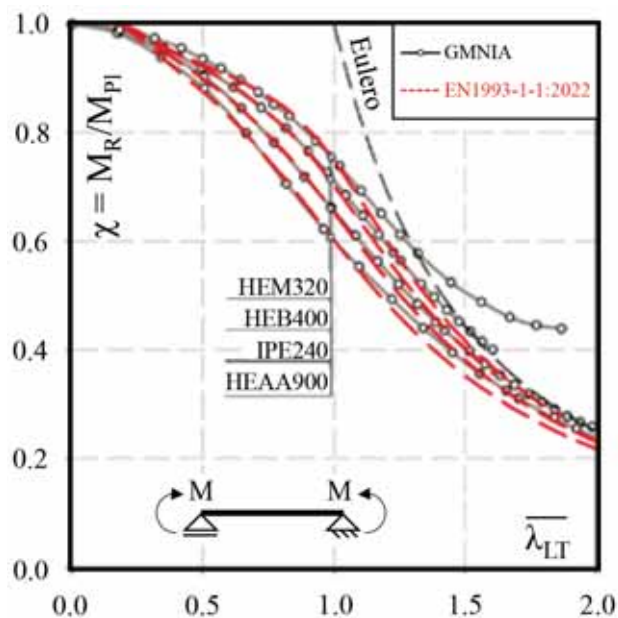


Fig. 8 - Confronto tra i risultati delle analisi numeriche (GMNIA) e nuove regole di progetto per sezioni ad I doppiamente simmetriche [20].

#### 5.4 Metodo semplificato della flangia compressa equivalente

Come alternativa ulteriore, per sezioni ad I inflesse, la nuova Parte 1-1 propone il metodo semplificato [21] della flangia compressa equivalente (cfr. §8.3.2.4).

L'obiettivo alla base di questo metodo è quello di semplificare il

problema di stabilità latero-torsionale di un elemento inflesso, riconducendolo ad un problema di stabilità flessionale di una parte della sezione trasversale "equivalente" soggetta a compressione uniforme. Giova precisare che nella precedente versione della norma era già presente una metodologia concettualmente analoga, la quale dava però luogo a risultati incongruenti rispetto a quelli previsti dai metodi più rigorosi. Essa è stata perciò soggetta ad un'attenta revisione, a seguito della quale, ad esempio, è stata introdotta l'influenza della rigidità torsionale della sezione sulla stabilità, in assenza della quale l'EN1993-1-1:2005 conduceva spesso a risultati di progettazione troppo conservativi.

Il metodo semplificato [21] introdotto nell'attuale EN1993-1-1:2022, in sostituzione del precedente, può essere applicato a membrature con sezione ad I, con singolo o doppio asse di simmetria, a condizione che le flange non siano di classe 4. L'area dell'equivalente flangia compressa della sezione (figura 9) dipende dalla posizione del punto di applicazione del carico: (i) flangia compressa, (ii) centro di taglio, (iii) flangia tesa.

In accordo al nuovo metodo, il valore di progetto del momento resistente per instabilità latero-torsionale si può calcolare con la seguente formula (Eq. (7)):

$$M_{b,Rd} = \chi_{c,z} W_y f_y / \gamma_{M1} \quad (7)$$

Dove  $\chi_{c,z}$  è il fattore di riduzione per l'instabilità flessionale dell'elemento, mentre  $W_y$  rappresenta il modulo resistente della sezione, pari al modulo plastico per sezioni di Classe 1-2, al modulo elastico per sezioni di Classe 3 ovvero al modulo efficace per sezioni di Classe 4. Il fattore di riduzione  $\chi_{c,z}$  può essere ottenuto, a partire dalla snellezza normalizzata "modificata"  $\bar{\lambda}_{c,z,mod}$  - funzione delle caratteristiche geometriche sia dell'intera sezione che della sola flangia equivalente (cfr. cl. 8.3.2.4(5)) - e dalle curve di stabilità "c" e "d" (figura 6) impiegate rispettivamente per sezioni laminare e saldate.

#### 5.5 Verifica di stabilità di elementi presso-inflessi

In linea con gli obiettivi di miglioramento e semplificazione del mandato, le regole di progetto per la verifica di stabilità di elementi presso-inflessi sono state razionalizzate. Infatti, il "Metodo 2", noto anche come Austro-Tedesco, contenuto nell'Allegato B dell'EC3-1-1:2005, è stato preso come il riferimento principale

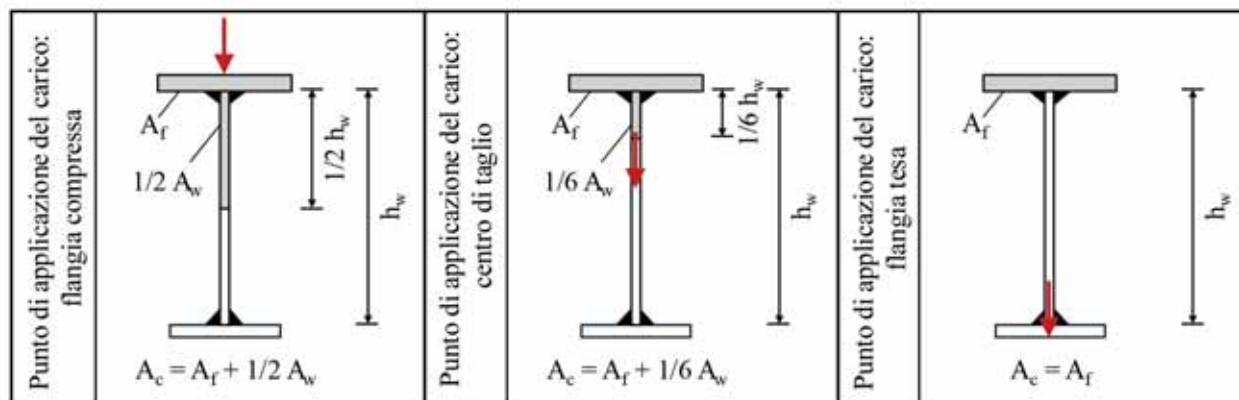


Fig. 9 | Area dell'equivalente flangia compressa al variare del punto di applicazione del carico [20].

nella progettazione ed è stato integrato nel testo principale della norma. Tale metodologia, di più semplice implementazione, è inoltre presente (Metodo B) nella Circolare esplicativa [22] delle NTC2018. L'alternativo "Metodo 1", detto Franco-Belga, riportato nell'Allegato A dell'EC3-1-1:2005, è stato incluso nella Specifica Tecnica CEN/TS1993-1-101 [23], la cui applicabilità viene demandata agli Allegati Nazionali.

Tra le ulteriori novità, l'Allegato C.1 fornisce regole aggiuntive per effettuare la verifica di stabilità di elementi presso-inflessi con sezioni mono-simmetriche ad I e scatolari in composizione saldata. Ulteriori dettagli sullo studio da cui derivano queste regole di progetto sono contenuti in [24].

Infine, l'Allegato C.2 fornisce delle formule addizionali, valide in determinate condizioni, utili per la verifica di stabilità di membrature con sezioni ad I, a flange uguali o disuguali, sottoposte a sollecitazione composta di flessione, compressione e torsione.

## 6. Conclusioni

Nel presente articolo sono state sintetizzate le principali novità riguardanti la seconda generazione dell'Eurocodice 3 Parte 1-1. Tale documento a seguito della pubblicazione avvenuta nel Novembre 2022, è stato uno dei primi documenti normativi a completare l'iter formale di aggiornamento scaturito dal mandato M515 della Commissione Europea.

La nuova versione dell'EN1993-1-1 risponde alle esigenze di aggiornamento, semplificazione e razionalizzazione delle norme che sono emerse in quindici anni di utilizzo da parte dei professionisti, nonché ai notevoli progressi della ricerca scientifica.

Le modifiche più rilevanti alla precedente versione della Parte 1-1, commentate in dettaglio nel presente lavoro, hanno in particolare riguardato:

- (i) l'introduzione degli acciai ad alta resistenza (fino al grado S700) tra i materiali strutturali, per i quali sono state inoltre definite le curve di stabilità da adottare ai fini delle verifiche di buckling;
- (ii) la sistematizzazione dei metodi di analisi per la valutazione della domanda strutturale, con l'individuazione di sei metodi (MO-M5) di crescente complessità ed un metodo equivalente (EM), per i quali è stata anche parzialmente ridefinita la modellazione delle imperfezioni locali e globali;
- (iii) la risoluzione di alcune problematiche inerenti la classificazione delle sezioni trasversali, che risulta ora più coerente con le disposizioni della Parte 1-5 relativa agli elementi strutturali a lastra. Sono state inoltre introdotte le soglie di classificazione per i profili tubolari cavi (CHS ed EHS);
- (iv) l'integrazione delle formulazioni per il calcolo della resistenza a trazione, taglio e torsione delle sezioni trasversali, nonché la definizione dei domini di interazione per i profili tubolari cavi;
- (v) la semplificazione e sistematizzazione delle verifiche di stabilità, in merito alle quali sono stati ridefiniti sia il metodo specifico (o "particolare") per le sezioni ad I, sia il metodo semplificato della flangia compressa equivalente, risolvendo le incongruenze della precedente versione;
- (vi) l'introduzione di metodi di calcolo ad hoc per la performance strutturale di sezioni semicompatte (Classe 3), i quali sono stati inclusi nel nuovo Annesso B dell'EN1993-1-1:2022.

## Bibliografia

- [1] CEN, EN 1993-1-1: Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, 2022.
- [2] CEN, EN 1993-1-1: Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, 2005.
- [3] U. Kuhlmann, Neue Entwicklungen in prEN 1993-1-1:2020, Wiley, 2020.
- [4] D. Beaulieu, P.F. Adams, The destabilizing forces caused by gravity loads acting on initially out-of-plumb members in structures, 1977.
- [5] P.F. Adams, D. Beaulieu, A statistical approach to the problem of stability related to structural out-of-plumb. Stability of steel structures. Prelim. report, 1977.
- [6] J. Lindner, Reduktionswerte für Stützenschiefstellungen, Berlin, 1985 [In German].
- [7] J. Lindner, Ungewollte Schiefstellungen von Stahlstützen. Final report of 12th IABSE Congress, Vancouver., Zurich: IABSE, 1984 [In German].
- [8] J. Lindner, R. Gietzelt, Imperfektionsannahmen für Stützenschiefstellungen in: Stahlbau, Stahlbau 53 (1984) 97-102 [In German].
- [9] J. Lindner, R. Gietzelt, Imperfektionen mehrgeschossiger Stahlstützen (Stützenschiefstellungen), Berlin., 1983 [In German].
- [10] J. Lindner, U. Kuhlmann, A. Just, Verification of flexural buckling according to Eurocode 3 part 1-1 using bow imperfections, Steel Construction 9 (2016) 349-362. <https://doi.org/10.1002/stco.201600004>.
- [11] R. Winkler, M. Niebuhr, M. Knobloch, Geometrische Ersatzimperfektionen für Biegeknicken um die starke Querschnittsachse unter Berücksichtigung des Teilschnittgrößenverfahrens, Stahlbau 86 (2017) 961-971. <https://doi.org/10.1002/stab.201710545> [In German].
- [12] R. Winkler, M. Knobloch, Equivalent initial imperfections for applying the partial internal forces method for flexural buckling about the weak axis, Stahlbau 87 (2018) 308-322. <https://doi.org/10.1002/stab.201810590>.
- [13] R. Kindmann, J. Beier-Tertel, Geometrische ersatzimperfektionen für das biegedrillknicken von trägern aus walzprofilen - Grundsätzliches, Stahlbau 79 (2010) 689-697. <https://doi.org/10.1002/stab.201001347> [In German].
- [14] CEN, EN 1990: Eurocode - Basis of structural design, 2002.
- [15] CEN, EN 1993-1-5: Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-5: General rules - Plated structural elements, 2006.
- [16] R. Greiner, M. Kettler, A. Lechner, B. Freytag, J. Linder, J.P. Jaspart, N. Boissonnade, E. Bortolotti, K. Weynand, C. Ziller, R. Oerder,

- SEMI-COMP: Plastic member capacity of semicompact steel sections - a more economic design, 2008. <http://bookshop.europa.eu>.
- [17] R. Greiner, A. Lechner, M. Kettler, J.-P. Jaspart, K. Weynand, R. Oerder, V. Dehan, Valorisation action of plastic member capacity of semi-compact steel sections-a more economic design (SEMI-COMP+), 2011. <https://doi.org/10.2777/96448>.
- [18] M. Knobloch, A. Bureau, U. Kuhlmann, L.S. da Silva, H.H. Snijder, A. Taras, A.L. Bours, F. Jörg, Structural member stability verification in the new Part 1-1 of the second generation of Eurocode 3: Part 1: Evolution of Eurocodes, background to partial factors, cross-section classification and structural analysis, *Steel Construction* 13 (2020) 98–113. <https://doi.org/10.1002/stco.202000016>.
- [19] H.H. Snijder, Recent developments regarding the next version of Eurocode 3 part 1-1 on steel structures., *Ce/Papers* 1 (2017) 515–538. <https://doi.org/10.1002/cepa.551>.
- [20] M. Knobloch, A. Bureau, U. Kuhlmann, L. Simões da Silva, H.H. Snijder, A. Taras, A.L. Bours, F. Jörg, Structural member stability verification in the new Part 1-1 of the second generation of Eurocode 3: Part 2: Member buckling design rules and further innovations, *Steel Construction* 13 (2020) 208–222. <https://doi.org/10.1002/stco.202000027>.
- [21] L. Schaper, F. Jörg, R. Winkler, U. Kuhlmann, M. Knobloch, The simplified method of the equivalent compression flange, *Steel Construction* 12 (2019) 264–277. <https://doi.org/10.1002/stco.201900033>.
- [22] CSLLPP, Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni», 2019.
- [23] CEN/TC 250, CEN/TS 1993-1-101 Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-101: Design method for the stability of steel members under compression and bi-axial bending, (2019).
- [24] A. Taras, M.G. Puig, H. Unterweger, Behaviour and design of members with monosymmetric cross-section, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Structures and Buildings* 166 (2013) 413–423. <https://doi.org/10.1680/stbu.12.00053>.
- 



### **Raffaele Landolfo**

È Professore Ordinario di Tecnica delle Costruzioni presso l'Università degli Studi di Napoli "Federico II", dove ha ricoperto il ruolo di Direttore del Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura. Tra le diverse attività di insegnamento, è titolare dei corsi di "Teoria e Progetto delle strutture in Acciaio" presso la Scuola di Ingegneria e "Laboratorio di Tecnica delle Costruzioni" nella Scuola di Architettura. In ambito scientifico, ha partecipato a numerosi progetti di ricerca nazionali ed internazionali nel campo della progettazione sismica delle strutture in acciaio, delle costruzioni leggere, del progetto dei collegamenti e della sostenibilità, in qualità sia di responsabile scientifico che di responsabile di unità. La produzione scientifica annovera oltre 500 memorie, molte delle quali pubblicate su riviste nazionali ed internazionali, e diversi libri. In ambito normativo, è stato Presidente dell'European Convention for Constructional Steelwork (ECCS), dove attualmente riveste il ruolo di Chairman del Technical Committee n.13 - Seismic Design. Inoltre è Convenor del CEN/TC250/SC8/WG2 sulle "Strutture in acciaio e composte" ed è stato recentemente eletto Presidente della Commissione Ingegneria Strutturale dell'UNI.



# Evoluzione degli Eurocodici per la progettazione di strutture metalliche saldate

## *Evolution of Eurocode for welded structures design*

PhD Ing. Stefano Sandon\* | IIS SERVICE srl

Nell'ambito del programma di sviluppo della nuova generazione di standard europei per la progettazione strutturale e geotecnica (Eurocodici), sostenuto dalla Commissione Europea, è prevista per l'anno 2024 la pubblicazione dell'aggiornamento delle norme abbracciando le nuove tecnologie ed esigenze di mercato. In tale contesto, il tema della progettazione di strutture metalliche saldate è di particolare rilevanza ed interesse: l'obiettivo dell'Eurocodice 3 del 2024 è quello di migliorare la chiarezza e la comprensione dei concetti sviluppati, approfondire alcune tematiche ritenute rilevanti, armonizzare le regole fra le diverse parti della norma e ridurre, per quanto possibile, il volume complessivo della norma. All'interno dell'Eurocodice 3, la parte 1-9 inerente i fenomeni di fatica e la parte 1-10 inerente le proprietà meccaniche a basse temperature risultano di importanza significativa e, considerate le caratteristiche metallurgiche e geometriche, la progettazione delle giunzioni saldate rappresenta una tematica sempre più approfondita e sviluppata dal Normatore. In questa memoria si vuole fornire una panoramica delle principali tematiche introdotte dalla nuova bozza dell'Eurocodice 3: verranno pertanto illustrate alcune modifiche della norma, esaminando criticamente le motivazioni e gli obiettivi che si vogliono ottenere.

*As part of the development program of the new generation of European standards for structural and geotechnical design (Eurocodes), supported by the European Commission, the publication of the update of the standards is expected for the year 2024/2025, embracing new technologies and market requests. In this context, the topic of the design of welded metal structures has particular relevance and interest: the purpose of Eurocode 3 is to improve the understanding of the concepts developed, analyse technical topics considered relevant, harmonize the rules between the different parts of the standard and reduce, as far as possible, the overall volume of the standard. Within Eurocode 3, part 1-9 concerning fatigue phenomena and part 1-10 concerning mechanical properties at low temperatures play a significant role, considering the metallurgical and geometric characteristics and the design of welded joints. In this paper we want to provide an overview of the main themes introduced by the new draft of Eurocode 3: we will therefore illustrate some changes to the standard, examining the motivations and objectives they want to achieve.*

### 1. Introduzione: cosa sono gli Eurocodici?

Gli Eurocodici (EC) sono norme europee per la progettazione strutturale. Si allineano alle norme nazionali vigenti e consentono al professionista l'utilizzo di criteri di calcolo comuni ed adottabili anche all'estero.

Gli Eurocodici, sin dalla loro nascita (fine del secolo scorso), hanno l'obiettivo di contribuire alla creazione dei servizi di ingegneria e al funzionamento del mercato interno dei prodotti da costruzione per la realizzazione di opere e manufatti in ambito civile e geotecnico, eliminando, per quanto possibile, le differenze e le disparità che ostacolano il libero commercio all'interno degli stati membri. Inoltre, dal punto di vista della sicurezza strutturale, sono intesi a creare livelli di sicurezza più uniformi e condivisi per le costruzioni in Europa.

Gli Eurocodici si applicano a edifici e strutture civili in generale,

includendo le opere che interessano rispettivamente:

- aspetti geotecnici;
- progettazione nei confronti della resistenza al fuoco;
- progettazione nei confronti delle azioni sismiche.

Con lo scopo di fornire una accurata base per la progettazione e realizzazione delle opere strutturali civili, gli EC sono organizzati in moduli che trattano tematiche tecniche sinteticamente elencate qui di seguito:

- fondamenti per la progettazione strutturale (EC 1990);
- definizione delle azioni agenti (EC 1991);
- progettazione di strutture in calcestruzzo armato (EC 1992);
- progettazione di strutture in acciaio (EC 1993);
- progettazione di strutture miste in acciaio e calcestruzzo armato (EC 1994);
- progettazione di strutture in legno (EC 1995);

\*Corresponding author. Email: stefano.sandon@iiservice.it

- progettazione di strutture in muratura (EC 1996);
- progettazione di strutture in alluminio (EC 1999);
- progettazione geotecnica (EC 1997);
- progettazione di strutture soggette ad azioni sismiche (EC 1998).

I principi tecnici che hanno ispirato la redazione degli Eurocodici si basano sul concetto della progettazione e realizzazione di un'opera che possa soddisfare requisiti fondamentali quali la resistenza strutturale nei confronti delle azioni esterne applicate, la capacità della struttura di soddisfare i requisiti stessi per cui è stata realizzata durante la vita di progetto, la resistenza nei confronti di eventi particolari come incendi, esplosioni, urti. Per la valutazione della resistenza strutturale e di servizio, differenti livelli di affidabilità possono essere adottati; tali livelli devono considerare tutti i fattori che possono modificarne la scelta stesa come, ad esempio, le possibili conseguenze in termini di vite umane o perdite economiche, danni all'ambiente, oneri economici necessari per l'eventuale minimizzazione del rischio di collasso.

Parallelamente a quanto descritto sopra, altri tre concetti fondamentali sono alla base dei fondamenti tecnici degli Eurocodici: la vita di progetto, la durabilità e la qualità dell'opera. Per quanto attiene la prima ovvero il periodo di vita di progetto all'interno del quale la struttura deve soddisfare i requisiti di resistenza nei confronti delle azioni esterne, si devono considerare alcuni aspetti che sono significativi per la determinazione di questo periodo:

- le azioni di progetto;
- il materiale ed il suo possibile deterioramento;
- le strategie manutentive previste.

Per quanto attiene la durabilità, gli Eurocodici definiscono che

una struttura debba essere progettata in modo tale che il possibile deterioramento dei materiali non incida in modo significativo sulla resistenza dell'opera e sulle sue performance, avendo considerato un opportuno intervallo per la manutenzione.

Infine per quanto attiene il terzo concetto ovvero la qualità dell'opera, gli Eurocodici evidenziano che è necessario adottare tutte quelle misure preventive affinché venga realizzata l'opera come prevista a progetto; tali misure includono, ad esempio, la definizione di tutti i controlli per garantire e verificare l'affidabilità del materiale, la corretta sequenza di montaggio dei componenti, i requisiti dei saldatori, l'ispezionabilità della struttura durante l'esercizio, etc.

L'utilizzo degli Eurocodici è oramai piuttosto diffuso in tutti gli stati membri dell'Unione Europea: in accordo ad un recente studio (2015) condotto dal Joint Research Center (JRC) oltre l'80% degli stati europei ha recepito gli Eurocodici per la progettazione e realizzazione di edifici e opere di ingegneria civile, diventando veri e propri "standard nazionali". In figura 1 è riportata una mappa che descrive tale situazione. Malta, Portogallo e Spagna si stanno attrezzando per l'adozione di Annessi Nazionali per il recepimento degli Eurocodici. Italia e Romania hanno ancora alcuni vincoli nazionali.

Gli Eurocodici possono tuttavia essere utilizzati anche in stati fuori dall'Europa considerando anche il fatto che rappresentano un base tecnica consolidata per la progettazione di opere civili realizzate con i principali materiali da costruzione e coprono un ampio spettro di strutture. In tal senso, molte nazioni in particolare Russia, Cina, India, paesi del cosiddetto "Middle Est" si stanno adeguando all'utilizzo degli Eurocodici.

## 2. Nuova generazione degli Eurocodici

Nel corso degli ultimi anni è stato realizzato, e tuttora è in fase di completamento, un programma di ricerca per lo sviluppo della nuova generazione degli Eurocodici, supportato dalla Commissione Europea. La nuova generazione ("Second generation") doveva essere pubblicata nel 2021 ma, purtroppo a causa dell'epidemia COVID, è stata posticipata al 2024 e comprenderà anche nuove tecnologie per la costruzione e nuove regole per l'applicazione dei software commerciali di analisi numerica, ampliando i contenuti degli attuali Eurocodici 1990-1999.

Il comitato europeo di formazione CEN ha indicato i principali obiettivi che hanno definito le basi per la redazione della nuova generazione di Eurocodici. In particolare:

- la riduzione, per quanto possibile, dei cosiddetti Nationally Determined Parameters (NDPs) presenti nelle attuali versioni degli Eurocodici, che sono fonte di diversità fra i paesi;
- il miglioramento della "ease of use" degli attuali Eurocodici incrementando la chiarezza del testo, semplificando le

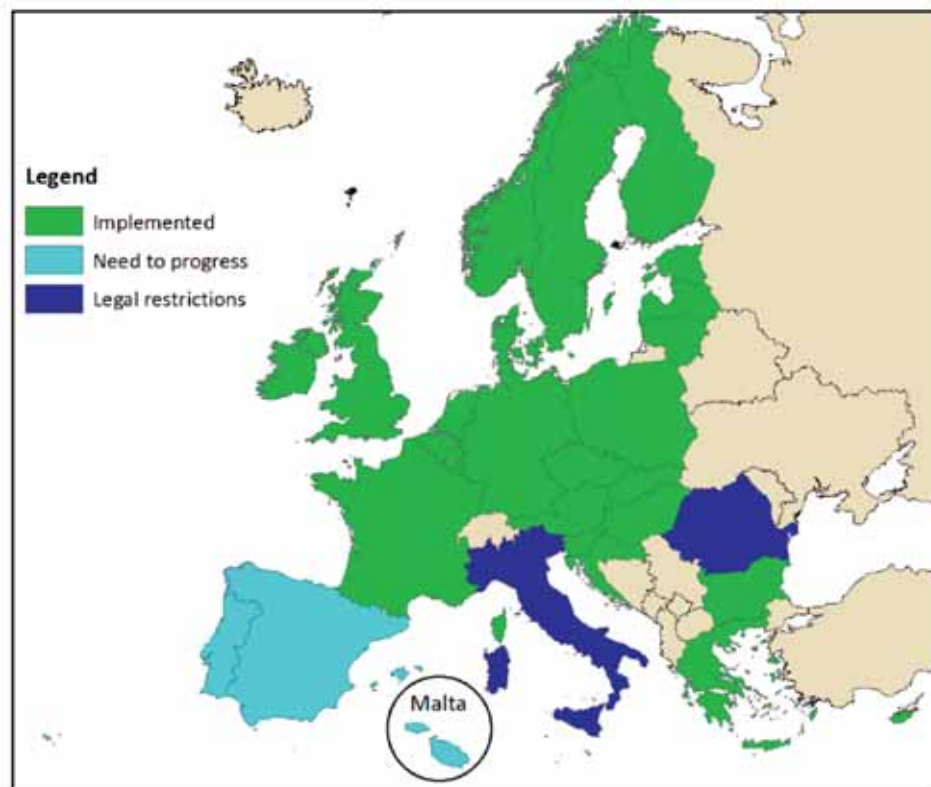
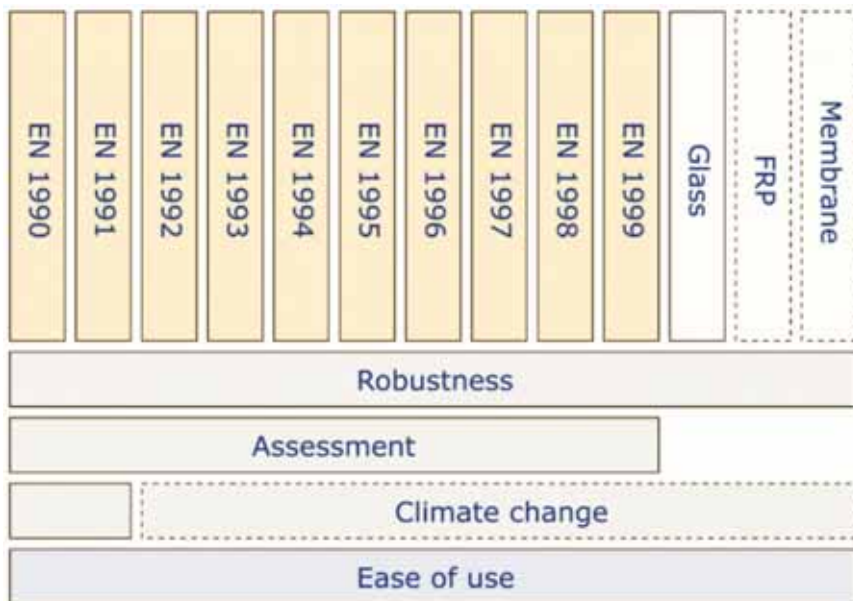


Fig. 1 | Utilizzo degli Eurocodici negli stati europei (JRC, 2015)



### 3. Eurocodice 3 per le strutture in acciaio

L'Eurocodice 3 rappresenta sicuramente uno dei principali riferimenti internazionali per la progettazione di strutture in acciaio. Questo standard è diviso in 6 parti, costituite da due gruppi principali (figura 3):

- Parte 1 (EN 1993-1) divisa in 12 parti generali (da EN 1993-1-1 a EN 1993-1-12) dedicate principalmente a regole generali e regole per gli edifici;
- 5 Parti Applicative (da EN 1993-2 a EN 1993-6) che fanno riferimento alle parti generali di EN 1993-1 e sono dedicate all'applicazione dei principi basi a specifiche strutture in acciaio.

In tale contesto, per la nuova generazione degli Eurocodici, il tema della progettazione di strutture metalliche è di particolare rilevanza ed interesse; per quanto attiene l' Eurocodice 3 è stato deciso, a livello europeo, di mantenere la struttura generale dello standard, migliorare la chiarezza e la comprensione dei concetti sviluppati, approfondire alcune tematiche

ritenute rilevanti, armonizzare le regole fra le diverse parti della norma e ridurre, per quanto possibile, il volume complessivo della norma.

#### 3.1 Eurocodice 3 per le strutture saldate in acciaio

All'interno dell' Eurocodice 3, la progettazione e realizzazione delle giunzioni saldate rappresenta una tematica sempre più approfondita e sviluppata poiché interessa ambiti e competenze trasversali che comprendono le caratteristiche metallurgiche della giunzione caratterizzata da materiale base, zona termicamente alterata e zona fusa, la geometria ed il tipo di giunzione in funzione dei carichi applicati e le proprietà meccaniche alle alte e basse temperature.

In tale contesto, all'interno dell' Eurocodice 3, la parte 1-9 inerente i fenomeni di fatica e la parte 1-10 inerente le proprietà

meccaniche a basse temperature risultano di importanza significativa per la progettazione delle giunzioni saldate. Gli obiettivi definiti per la nuova generazione di Eurocodici sono stati recepiti dai gruppi di esperti che collaborano per la modifica delle parti 1-9 e 1-10 con particolare riferimento ad alcune linee guida generali di sviluppo:

- valutazione delle strutture esistenti;
- modifica delle regole per la progettazione a fatica degli elementi strutturali per considerare la qualità di esecuzione;
- sviluppo, nel tempo, di diversi tipi di acciaio;
- effetti indotti dal trattamento post-saldatura;
- valutazione statistica dei dati a fatica;
- utilizzo della simulazione numerica per le verifiche a fatica;

formule, migliorando le immagini e le legende, limitando, dove possibile, l'utilizzo di metodi alternativi;

- la creazione di nuovi Eurocodici inerenti alle costruzioni in vetro e alle costruzioni esistenti.
- Secondo le indicazioni fornite dal CEN stesso, lo spirito per lo sviluppo della nuova generazione di Eurocodici dovrebbe seguire alcuni principi fondamentali:
- l'innovazione;
- i bisogni del mercato e la nuova realtà sociale;
- l'armonizzazione delle tematiche tecniche nazionali.

Sulla base di queste considerazioni, infatti, i moderni Eurocodici potranno costituire la base per la risoluzione di problemi complessi ed essere di facile comprensione ed utilizzo per i casi standard della progettazione. Tali considerazioni sono indicate sinteticamente in figura 2.

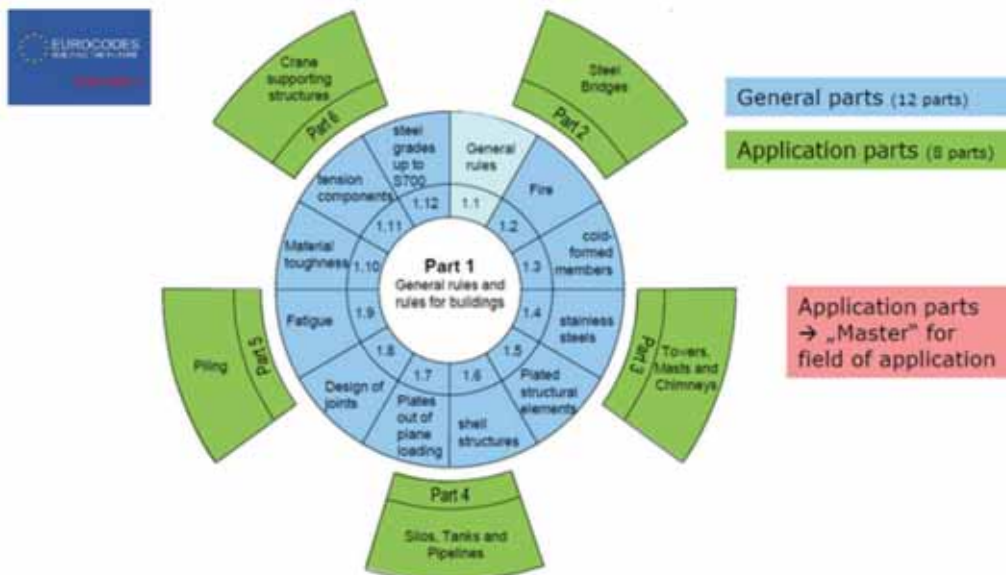


Fig. 3 | Struttura dell' Eurocodice 3

Detail category	Constructional detail	Description	Requirements
160	<p><b>NOTE</b> The fatigue strength curve associated with category 160 is the highest. No detail can reach a better fatigue strength at any number of cycles.</p>	<p><u>Rolled and extruded products:</u></p> <p>1) Plates and flats; 2) Rolled sections; 3) Seamless hollow sections, either rectangular or circular.</p>	<p><u>Details 1) to 3):</u></p> <p>Sharp edges, surface and rolling flaws to be improved by grinding until removed and smooth transition achieved.</p>

Detail category	Constructional detail	Symbol	Description	Supplementary Requirements
125			<p>① Automatic or fully mechanised butt welds, welded from both sides, without stop-starts</p>	None.
112			<p>as aforementioned, but with stop-starts</p>	
125			<p>② Automatic or fully mechanised fillet welds, without stop-starts</p>	<p>For cover plates two parallel single fillet welds are necessary. Cover plate ends should be checked using ⑥, ⑦ or ⑧ of Tab. 10.6.</p>
112			<p>as aforementioned, but with stop-starts</p>	

Fig. 4 | Tabella dell' Eurocodice 3 Parte 1-9 (in rosso le parti modificate o aggiunte)

- maggiore chiarezza del linguaggio, delle formule, delle tabelle e dei grafici contenuti;
- maggiore armonizzazione con fra le varie parti costituenti l'Eurocodice 3.

Le linee guida sopra citate trovano la loro applicazione nella formulazione dei cosiddetti "Amendment" (emendamenti) o proposte di modifica di alcuni specifici argomenti, frasi scritte nelle attuali versioni dell'Eurocodice o tabelle. Questi emendamenti vengono successivamente inviati al CEN che può decidere se rigettarli, accettarli o rinviarli al gruppo di lavoro per ulteriori approfondimenti.

Allo stato attuale è stata ultimata la stesura della Parte 1-9 e parte 1-10. Sicuramente alcune modifiche rivestono un ruolo "secondario" dal punto di vista tecnico anche se assolutamente primario dal punto di vista della chiarezza e della comprensione del testo; tuttavia, in questo articolo, si vogliono mettere in evidenza alcune delle principali modifiche tecnicamente rilevanti che sono state implementate nella nuova versione dell'Eurocodice 3.

### 3.1.1 Revisione delle tabelle

Uno dei principali obiettivi della nuova generazione degli Eurocodici è rappresentato dal miglioramento della facilità di utilizzo dello standard. In tal senso molte modifiche della Parte 1-9 riguardano la revisione delle tabelle dei dettagli di fatica attraverso i quali è possibile ricondursi alla curva a fatica corrispondente. In particolare lo scopo della revisione è quello di chiarire le note riportate sulle tabelle e migliorare la qualità dei grafici. Un esempio è dato dalla tabella riportata in figura 4.

Nella colonna "Constructional detail" la spiegazione in "NOTE" può essere equivocata considerando l'indicazione esplicita "at any cycles" che potrebbe presupporre che, per un numero limitato di cicli di fatica, la resistenza sia comunque non superiore a 160 MPa

(valore corrispondente alla categoria di dettaglio corrispondente a 2'000'000 di cicli). Tale nota, pertanto, è stata eliminata nella nuova versione. E' stata aggiunta l'indicazione esplicita del tipo di saldatura che deve essere realizzata per poter ricadere in quella specifica "Detail Category".

Nello spirito di armonizzazione delle varie Parti dell'Eurocodice 3, è stata revisionata anche la colonna "Requirements" per meglio definire gli aspetti legati alla qualità dell'esecuzione che possono modificare la resistenza a fatica. In particolare vengono esplicitate alcune indicazioni in merito alle condizioni superficiali che dovrebbero essere ottenute per ricadere nella categoria di riferimento; nella versione precedente, infatti, tali condizioni erano descritte in modo piuttosto generico (figura 5).

Con riferimento all'obiettivo di migliorare la comprensione del testo e delle tabelle, una modifica riguarda la creazione di disegni più leggibili e di più facile interpretazione. L'esempio riportato riguarda i dettagli costruttivi con presenza di bulloni o fori. Nella attuale versione (figura 6) le immagini risultano poco leggibili e l'interpretazione della posizione della cricca di fatica non è sempre esaustiva. Inoltre non è presente la distinzione fra fori e bulloni.

Nella nuova versione (figura 7) la qualità dei disegni appare maggiormente comprensibile, con una migliore indicazione delle possibili posizioni di innesco della cricca di fatica. Inoltre i disegni si differenziano nei casi di presenza di bulloni o presenza di fori solamente, indicazione che non era esplicitamente presente nella versione precedente (si vedano i dettagli 10-11 in figura 6 e i dettagli corrispondenti dettagli 11-12 in figura 7).

### 3.1.2 Effetti del trattamento di post-saldatura

Nella attuale versione della Parte 1-9, gli effetti benefici di un trattamento termico di distensione dopo saldatura in termini di aumento della resistenza a fatica del componente, sono calcolati

Detail category	Constructional detail	Description	Requirements
160 (m=)		<u>Rolled or extruded products:</u> 1) Plates and flats with as rolled edges; 2) Rolled sections with as rolled edges; 3) Seamless hollow sections, either rectangular or circular.	1) to 3) Surface condition: - Plates and flats: Class A3 according to EN 10163-2 - Profiles: Class D3 according to EN 10163-3, - Defects, sharp edges and rolling flaws should be removed by grinding until a smooth transition is achieved with surface roughness in the order of the mill scale ( $R_z \leq 200 \mu\text{m}$ )
125 (m=)		- Plates and flats: Class A2 according to EN 10163-2 - Profiles: Class C1 according to EN 10163-3 - Defects, sharp edges and rolling flaws should be removed by grinding until a smooth transition is achieved - Repair by welding should be followed by grinding until a smooth transition is achieved.	

Fig. 5 | Proposta di modifica della Tabella

112		8) Double covered symmetrical joint with preloaded high strength bolts.	8) $\Delta\sigma$ to be calculated on the gross cross-section.	<u>For bolted connections (Details 8) to 13) in general:</u>  End distance: $e_1 \geq 1,5 d$  Edge distance: $e_2 \geq 1,5 d$  Spacing: $p_1 \geq 2,5 d$  Spacing: $p_2 \geq 2,5 d$  Detailing to EN 1993-1-8, Figure 3.1
		8) Double covered symmetrical joint with preloaded injection bolts.	8) ... gross cross-section.	
90		9) Double covered joint with fitted bolts.	9) ... net cross-section.	
		9) Double covered joint with non preloaded injection bolts.	9) ... net cross-section.	
		10) One sided connection with preloaded high strength bolts.	10) ... gross cross-section.	
		10) One sided connection with preloaded injection bolts.	10) ... gross cross-section.	
80		11) Structural element with holes subject to bending and axial forces	11) ... net cross-section.	
		12) One sided connection with fitted bolts.	12) ... net cross-section.	
50		12) One sided connection with non-preloaded injection bolts.	12) ... net cross-section.	
		13) One sided or double covered symmetrical connection with non-preloaded bolts in normal clearance holes. No load reversals.	13) ... net cross-section.	

Fig. 6 | Continuazione Tabella 8.1 (versione attuale)

considerando, nel calcolo della variazione della tensione, il contributo del 60% della componente in compressione come indicato in figura 8. La descrizione riportata nel testo e l'immagine proposta in EC 3 possono essere ambigui per i casi in cui si abbia un ciclo di fatica in sola compressione o sola trazione.

Nasce quindi l'esigenza di modificare l'immagine in funzione di tre casi distinti:

- Caso 1: intero ciclo in trazione;
- Caso 2: intero ciclo in parte in trazione ed in parte in compressione;

- Caso 3: intero ciclo in compressione.

In tutti questi casi viene quindi formulato il beneficio ottenuto dal trattamento di distensione indicando la procedura per il calcolo della variazione di tensione associata. La modifica è riportata in figura 9.

### 3.1.3 Curve SN di fatica

Le curve SN (Stress amplitude - Number of cycles to rupture; diagramma bilogarithmico) presenti nell'attuale versione dell'EC 3 sono state ricavate sulla base dei dati sperimentali disponibili ai

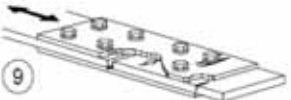
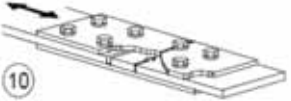
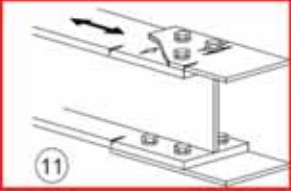
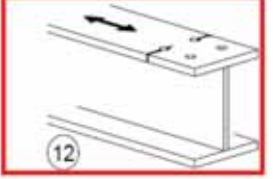
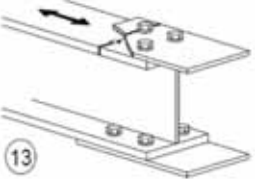
Detail category	Constructional detail	Description	Requirements
112		9) Double covered symmetrical joint with preloaded high strength bolts or preloaded injection bolts.	9) $\Delta\sigma$ should be calculated on the gross cross-section.
90		10) Double covered joint with fitted bolts or non-preloaded injection bolts.	10) ... net cross-section.
		11) One-sided connection with preloaded high strength bolts or preloaded injection bolts.	11) ... gross cross-section.
		12) Structural element with holes subject to bending and axial forces	12) ... net cross-section.
80		13) One-sided connection with fitted bolts or non-preloaded injection bolts.	13) ... net cross-section.

Fig. 7 | Continuazione Tabella 8.1 (nuova versione)

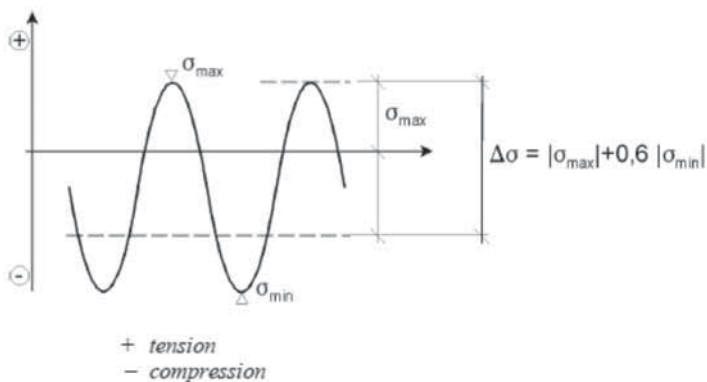


Fig. 8 | Ampiezza di tensione per dettagli soggetti a trattamenti termici post-saldatura

tempi della stesura della norma. Nel corso degli anni le tecnologie di saldatura, i controlli in fabbricazione e la qualità dei materiali hanno contribuito a migliorare le prestazioni dei dettagli strutturali nei confronti della fatica. Inoltre sono a disposizione al giorno d'oggi sempre più dati sperimentali che costituiscono la base statistica per la revisione delle curve SN. In tal senso, infatti, è stato possibile osservare, attraverso lo studio di questa quantità di dati, che le attuali curve SN non sono, in alcuni casi, rappresentative del comportamento a fatica dei dettagli costruttivi riportati in EC 3; in particolare i due coefficienti angolari utilizzati per le differenti curve SN ( $m=3$  nel primo tratto ed  $m=5$  nel secondo), non sono

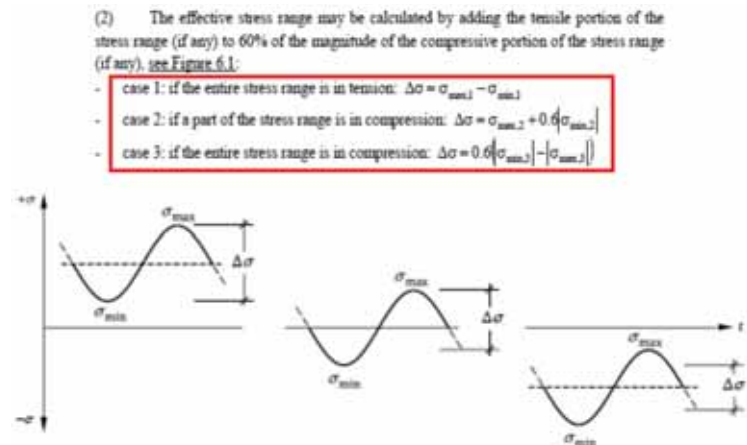


Fig. 9 | Modifica dell'ampiezza di tensione per dettagli soggetti a trattamenti termici post-saldatura (nel riquadro si evidenziano le modifiche)

sempre coerenti con i risultati statistici ricavati dai test sperimentali che suggeriscono l'adozione di coefficienti angolari differenti da quelli previsti per alcuni dettagli costruttivi soprattutto considerando il comportamento ad elevato numero di cicli dove, peraltro, la letteratura tecnica è più carente di dati. Un esempio di quanto descritto è riportato in figura 10, dove sono indicate le diverse curve SN in funzione del tipo di "edge" realizzato. L'acquisizione di una notevole quantità di dati sperimentali per differenti dettagli costruttivi e la successiva analisi statistica

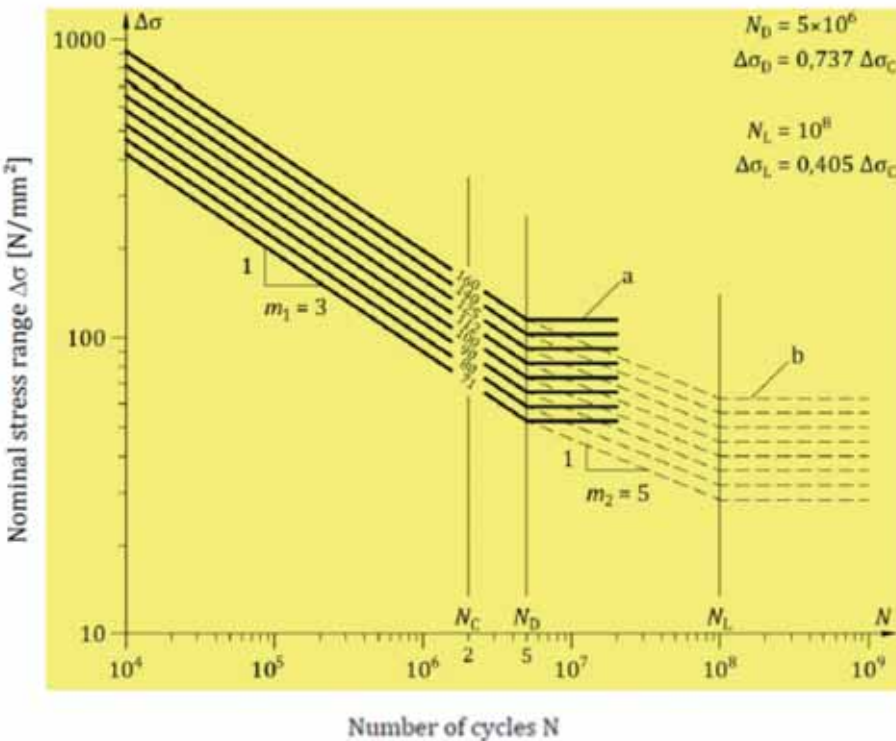
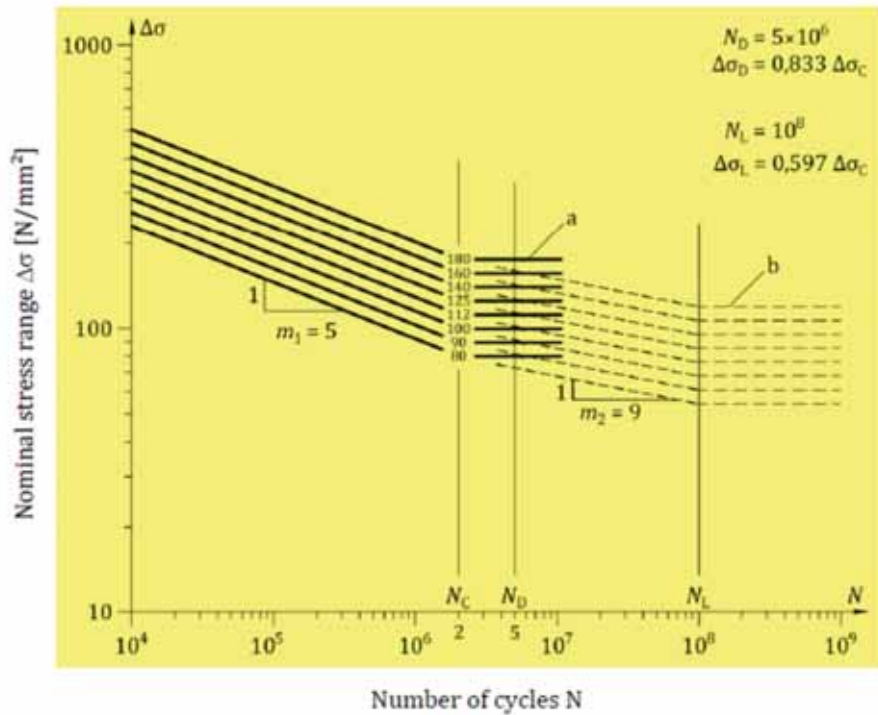


Fig. 10 | Nuove curve SN in funzione del tipo di “edge”

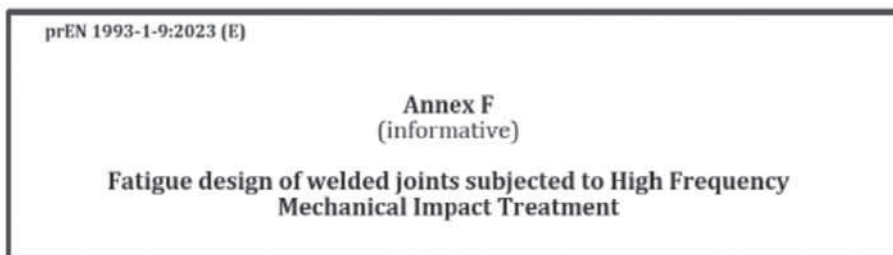


Fig. 11 | Allegato F della nuova versione della norma EN 1993-1-9

hanno comportato, di conseguenza, la modifica delle attuali curve SN in modo tale che possano essere più rappresentative dei risultati delle recenti analisi scientifiche.

