

ISSN n° 0010-9673 Poste Italiane SpA - Speciazione in Abbonamento Postale - D.L. 353/2005 (con. in L. 27.02.04 n° 46) Art. 1, comma 1, LO/MI Prezzo a copia: € 15,00 - In caso di mancato receipto inviare al C/M/P di Milano-Rosario per la restituzione al mittente previo pagamento reso



SET/OTT 2023



RIVISTA BIMESTRALE  
PER LA DIFFUSIONE  
DELLA CULTURA DELL'ACCIAIO



# COSTRUZIONI METALLICHE



# effevi

COSTRUZIONI IN ACCIAIO



Architettura. Tecnica. Passione.  
CERTIFICAZIONE UNI EN 1090 IN CLASSE DI ESECUZIONE EXC4

Conceria Montebello, Montebello (VI)



EFFEVI s.r.l.

Via Tezze di Cereda, 26 - 36073 Cornedo Vicentino (VICENZA) ITALIA

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





# Tekla Structures

Il software BIM  
per la progettazione  
**COSTRUTTIVA**



**Bridge Information Modeling (BrIM):** la soluzione intelligente e parametrica di Tekla Structures per la progettazione costruttiva di tutti i tipi di ponti.

Rivenditore unico per l'Italia

since 1990  
**HARPACEAS**  
Your digital partner

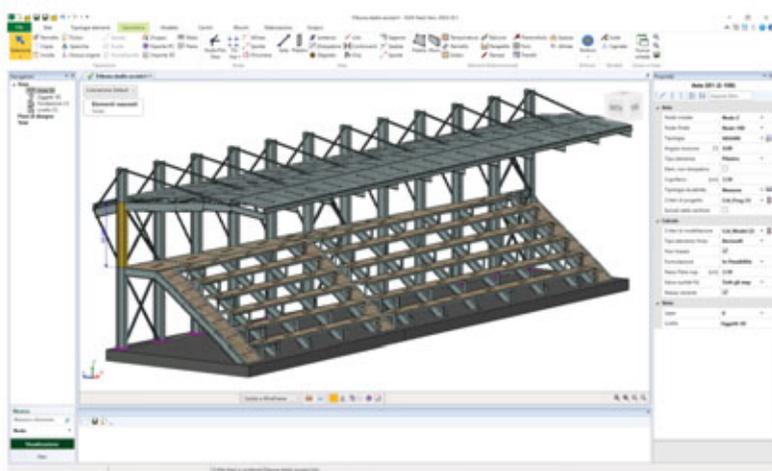
Viale Richard 3A - 20143 MILANO  
Tel. 02 891741 - harpaceas.it



# FaTA<sup>NEXT</sup>

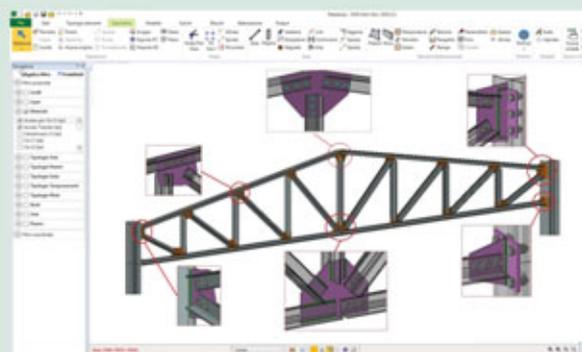
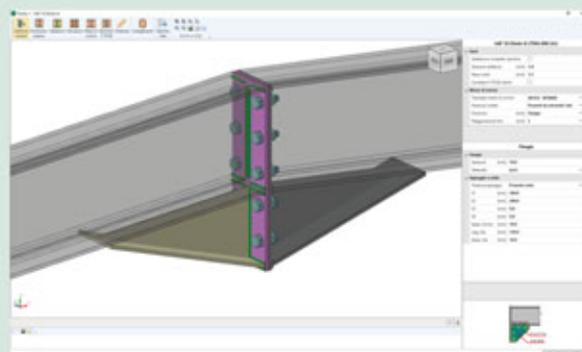
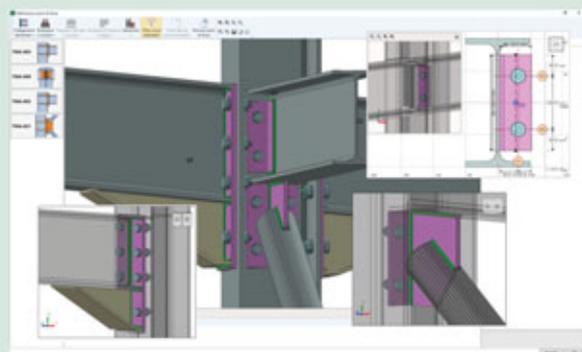
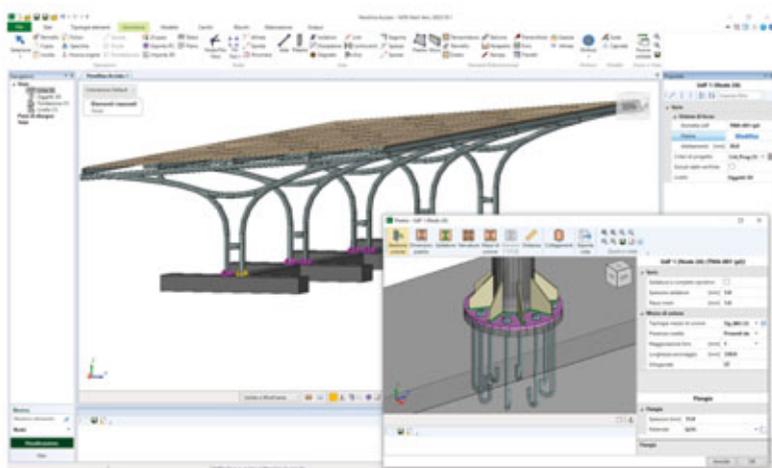
## la soluzione per il calcolo strutturale

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**

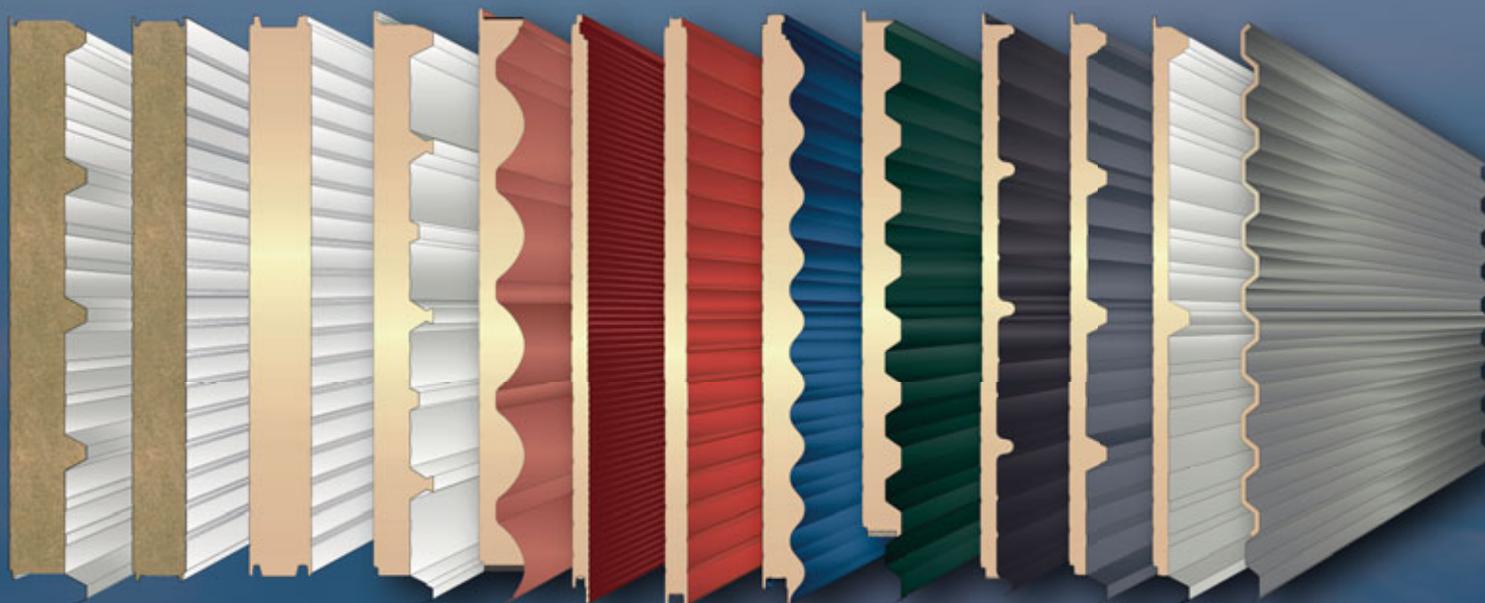
**novità**



**unimetal.net**

## **COPERTURE e FACCIATE**

Lastre e pannelli coibentati in poliuretano, pannelli curvi coibentati  
profili solarario e lastre grecate



**www.unimetal.net**

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



Visita il nostro sito

# Straus7<sup>®</sup> L'eccellenza FEM accessibile.

**Nativo Non-Lineare**

[www.hsh.info](http://www.hsh.info)

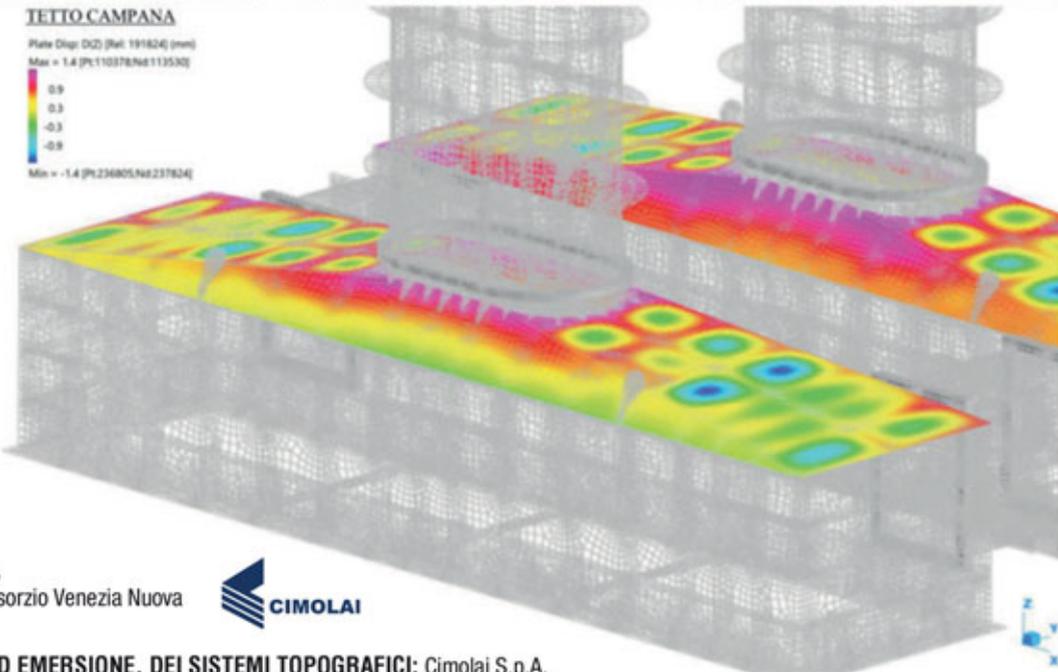
*Nessun limite pratico nel calcolo strutturale agli elementi finiti*  
**PER L'INGEGNERIA E PER L'INDUSTRIA**



**Habitat sottomarino di Malamocco.** Per la posa e manutenzione delle rotaie della gate lato mare della conca di navigazione di Malamocco a Venezia, nell'ambito del sistema M.O.S.E., CIMOLAI SPA ha progettato e realizzato un habitat sottomarino del peso di 93t in lamiera di acciaio nervato che permette, a pressione neutra, di lavorare a -14m di profondità in ventilazione forzata. L'Habitat è formato da due campane gemelle a pianta rettangolare 2.5x10.26m, dotate di guarnizione di tenuta, collegate tra loro da due corridoi, di circa 1m di larghezza. L'accesso dal ballatoio superiore è dato da due pozzi, di sezione ovale 2.42\*1.370m e 13m di altezza, dotati di scalette interne. Cimolai ha utilizzato il codice di calcolo Straus7 per realizzare il modello FEM a elementi plate a quattro nodi, caricato con diverse combinazioni di vincolo in load-out, immersione, navigazione ed emersione, e di carico, comprensive di pesi propri e permanenti, corrente marina, vento, cresta e cavo d'onda significativa, secondo diverse direzioni e tempi di esposizione e di ritorno di normativa. Le analisi, sia lineari e che non lineari, hanno permesso di verificare lo stato tensionale, deformativo e di stabilità locale e globale a valle di analisi specialistiche meteo marine e CFD.

#### TETTO CAMPANA

Plate Disp. D(2) (Ref. 191824) (mm)  
Max = 1.4 (Pl.110378/N68113530)  
Min = -1.4 (Pl.234805/N68237824)



**COMMITTENTE:** Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti -  
Provveditorato Interregionale per le Opere pubbliche per il Veneto,  
il Trentino Alto Adige, il Friuli Venezia Giulia - Concessionario Consorzio Venezia Nuova



**CARPENTERIA METALLICA:** Cimolai S.p.A.

**PROGETTO STRUTTURALE, DEI SISTEMI DI IMMERSIONE ED EMERSIONE, DEI SISTEMI TOPOGRAFICI:** Cimolai S.p.A.

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 CAMPIOLI "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 NASCÈ "Politecnico" di Torino, Italia  
 D.A. NETHERCOT Imperial College London, London, UK  
 MAURIZIO PIAZZA Università di Trento, Trento, Italia  
 COLIN ROGERS McGill University, Montreal, Canada  
 LUIS SIMOES DA SILVA University of Coimbra, Portugal  
 ENZO SIVIERO Università Telematica E-campus, Italia  
 CARLO URBANO "Politecnico" di Milano, Milano, Italia  
 RICCARDO ZANDONINI Università di Trento, Trento, Italia

SEGRETERIA: VALERIA PASINA

EDITORE: GIANGIACOMO FRACCHIA EDITORE Srl  
 Via C. Goldoni 1, 20129 Milano, tel. 02 49524930  
 C.F./P.Iva: 07153040964 - 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 2021 (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 Novembre 2023

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 LXXV SET OTT 23

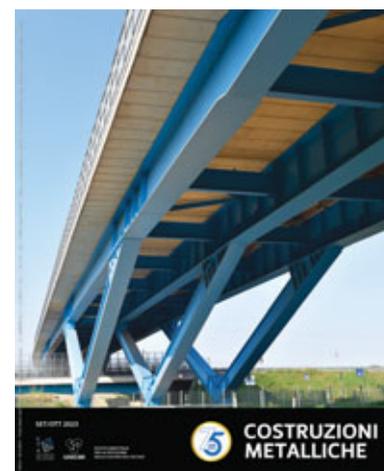


www.facebook.com/CMrivista

costruzionimetalliche@ctanet.it

## In copertina:

Dettaglio di una delle pile a V della campata principale del viadotto di scavalco del Passante di Mestre per lo svincolo di Martellago. Progetto: Studio SISr.



9	EDITORIALE RICCARDO ZANON	Nuove sfide della costruzione metallica: sostenibilità e sviluppo di nuove tipologie strutturali composte con altri materiali -alcuni dei temi per il prossimo Congresso CTA
11	REALIZZAZIONI FILIPPO FAVARO, MARIO ORGANTE	LA COSTRUZIONE DEL PONTE SUL FIUME CETINA IN PROSSIMITÀ DELLA CITTÀ DI OMIS (CROAZIA)
24	FUOCO ANDREA MARINO, EMIDIO NIGRO, SANDRO PUSTORINO	Sicurezza in caso di incendio: le strutture di acciaio Le ISTRUZIONI TECNICHE
33	ARCHITETTURA CAROL MONTICELLI	Acciaio protagonista, essenziale, invisibile nel processo di ristrutturazione e ampliamento di un edificio storico di pregio
56	INGEGNERIA CRISTIANO ORCI	LA TECNICA DEL MARCIAVANTI E L'EVOLUZIONE TECNOLOGICA DELLA PROGETTAZIONE DEGLI SCAVI URBANI
66	GIORNATE NAZIONALI DI SALDATURA - GNS12 RICCARDO ZANON, MIGUEL CANDEIAS, JEROEN VAN WITTENBERGEN	Connessione pendino-arco: studio del giunto saldato nel caso di arco in profilo laminato ad H
74	RICERCA LUCA BRUNO, PAOLO CIGNONI, STEFANO GABRIELE, ERNESTO GRANDE, MAURA IMBIMBO, FRANCESCO LACCONE, FRANCESCO MARMO, ELENA MELE, LORENZO RAFFAELE, VALENTINA TOMEI, FIAMMETTA VENUTI	FreeGrid: un benchmark su progetto e ottimizzazione di gridshell con imposta parzialmente vincolata
83	Da CTICM - Revue Construction métallique YOUSSEF EL ASRI, VINCENT DENOEL, MAEL COUCHAUX, MOHAMMED HJAJ, MLADEN LUKIC	Vibration control of floors: state-of-art (Part 1)
110	LE AZIENDE INFORMANO STACEC	LE STRUTTURE IN ACCIAIO CON FaTA Next

# SE L'ACCIAIO È ZINCATO, IL FUOCO FA MENO PAURA.



**La zincatura a caldo**, come confermato da studi internazionali, è un trattamento in grado di rallentare il surriscaldamento degli elementi strutturali in acciaio sottoposti all'azione del fuoco.

Questo si traduce in tempo prezioso in caso di evacuazione da un edificio in fiamme. Il trattamento di zincatura a caldo si rivela **una difesa importante per contrastare l'avanzata di un incendio.**

OLFEZ | ZITACSRL | GALVAN | ZINCATURADICAMBIANO

ZINCHERIE CERTIFICATE 



**GIAMBARINI** GROUP  
IL FUTURO PER TRADIZIONE

[WWW.GIAMBARINIGROUP.IT](http://WWW.GIAMBARINIGROUP.IT)



Dott. Ing. Riccardo ZANON  
Vice-presidente CTA 2023-2024  
Head of Engineering  
ArcelorMittal Steligençe®

# Nuove sfide della costruzione metallica: sostenibilità e sviluppo di nuove tipologie strutturali composte con altri materiali - alcuni dei temi per il prossimo Congresso CTA

La costruzione metallica, sin dagli inizi della sua storia ormai bicentenaria, si è caratterizzata per essere la compagna imprescindibile di opere strutturali sfidanti ed innovative. A partire dal secondo dopoguerra, tuttavia, un altro materiale, il calcestruzzo armato e precompresso, ha trovato un grande impiego nel contesto dello sviluppo strutturale, principalmente grazie ad un costo competitivo unito alla facile reperibilità di materie prime e di risorse tecniche e umane. Inutile ricordare che, se molte opere realizzate in questa tipologia spiccano per ingegnosità e qualità realizzativa, la maggior parte delle opere ordinarie realizzate nel periodo del boom economico risultano di valore ingegneristico mediocre e si rivelano al di sotto delle attese in termini di durabilità e sicurezza. Ad oggi, una parte tangibile delle risorse nel campo delle costruzioni sono dedicate alla riparazione, al rinforzo o alla sostituzione di questo patrimonio.