### 3.1.4 Utilizzo del HFMI

Nell'ultimo aggiornamento della norma sarà inoltre presente un allegato (figura 11) specifico inerente all'utilizzo dei processi di “HFMI” (High Frequency Mechanical Impact) ovvero un allegato che contiene le prescrizioni normative in merito ad alcuni metodi meccanici che possono incrementare la resistenza a fatica.

I processi considerati sono HiFIT, PIT, UIT e sono validi solamente per 3 specifici dettagli costruttivi riportati in figura 12.

### 3.1.5 Resistenza alla rottura fragile

Gli acciai, in talune circostanze, specialmente alle basse temperature ed in presenza di difetti, possono manifestare meccanismi di collasso improvvisi e catastrofici che si ascrivono alla cosiddetta “rottura fragile”. Vista l'importanza dell'argomento, anche la parte 1-10 dell' EC 3 è stata oggetto di revisione e modifica nel corso degli ultimi anni. Questa parte, che tratta le proprietà di tenacità degli acciai da costruzione, ovvero la capacità di resistere alla rottura fragile, è stata modificata principalmente nella Tabella 2.1, alla luce dei nuovi acciai da costruzioni ad alta resistenza che sono attualmente a disposizione nel mercato. In particolare, sono stati aggiunti gli acciai S500, S550, S620 secondo 10025-6 e S500, S550, S600, S650 e S700 secondo 10149-2 (figura 13). L'obiettivo, in questo caso, è quello di soddisfare le esigenze del mercato ed adeguare, di conseguenza, gli standard normativi per coprire la più ampia gamma di acciai da costruzione. Inoltre a queste casistiche vengono associati anche gli “Execution Class” della EN 1090.

### 3.1.6 Utilizzo dell'analisi numerica ad elementi finiti

L'analisi numerica ad elementi finiti (Finite Element Analysis, FEA) rappresenta, al giorno d'oggi, uno degli strumenti più utilizzati e più performanti per lo studio dello stato di tensione e deformazione in un componente strutturale. In letteratura ormai vi sono metodi comprovata validità che sfruttano la FEA per la valutazione del comportamento strutturale. A tale scopo è stata quindi creata una nuova parte dell'Eurocodice che tratta questo argomento: Part 1-14: “Design assisted by finite element analysis”. In esso si trovano le prescrizioni per definire l'uso della simulazione numerica nell'ambito della

Table F.1 — Constructional details

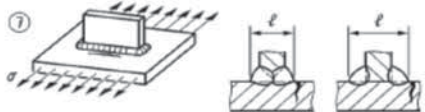

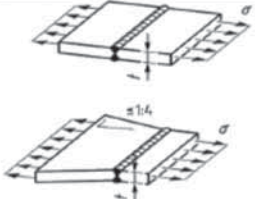



Design of the constructional detail	Weld symbol	Description
 (not all cases presented)		Transversal stiffener Tab. 10.5, Details ⑦ to ⑩
 (not all cases presented)		Transversal butt weld Tab. 10.4, Details ②, ③, ⑲ and ⑳
 L = attachment length (not all cases presented)		Longitudinal stiffener Tab. 10.5, Details ① and ②

Fig. 12 | Dettagli applicabili per i metodi HFMI

Table 4.2: Maximum permissible values of element thickness  $t$  in mm for Execution Classes EXC3 and EXC4

Steel grade	Quality	KV		Reference Temperature $T_{RH}$ [°C]																																			
		T [°C]	$f_{HK}$	$\sigma_{Re} = 0,75 f_t(t)$												$\sigma_{Re} = 0,5 f_t(t)$												$\sigma_{Re} = 0,25 f_t(t)$											
				10	0	-10	-20	-30	-40	-50	-80	-120	10	0	-10	-20	-30	-40	-50	-80	-120	10	0	-10	-20	-30	-40	-50	-80	-120									
S235	JR	20	27	60	50	40	35	30	25	20	10	5	90	75	65	55	45	40	35	20	15	135	115	100	85	75	65	60	40	30									
	J0	0	27	90	75	60	50	40	35	30	15	10	125	105	90	75	65	55	45	30	15	175	155	135	115	100	85	75	50	35									
	J2	-20	27	125	105	90	75	60	50	40	25	10	170	145	125	105	90	75	65	40	20	200	200	175	155	135	115	100	65	40									
S275	JR	20	27	55	45	35	30	25	20	15	10	5	80	70	55	50	40	35	30	20	10	125	110	95	80	70	60	55	40	25									
	J0	0	27	75	65	55	45	35	30	25	15	5	115	95	80	70	55	50	40	25	15	165	145	125	110	95	80	70	45	30									
	J2	-20	27	110	95	75	65	55	45	35	20	10	155	130	115	95	80	70	55	35	20	200	190	165	145	125	110	95	60	40									
	K2,M,N M,L,NL	-20 -50	40	135	110	95	75	65	55	45	25	10	180	155	130	115	95	80	70	40	20	200	200	190	165	145	125	110	70	40									
S355	JR	20	27	40	35	25	20	15	15	10	5	5	65	55	45	40	30	25	25	15	10	110	95	80	70	60	55	45	30	20									
	J0	0	27	60	50	40	35	25	20	15	10	5	95	80	65	55	45	40	30	20	10	150	130	110	95	80	70	60	40	25									
	J2	-20	27	90	75	60	50	40	35	25	15	5	135	110	95	80	65	55	45	25	15	200	175	150	130	110	95	80	55	30									
	J4	-40	27	130	110	90	75	60	50	40	20	10	180	155	135	110	95	80	65	40	20	200	200	195	170	150	130	110	70	40									
	K2,M,N S,M,L,NL	-20 -50	40	110	90	75	60	50	40	35	20	5	155	135	110	95	80	65	55	30	15	200	200	175	150	130	110	95	60	35									
S420	JR	20	27	35	30	20	20	15	10	10	5	-	60	50	40	35	25	20	20	10	5	100	85	75	65	55	45	40	30	20									
	J0	0	27	55	45	35	30	20	20	15	5	-	85	70	60	50	40	35	25	15	10	140	120	100	85	75	65	55	35	20									
	J2	-20	27	80	65	55	45	35	30	20	10	5	120	100	85	70	60	50	40	20	10	185	160	140	120	100	85	75	45	30									
	J4	-40	27	115	95	80	65	55	45	35	20	5	165	140	120	100	85	70	60	35	15	200	200	185	160	140	120	100	65	35									
	K2,M,N S,M,L,NL	-20 -50	40	95	80	65	55	45	35	30	15	5	140	120	100	85	70	60	50	25	15	200	185	160	140	120	100	85	55	30									

Steel grade	Quality	KV		Reference Temperature $T_{RH}$ [°C]																																			
		T [°C]	$f_{HK}$	$\sigma_{Re} = 0,75 f_t(t)$												$\sigma_{Re} = 0,5 f_t(t)$												$\sigma_{Re} = 0,25 f_t(t)$											
				10	0	-10	-20	-30	-40	-50	-80	-120	10	0	-10	-20	-30	-40	-50	-80	-120	10	0	-10	-20	-30	-40	-50	-80	-120									
S550	MC	-20	40	75	60	50	40	30	25	20	10	5	115	95	80	65	55	45	35	20	10	185	160	140	120	100	85	75	45	25									
	Q	0	40	50	40	30	25	20	15	10	5	-	80	65	55	45	35	30	25	15	5	140	120	100	85	75	60	55	35	20									
	Q <sub>1</sub>	-20	30	60	50	40	30	25	20	15	5	-	95	80	65	55	45	35	30	15	5	160	140	120	100	85	75	60	40	20									
	QL	-20	40	75	60	50	40	30	25	20	10	5	115	95	80	65	55	45	35	20	10	185	160	140	120	100	85	75	45	25									
	QL	-40	30	90	75	60	50	40	30	25	10	5	135	115	95	80	65	55	45	25	10	210	185	160	140	120	100	85	55	30									
	QL1	-40	40	110	90	75	60	50	40	30	15	5	160	135	115	95	80	65	55	30	15	240	210	185	160	140	120	100	60	35									
S600	MC	-20	40	70	55	45	35	30	20	15	5	-	105	90	75	60	50	40	35	20	5	175	155	130	110	95	80	70	40	20									
	Q	0	40	45	35	25	20	15	15	10	5	-	70	60	50	40	30	25	20	10	5	130	110	95	80	65	55	50	30	15									
	Q <sub>1</sub>	-20	30	55	45	35	25	20	15	15	5	-	85	70	60	50	40	30	25	15	5	150	130	110	95	80	65	55	35	20									
	QL	-20	40	65	55	45	35	25	20	15	5	-	105	85	70	60	50	40	30	15	5	175	150	130	110	95	80	65	40	20									
	QL	-40	30	80	65	55	45	35	25	20	10	5	125	105	85	70	60	50	40	20	10	200	175	150	130	110	95	80	50	25									
S620	QL1	-40	40	100	80	65	55	45	35	25	15	5	145	125	105	85	70	60	50	25	10	230	200	175	150	130	110	95	55	30									
	QL1	-60	30	120	100	80	65	55	45	35	15	5	170	145	125	105	85	70	60	30	15	250	230	200	175	150	130	110	65	35									

Fig. 13 | Nuova tabella della Parte 1-10 dell' EC 3



progettazione e della verifica dei componenti strutturali con particolare riguardo ai metodi utilizzati per la verifica a fatica. Difatti vengono, in quest'ottica, descritti in dettaglio il metodo "hot spot" ed "effective notch" i cui punti essenziali sono:

- definizione del tipo di elementi da utilizzare (shell o solid);
- limiti di applicazione del metodo;
- tipo di griglia o mesh da realizzare;
- procedura per la verifica;
- eventuali documenti tecnici di riferimento.

#### 4. Considerazioni conclusive

Nell'ambito del programma di sviluppo della nuova generazione di standard europei per la progettazione strutturale e geotecnica (Eurocodici), sostenuto dalla Commissione Europea, è prevista per l'anno 2024 la pubblicazione dell'aggiornamento delle norme

abbracciando le nuove tecnologie ed esigenze di mercato. In tale contesto, il tema della progettazione di strutture metalliche saldate è di particolare rilevanza ed interesse: l'obiettivo dell' Eurocodice 3 (Progettazione di strutture in acciaio) è stato quello di migliorare la chiarezza e la comprensione dei concetti sviluppati, approfondire alcune tematiche ritenute rilevanti, armonizzare le regole fra le diverse parti della norma e ridurre, per quanto possibile, il volume complessivo della norma.

In questa memoria si è voluto evidenziare, in modo succinto, una panoramica delle principali tematiche trattate per la revisione dell'Eurocodice 3: sono state descritte e riportate alcune delle più significative modifiche apportate ai documenti tecnici, esaminando criticamente le motivazioni alla base delle stesse e gli obiettivi che si vogliono ottenere.



#### Stefano Sandon

Ha conseguito la Laurea Magistrale in Ingegneria delle Costruzioni presso l'Università degli Studi di Genova nel 2008 (magna cum laude). Nel 2011 ha ottenuto il Dottorato di Ricerca in Ingegneria Strutturale e Geotecnica presso l'Università degli Studi di Genova e nel Dicembre dello stesso anno inizia a lavorare presso la società IIS Service srl (Gruppo Istituto Italiano della Saldatura) nella Divisione Ingegneria. Nel 2012 ottiene il diploma International Welding Engineer (IWE) e la carica di "National Expert" (nominato dall'Ente Italiano di Normazione UNI) per i gruppi di lavoro sull'Eurocodice CEN/TC 250/SC 3/WG 8, CEN/TC 250/SC 3/WG 9, CEN/TC 250/SC 3/WG 9. Dal 2018 riveste il ruolo di responsabile dell'Area di Ingegneria Strutturale di IIS Service srl.

**ABBONARSI AL CTA!**

Dal 1966  
per lo studio e il perfezionamento  
della tecnica  
della costruzione metallica

**I VANTAGGI**

- 6 numeri della rivista **COSTRUZIONI METALLICHE** in formato cartaceo ed elettronico → in uscita nel formato elettronico
- I quaderni e le pubblicazioni arretrate
- Scorri sulle pubblicazioni arretrate
- partecipazione a quote ridotte ai nostri webinar, seminari e corsi e al Congresso
- libero accesso all'archivio di Costruzioni Metalliche ed altre pubblicazioni tecniche sul sito CTA [collegiatecnicacciaio.it](http://collegiatecnicacciaio.it)

**CTA**  
COLLEGIO  
DEI TECNICI  
DELL'ACCIAIO

[in c-t-a-collegio-dei-tecnici-dell'acciaio](https://www.linkedin.com/company/cta-collegio-dei-tecnici-dell'acciaio) [collegiatecnicacciaio.it](http://collegiatecnicacciaio.it) [f CollegioTecniciAcciaio](https://www.facebook.com/CollegioTecniciAcciaio)

# Potenzialità applicative di pannelli in acciaio sagomato a freddo con macro-fori per la riqualificazione integrata di edifici esistenti

## *Preliminary considerations on cold-formed steel panels with burring holes for the integrated renovation of existing buildings*

M. Gualdi<sup>1</sup>, A. Belleri<sup>1\*</sup>, S. Labò<sup>1</sup>, A. Marini<sup>1</sup>, A. Sato<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Dipartimento di Ingegneria e Scienze Applicate, Università di Bergamo, Dalmine | <sup>2</sup> Nagoya Institute of Technology, Nagoya, Japan

Gran parte degli edifici esistenti in Italia presenta carenze dal punto di vista energetico, strutturale ed architettonico. Recentemente, l'Unione Europea ha promosso numerose iniziative volte a mitigare gli impatti del settore delle costruzioni. Ciò implica la necessità di adottare specifiche strategie per incrementare le prestazioni delle strutture esistenti, come la progettazione di interventi di retrofit integrati energetico-strutturali, in conformità ai principi di Life Cycle Thinking. Tali interventi consentono non solo di superare le barriere alla riqualificazione, ma anche di agire contestualmente su diversi ambiti: dalla sicurezza strutturale al comfort abitativo, dagli aspetti architettonici all'efficienza energetica e alla sostenibilità ambientale. In questo contesto, il presente lavoro ha l'obiettivo di fornire valutazioni preliminari sulla possibile applicazione di pannelli in acciaio formato a freddo con macro-fori passanti per il recupero olistico di edifici esistenti in calcestruzzo armato tramite interventi condotti dall'esterno.

*A considerable number of existing buildings in Italy have deficiencies in terms of energy efficiency, structural safety and architectural appearance. Recently, the European Union has promoted numerous initiatives aimed at mitigating the impact of the construction sector. As a result, there is a need to develop specific strategies to improve the performance of existing buildings, such as the design of integrated seismic energy retrofit measures that comply with the principles of Life Cycle Thinking. These strategies not only overcome the barriers to the refurbishment of buildings, but also consider various aspects such as structural safety, living comfort, architectural features, energy efficiency and environmental sustainability. In this context, this study aims to provide preliminary considerations on the possible application of cold-formed steel panels with burring holes for the holistic renovation of existing reinforced concrete buildings through external interventions.*

### 1. Introduzione

Il settore delle costruzioni è uno dei più impattanti su scala globale. In particolare, in Europa, è responsabile del 40% del consumo di energia, del 30% della produzione di rifiuti e del 50% del consumo di materie prime [1]. È evidente la necessità di adottare nuove soluzioni volte a potenziare la sostenibilità nel settore delle costruzioni, tenendo in considerazione gli aspetti sociali, economici e ambientali, noti come i 'tre pilastri' della sostenibilità [2].

Gli edifici residenziali europei sono in larga parte costituiti da strutture in calcestruzzo armato, le cui problematiche legate all'obsolescenza coinvolgono sia gli elementi strutturali che quelli non strutturali. In Italia, circa il 70% degli edifici residenziali esistenti fu costruito prima del 1974 [3]; tali edifici hanno quindi

esaurito la vita nominale di 50 anni e sono stati progettati senza considerare le moderne misure per resistere alle azioni sismiche. In aggiunta, spesso la performance energetica di tali edifici è insufficiente, richiedendo un'ingente quantità di energia per assicurare adeguati livelli di comfort termico agli abitanti. Risulta quindi chiara l'urgente necessità di rinnovare il patrimonio edilizio esistente. Si osserva come gli interventi di demolizione e ricostruzione non siano adottabili su larga scala a causa del notevole impatto ambientale legato al consumo di materie prime e alla produzione di rifiuti. Inoltre, l'attuale tasso di riqualificazione degli edifici esistenti si attesta a circa l'1% [4], principalmente a causa di ostacoli legati alla necessità di relocare temporaneamente gli abitanti, e riguarda spesso interventi di solo efficientamento

\* Corresponding author. Email: andrea.belleri@unibg.it

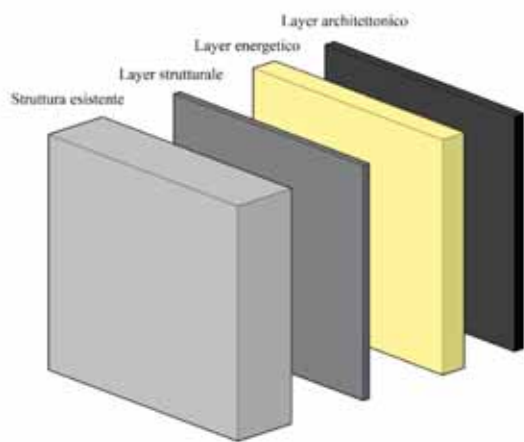


Fig. 1 | Disposizione degli strati in interventi integrati.

energetico. L'incremento delle performance strutturali viene considerato generalmente in situazioni emergenziali.

Un approccio integrato per la riqualificazione degli edifici esistenti (figura 1) consente di incrementare efficacemente con un unico intervento le performance strutturali ed energetiche e di riconfigurarne l'aspetto architettonico [5].

Inoltre, l'adozione di soluzioni applicabili principalmente dall'esterno, come gli esoscheletri in acciaio trattati nel presente studio, consente di ridurre il disturbo arrecato agli abitanti, evitando la rilocazione e riducendo l'invasività del cantiere. Un'ulteriore strategia interessante è rappresentata dalla riabilitazione incrementale, che consente di programmare gli interventi di riqualificazione integrata negli anni, distribuendoli nel tempo, riducendo i costi e gli impatti iniziali delle lavorazioni [6]. Infine, l'applicazione del concetto di Life Cycle Thinking (LCT)

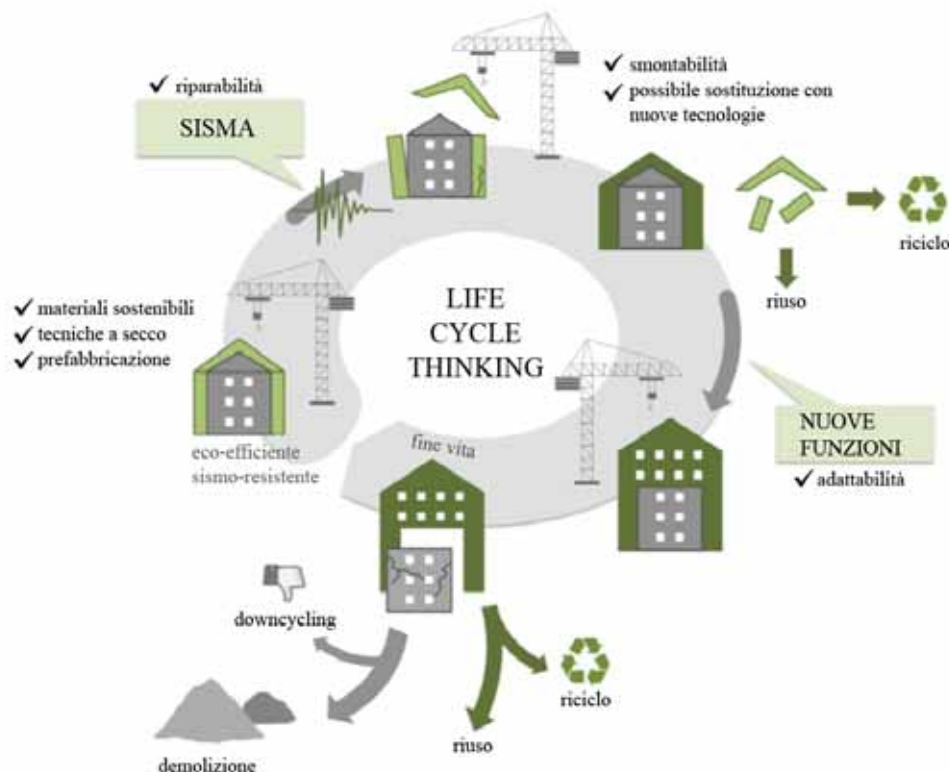


Fig. 2 | Life Cycle Thinking (LCT) applicato agli edifici esistenti. Adattato da [5].

sugli interventi integrati (figura 2) consente di massimizzarne le performance e di minimizzarne gli impatti ambientali, economici e sociali durante tutto il ciclo di vita degli edifici stessi. In particolare, seguendo tali principi, l'attenzione si focalizza sulla selezione di materiali e tecnologie a basso impatto, prefabbricate, al fine di ridurre la durata dei lavori, sull'implementazione di soluzioni che assicurino la riparabilità o sostituzione in caso di evento sismico, e sull'attenzione alla smontabilità, riciclo o riutilizzo dei componenti al termine del ciclo di vita [7].

In quest'ottica, l'applicazione di pannelli in acciaio formato a freddo con macro-fori passanti nella lamiera è una valida soluzione perché consente non solo di condurre interventi integrati, costituendo il layer strutturale, ma anche di limitare gli effetti ambientali a partire dalla fase produttiva fino allo smontaggio. È possibile, infatti, progettare e realizzare pannelli standardizzati che, una volta raggiunta la fase di fine vita dell'edificio, possano essere smontati e riutilizzati in altre strutture da riqualificare oppure ad esempio in edifici di nuova costruzione con struttura in acciaio. Tale approccio consentirebbe di incrementare notevolmente gli indici di sostenibilità.

## 2. Pannelli in acciaio formato a freddo con macro-fori

I pannelli in acciaio formato a freddo (CFS) vengono ad oggi impiegati in paesi come il Nord America e il Giappone, dove le strutture da normativa possono essere realizzate con telai in acciaio accoppiati a pannellature con funzione di "Lateral Force Resisting Systems" (LFRS) resistenti alle sollecitazioni orizzontali da vento e da sisma. La norma AISI S400 [8], adottata negli Stati Uniti, in Canada e in Messico, prevede specifiche tecniche riguardo la

progettazione sismica di questi elementi. In Europa, la versione attuale degli Eurocodici [9] non contempla l'utilizzo della soluzione sopraesposta come rinforzo sismico, pertanto per la sua applicazione sono necessari test sperimentali. Tuttavia, nella prossima generazione dell'Eurocodice 8 è prevista una sezione specifica dedicata al dimensionamento e alle verifiche di pannelli a taglio CFS per applicazioni sismiche. Tipicamente i pannelli CFS vengono adottati per la costruzione di nuovi edifici. Tuttavia, data la peculiarità del patrimonio edilizio europeo ed italiano, un approccio innovativo consiste nell'adattamento di tali sistemi per il recupero delle strutture esistenti.

In Giappone, presso l'università Nagoya Institute of



Fig. 3 | Esempi di applicazione dei pannelli studiati dal gruppo di ricercatori del Nagoya Institute of Technology [10], [12].

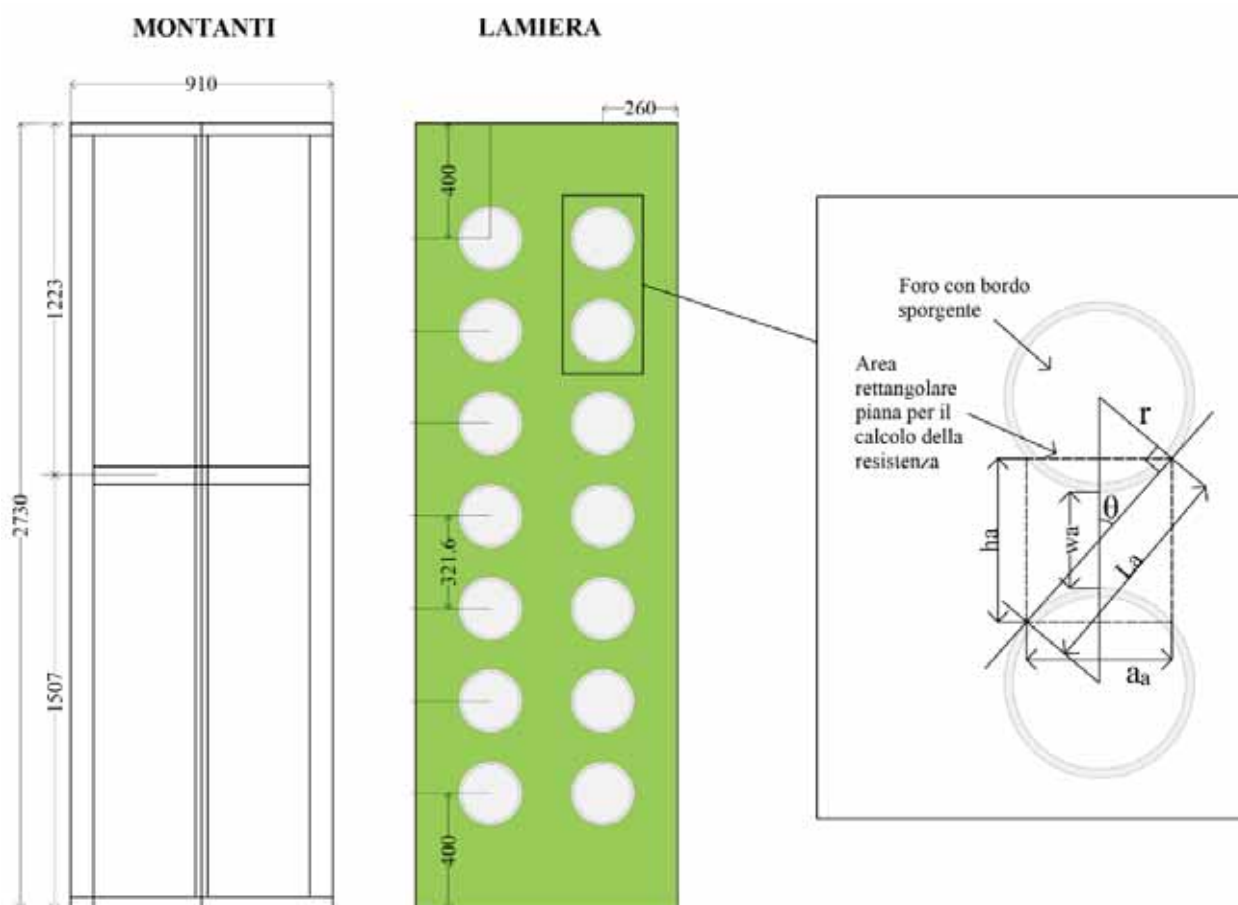


Fig. 4 | Specifiche geometriche del pannello e parametri per il calcolo dell'area resistente. Adattato da [11] e [12].

Technology, è stato proposto un modello di pannello in acciaio formato a freddo con macro-fori passanti per l'applicazione su edifici medio-bassi di nuova realizzazione [10], [11]. Esempi di applicazione sono riportati in figura 3.

La configurazione standard del pannello è costituita da lamiera (altezza di 2,73 m, larghezza di 0,455 m e spessore che varia tra 1 e 1,2 mm) contenenti fori sporgenti da un lato con diametro di 200 mm. Ulteriori dettagli sulle caratteristiche geometriche sono

riportati in figura 4.

Gli sforzi che si generano nel pannello a causa delle sollecitazioni sismiche tendono a concentrarsi negli intervalli tra i fori fino all'instabilità locale a taglio della lamiera e allo snervamento in fase di post-instabilità. I bordi sporgenti dei fori hanno la funzione di evitare meccanismi più estesi di instabilità della lamiera. Sulla base del meccanismo resistente a taglio, in [12] è stata definita una formulazione analitica per il calcolo della resistenza del pannello

(1), che fa riferimento ai parametri indicati in figura 4.

$$Q_a = 2 \cdot [\tau_a \cdot w_a \cdot t \cdot (n - 1) + \tau_b \cdot w_b \cdot t + \tau_c \cdot w_c \cdot t] \cdot \left(\frac{W}{H}\right) \quad (1)$$

$$\tau_i = k_{vi} \cdot \pi^2 \cdot E \cdot \left\{ \frac{(t/h_i)^2}{[12 \cdot (1 - \nu^2)]} \right\} \quad i=a, b, c$$

$$\begin{cases} k_{vi} = 4.0 + 5.34 \cdot (h_i/a_i)^2 & \text{if } (a_i/h_i) \leq 1.0 \\ k_{vi} = 5.34 + 4.0 \cdot (h_i/a_i)^2 & \text{if } (a_i/h_i) > 1.0 \end{cases}$$

$$h_a = L_a \cos \theta$$

$$a_a = 2r$$

$$L_a = 2\sqrt{(r + w_0/2)^2 - r^2}$$

Dove:

- $\tau_a, \tau_b, \tau_c$  sono gli sforzi associati all'instabilità a taglio negli intervalli tra i fori.
- $w_a, w_b, w_c$  sono le dimensioni degli intervalli.
- $t$  è lo spessore della lamiera del pannello.
- $n$  è il numero di fori.
- $E$  è il modulo elastico dell'acciaio.
- $\nu$  è il coefficiente di Poisson.
- $r$  è il raggio dei fori.

Lo scopo di questo studio è effettuare delle valutazioni preliminari circa l'applicabilità e l'efficacia dei pannelli in acciaio a freddo (CFS) con macro-fori come sistema di retrofit integrato per edifici esistenti in calcestruzzo armato, basandosi sulle prove sperimentali dei pannelli disponibili in letteratura.

### 3. Modellazione semplificata del pannello

La prima fase dello studio ha previsto lo sviluppo di un modello semplificato agli elementi finiti in grado di replicare in modo efficace la resistenza e la rigidezza del pannello reale con macro-fori per l'esecuzione di analisi statiche non lineari. L'idea si basa sulla suddivisione del modello in due parti principali (figura 5):

- I montanti e i traversi esterni modellati come elementi monodimensionali incernierati tra loro con la funzione di trasmettere solo azione assiale. Il profilo scelto è un tubolare a sezione quadrata, 90x90x6 mm.
- La lamiera interna, responsabile della resistenza a taglio e della rigidezza, modellata con elementi monodimensionali in configurazione di croce con le estremità incernierate a montanti e traversi esterni. Il comportamento non-lineare del sistema è governato dalla formazione di due cerniere plastiche nell'elemento orizzontale. Gli elementi hanno una sezione rettangolare con dimensioni 260,3x50 mm.

Il modello è stato sviluppato con il software Midas GEN [13], dove tutti gli elementi sono stati inseriti come elementi beam e le cerniere plastiche negli elementi interni sono caratterizzate da curve momento-rotazione trilineari. È stata eseguita un'analisi statica non lineare per ricavare la curva di comportamento, che, come rappresentato in figura 6, segue l'andamento della curva sperimentale. Con riferimento a [10], [11], [12], il pannello rimane elastico fino al raggiungimento dell'instabilità delle zone tra i fori. Segue poi una fase di post-buckling fino alla plasticizzazione del pannello. Tutti gli elementi del telaio e le connessioni rimangono in campo elastico.

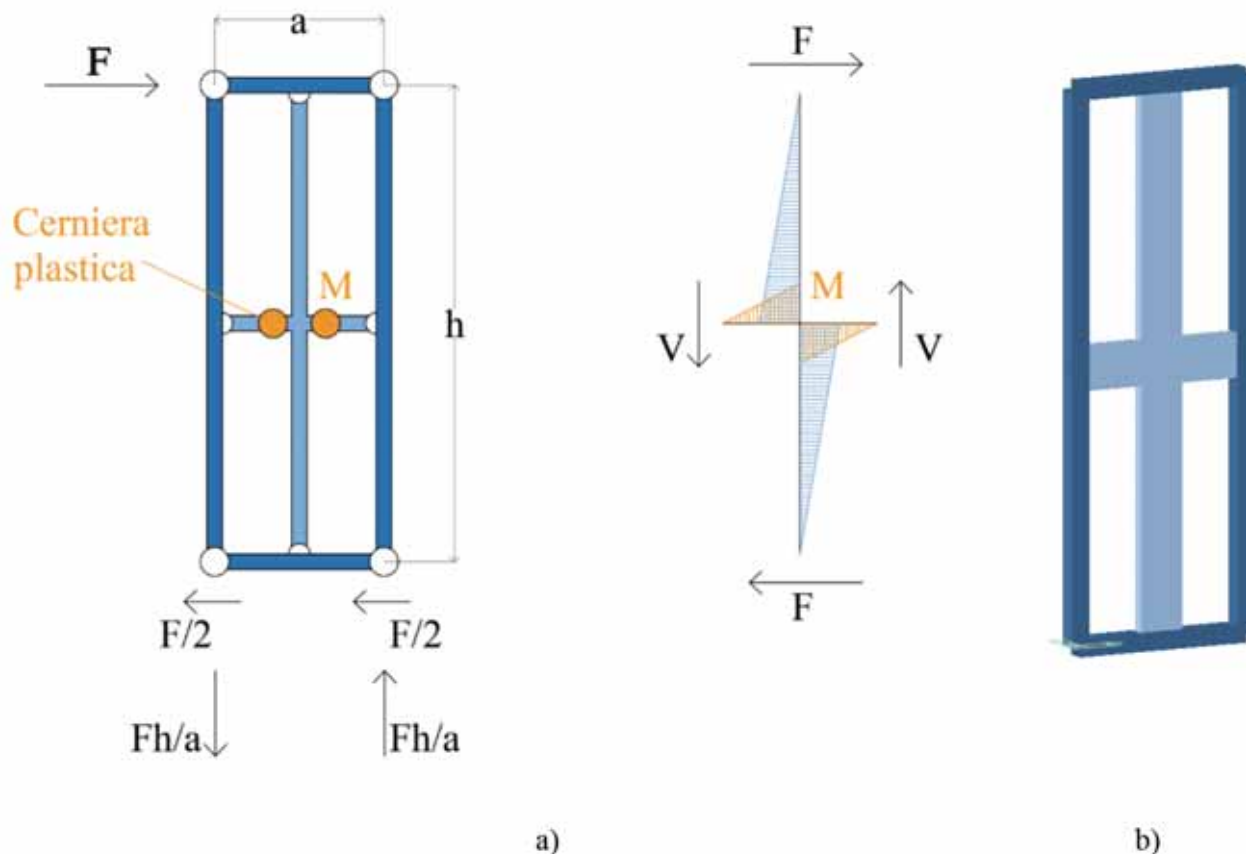


Fig. 5 | a) Schema concettuale del modello proposto per il pannello e b) modello agli elementi finiti.

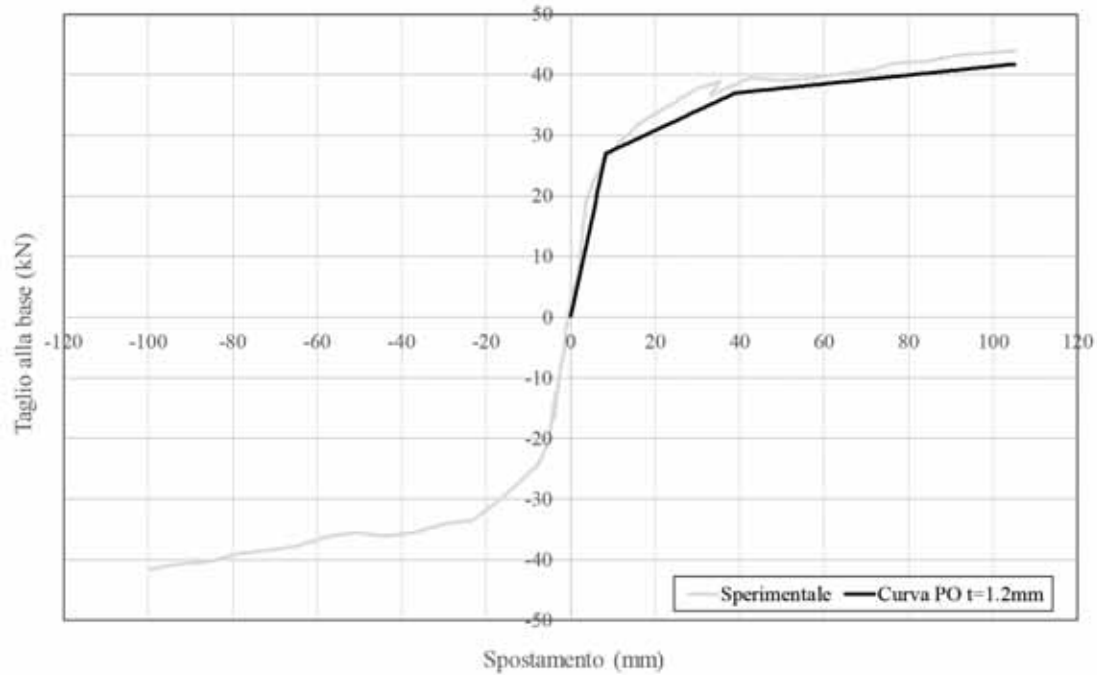


Fig. 6 | Confronto tra curva sperimentale [11] e curva derivata dall'analisi statica non lineare con il modello a elementi finiti proposto.

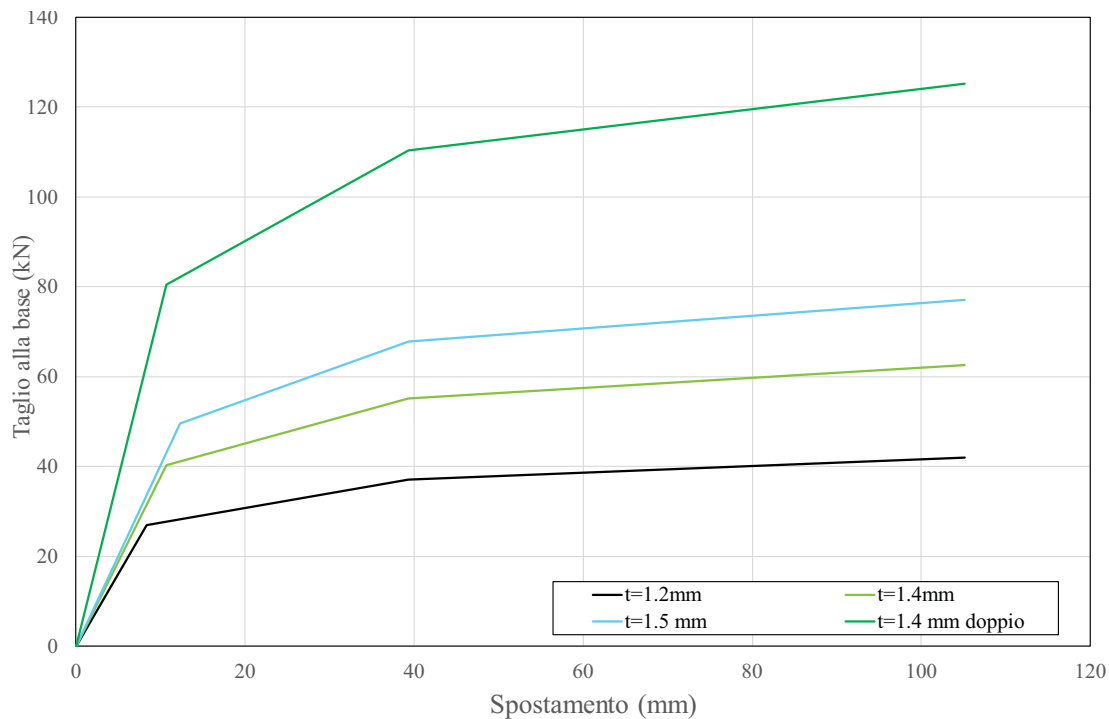


Fig. 7 | Curve di comportamento del pannello al variare dello spessore ( $t=1.2$  mm,  $t=1.4$  mm,  $t=1.5$  mm e  $t=1.4$  mm doppio).

Inoltre, a partire dalla curva di comportamento per il pannello con spessore di 1,2 mm e dalla formulazione proposta in [12], vengono derivate in modo preliminare le caratteristiche di resistenza e di rigidezza del pannello con spessori superiori (figura 7). In figura 7, con pannello doppio si intende un elemento in cui vengono introdotte due lamiere di uguale spessore collegate

ai montanti verticali e orizzontali sulle due facce opposte del pannello. L'obiettivo è quello di adattare lo spessore del pannello per rispondere alle esigenze strutturali per il retrofit degli edifici esistenti, come riportato nelle sezioni successive.

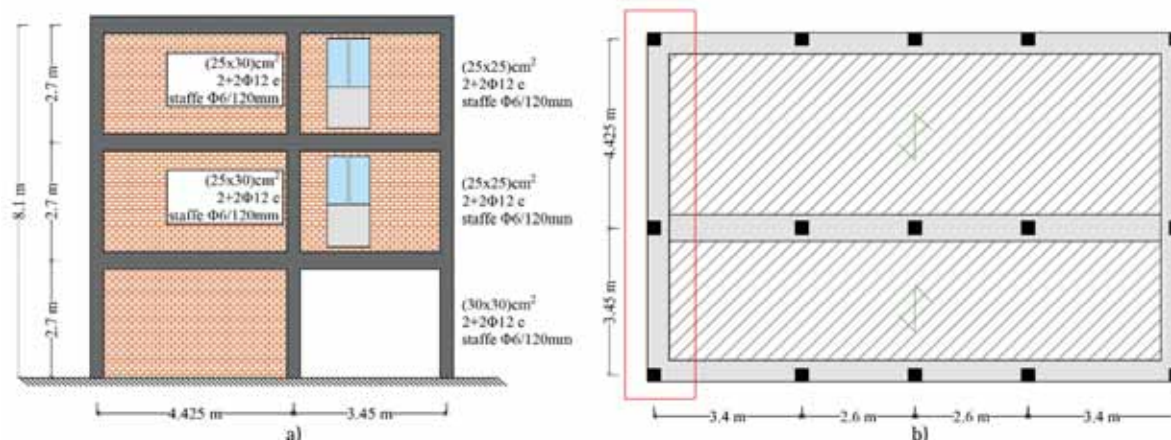


Fig. 8 | a) Prospetto del telaio di riferimento e b) Pianta dell'edificio.

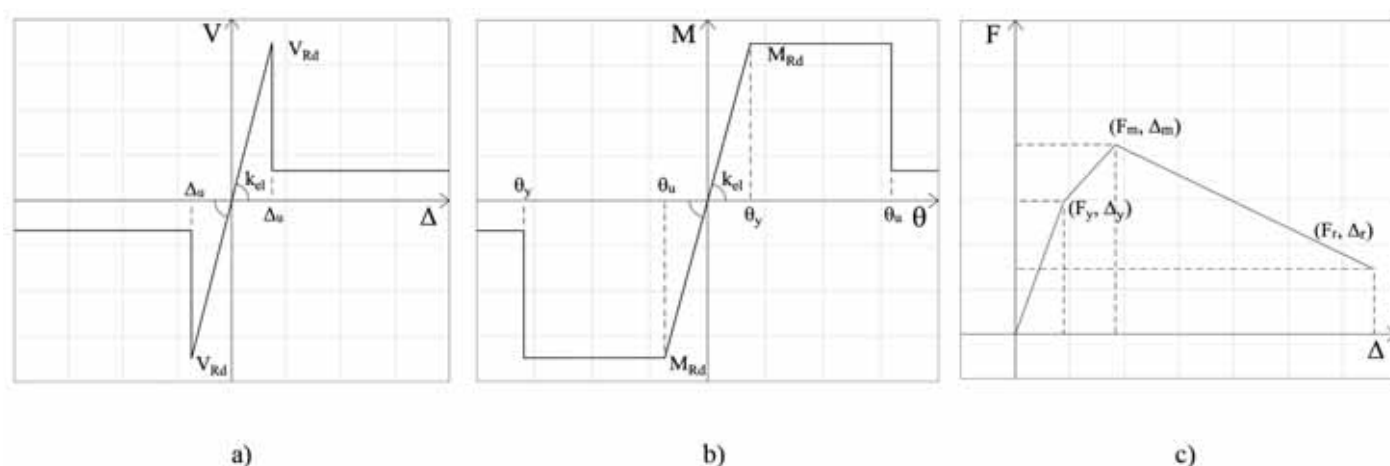


Fig. 9: Legame isteretico per la definizione della capacità delle cerniere plastiche nelle travi e nei pilastri del telaio: a) taglio, b) flessione. In c), legame della cerniera plastica a compressione nei tamponamenti.