Nell'ambito delle opere civili - ed in particolare degli impalcati da ponte - in questi ultimi decenni in Italia si è assistito ad una affermazione dell'ossatura metallica grazie ad una rinnovata competitività connessa ai metodi di calcolo, ai gradi di acciaio ed alle capacità produttive delle carpenterie. Tuttavia, per quanto riguarda l'edilizia, il suo contributo rimane al di sotto delle possibilità. Altri paesi europei ci dimostrano quotidianamente le grandi potenzialità dell'acciaio e testimoniano gli sviluppi intervenuti negli ultimi decenni.

La costruzione metallica ha dimostrato, infatti, di poter rispondere con soluzioni efficaci agli svariati requisiti tecnici che deve soddisfare. Il problema "storico" dell'acciaio è la sua tenuta in caso di incendio. La risposta convenzionale è stata la protezione termica dell'acciaio per limitarne l'esposizione. Lo sviluppo della costruzione mista acciaio-calcestruzzo, ed in parallelo la definizione di metodi avanzati a partire dagli anni Novanta, hanno permesso di dare risposte strutturali variegata, adattabili e competitive. Grazie all'efficace lavoro di colleghi, queste possibilità sono ad oggi previste nel codice nazionale.

Vari eventi sismici con conseguenze tragiche hanno dato la prova che la costruzione metallica è la tipologia strutturale per eccellenza, grazie alla sua intrinseca leggerezza e duttilità rispetto ad altri materiali tradizionali. In questo senso, è stato fatto un intenso lavoro di ricerca e normativo. Ciononostante, grazie anche ad una resistenza accanita ed al lobbying, altre tipologie meno performanti restano ancorate nella prassi costruttiva nazionale, pur avendo ripetutamente dimostrato la loro pericolosità quando esposte ad eventi sismici importanti.

Nel nuovo millennio, come nuovo tema si è imposta la robustezza strutturale, concetto nato in ambito anglosassone per descrivere la capacità della struttura di rispondere in condizioni di esercizio eccezionali con danni proporzionali alle cause. Eventi tragici come l'11 Settembre 2001 hanno dato, a torto o a ragione, grande peso a questo filone. Nonostante un lavoro di ricerca notevole, tuttavia, questo approccio non si è ancora declinato in normative e requisiti cogenti veramente impattanti sul design strutturale per opere convenzionali. A questo fanno eccezione spesso le opere di grande rilievo, quali per esempio le centrali nucleari - opere

chiaramente non descritte nella letteratura di grande diffusione – ma nelle quali la costruzione mista acciaio-calcestruzzo per le pareti e degli orizzontamenti ha conquistato una fetta di mercato notevole rispetto al calcestruzzo.

Oggi il tema sicuramente di attualità è la sostenibilità delle costruzioni. Dal punto di vista tecnico, le basi erano già poste da un buon decennio, tuttavia la vera novità è la volontà politica e dell'opinione pubblica di porre criteri ed obiettivi per le strutture di nuova progettazione. Senza entrare nel dettaglio, l'acciaio si trova anche sotto questo punto vista in posizione favorevole. Infatti, è il materiale riciclabile per definizione – e fattualmente già riciclato al 98%. Quando non è riutilizzato tal quale (cosa che accade spesso per alcuni prodotti, come le travi commerciali classiche), può essere riciclato in quasi ogni lega e forma si trovi, attraverso la filiera forno elettrico, eventualmente anche per ottenere acciai altoresistenziali mediante processi produttivi moderni.

A questo stato di fatto si aggiunge l'innovazione recente che muove la filiera siderurgica per mettere a punto processi produttivi meno impattanti della filiera primaria a base di minerale di ferro. Tra i vari processi in corso di studio, quello che probabilmente avrà effetti maggiori riguarda la sostituzione della filiera altoforno con altre filiere, quali il procedimento DRI (riduzione diretta del minerale ferroso con idrogeno). È importante sottolineare che l'approccio alla sostenibilità della siderurgia riguarda la riduzione dell'impatto ambientale mantenendo le stesse specifiche dei materiali. E già oggi sono disponibili sul mercato prodotti siderurgici con capacità meccaniche e geometriche equivalenti ma con impatto ambientale ridotto fino all'85% rispetto ai prodotti convenzionali.

Al tema della sostenibilità si connettono altri temi, di natura strutturale. L'acciaio è in genere utilizzato in combinazione con altri materiali: la sostenibilità può mescolare le carte, in quanto il calcestruzzo tradizionale sarà sostituito parzialmente da altre opzioni. Lo sviluppo di nuove forme di collaborazione sarà quindi un tema di primaria importanza. Il calcestruzzo a basso impatto ambientale, a differenza dell'acciaio, propone spesso delle caratteristiche meccaniche molto differenti: il comportamento misto con l'acciaio diventa quindi un tema di ricerca imprescindibile. Al contempo, nuovi materiali, in primis il legno strutturale, si impongono a giusto titolo come delle scelte ovvie laddove la sostenibilità diventa importante. Nel caso delle combinazioni legno-acciaio è facile prevedere che nuove forme strutturali prenderanno vita e saranno sviluppati metodi di calcolo per tenere in conto il comportamento misto. In ogni caso, per tutti questi nuovi sviluppi, alla progettazione convenzionale si accompagnerà lo studio antincendio ed antisismico. Ci aspetta, pertanto, ancora lavoro interessante ed innovativo.

Si può quindi prevedere che questi nuovi temi innoveranno il lavoro dei progettisti e stimoleranno i ricercatori di questa materia negli anni a venire. Tutti questi temi sono trattati su questa rivista e saranno affrontati, in particolare, al XXIX Congresso CTA previsto a Milano il 26-28 Settembre 2024. Cari Lettori, i Vostri contributi alla Rivista ed al Congresso, secondo le possibilità e le disponibilità di ciascuno, sono sempre benvenuti per contribuire allo "studio ed al perfezionamento della costruzione metallica".

# LA COSTRUZIONE DEL PONTE SUL FIUME CETINA IN PROSSIMITÀ DELLA CITTÀ DI OMIS (CROAZIA)

## CONSTRUCTION OF THE BRIDGE OVER THE CETINA RIVER NEAR THE TOWN OF OMIS (CROATIA)

Ing. Filippo Favaro, Ing. Mario Organte | SIS, Studio Ingegneria Strutturale Organte & Bortot, Padova

Il nuovo ponte sul fiume Cetina fa parte del progetto della viabilità di variante della trafficata strada nazionale D8 in corrispondenza della città turistica di Omis (in italiano Almissa), sulla riviera dalmata poco a sud di Spalato. La città è posta sulla foce del fiume, il quale, poco prima, scorre compreso fra due alte pareti rocciose generando una suggestiva gola. Il nuovo tracciato stradale corre in galleria prima e dopo la gola, a circa 70 m di altezza sul livello del mare; il ponte sovrappassa il fiume in quota, in un punto in cui le due pareti rocciose distano circa 140 m, con un impalcato in acciaio a cassone monocellulare a lastra ortotropica a tre campate lungo complessivamente 216 m. Le due campate laterali, lunghe ciascuna 30 m, sono interamente entro le gallerie, e sono opportunamente “zavorrate” per fungere da efficace vincolo di continuità alla campata centrale di luce pari a 152 m, che è caratterizzata da una sezione ad altezza variabile da 6,50 m agli appoggi a 2,50 m in mezzzeria. L’articolo descrive le modalità di montaggio e varo adottate, rese naturalmente particolarmente complesse dalla forte luce centrale priva di possibilità di appoggi intermedi provvisori, e dalla angustia degli spazi per l’assemblaggio, interamente all’interno delle gallerie.

*The new bridge over the Cetina River is part of the project for a variant of the congested national road D8 at the tourist town of Omis, on the Dalmatian Coast South of Split. The town is located at the mouth of the river, which flows between two high rock walls, creating a picturesque gorge. The new roadway runs in a tunnel before and after the gorge, at a height of approximately 70 m above sea level. The three-span bridge is a single box girder with an orthotropic steel slab, it is 216 m long and crosses the river where the two rock walls are distant almost 140 m. The two lateral spans, each 30 m long, are entirely within the tunnels, and are suitably ‘ballasted’ to act as an effective continuity constraint to the central span of 152 m, which is characterised by a variable height section from 6.50 m at the supports to 2.50 m at the centre.*

*The article describes the assembly and the launching methods adopted, which were naturally made particularly complex by the large central span with no possibility of temporary intermediate supports, and the narrowness of the assembly spaces, entirely inside the tunnels.*



## 1. Descrizione del ponte

Il ponte ha uno schema statico di trave continua a 3 campate, rispettivamente di luci 30, 152 e 30 m. L'anomalo rapporto fra le luci nasce ovviamente dalla esigenza primaria di superare in campata unica di notevole luce la gola del fiume Cetina, necessitando nel contempo di efficaci vincoli alla rotazione sopra gli appoggi intermedi generati dalle due campate di bordo in continuità, completamente zavorrate mediante calcestruzzo in maniera da contrastare il possibile sollevamento degli appoggi di estremità con la minore estensione possibile entro le gallerie (figura 1). L'impalcato è interamente metallico, ad esclusione della zavorra appena citata; la sezione trasversale è un cassone monocellulare trapezoidale con ali simmetriche sbalzanti di soletta, con altezza variabile per la campata centrale fra 6500 mm sugli appoggi e 2500 mm in mezzera

La larghezza complessiva dell'impalcato è di 10,70 m, con una carreggiata stradale utile di 7,10 m. Gli spazi laterali simmetrici sono riservati alle barriere guard-rail e a stretti camminamenti di

servizio. La soletta è a lastra ortotropa, con una lamiera di spessore da 14 / 16 mm irrigidita da canalette a U poste ad interasse di 610 mm; lo stesso sistema di irrigidimento longitudinale è stato previsto per le anime e la controsoletta. I traversi, che formano un telaio trasversale che contrasta la perdita di forma per carichi eccentrici, hanno interasse di 4 m. (figura 2).

Alcuni traversi nelle zone a maggiore altezza sono ulteriormente irrigiditi mediante un'asta inclinata di controvento.

È di interesse segnalare la predisposizione di due vie di corsa longitudinali fissate esternamente al cassone sotto i traversi, previste per il sostegno di una passerella sottoponte scorrevole di ispezione alla superficie esterna. L'impalcato è interamente saldato.

Lo schema di appoggio e vincolo prevede appoggi a neoprene incapsulato, fissi su una pila intermedia e monodirezionali scorrevoli longitudinalmente sull'altra pila e sulle spalle; dal lato opposto al vincolo fisso, è previsto un vincolo orizzontale longitudinale dinamico tipo shock transmitter. Le fondazioni sono naturalmente a plinto in appoggio diretto sulla roccia.

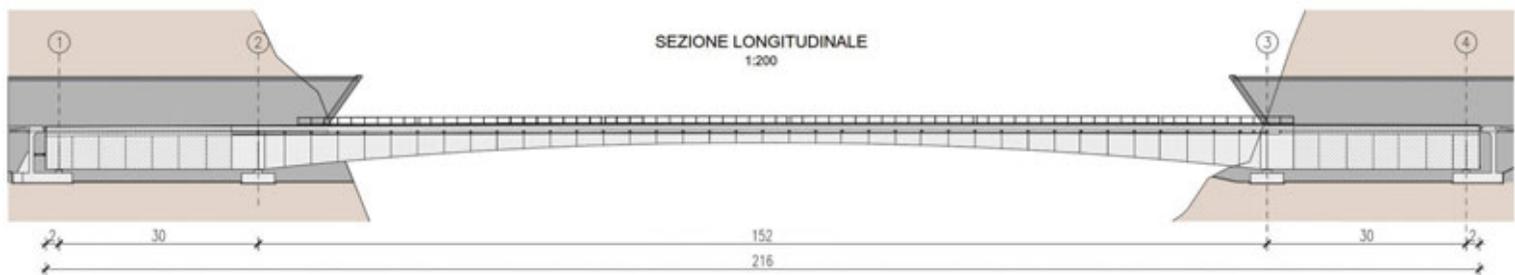


Fig. 1 | Sezione longitudinale complessiva del ponte

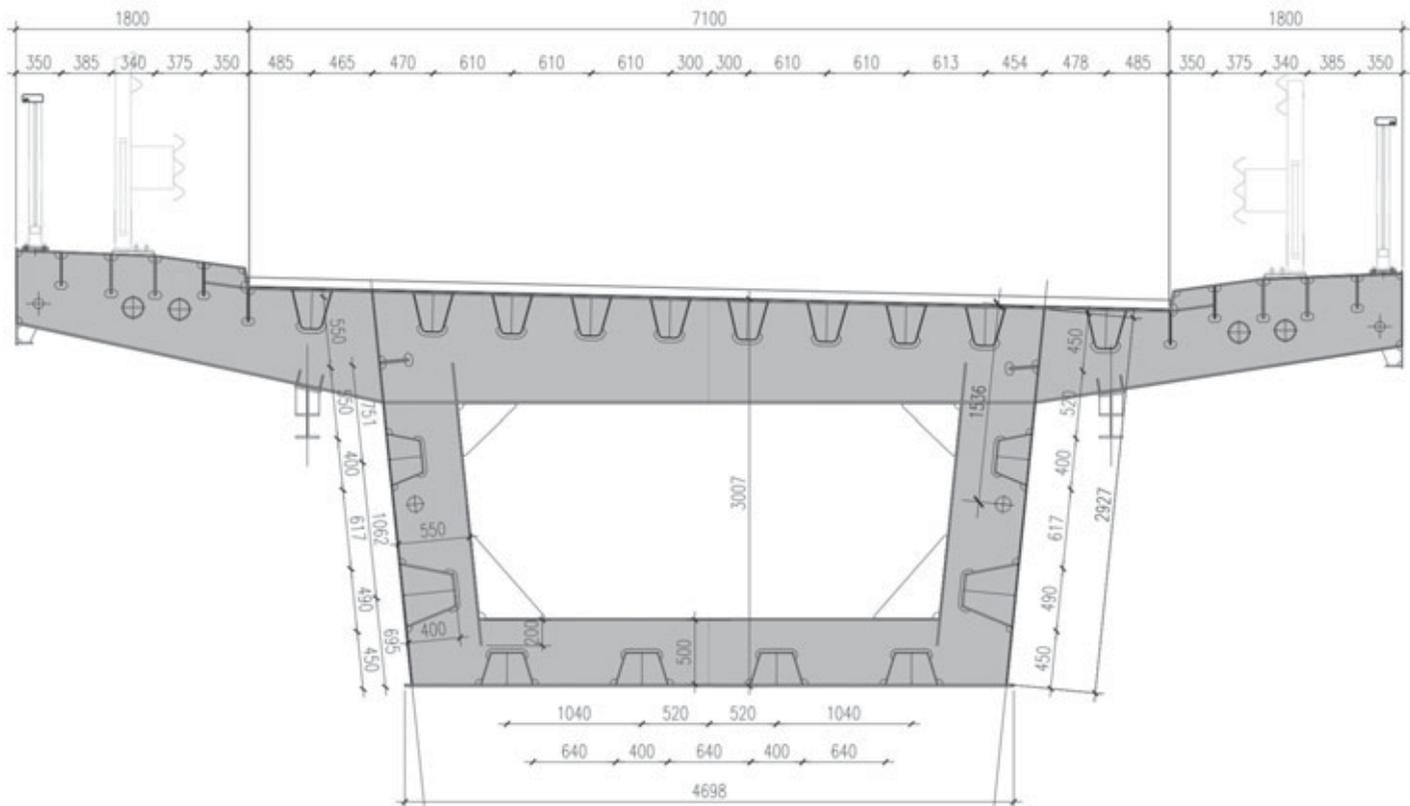


Fig. 2 | Sezione tipologica trasversale in corrispondenza di un traverso

## 2. Il metodo di varo

I particolari condizionamenti del sito non lasciavano alternative circa il metodo di varo, necessariamente a sbalzo simmetrico a partire dai due cantieri di assemblaggio previsti nel tratto iniziale in ciascuna delle gallerie, che allo scopo è stato opportunamente allargato e, soprattutto, approfondito per ospitare le campate laterali e le attrezzature necessarie. Sono stati preliminarmente analizzati due metodi di montaggio:

a. il montaggio di conci successivi a sbalzo utilizzando uno speciale derrick in progressivo avanzamento; questa era l'opzione proposta dal progetto di gara. Tale metodo ha il vantaggio montare il ponte direttamente nella sua posizione definitiva evitando spostamenti in avanzamento dell'impalcato su rulliere (varo di punta) e di utilizzare una sola attrezzatura speciale da progettare ad hoc, ma ha lo svantaggio di dover

effettuare le importanti saldature di testa fra conci in posizione certamente disagiata ed esposta alle condizioni climatiche potenzialmente avverse (figura 3).

b. il varo di punta progressivo, iniziando il montaggio dai conci prossimi alla mezzeria e aggiungendo in coda altri conci previo spostamento in avanti del tratto di impalcato già assemblato. Il metodo presenta il vantaggio di effettuare tutte le saldature di composizione dei conci e di continuità di conci successivi in ambiente attrezzato e protetto; tuttavia, comporta le problematiche legate a frequenti avanzamenti resi progressivamente più complessi dall'aumento del peso da movimentare, dall'assetto variabile dell'intradosso curvo e dalla necessità di controllare, a fronte di uno sbalzo via via più importante, l'equilibrio globale a ribaltamento della porzione di impalcato (figura 4).

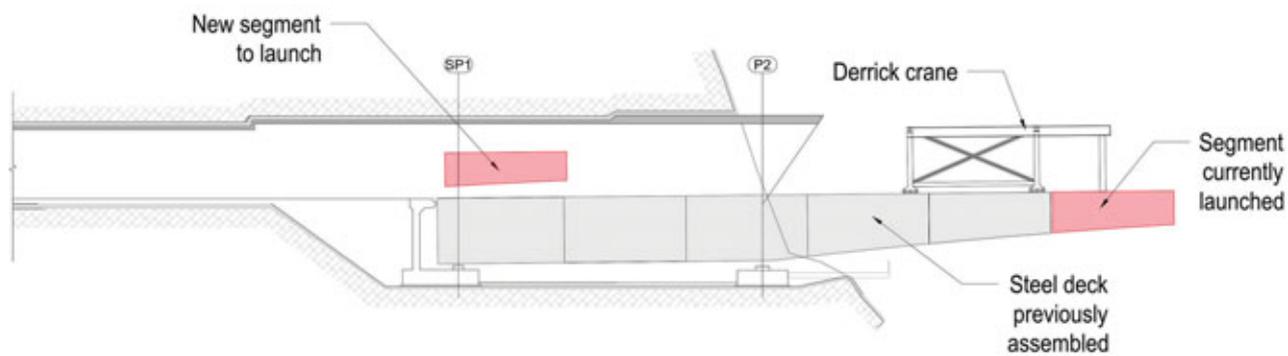


Fig. 3 | Montaggio di conci successivi a sbalzo mediante un derrick scorrevole

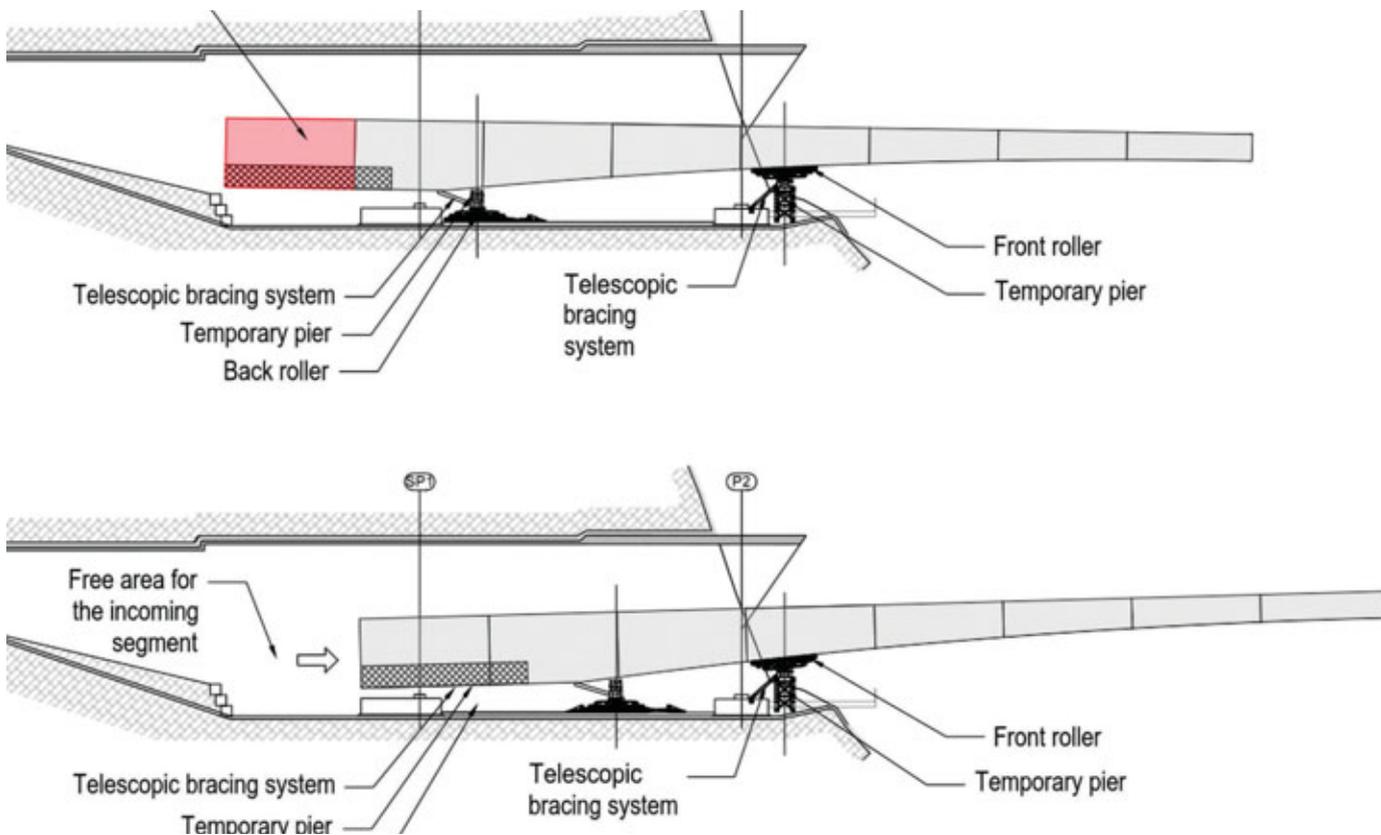


Fig. 4 | Fase tipologica del varo di punta: a) montaggio e saldatura di un conio a tergo, b) avanzamento pari a un conio con liberazione dell'area di cantiere per il conio successivo

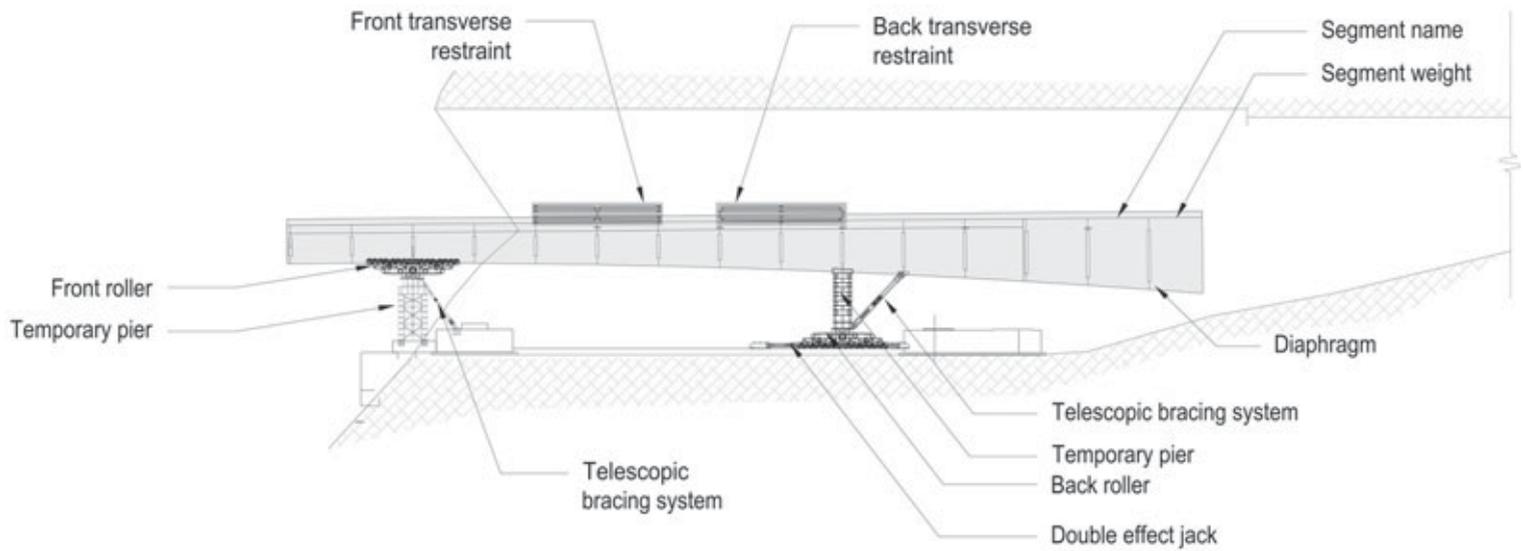


Fig. 5 | Sezione longitudinale del cantiere di montaggio e varo all'interno dell'imbocco della galleria

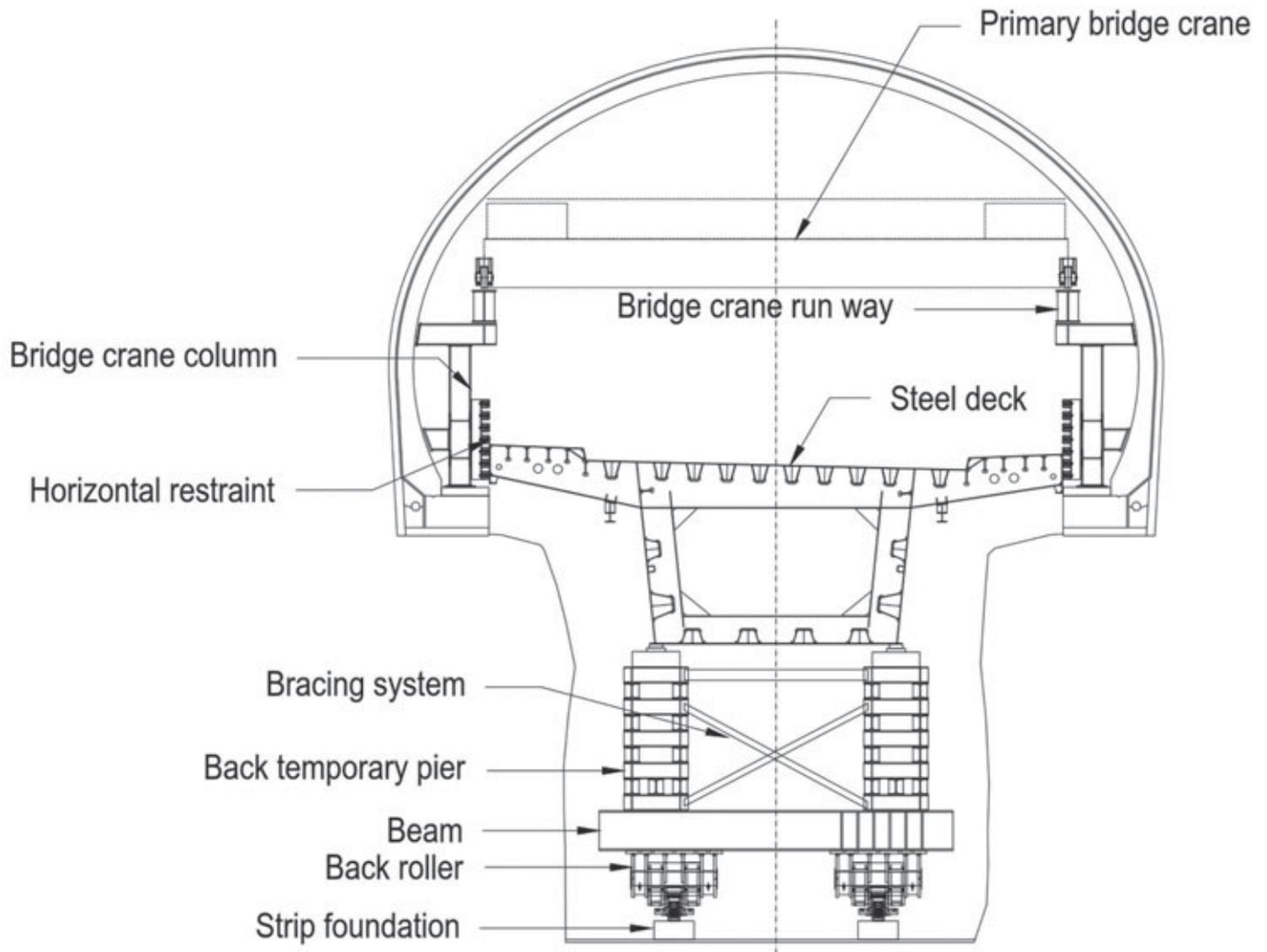


Fig. 6 | sezione trasversale in corrispondenza della rulliera mobile posteriore



Fig. 7 | Assemblaggio della sezione trasversale "alta" all'interno della fossa in galleria

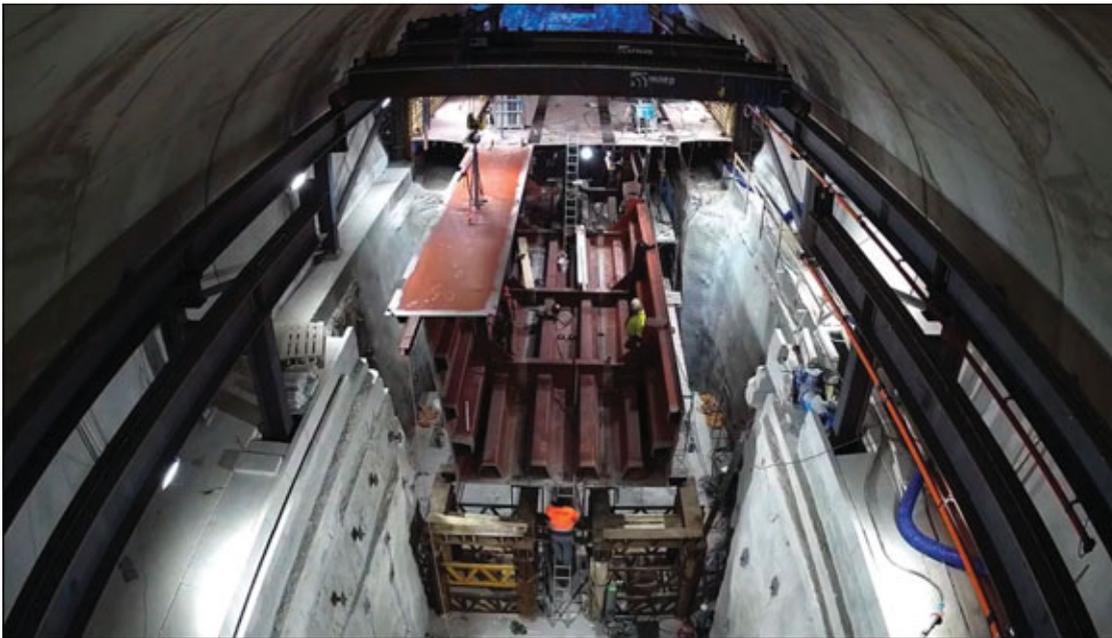


Fig. 7bis | Fasi di assemblaggio dei vari pannelli costituenti il concio

Dopo attente valutazioni, è stata preferita l'opzione che prevede il varo di punta dei due semi-impalcato da ciascuna estremità e la giunzione saldata in mezzeria per la continuizzazione del ponte.

### 3. Il cantiere e le attrezzature per montaggio e varo

La zona di imbocco delle gallerie è stata opportunamente modificata non solo per ospitare le campate di bordo e le relative fondazioni nella configurazione finale, ma anche per consentire l'ingresso e la movimentazione dei conchi, l'alloggiamento delle attrezzature per il montaggio dei conchi (carriponte) e di quelle per l'avanzamento (rulliere fisse e mobili). La sezione longitudinale di figura 5 mostra l'assetto del cantiere, lungo globalmente circa 50 m, costituito:

- da una zona posteriore di arrivo e assemblaggio trasversale dei conchi; tale zona, cui i mezzi di trasporto accedono mediante

una rampa, è servita da un primo carroponete della portata di 30 t;

- da una zona anteriore in cui vengono gestite le operazioni di completamento e di varo, attrezzata con una coppia di gru a ponte ausiliaria di 15 t. In tale zona trovano posto una coppia di rulliere fisse anteriori da 600 t, e una coppia di rulliere mobili posteriori, scorrevoli su rotaie a terra e fissate all'impalcato in posizioni variabili in funzione dell'avanzamento. Le rulliere anteriori sono ubicate in posizione più avanzata possibile in direzione del dirupo, e sono montate su calaggi per la regolazione della quota di scorrimento (regolazione resa necessaria dall'altezza variabile della sezione; le rulliere sono composte da una serie di bilancini articolati per adattarsi all'assetto curvilineo dell'intradosso. Per creare più spazio per la gestione delle regolazioni della rulliera anteriore, è stato realizzato un impalcato di servizio a sbalzo sulla gola. Le rulliere posteriori, vincolate all'impalcato durante le fasi di spinta e scorrevoli inferiormente mediante ruote su rotaie poste su cordoli di fondazione in calcestruzzo, costituiscono

l'elemento attraverso il quale l'impalcato viene fatto avanzare; esse sono infatti movimentate da una coppia di martinetti da 70 t ciascuno e corsa 60 cm, contrastati su un riscontro in carpenteria metallica vincolato in posizione progressivamente variabile al cordolo di fondazione.

### 4. Le fasi esecutive

In considerazione della perfetta simmetria del ponte e delle gallerie, le fasi costruttive dei due semi-impalcato, avvenute in sequenza riutilizzando le attrezzature previste, sono sostanzialmente uguali, con piccoli adattamenti. La costruzione, a parte la fase iniziale che prevede il montaggio di 4 conchi, ciascuno da 12 m, prima del primo avanzamento, è una sequenza ripetitiva delle seguenti fasi:

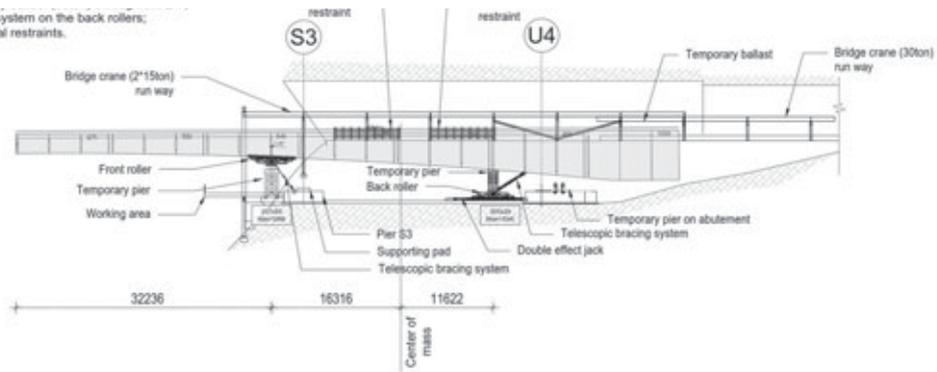


Fig. 8 | Vista dell'estradosso dell'impalcato in campo di montaggio; è visibile la gru a ponte di servizio



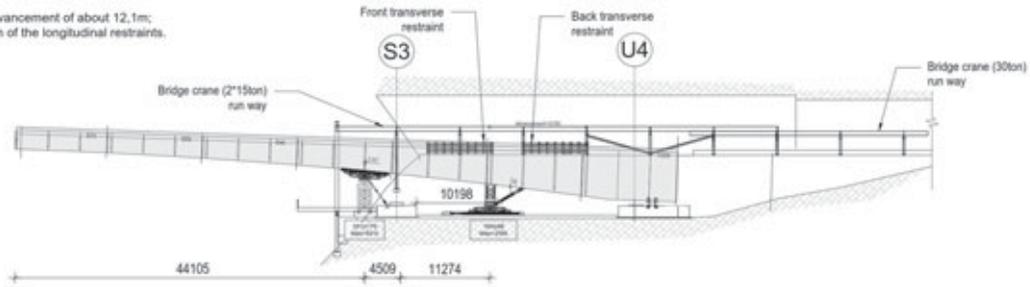
Fig. 9 | Rulliera posteriore mobile in fase di avanzamento dell'impalcato; sono visibili le rotaie di scorrimento

2. Installation of the bracing system on the back rollers;
3. Removal of the longitudinal restraints.



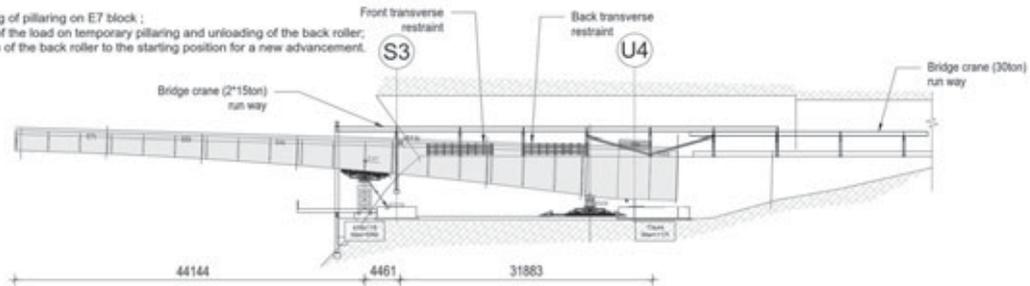
**STEP 11**

1. Bridge advancement of about 12,1m;
2. Installation of the longitudinal restraints.



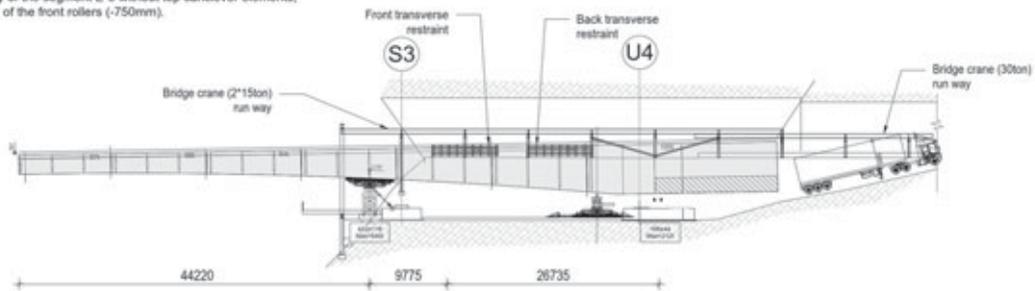
**STEP 12**

1. Positioning of pillaring on E7 block ;
2. Transfer of the load on temporary pillaring and unloading of the back roller;
3. Retraction of the back roller to the starting position for a new advancement.