#### 4. Edificio di riferimento

Per condurre una valutazione preliminare circa l'efficacia del sistema di retrofit in analisi, viene considerato un telaio perimetrale di un edificio residenziale che presenta caratteristiche tipiche delle costruzioni realizzate in Italia dopo la Seconda Guerra Mondiale, collocato in un sito con  $a_g = 0,159g$ , con categoria di sottosuolo "C" e categoria topografica "T1" (NTC 2018). Per la definizione dello spettro di risposta, considerato un periodo di riferimento pari a 50 anni, la PGA prevista per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) è pari a  $0,233g$ . La struttura portante del telaio è costituita da travi e pilastri in calcestruzzo armato progettate per resistere ai soli carichi gravitazionali. La dimensione dei pilastri, i relativi dettagli e la pianta tipo dell'edificio sono rappresentati in figura 8. Le travi hanno una sezione ad L e sono dotate sia di armatura longitudinale che di staffe per resistere ai carichi gravitazionali. Il solaio è ordito in una sola direzione ed è costituito da travetti in c.a. ed elementi di alleggerimento in laterizio, con interasse di 40 cm, e da una cappa in c.a. di 3 cm di spessore, per un'altezza totale di 19 cm, a cui si aggiunge quella relativa agli strati non strutturali. I tamponamenti di chiusura sono costituiti da due strati di blocchi in laterizio ricoperti da uno strato di intonaco, corrispondenti alla tipologia "intermedia" in [14], con uno spessore totale pari a 30

cm. Seguendo le norme dell'epoca, si considera un calcestruzzo C20/25 e barre di armatura lisce in Feb32K.

Il telaio 2D di riferimento è stato modellato con il software Midas GEN [13]. Travi e pilastri sono stati inseriti come elementi beam con le geometrie da progetto rilevato. Il comportamento non-lineare di tali elementi è implementato nel software attraverso cerniere plastiche concentrate a taglio e a presso-flessione (per i pilastri) e a flessione (per le travi). Le rigidezze delle travi sono state abbattute al 50% e quelle dei pilastri al 75% per tener conto della fessurazione. La capacità delle cerniere plastiche è definita in accordo alle disposizioni contenute nell'Eurocodice 8 [9], secondo i legami rappresentati in figura 9.

I tamponamenti sono modellati come puntoni equivalenti resistenti a sola azione assiale di compressione (truss) che si innestano nei nodi del telaio in c.a. Resistenza e rigidezza dei tamponamenti sono state determinate attraverso il legame proposto da [15] e inserite nel modello FE considerandone il comportamento non-lineare. I tamponamenti della campata destra non sono stati inseriti nel modello data la presenza di aperture. La risposta strutturale e la vulnerabilità del telaio di riferimento sono valutate attraverso analisi statiche non lineari secondo quanto proposto dalle NTC 2018. Ai fini dell'analisi si considera una massa sismica corrispondente

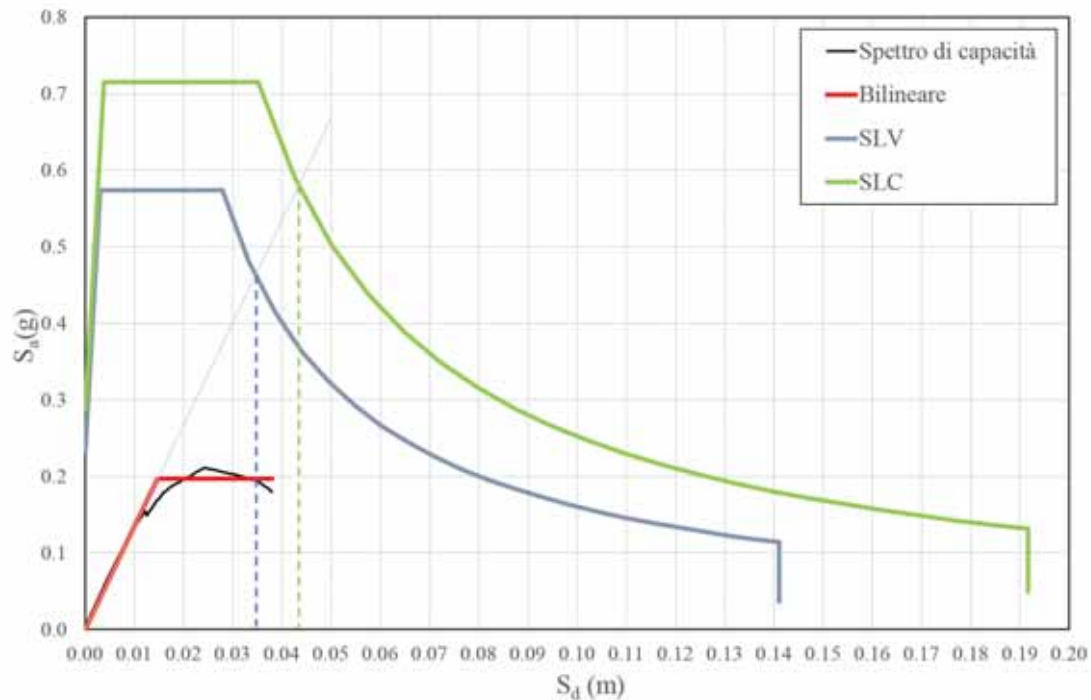


Fig. 10 | Valutazione della vulnerabilità del telaio di riferimento a SLV e SLC.

alla massa di metà edificio sulla base dell'ipotesi che il sistema di retrofit venga applicato sull'intero perimetro dell'edificio e, che in caso di terremoto, si attivino le due pareti sismo-resistenti poste parallelamente all'azione sismica. La curva di capacità ottenuta dall'analisi è bilinearizzata e la capacità di spostamento ( $S_{dSLV}$  e  $S_{dSLC}$ ) è confrontata con gli spettri accelerazione-spostamento (ADRS) relativi al sisma allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) e allo Stato Limite di Prevenzione del Collasso (SLC). Si osserva che la diminuzione di resistenza è associata alla progressiva formazione di cerniere plastiche nelle travi e nei pilastri al piano terra e piano primo. Lo spostamento ultimo della curva di capacità corrisponde ad una riduzione della resistenza del 15%. Lo spostamento limite a SLV è pari a 3/4 di quello a SLC. Il risultato è rappresentato in figura 10. I calcoli relativi alla domanda e alla capacità per i due stati limite sono riportati in tabella 1.

Tab. 1 | Capacità e domanda a SLV e SLC della struttura esistente.

Stato Limite	Domanda [m]	Capacità [m]
SLV	0,035	0,029
SLC	0,043	0,038

Si osserva che il telaio non risulta verificato a SLC e SLV ed è pertanto necessario progettare un intervento di rinforzo.

## 5. Progettazione dell'intervento di rinforzo

Dopo aver esaminato la vulnerabilità del telaio esistente, l'obiettivo è di progettare un sistema di rinforzo integrato sismico-energetico costituito da pannelli in acciaio formato a freddo con macro-fori

che sia compatibile con il layout della facciata dell'edificio, in particolare con le aperture presenti.

Per determinare le sollecitazioni sismiche agenti sul sistema di rinforzo è stata eseguita un'analisi a spettro di risposta a SLV con fattore di comportamento  $q$  pari a 1,5 per tener conto della ridotta capacità in termini di duttilità dell'edificio esistente. L'accelerazione di progetto, in funzione del periodo di analisi, è pari a 0,383g e la risultante delle forze sismiche ( $V_p$ ) è pari a 415 kN. Il taglio alla base è distribuito ai vari livelli in funzione delle masse di piano e delle quote. Il numero di pannelli necessari a ogni piano è calcolato dividendo il taglio di piano per la resistenza a snervamento del pannello ( $Q_p$ ).

In prima analisi, è stato considerato il pannello nella configurazione standard con spessore pari a 1,2 mm proposta da [11] (resistenza a snervamento di 27 kN). Tuttavia, è emerso che, per sopportare l'azione sismica di progetto, il sistema di retrofit avrebbe dovuto svilupparsi sull'intera superficie della facciata, generando così problemi di compatibilità architettonica. Pertanto, come riportato nel capitolo 3, è stato utilizzato un pannello con spessore pari a 1,4 mm con una resistenza a snervamento di 40,3 kN. Per compattare ulteriormente il sistema di rinforzo si è deciso inoltre di accoppiare i pannelli (sandwich-type), in modo da ottenere resistenza e rigidità doppi.

In figura 11-a è possibile visualizzare la configurazione finale del rinforzo strutturale strettamente necessario applicato all'edificio esistente. Questo studio si focalizza esclusivamente sullo strato strutturale che copre parzialmente la facciata dell'edificio; la parte restante potrà successivamente essere ricoperta con pannelli che hanno la sola funzione di isolamento energetico. L'obiettivo è ottenere una riconfigurazione esterna esteticamente migliorata dell'edificio, con la completa copertura della facciata, fatta



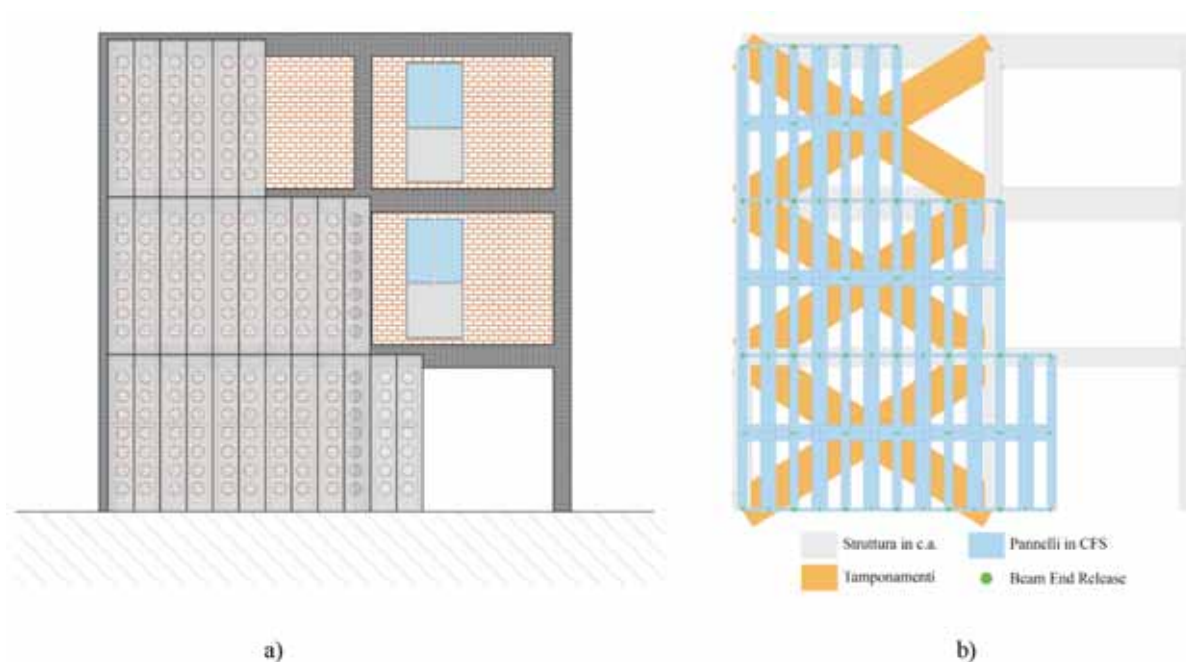


Fig. 11 | a) Telaio di riferimento con i pannelli strettamente necessari per l'intervento di rinforzo e b) Modello agli elementi finiti.

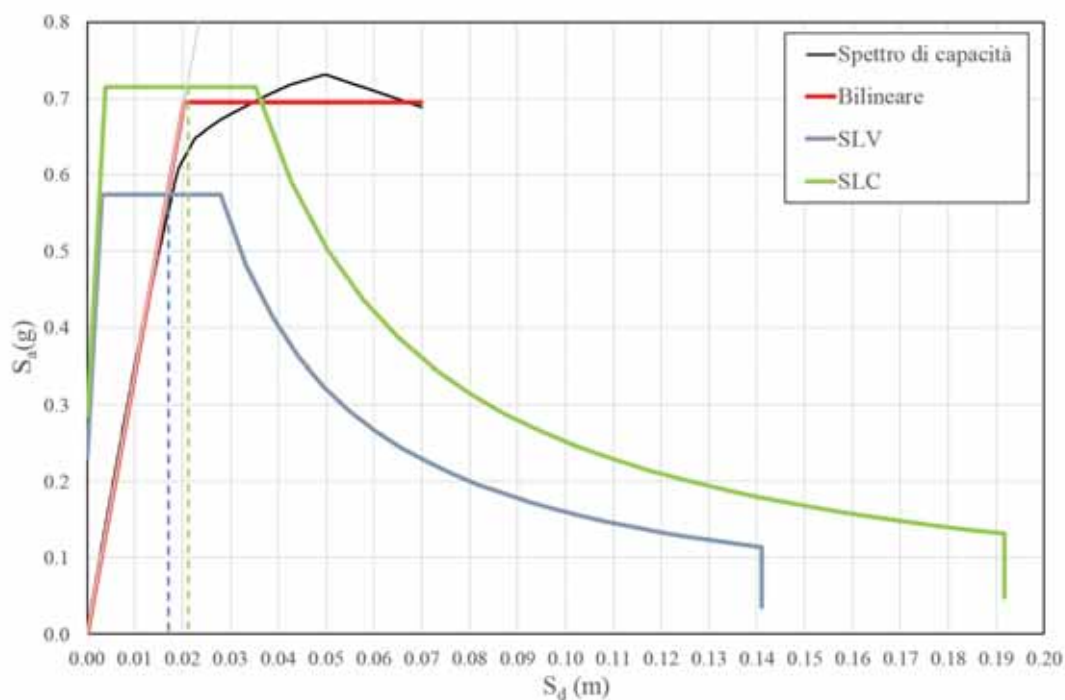


Fig. 12 | Analisi di vulnerabilità del telaio esistente con il retrofit applicato.

eccezione per le aperture. La configurazione di rinforzo così determinata viene applicata al modello dell'edificio esistente come rappresentato in figura 11-b. Edificio esistente e sistema di rinforzo sono collegati mediante rigid link che consentono l'accoppiamento in direzione orizzontale e nel fuori piano ma non in direzione verticale. Il collegamento avviene tra i nodi dei montanti del pannello e i nodi della trave dell'edificio che si trova allo stesso livello. Come per il telaio esistente, è eseguita un'analisi statica non lineare con distribuzione di forze proporzionali al primo modo di vibrare. Le sollecitazioni sul sistema di rinforzo sono equamente distribuite tra i pannelli presenti nello stesso piano. Rispetto alla

configurazione iniziale, si osserva un incremento di resistenza, di rigidezza elastica e di duttilità. In particolare, la rigidezza del sistema a valle del rinforzo è circa il 70% in più rispetto a quella dello stato di fatto. Il risultato dell'analisi pushover è rappresentato in figura 12. Il telaio di riferimento, grazie all'applicazione del sistema di rinforzo, è ora verificato sia a SLV che a SLC (tabella 2). Si osserva che a SLV l'edificio rimane in campo elastico. Inoltre, dalle analisi effettuate emerge che i pannelli al piano terra raggiungono la resistenza di secondo snervamento, mentre quelli all'ultimo piano rimangono in campo elastico.

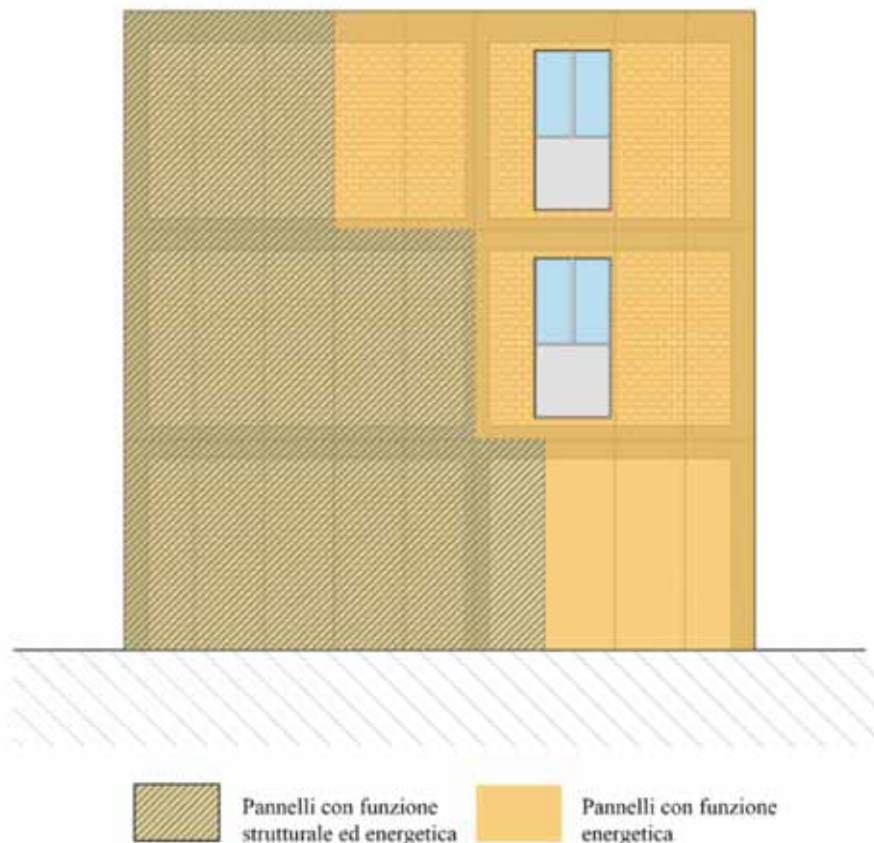


Fig. 13 | Aspetto finale dell'intervento di riqualificazione integrata per l'edificio di riferimento.

Tab. 2 | Capacità e domanda a SLV e SLC della struttura esistente con retrofit.

Stato Limite	Domanda [m]	Capacità [m]
SLV	0,017	0,052
SLC	0,021	0,070

Data la conferma dell'efficacia dei pannelli proposti per il retrofit sismico di edifici esistenti in calcestruzzo armato, viene proposta la configurazione completa dell'intervento di riqualificazione integrata che coinvolge l'intera facciata (figura 13), incrementando anche l'isolamento termico per l'edificio.

## 6. Conclusioni

Questo studio si propone di condurre valutazioni preliminari sull'efficacia di pannelli in acciaio formato a freddo con macro-fori passanti come possibile soluzione di retrofit integrato per edifici in calcestruzzo armato costruiti durante il secondo dopoguerra. L'obiettivo principale è esaminare la capacità di tali pannelli nel migliorare la resistenza alle sollecitazioni sismiche degli edifici esistenti, contribuendo così alla sicurezza e alla durabilità di queste strutture.

A partire dai risultati di campagne sperimentali è stata derivata la curva di capacità per il pannello con lamiera di spessore di 1,2 mm. Sulla base di ciò è stato definito un modello semplificato agli elementi finiti costituito da montanti interni ed esterni che, attraverso la calibrazione della rigidità e degli elementi attraverso cerniere plastiche, consente di cogliere il comportamento non-lineare del pannello in accordo alle curve sperimentali disponibili in letteratura. Inoltre, l'applicazione della formulazione analitica per il calcolo della resistenza ha consentito, in forma preliminare, la determinazione delle curve di capacità del pannello al variare dello spessore della lamiera.

Considerando un caso studio su cui sono state eseguite analisi statiche non lineari nella condizione di pre e post retrofit, è stato osservato che l'applicazione del sistema di pannelli porta ad un incremento di rigidità e di resistenza dell'edificio di riferimento. Si può quindi concludere preliminarmente che i pannelli in acciaio formato a freddo con macro-fori sono un sistema efficace per il retrofit integrato sismico-energetico di edifici esistenti in calcestruzzo armato. La configurazione a doppio pannello (sandwich) consente inoltre di integrare facilmente uno strato di isolamento energetico tra i due layer strutturali.

Futuri sviluppi della ricerca riguardano la definizione di una procedura di progettazione per questo sistema, la valutazione delle connessioni tra i singoli pannelli e tra il sistema di retrofit e la struttura esistente ed infine lo studio delle implicazioni sulle fondazioni.

## Riferimenti

- [1] A. Marini, C. Passoni, P. Riva, P. Negro, E. Romano e F. Taucer, Technology options for earthquake resistant, eco-efficient buildings in Europe: Research needs. Report EUR 26497 EN. JCR87425, Publications Office of the European Union, 2014.
- [2] United Nations, Agenda for development. New York, NY, USA, 1997.
- [3] P. La Greca e G. Margani, Seismic and Energy Renovation Measures for Sustainable Cities: A Critical Analysis of the Italian Scenario. Sustainability, vol. 10, no. 254, 2018.
- [4] BPIE, Europe's buildings under the microscope: A country-by-country review of the energy performance of the buildings. Brussels, 2011.
- [5] A. Marini, C. Passoni, A. Belleri, F. Feroldi, M. Preti, G. Metelli, P. Riva, E. Giuriani e G. Plizzari, Combining seismic retrofit with energy refurbishment for the sustainable renovation of RC buildings: a proof of concept. European Journal of Environmental and Civil Engineering, pp. 1-21, 2017.

- [6] S. Labò, E. Casprini, C. Passoni, J. Zanni, A. Belleri, A. Marini e P. Riva, Application of low-invasive techniques and incremental seismic rehabilitation to increase the feasibility and cost-effectiveness of seismic interventions. *Procedia Structural Integrity*, vol. 11, pp. 185-193, 2018.
  - [7] A. Marini, C. Passoni e A. Belleri, Life Cycle perspective in RC building integrated renovation. *Procedia Structural Integrity*, vol. 11, pp. 28-35, 2018.
  - [8] AISI, S400-15 North American Standards for Seismic Design of Cold-Formed Steel Structural Systems. Washington, DC, USA: American Iron and Steel Institute (AISI), 2015.
  - [9] CEN, EN 1998-1 Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance-Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings. Brussels: European Committee for Standardization, 2004.
  - [10] Y. Kawai, K. Fujihashi, S. Tohnai, A. Sato e T. Ono, Shear Resistance Mechanisms on Steel Sheet Shear Walls with Burring Holes and Cross-Rails. International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures, 2018.
  - [11] Y. Kawai, S. Tohnai, S. Hashimoto, A. Sato e T. Ono, Steel Sheet Shear Walls with Burring Holes for Low-to Mid-rise Housings. 12th Pacific Structural Steel Conference, Tokyo, 2019.
  - [12] Y. Kawai, T. Ono, A. Sato, S. Tohnai e M. Kondo, Allowable Design Formula for Steel Sheet Shear Walls with Burring Holes 7th International Conference on Coupled Instabilities in Metal Structures, Baltimore, Maryland, 2016.
  - [13] Midas GEN, Analysis Manual for Midas GEN, 2023.
  - [14] P. Morandi, S. Hak e G. Magenes, Comportamento sismico delle tamponature in laterizio in telai in c.a.: definizione dei livelli prestazionali e calibrazione di un modello numerico Atti del XIV Convegno di Ingegneria Sismica ANIDIS, Bari, 2011.
  - [15] L. Decanini, C. Gavarini e S. Bertoldi, Telai tamponati soggetti ad azioni sismiche, un modello semplificato: confronto sperimentale e numerico. Atti del VI Convegno Nazionale di Ingegneria Sismica in Italia, Perugia, 1993.
- 



#### **Michelle Gualdi**

Laureata in “Ingegneria delle Costruzioni Edili” e attualmente dottoranda in “Ingegneria e Scienze Applicate” presso l’Università degli Studi di Bergamo. Nell’ambito della ricerca si occupa principalmente dello studio e della progettazione di sistemi innovativi per la riqualificazione integrata di edifici esistenti in calcestruzzo armato adottando i principi di Life Cycle Thinking e dell’analisi di vulnerabilità sismica di strutture in c.a.



#### **Andrea Belleri**

Professore Associato di Tecnica delle Costruzioni presso il dipartimento di Ingegneria e Scienze Applicate dell’Università degli studi di Bergamo. I principali campi di ricerca riguardano il comportamento delle strutture in acciaio, lo sviluppo di sistemi strutturali sismo-resistenti innovativi, la riqualificazione strutturale di edifici esistenti con approcci integrati, l’applicazione di tecniche di monitoraggio e di identificazione dinamica su edifici e sistemi strutturali.



#### **Simone Labò**

Dottore di Ricerca in “Ingegneria e scienze applicate” e attualmente post-doc presso UniBg. Nel suo programma di ricerca si occupa dello studio numerico di soluzioni a doppio involucro energetico-strutturale per la riqualificazione integrata e sostenibile di edifici esistenti in calcestruzzo armato, in particolare esoscheletri tipo diagrid, sovreresistenti e dissipativi, e strutture responsive, sistemi che cambiano la loro risposta in funzione dell’intensità del terremoto. Nella sua carriera ha collaborato a progetti nazionali ed internazionali per il progetto di sistemi di rinforzo sostenibili ed integrati e ha prestato consulenze presso studi di progettazione per il progetto di edifici esistenti.



#### **Alessandra Marini**

Professore Ordinario di Tecnica delle Costruzioni presso il Dipartimento di Ingegneria e Scienze Applicate dell’Università degli Studi di Bergamo, dove è titolare dei corsi di “Recupero e consolidamento degli edifici in muratura”, “Recupero e adeguamento sismico degli edifici in c.a.”, e “Tecnica delle costruzioni”. I suoi principali campi di specializzazione sono: analisi di vulnerabilità e tecniche di mitigazione del rischio sismico degli edifici storici; riqualificazione integrata degli edifici esistenti in c.a. mediante soluzioni a esoscheletro per l’efficientamento energetico; riqualificazione architettonica e il rinforzo strutturale a minimo impatto ambientale; progettazione strutturale con approccio Life Cycle Thinking.



#### **Atsushi Sato**

Professore ordinario al Nagoya Institute of Technology (NITech) e direttore del Dipartimento di architettura e progettazione - Nagoya, Giappone. I principali argomenti di ricerca riguardano il comportamento delle strutture da costruzione in acciaio, la progettazione sismica, lo sviluppo innovativo di sistemi strutturali con lamiere sottili e lo sviluppo di componenti resistenti alle forze orizzontali. È il presidente del sottocomitato per la progettazione sismica delle raccomandazioni sulle strutture in acciaio dell’Istituto di Architettura del Giappone.

# Il nuovo Ponte del Papa a Genova. Unico ponte ad arco a impalcati sovrapposti presente in Europa

## *F&M Ingegneria inaugurates Ponte del Papa in Genoa, a unique example of engineering in all Europe*

A cura di: F&M Ingegneria SpA, con la collaborazione dell'Ing. Andrea Valerio Peraro e dell'Ing. Massimiliano Lazzari.

---

L'attuale via della Superba, inaugurata nel 2018, consente al traffico pesante, proveniente dal casello di Genova Aeroporto e diretto al porto di Genova, di evitare la viabilità urbana, transitando tuttavia all'interno dello stabilimento Ilva. Qui il flusso veicolare si scontra con la necessità dell'impianto di attraversare la strada con un tratto di ferrovia in due punti. La realizzazione di un nuovo viadotto dedicato quindi, consentirà di abbattere le interferenze, permettendo ai flussi diretti al porto di accedere direttamente al nuovo Varco di Ponente. Il tratto più iconico dell'intero viadotto è l'opera F, denominata "Ponte del Papa" ed è costituito da nuovo ponte stradale avente una lunghezza complessiva di 215,72 m caratterizzato da un impalcato a due vie di corsa, una inferiore e una intermedia, unico ponte ad arco avente tale caratteristica presente a oggi in Europa.

*The current Via della Superba, inaugurated in 2018, allows heavy traffic, coming from the Genoa Airport exit and directed to the port of Genoa, to avoid the urban road system, while passing through the Ilva factory. Here, the vehicular flow clashes with the plant's need to cross the road with a section of railway in two points. The construction of a new dedicated viaduct will therefore eliminate the interference, allowing flows to the port to directly access the new Varco di Ponente. The most iconic section of the entire viaduct is the work F, known as 'Ponte del Papa' (Pope's Bridge), and consists of a new road bridge with an overall length of 215.72 m characterised by a deck with two travel ways, one lower and one intermediate. It is the only arched bridge with such a feature in Europe to date.*



Corresponding author: Claudia Celada. Email: [claudia.celada@nicpr.it](mailto:claudia.celada@nicpr.it)



Fig. 1 | Vista del Ponte del Papa - render

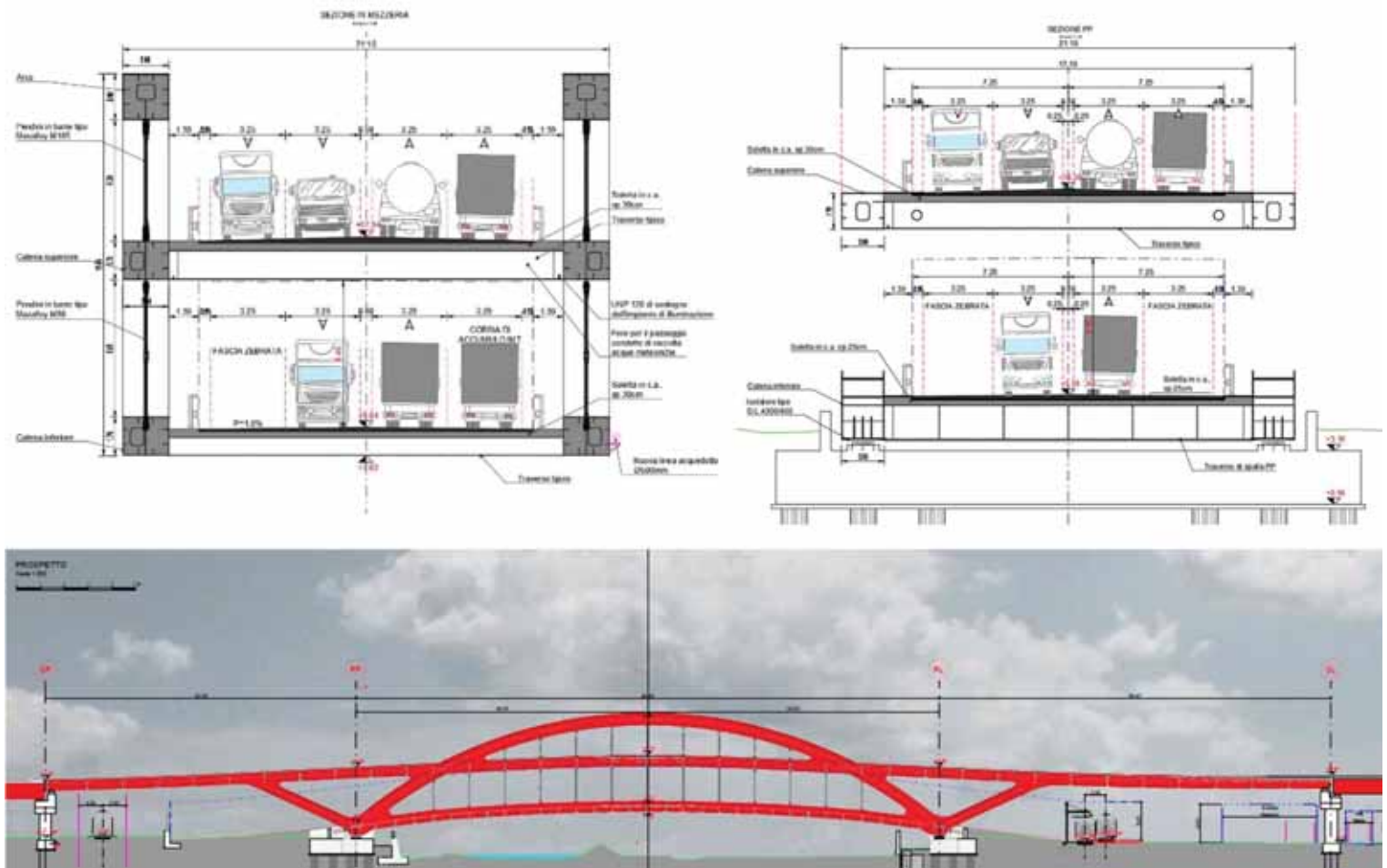


Fig. 2 | Sezioni trasversali in chiave (in alto a sinistra) in appoggio (in alto a destra) e prospetto longitudinale (in basso)

### 1. Descrizione della struttura

La soluzione sviluppata prevede un impalcato continuo su tre campate, realizzato con travi di tipo scatolare di altezza variabile da 1700 a 2000 mm. La campata centrale, di luce pari a 98,00 m,

consente lo scavalco del torrente Polcevera ed è realizzata da una struttura ad arco a spinta eliminata. Essa sostiene, mediante un doppio ordine di pendini, realizzati con barre a sezione circolare piena, le due vie di corsa. Le travi delle campate laterali della via intermedia sono state concepite come naturale prosecuzione

della trave-tirante intermedia in modo da conferire al prospetto una continuità formale e sono sostenute da dei puntoni inclinati che trovano origine dalla base degli archi (figura 2). Le due travi principali sono tra loro collegate da traversi tipici realizzati con una sezione metallica aperta a doppio T di altezza pari a 1280 mm e interasse tipico di circa 6,00 m. I traversi tipici della via inferiore invece hanno altezza ridotta pari a 780 mm ma interasse dimezzato a 3,00 m al fine di garantire il franco minimo richiesto per il passaggio del traffico veicolare.

L'anima interna delle travi principali e le piattabande superiori dei traversi sono dotate di pioli tipo "Nelson" al fine di rendere questi elementi collaboranti con le solette in calcestruzzo armato. Le solette hanno spessore 30 e 25 cm, rispettivamente per quella superiore e quella inferiore. Il getto delle solette avviene su lastre prefabbricate in calcestruzzo tralicciate. La larghezza complessiva dell'impalcato è di 21,10 m mentre la carreggiata stradale, che ospita 4 corsie, presenta una larghezza complessiva di 14,50 m. Visti gli spazi molto ristretti ove alloggiare le strutture di fondazione, allo scopo di ridurre al massimo le forze orizzontali trasmesse alle sottostrutture, per l'impalcato in oggetto è stato necessario prevedere dispositivi di isolamento sismico. La scelta è ricaduta su dispositivi a scorrimento a doppia curvatura, denominati "friction pendulum". Tali dispositivi presentano il vantaggio di disaccoppiare il moto della sovrastruttura da quello della sottostruttura, permettendo così di aumentare il periodo proprio di vibrazione dell'impalcato e di conseguenza ridurre le forze inerziali trasmesse alle fondazioni in caso di evento sismico. L'impalcato è sostenuto in corrispondenza di quattro allineamenti da strutture di sostegno in calcestruzzo armato. Gli allineamenti SP e SL, posti alle due estremità, sono strutture in elevazione costituite da un pulvino sorretto da una coppia di fusti cilindrici, basati su plinti tra di loro connessi e fondati ciascuno su un palo di grande diametro. Gli allineamenti PP e PL, posti in corrispondenza degli arrivi dell'arco, sono invece caratterizzati da un grande basamento fondato sul terreno mediante pali trivellati di grande diametro.

## 2, Modellazione numerica

La complessità elevata dell'opera ha richiesto una gestione avanzata della modellazione strutturale agli elementi finiti. Mediante l'uso del software MIDAS GEN, si è fatto quindi ampio uso di analisi non lineari e per successive fasi di seguito meglio descritte.

### 2.1 Modello statico

In particolare, per quanto riguarda l'analisi statica, al fine di cogliere correttamente gli stati di sollecitazione durante l'intera vita utile dell'opera, è stato realizzato un modello numerico dell'impalcato che tenesse in considerazione l'evoluzione del processo costruttivo del ponte. Tramite la tecnica della "Construction Stage", si è proceduto dapprima all'attivazione degli elementi che compongono la carpenteria metallica dell'impalcato centrale ad arco, per poi attivare solo in seconda fase le porzioni di campate laterali. Ciò ha permesso di ottenere dei risultati di calcolo il più possibile attinenti con la realtà, senza incorrere in errori grossolani di valutazione dovuti a un'analisi superficiale delle condizioni di vincolo interne che vengono a modificarsi durante il processo di costruzione della struttura. Le fasi analizzate sono le seguenti:

Fase 1: È presente solo l'impalcato metallico della campata centrale costituito dall'impalcato inferiore, dalla porzione di impalcato

intermedio all'interno dell'arco, dall'arco stesso e dai pendini. La struttura è caratterizzata da uno schema di vincolo provvisorio perfettamente isostatico.

Fase 2: Viene attivato il peso del getto della soletta inferiore (comprese le lastre predalles) ma non vengono attivati gli elementi

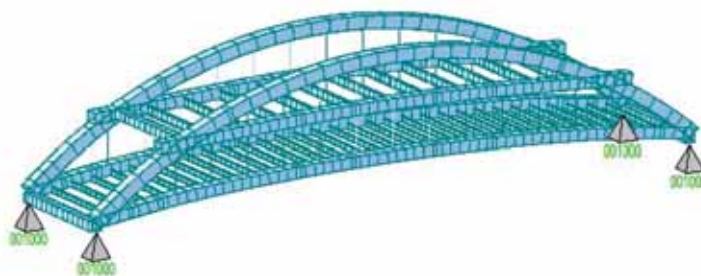
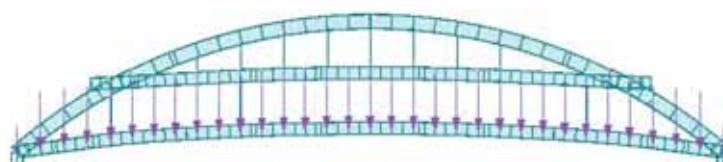


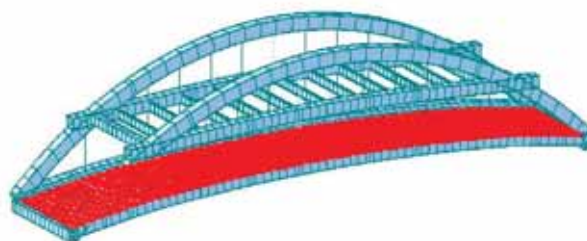
plate che la rappresentano a livello numerico. La soletta rappresenta solamente un carico portato.

Fase 3: Vengono attivati gli elementi plate rappresentativi della soletta inferiore.

Fase 4: Vengono applicati i carichi permanenti non strutturali

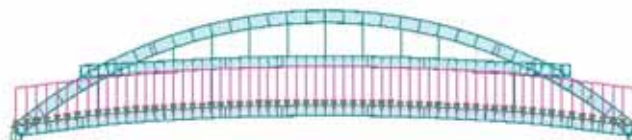


(pavimentazione, barriere) per la soletta inferiore. In tal modo la via di corsa inferiore risulta operativa e può essere aperta al traffico veicolare.



Fase 5: Viene completato l'impalcato metallico nella sua totalità, attivando quindi anche gli elementi metallici che compongono le campate laterali.

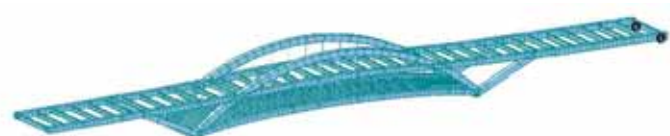
Fase 6: Viene imposto in corrispondenza dell'allineamento SL



uno spostamento verso l'alto di 200 mm ai nodi vincolati, così da bilanciare gli squilibri di sollecitazione presenti nell'arco, dovuti alla diversa lunghezza tra campata di ponente e di levante.

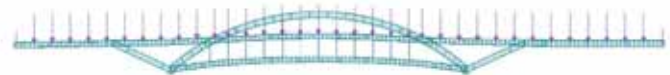


Fase 7: Viene applicato il peso della soletta superiore (comprese le lastre predalles). La soletta superiore rappresenta solamente un carico portato.

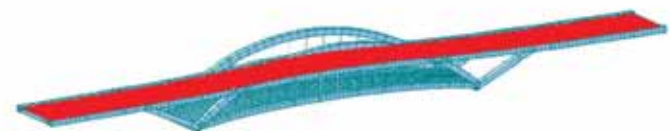


Fase 8: Vengono attivati gli elementi plate rappresentativi della soletta superiore.

Fase 9: Vengono applicati i carichi permanenti non strutturali (pavimentazione, barriere e impianti). A questo punto viene fatto trascorrere un tempo sufficiente a far maturare completamente gli



effetti di viscosità e ritiro per i carichi permanenti portati.



Post C.S: I risultati dell'analisi per fasi (per i carichi permanenti) sono combinati con quelli di un'analisi statica per i carichi variabili aventi natura istantanea.

## 2.2 Modello dinamico



Per la valutazione del comportamento della struttura durante l'evento sismico, sono state condotte analisi dinamiche non lineari con integrazione al passo della struttura, adottando l'approccio

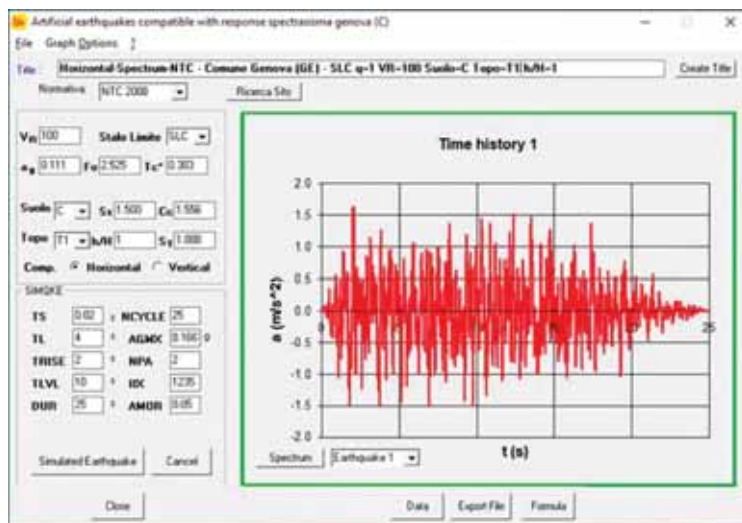


Fig. 3 | Accelerogramma 1 per la componente orizzontale SLC

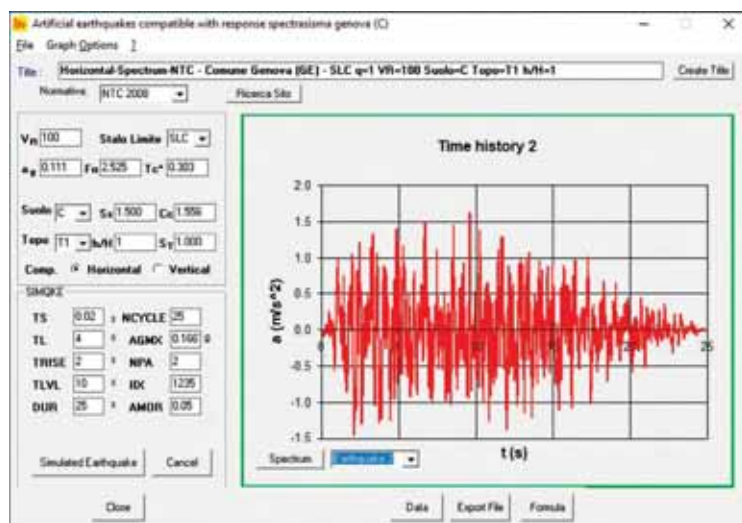


Fig. 4 | Accelerogramma 2 per la componente orizzontale SLC

indicato al §3.2.3.6 delle NTC 2018 che prevede l'impiego di storie temporali artificiali del moto del terreno. La generazione delle storie temporali artificiali è avvenuta con l'ausilio del programma SIMQKE inserendo le caratteristiche sismiche del sito, il periodo di riferimento e lo stato limite considerato. Si riporta a titolo di esempio un set di tre accelerogrammi (due orizzontali e uno verticale) che costituisce una storia temporale adottata per condurre le verifiche allo SLC (figure 3-5).

Il sopracitato capitolo normativo prevede, inoltre, che gli accelerogrammi artificiali abbiano uno spettro di risposta elastico coerente con quello adottato nella progettazione. In altre parole, deve essere garantita la spettrocompatibilità, verificando che l'ordinata spettrale media non risulti mai inferiore del 10% all'ordinata corrispondente dello spettro di risposta elastico indicato dalla norma stessa. In figura 6 si riporta a titolo di esempio la verifica di spettrocompatibilità condotta per l'accelerogramma 1 (figura 3) usato per la componente orizzontale SLC.

Gli isolatori impiegati, di tipo friction-pendulum, presentano il legame costitutivo forza - spostamento riportato in figura 7 e descritto dalla seguente relazione:

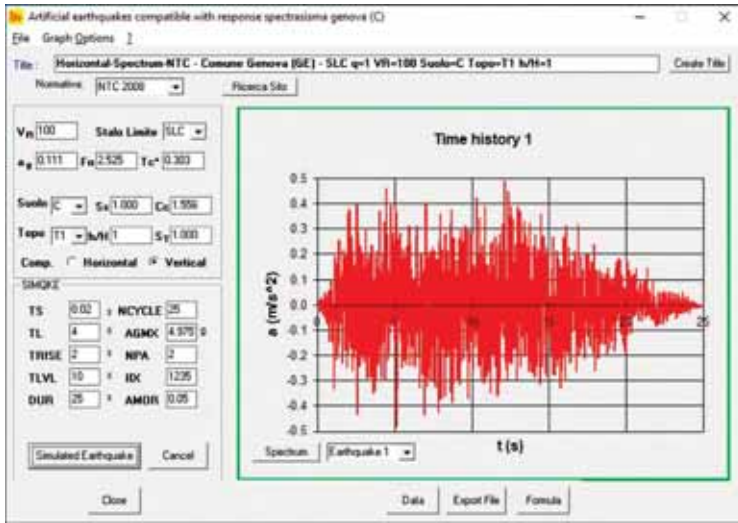


Fig. 5 | Accelerogramma 3 per la componente verticale SLIC

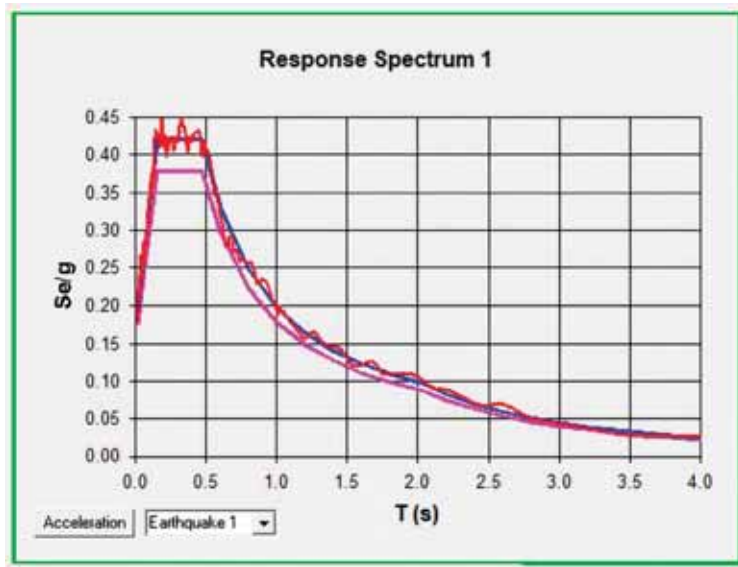


Fig. 6 | Verifica di spettrocompatibilità per l'accelerogramma 1 SLIC

$$F = \mu \cdot N_{sd} + \frac{N_{sd}}{R} \cdot d$$

Si evince quindi come la risposta del dispositivo sia dipendente, oltre che dallo scarico agente sul dispositivo, anche dal parametro di spostamento, rendendo di fatto indispensabile un'analisi che tenga conto della configurazione deformata della struttura stessa. In MIDAS GEN risulta presente un particolare elemento, chiamato general link, la cui implementazione già include le opportune leggi non lineari, rendendo di fatto immediata la sua rappresentazione all'interno del modello FEM (figura 8).

2.3 Modelli locali

In aggiunta alla modellazione globale dell'impalcato, sono stati realizzati alcuni modelli locali dei nodi ritenuti più significativi, quale ad esempio la zona di intersezione tra arco e catena inferiore. Il modello numerico ad elementi plate è stato implementato mediante il software di calcolo Straus 7 ed è finalizzato alla valutazione dettagliata dello stato tensionale in tale zona, particolarmente articolata e di difficile interpretazione con semplici schemi manuali. Il modello è rappresentativo di tutti

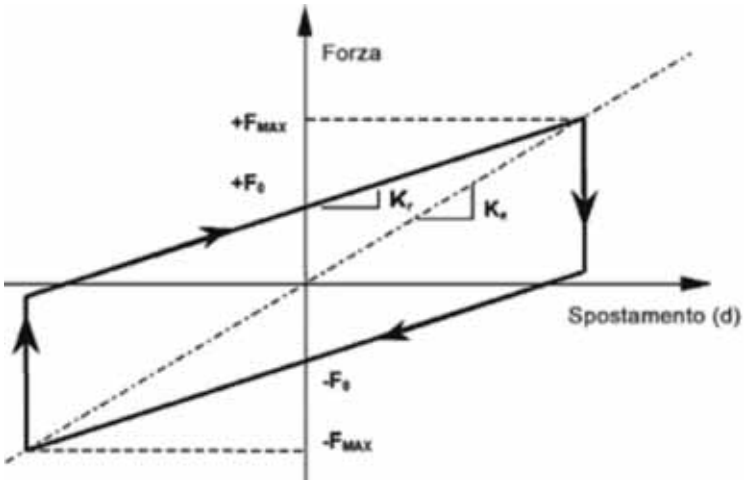


Fig. 7 | Relazione tra carico trasmesso dall'isolatore e spostamento orizzontale

Fig. 8 | Assegnazione delle caratteristiche non lineari all'elemento General link in MIDAS GEN.

gli elementi strutturali metallici che convergono nel nodo, ossia arco, catena, puntone e traverso (figure 10-11). Per ben simulare



il comportamento del materiale sono state assegnate le leggi tensione-deformazione del tipo elasto-plastiche incrudenti che caratterizzano i vari spessori di acciaio S355. Di seguito viene riportata la legge per spessori  $t < 40$  mm (figura 9). Grazie a questi modelli è stato possibile verificare che gli stati di deformazione e di sollecitazione delle lamiere, sia esterne che interne, fossero compatibili con le resistenze dell'acciaio evitando l'insorgere di ampie zone plasticizzate.

#### 2.4 Modello delle pile

Infine, oltre ai modelli relativi all'impalcato, sono stati realizzati anche i modelli numerici delle pile di arrivo dell'arco. La modellazione ha fatto uso di elementi di tipo plate per la rappresentazione del plinto di fondazione e di elementi di tipo beam per quanto riguarda la rappresentazione dei pali. Tali modelli hanno permesso di cogliere più nel dettaglio l'andamento delle sollecitazioni all'interno della fondazione, potendo ottimizzare la disposizione delle armature laddove risultasse più necessario (figura 9).

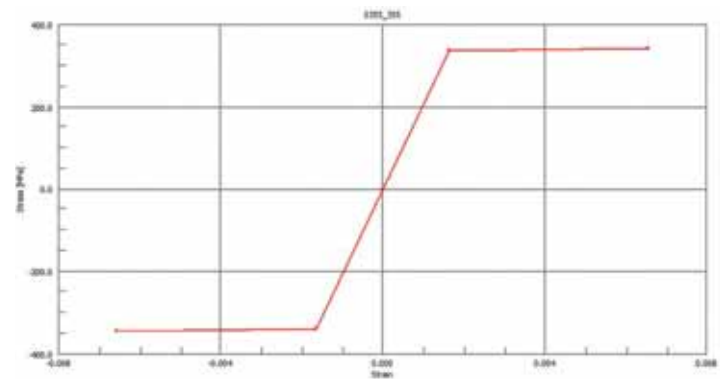


Fig. 9 | Legge elasto-plastica incrudente assegnata al materiale acciaio con  $t < 40$  mm

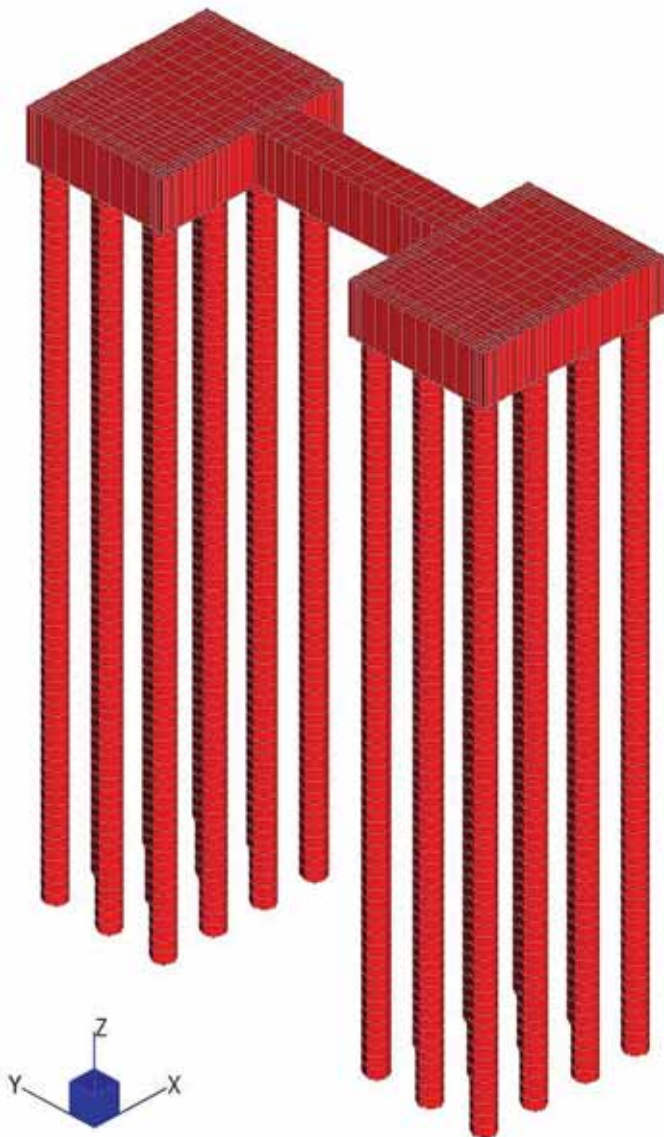


Fig. 10 | Modello FEM della pila PP realizzato con Straus7

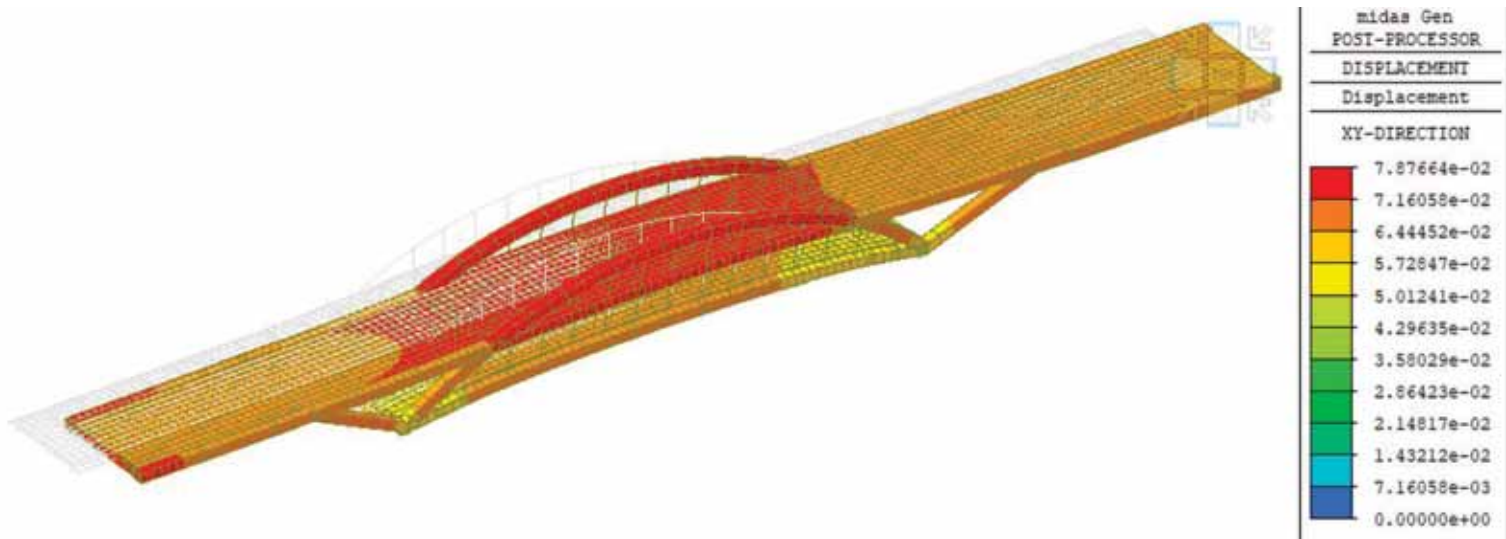


Fig. 11 | Spostamento massimo nel piano orizzontale ottenuto mediante analisi dinamica non lineare [m]

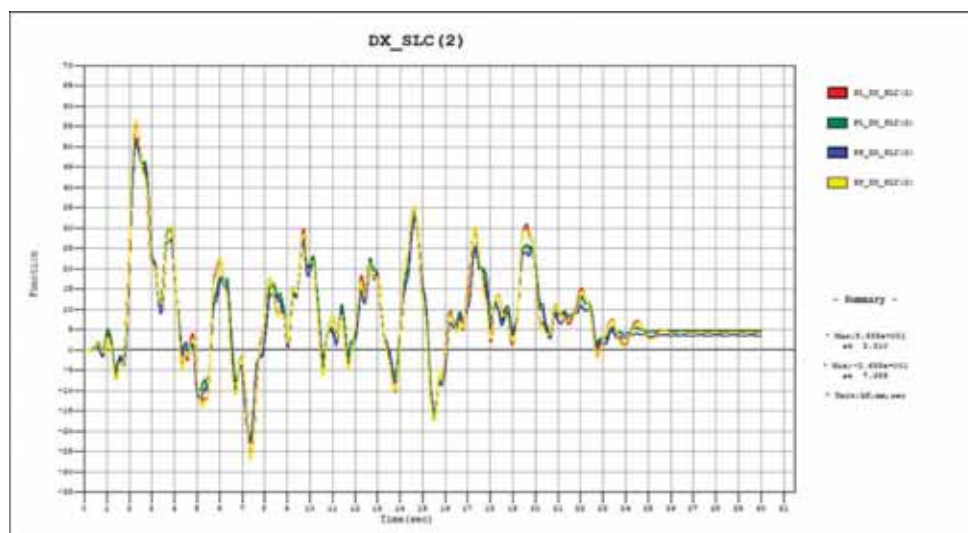


Fig. 12 | Scorrimento longitudinale DX di un isolatore per ciascuno dei quattro allineamenti durante una storia temporale SLC [mm]

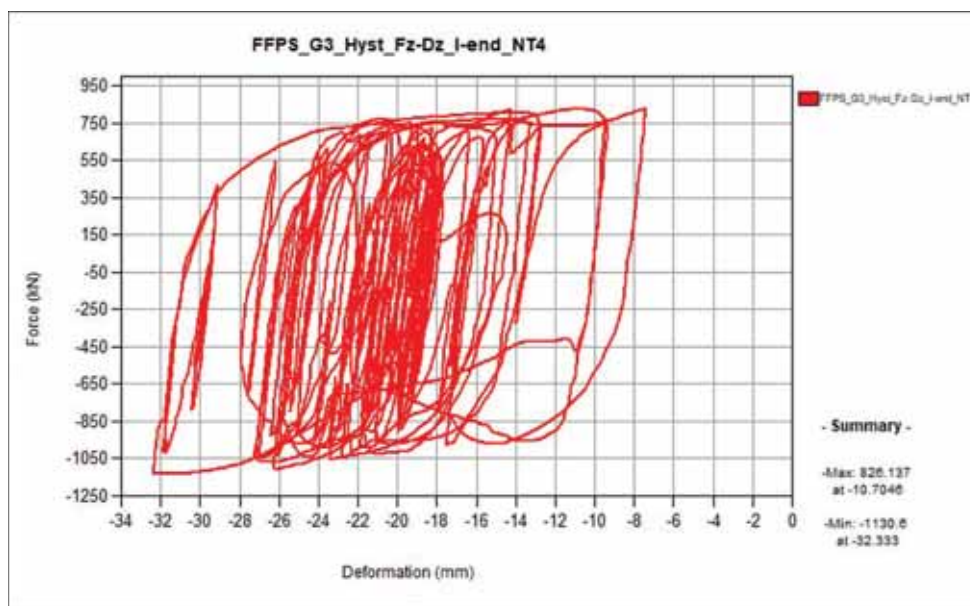


Fig. 13 | Ciclo isteretico forza-Spostamento longitudinale isolatore in PP [kN-mm]

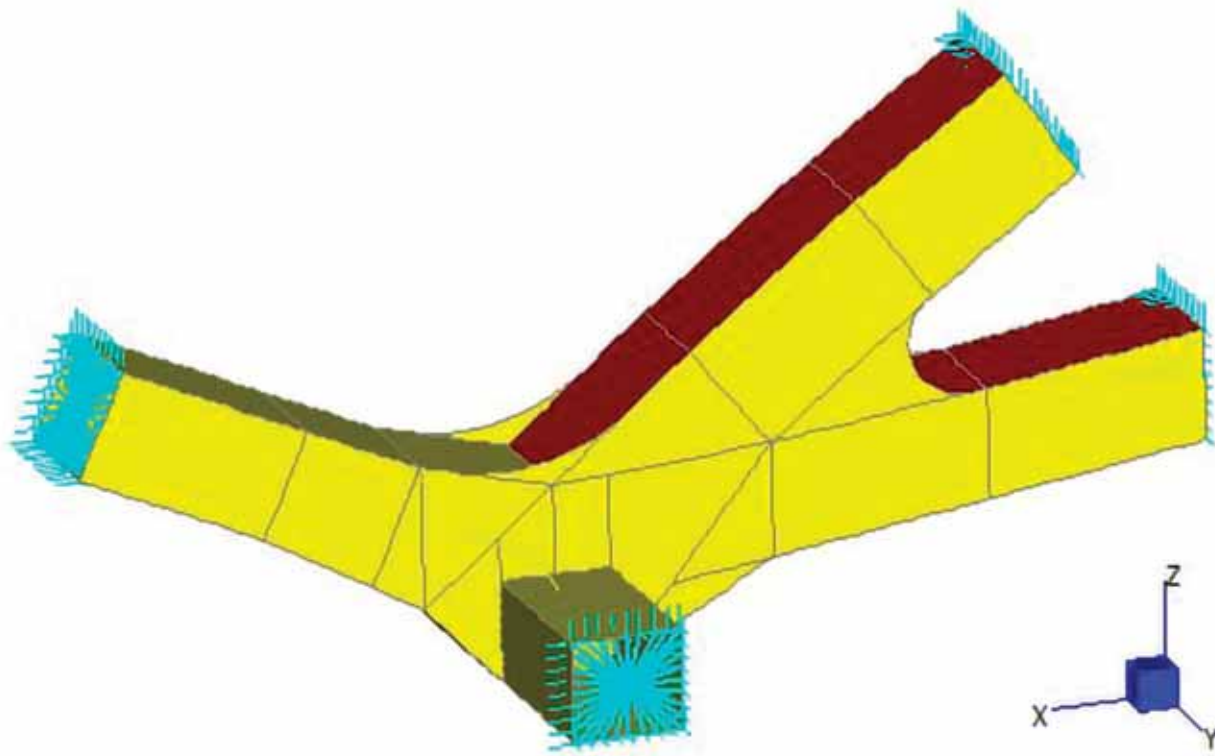


Fig. 14 | Vista prospettica del modello numerico rappresentante il nodo alla base dell'arco

Plate Stress:VM Mid plane (MPa)

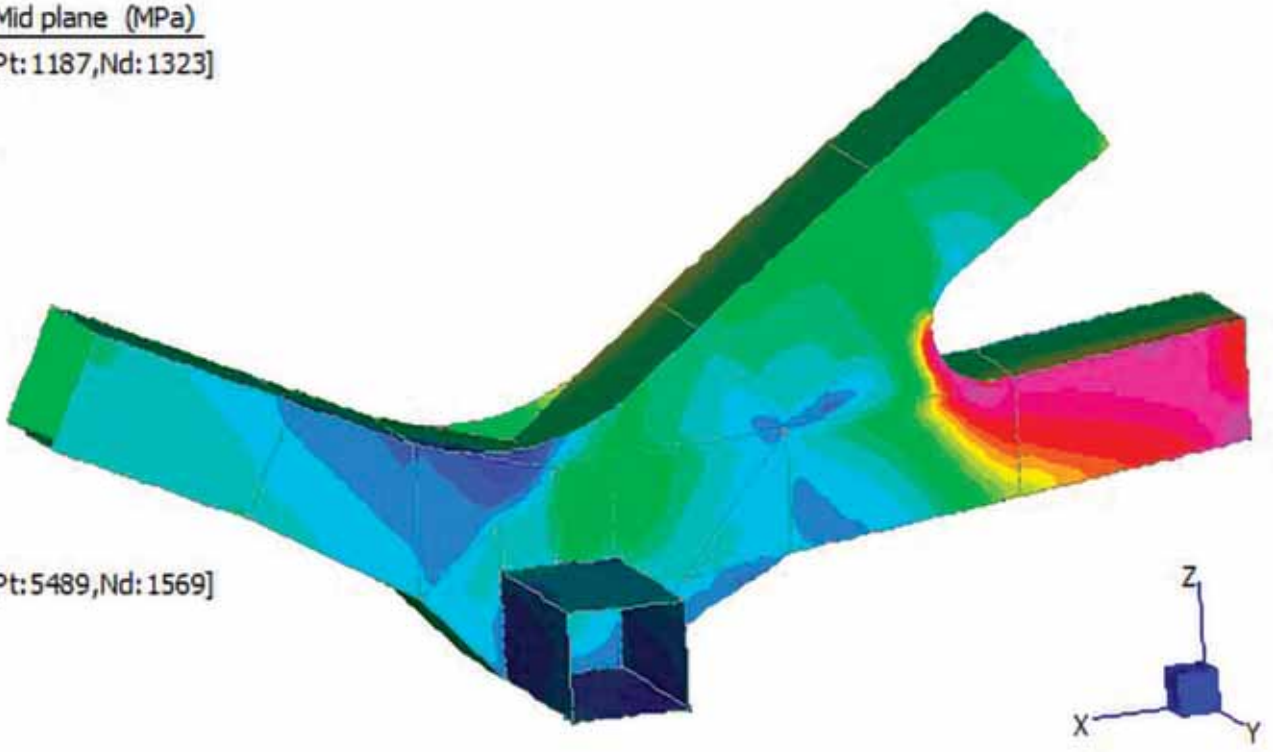
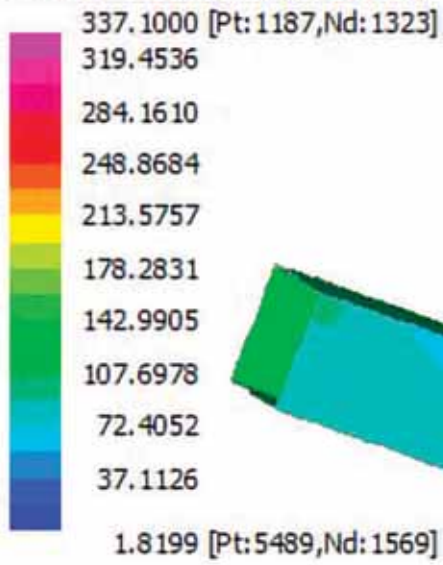


Fig. 15 - Vista globale della tensione ideale di Von Mises sull'intero modello

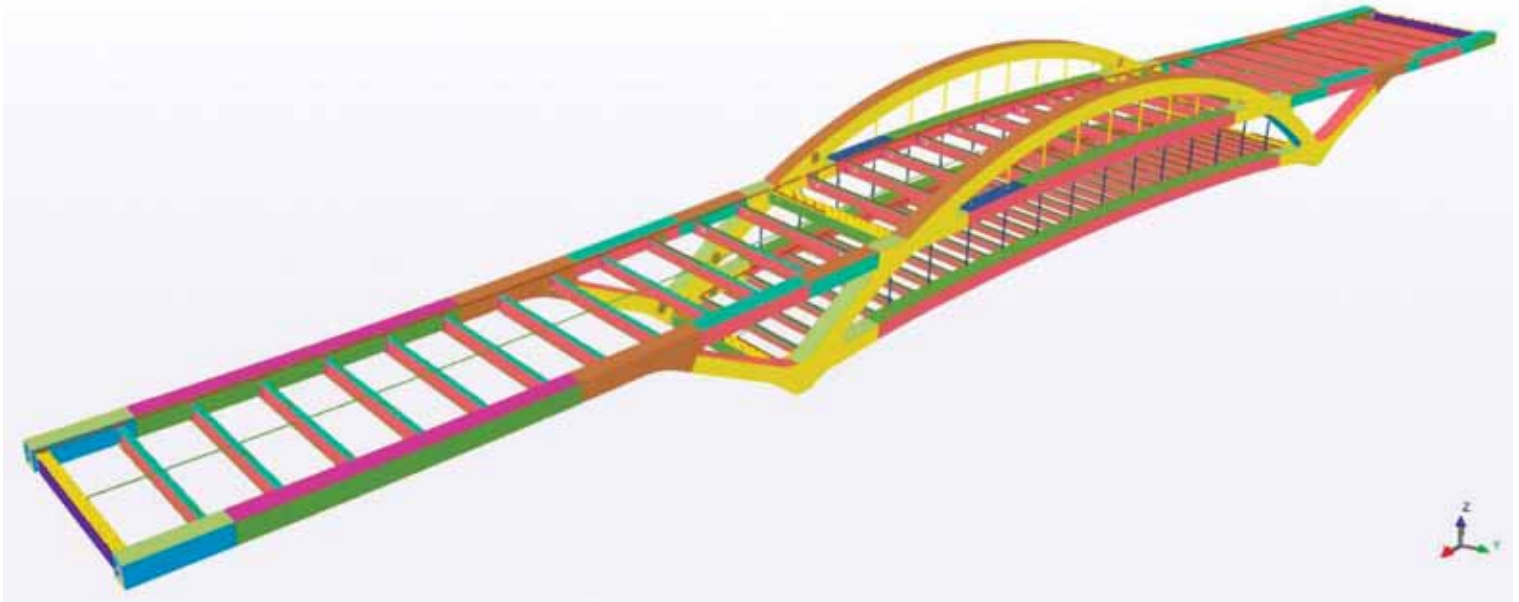


Fig. 16 | Vista del modello BIM della carpenteria metallica

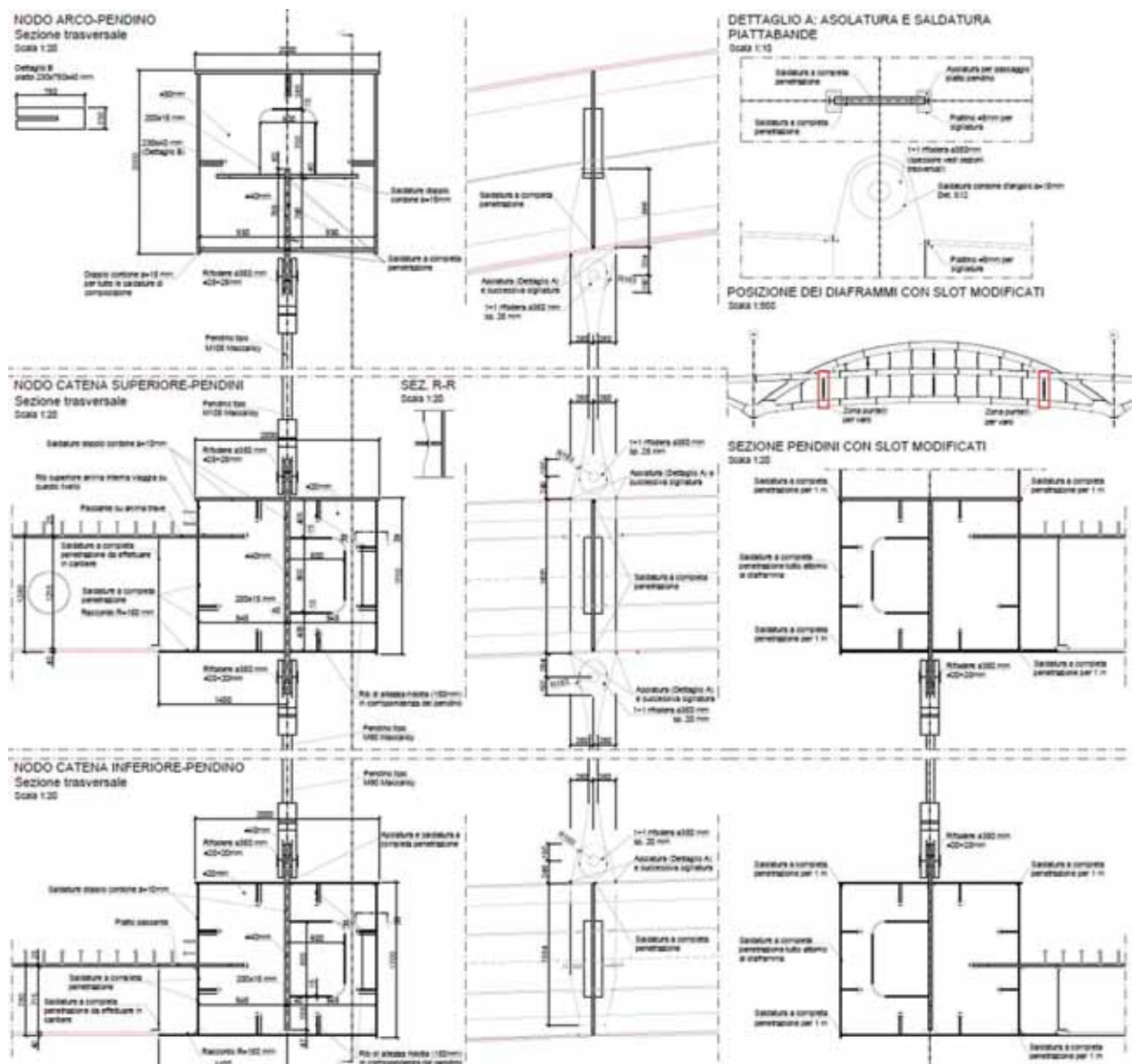


Fig. 17 | Messa in tavola dei nodi di collegamento pendini-elementi strutturali

### 3. Varo del ponte

Un ultimo ma non meno importante aspetto ha riguardato le fasi di realizzazione del ponte. Durante la fase di costruzione infatti, una struttura può subire sollecitazioni più gravose di quelle presenti nell'intera vita dell'opera, poiché spesso la configurazione di vincolo risulta diversa rispetto a quella finale. Successivamente al montaggio della campata ad arco mediante uso di torri provvisionali per il supporto e di autogrù per il posizionamento dei vari conci metallici, l'intera porzione centrale del peso di circa 2000 t viene fatta traslare dal piazzale di costruzione fino alla posizione finale mediante moduli SPTM con una configurazione totale di 72 assi. Vista la necessità di attraversare il torrente Polcevera, oltre alla preparazione del letto del fiume con una pista di adeguata capacità

per consentire il passaggio del ponte, è stato necessario studiare diverse configurazioni di supporto, cercando di minimizzare i cambi di presa e riducendo di conseguenza il tempo necessario alle operazioni di varo interferenti con la viabilità.

In figura 19 si riporta un estratto delle cinematiche di traslazione considerate. Per il completamento delle campate laterali è stato invece previsto un varo dal basso mediante sollevamento dei conci con autogrù, e supporto temporaneo fornito da torri provvisionali. Queste fasi di lavorazione verranno eseguite durante le ore notturne, al fine di ridurre il più possibile le interferenze con il normale funzionamento del porto e con la via di corsa inferiore che risulta aperta e percorribile dal traffico veicolare.



Figura 18 | Foto della porzione ad arco centrale durante le fasi di attraversamento del fiume Polcevera

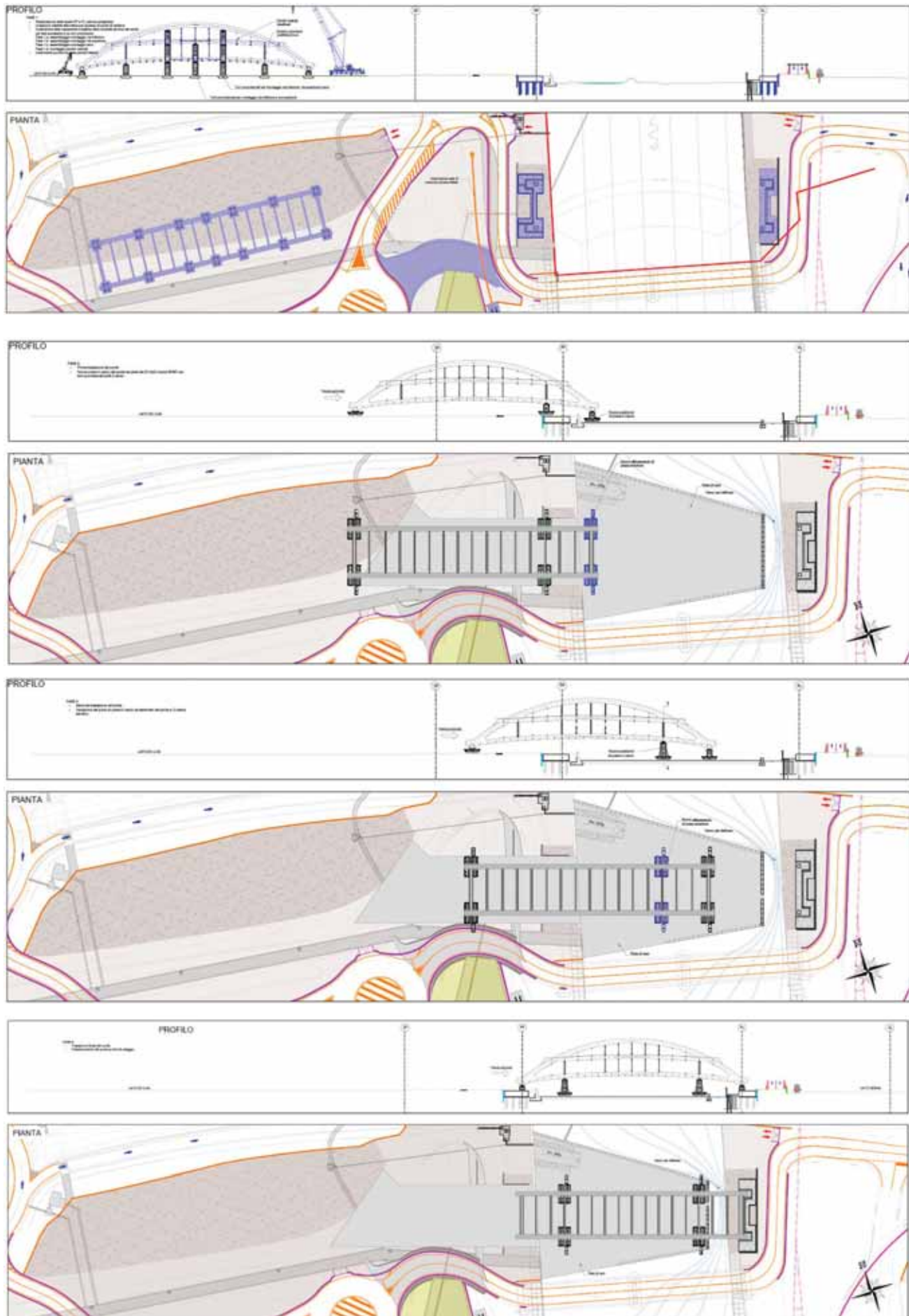


Fig. 19 | Estratto delle cinematiche di varo

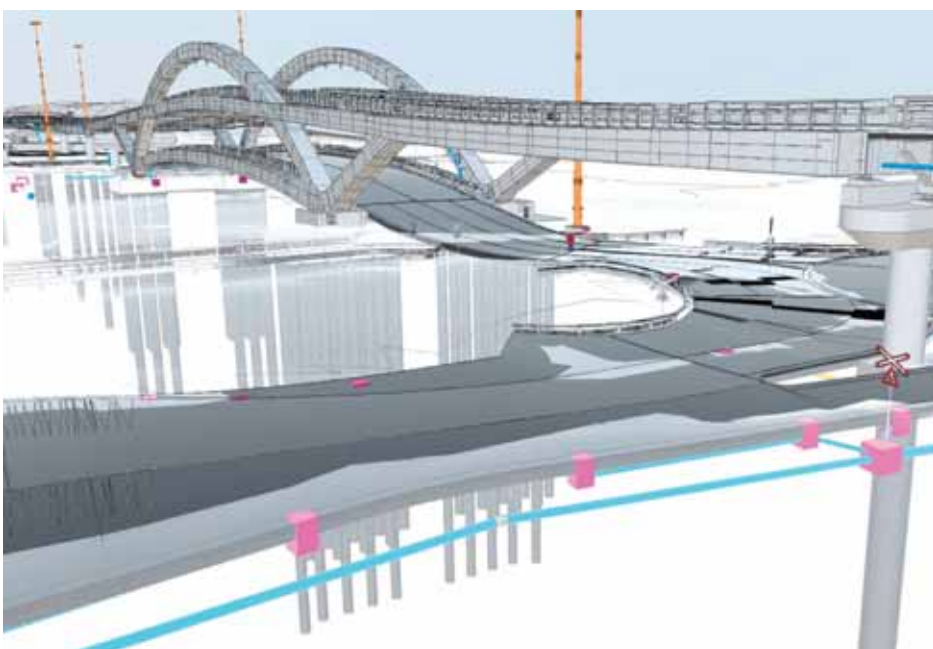
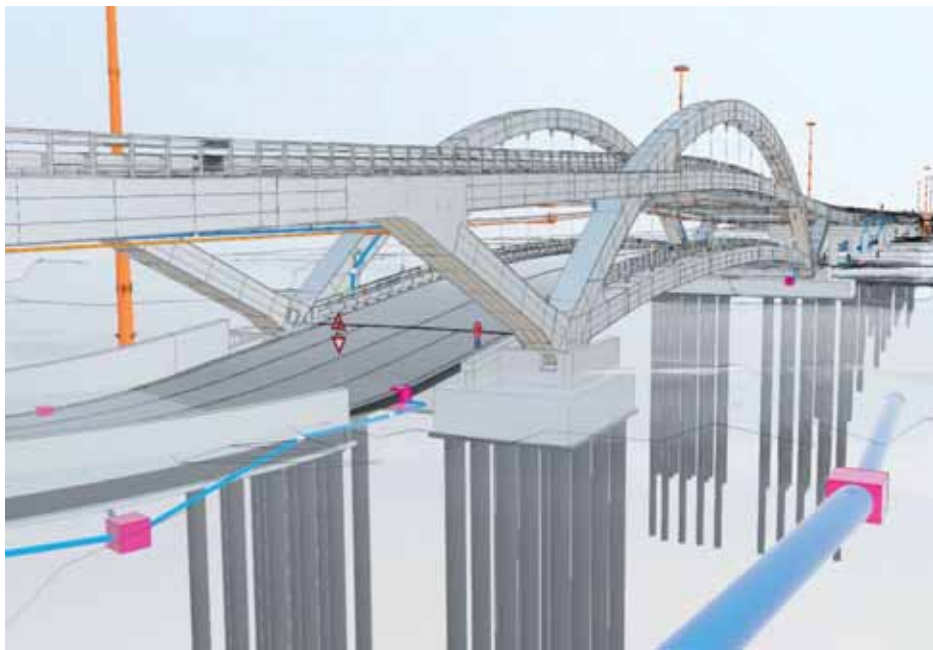


Fig. 20 | Modelli BIM

## CREDITS

Progettazione definitiva ed esecutiva del ponte del Papa: F&M Ingegneria SpA (opera ricompresa nel Programma Straordinario per il Porto di Genova, sviluppato in RTP con Technital SpA).

Progettista generale:  
ing. Tommaso Tassi

Responsabile di commessa:  
ing. Stefano Rioda

Progettazione stradale:  
Ing. Giulio Nordio

Progettazione strutturale:  
Ing. Massimiliano Lazzari  
e ing. Andrea Valerio Peraro (consulente F&M)

Progettazione geotecnica:  
Ing. Andrea Gorghetto

Cantierizzazione:  
geom. Stefano Favaretto

PSC:  
Ing. Alessandro Bonaventura  
e geom. Francesca Bertuzzo



### **Tommaso Tassi**

Si laurea con lode nel 1995 in Ingegneria Civile presso l'Università di Padova. Poco dopo entra in F&M Ingegneria e ne diventa socio nel 1999. Socio dell'A.G.I., esperto in materia di geotecnica, meccanica del suolo e tecniche di trattamento dei terreni, partecipa attivamente, anche come relatore, a convegni di perfezionamento sia in Italia che all'estero. Direttore tecnico di F&M Ingegneria, coordina il settore infrastrutture. È project manager e coordinatore di numerosi progetti in cui collabora con i più importanti studi di architettura e società di ingegneria italiane: ciò ha permesso di acquisire notevole esperienza nella gestione di tutte le tematiche che si incontrano in un incarico complesso.



### **Stefano Rioda**

Si laurea nel 2002 presso l'Università di Padova in Ingegneria Civile. In F&M Ingegneria dal 2003, ha iniziato subito ad occuparsi di progettazione infrastrutturale in ambito stradale e autostradale, accompagnando all'attività progettuale anche l'assistenza in fase di esecuzione. Come project manager e progettista ha coordinato tutte le maggiori commesse di F&M Ingegneria di viabilità, gestendo un team integrato di progettisti e coordinando il rapporto con le varie amministrazioni pubbliche territoriali e le società di gestione.



### **Massimiliano Lazzari**

Laureato con lode in Ingegneria Civile, indirizzo Strutture, presso l'Università degli Studi di Padova, nel marzo 1998. Nel maggio 1999 si iscrive all'Ordine degli Ingegneri della provincia di Pordenone, trasferito poi dal 2021 all'Ordine degli Ingegneri di Padova. Nel 2002 consegue il dottorato di ricerca in Meccanica delle Strutture con la discussione della tesi "Strutture a comportamento non lineare per geometria soggette all'azione del vento". È stato professore a contratto presso il Dipartimento di Costruzioni e Trasporti della Facoltà di Ingegneria di Padova. Co-fondatore e socio di LAIRA, responsabile del settore Ingegneria e dell'intera gestione dei progetti di edifici civili e industriali, di opere speciali e di ponti stradali e ferroviari.



### **Andrea Valerio Peraro**

Laureato in Ingegneria Civile, indirizzo Strutture, presso l'Università degli Studi di Padova, nel febbraio 2017 con tesi riguardante la "Modellazione elastoplastica a grandi deformazioni di pozzi non circolari". Iscritto all'Ordine degli Ingegneri della provincia di Padova dal 2018. Dal 2019 collabora con LAIRA, dove ha acquisito esperienza in progettazione, analisi e verifica strutturale di opere civili e infrastrutturali, sia nuove che esistenti, in carpenteria metallica, calcestruzzo armato, legno e muratura. Sviluppa e segue inoltre, progetti inerenti il miglioramento della risposta sismica delle strutture attraverso lo studio dell'isolamento sismico e della dissipazione viscosa.



# BOX IN THE BOX - un riuso conservativo del patrimonio architettonico industriale

## *BOX IN THE BOX - A conservative reuse of the industrial architectural heritage*

BAOSHAN WTE EXHIBITION CENTER, KOKAISTUDIOS, China, 2020

Ing. Davide Tirelli\*

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

Il progetto prevede il riuso di un edificio industriale per la produzione di acciaio perseguendo una strategia conservativa attraverso la realizzazione di un nuovo volume leggero in acciaio e policarbonato che satura gli spazi vuoti.

*The project involves the reuse of an industrial building for steel production by pursuing a conservative strategy through the creation of a new lightweight steel and polycarbonate volume that saturates the empty spaces.*



Fig. 1 | Vista complessiva sull'edificio da nord-est (© Terrence Zhang)

\*Corresponding author. Email: [davide.tirelli@polimi.it](mailto:davide.tirelli@polimi.it)

## Riuso dell'esistente: un percorso multiscalare

La valorizzazione dell'ambiente costruito è da sempre stata un aspetto cruciale dell'adattamento degli edifici stessi e dell'ambiente circostante alla trasformazione dei requisiti e delle esigenze degli utenti.

Il recupero di edifici esistenti è una pratica largamente applicata nella storia che ha portato a dei risultati molto eterogenei a seconda delle strategie applicate e alle condizioni socioeconomiche che hanno portato a questa esigenza. Se da un lato si è trattato della sola decostruzione con lo scopo di recuperare materiale da reimpiegare in nuove costruzioni (concetto oggi ripreso dalla pratica dell'*urban mining*), in molti casi l'intervento sull'edificio di partenza è stato radicale e ha portato ad un cambio della destinazione d'uso, una modifica dell'involucro, un'aggiunta di nuovi volumi. A titolo esemplificativo possono essere ricordati il Teatro Marcello a Roma, il Ponte Vecchio a Firenze o il processo evolutivo della Basilica di San Pietro: diverse strategie, risultati altrettanto diversi ma accomunati dall'aver preservato una precedente preesistenza, agendo per sottrazione, addizione, saturazione, giustapposizione di volumi.

Lo sviluppo di questa prassi prosegue nei secoli per diventare preponderante nell'ultimo secolo, dove interventi di riuso adattivo sono sempre più frequenti nell'ottica di soddisfare il requisito principale di limitare le nuove costruzioni su suoli non edificati e al contempo per preservare architetture significative.

Il caso studio analizzato affronta il tema del riuso a due scale differenti: la scala urbana e la scala del singolo edificio.

L'intervento si colloca infatti nel sobborgo di Luojing, nel distretto di Baoshan, a circa 30 km dal centro di Shanghai, un territorio che da decenni è stato caratterizzato dalla presenza di grandi insediamenti industriali grazie alla facilità di trasporto dei prodotti tramite i

canali fluviali e il collegamento con il porto sul fiume Yangtze (figura 2). Le aree su cui sorgevano le fabbriche di produzione dell'acciaio, ormai dismesse, sono state destinate ad un recupero integrale promosso dalla società SIIC Environment Holdings, specializzata nella costruzione di impianti per il trattamento delle acque e la protezione dell'ambiente, finalizzato alla realizzazione di una nuova porzione della città con la realizzazione di un parco, un museo, uffici e un nuovo termovalorizzatore per la produzione di energia e calore a partire dalla combustione dei rifiuti, sul modello di rigenerazione promosso da Bjarke Ingels Group a Copenhagen (CopenHill, 2019).

In questo contesto di grande scala (circa 450.000 mq) la soluzione della de-urbanizzazione con riconversione di aree a verde naturale abbinata alla costruzione di nuovi edifici si accompagna al riuso adattivo di un edificio industriale che si erge a manifesto per tutto l'intervento.

L'Exhibition Center progettato da Kokaistudios riflette sulla maestosità e teatralità dell'architettura industriale inserendosi gentilmente al suo interno, trasmettendo la sensazione di un contatto lieve per non attirare l'attenzione del gigante ai piedi del quale si sta posando. Osservando le figure 1 e 5 si può notare come il progetto preveda di aggiungere un volume all'interno di un contenitore molto più grande, adottando formalmente la metodologia dell'addizione volumetrica tramite intrusione.