**STEP 13**

1. Lifting of the bridge with the jacks from the back temporary pier (+875mm);
2. Assembly of the top cantilever elements on the segment E-7;
3. Assembly of the segment E-8 without top cantilever elements;
4. Lowering of the front rollers (-750mm).



**STEP 14**

1. Transfer of the load from temporary back piers to the back rollers and casting of the E8 counterweight (279ton);
2. Removal of the temporary ballast (30ton);
3. Installation of the bracing system on the back rollers;
4. Removal of the longitudinal restraints.

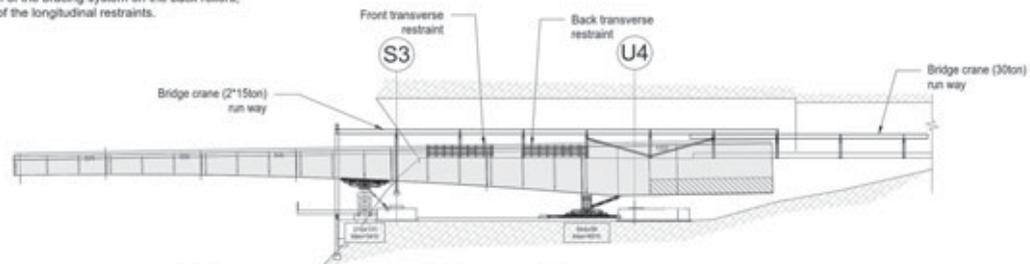


Fig. 10 | Sequenza tipica di montaggio / avanzamento / regolazione altimetrica

montaggio di un concio in coda al tronco di impalcato appena avanzato e messo in posizione altimetrica corretta, avanzamento di 12 m per liberare la postazione per il concio successivo, regolazione dei calaggi delle rulliere per dare l'assetto di varo corretto, sollevamento in corrispondenza della rulliera posteriore di spinta giunta a fine corsa e suo riposizionamento per il successivo avanzamento. La figura 10 mostra una sequenza tipologica. Si segnalano alcuni aspetti particolari

- Raggiunto un certo sbalzo, prima dell'avanzamento era necessario porre della zavorra temporanea in coda per garantire la stabilità al ribaltamento rispetto alla rulliera anteriore;
- Dopo ogni avanzamento, prima di movimentare la rulliera posteriore di trazione si provvedeva a bloccare il segmento di impalcato mediante fermi ausiliari, ad evitare traslazioni longitudinali incontrollate;
- Durante gli avanzamenti, il segmento di impalcato era tenuto in assetto di avanzamento mediante guide trasversali scorrevoli contrastate sul cordolo della galleria.

Dopo il completamento del varo del primo semi-impalcato, si è provveduto a smontare le rulliere e le altre attrezzature, e a trasferirle nella seconda galleria per la predisposizione per il varo del secondo semi-impalcato. Al termine del varo di ciascun segmento, il ponte è stato abbassato su appoggi provvisori posti sostanzialmente a quota appoggi sulle spalle, e a quota più alta di 70 cm sull'appoggio interno.

Una volta completati i due vari, si è provveduto alla connessione in mezzeria mediante saldatura di testa; il perfetto allineamento fra le due sezioni da saldare si è ottenuto agendo sui gradi di libertà altimetrici e planimetrici garantiti dallo schema isostatico sempre usato durante tutte le fasi di avanzamento. Dopo la connessione, si è provveduto ad abbassare i calaggi in corrispondenza degli appoggi interni, conferendo in tal modo una importante coazione al ponte finalizzata a:

- Aumentare la reazione di appoggio sulle spalle, che sono a rischio sollevamento;
- Riportare lo stato di sollecitazione sull'impalcato da quello a doppia mensola risultante al termine del varo ad uno prossimo a quello che l'impalcato avrebbe avuto se fosse stato costruito direttamente sullo schema statico finale.

Tutte le operazioni di montaggio e varo sono state eseguite da MAEG in totale aderenza alle previsioni progettuali e, pur in presenza di un varo certamente complesso, senza contrattamenti o criticità, nel pieno rispetto dei tempi contrattuali.

## 5. Dettagli sulle principali analisi numeriche.

Per lo studio del comportamento in termini sia di stato tensionale che di deformazione dell'impalcato nelle varie fasi di varo, è stato predisposto un modello numerico globale del semi-impalcato utilizzando elementi prevalentemente "plate", mediante il quale sono state analizzati gli effetti sull'impalcato delle singole fasi del varo. Per ogni fase, sono stati determinati, oltre allo stato tensionale sul ponte, lo stato deformativo (informazione fondamentale per il cantiere per i necessari controlli geometrici fase per fase) e le reazioni sulle rulliere e sui vincoli temporanei (figura 17).

Naturalmente, uno dei problemi fondamentali che nascono in

questo tipo di vari è costituito dalla stabilità dei pannelli d'anima del cassone in prossimità della rulliera anteriore; tali pannelli nella zona vicina alla piattabanda inferiore sono soggetti ad uno stato di tensione triassiale generato dalla compressione longitudinale derivante dal momento negativo dello sbalzo e dalla compressione verticale locale generata dall'azione localizzata della rulliera. Le analisi sono state condotte in due fasi:

- Sul modello numerico globale è stata condotta una analisi di buckling lineare, che ha consentito di determinare il moltiplicatore critico dei carichi rispetto alla instabilità sia dei pannelli di parete che degli irrigidimenti longitudinali e trasversali;
- Un secondo controllo è stato eseguito per i pannelli più sollecitati e per ogni fase in accordo con le indicazioni di EN 1993-1-5 "Elementi strutturali a lastra", partendo dagli stati tensionali locali individuati sul modello globale.

Nella figura 18 è riportato un esempio di tale analisi condotta nelle vicinanze dell'appoggio della rulliera posteriore in una delle fasi di avanzamento.

## CREDITS

Anno di costruzione:  
2021 - 2023

Arteria:  
Strada Nazionale D8 Stobrec - Dugi Rat - Omis,  
tratto Dugi Rat - Omis

Stazione appaltante:  
Hrvatske Ceste d.o.o., Zagabria

Contraente generale:  
STRABAG AG

Strutture metalliche (costruzione e varo):  
MAEG SpA, Vazzola (TV)

Progetto di gara:  
IPZ, Zagabria ( Veljko Prpic, dipl. ing. grad.)

Progetto esecutivo dell'opera:  
PLAN PLUS, Zagabria (Mario Benutic, dipl. ing. grad.)

Progetto del varo e relative attrezzature:  
SISSt Padova (ing. Filippo Favaro, ing. Mario Organte)

Peso della carpenteria metallica:  
1.250 t



Fig. 11 | Prime fasi di varo di un semi-impalcato



Fig. 12 | Varo di un semi-impalcato completato



Fig. 13 | Vista da sotto del semi-impalcato in posizione di fine varo

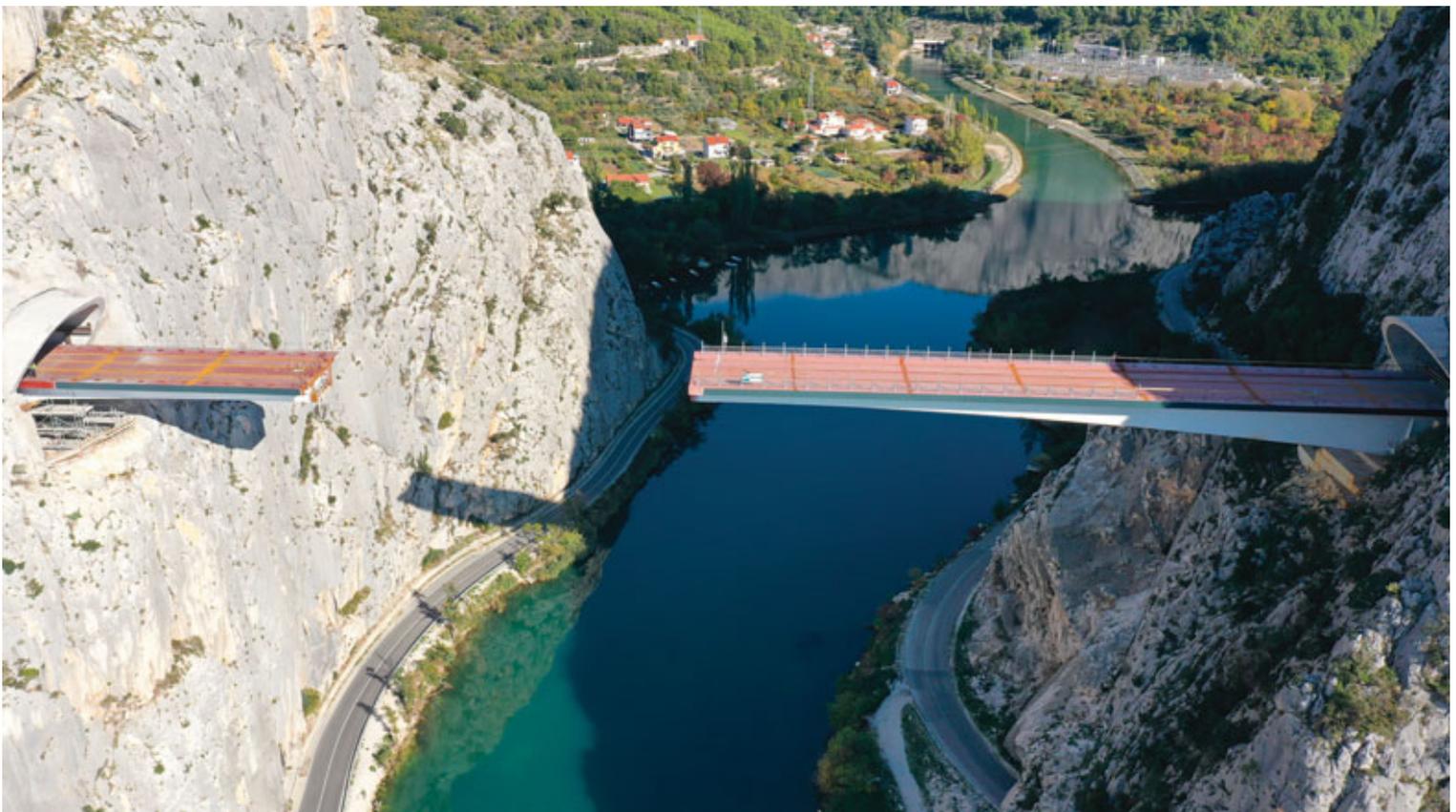


Fig. 14 | Varo del primo semi-impalcato completato, è in corso il varo del secondo tronco



Fig. 15 | Connessione dei due semi-impalcanti mediante saldatura in mezzeria.

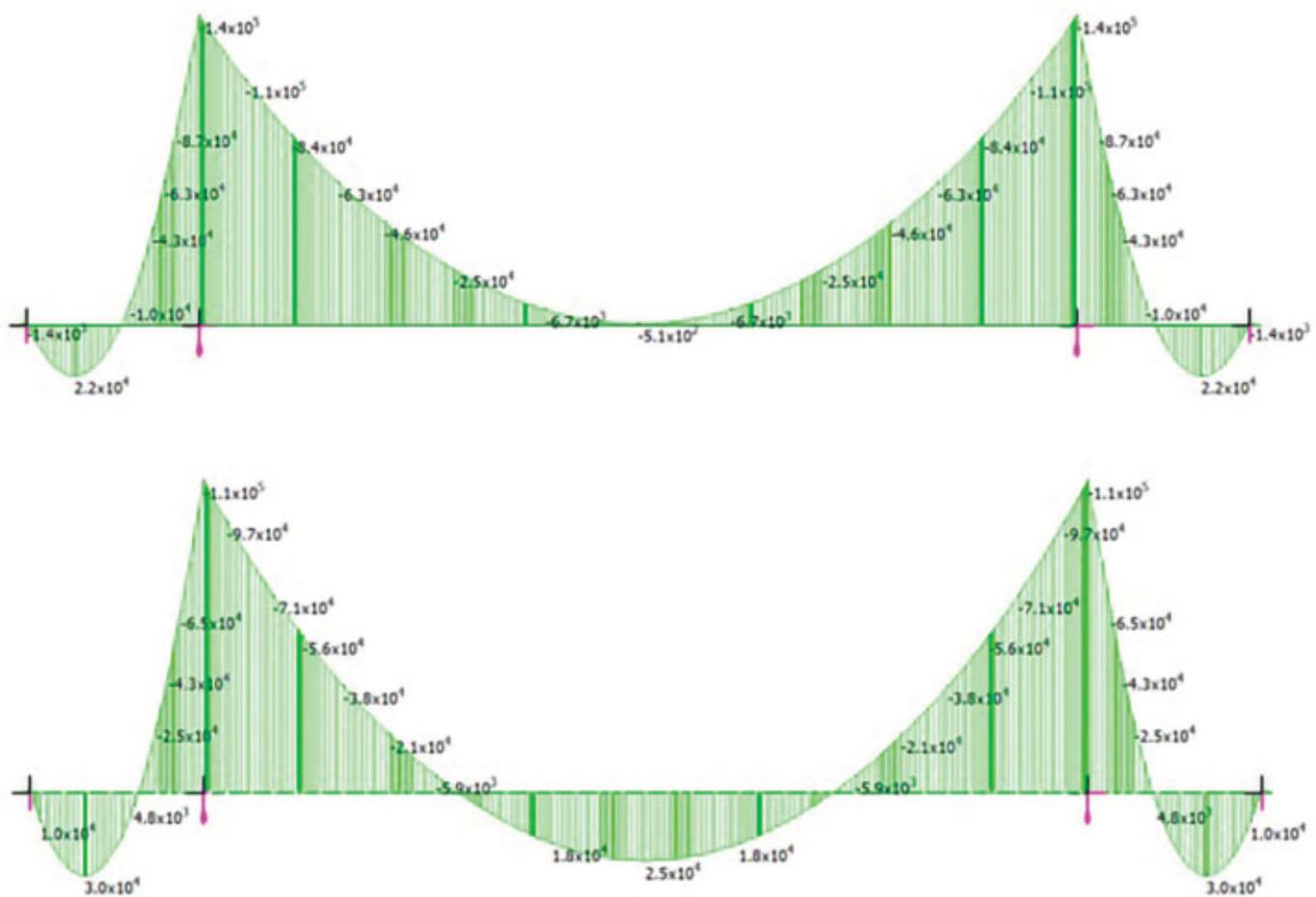


Fig. 16 | Variazione del momento flettente dalla configurazione di fine varo a quella dopo l'applicazione della coazione

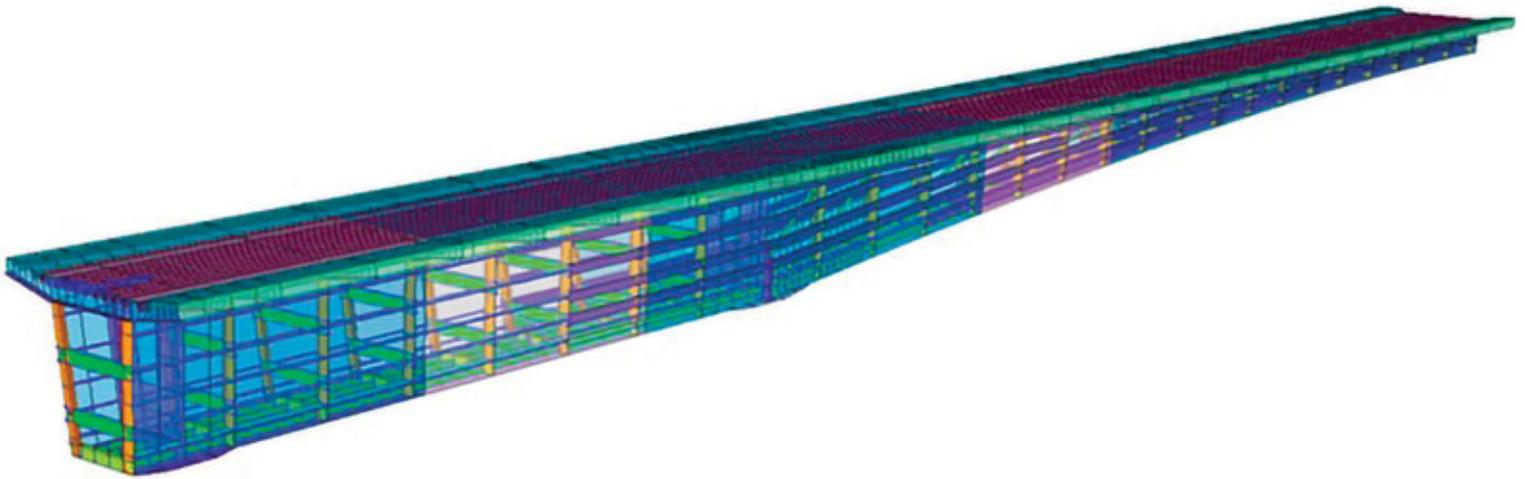


Fig. 17 | Vista di insieme del modello FEM dell'impalcato in fase di varo.

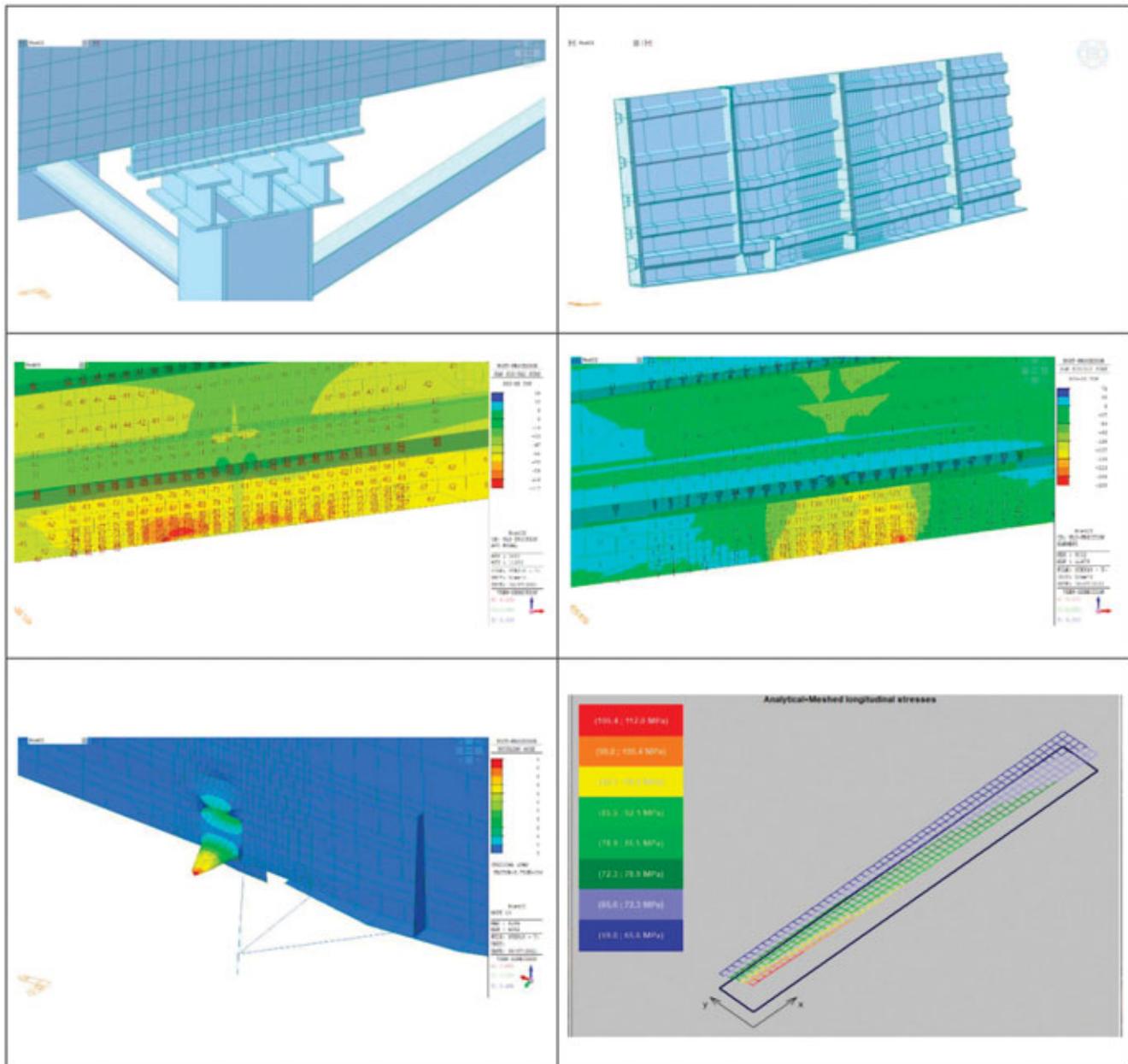


Fig. 18 | Modelli locali dell'appoggio e dei pannelli d'anima contigui, stato tensionale verticale longitudinale, primo modo di instabilità e verifica secondo EN 1993-1-5



### **MARIO ORGANTE**

Ha conseguito la laurea con lode in Ingegneria Civile con indirizzo strutture presso l'Università degli Studi di Padova nel Marzo 1979 e dal settembre dello stesso anno è iscritto all'Ordine degli Ingegneri di Padova. Per oltre 16 anni, opera come progettista e successivamente come direttore dell'Ufficio Tecnico presso una Impresa di costruzioni specialistica nel campo dei ponti e delle grandi strutture. Negli stessi anni, collabora come cultore della materia ai corsi di Complementi di Scienza delle Costruzioni e di Ponti presso la Facoltà di Ingegneria dell'Università di Padova. Nel 2003 fonda lo studio associato S.I.S.t, di cui è tuttora socio e direttore tecnico, che è dedito prevalentemente al progetto di ponti e di metodi anche complessi di costruzione e varo.



### **FILIPPO FAVARO**

E' laureato in Ingegneria Civile Indirizzo Strutture all'Università degli Studi di Padova nell'ottobre 2006 ed è iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Padova. Dal 2007, collabora continuamente con lo studio S.I.St. dove sviluppa particolari competenze nella modellazione numerica di strutture complesse. Attualmente ricopre il ruolo di Capo Commessa per il settore Ponti e Viadotti; è socio dal 2020.

# Sicurezza in caso di incendio: le strutture di acciaio

## Le ISTRUZIONI TECNICHE

### FIRE SAFETY: STEEL STRUCTURES TECHNICAL INSTRUCTIONS

Ing. Andrea Marino<sup>1)</sup>, Prof. Emidio Nigro<sup>2)</sup>, Ing. Sandro Pustorino<sup>3)\*</sup>

<sup>1)</sup>Corpo nazionale dei Vigili del fuoco; <sup>2)</sup>Università di Napoli “Federico II”; <sup>3)</sup>SIS Ingegneria

Le Istruzioni tecniche sono una guida per il progetto delle prestazioni di resistenza al fuoco delle strutture di acciaio ai sensi della normativa tecnica nazionale vigente, in particolare il Codice di prevenzione Incendi, DM 03-08-2015 e s.m.i., e le Norme tecniche per le costruzioni, DM 18-01-2018. Essendo riferite alle strutture di acciaio e composte acciaio calcestruzzo, esse illustrano i criteri normativi facendo diretto riferimento ai metodi di calcolo e progettuali previsti nelle cosiddette parti fuoco degli Eurocodici, in particolare le norme EN 1991-1-2, EN 1993-1-2, EN 1994-1-2. Nel volume, partendo dalle indicazioni utili per la progettazione delle soluzioni di tipo prescrittivo, le soluzioni conformi, sono riportate anche istruzioni per affrontare le diverse fasi di una progettazione di tipo prestazionale, quindi delle soluzioni alternative, con diretto riferimento ai diversi metodi di calcolo disponibili e ai corrispondenti campi di applicazione, in modo da guidare verso un'efficace e corretta individuazione delle soluzioni progettuali previste dalla normativa vigente. Il volume è quindi rivolto in particolare ai progettisti della sicurezza antincendio, delle strutture ed agli organismi di controllo. Per i progettisti esso fornisce una guida alla scelta tra gli approcci disponibili per la specifica esigenza progettuale, mediante l'identificazione delle procedure previste dalla normativa vigente e dei metodi di calcolo che possono essere utilizzati in ogni fase della progettazione. La presentazione dei diversi metodi di calcolo aiuta a individuare i parametri progettuali necessari per il loro utilizzo, utili per definire in modo chiaro i dati di progetto dell'applicazione, e del relativo campo di applicazione, fornendo pertanto utili indicazioni per il confronto con gli organismi di controllo nella fase di sviluppo dei progetti. In questo articolo sono presentati i contenuti del volume Edizione III, aggiornato ai riferimenti normativi pubblicati fino a dicembre 2022.

*The Technical Instructions are a guide for the design of fire resistance performance of steel structures in accordance with the national technical regulations in force, in particular the Fire Prevention Code, DM 03-08-2015 as amended, and the Technical Regulations for Construction, DM 18-01-2018. As they refer to steel and steel-concrete composite structures, they illustrate the normative criteria by making direct reference to the calculation and design methods envisaged in the so-called fire parts of the Eurocodes, in particular EN 1991-1-2, EN 1993-1-2, EN 1994-1-2. In the volume, starting from the useful indications for the design of prescriptive type solutions, the "soluzioni conformi", there are also instructions for dealing with the different phases of a performance type design, therefore of the "soluzioni alternative", with direct reference to the different calculation methods available and to the corresponding fields of application, in order to guide towards an effective and correct identification of the design solutions foreseen by the regulations in force.*

*The volume is therefore aimed in particular at fire safety and structure designers and control bodies. For designers, it provides a guide to the choice between the approaches available for the specific design requirement, by identifying the procedures required by the regulations in force and the calculation methods that can be used in each design phase. The presentation of the different calculation methods helps to identify the design parameters required for their use, which are useful for clearly defining the design data of the application. This article presents the contents of the Edition III volume, updated to the normative references published up to December 2022.*



Fig. 1 | Le Istruzioni tecniche (Edizione III, 2023)

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

## 1. INTRODUZIONE

La progettazione delle strutture ai fini della sicurezza in caso di incendio è regolata da due principali documenti della normativa nazionale: le Norme tecniche di prevenzione incendi [3], mediante le quali le prestazioni della struttura sono progettate con riferimento alla sicurezza in caso di incendio, e le Norme tecniche per le costruzioni [4], mediante le quali la struttura portante di una costruzione è progettata con riferimento a tutte le azioni previste per la vita utile dell'edificio, anche in caso di incendio.

Entrambi i documenti sono di recente pubblicazione e consentono di progettare le strutture ai fini della sicurezza antincendio con diversi approcci: con un approccio di tipo prescrittivo, basato su ipotesi semplificative che consentono di evitare un'analisi progettuale completa, oppure con un approccio prestazionale basato sull'applicazione dei metodi dell'ingegneria antincendio a tutte le fasi della progettazione (analisi dell'incendio di progetto, della risposta termica e della risposta meccanica della struttura). Nel primo caso la progettazione della struttura è più immediata, ma ovviamente vincolata agli schemi progettuali definiti nella regola tecnica prescrittiva, nel secondo caso è caratterizzata da maggiore accuratezza e complessità in modo tale da poter rispondere a eventuali esigenze della specifica progettazione, ad esempio di tipo architettonico, funzionale o di semplice ottimizzazione strutturale, costruttiva e delle manutenzioni necessarie per la vita utile dell'opera da costruzione. Nel nuovo quadro normativo nazionale, in entrambe le normative sopra citate, i due approcci portano alle soluzioni conformi, il primo, alle soluzioni alternative, il secondo. Prendendo spunto da questo quadro normativo radicalmente cambiato è nata l'idea delle Istruzioni tecniche, il cui scopo è di fornire al progettista delle strutture di acciaio un quadro completo e aggiornato dei criteri previsti dalle normative vigenti, delle procedure di applicazione ivi indicate e delle metodologie di calcolo disponibili per la progettazione di questa tipologia strutturale. Ogni metodo di calcolo è illustrato nei suoi aspetti generali, con cenni alla specifica finalità, indicando le fonti bibliografiche, utili per una completa comprensione dei criteri indicati, e i corrispondenti campi di applicazione di ogni metodo, al fine di poterne controllare la corretta applicazione. Ovviamente queste indicazioni sono state definite con riferimento alla normativa nazionale vigente, il Codice di prevenzione incendi [3] e le Norme tecniche per le costruzioni [4], e agli aspetti applicativi contenuti nelle "parti fuoco" degli Eurocodici strutturali, ossia quelli relativi all'azione dell'incendio ed alle strutture di acciaio e composte acciaio-calcestruzzo (EN 1991-1-2 [6], EN 1993-1-2 [8], EN 1994-1-2 [9]), tenendo conto delle rispettive Appendici nazionali [10].

Le Istruzioni tecniche aiutano quindi il progettista a scegliere l'approccio che più si adatta alla specifica progettazione, fornendo anche utili indicazioni per il confronto con gli Organismi di controllo nella fase della progettazione antincendio e strutturale. L'Edizione III, del 2023, è aggiornata alle disposizioni normative pubblicate fino al 31 dicembre 2022. Tenendo presente quanto sempre di più la progettazione antincendio sia una progettazione multidisciplinare, collegata ai riferimenti normativi validi nell'ambito dei Paesi della comunità europea, in questa edizione il Comitato Consultivo, costituito ad hoc già dalla prima edizione e comprendente i settori della progettazione e realizzazione



Fig. 2 | Stadio del ghiaccio Interactable Arena Brunico (BZ) – Pichler Stalbau (Foto credit Alex Filz)

delle strutture di acciaio, della normativa antincendio e strutturale, della ricerca e della sperimentazione, è stato allargato agli esperti coinvolti nello sviluppo e nell'aggiornamento delle cosiddette parti fuoco della seconda generazione degli Eurocodici.

## 2. LE SOLUZIONI PROGETTUALI: IL QUADRO NORMATIVO, I CRITERI E I METODI DI CALCOLO

La resistenza al fuoco riguarda la capacità portante di una struttura e la capacità di compartimentazione degli elementi di separazione strutturali (es. muri, solai, etc.) e non strutturali (es. porte, divisori, etc.) che, in condizioni di incendio, devono essere determinate per un tempo minimo necessario al raggiungimento degli obiettivi primari di prevenzione incendi.

Nell'ambito della normativa vigente [3], [4] la prestazione di resistenza al fuoco richiesta alle strutture è modulata mediante la definizione dei seguenti 5 livelli di prestazione, che possono essere attribuiti ad un'opera da costruzione in funzione dei profili di rischio determinati:

- Livello di prestazione I - Assenza di conseguenze esterne per collasso strutturale.
- Livello di prestazione II - Mantenimento dei requisiti di resistenza al fuoco per un periodo sufficiente all'evacuazione degli occupanti in luogo sicuro all'esterno della costruzione.
- Livello di prestazione III - Mantenimento dei requisiti di resistenza al fuoco per un periodo congruo con la durata dell'incendio.
- Livello di prestazione IV - Requisiti di resistenza al fuoco tali da garantire, dopo la fine dell'incendio, un limitato danneggiamento della costruzione.
- Livello di prestazione V - Requisiti di resistenza al fuoco tali da garantire, dopo la fine dell'incendio, il mantenimento della totale funzionalità della costruzione stessa.

Per progettare un livello di prestazione di resistenza al fuoco nell'ambito della normativa vigente [3], [4] sono previste due tipologie di soluzioni:

- le soluzioni conformi, definite secondo un approccio

prescrittivo, nel quale l'azione termica è rappresentata da una curva temperatura/tempo di tipo nominale, quale ad esempio la curva di incendio standard ISO 834;

- le soluzioni alternative, definite secondo un approccio prestazionale, nel quale l'azione termica è rappresentata da curve temperatura/tempo determinate ad hoc per ciascuno degli scenari di incendio individuati.

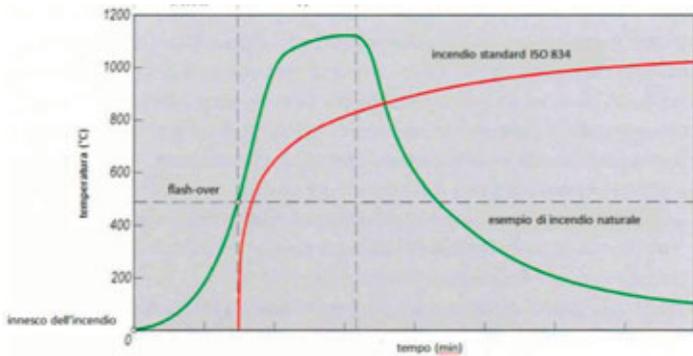


Fig. 3 | Curva temperatura-tempo standard ISO 834 ed esempio di curva di incendio naturale

Tenendo conto dei criteri generali con cui le due tipologie di soluzioni progettuali sono definite, valgono le seguenti regole di progettazione, molto importanti ai fini della corretta progettazione della prestazione di resistenza al fuoco (figure 4, 5 e tabella 1):

- le soluzioni conformi possono essere progettate facendo riferimento alla capacità portante propria degli elementi strutturali singoli,
- le soluzioni alternative devono essere progettate facendo riferimento alla capacità portante di porzioni di struttura o dell'intero sistema strutturale, in modo tale da considerare l'effetto delle deformazioni ed espansioni imposte o impedito dovute ai cambiamenti di temperatura.

È chiaro quindi come i criteri di analisi e le metodologie di calcolo previsti per la progettazione e la verifica della prestazione di resistenza al fuoco delle due soluzioni progettuali, le soluzioni conformi e le soluzioni alternative, siano sostanzialmente differenti. Per questo nelle Istruzioni tecniche le soluzioni progettuali relative sono presentate in modo chiaramente differenziato.



Fig. 4 | Soluzioni conformi: analisi per singoli elementi

SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA E SOLUZIONI PROGETTUALI	Soluzioni Conformi	Soluzioni alternative
Analisi per singoli elementi	SI	NO
Analisi per parti della struttura	SI	SI
Analisi globale della struttura	SI	SI

Tab. 1 | Criteri generali di analisi della struttura per la determinazione delle prestazioni di resistenza al fuoco

### 3. LE SOLUZIONI PROGETTUALI CONFORMI

#### 3.1 I criteri per la progettazione

Le soluzioni conformi fanno riferimento ad un incendio di progetto rappresentato da curve nominali e determinano il raggiungimento del collegato livello di prestazione in maniera indiretta, nel senso che al progettista non è richiesto di entrare nel merito di valutazioni relative alle caratteristiche dell'incendio, a meno della sua durata. Per la progettazione di queste soluzioni è chiaro il riferimento della normativa, che è basato sulla valutazione sperimentale della risposta di singoli elementi strutturali sottoposti a curve di incendio standardizzate nei forni di prova tradizionali (figura 6). Nell'ambito delle soluzioni conformi è definito il concetto di classe di resistenza al fuoco, che rappresenta l'intervallo di tempo (in minuti), definito in base al carico di incendio specifico di progetto  $q_f, d$ , durante il quale il compartimento antincendio garantisce la resistenza al fuoco, da intendersi come mantenimento della capacità portante per le strutture. La durata dell'incendio nominale sarà pertanto pari alla classe determinata per il compartimento in progetto.

Il carico d'incendio specifico di progetto, valutato in MJ/m<sup>2</sup> relativamente alla superficie di riferimento da considerare volta per volta, si calcola secondo quanto previsto nella procedura prevista dalle norme tecniche di prevenzione incendi [3], di cui si evidenziano i seguenti aspetti significativi:

- nei casi di distribuzione uniforme del materiale combustibile, la superficie di riferimento coincide con l'area del compartimento in esame;

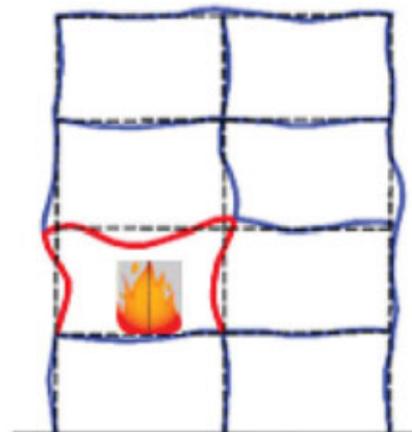


Fig. 5 | Soluzioni alternative: analisi globale

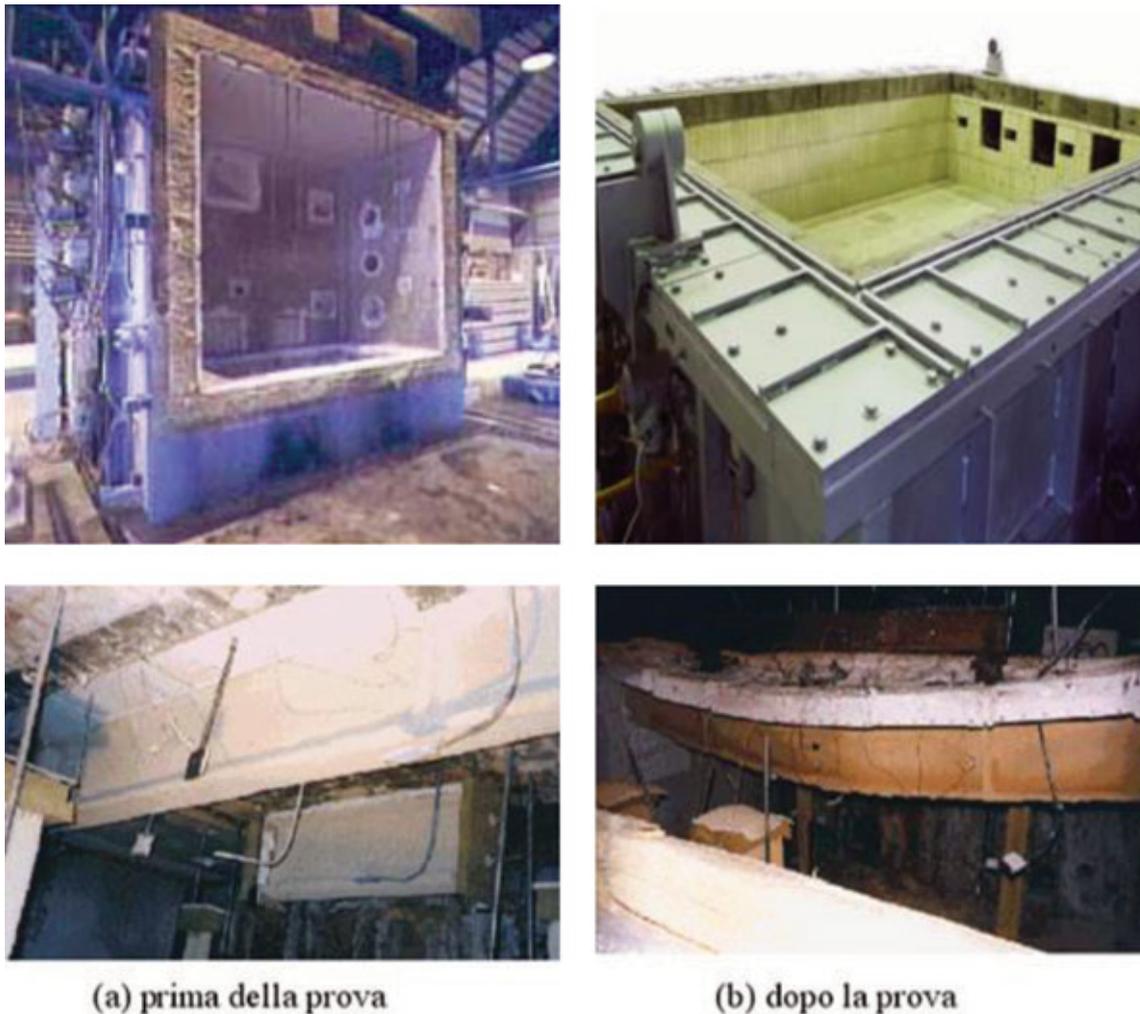


Fig. 6 | Prove sperimentali su singoli elementi basate su curve d'incendio nominale

- b. nei casi di distribuzione significativamente NON uniforme del materiale combustibile, le superfici di riferimento coincidono con le aree effettivamente occupate dal predetto materiale (alcuni casi esemplificativi sono illustrati nelle Istruzioni tecniche);
- c. nei casi di compartimenti multipiano, oltre a quanto evidenziato nei punti precedenti, è necessario tener conto delle indicazioni riportate dalla norma che tengono conto della presenza di elementi orizzontali di separazione con resistenza al fuoco adeguata al carico d'incendio dell'area sottostante, così da considerare separatamente il carico di incendio dei singoli piani).