Questo processo metaprogettuale può anche essere sintetizzato come *Box in the box* e permette di intervenire sull'esistente garantendo il massimo grado di preservazione dell'identità storica del manufatto al contempo ottimizzando le funzionalità del nuovo oggetto inserito al suo interno grazie alla struttura indipendente. Questo aspetto è stato fondamentale nella fase di concept in quanto non è stato possibile intervenire sulla struttura della fabbrica d'acciaio esistente, non integralmente di proprietà, lasciando quindi a vista tutte le imperfezioni e l'usura del tempo

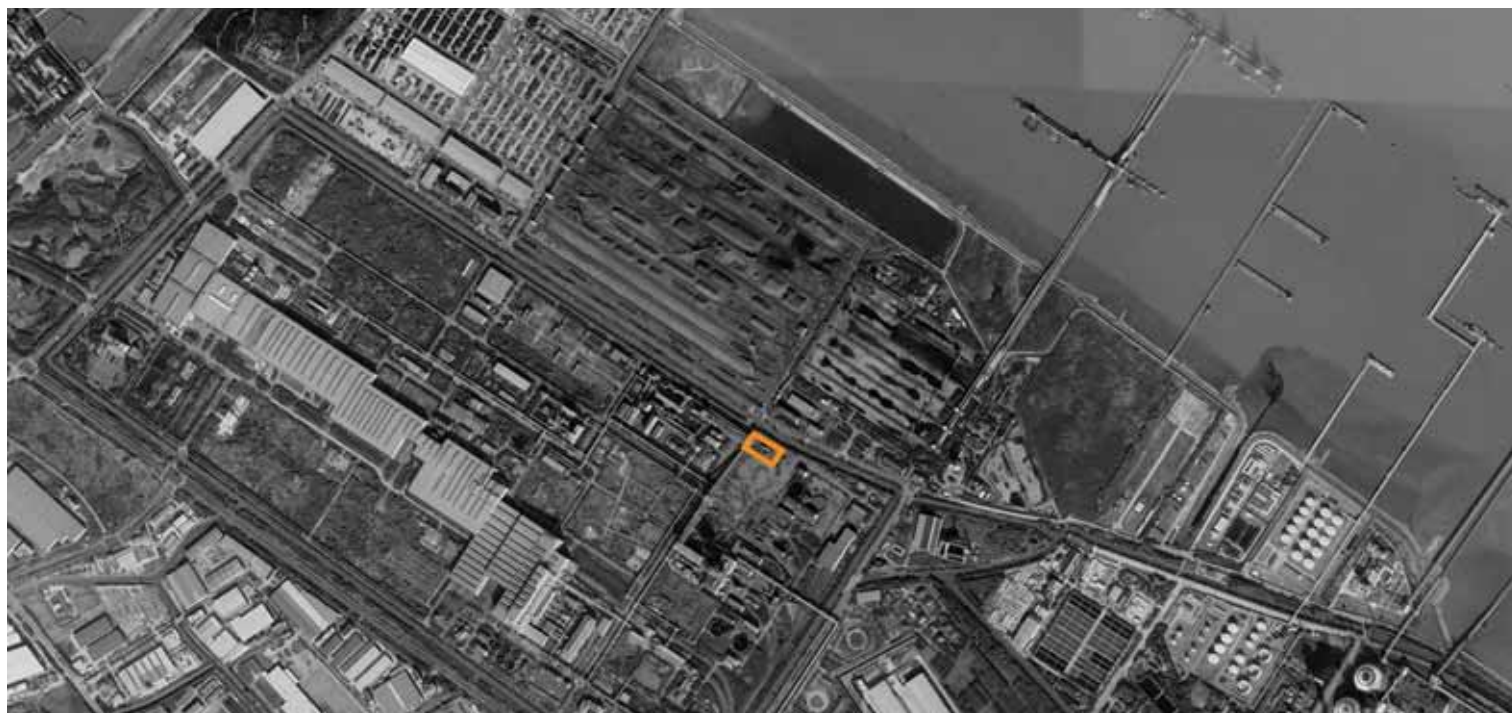


Fig. 2 | Vista aerea della localizzazione nel contesto industriale di Luojing nel distretto di Baoshan, in prossimità del fiume Yangtze. (© Kokaistudios)



Fig. 3 | Stato di fatto, prospetto est (© Terrence Zhang)

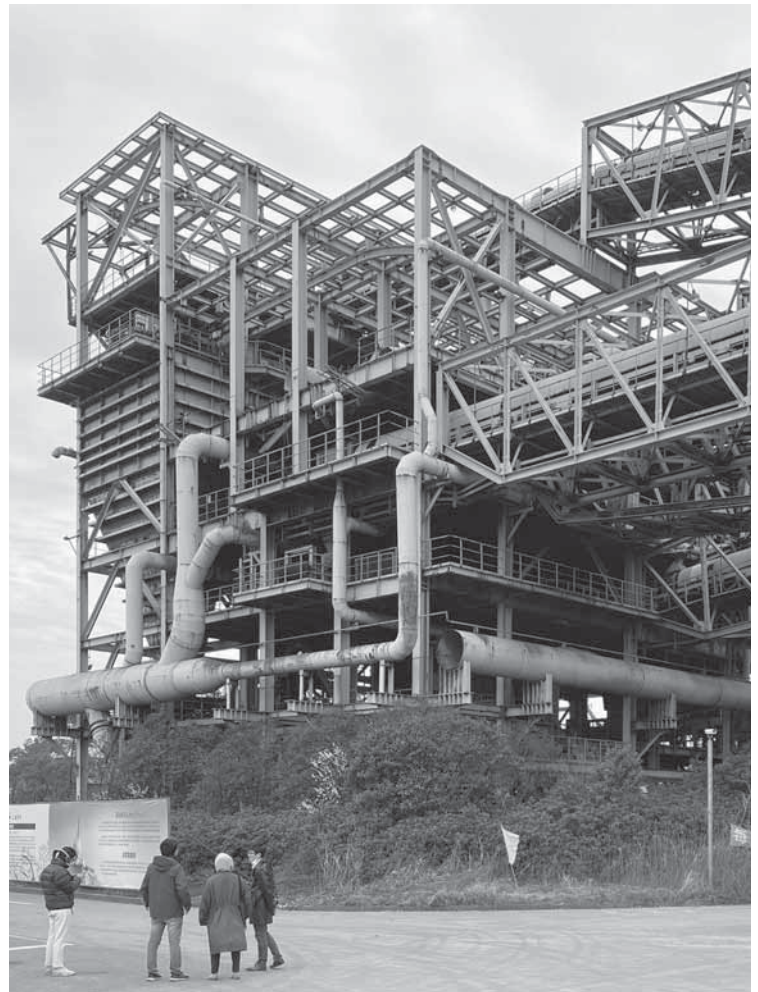


Fig. 4 | Stato di fatto, inquadratura nord-ovest (© Terrence Zhang)



Fig. 5 | Stato di progetto, vista complessiva nord-ovest. Il volume luminoso avvolge lo scheletro industriale nella notte (© Terrence Zhang)

1- DESIGN A BUILDING AS AN INDUSTRIAL BUILDING SYSTEM | 工业建筑建造体系



2- PRESERVE THE INDUSTRIAL MEMORY | 保留工业记忆

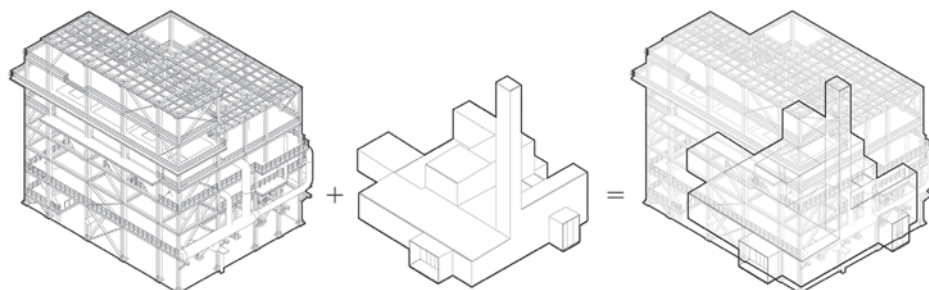


Fig. 6 | Manifesto del progetto (© Kokaistudios)

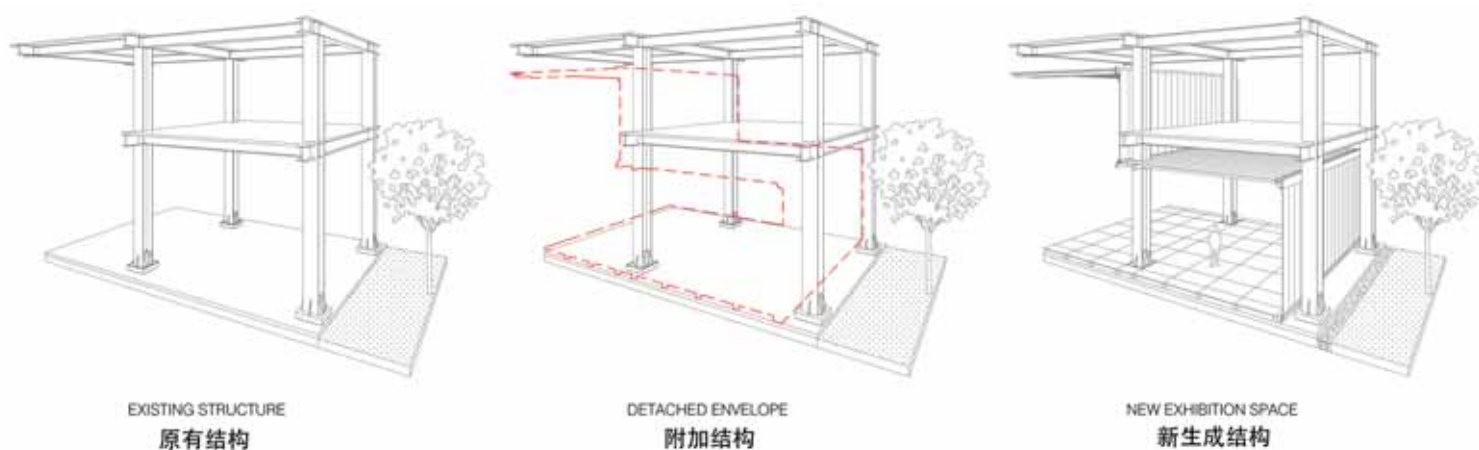


Fig. 7 | Concept dell'intervento (© Kokaistudios)

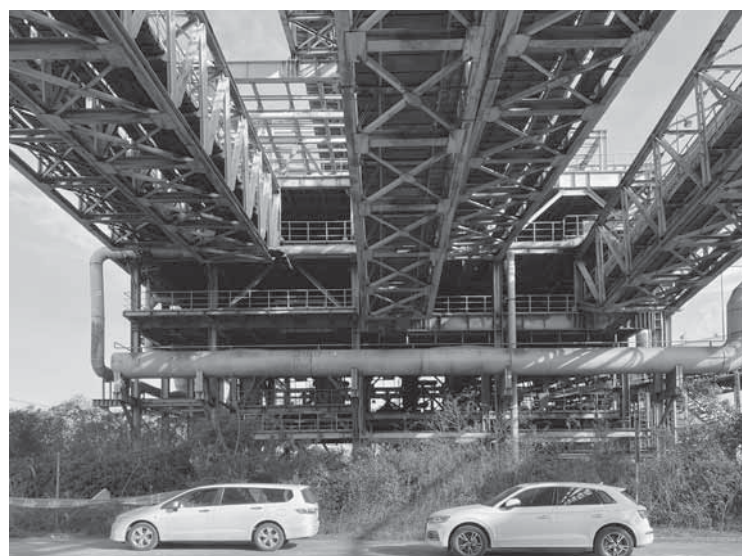


Fig. 8 | Stato di fatto, prospetto ovest (© Terrence Zhang)



Fig. 9 | Stato di progetto, prospetto ovest (© Terrence Zhang)

sia della struttura che del complesso sistema di tubazioni e cicloni che si annidano tra le travi e i pilastri in acciaio della struttura portante, riducendo le demolizioni alla sola scala di emergenza. La preesistenza funge quindi da guscio protettivo della nuova architettura, le cui irregolarità nella forma vengono recepite e valorizzate tramite l'arretramento del nuovo volume di circa 60-80 cm lungo tutto il proprio perimetro. Il nuovo volume parassita, dalla geometria semplice e dal colore neutro, sfrutta così le intercapedini e i passaggi tra le varie altezze interne per delineare un volume complesso a disposizione del centro espositivo favorendo una immediata riconoscibilità dell'intervento.

## Composizione e distribuzione

L'edificio è pensato per incarnare i valori del masterplan di riqualificazione dell'area, per il quale l'Exhibition Center si configura come una vetrina stessa del progetto sia figurativamente che concretamente attraverso l'esposizione del plastico. Questa esigenza ha imposto la realizzazione di spazi altamente flessibili e allo stesso tempo in grado di accogliere visitatori, comitive di studenti e investitori secondo le necessità, in uno spazio utilizzato

in modo non continuativo. Infatti, l'edificio ha come obiettivo principale l'illustrazione delle potenzialità dell'area di recupero agli investitori, nonché ospitare studenti che si occupano del tema della rigenerazione con tecnologie sostenibili.

Gli interni si sviluppano su un solo livello per circa 725 m<sup>2</sup> ma caratterizzato da diverse altezze interne, comprese tra 2,70 e 9 m (figura 18). Come si può osservare in pianta (figura 10), l'Exhibition Center si sviluppa su una pianta centrale di forma pressoché quadrata con delle estensioni lungo i lati, destinati a generare degli spazi specializzati come i due ingressi sui lati est e ovest, una sala riunioni a sud e un piccolo soggiorno a nord. Lo spazio interno si distribuisce attorno alle croci di Sant'Andrea della struttura preesistente che generano una suddivisione dello spazio espositivo funzionale a creare virtualmente delle stanze, seppur senza separazioni fisiche per permettere una massima flessibilità e adattabilità nel tempo alle diverse esigenze. Vicino all'ingresso si trova inoltre uno spazio dedicato al lounge bar, con alcune poltroncine e tavolini. Tutto lo spazio interno è inondato dalla luce che permea dalla pelle in policarbonato e diffuso dalla pavimentazione in pietra chiara. Gli unici volumi opachi all'interno del centro sono quelli per ospitare i vani di deposito e le toilettes,

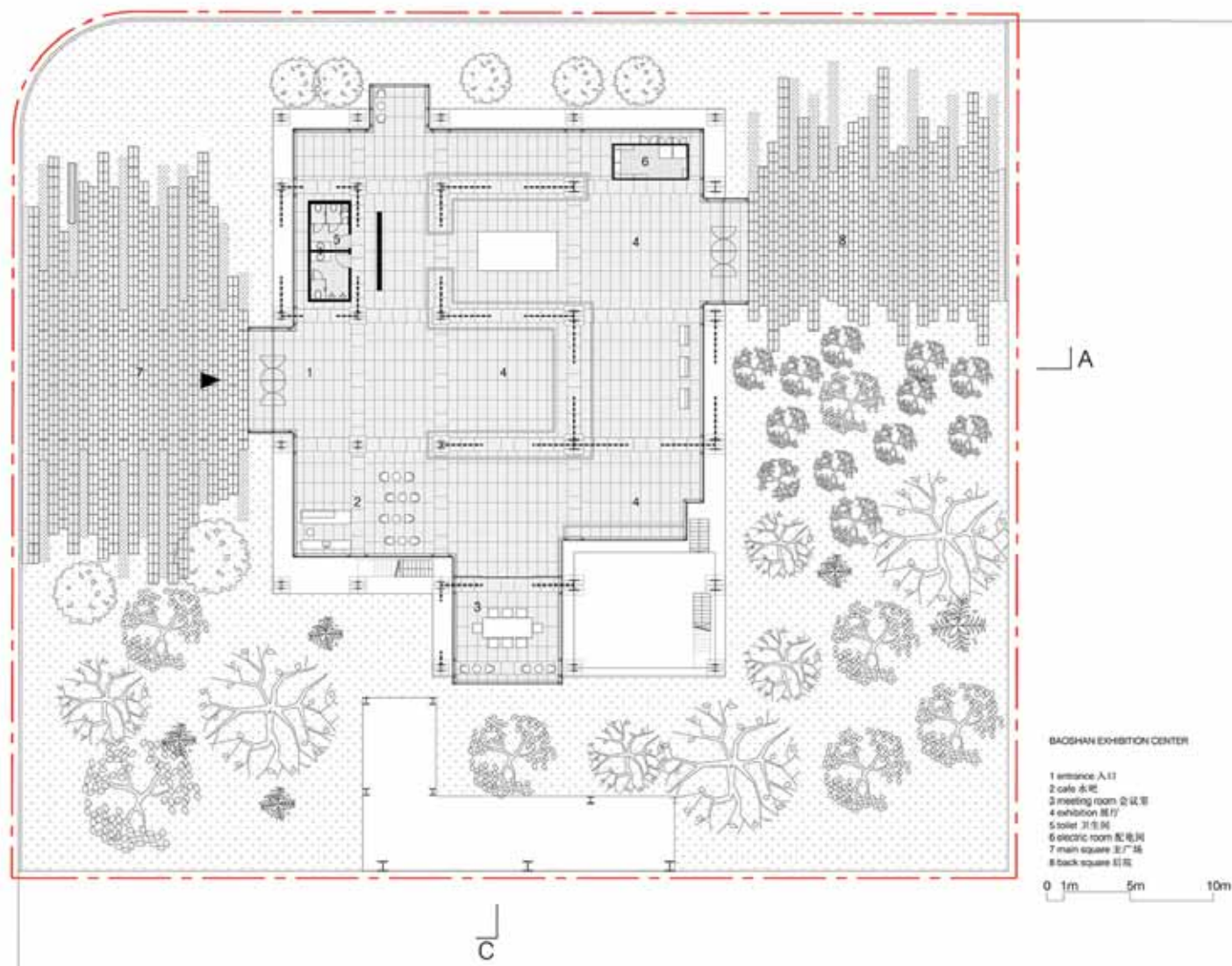


Fig. 10 | Planimetria di progetto (© Kokaistudios)

caratterizzate da finiture in acciaio inossidabile in netto contrasto con la trasparenza del polycarbonato del volume principale.

La torre in polycarbonato che si innalza dal centro dell'edificio raggiunge una altezza di 35,6 m ed è funzionale a richiamare l'attenzione sull'architettura recuperata, come testimonianza dell'intervento stesso.

L'esterno del lotto è stato modificato per permettere di avvicinarsi agli accessi tramite delle porzioni pavimentate con pietra naturale e scorie di acciaio simili a ciottoli di colore rosso marrone, di nuovo una reminiscenza del passato industriale, che si fondono con la vegetazione circostante.

## Analisi del processo costruttivo e delle scelte tecnologiche

Il nuovo intervento è stato realizzato con l'obiettivo di minimizzare l'impatto sull'edificio ospitante al fine di preservarne l'identità storica ai massimi livelli. L'addizione volumetrica riprende il materiale protagonista della struttura esistente, l'acciaio, per formare un nuovo reticolo strutturale leggero e facilmente leggibile. Il telaio è formato da profili scatolari laminati a caldo di dimensione 150 mm in acciaio tipo HRB400 Q235B, con una tensione di snervamento  $f_y = 360 \text{ N/mm}^2$ , saldati tra loro per realizzare i giunti in elevazione. Il progetto è stato redatto in conformità agli standard cinesi per la qualità delle strutture in acciaio (GB50205-2001 e GB/T 700-2006).

La struttura in acciaio, interamente di colore bianco, assume come riferimenti spaziali principali i pilastri preesistenti che vengono circondati da due scatolari binati, sviluppandosi in modo organico per colmare i vuoti all'interno dello scheletro. Questo viene utilizzato come appoggio solamente in pochi punti per garantire la sicurezza statica, affinché l'intervento sia il più possibile reversibile e per limitare l'impatto sulla struttura esistente.

L'involucro è realizzato interamente con pannelli di polycarbonato sia per le pareti verticali che per la copertura, garantendo una scansione modulare regolare data dalla dimensione dei pannelli stessi. La matericità del polycarbonato, che combina la trasparenza con la sfocatura e la dissolvenza di ogni soggetto che possa trovarsi dall'altra parte della pelle, è una chiave del successo del progetto e ne determina la propria peculiarità.

La luce diventa così il terzo materiale del progetto: attraverso la pelle trasparente la luce diurna può illuminare l'interno in modo uniforme, limitando al minimo la necessità di illuminazione artificiale nonostante la profondità del corpo di fabbrica cerchi di avvolgere l'interno nell'ombra. Di notte invece lo scenario si inverte e il nuovo volume illumina anche gli ambienti circostanti nonché lo scheletro industriale, in un reciproco percorso di valorizzazione basato sui contrasti.

Come si può osservare nelle immagini (figure 5, 11, 12, 13, 14), il volume appare tanto di giorno quanto di notte nella sua semplicità, lasciando trapelare il contenuto ma senza svelare nulla. Al tempo stesso la forte differenza tra i materiali robusti della preesistenza (acciaio, calcestruzzo) e il volume traslucido aggiunto garantisce la perfetta riconoscibilità dell'intervento fin dal primo sguardo.

L'interno del volume risulta allo stesso modo avvolto dalla luce

etera emanata dalla pelle in polycarbonato e dalla pavimentazione in pietra color crema e puntualmente segnata dalle putrelle, dalle tubazioni e dalle croci di Sant'Andrea in nudo acciaio che trafiggono il polycarbonato, in un continuo rapporto di dipendenza tra il contenuto e il contenitore.

In sezione (figura 20) è possibile osservare direttamente la sequenza costruttiva delle varie componenti previste per la realizzazione del nuovo volume. La nuova struttura è fissata al terreno per mezzo di un cordolo perimetrale gettato in calcestruzzo armato sulla piastra in calcestruzzo esistente, in modo da assicurare la resistenza alle sollecitazioni ed evitare possibili irregolarità nella distribuzione della piastra.

Il resto della piastra è livellato con un massetto sopra il quale è installata una pavimentazione flottante per meglio adattarsi alle diverse irregolarità in altezza, ancora una volta seguendo il principio del minimo intervento. Le uniche porzioni in cui non è prevista la nuova pavimentazione sono i nodi delle piastre dell'attacco a terra della struttura preesistente, che vengono riempiti con gli stessi ciottoli di scarto dell'acciaio presenti anche nel *landscape* esterno.

La nuova struttura è fissata sopra il cordolo tenendo sempre una distanza di circa 60-80 cm dalla struttura preesistente in modo da garantire sempre la continuità del volume. Per soddisfare la corretta posa dei pannelli di rivestimento in polycarbonato è stato previsto l'inserimento di orizzontamenti di rinforzo, mentre per coprire le luci maggiori il telaio, tendenzialmente binato da pilastro a pilastro esistente (figura 21, dettaglio 7), viene irrigidito per forma tramite i salti di quota del volume e tramite i collegamenti alla struttura esistente.

L'involucro risulta particolarmente snello, essendo costituito dalla sola pelle esterna costituita dai pannelli di polycarbonato, che è direttamente fissata sulla struttura metallica. Non sono previsti rivestimenti interni, pertanto eventuali impianti sono lasciati a vista.

Questa soluzione tecnologica risulta particolarmente leggera ed ha quindi permesso di ridurre notevolmente la dimensione del telaio metallico, essendo sostanzialmente assenti anche eventuali sovraccarichi sui solai di copertura (inaccessibili e non esposti a intemperie); la manutenzione viene effettuata tramite dei passaggi protetti predisposti all'interno della struttura esistente (figura 24). I nodi dove la struttura cambia giacitura verticale-orizzontale sono risolti con la connessione dei pannelli di polycarbonato e scossaline in alluminio, sia per la raccolta delle acque che per gestire le varie sovrapposizioni dei materiali posati a secco e suscettibili di tolleranza di posa. La pendenza delle coperture viene realizzata direttamente attraverso la struttura secondaria e la seconda orditura di profili in acciaio.

I pannelli in polycarbonato, forniti dal produttore tedesco Rodeca, hanno una dimensione di 500 x 40 mm per le superfici verticali e di 1000 x 25 mm per le chiusure orizzontali e sono collegati tra loro ad incastro con un giunto maschio femmina che ne garantisce un'installazione veloce e reversibile (figura 23).

La semplicità della soluzione tecnica per il pavimento controterra



Fig. 11 | Dettaglio del nuovo volume (© Terrence Zhang)



Fig. 12 | Integrazione tra impianti esistenti e nuova torre (© Terrence Zhang)

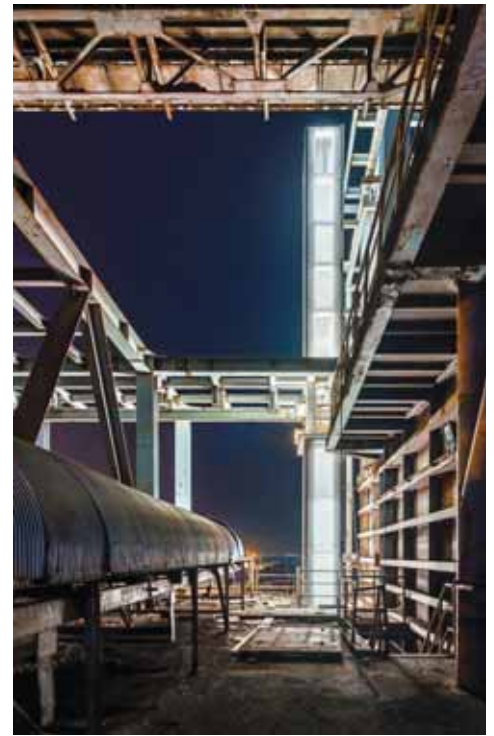


Fig. 13 | Dettaglio della torre illuminata (© Terrence Zhang)



Fig. 14 | Stato di progetto, ingresso est (© Terrence Zhang)



Fig. 15 | Interni, intreccio tra strutture nuove e preesistenti (© Terrence Zhang)

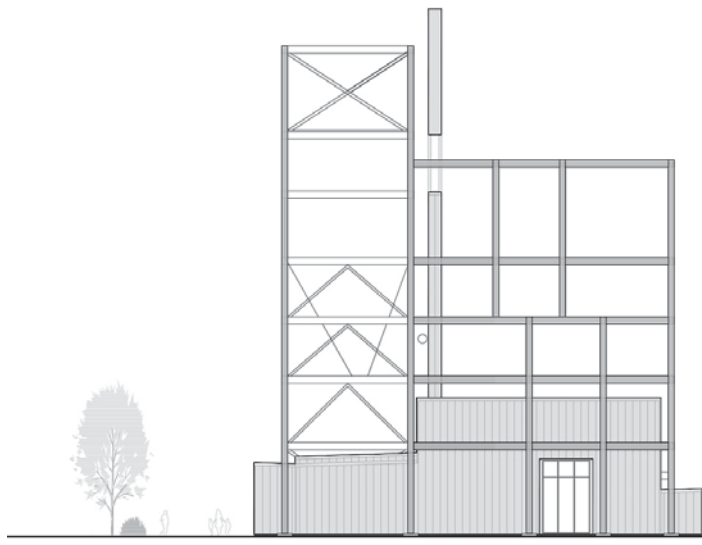


Fig. 16 | Interni, vista del lounge bar/reception (© Terrence Zhang)

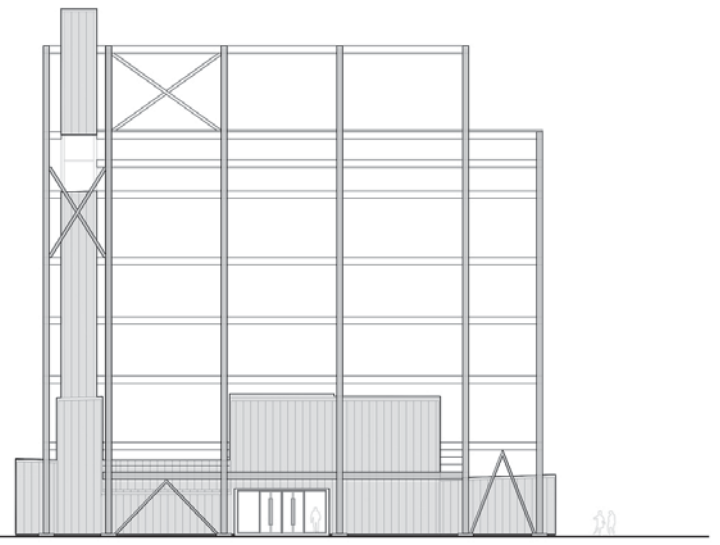


Fig. 17 | Interni, vista della sala riunioni (© Terrence Zhang)

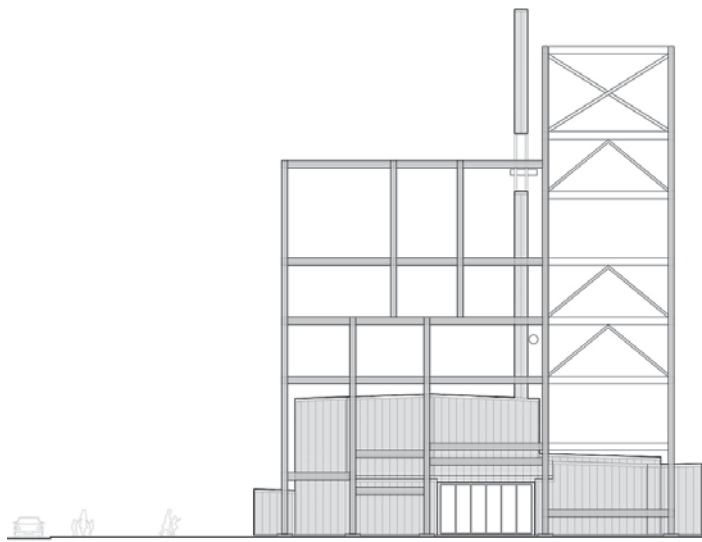




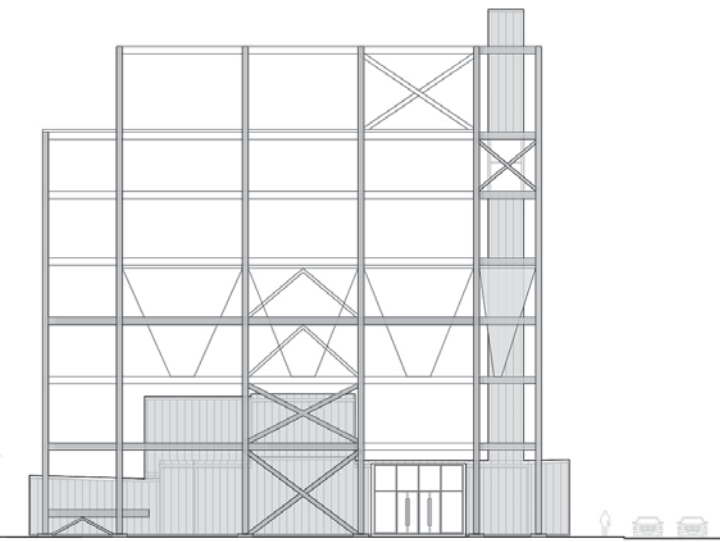
Elevation North



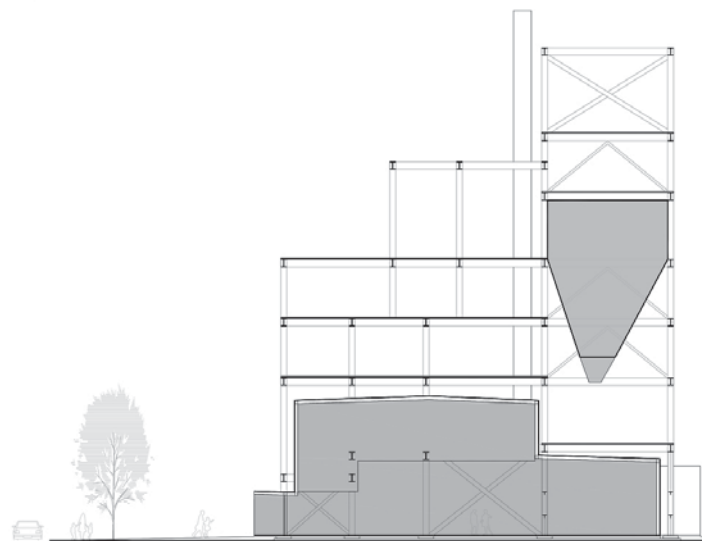
Elevation West



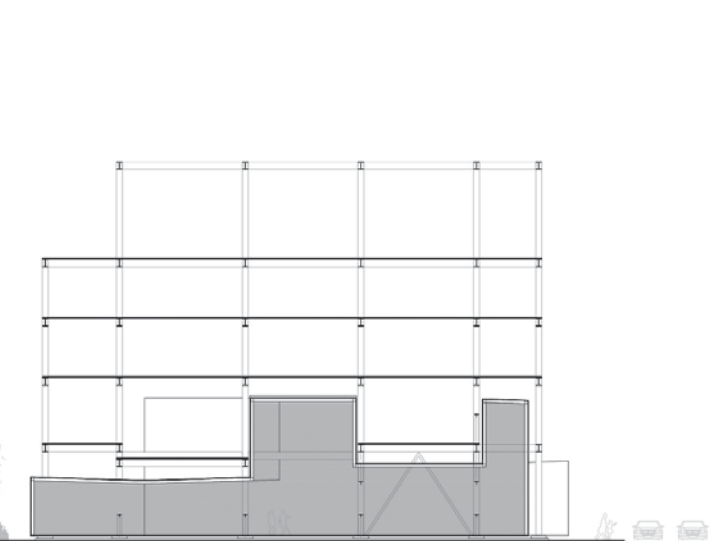
Elevation South



Elevation East

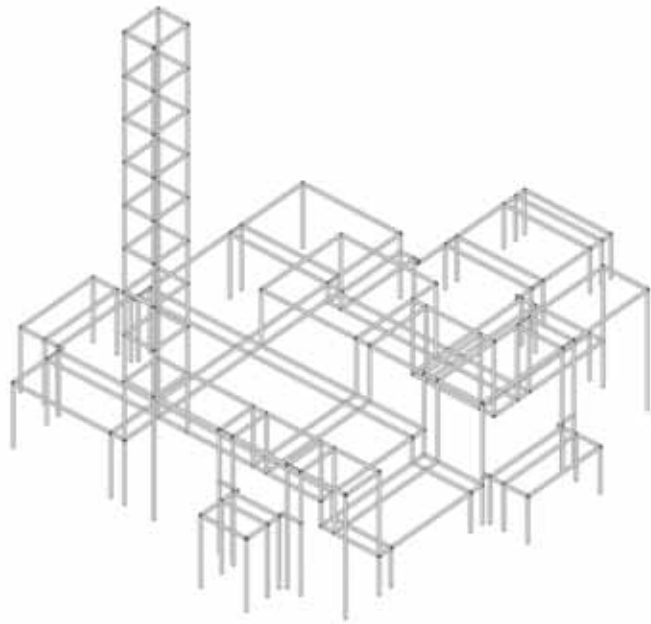


Section AA'

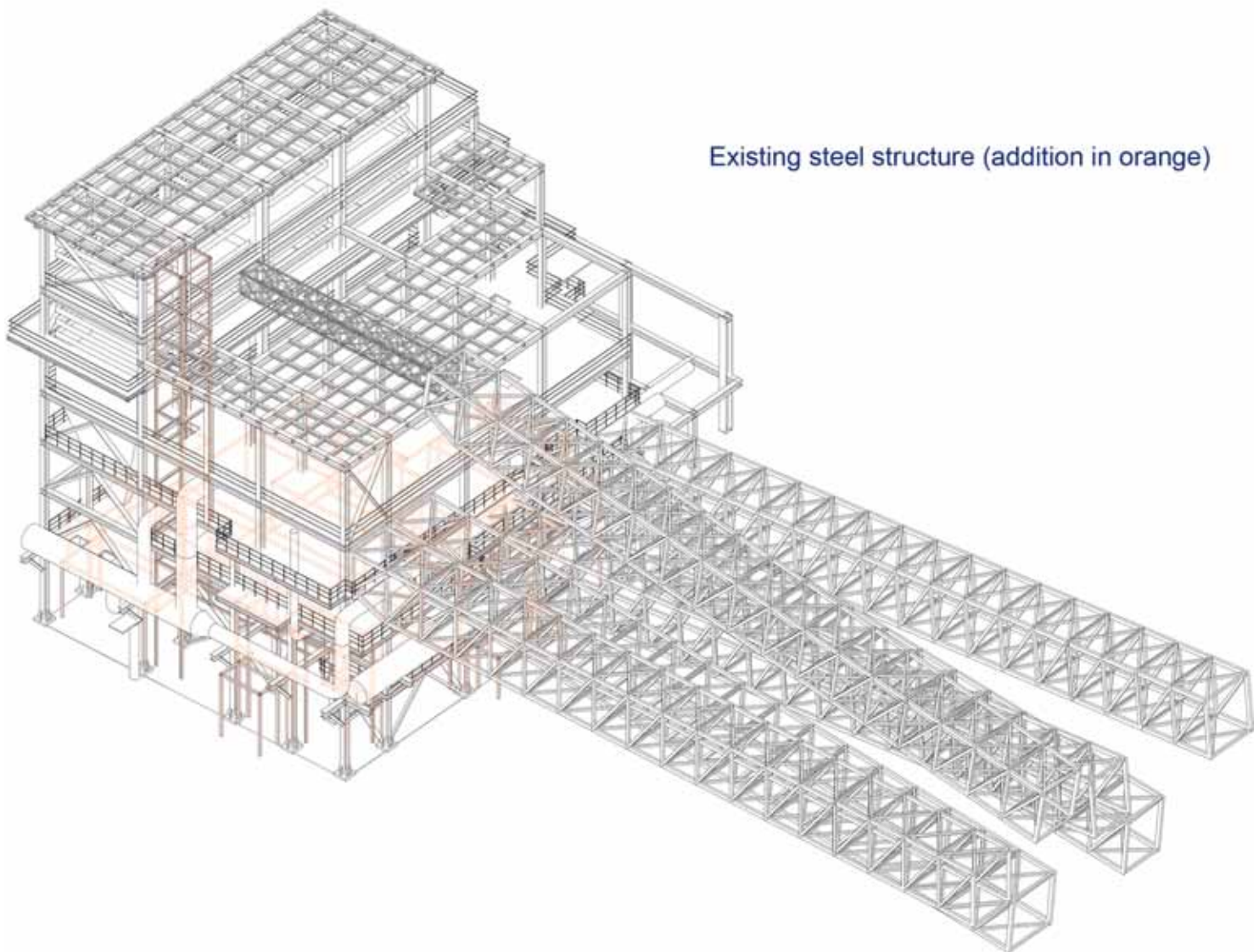


Section CC'

0 1m 5m 10m



New steel structure



Existing steel structure (addition in orange)

Fig. 19 | Modello 3D delle strutture in acciaio, in evidenza l'inserimento del nuovo telaio all'interno del complesso sistema strutturale esistente (© Kokaistudios)

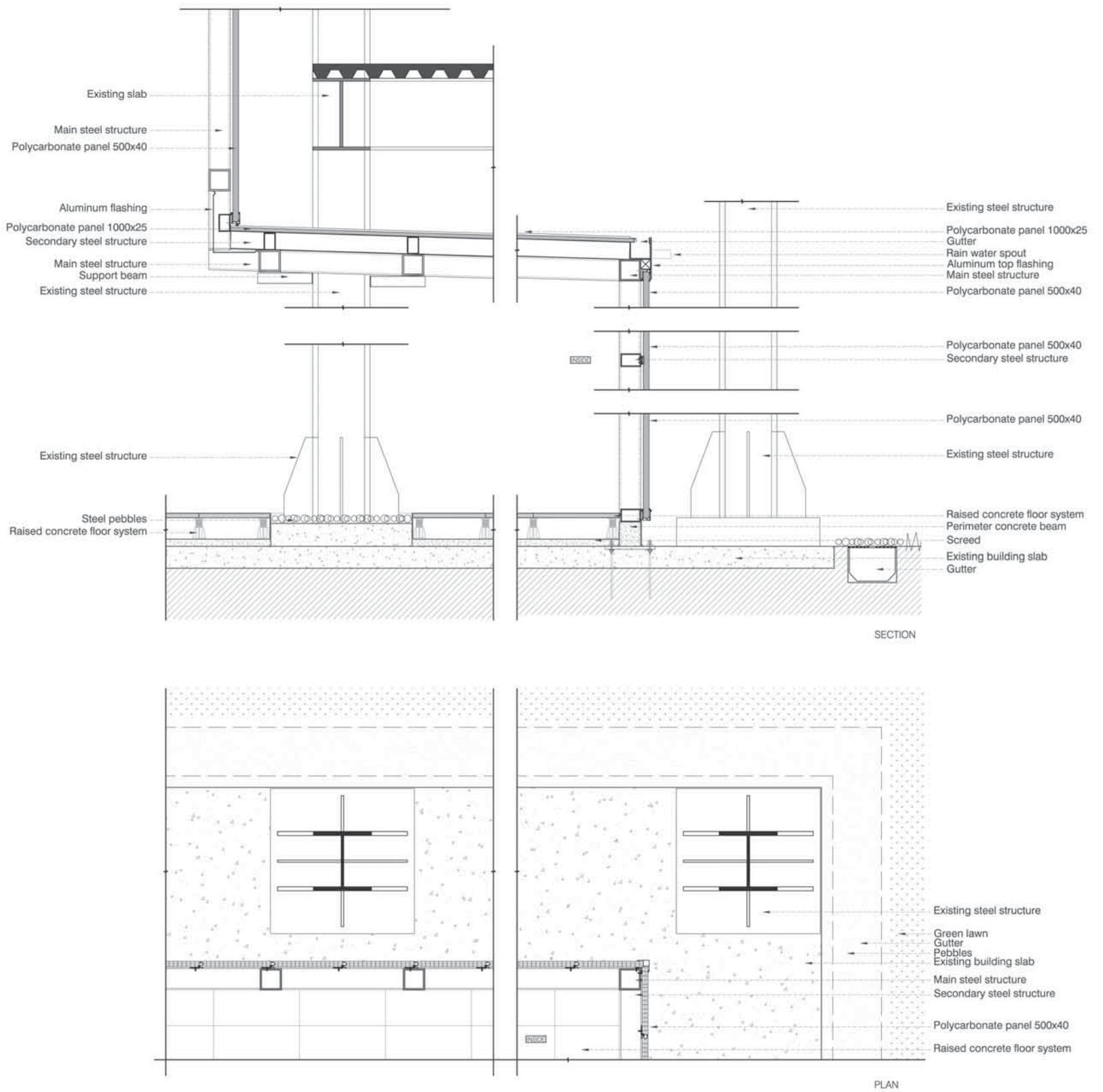


Fig. 20 | Sezione del dettaglio tecnologico del nuovo volume. (© Kokaistudios)

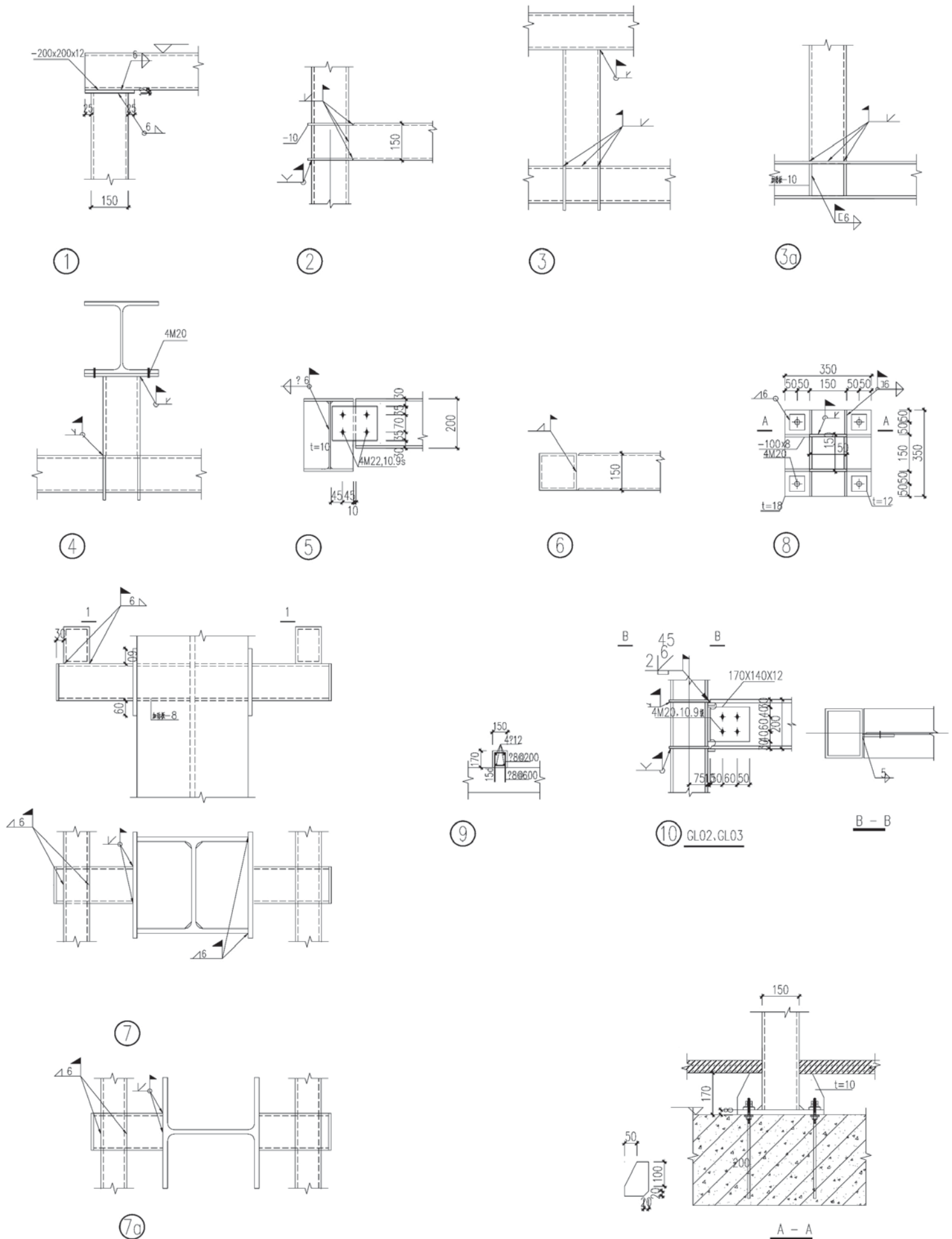


Fig. 21 | Dettaglio dei nodi strutturali del telaio in acciaio (© Kokaistudios, © Shanghai Tongda Planning & Architectural Design Co. Ltd.)

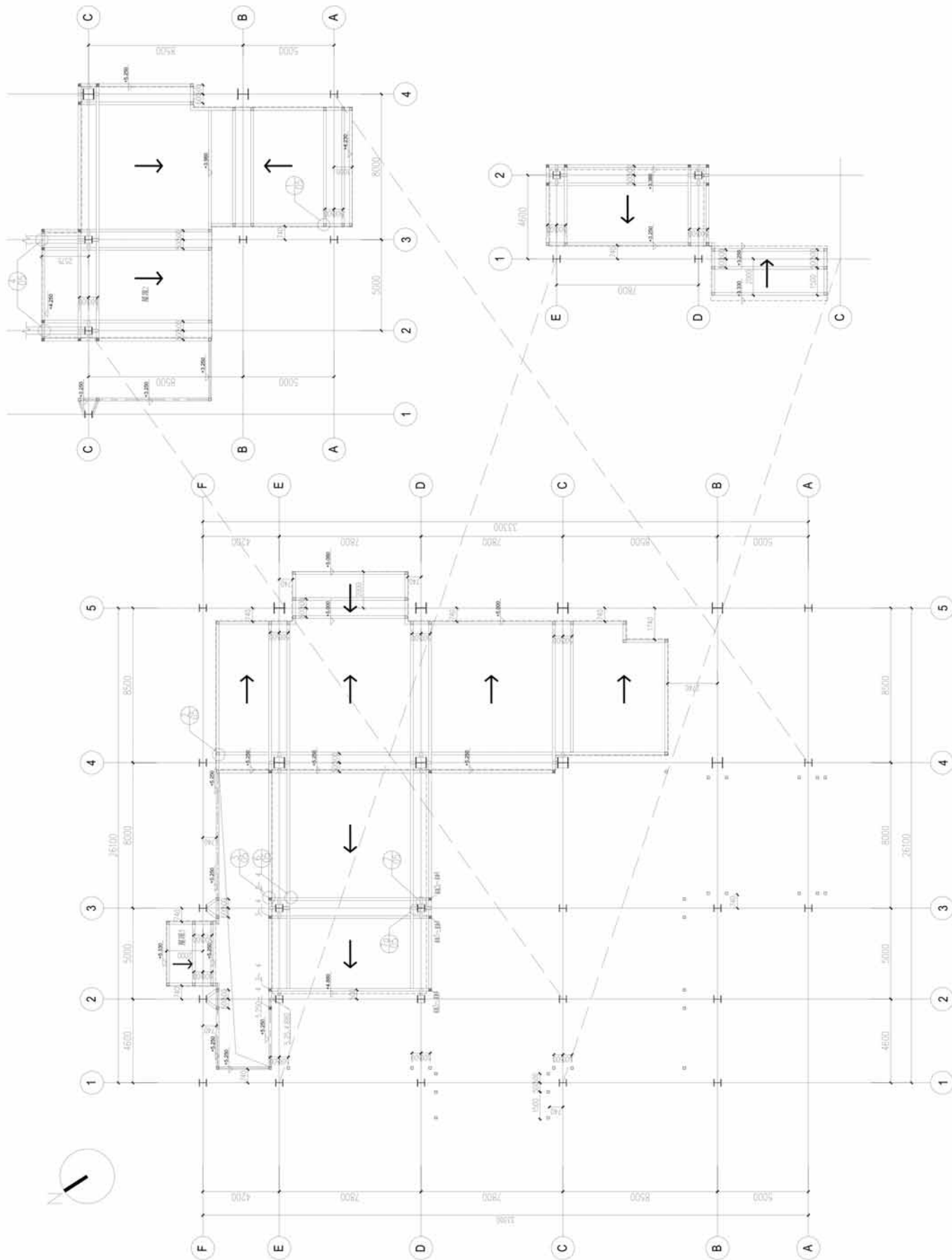


Fig. 22 | Elaborato esecutivo delle carpenterie metalliche (© Kokaistudios, © Shanghai Tongda Planning & Architectural Design Co. Ltd.)

e dell'involucro è possibile poiché non è previsto un utilizzo continuativo dell'edificio, presentando quindi dei requisiti in termini di performance termica e acustica meno stringenti rispetto ad un edificio per uffici tradizionale.

L'impianto di riscaldamento e raffrescamento è costituito da un sistema di pompe di calore elettriche, la cui unità esterna è disposta sulla copertura del nuovo volume, mentre le unità interne sono disposte lungo una dorsale interna del controsoffitto rivestito con una lamiera forata. Una prima versione del progetto prevedeva anche l'inserimento di un ascensore all'interno del nuovo volume a torre, che è stato tuttavia escluso dalla versione

finale per mancanza di spazi sufficienti alla sua installazione senza intervenire in maniera irreversibile sulla preesistenza.

Un ulteriore aspetto tecnico attentamente curato è la tenuta all'acqua del nuovo volume. Le bucatore all'interno del rivestimento in polycarbonato costituiscono infatti le principali soluzioni di continuità, ma il posizionamento all'interno del volume preesistente contribuisce ad una protezione passiva dagli agenti atmosferici, mentre le superfici più esposte non presentano tagli o sfridi sulle superfici. In questo modo è bastato progettare dei giunti in lamiera di alluminio in grado di coprire la parte terminale dei pannelli e al contempo fungere da canaletta di raccolta delle acque.