È evidente come la soluzione conforme appaia poco adeguata nei casi progettuali in cui sia significativa una distribuzione del carico di incendio non uniforme, con carichi di incendio di tipo localizzato. In questi casi il progettista è chiamato a progettare in eccesso la prestazione di resistenza al fuoco nelle parti del compartimento non direttamente interessate dall'effetto degli incendi di tipo localizzato. Chiaramente, qualora ciò sia ritenuto eccessivo, è facoltà del progettista ricorrere alle soluzioni alternative, per le quali sono disponibili metodi progettuali più efficaci con i quali si possono progettare soluzioni più accurate.

### 3.2 La progettazione delle soluzioni conformi

Tenendo conto dei criteri normativi sopra citati, l'iter della progettazione delle soluzioni conformi può essere schematicamente definito nelle tre fasi di seguito descritte.

#### 3.2.1 L'incendio di progetto

Come già detto, le soluzioni conformi sono progettate facendo riferimento ad un incendio di progetto rappresentato da curve nominali (figura 7).

### 3.3 L'analisi termica della struttura

In caso d'incendio la struttura portante è soggetta all'azione termica sulle sezioni degli elementi strutturali, che produce un incremento della temperatura dei suoi elementi. Questo fenomeno, chiamato risposta termica della struttura, è influenzato dalle condizioni di esposizione all'incendio della struttura e potenzialmente porta ad una dilatazione termica degli elementi strutturali e ad una riduzione delle proprietà meccaniche delle loro parti riscaldate.

I metodi di calcolo e progettuali disponibili per eseguire la valutazione della risposta termica delle strutture sono definiti nelle cosiddette parti fuoco degli Eurocodici (per le strutture di acciaio, la norma UNI-EN-1993-1-2 [8], per le strutture composte acciaio-calcestruzzo, la norma UNI EN 1994-1-2 [9]) e completati con le disposizioni previste nelle relative Appendici Nazionali [10]. Nel

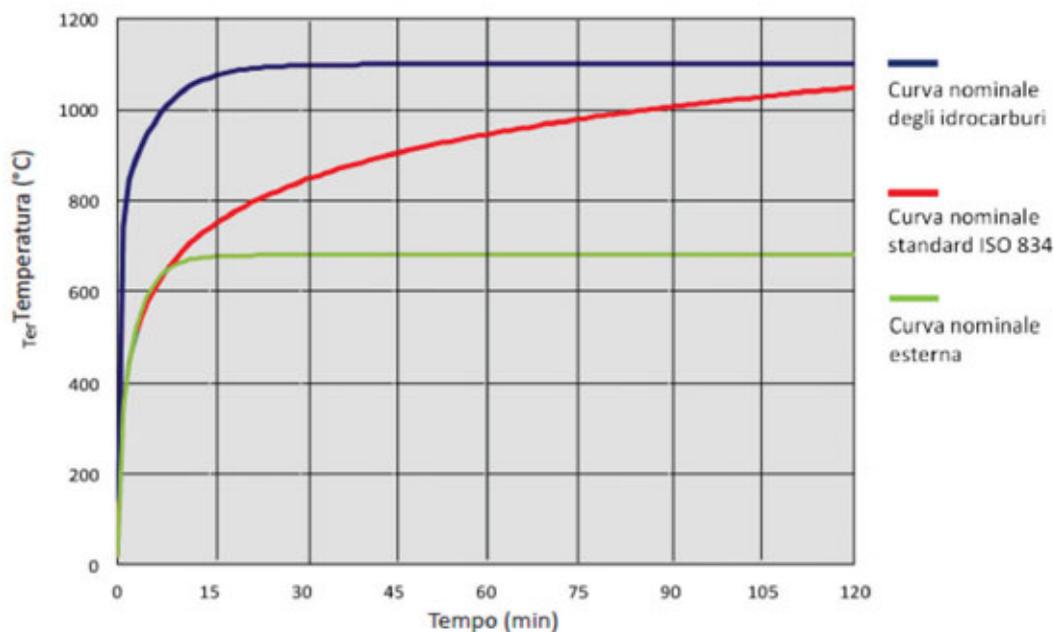


Fig. 7 | Curve nominali d'incendio

caso delle strutture di acciaio e composte acciaio-calcestruzzo in caso di incendio sono disponibili :

- metodi semplificati, più adatti alla progettazione delle soluzioni conformi;
- metodi avanzati, impiegati solitamente nella progettazione delle soluzioni alternative.

a temperature elevate sono definite nelle norme UNI EN 1993-1-2 [8] e UNI EN 1994-1-2 [9].

I metodi di calcolo e progettuali disponibili per eseguire la valutazione della risposta meccanica di una struttura in condizioni di incendio sono definiti nelle cosiddette parti fuoco degli Eurocodici (per le strutture di acciaio, la norma UNI-EN-1993-1-2

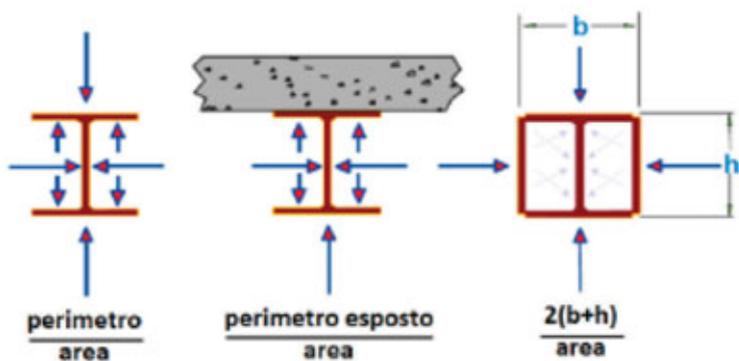


Fig. 8 | Determinazione del fattore di sezione di elementi di acciaio non protetti

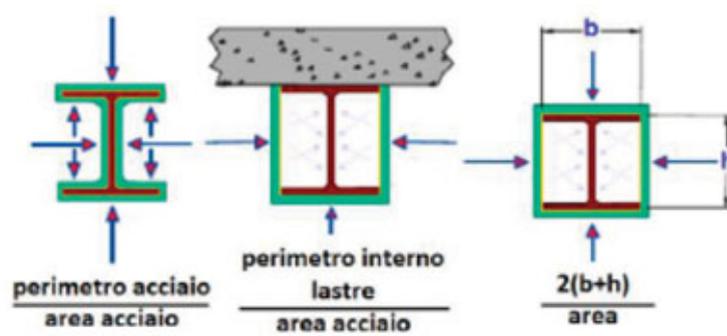


Fig. 9 | Determinazione del fattore di sezione di elementi di acciaio protetti

Nelle figure 8 e 9 sono riportati i criteri per la determinazione del fattore di sezione di singoli elementi strutturali, rispettivamente per le strutture di acciaio e per le strutture di acciaio protette, parametro su cui è basata l'applicazione dei metodi semplificati per risolvere la risposta termica nell'ambito delle soluzioni conformi.

### 3.4 Determinazione della capacità portante in caso di incendio

Durante la fase della risposta termica la struttura è soggetta anche alle azioni meccaniche presenti in caso di incendio e si sviluppa il processo chiamato risposta meccanica della struttura, nel quale è necessario verificare se la struttura sia in grado di soddisfare le condizioni di stabilità necessarie per garantire la sicurezza in caso di incendio.

Le proprietà termiche e meccaniche dell'acciaio e del calcestruzzo

[8], per le strutture composte acciaio-calcestruzzo, la norma UNI EN 1994-1-2 [9]) e completati con le disposizioni previste nelle relative Appendici Nazionali [10]. Nel caso delle strutture di acciaio e composte acciaio-calcestruzzo in caso di incendio sono disponibili:

- tabelle per il progetto delle strutture composte acciaio-calcestruzzo;
- metodi semplificati, con i quali si possono progettare le soluzioni conformi;
- metodi avanzati, più adatti alla progettazione delle soluzioni alternative.

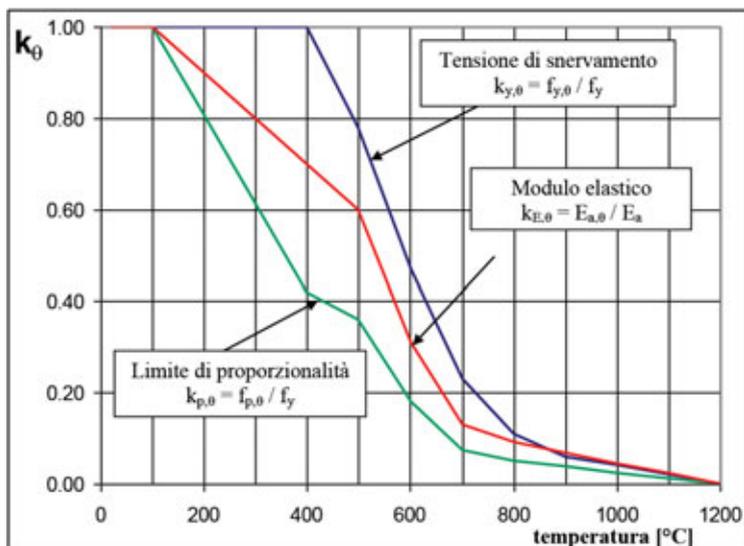


Fig. 10 | Curve di riduzione delle caratteristiche meccaniche dell'acciaio in funzione della temperatura



Fig. 11 | Prove sperimentali su intere strutture: incendi di tipo localizzato



Fig. 12 | Prove sperimentali su intere strutture: incendi di tipo pienamente sviluppato

## 4. LE SOLUZIONI PROGETTUALI ALTERNATIVE

### 4.1 I criteri per la progettazione

La progettazione di una soluzione alternativa è basata sull'analisi degli incendi naturali di progetto, che sono determinati per ognuno degli scenari di incendio di progetto individuati, e sull'analisi del comportamento dell'intera struttura, o di una significativa porzione di essa, per ognuno degli scenari di incendio di progetto selezionati.

### 4.2 L'incendio naturale di progetto

La normativa vigente [3], [7] comprende i seguenti metodi di calcolo per la determinazione dell'incendio naturale di progetto impiegato per la valutazione delle prestazioni di resistenza al fuoco:

1. modelli di incendio semplificato, tra cui:

- modelli di incendio localizzato (incendio pre-flashover)
- incendio parametrico (incendio pienamente sviluppato)
- che sono definiti sulla base dei seguenti parametri:
- curva RHR di progetto
- area dell'incendio
- proprietà termiche delle pareti
- area delle aperture di ventilazione
- altezza del soffitto

2. modelli di incendio avanzati, che comprendono:

- modelli a zone
- modelli di campo fluidodinamico

che sono definiti sulla base:

- della geometria esatta dei compartimenti
- delle caratteristiche dei materiali combustibili



Fig. 13 | Prove sperimentali su intere strutture: incendi in autorimesse ampiamente ventilate

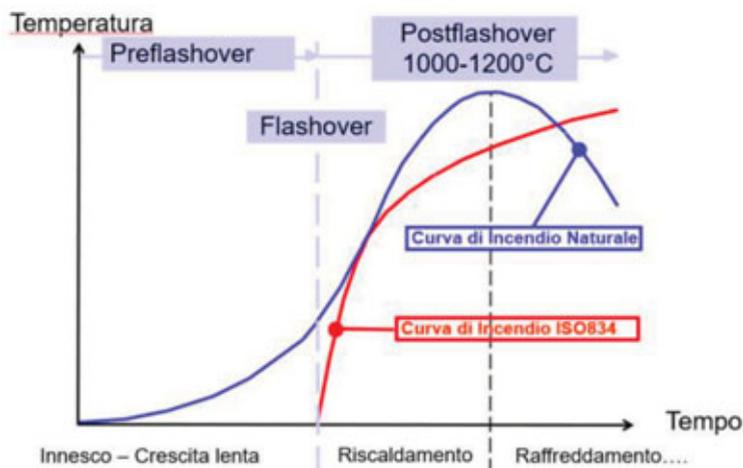


Fig. 14 | Fasi delle curve di un incendio naturale e curva di incendio standard

#### 4.3 L'analisi termica della struttura

I metodi di calcolo previsti per analizzare la risposta termica delle strutture di acciaio e composte acciaio-calcestruzzo sono:

- metodi avanzati definiti nelle parti fuoco degli Eurocodici (EN 1993-1-2 [8], EN 1994-1-2 [9]), tenendo conto di quanto previsto dalle relative Appendici Nazionali [10].

#### 4.4 Determinazione della capacità portante in caso di incendio

Come già detto, la risposta termica potenzialmente porta ad una dilatazione degli elementi strutturali e ad una riduzione delle proprietà meccaniche delle loro parti riscaldate. A seconda dello schema statico della struttura portante, la dilatazione termica degli elementi strutturali può essere contrastata, provocando la nascita di tensioni e sollecitazioni negli elementi strutturali (azioni indirette) e l'aumento delle deformazioni della struttura (effetti del secondo ordine).

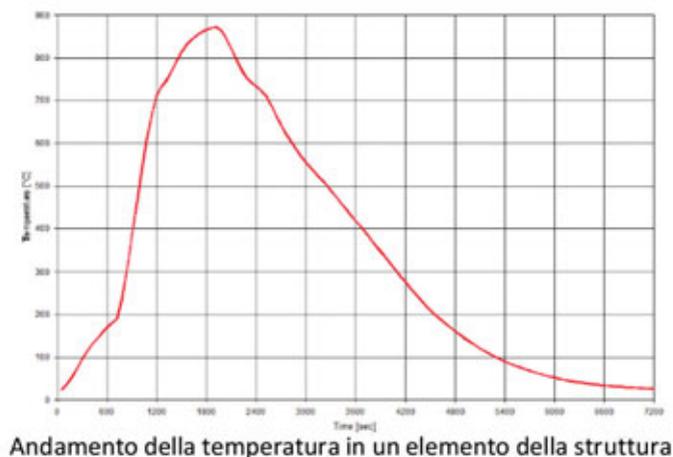
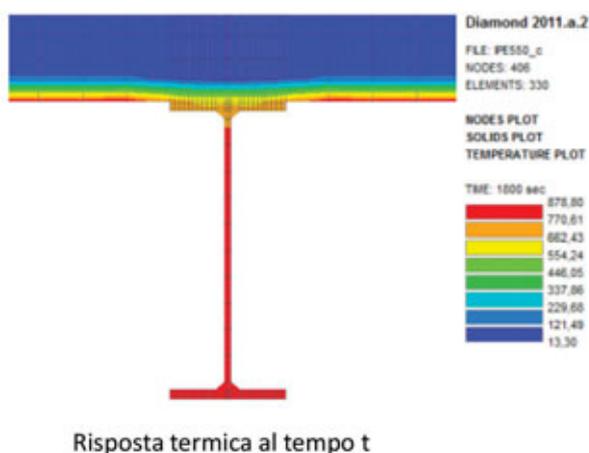


Fig. 15 | Analisi termica di una trave composta acciaio-calcestruzzo

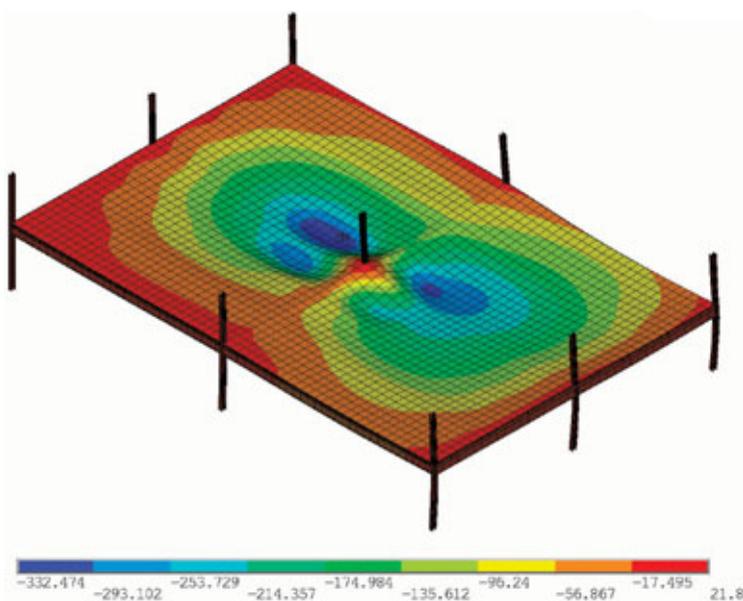


Fig. 16 | Modelli strutturali in condizioni di incendio di un edificio in acciaio adibito ad autorimessa

La combinazione di questi fenomeni determinati dall'aumento della temperatura con gli effetti delle azioni di tipo meccanico, unitamente alla riduzione di resistenza e rigidità, determina il processo chiamato risposta meccanica della struttura.

La determinazione della risposta meccanica nell'ambito di una soluzione progettuale alternativa, a seconda del livello di prestazione definito nella strategia antincendio dell'attività, possono consistere in:

- verifica dei meccanismi di collasso (livelli di prestazione I e II);
- verifica delle condizioni di stabilità necessarie per garantire la sicurezza in caso di incendio (livello II e III);
- controllo e limitazione dei danni provocati dall'incendio di progetto (livello IV e V).