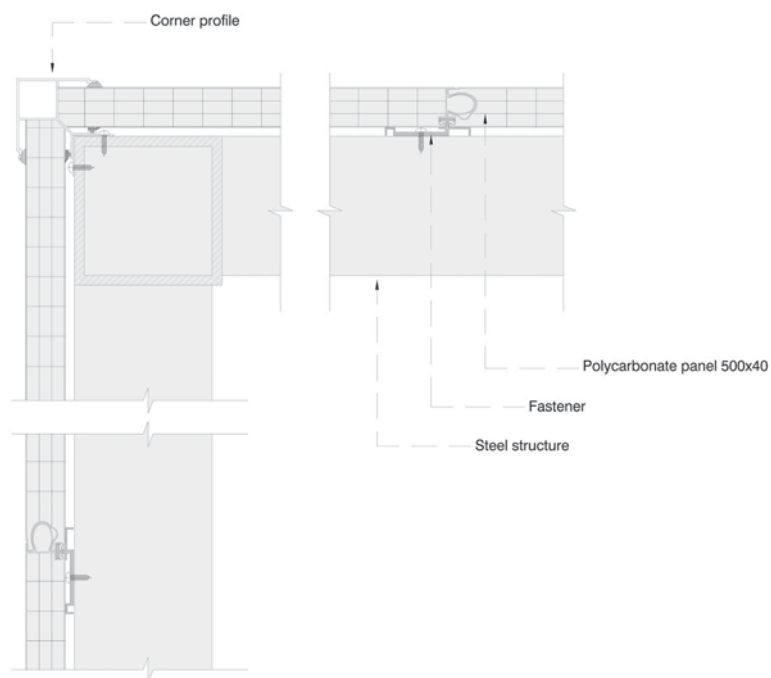


Fig. 23 | Dettaglio costruttivo della soluzione di montaggio dei pannelli in polycarbonato (© Kokaistudios)



Fig. 24 | Vista di dettaglio del nuovo volume e del rivestimento in polycarbonato (© Terrence Zhang)

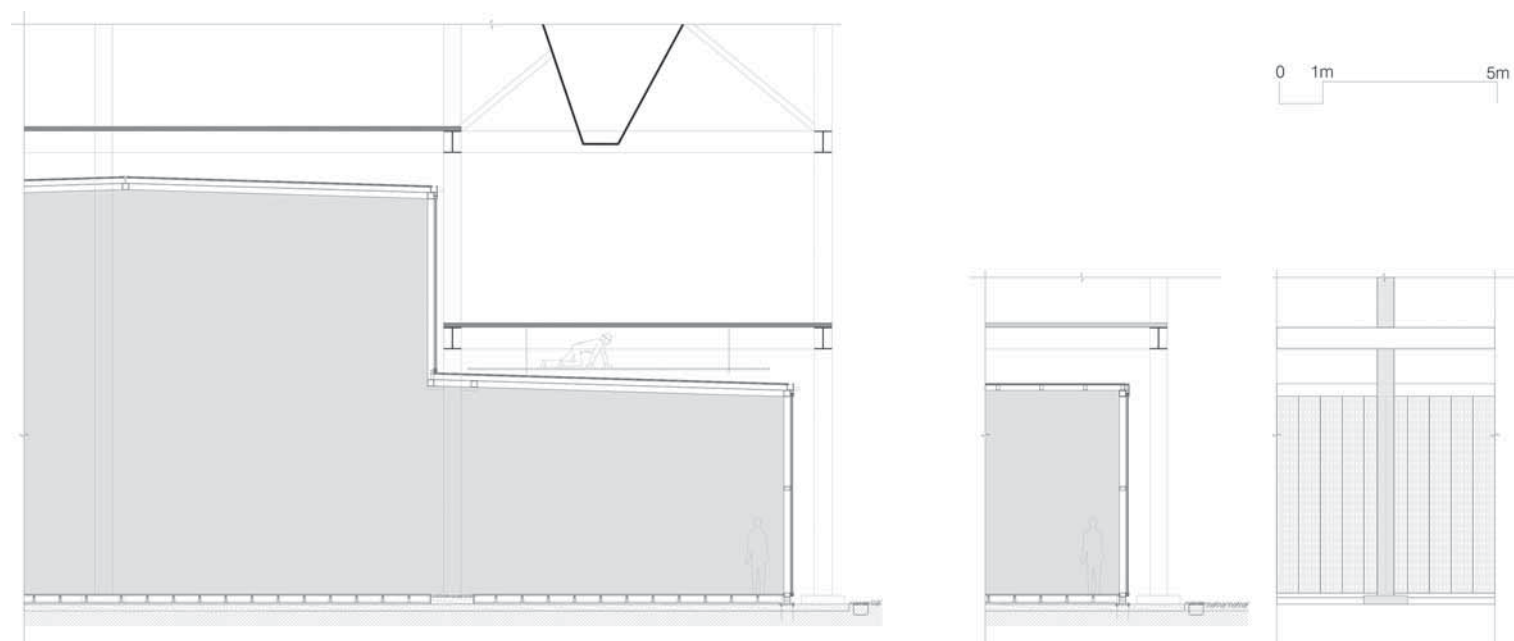


Fig. 25 | Sezione e prospetto della soluzione tecnologica in polycarbonato (© Kokaistudios)

Una soluzione progettuale che avesse previsto di rivestire dall'esterno i pilastri esistenti avrebbe non solo avuto un impatto compositivo molto differente, ma anche numerosi nodi da attenzionare per garantire la tenuta all'acqua e all'aria.

## Un processo edilizio circolare

L'Exhibition Center si caratterizza per l'elevata prefabbricazione degli elementi costruttivi che ha portato alla realizzazione in tempi molto brevi: dal primo contatto con i clienti all'inaugurazione sono occorse solo sedici settimane (da marzo a luglio 2020), di cui circa la metà spese per la realizzazione in cantiere (figura 26). L'impiego di prodotti commerciali e profilati standard unitamente all'elevata modularità e alla possibilità di eseguire tutte le lavorazioni a secco (tranne che il cordolo di fondazione) sono i principali fattori di riduzione dei costi e dei tempi di lavorazione; è stato così possibile anticipare i tempi di inaugurazione e trasferire l'esposizione per avviare in anticipo il riuso degli spazi come da masterplan.

La flessibilità del nuovo edificio è stata uno dei principali temi progettuali per poter garantire una completa adattabilità nel tempo, proprio grazie alla distribuzione planimetrica senza troppi vincoli (principalmente costituiti dalle croci di Sant'Andrea della preesistenza) e alla altezza interna variabile che permette una successiva integrabilità di impianti o di arredo.

Le costruzioni a secco e modulari permettono inoltre di ipotizzare un riciclo dei materiali più semplice ed efficace in fase di fine vita. Un edificio di questo tipo è infatti pensato per avere una vita

utile piuttosto contenuta vista la natura temporanea, da stabilire a seconda delle esigenze dei proprietari durante lo sviluppo del masterplan. Pertanto, la valutazione dei possibili scenari al termine del ciclo di vita e la scelta di materiali riciclabili o riutilizzabili sono rilevanti per valutarne l'effettiva impronta ambientale.

I pannelli in polycarbonato sono stati scelti con una particolare sezione con giunti maschio-femmina pensati per essere montati e smontati in breve tempo ed essere facilmente riutilizzati o riciclati; la struttura in acciaio è invece realizzata con profili saldati, il che comporterà in fase di smontaggio di dover tagliare i cordoni senza possibilità di reimpiego diretto ma garantendo una completa riciclabilità della materia prima.

In ottica di reversibilità e ripristino delle condizioni di partenza dell'edificio ospitante è rilevante notare come la quasi totalità degli interventi condotti per la realizzazione non recheranno impatti, a parte la realizzazione del nuovo massetto di livellamento, coerentemente con l'idea progettuale iniziale.

## Ringraziamenti

Si ringrazia il team di Kokaistudios (Shanghai, Cina) per la collaborazione e per aver condiviso le informazioni di progetto, la documentazione tecnica e il materiale iconografico. Un ringraziamento particolare è rivolto all'Arch. Andrea Antonucci, *design leader* del progetto presso Kokaistudios, per aver fornito alcuni preziosi dettagli sul processo progettuale e realizzativo.



Fig. 26 | Fase di cantiere per la realizzazione del telaio strutturale (© Kokaistudios)



Fig. 27 | Vista d'insieme dell'ingresso est (© Terrence Zhang)

## Riferimenti bibliografici

Ma, P.; Li, X.; Lan, D. A Dual Strategy in the Adaptive Reuse of Industrial Heritage Buildings: The Shanghai West Bund Waterfront Refurbishment. *Buildings* 2023, 13, 1582. <https://doi.org/10.3390/buildings13071582>

Besana, D.; Tirelli, D. Reuse and Retrofitting Strategies for a Net Zero Carbon Building in Milan: An Analytic Evaluation. *Sustainability* 2022, 14, 16115. <https://doi.org/10.3390/su142316115>

Paleari, M; Campioli, A. Salvaguardare e riqualificare il suolo. Dalle strategie inseedative alla gestione dei processi di dismissione del costruito. *TECHNE* 2015, 10, pp. 232-239. <https://doi.org/10.13128/Techne-17520>

SIIC Environment Holdings LTD. Representative projects: Shanghai Baoshan Renewable Energy Utilization Center. Available online: <https://www.siicenv.com/en/business/selective-projects/> (Accesso il 13 febbraio 2024)

Wong, L. Adaptive Reuse: Extending the Lives of Buildings; Birkhäuser: Basel, Switzerland, 2017; ISBN 9783038215370

## Credits

Nome del progetto: Baoshan WTE Exhibition Center

Location: Shanghai, China

Superficie Lorda di Progetto: 725 m<sup>2</sup>

Superficie Territoriale: 3100 m<sup>2</sup>

Inizio del processo di design: Marzo 2020

Data di completamento: Luglio 2020

Cliente: SIIC Bao Steel Environmental Resources Technology Co., Ltd.

Ambito di servizio: Ristrutturazione architettonica e progetto del paesaggio

Chief Architects: Andrea Destefanis, Filippo Gabbiani

Direttore del progetto: Li Wei

Design Manager di progetto: Andrea Antonucci

Design Team: Lu Tian, Qu Hao

Local designer institute (LDI): Shanghai Tongda Planning & Architectural Design Co. Ltd.

Fornitore del materiale (policarbonato): Rodeca



### Davide Tirelli

Ingegnere edile-architetto e assegnista di ricerca presso il Dipartimento ABC del Politecnico di Milano. Si occupa dello studio del Life Cycle Assessment, dei Net Zero Carbon Buildings e di sostenibilità ambientale nel settore edilizio.



# Soluzioni con palancole in acciaio per prevenire e mitigare rischi sismici e alluvionali

## *Reinforcement of flood protection barriers using steel sheet piles*

Borana Kullolli\*, Abir Gallala, Domenico Rolando

ArcelorMittal Sheet Piling, Long Products Europe, 66 rue de Luxembourg, L-422, Luxembourg

Entro la fine di questo secolo, si prevede che il livello medio del mare crescerà almeno di 1 m. Questo innalzamento, secondo studi recenti, aumenterà la frequenza di eventi naturali estremi (inondazioni, erosione costiera). È necessario, quindi, mettere in atto sistemi di mitigazione del rischio per prevenire gli effetti di questi cambiamenti climatici.

Una delle possibili soluzioni riguarda l'utilizzo delle palancole in acciaio che, grazie alla loro elevata resistenza, velocità di installazione, duttilità e flessibilità di adattamento a geometrie complesse, hanno dimostrato di essere una valida alternativa ai sistemi tradizionali. Possono infatti essere utilizzate per diversi scopi come groynes, barriere impermeabili, rinforzi per argini fluviali e protezione delle zone costiere.

Obiettivo dello studio presentato in questo articolo, è mostrare i benefici delle palancole in acciaio utilizzate come elementi di rinforzo di una normale diga realizzata in terra.

A tale scopo si esaminano i risultati di un test di cedimento strutturale (in scala 1:1) effettuato nei Paesi Bassi nei pressi della città di Emedijk e condotto su due dighe, la prima realizzata in terra, mentre la seconda rinforzata con una parete di palancole in acciaio. Le palancole impiegate nella soluzione rinforzata hanno evitato il completo collasso della struttura, e dai risultati ottenuti risulterebbe addirittura possibile ridurre di un ulteriore 30% il peso degli elementi in acciaio (riducendo le sezioni), continuando a garantire il minimo livello prestazionale e di sicurezza richiesto.

Volendo estendere l'analisi anche a strutture destinate a zone sismiche, vengono valutati attraverso un'analisi dinamica agli elementi finiti, gli effetti che le azioni sismiche avrebbero sulle componenti strutturali. A tal riguardo, nel lavoro proposto è stata eseguita un'analisi parametrica che indaga il comportamento delle palancole sottoposte agli effetti della variazione dell'accelerazione di picco al suolo, della tipologia di suolo e dell'altezza di ritenuta.

Nell'ultima parte dell'articolo verrà illustrato un nuovo sistema in fase di sviluppo per il monitoraggio dello stato di "salute" strutturale delle palancole. Lo scopo è quello di riuscire a monitorare le azioni agenti sulle palancole durante la fase di esercizio, al fine di rilevare preventivamente problematiche che possano compromettere, nel tempo, l'integrità strutturale dell'intero sistema.

*By the end of this century, the global average sea level rise is estimated to be at least 1 m. Recent studies showed that the mean sea level rise will also increase the frequency of extreme coastal events. Hence, there is a need for immediate action to prevent and mitigate climate change effects via flood defences and coastal erosion protection schemes. Steel sheet piles have been shown to be an adequate solution due to their high strength resistance, speed of installation, ductility, and flexibility to adjust to different shapes. They are used as cut-of solutions, dyke reinforcement, river embankment protection or groynes to avoid further flooding and erosion events in coasts and rivers. This contribution presents the several technical aspects based on the results from research campaigns. Initially, a full-scale dyke failure test campaign was carried out near the town of Eemdijk in the Netherlands. The aim was to understand the behaviour of earth and reinforced dyke. The increased robustness of the reinforced dyke with steel sheet piles prevented a total failure, and the results showed a potential saving of 30% while guaranteeing the required level of safety. Moreover, the effect of seismic action in sheet pile solutions has been analysed in detail via the dynamic approach of finite element method. A parametric study on the effect of the peak ground acceleration, soil type and retained height will be shown. This led to a significant decrease of the calculated bending moments and forces compared to those obtained from traditional methods. Finally, a new concept related to structural health monitoring for sheet piles that is under development will be highlighted. The aim is to monitor sheet pile solutions in order to detect early signs of structural problems and create alert if the structural integrity is compromised.*

\*Corresponding author. Email: borana.kullolli@arcelormittal.com

## 1. IMPATTO DELLE INONDAZIONI E TERREMOTI IN ITALIA

L'elevata sismicità del territorio italiano ha spinto i progettisti a concentrarsi sulla definizione delle azioni sismiche tralasciando eventi meno frequenti, altrettanto pericolosi, che negli ultimi anni si sono via via intensificati.

È ben noto che i terremoti rappresentino non solo un pericolo per la salvaguardia delle vite umane, ma anche un serio rischio di danneggiamento o collasso di abitazioni, infrastrutture e altri manufatti.

Secondo la Protezione Civile [2] essendo l'Italia collocata tra la placca eurasiatica e la placca africana, la maggior parte delle regioni italiane vengono classificate ad alto rischio sismico e, inoltre, la vulnerabilità del territorio non è affatto trascurabile a causa dell'obsolescenza della maggior parte del patrimonio immobiliare, delle aree densamente popolate in corrispondenza dei grandi centri abitati e dell'inestimabile valore del patrimonio artistico e culturale.

Oltre i terremoti bisogna tenere in debita considerazione anche inondazioni, frane, colate di fango, valanghe ed eruzioni vulcaniche che possono mettere a serio rischio la salvaguardia delle vite umane, i manufatti e le infrastrutture. Secondo l'Istituto Nazionale per la Protezione e la Ricerca Ambientale (ISPRA), circa il 10,4% della popolazione italiana vive in aree considerate ad alto rischio alluvionale [3]. A causa dell'innalzamento del livello del mare entro il 2080, infatti, più di 4500 km<sup>2</sup> tra aree costiere e pianure saranno a rischio inondazione. Tale fenomeno riguarderà principalmente le coste dell'Italia settentrionale (alto Adriatico), dell'Italia centrale tra Ancona e Pescara e parte dell'Italia meridionale isole comprese.

Si stima che il costo complessivo per mitigare i rischi di questi eventi sarà pari a circa 42 miliardi di euro. Con l'incremento della frequenza di tali eventi, quindi, diventa necessario intraprendere azioni preventive per limitare gli effetti dovuti a questi cambiamenti. Un valido metodo per adeguare le esistenti strutture di protezione come dighe o argini è quello di rinforzarle con pareti continue realizzate con palancole in acciaio.

## 2. CAMPI DI APPLICAZIONE DELLE PALANCOLE IN ACCIAIO

### 2.1 Campi di applicazione

Le palancole sono profilati lunghi in acciaio laminati a caldo o a freddo con bordi appositamente progettati e realizzati per potersi incastrare tra loro al fine di creare una parete continua. Attraverso attrezzature dedicate questi elementi vengono infissi nel terreno per formare un'unica struttura capace di contenere acqua o terreno a tergo dello scavo in applicazioni permanenti o temporanee. Le palancole in acciaio sono profili che facilmente si adattano ad



Fig. 1 | Realizzazione di una banchina sita nel porto di Piombino ©ArcelorMittal



Fig. 2 | Rinforzo di un argine spondale con l'utilizzo palancole in acciaio, Germania ©D&K

una vasta tipologia di applicazioni in ambito infrastrutturale come, ad esempio, la realizzazione di banchine portuali, argini di canali navigabili, barriere di protezione contro i pericoli naturali, infrastrutture per la mobilità come spalle da ponte e sottopassi, soluzioni per la bonifica di siti contaminati, dighe e pozzi.

Il trasporto marittimo/fluviale e le infrastrutture portuali in genere sono corridoi fondamentali per il trasporto e quindi per l'economia globale. Comprendono strutture come banchine (esempio in figura 1), frangiflutti, protezioni degli argini (figura 2), chiuse e canali. Tali infrastrutture vengono generalmente progettate considerando una vita utile operativa di 50 anni o più. Le opere di protezione dai pericoli naturali sono soluzioni indispensabili per la salvaguardia delle comunità da possibili eventi catastrofici. Tali strutture includono rinforzi di dighe in terra, argini fluviali, groyns, barriere di protezione contro inondazioni/esondazioni ed erosione costiera. La loro natura di parete continua impermeabile fornisce una valida protezione



Fig. 3 | Sottopassaggio ferroviario a Lokeren, Belgio © Kristof Pieters



Fig. 4 | Progetto di bonifica del letto di un fiume a Flix, Spagna ©Acuamed

contro le maree e le esondazioni, e grazie al loro peso contenuto ed alla loro alta duttilità, sono particolarmente indicate all'utilizzo in zone sismiche.

Le soluzioni per la mobilità riguardano principalmente muri di sostegno, spalle da ponte, sottopassaggi (figura 3), gallerie e parcheggi interrati. Nelle aree densamente abitate, dove rumore e vibrazioni devono essere ridotti al minimo per non causare disagi a cose o persone, le innovative attrezzature di infissione, rispetto alle più note soluzioni tradizionali, consentono l'installazione delle palancole abbattendo sensibilmente il rumore e le vibrazioni derivanti dall'installazione, avendo così un impatto pressoché nullo sugli edifici e sull'ambiente circostante.

Le soluzioni per la salvaguardia ambientale, invece, possono riguardare pareti continue per applicazioni temporanee o permanenti destinate al confinamento di aree inquinate che necessitano della bonifica di terreni o falde (figura 4). Vengono altresì utilizzate per interventi di pulizia e messa in sicurezza di greti di fiumi e canali. Al fine di garantire la completa impermeabilità del sistema, ArcelorMittal mette a disposizione diverse tipologie di sigillanti che garantiscono l'impermeabilità del giunto.

## 2.2 Aspetti tecnici delle palancole utilizzate come elementi di protezione contro fenomeni di inondazione ed erosione costiera

Le palancole impiegate come barriere di protezione da inondazioni e fenomeni erosivi possono apportare svariati benefici:

- Quando utilizzate come nuove strutture di protezione, possono garantire:
  - Tenuta stagna
  - Drenaggio
  - Appoggio e stabilizzazione della terra.
- Per gli argini esistenti, l'installazione di palancole aumenta la resistenza globale del sistema e riduce l'azione erosiva dell'acqua sui pendii (rinforzi della diga);
- Nelle zone ad alta sismicità, le palancole in acciaio sono particolarmente indicate per la loro leggerezza e duttilità che garantisce una minore inerzia;
- In spazi limitati, come ad esempio porti o aree urbane, le palancole possono rappresentare una valida soluzione alternativa;
- Trattandosi di elementi prefabbricati le palancole garantiscono un alto standard qualitativo, un'elevata velocità di posa in opera e un breve periodo di preparazione del cantiere.

## 3. PROVA IN SCALA SU ARGINI IN TERRA E RINFORZATI

In questa parte dell'articolo viene presentato un test sperimentale, effettuato nei Paesi Bassi, volto a ricercare soluzioni per rinforzare la stabilità delle dighe in terra, per velocizzarne l'installazione e ottimizzarne i costi. Il test, pur essendo svolto in accordo alle normative dei Paesi Bassi ed alle specifiche condizioni del suolo, fornisce conclusioni generali che possono trovare applicazione in diversi contesti.

### 3.1 Contesto e motivazione

Nei Paesi Bassi la gestione delle acque è da sempre un argomento di grande attualità ed al centro della pubblica attenzione. Si stima che oltre due terzi del paese sono ad alto rischio inondazioni, mentre la restante parte del territorio, che si trova ad una quota più bassa rispetto il livello del mare, è attraversata da diversi importanti corsi d'acqua dell'Europa nord-occidentale. Nei Paesi Bassi, le dighe realizzate in terra rappresentano, ad oggi, il principale sistema di protezione delle aree costiere e fluviali contro le inondazioni. A causa dell'innalzamento del livello del mare e dell'aumento dell'intensità delle precipitazioni, maggiormente causato dai cambiamenti climatici, le barriere esistenti non sono più in grado di offrire un adeguato standard di protezione e pertanto devono essere potenziate.

Ad oggi non esiste un approccio progettuale standardizzato e conforme alle normative vigenti, quindi, è stata condotta una campagna di prove realizzata in prossimità della città di Emedijk (provincia di Utrecht) come parte del programma POVM (Project Transcending Exploration Macro-stability). Nell'ambito di questo

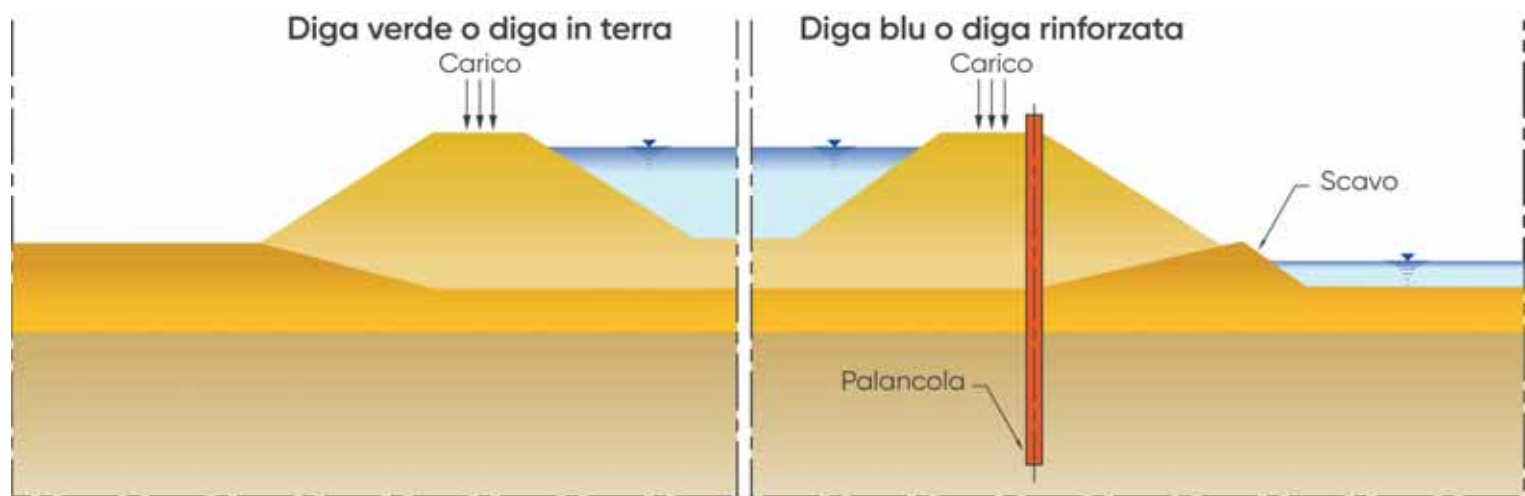


Fig. 5 | Rappresentazione schematica della diga in terra (a sinistra) e della diga rinforzata (a destra). Scala verticale non rispettata.

programma multidisciplinare, le autorità di gestione delle acque, l'industria e gli istituti di ricerca miravano a migliorare le tecniche per rinforzare la stabilità delle dighe in terra, con l'obiettivo di renderle più facili da installare e più efficienti in termini di costi. Questo studio ha portato ad una migliore comprensione del comportamento delle dighe rinforzate realizzate su terreni morbidi, soggette a forte pressione dell'acqua e a condizioni di sollevamento.

### 3.2 Procedura di prova

Lo scopo del programma di ricerca POVM è quello di effettuare un test (in scala 1:1) di collasso su due dighe: la prima realizzata esclusivamente con terra (indicata come "diga verde") e la seconda rinforzata con una parete continua di palancole (indicata come "diga blu") (figura 5). Al fine di comprendere meglio il comportamento di collasso del terrapieno, sono stati effettuati test di push-over su diversi punti del palancoolato in modo da riuscire a modellare l'interazione tra le sezioni in acciaio ed il terreno circostante [6].

Le prove si riferivano a due studi distinti, in cui due dighe lunghe 60,0 m venivano sottoposte a forte pressione e a condizioni di sollevamento idraulico. L'obiettivo era quello di creare delle condizioni di carico realistiche che portassero al cedimento delle strutture. Il test è stato monitorato attentamente 24 ore al giorno, 7 giorni alla settimana, fino al raggiungimento del collasso (dettagli in Breedveld 2019 [7]). La diga blu è stata rinforzata utilizzando triplette sfalsate di palancole GU8N, lunghe rispettivamente 18,00 e 9,00 m.

La diga blu ha raggiunto il collasso nel seguente modo:

- Per pressione idraulica (riempiendo d'acqua il bacino artificiale posto alle spalle della diga): per saturazione, ovvero indebolimento, del nucleo di terra e conseguente aumento dell'instabilità;
- Per aumento del carico accidentale in sommità (mediante contenitori riempiti d'acqua);
- Per condizioni di sollevamento idraulico, abbassando la quota della falda ai piedi della diga.

Nella figura 6 si riportata una rappresentazione schematica della situazione iniziale e dello stato finale una volta in cui si è stato raggiunto il cedimento del sistema. Una descrizione più dettagliata può essere trovata in Lengkeek, 2019 [8]. Nella figura 7, invece,

viene mostrato il sistema di monitoraggio utilizzato durante il test della diga rinforzata. Per tenere costantemente sotto controllo lo stato della diga al variare delle condizioni di carico, sono stati utilizzati quattro tipi diversi di sensori, tra cui: prismi, inclinometri, piastre di carico e sensori a fibra ottica. Il profilo di deformazione del pendio (compresa la testa delle palancole) è stato determinato utilizzando una stazione in grado di misurare i dati di sensori posti a tre differenze altezze della diga: ai piedi, a metà ed in sommità del pendio. L'assestamento del terreno, invece, è stato monitorato tramite l'utilizzo di sensori a piastre posizionati sotto la superficie del terreno, mentre l'andamento delle deformazioni orizzontali è stato valutato attraverso gli inclinometri. La deformazione degli elementi di rinforzo è stata misurata utilizzando sensori a fibra ottica posti su quattro palancole che costituiscono la parete continua.

### 3.3 Risultati

La diga in terra ha mostrato deformazioni in sommità circa 1,5 volte inferiori rispetto alla base [10]. Il cedimento del pendio si è sviluppato molto rapidamente a seguito di uno spostamento orizzontale di 0,1-0,2 m. Il cedimento è stato caratterizzato dalla comparsa di grandi lesioni nella zona di confine tra il pendio e la sommità. Il collasso si è verificato approssimativamente nella mezzeria del terrapieno.

La diga rinforzata con palancole, invece, presenta deformazioni in sommità 1,5 volte maggiori rispetto quelle registrate alla base e i segnali di un possibile cedimento si sono resi visibili circa 24h prima del collasso (come descritto in [11]). Le palancole, inoltre, hanno cominciato a mostrare segni di cedimento solo dopo aver superato il loro massimo momento flettente, corrispondente ad uno spostamento della sommità di circa 0,5 m.

Per quanto riguarda il meccanismo di collasso alla base, in entrambi i casi il cedimento è avvenuto a seguito di una deformazione dell'ordine di 0,1 a 0,2 m. La diga rinforzata con palancole in acciaio, rispetto la diga in terra, è stata in grado di trasmettere più segnali di avvertimento prima del suo collasso.

La diga rinforzata, grazie alla maggior robustezza dovuta alla parete continua realizzata con palancole in acciaio, non ha avuto un cedimento globale, poiché, nonostante l'elevata pressione cui

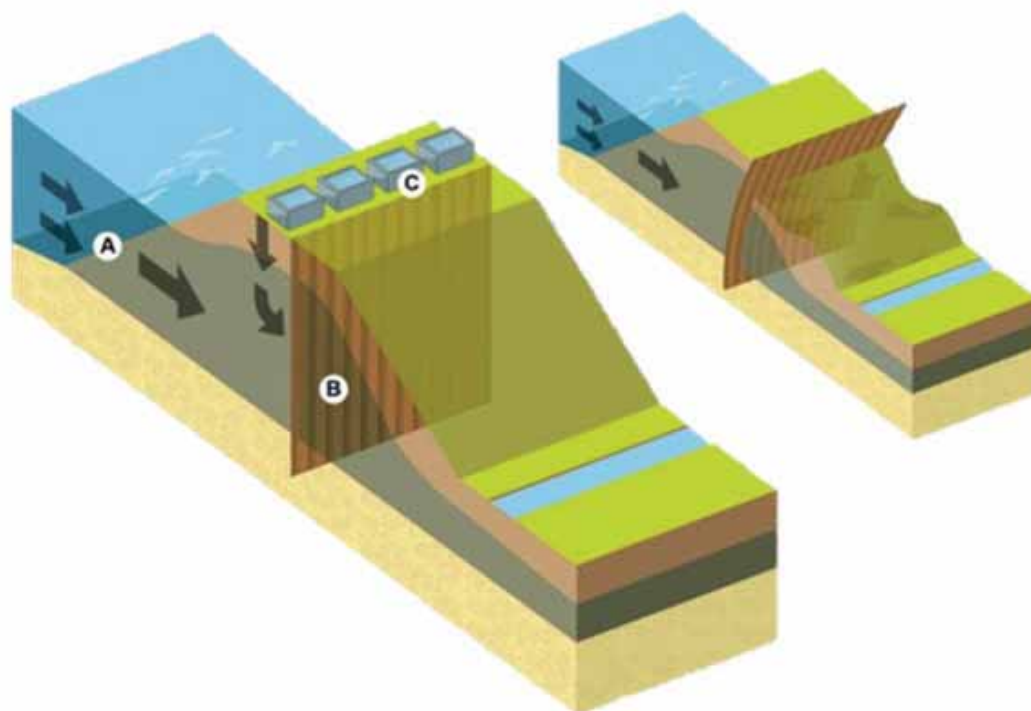


Fig. 6 | Prova su larga scala rinforzata con palancole (fase iniziale e finale) © POVM [9]



Fig. 7 | Strumentazione sperimentale per il monitoraggio della diga blu

è stata sottoposta, i giunti non si sono mai separati e la parete in palancole è rimasta unita. Inoltre, i risultati hanno evidenziato che sarebbe possibile ottimizzare ulteriormente la sezione, risparmiando il 30% in peso, pur continuando a garantire il livello prestazionale

e di sicurezza richiesto. Di questo risultato se ne terrà in conto nella normativa olandese, dove si orienteranno i progettisti ad utilizzare soluzioni di rinforzo leggere, economicamente sostenibili e ridotto impatto carbonico.



Fig. 8 | Fase di cedimento della diga blu

#### 4. PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE DELLA PARETE IN PALANCOLE UTILIZZANDO L'APPROCCIO DINAMICO

La progettazione sismica delle strutture di sostegno considera oltre alle sollecitazioni statiche, anche le forze e gli spostamenti dovuti all'evento sismico. Esistono vari metodi per valutare il comportamento delle palancole soggette a carico sismico come i metodi pseudo-statici (ad esempio Mononobe-Okabe) oppure l'analisi agli elementi finiti. L'approccio pseudo-statico presuppone che la parete continua si comporti come un corpo rigido, mentre l'approccio dinamico deve tenere in conto le deformazioni della parete e le interazioni suolo-struttura. L'analisi agli elementi finiti, attraverso l'approccio dinamico, è in grado di fornire molteplici informazioni come lo stato tensionale, l'entità delle deformazioni, l'evoluzione della pressione dell'acqua interstiziale e le possibili modalità di collasso che bisogna prevenire.

In questa parte dell'articolo si riporta uno studio condotto in collaborazione con SENER (un gruppo internazionale di ingegneria), dove viene analizzato il comportamento sismico delle palancole utilizzando l'analisi agli elementi finiti (FEA- approccio dinamico) e l'analisi time-history per calcolare la risposta della struttura in funzione del tempo. Inoltre, per tenere anche conto dell'impatto della pressione idrodinamica sulla parete di palancole sono stati utilizzati modelli fluidodinamici computazionali (CFD). Informazioni dettagliate sui parametri e sulle ipotesi sono disponibili nel documento tecnico AMCRPS [13].

##### 4.1 Background

Con riferimento alla parete di palancole illustrata nella figura 9, i due metodi sopra citati, l'approccio dinamico e il metodo pseudostatico vengono confrontati nel presente lavoro, tutti i

dettagli e le caratteristiche delle due analisi vengono riportate nei paragrafi 4.2-4.5.

Ai fini della semplificazione, vengono formulate le seguenti ipotesi:

- Il comportamento del suolo è caratterizzato dal modello costitutivo Hardening Soil Small Strain in condizioni non drenate;
- Le soluzioni per palancole non sono portate al collasso;
- La liquefazione non è stata considerata nello studio in oggetto

#### 4.2 Metodi di progettazione

##### 4.2.1 Approccio pseudo-statico

Il design pseudo-statico si basa su un modello elasto-plastico di calcolo della reazione del terreno (SGRM) che utilizza il software RIDO. I parametri richiesti per descrivere il profilo del suolo sono descritti nella tabella 1. La parete della palancole è rappresentata dalla sua rigidità e dai livelli superiore e della punta. I tiranti sono modellati come ancoraggi con una rigidità elastica equivalente considerando la rigidità complessiva del sistema.

Per i coefficienti di pressione statica, l'angolo di attrito della parete  $\delta$  è fissato a  $(+1/3) \varphi$  per la pressione di terra attiva e  $(-2/3) \varphi$  per la pressione passiva di terra. La situazione sismica considera un angolo di attrito suolo-struttura pari a  $(\pm 1/3) \Delta$  per le pressioni terrestri attive e passive.

Quando si esegue il calcolo pseudostatico, i parametri del suolo vengono aggiornati in RIDO in base ai valori sismici corrispondenti. Il carico variabile superficiale viene applicato nel modello come carico supplementare.

L'approccio Westergaard è implementato nel software come carico lineare (statico) lungo l'altezza libera della palancole. Questo è possibile considerando una semplificazione della funzione

parabolica di Westergaard.

#### 4.2.2. Approccio dinamico con FEM

L'analisi dinamica viene eseguita utilizzando il software Plaxis, implementando un modello agli elementi finiti (FEM) 2D simmetrico che consente di analizzare entrambe le direzioni dell'azione sismica orizzontale applicando un solo accelerogramma (in un solo step di calcolo). Le principali caratteristiche di modellazione sono:

Il modello costitutivo utilizzato per rappresentare il comportamento del suolo è l'Hardening Soil Small Strain (HSSmall). Per il calcolo statico, le condizioni del suolo sono considerate drenate mentre per il calcolo dinamico il terreno è considerato in condizioni non drenate (non drenato A) per considerare l'aumento di pressione dell'acqua interstiziale durante l'azione sismica;

L'interazione suolo-struttura è modellata con il fattore  $R_{inter}$  (pari a 0,66 per l'analisi statica e dinamica);

La parete principale e la parete posteriore sono modellate come elementi di piastra mentre i tiranti sono elementi di ancoraggio da nodo a nodo;

Le condizioni al contorno laterali sono impostate su "Tie" per le condizioni dinamiche e "free" per le deformazioni. La condizione imposta alla base è settata come "Compliant base";

Uno spostamento orizzontale lineare è imposto alla base inferiore del modello per rappresentare l'azione sismica. L'accelerogramma viene introdotto come moltiplicatore degli spostamenti in termini di accelerazione con un valore iniziale pari a 0,5;

Le pressioni idrodinamiche sono calcolate utilizzando il metodo delle masse aggiunte, utilizzando la formula di Westergaard come riportato in [1 2,13].

#### 4.3 Geometria del modello

Nel modello considerato, la stratigrafia è composta come segue:

- Livello del terreno +4,0 m
- Livello dell'acqua +0,0 m
- Livello del fondale: variabile tra -7,5 m; -9,5 m; -11,5 m e -13,5 m, a seconda dei casi
- Estremo inferiore -50,0 m
- Terreni considerati: Sabbia e Limo argilloso

#### 4.4 Carichi

L'analisi numerica tiene conto di vari fattori: del peso della struttura, della pressione statica del terreno, del carico idrostatico, del carico accidentale superficiale, del carico sismico e della pressione idrodinamica dovuta all'azione sismica.

I carichi applicati sul modello sono:

- il carico supplementare di 20 kN/m<sup>2</sup>;
- La PGA adottata che caratterizza l'azione sismica e varia da caso a caso.

Entrambe le analisi (pseudo-statiche e dinamiche) trascurano l'effetto dell'azione sismica verticale come indicato nella norma EN1998-1 [14]. L'analisi dinamica considera l'azione sismica come moto alla base attraverso storie di accelerazione-tempo. I segnali provengono da moti di affioramento, che sono stati adattati ad uno spettro di Tipo 1 del Suolo di Tipo B secondo EN1998-5 [15]. Il modello numerico considera solo le onde verso l'alto (rispetto alla base), che corrispondono al 50% dell'intensità del segnale di affioramento (che contiene sia le onde verso l'alto che quelle verso il basso), quindi un fattore di 0,5 viene applicato ai segnali.

L'analisi pseudo-statica considera l'azione sismica attraverso la formula Mononobe-Okabe, che definisce l'espressione per calcolare i coefficienti sismici, come indicato nella EN1998-5 [14]. Inoltre,

Tab. 1: Parametri del suolo

	Sabbia	Limo argilloso	Unità
$\gamma_{dry}$	19	19	kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_{sat}$	21	19	kN/m <sup>3</sup>
$\gamma'$	11	9	kN/m <sup>3</sup>
$\varphi$	32.5	25	°
c	0	5	kPa
Parametri statici			
$E_{ref}^{50}$	20000	12000	kPa
$E_{ref}^{oed}$	16000	9600	kPa
$E_{ref}^{ur}$	60000	36000	kPa
m	0.5	0.5	-
Parametri dinamici			
$G_{max}$	93502	67500	kPa
$\gamma_{0.7}$	0.0002	0.0002	-
Metodo di reazione subgrade			
Okay	5000	2500	kN/m <sup>2</sup> /m

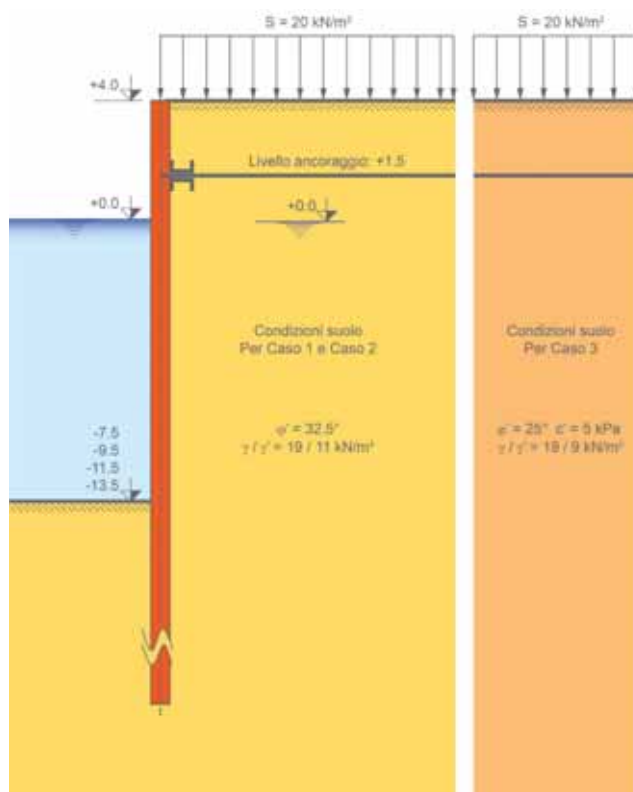


Fig. 9 | Sezione trasversale di progetto

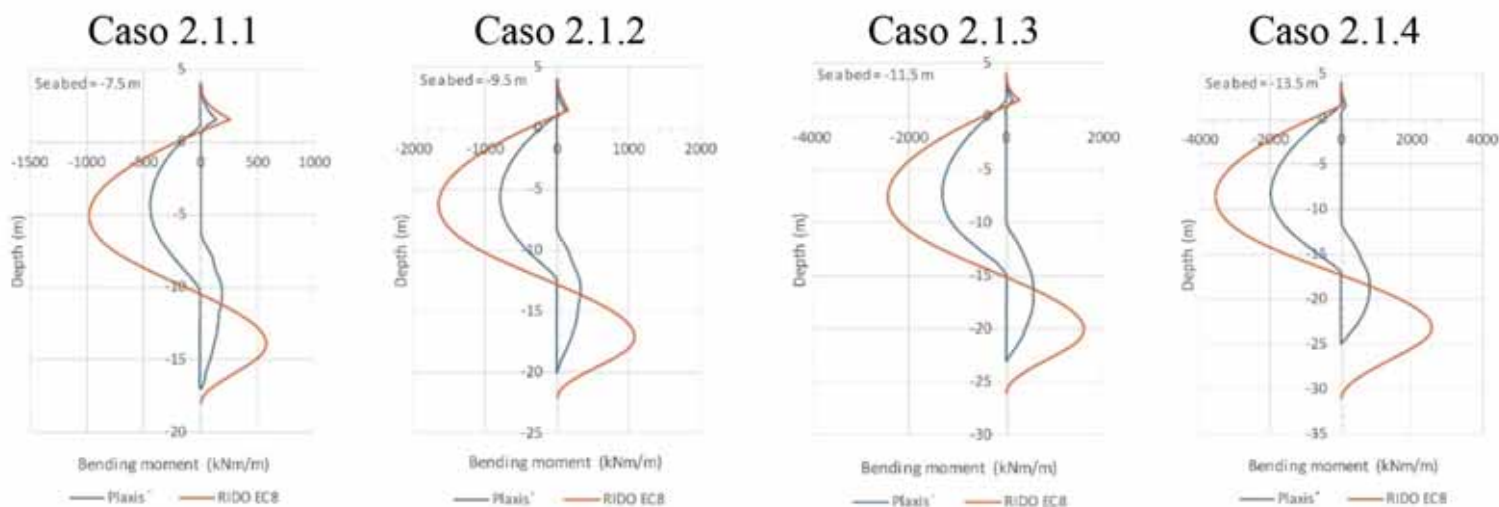


Fig. 10 | Confronto tra approccio pseudo-statico e dinamico per ciascun caso

PGA = 0,30 g	Pseudostatico (EN 1998-5)			CINQUE DESIGN			Risparmio sui costi dei materiali
	Lunghezza a	Sezione	Peso	Lunghezza	Sezione	Peso	
	m	-	kg/m	m	-	kg/m	
Caso 2.1.1	22	IL 25-800	128.2	21	IL 18-800	100.9	25%
Caso 2.1.2	26	IL 36-700	169.5	24	IL 22-800	120.8	34%
Caso 2.1.3	30	IL 52-700	248.7	27	IL 30-750	145	48%
Caso 2.1.4	35	HZ 1080M C12/ IL 25-800	424.9	29	IL 42-700	203.1	46%

Tab. 2 | Sintesi dei risultati

le pressioni idrodinamiche si sviluppano sulla parte anteriore della parete principale (lato mare). Nell'analisi dinamica l'azione idrodinamica è trattata in modo diverso dall'analisi pseudo-statica. Per questo studio è stato utilizzato l'“added mass method” che, come suggerisce il nome, consiste nell'aggiungere una massa che contribuisce ad incrementare le pressioni idrodinamiche della struttura.

#### 4.5 Studio parametrico

Lo studio parametrico presentato brevemente in questo articolo ha incluso 3 casi suddivisi in 11 sotto-casi.

- Caso 1: sabbia densa, basso livello di accelerazione (0,10 g) e due livelli del fondale marino;
- Caso 2: sabbia densa, due livelli di azione sismica: media (0,30 g) e alta (0,40 g) e quattro livelli del fondale marino (-7,5 m – Caso 2.1.1; -9,5 m – Caso 2.1.2; -11,5 m – Caso 2.1.3; 13,5 m – Caso 2.1.4). Il Caso 2 si divide quindi in 8 sotto casi;
- Caso 3: limo argilloso, alto livello di accelerazione (0,50 g) e un livello del fondale marino.

#### 4.6 Risultati e discussione

In questo paragrafo vengono presentati i risultati del caso 2.1, profilo di terreno sabbioso con PGA di 0,30 g. Nei casi 2.1.1, 2.1.2, 2.1.3, 2.1.4, il livello del fondale marino è rispettivamente posto a -7,5 m, -9,5 m, -11,5 m, -13,5 m. I calcoli sismici vengono eseguiti con entrambi i metodi di progettazione, pseudostatico e dinamico, e la resistenza strutturale della parete frontale viene riportata, in figura 10, in termini di momenti flettenti, la sintesi dei risultati ottenuti dalle due analisi viene poi riportata in tabella 2.

I risultati mostrano che l'approccio pseudo-statico (SGRM- RIDO in Fig.10) sovrastima gran parte dei momenti flettenti, mentre i calcoli dinamici FEM consentono di ottimizzare la progettazione delle palancole in acciaio, sia in termini di costo che di uso efficiente del materiale. Si può osservare che

per un evento sismico importante (0,30 g PGA), si può arrivare fino al 46% di riduzione del costo dei materiali utilizzando l'approccio dinamico FEM per la progettazione della palanca. Per eventi sismici di intensità moderata (0,10 g PGA) si arriva fino al 22% di riduzione del costo della soluzione, mentre per eventi sismici estremamente forti (0,50 g PGA) è stato possibile utilizzare solo l'approccio dinamico in quanto l'approccio pseudostatico presenta delle limitazioni. [1 2,13].

#### 5. CONCETTO “SMART SHEET PILE”

La SmartSheetPile è una soluzione innovativa progettata per aumentare il livello di sicurezza delle infrastrutture contro le inondazioni, combinando la protezione anti-schiacciamento con la tecnologia di monitoraggio in tempo reale. Questa soluzione utilizza una palanca in acciaio attrezzata e monitorata in tempo reale da diverse tipologie di sensori che misurano parametri critici come deformazione, sollecitazione, livello dell'acqua, inclinazione, impatto e corrosione.



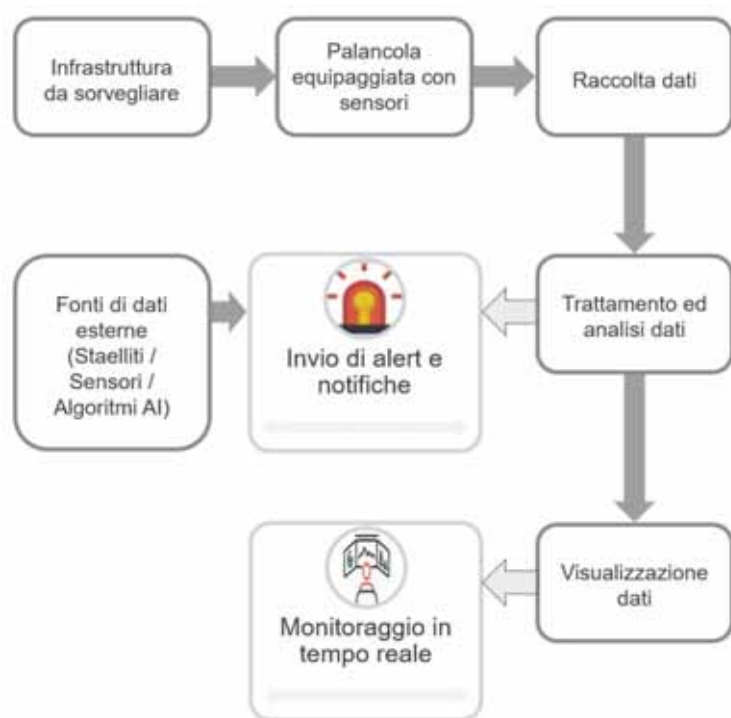


Fig. 11 | Flusso di funzionamento delle SmartSheetPile

L'unità di acquisizione dati raccoglie ed elabora le informazioni dai sensori e le invia a un database decentralizzato (cloud), dove i dati possono essere visualizzati e analizzati tramite un'interfaccia online user-friendly accessibile 24 ore su 24, 7 giorni su 7, e disponendo di un gemello digitale della struttura. Questa piattaforma consente il monitoraggio in tempo reale dei dati, offrendo agli utenti una visione completa delle prestazioni e dell'integrità delle palancole e la possibilità di intraprendere azioni preventive in caso di rilevamento di anomalie o eventi critici.