I metodi di calcolo disponibili per eseguire la valutazione della risposta meccanica delle strutture di acciaio e composte acciaio-calcestruzzo in caso di incendio di una soluzione alternativa sono definiti nelle cosiddette parti fuoco degli Eurocodici, UNI-EN-1993-1-2 [8] e UNI EN 1994-1-2 [9], tenendo conto delle disposizioni previste nelle relative Appendici Nazionali [10].

Paragrafo	Titolo	Incendio ISO 834	Incendio naturale
1	GENERALITA'	✓	✓
2	CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE	✓	✓
3	PROPRIETA' DEI MATERIALI	✓	✓
4	PROGETTAZIONE STRUTTURALE ANTINCENDIO	✓	✓
4.1	Generalità	✓	✓
4.2	Modelli di calcolo semplificati		
4.2.1	Generalità	✓	✓
4.2.2	Classificazione delle sezioni trasversali	✓	✓
4.2.3	Resistenza	✓	✓
4.2.4	Temperatura critica	✓	-
4.2.5	Sviluppo della temperatura nell'acciaio	✓	✓
4.3	Modelli di calcolo avanzati		
4.3.1	Generalità	✓	✓
4.3.2	Risposta termica	✓	✓
4.3.3	Risposta meccanica	✓	✓
4.3.4	Validazione dei modelli avanzati di calcolo	✓	✓
Appendice A	INCRUDIMENTO DELL'ACCIAIO AL CARBONIO A TEMPERATURE ELEVATE	✓	✓
Appendice B	TRASFERIMENTO DI CALORE A STRUTTURE DI ACCIAIO ESTERNE	✓	✓
Appendice C	ACCIAIO INOSSIDABILE	✓	✓

Tab. 2 | Metodi di calcolo secondo EN 1993-1-2

Paragrafo	Titolo	Incendio ISO 834	Incendio naturale
1	GENERALITA'	✓	✓
2	CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE	✓	✓
3	PROPRIETA' DEI MATERIALI	✓	✓
4	PROCEDURE DI PROGETTAZIONE		
4.1	Introduzione	✓	✓
4.2	Dati tabellari	✓	-
4.3	Modelli di calcolo semplificati	✓	-
4.4	Modelli di calcolo avanzati	✓	✓
5	DETTAGLI COSTRUTTIVI	✓	✓
Appendice A	RELAZIONI TENSIONE-DEFORMAZIONE A TEMPERATURE ELEVATE PER GLI ACCIAI STRUTTURALI	✓	✓
Appendice B	RELAZIONI TENSIONE-DEFORMAZIONE A TEMPERATURE ELEVATE PER IL CALCESTRUZZO CON AGGREGATI SILICEI	✓	✓
Appendice C	RELAZIONI TENSIONE-DEFORMAZIONE DEL CALCESTRUZZO ADATTATE AGLI INCENDI NATURALI CON UN RAMO DI RISCALDAMENTO DECRESCENTE DA UTILIZZARE NEI MODELLI DI CALCOLO AVANZATI	-	✓
Appendice D	MODELLO PER IL CALCOLO DELLA RESISTENZA AL FUOCO DI SOLETTE COMPOSTE NON PROTETTE ESPOSTE AL FUOCO AL DI SOTTO DELLA SOLETTA SECONDO LA CURVA TEMPERATURA-TEMPO NORMALIZZATA	✓	-
Appendice E	MODELLO PER IL CALCOLO DEI MOMENTI RESISTENTI POSITIVO E NEGATIVO DI UNA TRAVE DI ACCIAIO COLLEGATA AD UNA SOLETTA DI CALCESTRUZZO E ESPOSTA ALL'INCENDIO AL DI SOTTO DELLA SOLETTA DI CALCESTRUZZO	✓	✓
Appendice F	MODELLO PER IL CALCOLO DEL MOMENTO RESISTENTE POSITIVO E NEGATIVO DI UNA TRAVE DI ACCIAIO PARZIALMENTE RIVESTITA COLLEGATA AD UNA SOLETTA DI CALCESTRUZZO E ESPOSTA ALL'INCENDIO AL DI SOTTO DELLA SOLETTA DI CALCESTRUZZO SECONDO LA CURVA TEMPERATURA-TEMPO NORMALIZZATA	✓	-
Appendice G	MODELLO DI SOMMA BILANCIATA PER IL CALCOLO DELLA RESISTENZA AL FUOCO DI PILASTRI COMPOSTI CON SEZIONI DI ACCIAIO PARZIALMENTE RIVESTITE, PER FLESSIONE INTORNO ALL'ASSE DEBOLE, ESPOSTE ALL'INCENDIO DA TUTTI I LATI DEL PILASTRO SECONDO LA CURVA TEMPERATURA-TEMPO NORMALIZZATA	✓	-
Appendice H	MODELLO DI CALCOLO SEMPLIFICATO PER SEZIONI CAVE RIEMPIE DI CALCESTRUZZO ESPOSTE ALL'INCENDIO DA TUTTI I LATI DEL PILASTRO SECONDO LA CURVA TEMPERATURA-TEMPO NORMALIZZATA	✓	-
Appendice I	PIANIFICAZIONE E VALUTAZIONE DI MODELLI SPERIMENTALI	✓	✓

Tab. 3 | Metodi di calcolo secondo EN 1994-1-2

Essi sono soltanto i:

- metodi avanzati

in quanto le tabelle per il progetto delle strutture composte acciaio-calcestruzzo e i metodi semplificati sono validi solo per la progettazione delle soluzioni conformi.

## 5. Le strutture di acciaio, soluzioni progettuali e metodi di calcolo disponibili

Le tabelle 2 e 3, tratte dalle Istruzioni tecniche, riportano l'elenco dei metodi di calcolo disponibili nella normativa vigente (EN 1993-1-2 [8], EN 1994-1-2 [9]) per la determinazione della capacità portante di elementi strutturali di acciaio e composti acciaio-calcestruzzo in condizioni di incendio.

## 6. Conclusioni

Le Istruzioni tecniche, dedicate alla progettazione della sicurezza in caso di incendio delle strutture di acciaio, rappresentano un utile guida per i progettisti della sicurezza antincendio e delle strutture. In questa guida essi trovano un indirizzo per la scelta tra gli approcci disponibili per la specifica esigenza progettuale, mediante l'identificazione delle procedure previste dalla normativa vigente e dei metodi di calcolo che possono essere utilizzati in ogni fase della progettazione. Nella terza edizione del 2023 il Comitato Consultivo, costituito ad hoc già dalla prima edizione e comprendente i settori della progettazione e realizzazione delle strutture di acciaio, della normativa antincendio e strutturale, della ricerca e della sperimentazione, è stato allargato agli esperti coinvolti nello sviluppo e nell'aggiornamento delle parti fuoco della seconda generazione degli Eurocodici, fornendo così alle Istruzioni maggiori opportunità di aggiornamento alle novità della ricerca e della normativa.

## NOTA EDITORIALE

Il presente lavoro è frutto delle attività 2022 svolte dalla Commissione tecnica per la sicurezza delle costruzioni di acciaio in caso di incendio sostenuta da Fondazione Promozione Acciaio.

## BIBLIOGRAFIA

- [1] D.P.R. n. 151 del 01/08/2011 “Regolamento recante semplificazione della disciplina dei procedimenti relativi alla prevenzione degli incendi, a norma dell’articolo 49, comma 4 -quater, del decreto-legge 31 maggio 2010, n. 78, convertito, con modificazioni, dalla legge 30 luglio 2010, n. 122”
- [2] Norme tecniche di prevenzione incendi - Regola tecnica orizzontale, DM Interno 03/08/2015;
- [3] DM Interno 18/10/2019, Modifiche all’allegato 1 al decreto del Ministro dell’interno 3 agosto 2015, recante «Approvazione di norme tecniche di prevenzione incendi, ai sensi dell’articolo 15 del decreto legislativo 8 marzo 2006, n. 139»;
- [4] Norme tecniche per le costruzioni - DM Infrastrutture e Trasporti 17/01/2018;
- [5] UNI EN 1990:2014, Eurocodice: Criteri generali di progettazione strutturale;
- [6] UNI EN 1991-1-2, Eurocodice 1: Azioni sulle strutture - Parte 1-2: Azioni generali -Azioni sulle strutture esposte al fuoco, 2004;
- [7] UNI EN 1991-1-2 (Final draft PT SC1.T1, CEN TC250, ottobre 2017), Eurocodice 1: Azioni sulle strutture - Parte 1-2: Azioni generali -Azioni sulle strutture esposte al fuoco”, 2017;
- [8] UNI EN 1993-1-2, Eurocodice 3: Progettazione delle strutture in acciaio - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l’incendio, 2005;
- [9] UNI EN 1994-1-2, Eurocodice 4: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l’incendio,2005 ;
- [10] Appendici Nazionali EN 1990, EN 1991-1-2, EN 1993-1-2, EN 1994-1-2, Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 31 luglio 2012, Gazzetta Ufficiale del 27 marzo 2013;



### Sandro Pustorino

Ingegnere strutturista e antincendio, socio fondatore di SIS Ingegneria, componente della Commissione per la Sicurezza delle Costruzioni di Acciaio in caso di Incendio, ha partecipato alla ricerca europea finalizzata alle parti fuoco degli Eurocodici, in particolare EN 1991-1-2, ha collaborato presso le Università degli Studi di Pisa e di Trento nei corsi di Tecnica delle Costruzioni, dal 2022 è docente dei corsi Structural Behaviour of Elements Exposed to Fire e Passive Fire Protection Solutions del Master Fire Safety Engineering presso Free University of Bolzano-Bozen.



### Andrea Marino

ingegnere strutturista, PhD, funzionario direttivo nel CNVVF, componente della Commissione per la Sicurezza delle Costruzioni di Acciaio in caso di Incendio, ha collaborato in passato presso l’Università degli Studi di Salerno nel corso di Scienza delle Costruzioni, prof. Fernando Fraternali, si è occupato di studi sulla statica di volte in muratura e di approccio energetico per l’ottimizzazione di forma delle strutture.



### Emidio Nigro

Professore ordinario di Tecnica delle Costruzioni presso l’Università di Napoli Federico II, è autore di circa 400 articoli scientifici. I più recenti temi di ricerca riguardano: sicurezza antincendio e comportamento al fuoco di strutture in acciaio/c.a./composte acciaio-calcestruzzo, di strutture di calcestruzzo armate con barre in FRP e di gallerie, nonché di sistemi di protezione passiva antincendio; vulnerabilità ed adeguamento strutturale e sismico di strutture ed infrastrutture; rinforzo strutturale con FRP; progettazione di strutture di acciaio/c.a./composte. È attivo in vari comitati tecnico-scientifici e normativi, in ambito CEN, UNI (CT 021-Ingegneria strutturale), fib (strutture composte; fuoco), RILEM, CNR (FRP), COST (progetti europei su eventi catastrofici e fuoco), ACI/ACI-Italy Chapter. È coordinatore del Gruppo di Lavoro GL01 (progettazione strutturale contro l’incendio) nell’ambito della Commissione UNI-CT 021 e coordinatore della Commissione per la Sicurezza di Costruzioni in Acciaio in caso d’Incendio (istituita da Fondazione Promozione Acciaio).

# Acciaio protagonista, essenziale, invisibile nel processo di ristrutturazione e ampliamento di un edificio storico di pregio

MCA - Mario Cucinella Architects, Progetto e ristrutturazione del Museo d'Arte della Fondazione Luigi Rovati , Milano, Italia, 2015 - 2022.

*Steel main character, essential, invisible in the refurbishment and extension process of an historical valuable building*

*MCA - Mario Cucinella Architects, Project and refurbishment of the Art Museum, Fondazione Luigi Rovati, Milano, Italia, 2015 - 2022.*

Dott. Arch. Carol Monticelli\* | Politecnico di Milano

---

La ristrutturazione e l'ampliamento dello storico palazzo Bocconi (1871) acquisito dalla Fondazione Luigi Rovati a Milano sono un esempio virtuoso di come quasi tutto sia possibile e perseguibile: lavorare in un contesto urbano complesso, ampliare senza occupare nuove porzioni di terreno e generare volumi ulteriori, scavare e non intaccare la stabilità degli edifici vicini, scavare e tenere per due anni sospeso un edificio su sottofondazioni temporanee. La volontà di ampliare un edificio storico e avere più spazi museali, in un contesto urbano che non può tollerare dei "fuori scala" e sopraelevazioni, ha portato a una soluzione univoca, con tutte le complessità del caso: ricavare lo spazio al di sotto dell'edificio stesso. L'acciaio è protagonista nella realizzazione degli scavi, nelle fondazioni, lasciando sospeso l'edificio durante lo scavo al di sotto delle fondazioni esistenti. È il materiale per le nuove strutture integrative e i nuovi solai nei livelli interrati, così come nell'alleggerimento della struttura della nuova copertura dell'edificio e nella realizzazione degli spazi museali, per il sostegno delle cupole in pietra.

*The renovation and expansion of the historic Bocconi building (1871) acquired by the Fondazione Luigi Rovati in Milan are a virtuous example of how almost everything is possible and achievable: working in a complex urban context, expanding without occupying new portions of soil and generate further volumes, dig and not affect the stability of nearby buildings, dig and keep a building suspended on temporary foundations for two years. The desire to expand a historic building and have more museum spaces, in an urban context that cannot tolerate "out of scale" and additions, has led to a unique solution, with all the complexities of the case: obtaining the space below the building itself. Steel is the protagonist in the construction of the excavations, in the foundations, leaving the building suspended during the excavation beneath the existing foundations. It is the material for the new integrative structures and the new floors in the underground levels, as well as in the lightening of the structure of the new roof of the building and in the creation of the museum spaces, for the support of the stone domes.*

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



Fig. 1 | Vista dell'edificio museale ristrutturato Fondazione Luigi Rovati dal lato del giardino interno con affaccio sul nuovo manto erboso che segue l'andamento delle cupole sotterranee (© MCA - Duccio Malagamba).

La sfida in casi come questi è trovare soluzioni semplici a problemi complessi, controllare fin dalle prime fasi della progettazione la possibile fattibilità strutturale e tecnica. Questa è stata la combinazione perfetta tra i voleri progettuali dello studio MCA Mario Cucinella Architects e la risposta tecnica dello studio Milan Ingegneria, che hanno reso l'acciaio il vero protagonista di tutto questo intervento. Tutto ciò insieme a un pool di professionisti che hanno portato l'edificio ad ottenere la certificazione Gold del protocollo LEED, cercando di soddisfare i criteri di sostenibilità e contenimento dei consumi di materia e soprattutto energia in fase d'uso.

Lungo una cortina di fabbricati delicati e di pregio, nella struttura urbana milanese in cui sorgono i palazzi della nobiltà milanese di grande qualità architettonica, tra i quali il museo civico di Storia Naturale e il Planetario, è stato progettato un museo privato di arte etrusca, in cui la Fondazione offre alla collettività una collezione permanente che si compone di circa duecento reperti archeologici etruschi e di circa cinquanta opere di arte contemporanea. Un edificio residenziale neoclassico sito in Corso Venezia, n.52 è stato trasformato: questa architettura ben rappresenta non solo la storia dell'intero Corso, ma è una cartina tornasole delle vicende che si sono susseguite al suo interno, con le sue stratificazioni date dal tempo, le sue modifiche esito della cultura e delle vicissitudini

delle famiglie che vi hanno abitato.

L'edificio - con quattro piani fuori terra, i due nuovi piani interrati e un attico terrazzato - sorge sull'area delle "ortaglie" dell'antico Convento dei Cappuccini di Porta Orientale. La facciata principale è caratterizzata da una balconata al primo piano, che sovrasta il portone dal quale si accede a un ampio cortile interno (figure 1, 2, 7).

Il progetto di restauro e ampliamento del palazzo, affidato allo studio MCA ha avuto come obiettivo il mantenimento dei prospetti e dei volumi storici e la realizzazione di nuovi spazi ipogei, quali inizio del percorso di visita verso i piani superiori.

Il progetto è iniziato nel 2015 e lo studio MCA è stato incaricato dalla Fondazione dell'intervento di recupero architettonico del palazzo. I requisiti progettuali hanno dato priorità alla progettazione dei nuovi spazi adibiti a museo nel rispetto dell'edificio preesistente, senza alterarne le caratteristiche, con l'ampliamento del primo piano interrato adibito a museo e la realizzazione di un secondo piano interrato, sotto il piano delle fondazioni originarie, dedicato al deposito delle opere e a tutta l'impiantistica, a servizio dell'intero edificio. La progettazione degli interni, degli allestimenti e della direzione artistica generale sono stati coordinati sempre dallo studio MCA.

La necessità/volontà di ampliare un edificio storico e avere più



Fig. 2 | Vista della facciata interna durante la ristrutturazione con i ponteggi, l'area deposito materiali e l'attrezzatura per il monitoraggio costante (© Milan Ingegneria).

spazi museali, in un contesto urbano che non può tollerare dei “fuori scala” e sopraelevazioni, ha portato una soluzione univoca, con tutte le complessità del caso: ricavare lo spazio al di sotto dell'edificio stesso.

L'edificio si trasforma, sommando alle proprie stratificazioni storiche quelle di un passato molto anteriore in un viaggio nel tempo dell'arte, aggiungendo l'esposizione etrusca (figura 3), a cui il progetto ha dedicato il primo livello interrato, uno spazio ipogeo, fluido sotto al giardino esistente, ispirato alle tombe ipogee “a tholos” di impianto circolare di Cerveteri. La copertura di questi ambienti è stata ricavata dall'intersezione di tre calotte sferiche ribassate con grande raggio di curvatura. A ricaduta anche l'allestimento del percorso espositivo è un viaggio attraverso l'arte e l'architettura, tra forma e materia (figura 4).

Allo spazio ipogeo si accede dall'ingresso principale, attraverso una scala rivestita da pietra forte fiorentina, materiale estratto dalle cave tosco-emiliane, si arriva allo spazio espositivo composto da tre sale circolari e una grande ellittica (figura 5). Si entra in uno spazio affascinante in penombra, avvolto da 24.000 conci di pietra che, disegnati uno ad uno e sapientemente costruiti e montati, in maniera continua generano una dimensione spaziale quasi fuori dal tempo, formalmente unitario e fluido. Le rigature orizzontali delle pietre, dovute alla dimensione del concio di 5 centimetri di spessore e un metro di lunghezza e distanziate di 5 millimetri tra

loro, creano un effetto di sospensione di questa imponente massa che contrasta con i puntini lucenti dovuti alla presenza di scaglie di mica nella miscela della pietra (figure 3, 4, 28). Il merito tecnico di questo risultato è da attribuire all'uso dell'acciaio, al quale non vi era alternativa, che delicatamente si stratifica dietro alla pietra e costituisce la nervatura indispensabile per sospendere le lastre con quel distanziamento di precisione millimetrica. È per paradosso teorico il materiale leggero che strutturalmente supporta il materiale massivo, ma tecnicamente ne determina la soluzione finale (figura 5).

A livello distributivo oltre agli spazi interrati, nella ristrutturazione il livello zero è stato destinato alla hall di ingresso e al giardino, al bookshop, alla biglietteria e al caffè bistrot; il piano ammezzato, agli uffici della Fondazione Luigi Rovati. Al piano nobile è stata collocata l'esposizione museale e d'arte contemporanea con interventi ad hoc in alcune stanze, il piano secondo è stato destinato a eventi ed esposizioni temporanee, e infine il terzo piano ospita il ristorante, sotto ad una nuova copertura leggera completamente rifatta (figure 6, 8, 9, 27).