Monitorando le condizioni della struttura in tempo reale, il sistema può rilevare rapidamente potenziali problemi e fornire avvisi tempestivi di situazioni eccezionali come il cedimento dell'ancoraggio, l'impatto con la parete o il superamento del livello critico dell'acqua. I sensori di impatto rilevano carichi puntuali che potrebbero danneggiare la struttura, mentre i sensori di deformazione e gli inclinometri monitorano l'integrità delle palancole (figura 11).

Il monitoraggio continuo delle sollecitazioni sulla parete consente inoltre di tracciare le forze che influenzano la struttura, come la pressione del suolo o dell'acqua, i sovraccarichi o l'attività delle maree. Tutti questi dati ad alta precisione raccolti in continuo sono cruciali al fine di prendere decisioni informate per ridurre i costi di manutenzione, ottimizzare l'uso delle strutture, migliorare la sicurezza ed evitare eventi potenzialmente catastrofici.

Attraverso lo sviluppo dell'intelligenza artificiale (AI), SmartSheetPile consente un approccio predittivo alla manutenzione e sistema di allerta. Algoritmi avanzati analizzano i dati e individuano correlazioni tra i vari parametri monitorati. Questo permette di prevedere l'insorgere di criticità e ottimizzare il piano di manutenzione, offrendo una gestione proattiva delle strutture. Ad esempio, combinando diversi indicatori come il superamento del livello dell'acqua, la pressione esercitata sulla struttura e la sua

inclinazione, il sistema è in grado di anticipare in modo affidabile la probabilità di inondazioni imminenti. Questo approccio proattivo consente alle autorità competenti di agire tempestivamente per ridurre i rischi e garantire la sicurezza della popolazione.

## 6. SOMMARIO, CONCLUSIONI E PROSPETTIVE

In questo articolo è stata fornita una breve panoramica sull'utilizzo delle palancole in acciaio per la mitigazione del rischio da alluvioni e sulla loro progettazione sismica. La prima parte del lavoro ha affrontato l'impatto delle inondazioni e dei terremoti nella penisola italiana. Nell'ultimo decennio, la regione ha visto una crescita significativa del numero di disastri naturali dovuti alle conseguenze dei cambiamenti climatici, tale crescita non riguarda esclusivamente il numero di eventi ma anche la loro frequenza, che secondo le stime e le previsioni tenderà ad aumentare negli anni a venire se non si implementeranno misure di mitigazione dei cambiamenti climatici.

Le dighe sono una misura di protezione efficace da eventi alluvionali. La crescente domanda circa lo stato di salute delle dighe costruite e la necessità di avere alternative ai metodi tradizionali di rinforzo hanno portato allo sviluppo della campagna sperimentale riportata in questo lavoro. In particolare, sono stati presentati i risultati di test eseguiti nei paesi bassi, che hanno aiutato a meglio interpretare ed analizzare i meccanismi tipici di collasso delle dighe in terra e delle dighe rinforzate con palancole di lamiera. Per entrambi i casi analizzati il meccanismo di collasso alla base è avvenuto a seguito di una deformazione dell'ordine di 0,1 a 0,2 m. La diga rinforzata con palancole in acciaio, rispetto la diga in terra, è stata in grado di trasmettere più segnali di avvertimento prima del suo collasso e non ha presentato un meccanismo di collasso globale. A valle di questa campagna sperimentale, è stato possibile formulare raccomandazioni per aggiornare le linee guida di progettazione per il mercato Olandese, dando la possibilità ai progettisti di utilizzare soluzioni più leggere (sezioni più corte e più leggere), economicamente più vantaggiose, che utilizzano meno materiale e riducono quindi l'impronta carbonica, fornendo quindi un'alternativa più sostenibile e in piena ottica di circolarità. Il secondo studio si è concentrato sull'impatto degli eventi sismici sulla progettazione delle palancole in acciaio, confrontando il metodo di progettazione pseudo-statica, con il metodo dinamico FEM. Lo studio parametrico ha considerato vari casi, considerando diverse azioni sismiche, diversi livelli del fondale marino e diverse tipologie di suolo. L'analisi dinamica ha considerato il fenomeno dell'interazione suolo-struttura e dei suoi effetti associati sotto azione sismica. I risultati presentati nello studio hanno mostrato che l'analisi dinamica FEM fornisce valori inferiori delle forze di progetto, portando così a una sostanziale ottimizzazione della soluzione di palancole, anche in questo necessaria in ottica di ottimizzazione dell'utilizzo dei materiali e sostenibilità.

Infine, è stato presentato il nuovo concetto di SmartSheetPile, una soluzione in grado di mitigare gli effetti dei pericoli naturali (sisma e alluvione), utilizzando sensori incorporati nelle palancole in acciaio per raccogliere dati in tempo reale. Questi dati raccolti vengono successivamente elaborati e analizzati al fine di prendere decisioni informate, prevedere l'emergere di problemi e ottimizzare la manutenzione.

## REFERENZE

- [1] Terremoti in Italia e mappa delle zone terremotate italiane 2023 (italofile.com)
- [2] Seismic risk | Dipartimento della Protezione Civile (italofile.com)
- [3] Dissesto idrogeologico in Italia: pericolosità e indicatori di rischio – Edizione 2018 – Italiano (isprambiente.gov.it)
- [4] Italia: stima innalzamento del livello del mare da parte del porto 2100 (statista.com)
- [5] IPCC, 2023, Climate Change 2023 : Rapporto di sintesi AR6
- [6] Lengkeek, H.J., Naves, T., Post, M., Bredeveld, J. 2019. Programma di prove sul campo su vasta scala di Eemdijk: prove di strappo di lamiera. Atti, Congresso ECSMGE 2019. Reykjavik.
- [7] Bredeveld, J., Zwanenburg, C., M. Van, Lengkeek, H.J. 2019. Impatto del programma di test su vasta scala di Eemdijk Proceedings, Congresso ECSMGE 2019. Reykjavik.
- [8] Lengkeek, H.J., Post, M., Bredeveld, J., Naves, T. 2019b. Programma di prove sul campo su vasta scala di Eemdijk: prova di rottura degli argini di terra e degli argini a palanco. Atti, Congresso ECSMGE 2019. Reykjavik.
- [9] Lengkeek, H.J. Testing e modellazione di dighe rinforzate con palancole su terreni organici, Tesi di Dottorato
- [10] Approfondimenti dal test di fallimento su vasta scala di Eemdijk
- [11] Bredeveld, J., Zwanenburg, C., Van, M., & Lengkeek, H. J. (2019, settembre). Impatto del programma di test su vasta scala di Eemdijk. In Proceedings of the XVII European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Reykjavik, Iceland (pp.1-6).
- [12] Lengkeek, H. J., Post, M., Bredeveld, J., & Naves, T. (2019). Programma di prove sul campo su vasta scala di Eemdijk: prova di guasto della diga di terra e della diga di lamiera. In Proc., XVII Conferenza Europea sulla Meccanica del Suolo e l'Ingegneria Geotecnica.
- [13] Brochure sismica AMCRPS (inglese). (2021) [https://sheetpiling.arcelormittal.com/wp-content/uploads/2021/04/AMCRPS\\_Seismic-brochure\\_EN\\_web-1.pdf](https://sheetpiling.arcelormittal.com/wp-content/uploads/2021/04/AMCRPS_Seismic-brochure_EN_web-1.pdf)
- [14] A. Sanmartin1, X. Ametller, A. Falqués, H. Pera, A. El Kasimi, B. Even e H. Zillgen (2021) - Prestazioni migliorate delle palancole sotto carico sismico eseguendo il calcolo dinamico FEM, Australian Coasts and Ports Conference.
- [15] EN 1998-1-§4.3.3.5.2 - Eurocodice 8, Progettazione di strutture per la resistenza ai terremoti, – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.
- [16] EN 1998-5 – Eurocodice 8, Progettazione di strutture per la resistenza ai terremoti, – Parte 5: Fondazioni, strutture di sostegno e geotecnica



**Dr. -Ing. Borana Kullolli** currently works as a Senior Design Engineer within the Sheet Piling Department at ArcelorMittal Luxembourg.

Before taking on her current role, she was involved in a Research Project focused on optimizing Offshore Wind Turbine Foundations. She holds a doctoral degree in Engineering from the Technical University of Berlin. In addition, Dr. -Ing. Kullolli holds a Master of Science from Ecole Centrale de Nantes, and a bachelor's in civil engineering from Polytechnic University of Tirana. Her primary areas of expertise include design of offshore wind turbine foundations, energy piles and modelling aspects of soil-structure interaction. In her current role she participates in designing projects, providing technical support to customers, contributing to market development in the realm of natural hazard protection projects, and authoring numerous technical papers for journals and conferences.



**Dr-Ing. Abir Gallala** works as Business Development Manager at ArcelorMittal Sheet Piling since May 2023.

She is a visionary professional with a profound passion for IT and innovation. Her expertise is deeply rooted in the transformative realms of IoT and digitalization. With a Ph.D. in Engineering from the University of Luxembourg, Dr. Gallala has focused her research on Industry 4.0 enabling technologies, such as AI, IoT, Mixed Reality, and Digital Twin.

She also holds a MSc in Artificial Intelligence and a MEng in Industrial Computer Science from the National Engineering School of Sousse, ENISO.



**Dr. Ing. Domenico Rolando** currently works as Country Sales Manager for ArcelorMittal Sheet Piles Italia.

He obtained a master's degree in civil engineering from the University of Napoli Federico II. In his current role he is responsible for the Italian market for the technical and commercial development of the deep foundation solutions offered by ArcelorMittal.

He is also currently involved in obtaining an Executive MBA at the Trieste Business School.

# COMPORTAMENTO A CORROSIONE DELL'ALLUMINIO IN ATMOSFERA

## CORROSION BEHAVIOR OF ALUMINUM IN ATMOSPHERE

F. Bolzoni\*, A. Brenna | Politecnico di Milano, Dipartimento di Chimica, Materiali e Ingegneria Chimica "Giulio Natta"  
Politecnico di Milano, PoliLaPP – Laboratorio di Corrosione dei Materiali «P. Pedferri»

L'alluminio e le sue leghe trovano applicazione in molti settori, da quello aeronautico a quello edilizio, grazie a una serie di proprietà tra le quali la leggerezza, la buona resistenza meccanica abbinata alla duttilità, l'elevata resistenza a corrosione. In atmosfera, l'alluminio offre un'ottima resistenza a corrosione grazie alla capacità di auto-protegersi con un ossido superficiale. Tuttavia, in ambienti particolarmente aggressivi o in particolari condizioni di utilizzo, ad esempio in atmosfera marina o in presenza di contatto con altri materiali metallici, la corrosione si può manifestare influenzando l'estetica e la funzionalità del materiale. Nell'articolo sono descritte le principali forme di corrosione dell'alluminio, con particolare riferimento all'ambiente atmosferico, e si introducono i principali metodi di protezione e prevenzione.

*Aluminium and its alloys are widely used in different applications, from aerospace to constructions, thanks to a combination of properties such as light weight, mechanical properties (strength) and ductility, high corrosion resistance. In atmospheric exposure aluminium is characterised by a good corrosion behaviour due to the ability to self protect by means of a surface oxide. Nevertheless, in very aggressive environments or in particular conditions, for example in marine exposure or in contact with other metallic materials, corrosion can occur, influencing both aesthetic and functional properties. In the paper the main corrosion morphologies of aluminium are described, with a focus on atmospheric environment, and the main methods of corrosion prevention and protection are briefly introduced.*

### 1, GENERALITÀ SULL'ALLUMINIO

L'uso dell'alluminio nel settore dell'edilizia e più in generale delle costruzioni è sempre più diffuso; ciò è dovuto principalmente alla sua leggerezza (l'alluminio ha una densità pari a circa un terzo rispetto all'acciaio da costruzione o zincato, all'acciaio inossidabile e al rame) combinata a buone proprietà di resistenza meccanica (resistenza allo snervamento) ottenibile con alligazione di opportuni elementi di lega e/o mediante trattamenti termici.

Tra le caratteristiche peculiari di queste leghe meritano di essere anche menzionate la duttilità, che si traduce nella possibilità di ottenere semilavorati per deformazione plastica (prodotti sottili e estrusi, imballaggi e contenitori), la bassa temperatura di fusione (circa 600°C a seconda del tipo di lega) ideale per getti da fonderia, l'elevata conduttività termica ed elettrica e la resistenza a corrosione in atmosfera. In commercio è disponibile una grande varietà di leghe di alluminio che conferiscono grande versatilità al materiale in diverse applicazioni nel settore edilizio, aeronautico, spaziale e sportivo. Un'altra importante proprietà, peraltro di grande attualità, è legata alla possibilità di riciclo del materiale, con un'attenzione al ciclo di vita completo del materiale.

Escludendo dalla trattazione le leghe per applicazioni aeronautiche

e aerospaziale, ad esempio le leghe della serie 2000 (dette Avional e in passato "duralluminio"), contenenti rame come principale elemento di lega, in ambito edilizio sono principalmente utilizzate le leghe della serie 3000 (con manganese), 5000 (con magnesio), 6000 (con magnesio e silicio) chiamate Anticorodal che presentano buona resistenza meccanica, lavorabilità e saldabilità, la lega 7020 (contenente zinco), oltre ovviamente all'alluminio quasi puro (serie 1000) che offre la migliore resistenza a corrosione, lavorabilità e elevata conducibilità termica ed elettrica.

In edilizia, l'alluminio è utilizzato frequentemente per infissi – porte e finestre –, scossaline, pannellature, tetti, rivestimenti e facciate. Le leghe utilizzate per applicazioni strutturali (ad esempio per profili e particolari architettonici) appartengono generalmente alla serie 6000 (ad esempio la lega 6060, 6061 e 6082), contenente magnesio e silicio come elementi di lega. Queste leghe mostrano buona lavorabilità per laminazione e estrusione, buone caratteristiche meccaniche e alla corrosione, saldabilità e sono adatte all'anodizzazione e a processi di finitura.

Ma torniamo all'oggetto del presente articolo, il cui obiettivo è fornire al lettore una panoramica generale sul comportamento a corrosione dell'alluminio e delle sue leghe, con particolare

\*Corresponding author. Email: fabio.bolzoni@polimi.it

riferimento al comportamento in atmosfera.

La corrosione dell'alluminio era già stata brevemente trattata in un precedente numero di Costruzioni Metalliche [1] dove, più in generale, è stato descritto il comportamento in atmosfera di alcuni materiali non ferrosi (oltre all'alluminio, anche rame, titanio e piombo).

Prima però di entrare nel dettaglio della descrizione del comportamento a corrosione dell'alluminio, è forse utile richiamare brevemente alcuni concetti fondamentali legati alla corrosione in atmosfera (outdoor).

## 2, LA CORROSIONE DELLE STRUTTURE METALLICHE IN ATMOSFERA

Il comportamento a corrosione atmosferica dipende dalle caratteristiche del materiale (composizione chimica, presenza di patine protettive), dalla presenza o meno di un rivestimento e dall'ambiente. Per avere corrosione è necessaria la presenza di acqua (condense, precipitazioni) sulla superficie del metallo ed è molto importante il tasso di inquinanti, principalmente ossidi di zolfo (ambienti urbani e industriali) e cloruri (ambienti marini, sali antigelo cosparsi durante la stagione invernale). Da considerare anche la giacitura della superficie che influenza la presenza di acqua e il ruolo della temperatura, che è complesso perché influenza anche l'umidità relativa. E' importante considerare non solo i parametri climatici generali, ma anche il microclima che localmente può essere più severo [2, 3].

In sintesi, la valutazione della corrosività di un certo ambiente è funzione dei seguenti parametri: tempo di bagnato, vale a dire il numero di ore all'anno nelle quali l'umidità relativa è superiore all'80% e la temperatura superiore a 0°C; contaminazione da ossidi di zolfo e da cloruri. La conoscenza maturata negli ultimi trent'anni ha consentito la definizione di normative quali la serie ISO 9223-9226, apparse per la prima volta negli anni '90 e revisionate a partire dal 2012. L'approccio della normativa ISO prevede un primo passo, nel quale si stima l'entità della corrosione nel primo anno di esposizione. In Tabella 1 sono riportati i valori guida proposti dalla normativa ISO 9223 [4] che prende in considerazione quattro metalli: acciaio al carbonio, zinco, rame e

alluminio. L'avanzamento nel tempo della corrosione segue una legge di potenza [5]: lo spessore di metallo corroso (S) cresce nel tempo (t) con una velocità che dipende dal metallo:

$$S = r_{\text{corr}} \cdot t^b \quad (1)$$

Dove  $r_{\text{corr}}$  è l'attacco di corrosione nel primo anno di esposizione (misurata su provini esposti all'ambiente o stimata partendo da dati ambientali) e l'esponente b vale 0,52 per l'acciaio al carbonio, 0,81 per lo zinco, 0,67 per il rame e 0,73 per l'alluminio (valori medi, nella norma sono riportate anche le deviazioni standard). Nella normativa si precisa anche che dopo 20 anni si può ritenere, con un approccio conservativo, che ci sia una stabilizzazione dello spessore dei prodotti di corrosione, quindi la velocità di corrosione in pratica non vari, e l'andamento prosegua linearmente con la velocità di corrosione valutata a 20 anni. Sulla base della velocità di corrosione attesa, è possibile identificare 6 classi di corrosività ambientale (C1-CX), riportati in tabella 1 in accordo alla ISO 9223. I dati riportati in tabella mostrano una corrosione piuttosto modesta dell'alluminio (per confronto, la velocità di corrosione è, in tutte le classi di aggressività ambientale, almeno 10 volte e fino a 100 volte più bassa rispetto all'acciaio al carbonio). Tuttavia, questi dati, in atmosfere particolarmente corrosive (C4-C5-CX) possono essere fuorvianti e fortemente sottostimare le conseguenze della corrosione. Infatti, le leghe di alluminio possono subire corrosione localizzata, ad esempio in ambiente marino, con attacchi puntiformi. In questo senso, la misura di profondità massima dell'attacco di corrosione sarebbe maggiormente indicativa dell'entità dell'attacco piuttosto che un dato medio di corrosione generalizzata su tutta la superficie come accade per l'acciaio. Inoltre, occorre tenere presente che altre forme di corrosione possono interessare l'alluminio, come l'accoppiamento galvanico con metalli più nobili (rame e acciaio inossidabile in primis) o la corrosione filiforme o per esfoliazione [6].

Corrosività	Ambiente esterno (esempi)	Acciaio	Zinco	Rame	Alluminio (*)	
C1	Molto bassa	Zone asciutte o fredde, ambienti con inquinamento e tempo di bagnato molto bassi, per esempio deserti e aree antartiche	<1,3	<0,1	<0,1	Trascurabile
C2	Bassa	Zone temperate con basso inquinamento, es. rurali	1,3-25	0,1-0,7	0,1-0,6	<0,2
C3	Media	Zone temperate con inquinamento medio, es. urbane	25-50	0,7-2,1	0,6-1,3	0,2-0,7
C4	Alta	Zone temperate con elevato inquinamento, es. industriali o marine	50-80	2,1-4,2	1,3-2,8	0,7-1,8
C5	Molto alta	Zone temperate o subtropicali con inquinamento elevato o ambiente costiero	80-200	4,2-8,4	2,8-5,6	1,8-3,7
CX	Estrema	Zone subtropicali o tropicali (tempo di bagnato molto alto), zone con inquinamento molto elevato, zone costiere o offshore	200-700	8,4-25	5,6-10	(**)

(\*) la velocità di corrosione per l'alluminio è indicativa: nella normativa ISO è espressa solo come perdita di massa (g/cm<sup>2</sup>/anno) e non di spessore, a causa della localizzazione dell'attacco; il valore riportato è stato stimato considerando la densità dell'alluminio e confrontato con la normativa EN 12500 (appendice C informativa)

(\*\*) I dati di corrosione generalizzata possono essere fuorvianti (nota nella normativa ISO 9223 [4])

Tab. 1. | Velocità di corrosione ( $r_{\text{corr}}$ , in  $\mu\text{m}/\text{anno}$ ) dei più importanti materiali metallici nel primo anno di esposizione per le diverse classi di corrosività riportate nella norma ISO 9223 [4]

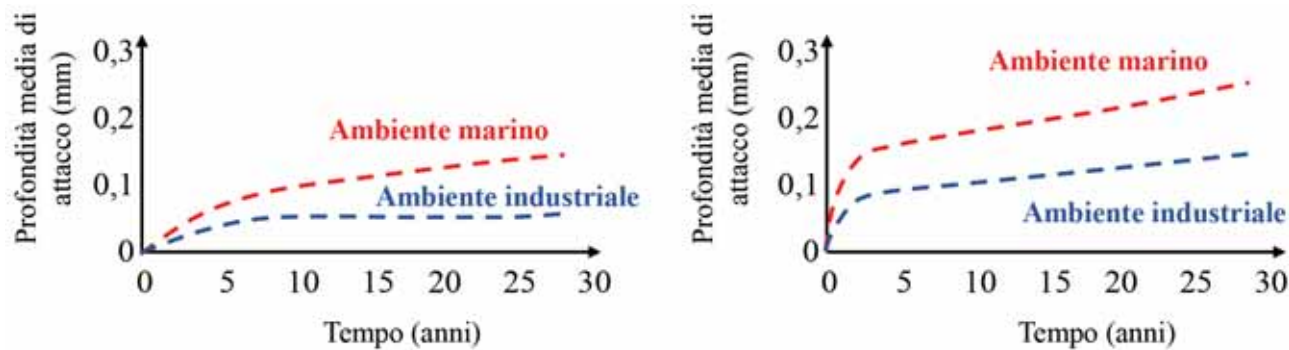


Fig. 1 | Profondità di attacco per leghe di alluminio 1100, 3003 e 3004 in diversi ambienti atmosferici: (a) valori medi (b) valori massimi (dati tratti da [9])

### 3. LA CORROSIONE GENERALIZZATA DELL'ALLUMINIO

In un intervallo di pH tra 4,5 e 8,5 e in ambienti con inquinamento moderato, sulla superficie dell'alluminio si forma un film di ossido di alluminio (detto anche "film di passività") che protegge il metallo sottostante dalla corrosione, riducendo la velocità a valori molto bassi, vale a dire al di sotto di 1  $\mu\text{m}/\text{anno}$ . Questo effetto di auto-protezione si riduce in presenza di elevato inquinamento da ossidi di zolfo o cloruri, portando a possibili attacchi di corrosione. L'ossido protettivo diventa instabile, fino a scomparire totalmente con conseguente corrosione severa dell'alluminio, se l'alluminio viene a contatto con ambienti aggressivi a pH fortemente acidi e basici. Questo comportamento è simile a quello dello zinco ed è denominato anfotero. Fortunatamente questi ambienti non sono tipici delle atmosfere naturali, anche quelle industriali più corrosive. Tuttavia, durante opere edilizie l'alluminio può entrare in contatto (anche solo accidentalmente) con il calcestruzzo o con malte alcaline che possono essere aggressivi nei confronti del metallo (pensiamo ad esempio ai profili di un serramento). I materiali cementizi, infatti, sono caratterizzati da elevata alcalinità (pH tra 12,5 e 13,5) che è protettiva nei confronti dell'acciaio al carbonio e dell'acciaio inossidabile ma non lo è per alluminio: è opportuno pertanto tenerne conto durante le operazioni di posa evitando spruzzi di malta o calcestruzzo fresco sulle superficie del metallo. In queste condizioni, la superficie dell'alluminio tende a perdere la propria lucentezza e mostra corrosione superficiale con formazione di prodotti di corrosione bianchi e polverosi. Qualora fosse necessario mantenere a lungo l'aspetto decorativo dell'alluminio, è possibile applicare trattamenti superficiali di tipo organico (verniciatura liquida o a polvere) e ossidazione anodica, trattata in un successivo paragrafo.

All'interno di "Eurocode 9 – Design of aluminium structures" [7], e in particolare nelle appendici C e D (informative), le leghe di alluminio riportate sono classificate in tre classi di durabilità, A, B e C in ordine decrescente. Le leghe della serie 3000 e 5000 sono classificate in classe A, quelle della serie 6000 in classe B, mentre la lega 7020 in classe C. In generale, sempre in accordo a quanto riportato in [7], le leghe di alluminio considerate in questo documento non necessitano di protezioni aggiuntive se esposte in atmosfera C1-C3. La necessità di una protezione superficiale addizionale (rivestimenti organici e/o anodizzazione) dipende dalle specifiche condizioni ambientali di esposizione in ambiente di severità almeno C4.

Molti dati derivanti da prove di campo in diversi siti espositivi

(ambiente rurale, urbano, industriale, marino) sono disponibili nel catalogo ISO CORRAG, contenente i risultati di un vasto programma di ricerca internazionale sullo studio della corrosione atmosferica [8]. Una caratteristica comune a molte leghe di alluminio è che la velocità di corrosione, sia generalizzata sia localizzata diminuisce nel tempo (figura 1, dati tratti da [9]). Il modo migliore di stimare l'effetto della corrosione è quello di determinare la velocità massima dell'attacco localizzato o la perdita di resistenza di provini con spessori di partenza di qualche mm. Come indicazione di massima, la velocità di corrosione localizzata dopo un tempo variabile tra 1 e 2 anni si stabilizza intorno a pochi micrometri all'anno in ambiente marino.

### 4. LA CORROSIONE PER PITTING DELL'ALLUMINIO

La corrosione localizzata per vaiolatura (in inglese corrosione per pitting) si presenta con formazione di attacchi puntiformi sulla superficie del metallo. È una forma di corrosione che interessa tutti i materiali cosiddetti passivi, cioè coperti da un ossido protettivo, come l'alluminio, l'acciaio inossidabile, l'acciaio nel calcestruzzo armato. Il lettore interessato può trovare ampia descrizione del meccanismo di corrosione e dei fattori influenzanti in molti libri di corrosione, come ad esempio [2, 3]. La corrosione per pitting si innesca a causa dalla presenza di cloruri a contatto con il metallo. La successiva propagazione della corrosione avviene in presenza di acqua e ossigeno. I cloruri possono essere presenti nelle acque naturali (si pensi ad esempio alle strutture immerse in acqua di mare) o essere trasportati dai venti in atmosfera marina (il cosiddetto spray marino, classi di corrosività C4 e C5 di tabella 1). In quest'ultimo caso, l'aggressività ambientale è particolarmente elevata in quanto i cloruri hanno un duplice effetto: da un lato provocano la rottura degli ossidi protettivi; dall'altro, essendo igroscopici, aumentano il tempo di bagnato sulla superficie favorendone la corrosione.

La resistenza a pitting dipende fortemente dall'ossido superficiale che protegge l'alluminio. Tanto più questo sarà resistente (o reso tale attraverso opportuni trattamenti), tanto maggiore sarà la capacità del materiale di resistere all'azione dei cloruri. In sintesi, considerando l'ampia gamma di leghe di alluminio disponibili in commercio, è possibile riscontrare una diversa resistenza al pitting: maggiore ad esempio per le già menzionate leghe della serie 6000, modesta per la lega Avional (lega 2024, contenente rame, magnesio e manganese) a causa della presenza di rame.

La corrosione per pitting si manifesta con attacchi puntiformi

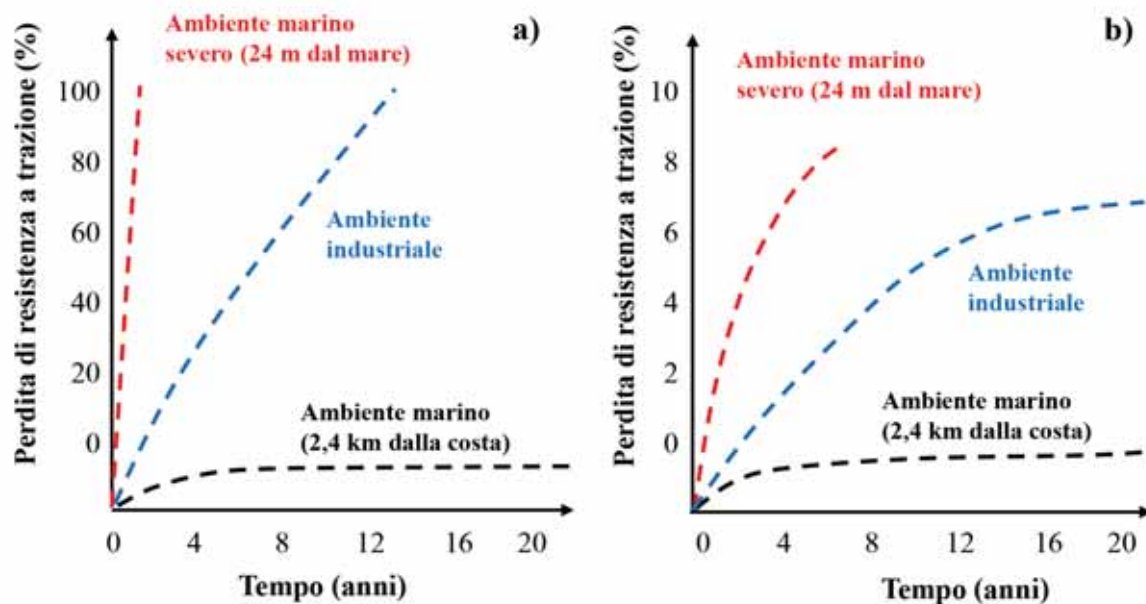


Fig. 2 | Perdita di resistenza meccanica a trazione per (a) acciaio al carbonio e (b) leghe di alluminio 1100, 3003 e 3004 dopo esposizione in ambiente atmosferico in diverse località (dati tratti da [9])

e localizzati. Nel tempo, la corrosione provoca la riduzione progressiva della resistenza meccanica del materiale. La figura 2, tratta da [9] mostra la riduzione percentuale di resistenza meccanica di alcune leghe di alluminio (lega 1100, 3003 e 3004) e, per confronto, dell'acciaio al carbonio esposti in ambienti atmosferici caratterizzati da differente aggressività. La riduzione di resistenza meccanica, anche dopo 20 anni di esposizione, è generalmente contenuta (entro il 10%) nel caso dell'alluminio mentre per l'acciaio al carbonio è fortemente compromessa già dopo pochi anni di esposizione, soprattutto in località prossime alla costa.

La resistenza al pitting dipende molto anche dalla composizione e dalla purezza della lega. In ordine decrescente di resistenza a corrosione per pitting si ha: serie 1xxx (alluminio di purezza commerciale); 5xxx (alluminio-magnesio); 3xxx (alluminio-manganese); 6xxx (alluminio-magnesio-silicio); 7xxx (alluminio-zinco); 2xxx (alluminio-rame) [6]. Per le leghe della serie 6xxx, particolarmente diffuse in edilizia, la resistenza al pitting diminuisce all'aumentare del contenuto di rame e ferro.

##### 5. CONTATTO DELL'ALLUMINIO CON ALTRI MATERIALI

La corrosione dell'alluminio potrebbe essere provocata anche dal contatto con altri metalli, ad esempio nel caso di giunzioni metalliche, bullonate e rivettate. Contrariamente a quanto si possa pensare, tra i materiali per usi strutturali comuni l'alluminio non è un metallo "nobile": il contatto tra materiali come l'acciaio al carbonio, l'acciaio inossidabile e il rame con l'alluminio possono infatti provocare un'accelerazione del fenomeno corrosivo su quest'ultimo. Ciò che si viene a generare è una pila elettrochimica, in cui l'alluminio è il materiale anodico (meno nobile) e i sopracitati materiali sono il catodo. In generale tutti questi fenomeni, detti di accoppiamento galvanico, non sono particolarmente pericolosi in atmosfera urbana e urbano/industriale, dove le velocità di corrosione sono comunque modeste, ma possono essere più

significativi per strutture immerse o, rimanendo al caso della corrosione atmosferica, esposte in ambiente fortemente inquinati da cloruri (classe C4-C5). Laddove impossibile da evitare il contatto con altri materiali metallici, è possibile ostacolare il fenomeno attraverso opportuni trattamenti di pitturazione su entrambi i metalli. Come in tutti fenomeni di corrosione da accoppiamento galvanico, è bene precisare che la verniciatura del solo elemento di alluminio (in questo caso materiale anodico), non garantisce la protezione dalla corrosione. Questa si potrà evitare solo rivestendo entrambi i materiali (ad esempio elementi di acciaio inossidabile e di alluminio tra loro in contatto).

Un caso particolare di corrosione per contatto galvanico si ha nel caso di atmosfere inquinate ricche di particelle carboniose, quando queste si depositano sull'alluminio e ne accelerano la velocità di corrosione in atmosfera, come riportato ad esempio nella pubblicazione [10], dove la velocità di corrosione nella città di Lima è risultata molto superiore a quella misurata in diversi siti di esposizione marina (dove la deposizione di cloruri è più elevata), a causa della presenza di particelle carboniose nel pulviscolo atmosferico.

Anche il contatto con i materiali non metallici può stimolare la corrosione dell'alluminio. Come anticipato precedentemente, una possibile causa di corrosione è data dal contatto con il calcestruzzo e malte cementizie da muratura. In questo caso la corrosione è influenzata dal diverso micro-ambiente con il quale è a contatto l'alluminio. Il contatto può essere evitato mediante rivestimenti che garantiscono protezione dal contatto diretto e da eventuali spruzzi durante le operazioni di posa.

##### 6. CORROSIONE SOTTO SFORZO

I fenomeni di corrosione sotto sforzo avvengono solamente in presenza di una combinazione di fattori relativi al materiale, all'ambiente e al livello di sforzo (di trazione). L'argomento è abbastanza complesso e si forniscono di seguito alcune indicazioni

generali, rimandando alla letteratura specializzata per informazioni più approfondite [6, 9]. Sono suscettibili alla corrosione sotto sforzo le leghe di alluminio che contengono una quantità apprezzabile di elementi di lega in soluzione solida, soprattutto rame, magnesio, silicio e zinco. Nella maggior parte dei casi, sono stati sviluppati trattamenti termici in grado di conferire alle leghe di alluminio elevata resistenza nei confronti di questi fenomeni. La corrosione sotto sforzo nelle leghe di alluminio ha un andamento intergranulare e la corrosione procede in modo preferenziale lungo il bordo di grano (o le zone adiacenti), che si comportano da zona anodica rispetto al resto del materiale.

Tra gli ambienti promotori di corrosione sotto sforzo si ricordano gli ambienti contenenti alogenuri, tra i quali i cloruri sono i più comuni. È stata stabilita da parte di un gruppo di lavoro in comune tra ASM e Aluminium Association una classificazione di resistenza alla corrosione sotto sforzo basata su un'indicazione che va dalla lettera "A" (elevata resistenza alla corrosione sotto sforzo) alla lettera "D" (minima resistenza). La classificazione riguarda sia le diverse leghe di alluminio sia i trattamenti termici, e dà indicazioni anche rispetto alla tipologia di prodotto e alla direzione dello sforzo applicato. La classificazione è basata sia su risultati reali sia su prove svolte in genere in soluzione contenente 3,5% di NaCl (simulante la salinità dell'acqua di mare) in situazione di immersione (o esposizione a spray) alternata. Per quanto riguarda le leghe della serie 6 non sono stati riportati casi di corrosione sotto sforzo in servizio mentre nelle prove di laboratorio si è osservato il fenomeno solamente a sforzi elevati e in soluzioni molto aggressive, per leghe contenenti quantità elevate di silicio oppure rame [9]. Ad esempio per la lega 6061, a seconda del trattamento termico, il "rating" è pari a A oppure B. Il comportamento nei confronti della corrosione sotto sforzo peggiora a livello generale per le leghe della serie 2xxx oppure per le leghe della serie 7xxx, anche se come già detto sono stati messi a punto trattamenti termici specifici che riducono la suscettibilità a questa forma di corrosione.

## 7. CORROSIONE FILIFORME E ESFOZIAZIONE DELLE LEGHE DI ALLUMINIO

Tra le forme di corrosione dell'alluminio si fa cenno alla corrosione filiforme, caratterizzata dalla formazione di sottili "filamenti" di corrosione che si sviluppano sotto la superficie di vernici e rivestimenti. Tali filamenti possono portare alla formazione di rigonfiamenti ed alla rottura del rivestimento. Il meccanismo che guida questa forma di degrado è piuttosto complesso [2, 3] ma le condizioni in cui si manifesta sono sempre riconducibili a ambienti a elevata umidità e alla presenza di sali, in particolare i cloruri, che possono accelerare il processo di corrosione, oltre ovviamente alla presenza di difetti nel rivestimento o rivestimenti particolarmente porosi e permeabili all'umidità.

L'esfoliazione delle leghe di alluminio si produce secondo cammini preferenziali, di solito intergranulari, paralleli alla superficie metallica. I prodotti di corrosione portano al distacco di strati lamellari di metallo (esfoliazione) [2, 3, 6]. Tra le leghe più sensibili a questa forma di corrosione ci sono quelle della serie 2xxx e 7xxx e alcune leghe della serie 5xxx deformate plasticamente a freddo. Anche per questa forma di corrosione sono stati messi a punto trattamenti termici in grado di migliorare il comportamento.

Nell'articolo [11] sono riportati casi di esfoliazione in esposizione ad atmosfere marina severa per leghe di tipo 2024 e 7075, non usate in ambito edilizio.

## 8. ANODIZZAZIONE E RIVESTIMENTI DELL'ALLUMINIO

Per mitigare la corrosione delle leghe di alluminio in atmosfera, sono adottate diverse strategie, tra cui l'uso di rivestimenti protettivi, leghe di alluminio resistenti alla corrosione, e la progettazione di sistemi che minimizzano il contatto con agenti corrosivi. Inoltre, la manutenzione regolare e la pulizia della superficie possono contribuire a preservare la resistenza alla corrosione nel tempo. Il trattamento di anodizzazione è uno dei metodi più utilizzati per aumentare la resistenza alla corrosione delle leghe di alluminio, in quanto consente di rafforzare l'ossido protettivo, aumentandone anche lo spessore.

La normativa ISO 7599 [12] classifica i rivestimenti ottenuti tramite ossidazione anodica in cinque categorie, in base al valore minimo dello spessore medio (spessore medio minimo) espresso in micrometri. Le classi di spessore sono indicate con la lettera "AA", seguita dal grado di spessore (da 5 a 25  $\mu\text{m}$ ). L'effetto dello spessore di anodizzazione sulla corrosione atmosferica è stato riportato da diversi autori; si può fare ad esempio riferimento all'articolo [10] che riporta i risultati di prove in ambiente marino su alluminio di purezza commerciale per una durata di 2 anni: la corrosione si innesca senza anodizzazione o con bassi spessori di anodizzazione (7  $\mu\text{m}$  nell'esempio citato), viceversa non si rilevano fenomeni di corrosione localizzata per l'alluminio con gli spessori più elevati di anodizzazione (nel caso dell'articolo citato 17 e 28  $\mu\text{m}$ ). Questi risultati sono indicativi della tendenza ma non devono essere estrapolati ad ambienti o materiali diversi. Inoltre l'incremento di durezza dei film ottenuti per anodizzazione facilita anche la manutenzione e la pulizia.

Per quanto riguarda l'utilizzo di rivestimenti organici, i trattamenti superficiali applicati industrialmente si differenziano principalmente in base alla classe di esposizione ambientale. Normative nazionali e internazionali, come ad esempio [13], specificano i requisiti ed i corrispondenti metodi di prova relativi a rivestimenti organici su elementi in alluminio e leghe per scopi architettonici, con particolare riferimento al pretrattamento del supporto, al processo di rivestimento e alle prove sul prodotto finale.

## Riferimenti bibliografici

- [1] F. Bolzoni, A. Brenna, Introduzione alla corrosione atmosferica dei metalli non ferrosi, Costruzioni Metalliche, Lug-Ago 2021
- [2] P. Pedferri, Corrosion science and engineering, Springer, 2018.
- [3] P. Pedferri, Corrosione e protezione dei materiali metallici, Vol. 1 e 2, Polipress, Milano, 2a Ed., 2010.
- [4] ISO 9223, Corrosion of metals and alloys - Corrosivity of atmospheres. Classification, determination and estimation, 2012.
- [5] ISO 9224, Corrosion of metals and alloys - Corrosivity of atmospheres. Guiding values for the corrosivity categories, 2012.
- [6] J.R. Davis, Corrosion of aluminium and aluminium alloys, ASM International, 1999.
- [7] EN 1999, Eurocode 9: Design of aluminium structures, Part 1-1: General rules, 2023.
- [8] D. Knotkova, K. Kreislova, S.W. Dean, "ISO CORRAG International Atmospheric Exposure Program: Summary of Results", ASTM Data Series 71. ASTM International, PA, USA, 2010.
- [9] ASM Handbook, Volume 13B: Corrosion: Materials, Corrosion of aluminum and aluminum alloys, ASM International, 2005.
- [10] J.A. Gonzalez, M. Morcillo, E. Escudero, V. Lopez, E. Otero, Atmospheric corrosion of bare and anodized aluminium in a wide range of environmental conditions. Part I: Visual observations and gravimetric results, Surface and Coatings Technology 153, 225-234, 2002.
- [11] S. Sun, Q. Zheng, D. Li, J. Wen, Long-term atmospheric corrosion behaviour of aluminium alloys 2024 and 7075 in urban, coastal and industrial environments, Corrosion Science 51, 719-727, 2009.
- [12] ISO 7599, Anodizing of aluminium and its alloys - Method for specifying decorative and protective anodic oxidation coatings on aluminium, 2018.
- [13] EN 12206, Paints and varnishes. Coating of aluminium and aluminium alloys for architectural purposes. Coatings prepared from thermosetting coating powder, 2021.



### Fabio Bolzoni

È professore associato al Politecnico di Milano, presso il Dipartimento di Chimica, Materiali e Ingegneria Chimica "G. Natta". Svolge attività di ricerca all'interno del gruppo PoliLaPP (Laboratorio di Corrosione dei Materiali "Pietro Pedferri"). I principali ambiti di ricerca sono adurabilità delle opere in calcestruzzo armato, alla corrosione in ambito industriale, in particolare infragilimento da idrogeno nel settore oil and gas, alla protezione catodica di strutture metalliche e in c.a.



### Andrea Brenna

È professore associato nel settore scienza e tecnologia dei materiali e collabora all'interno del gruppo PoliLaPP (Laboratorio di Corrosione dei Materiali "Pietro Pedferri") del Dipartimento di Chimica, Materiali e Ingegneria Chimica "G. Natta" del Politecnico di Milano. L'attività scientifica si colloca nell'ambito della corrosione dei materiali metallici e sua prevenzione. I principali interessi sono: la corrosione dei metalli in ambienti naturali e industriali, con particolare riferimento al terreno e all'atmosfera, la protezione catodica, le tecniche di monitoraggio della corrosione, la corrosione delle opere in calcestruzzo armato



# DAL CONGRESSO **CTA** DI FRANCAVILLA AL MARE 2022

## Flessibilità e performances dell'acciaio strutturale nelle ristrutturazioni complesse. Il progetto costruttivo di un moderno edificio multifunzionale a Milano.

### *Flexibility and performances of structural steel in complex renovations. The construction project for a modern multifunctional building in Milan.*

Angelo Silvio Rabuffetti, Carlo Andrea Castiglioni, Alessio Bacci\* | Fincon Consulting Italia Srl - Milano, Italy  
Mauro Solari, Stefano Torricelli | SMV Costruzioni Srl - Telgate (BG), Italy

Nelle sfide proposte da strutture multivalenti come i moderni edifici polifunzionali ad uso commerciale e di rappresentanza, le caratteristiche doti di flessibilità e adattabilità dell'acciaio giocano un ruolo fondamentale al servizio del progetto integrato, della funzionalità e della sostenibilità, della sicurezza e dell'efficacia in tutte le fasi della costruzione, in una parola della qualità globale dell'intervento edilizio, sia in fase di costruzione, sia nel periodo di fruizione. Come ormai nell'esperienza di tutti, nelle ristrutturazioni come nelle nuove costruzioni l'acciaio implementa capacità funzionali e interpretative impareggiabili. Le costruzioni che vogliono rispondere alle sfide più attuali prevedono soluzioni di grande complessità, che vengono gestite in ambienti di innovazione digitale di tipo BIM, rispondendo però sempre ad una serie di requisiti di normativa e non, che spaziano dall'antisismica al settore energetico, dalla sicurezza antincendio alla sostenibilità, dall'efficacia della programmazione dei lavori alla costante valutazione di un ottimale rapporto costi / benefici, all'affidabilità e alla manutenibilità. L'esempio che viene documentato costituisce a nostro avviso un'ottima esemplificazione delle molteplici risposte che l'acciaio è in grado di fornire nelle sue declinazioni più attuali. Nel progetto costruttivo, in particolare, si definisce il momento di effettiva realizzazione delle idee progettuali: a partire dalle fondazioni speciali, al rafforzamento strutturale dell'esistente, all'ottimizzazione degli spazi, alla gestione delle azioni statiche e sismiche nei punti nevralgici della costruzione, alle funzioni essenziali per l'integrazione impiantistica, fino ai dettagli singoli di integrazione dei sistemi di complemento.

*In the challenges proposed by multivalent structures such as modern multifunctional buildings for commercial and representative use, the characteristics of flexibility and adaptability of steel play a paramount role in the integrated project, due to its functionality and sustainability, safety and effectiveness in all phases of construction, in a word over the global quality of the building intervention, both in the construction phase and during its operational life. The example documented in the followings gives an excellent picture of the many answers that steel is able to provide. In the construction project, in particular, the moment of actual realization of the design ideas is defined: starting from special foundations, to the structural strengthening of the existing items, optimization of spaces, management of static and seismic actions in the key points of the building, warranting the essential functions for plant's integration, up to the integration details of all complementary items.*

\*Corresponding author. Email: a.bacci@finconitalia.it

## 1 INTRODUZIONE

La costruzione del nuovo hub polifunzionale di Luxottica SRL in via Tortona, 35 a Milano, iniziata nel 2019, prevedeva l'aggiunta di un nuovo piano interrato e di un piano ammezzato sviluppando alcuni requisiti chiave: evitare l'abbattimento dell'involucro, mantenimento dell'impianto strutturale originario, scavi in presenza di edifici relativamente alti in adiacenza, costruzione di solai aventi importante capacità portante. Il progetto architettonico è firmato da Park Associati SRL, l'appaltatore principale era SMV SRL di Telgate (Bg), che ha curato l'aggiornamento del BIM dell'edificio. Il progetto statico originario, a cura di MSC e Associati SRL, è stato implementato e arricchito dagli scriventi in sede di progettazione costruttiva. Fincon Consulting Italia SRL ha sviluppato in particolare la progettazione integrale delle varianti strutturali e la stesura degli elaborati costruttivi, fino alla modellazione dei dettagli di officina delle opere.

Nel contesto della costruzione, la funzione chiave assunta dall'acciaio è costituita dall'adattabilità alle varie situazioni esistenti, per le quali è stato possibile studiare differenti approcci di consolidamento o integrale rifacimento di parti significative, mantenendo invariate le valenze architettoniche. Questo è avvenuto per le fondazioni, per le strutture orizzontali e verticali, le coperture, i nuclei scala e ascensori, i dettagli specifici con funzione antisismica, nelle problematiche antincendio, di illuminazione e per la riduzione dei rumori.

## 2 LE PROBLEMATICHE DI FONDAZIONE

Per permettere di effettuare gli scavi in sicurezza sono state adottate paratie di micropali ad armatura tubolare metallica, soluzione consolidata di protezione degli scavi che permette di intervenire in

spazi limitati anche in presenza di carichi di fondazione limitrofe, il tutto praticamente senza cedimenti. Un'attenta valutazione delle strutture ha permesso di effettuare gli scavi senza utilizzare tiranti all'esterno della proprietà, caratteristica particolarmente apprezzabile in contesti fortemente urbanizzati. Le dimensioni ridotte di ingombro e la flessibilità degli impianti di micropali ad armatura metallica si sono rivelati la carta vincente in chiave di ristrutturazione: pochi altri sistemi permettono di adattarsi a situazioni di contorno complesse in presenza di fondazioni nuove e preesistenti (figura 1), entrambe gravate da rilevanti azioni statiche. Peraltro gli strumenti di calcolo geotecnico risultano ormai evoluti al punto di modellare adeguatamente tutte le componenti strutturali, ed in particolare le armature metalliche, controllando ogni aspetto della progettazione. In figura 2 è riportato l'output del programma utilizzato per la progettazione dei micropali: l'analisi FDM ha permesso di stimare in anticipo le sollecitazioni e i cedimenti laterali attesi riducendo praticamente a zero le criticità in prossimità di edifici esistenti. Robusti dettagli di trasmissione dei carichi (figura 3) tra armature metalliche dei micropali e fondazioni hanno permesso infine di contenere anche gli, altrimenti inevitabili, ingombri strutturali.

Particolarmente incisiva è risultata inoltre la soluzione di sottofondare alcuni pilastri esistenti con gruppi di micropali ad alta capacità portante [1] per permettere scavi sotto la fondazione (figura 4). Una soluzione di questo genere, non pervasiva (in quanto i micropali sono stati in seguito eliminati nella porzione fuori terra) e con limitazione degli spazi sottratti al cantiere, si è resa possibile in seguito ad un accurato calcolo delle azioni verticali trasmesse che hanno permesso il dimensionamento della fondazione in fase provvisoria. Sono stati inoltre messi in opera

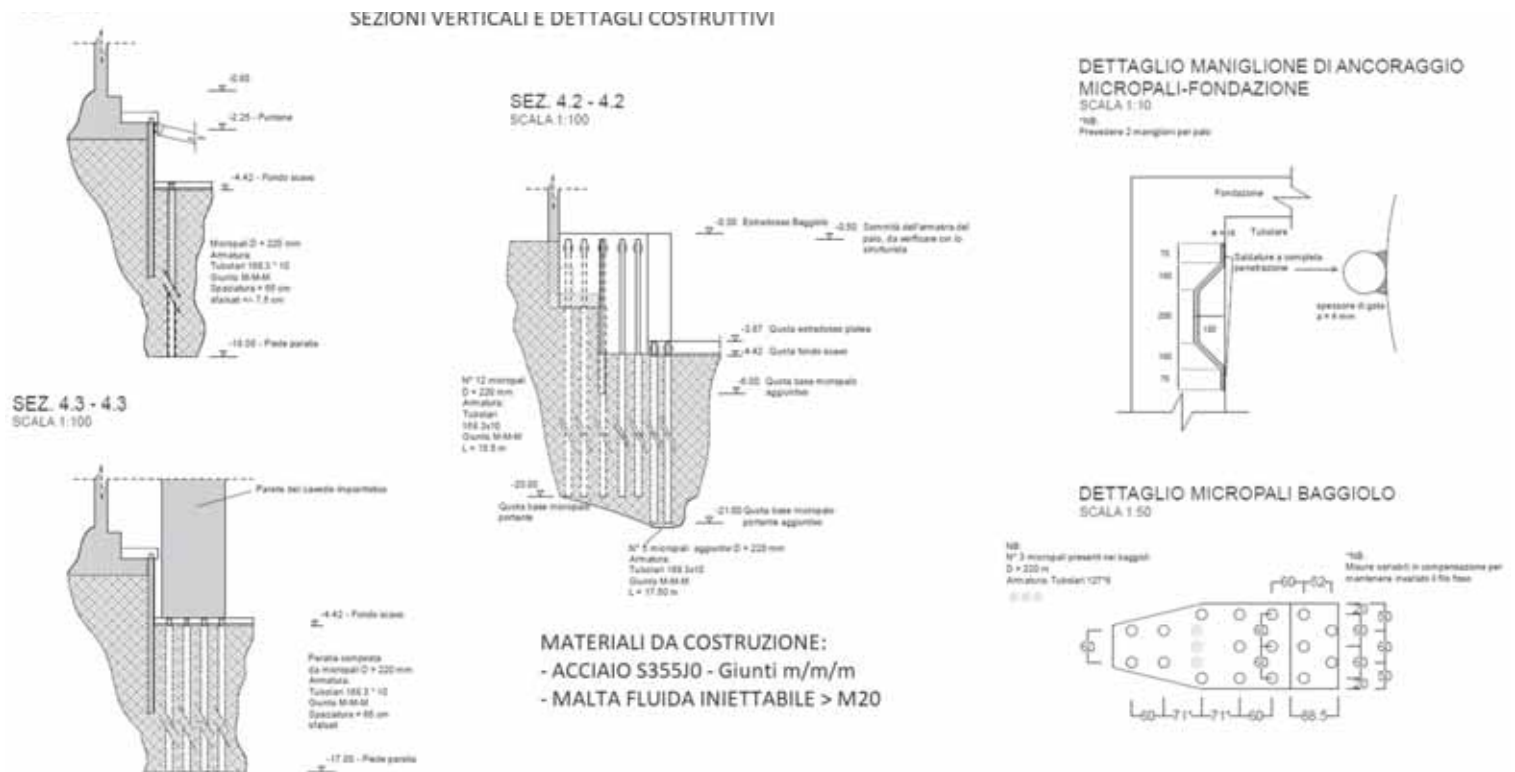


Fig. 1 | Consolidamenti con micropali di nuove fondazioni in presenza di preesistenze

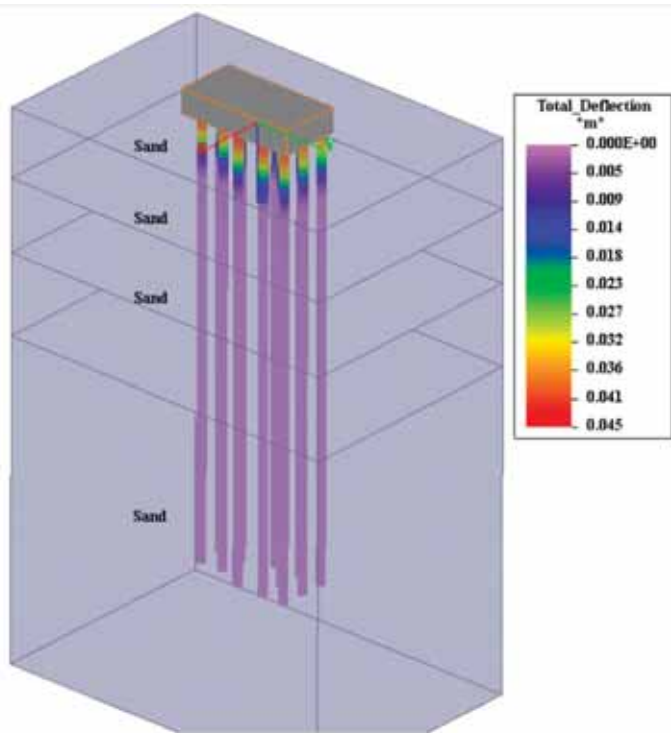


Fig. 2 | Analisi FDM dei micropali



Fig. 3 | Ancoraggi metallici sommitali

calastrelli per evitare insorgenza di instabilità locale delle armature metalliche solo parzialmente infisse nel terreno.

### 3 IL CONSOLIDAMENTO DELL'ESISTENTE

Il tema della realizzazione di un nuovo piano intermedio mantenendo l'impianto portante verticale originario, costituito da pilastri in c.a., ha posto problemi di una certa complessità volendo evitare di "raddoppiare" all'atto pratico le strutture esistenti. La precedente funzione industriale dell'edificio garantiva la robustezza dei pilastri e un adeguato dimensionamento delle fondazioni, considerate le luci originarie (maglia quadrata di 8,0 x 8,0 m). La ristrutturazione prevedeva peraltro un locale aumento delle luci (16,0 x 8,0 m) e contemporaneamente la realizzazione

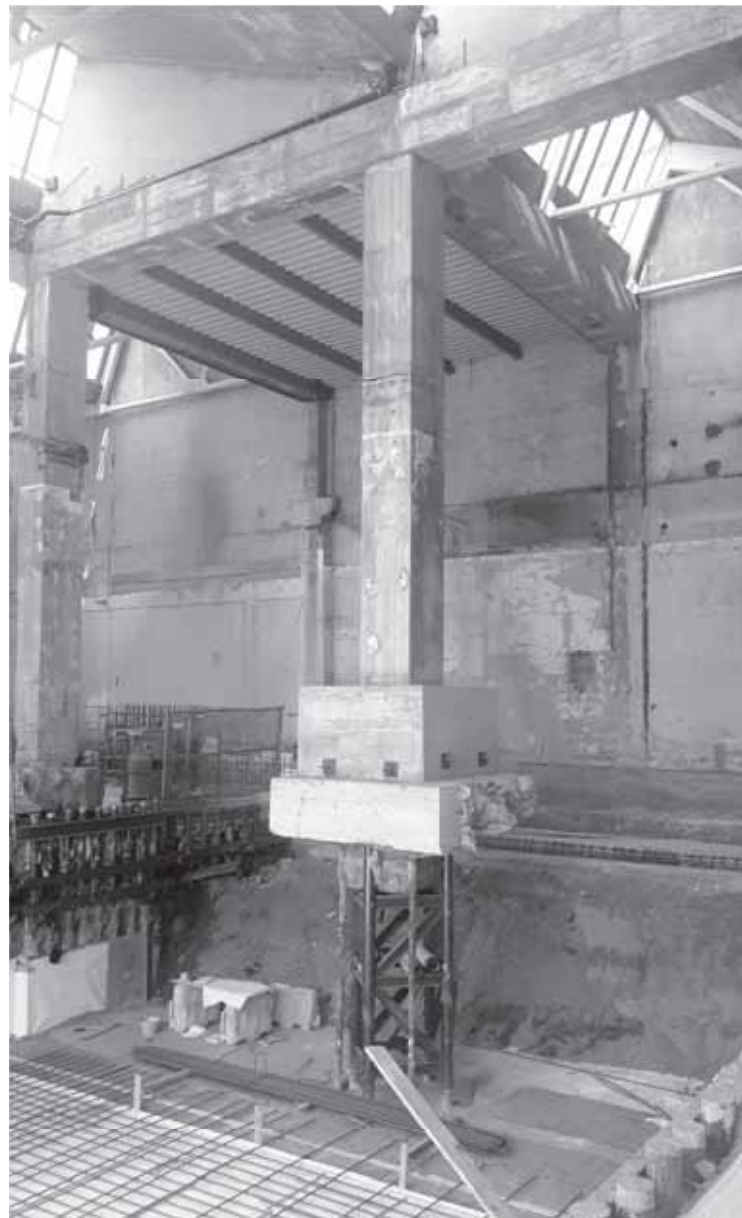


Fig. 4 | Sottofondazione pilastro esistente

di un piano calpestabile intermedio avente funzioni diversificate che andavano dai locali uffici e deposito agli spazi espositivi e collettivi di ristoro, ai giardini pensili.

La soluzione pensata in origine e mantenuta integralmente prevedeva l'adozione di grandi travi in acciaio di altezza 800 – 1000 mm, alcune delle quali preforate in stabilimento per permettere il passaggio di tubazioni con schema diversificato per impianti meccanici ed elettrici e diametri notevoli, superiori in alcuni casi alla metà dell'altezza delle travi di impalcato.

Come d'uso per impalcati metallici, il piano di calpestio era previsto con solaio in lamiera grecata collaborante. Nel complesso, la problematica essenziale posta dal nuovo orizzontamento era quella del nodo di appoggio delle nuove travi ai vecchi pilastri, di dimensione cospicua (60 x 60 cm) peraltro debolmente armati e realizzati con calcestruzzi poco performanti. Valori di taglio trasmesso al pilastro fino a 1050 KN dalle singole travi concorrenti dovevano venire assorbiti in nodi multipli, dove convergevano più travi.

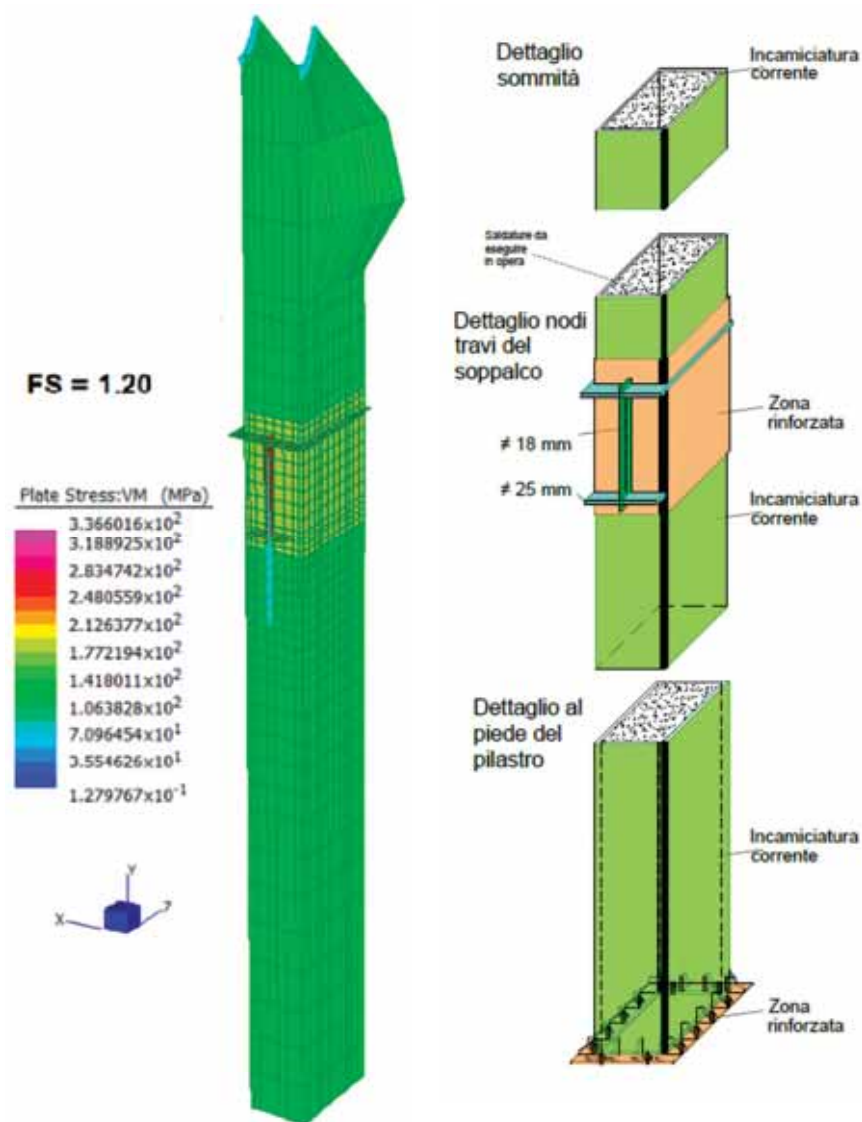


Fig. 5 | Analisi instabilità

Fig. 6 | Schema incamiciature



Fig. 7 | Fase di saldatura in opera

Pertanto l'analisi di tutte le componenti di sforzo assommate nei nodi intermedi sconsigliava soluzioni di semplice ringrossamento generalizzato dei pilastri mediante prodotti cementizi ad alta resistenza, percorribili quando non vi siano particolari concentrazioni di sforzi di taglio.

Altre operazioni sull'esistente, come la necessità traumatica di tagliare, per motivi architettonici, diverse mensole tozze da carroponte, insieme alla complessità dei dettagli di appoggio della nuova copertura a capriate metalliche, suggerivano un approccio più radicale e insieme meno pervasivo sui pilastri esistenti. La soluzione, permessa unicamente dalla flessibilità di produzione e utilizzo dell'acciaio, è stata individuata nell'incamiciatura selettiva e diversificata dei pilastri esistenti.

L'analisi elastica classica, in termini di sollecitazioni / deformazioni in campo lineare, permetteva di individuare le concentrazioni di sollecitazioni ma non le problematiche di instabilità locale dovute a ingenti concentrazioni di azioni localizzate. In più, le incamiciature risultavano solidarizzate all'esistente soltanto per certe determinate libertà (per esempio a compressione e per alcuni spostamenti rotazionali) ma non quando veniva in qualche modo

impegnata la resistenza a trazione del calcestruzzo. Pertanto si è deciso di modellare la struttura delle incamiciature con particolare attenzione ai fenomeni di instabilità locale nei punti di nodo con le travi di interpiano, differenziando gli spessori. Per motivi geometrici correlati alle dimensioni in sezione dei pilastri e agli spessori relativamente esigui dell'acciaio, si sono considerate le nuove strutture metalliche in classe 4, impostando un'apposita analisi di instabilità agli elementi finiti. Il risultato ha permesso un'accurata valutazione della domanda sui nodi, con utilizzo di spessori maggiorati di acciaio in corrispondenza dei nuovi giunti con le travi di piano. Le instabilità determinate analiticamente nelle altre parti delle incamiciature non soggette a immissioni di carico eccessive (figura 5), sono state considerate ininfluenti. Lo schema delle incamiciature maggiormente utilizzate e alcuni momenti delle lavorazioni sono mostrati nelle figure 6 e 7. Gli spessori di acciaio, a seconda delle zone di sollecitazione, variavano tra un minimo di 5 mm e un massimo di 22 mm, con flange e piatti di collegamento dei giunti di spessore fino a 25 mm.

## 4 LA COPERTURA

Per quanto riguarda la copertura, commissionata alla ditta Pichler che ha curato i costruttivi, le molteplici problematiche poste dal progetto sono state risolte solo grazie alla capacità dell'acciaio di soddisfare ogni singola richiesta. La ripetizione delle capriatelle originarie in c.a. con membrature in tubolari quadri rilancia in modo originale la primaria leggerezza architettonica. Il gioco dei piani derivante dalle successive addizioni di corpi di fabbrica, insieme alla necessità di mantenere le esatte volumetrie preesistenti, hanno imposto una quantità di vincoli di progetto, incrementati dalle singole necessità poste dalle contingenze costruttive.

Per esempio, le normative antisismiche assenti alla data della costruzione originaria, in presenza di un corpo di fabbrica allungato, hanno determinato la classica situazione dei giunti di costruzione a doppia valenza: statica in caso di dilatazione termiche lineari e dinamica in caso di terremoti. L'adozione di shock-transmitters, scelta usuale in casi del genere, ha comportato uno studio accurato dei vincoli nodali e delle forme finali della costruzione. Nelle figure 8 e 9 è riconoscibile l'impareggiabile flessibilità di impiego dell'acciaio, altrimenti non risolvibile senza rinunciare a uno o più dei requisiti di progetto.

Il migliore sfruttamento degli spazi a disposizione, poi, incontra sovente limiti dimensionali che nel caso delle ristrutturazioni possono divenire insormontabili senza una precisa valutazione della domanda progettuale e senza un ampio spettro di possibili risposte tecniche. Il problema di una muratura esistente da riprodurre con le medesime dimensioni immediatamente a ridosso di un edificio esistente poneva un quesito di difficile soluzione senza ricorrere ad una struttura composita con un attento uso di acciaio.

L'edificio ristrutturato si trovava infatti in adiacenza ad una struttura alberghiera, in esercizio per tutto il corso dei lavori. Per motivi legati alle misure antincendio, i progettisti hanno concordato di progettare una parete in c.a. di caratteristica REI 120', a tutta altezza e seguendo in sommità il profilo a spezzata poligonale degli otto shed esistenti. Dal punto di vista sismico

questa parete assumeva la funzione di controventare l'edificio anche in senso trasversale, ed al contempo doveva essere costruita a distanza di 4 cm dall'edificio adiacente al fine di evitare fenomeni di martellamento. Pertanto il problema relativo alle modalità di cassetatura di una parete in tali condizioni poneva un quesito dimensionale (qualsiasi tipo di cassero necessita più di 4 cm) soprattutto considerando l'accessibilità da un solo lato.

La problematica è stata risolta progettando una serie di timpani triangolari metallici, con profili speciali ad H prodotti ad hoc, aventi caratteristiche statiche e dinamiche compatibili o addirittura migliorative rispetto alle originarie pareti in premuri, e inerzia tale da garantire spostamenti inferiori al limite del martellamento. Nella figura 10 è riportata la verifica progettuale mediante analisi FEM degli spostamenti attesi in sommità, nella figura 11 si notano i dettagli di connessione tra il complesso dei pre-muri e i timpani stessi. I timpani sono stati messi in opera alle rispettive quote dettate dal preesistente edificio (10 / 11 m da piano campagna). Notevoli sono stati poi i vantaggi dal punto di vista realizzativo e per la sicurezza: infatti, con pochi limitati tiri di gru in sito sono stati ridotti i tempi di realizzazione (e di conseguenza i rischi di interferenza al contorno), in alternativa ai classici ponteggi, casseri e getti in quota. In tal modo sono state superate anche le oggettive difficoltà in particolare per le operazioni di cassetatura, da realizzarsi su di un solo lato, non potendo sconfinare il limite di proprietà, minimizzando disturbo arrecato all'esterno e livello di rischio della lavorazione.

Ulteriori dettagli costruttivi in coerenza con le strutture metalliche erano poi costituiti da un complesso vano scala inteso a caratterizzare la salita al nuovo piano ammezzato mediante forme architettoniche speciali, controsoffitti modulari, elementi di intelaiatura di ampi pannelli di vetro di facciata, di dimensione fino a 12,0 m, grandi pannellature led-wall.

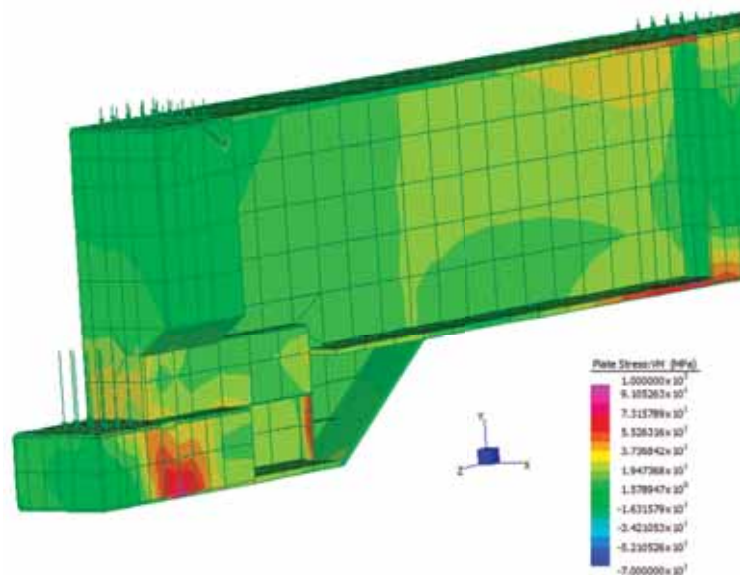


Fig. 8 | Modellazione nodo spaziale



Fig. 9 | Nodo in opera con shock-transmitters



Fig. 10 | Verifica degli spostamenti attesi



Fig. 11 | Assemblaggio timpani su pre-muri

## 5 ULTERIORI PROBLEMATICHE DEGNE DI NOTA

Tra i risvolti da citare, oltre alle caratteristiche statiche delle strutture, particolare attenzione è stata posta negli aspetti più peculiarmente connessi alle costruzioni in acciaio, tra cui in primo luogo la verifica della resistenza al fuoco. Dove non espressamente escluso per le valenze architettoniche visive, risolte con protezioni intumescenti, si è ricorso a soluzioni di rapida realizzazione e di provata affidabilità, come l'imposizione di pannelli in fibra di roccia o gesso speciale in funzione antincendio. Come noto, semplici rivestimenti superficiali di spessori adeguati forniscono un'ottima risposta in termini di resistenza strutturale R. Nelle figure 12 e 13 sono mostrate le risposte strutturali attese in termini di curve di riscaldamento paragonate alle temperature dell'incendio rispettivamente secondo la curva standard ISO 834 e la curva da utilizzare in esterno [2]. In caso di mancanza di idonea protezione, le curve di incendio determinano con lievi riduzioni, correlate al fattore di massività della sezione, la temperatura dell'acciaio riscaldato. La protezione offerta in questo caso da

semplici rivestimenti in pannelli è risultata significativa, riducendo la temperatura del metallo fino a valori verificati come accettabili. Nello specifico, la curva inferiore in figura 12 rappresenta la riduzione di sviluppo della temperatura per un elemento interno all'edificio con ricoprimento di 30 mm di lana di roccia, la curva di figura 13 rappresenta un elemento esterno con ricoprimento di 12,5 mm di gesso e vermiculite. Nelle figure il requisito termico REI 120'.

Inoltre, a completamento della progettazione costruttiva delle opere, si rendeva necessario un continuo monitoraggio delle tolleranze di posizionamento, in modo tale che i nuovi allineamenti risultassero entro limiti accettabili, considerando ovviamente la presenza di strutture preesistenti portatrici di tolleranze anche considerevoli. In effetti, i pilastri originali dell'edificio mostravano disallineamenti e fuori piombo talvolta fino a 70 – 80 mm, condizionando anche le scelte costruttive attuali. Mediante l'utilizzo regolare durante le fasi

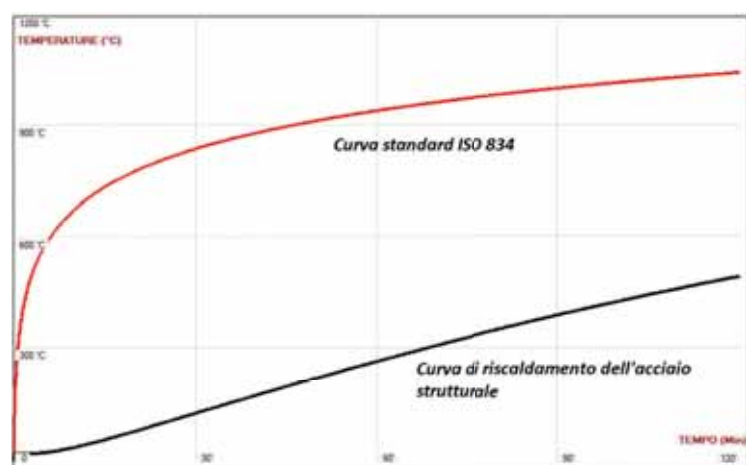


Fig. 12 | Analisi termica strutture interne

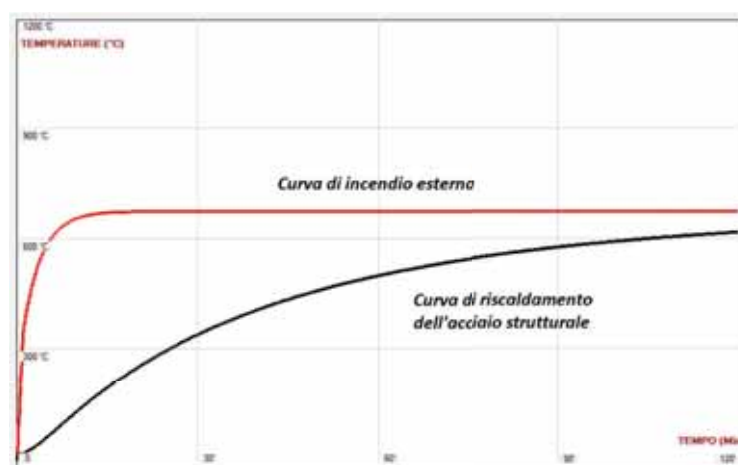


Fig. 13 | Analisi termica strutture esterne

di realizzazione delle strutture di tecniche di laser-scanning, si è avviato alle principali difformità recuperando nuovi allineamenti. Nell'ambito di una ristrutturazione così complessa, infine, l'utilizzo di strumentazioni informatiche avanzate, come i software BIM, ha permesso ai vari soggetti coinvolti da un lato di importare i dati dell'esistente provenienti dai laser-scanning e dall'altro di aggiornare i modelli e tutta la documentazione coerentemente con i rilievi e le varianti emerse in corso d'opera, pressoché contemporaneamente alle fasi realizzative. La collaborazione era garantita dall'interscambio costante di file tipo "IFC". I software di "clash detection" individuavano tutte le interferenze tra i modelli

informatizzati delle varie discipline, permettendo di risolverle prima di arrivare in cantiere. In questo senso, il processo progettuale è risultato esteso alla stessa fase realizzativa, durante la quale venivano introdotti costanti aggiornamenti del modello globale BIM e dei database collegati. In maniera rivoluzionaria rispetto al passato, l'arco di fruizione delle informazioni veniva esteso dal concept progettuale alla fase costruttiva fino al commissioning finale e alla fase di gestione e utilizzo dell'opera. Nella figura 14 è mostrato un estratto del modello BIM dell'edificio a testimonianza della notevole integrazione e della complessità del costruito.

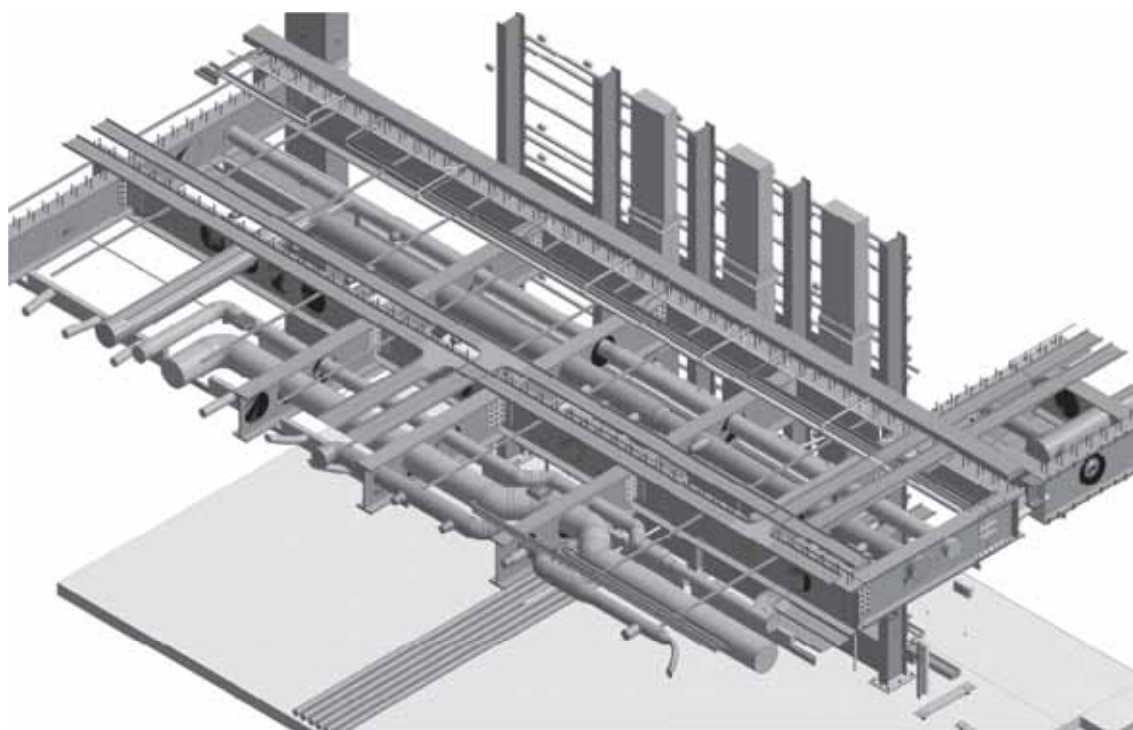


Fig. 14 | Modellazione BIM con integrazione strutturale e impiantistica

#### REFERENCES

- [1] A. S. Rabuffetti, Manuale di Progettazione Geotecnica, DEI Tipografia del Genio Civile, Roma , 2011
- [2] UNI EN 1993-1-2 - Design of Steel Structures - Structural fire design



### **Carlo Andrea Castiglioni**

Ingegnere e Professore ordinario di Tecnica delle Costruzioni presso il Dipartimento di Architettura, Ingegneria delle Costruzioni e Ambiente Costruito, del Politecnico di Milano.



### **Alessio Bacci**

Ingegnere laureato al Politecnico di Milano e partner di Fincon Consulting Italia, è attualmente membro del CdA con il ruolo di Consigliere. Si occupa di progetti di nuove costruzioni e di adeguamento di edifici esistenti, curandone con il proprio team lo sviluppo dalle fasi iniziali fino al livello esecutivo. Svolge attività di supporto per la didattica presso il Politecnico di Milano.



### **Stefano Torricelli**

Laureato in Ingegneria Edile-Architettura al Politecnico di Milano. Primi anni come Project Manager in SMV Costruzioni per la realizzazione di edifici residenziali e commerciali a Milano. Attualmente responsabile degli sviluppi immobiliari e progetti interni di Florim Ceramiche Spa SB.



### **Angelo Silvio Rabuffetti**

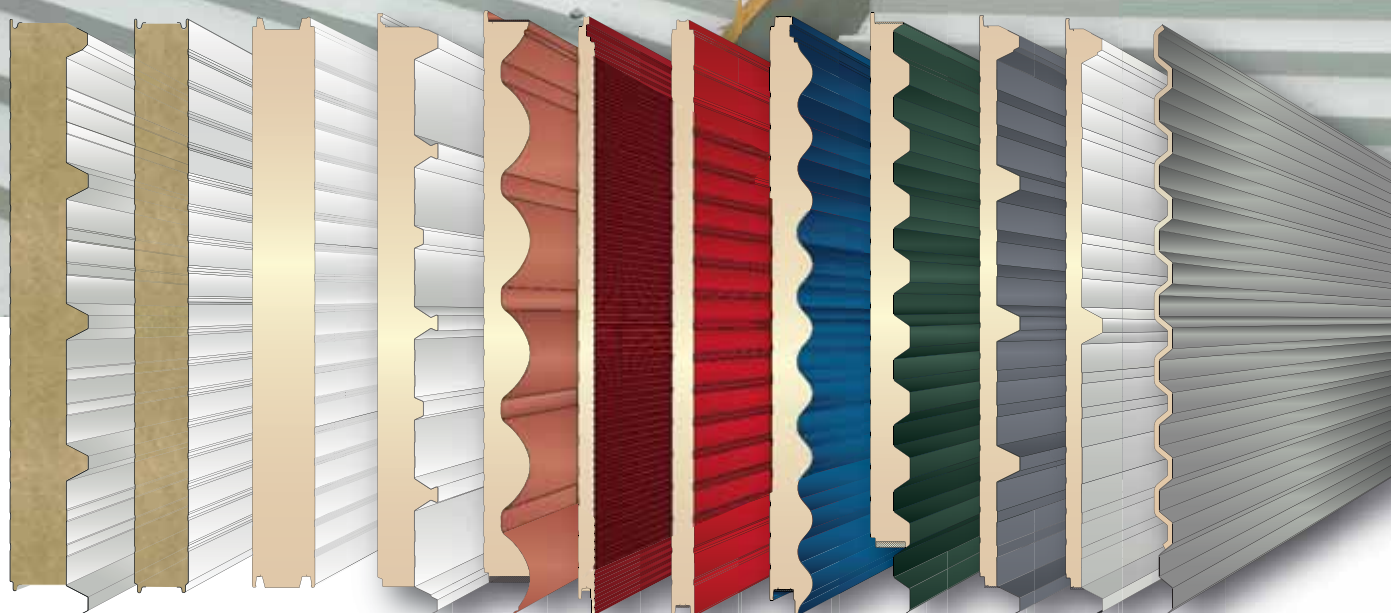
Ingegnere civile, progettista e D.L. di strutture e fondazioni speciali, è responsabile di una serie di progetti infrastrutturali e costruzioni in ambiente urbano. È professore a contratto del Politecnico di Milano. In precedenza direttore dell'ufficio progettazione di una primaria azienda nel settore delle fondazioni speciali (ICOS SpA), attualmente D.T. in Fincon.





unimetal.net

# PANNELLI PER COPERTURE E RIVESTIMENTI

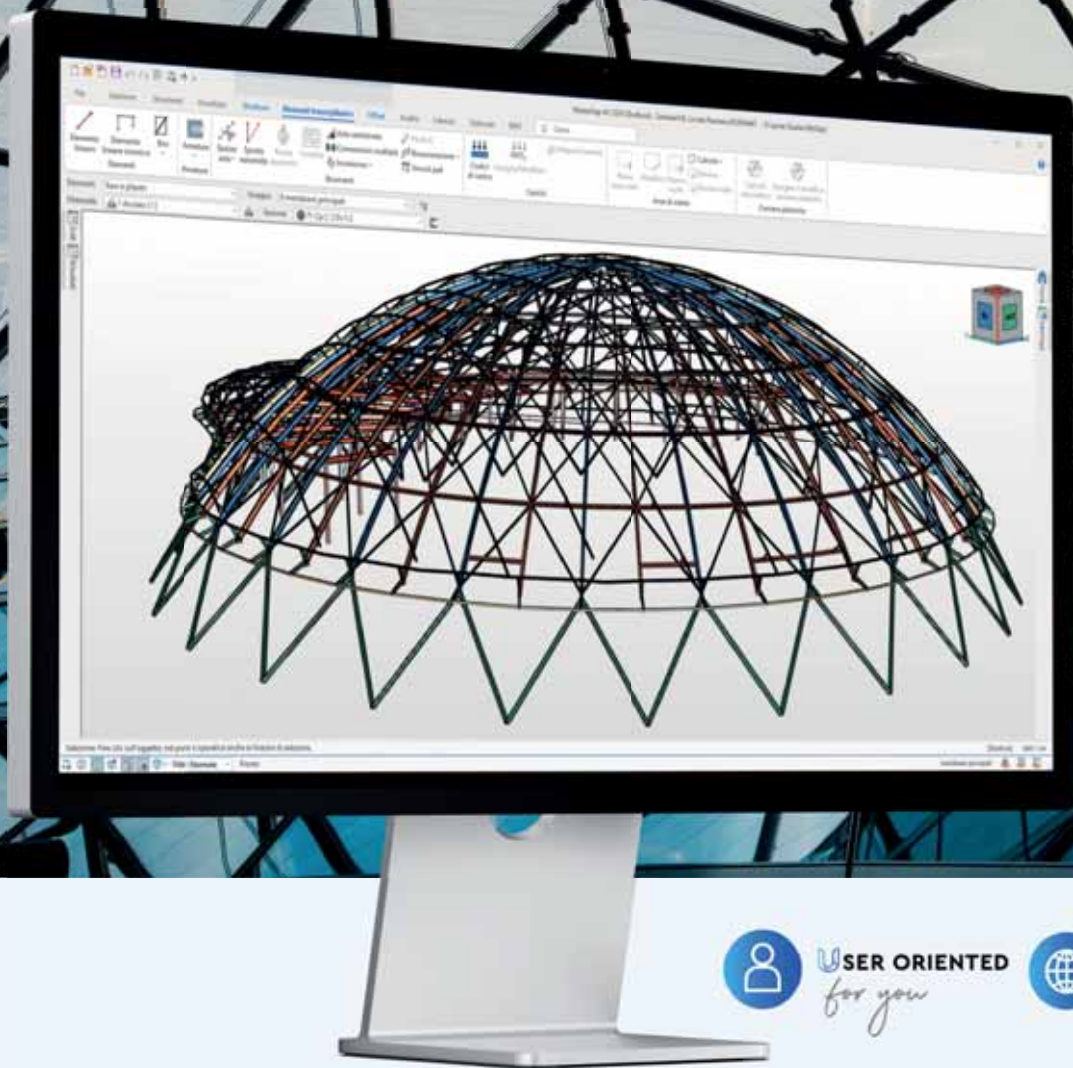


## PRODUZIONE PANNELLI PER COPERTURE E RIVESTIMENTI

Produzione e vendita ampia gamma di lastre e pannelli metallici coibentati, per rivestimenti di facciata, coperture, celle frigorifere, pannelli curvi coibentati e pannelli in lana di roccia esteticamente all'avanguardia ed in grado di riqualificare i vostri fabbricati con eleganza.

[www.unimetal.net](http://www.unimetal.net)

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



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](mailto:segreteria@amv.it) - [www.amv.it](http://www.amv.it) SEGUICI SU



# IDEA StatiCa® Connection

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

## Collegamento BIM

Straus7 → IDEA StatiCa

Disponibile ora il plugin per importare automaticamente da Straus7 in IDEA StatiCa sviluppato da Eiseko in collaborazione con DMA Progetti

**New!**

1. Analisi della struttura nel software Straus7

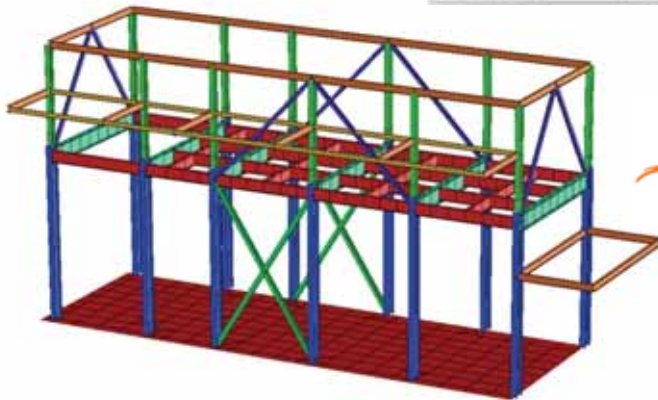


Progetto strutturale e calcolo dei nodi della struttura di sostegno dei silos di un mangimificio Altamura (BA)

Ing. Salvatore Carbone  
SC GROUP S.r.l.

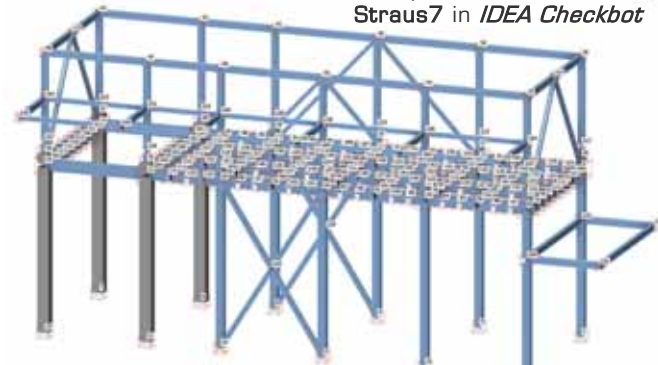


2. Importazione con il BIM Link da Straus7 in IDEA Checkbot



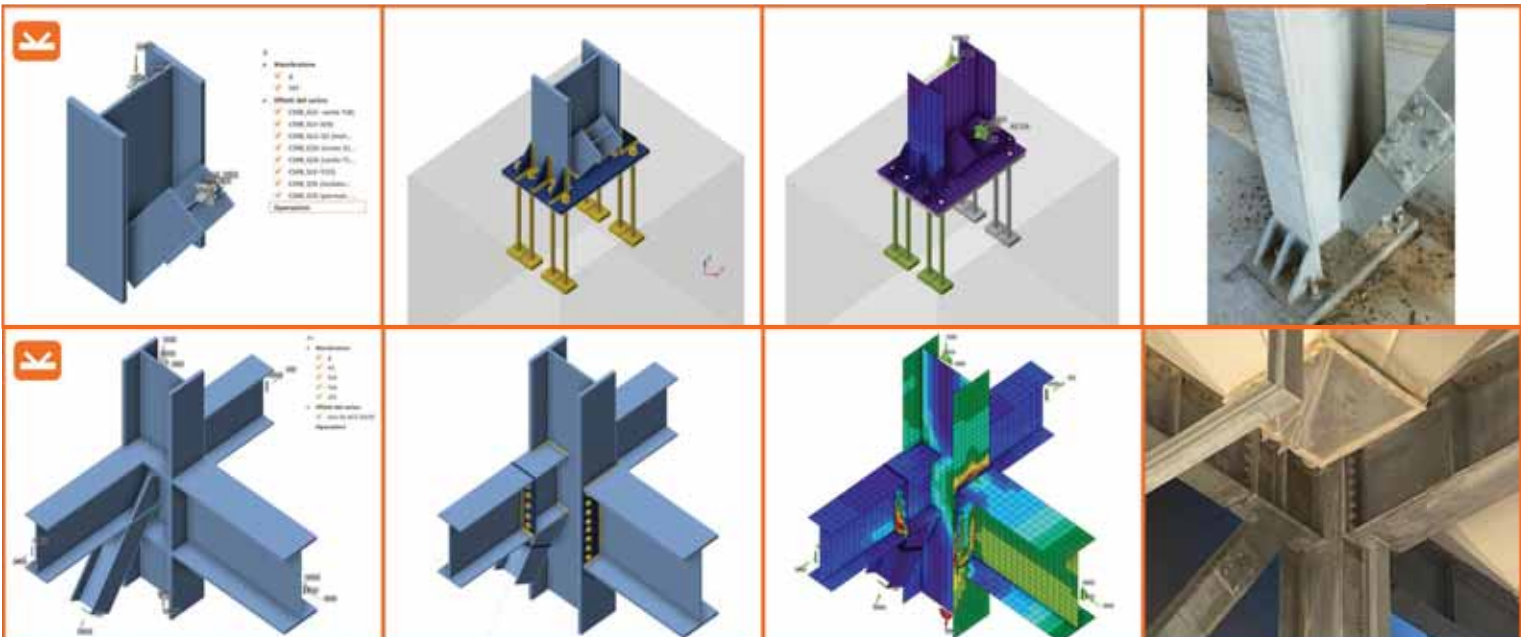
3. Esportazione nodo in IDEA

4. Modellazione connessione



5. Analisi e verifiche complete

6. Realizzazione in cantiere



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 17, 37036 San Martino B. A. (VR)  
+39 045 80 31 894

idea@eiseko.it

**NUOVO, POTENTE, AFFIDABILE, COMPLETO...  
RIVOLUZIONARIO!**

**CDJ** *Win*

**Computer Design of Joints**

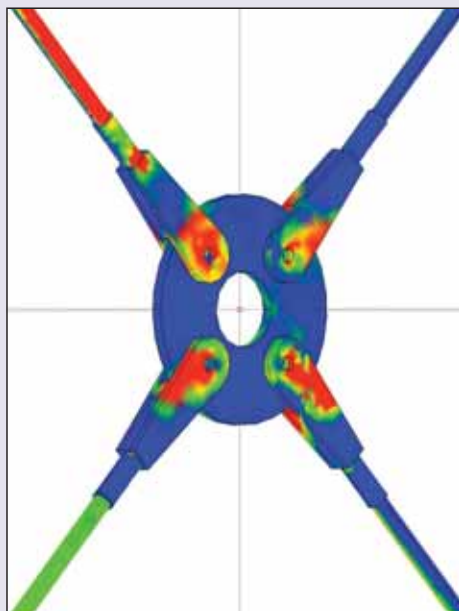
*2024 Edition* **FEA Connection**

**Niente più problemi  
con le giunzioni metalliche...**

**Progetta la tua unione in acciaio con CDJ!!!**

**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!!



**Mappatura tensioni  
di Von Mises**



**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](http://www.stsweb.it) per visionare i nostri video tutorials.

Richiedi una dimostrazione in connessione remota al seguente indirizzo email: [cdj@stsweb.it](mailto:cdj@stsweb.it)



Via Tre Torri, 11 - 95030 Sant'Agata Li Battiati (CT)  
e-mail: [sts@stsweb.it](mailto:sts@stsweb.it)  
tel. 095/7252559-7254855 fax 095/213813

Corso Gelone, 39 - 96100 Siracusa  
e-mail: [sts.siracusa@stsweb.it](mailto:sts.siracusa@stsweb.it)  
tel. 0931/66220

**Software Tecnico Scientifico®**

Visiona i nostri video tutorials su 

DAVIDGRAP  
RENDERING BY RY  