### La sfida nella realizzazione delle sottofondazioni e i piani ipogei

In relazione alle criticità tecniche e ingegneristiche da affrontare, alla specificità del contesto e alle possibilità materiche in un



Fig. 3 | Vista delle nuove sale a cupola ipogee ispirate alle tombe di Cerveteri e rivestite di pietra forte fiorentina (© MCA - Duccio Malagamba).



Fig. 4 | Gli allestimenti interni sono stati progettati con attenzione ai dettagli anche delle teche in acciaio e vetro su misura che espongono opere d'arte (© MCA - Duccio Malagamba).

processo di ristrutturazione strutturale su edifici esistenti, l'acciaio ha avuto la meglio per la snellezza dei suoi elementi, la possibilità di prefabbricare e misurare tutto in fabbrica e limitare il trasposto e l'installazione in tempi molto concentrati, la duttilità e compatibilità con materiali ed elementi strutturali già esistenti. L'acciaio è protagonista nella realizzazione degli scavi, nelle fondazioni, lasciando sospeso l'edificio durante lo scavo al di sotto delle fondazioni esistenti. È il materiale per le nuove strutture integrative e i nuovi solai nei livelli interrati, così come nell'alleggerimento della struttura della nuova copertura dell'edificio e nella realizzazione degli spazi museali, per il sostegno delle cupole in pietra (figura 10).

L'aspetto tecnico più interessante e sfidante dell'intero intervento ha riguardato in particolare la realizzazione degli spazi interrati sotto il giardino e sotto l'interrato esistente e la progettazione delle modalità di intervento e del cantiere. L'ampliamento ipogeo è stato realizzato con un sistema innovativo in cui i micropali in acciaio sono diventati elementi di fondazione ed elementi strutturali fuori terra.

Il primo problema da superare è stato la salvaguardia e la messa in sicurezza delle proprietà limitrofe, attuando un'attenta indagine della morfologia strutturale del palazzo e di quelli confinanti. È stato predisposto un piano di monitoraggio continuo con l'installazione di strumentazioni sensibilissime per rilevare spostamenti, inclinazioni e vibrazioni a registrazione continua, poiché non era consentito il minimo errore e possibili criticità andavano evitate.

La prima operazione ha previsto l'iniezione di miscele cementizie sotto alle fondazioni esistenti di tutto il perimetro dell'edificio, consentendo sensibilmente il miglioramento del terreno circostante.

L'iniziale gestione del cantiere ha previsto soprattutto le attività

preliminari propedeutiche agli scavi per la costruzione dei due nuovi piani interrati: rinforzo strutturale con mensole e travi HE di acciaio e opere di sottofondazione. Dopo essere stato alleggerito con opere di strip-out e demolita una porzione di copertura per motivi strutturali, l'edificio è stato temporaneamente adagiato sui pali di sottofondazione, consentendo la demolizione delle vecchie strutture di fondazione e la costruzione dei due piani interrati.

Per sospendere il fabbricato esistente la tecnica ideata ha previsto l'iniezione nel suolo di tubi in acciaio di 193,7 mm di diametro, alti più di un piano, a gruppi di quattro intorno ai pilastri originali. In attesa che la miscela cementizia raggiungesse la resistenza voluta sono state incollate, alla base dei pilastri, piastre di acciaio rese opportunamente ruvide. A queste sono state saldate travi d'acciaio connesse alle estremità dei pali

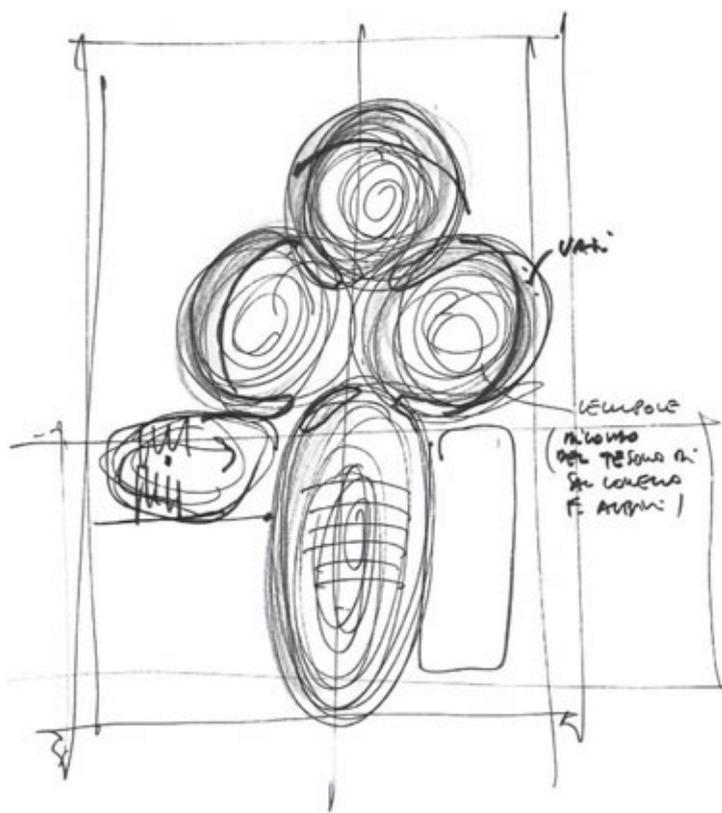


Fig. 5 | Schizzi di progetto e modellazione tridimensionale delle cupole ipogee che creano le sale ellittiche di esposizione, in parte insediata sotto all'edificio storico e in parte sotto il giardino (schizzo® Archivio MCA, schema® Graphic Design di Zup Design)

tramite saldatura e bullonatura, incravattandoli, trasferendo tutto il peso dell'edificio ai pali stessi (figure 11, 12, 13).

Dopo aver verificato che tutti i collegamenti fossero adeguatamente aderenti e che le cravatte fossero state serrate correttamente, è stato possibile scavare e liberare le fondazioni originali. Lo scavo è avanzato dall'alto verso il basso, fino a concedere la demolizione delle fondazioni stesse.

I semplici pali di fondazione, a scavi terminati, sono diventati

completamente esposti, cambiando la loro funzione portante da fondazione a pilastro per il livello meno due (figure 17, 19).

Al fine di scavare in piena sicurezza, mantenendo la stabilità degli edifici adiacenti, una "berlinese", ovvero una barriera di micropali in acciaio, è stata realizzata sul perimetro interno dell'edificio: tubi di acciaio lunghi circa 12 m sono stati messi in opera ogni 40 cm, successivamente iniettati di una miscela cementizia, per rendere solidale il palo di acciaio con il terreno.

L'intera fase di scavo è stata condotta con un costante monitoraggio della struttura esistente. Il sistema è stato pensato in modo da mantenere deformazioni nell'ordine di massimo 5 cm, non solo per la sicurezza statica dell'edificio, ma anche per garantire lo stato di conservazione delle facciate e delle finiture dei solai, senza causare fessurazioni. Il monitoraggio in fase di costruzione ha confermato tali valori, raggiungendo un massimo cedimento pari a 3,9 mm.

Nella zona di scavo dell'ampliamento non è stato impossibile realizzare tiranti per contrastare le spinte orizzontali delle berlinesi (figura 18). Questi avrebbero invaso altre proprietà, interferito con preesistenze o con infrastrutture impiantistiche pubbliche. Per questo è stato necessario continuare lo scavo con tecnologia top-down. È stato realizzato il solaio del piano -1 per contrastare le spinte del terreno e degli edifici adiacenti sulle paratie perimetrali. Lo scavo è stato poi ampliato al di sotto del nuovo solaio.

Una volta terminato lo scavo sono stati realizzati la platea di fondazione e i nuovi pilastri di calcestruzzo in continuità e sotto quelli esistenti, fino a raggiungere al livello -2 le nuove fondazioni.

Grazie a quest'ultima operazione, dopo il tempo necessario di galleggiamento dell'edificio sulle strutture temporanee, i micropali, che hanno sostenuto fino a questa fase l'intero palazzo, sono stati rimossi.

Passando alla parte esterna all'edificio e allo scavo che ha consentito di realizzare le cupole ipogee con la nuova parte di esposizione, una seconda "berlinese" è stata costruita con pali di diametro Ø800mm, interasse 1100mm e lunghezza 15m. La dimensione dello scavo nel giardino è stata limitata dalle preesistenze arboree

tutelate dalla Soprintendenza Archeologia, Belle Arti e Paesaggio per la città metropolitana di Milano. Le dimensioni ridotte dell'area, la presenza di sottoservizi di cantiere e di edifici esistenti con parti interrate hanno escluso la possibilità di realizzare tiranti di sostegno optando anche in tal caso per uno scavo inverso (metodo top-down). La parziale realizzazione della soletta del livello -1 ha contrastato la possibile flessione dei pali che, in fase temporanea,

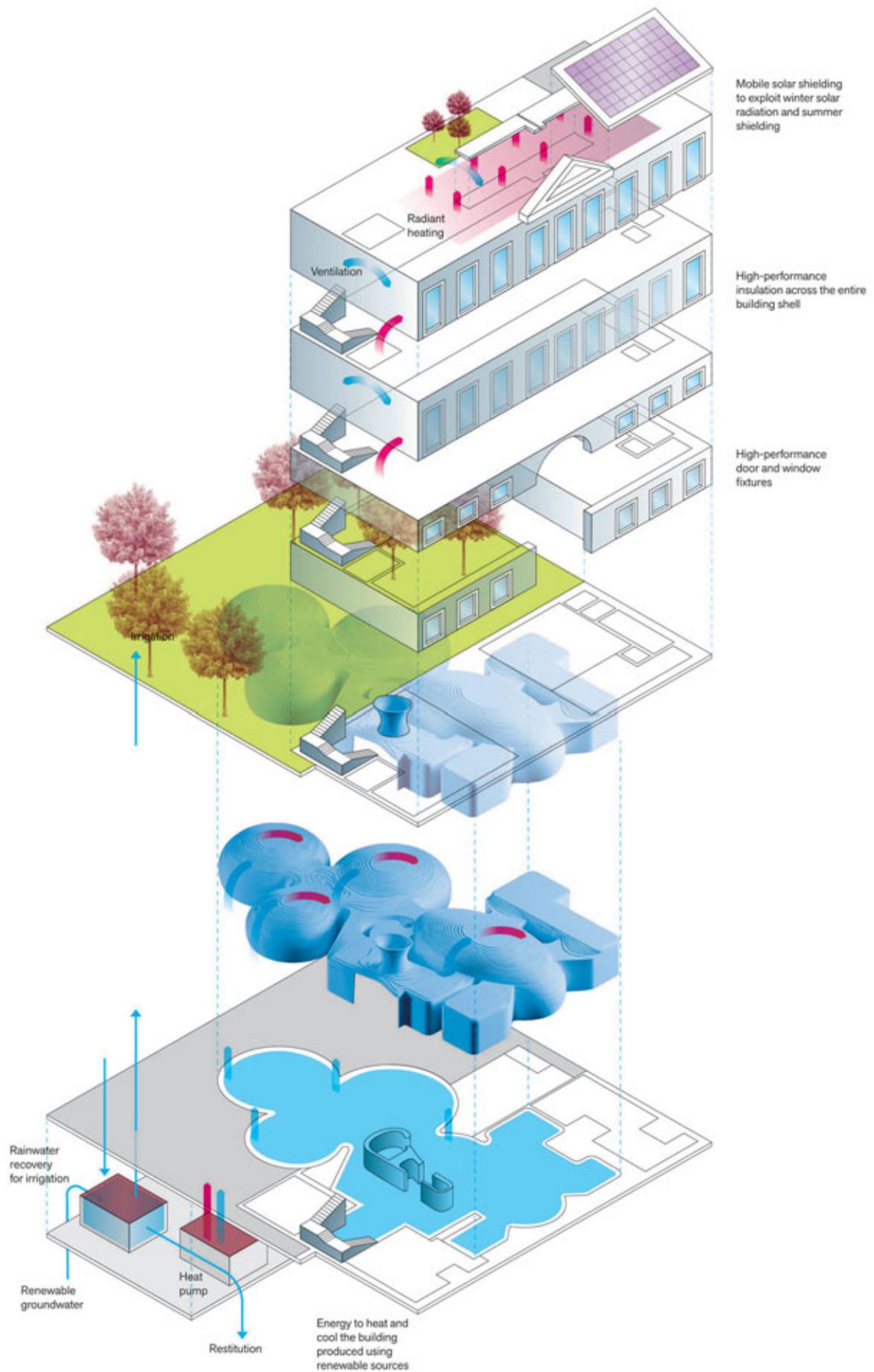
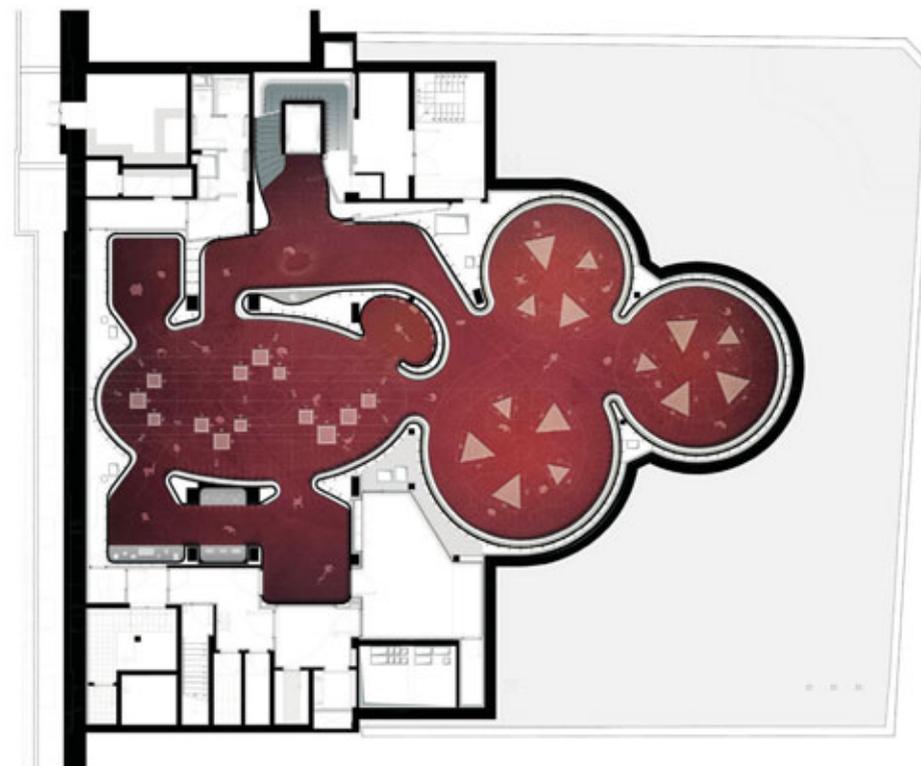


Fig. 6 | Assonometria dell'edificio, spaccata a mostrare gli schemi funzionali e la distribuzione interna, oltre all'indicazione degli interventi migliorativi per l'efficienza energetica operati sull'esistente (@Graphic Design di Zup Design)



Fig. 7 | Sezione trasversale con la relazione paesaggistica tra intervento progettuale e il contesto urbano, i giardini Indro Montanelli e il Planetario (© MCA).



fungendo da trave di contrasto (figura 18). A livello strutturale, nella parte aperta sotto il giardino, sono stati previsti altri pali - colonna che sono diventati pilastri quadrati 300x300 in fase definitiva, rimanendo nascosti all'interno della scocca lapidea di rivestimento delle cupole. Il cantiere complesso ha portato ad operare parallelamente anche ai piani fuori terra dell'edificio storico, intervenendo sui lavori interni di finitura e, al piano primo (piano mobile), un lavoro certosino di restauro e riposizionamento delle boiserie e degli arredi preesistenti, progettati e introdotti nel palazzo dall'architetto Filippo Perego nella prima metà del '900.

Nei piani fuori terra sono stati eseguiti molti interventi su solai e pilastri per rinforzare strutture danneggiate o inadeguate ai nuovi carichi di progetto.

Infine la copertura è stata ricostruita in acciaio e legno x-lam contenendo il peso degli ultimi due piani, al fine di alleggerire e non sovraccaricare le strutture esistenti.

In questa logica articolata, ma al contempo semplificata il più possibile, tutti gli interventi progettuali sono stati pensati, valutati e ponderati con l'obiettivo di conservare un bene di grande importanza storico architettonica nell'ambito del patrimonio edilizio milanese.

### La gestione del cantiere per gli interrati

Le fasi di esecuzione dello scavo e di realizzazione degli interrati sono state particolarmente impegnative nella gestione dello spazio di movimentazione limitato e della sicurezza per il resto dell'edificio esistente e si sono così alternate:

1. Demolizione copertura e partizioni interne, rimozione parziale solaio piano terra e rimozione completa solaio al piano -1. Obiettivo: ridurre il carico trasmesso alle fondazioni. Il piano di sicurezza ha previsto la realizzazione di un ponteggio di protezione

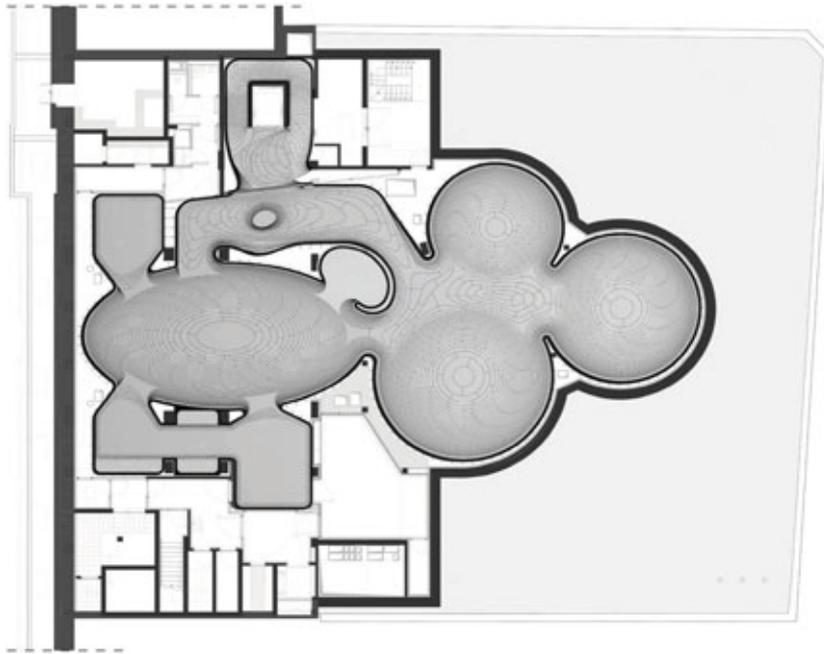


Fig. 8 | Pianta del museo: piano terra con il collegamento al giardino retrostante l'edificio, primo piano ipogeo, pianta dei soffitti del primo piano ipogeo, piano primo e piano secondo (© MCA).

della facciata su corso Venezia.

2. Scavo di sbancamento fino a quota - 1,50 m nel giardino, iniezione di jet grouting per stabilizzare il terreno e inserimento dei micropali Ø280 sotto l'edificio esistente. Obiettivo: alcuni micropali sono stati inghisati nelle fondazioni esistenti per sostenerne il carico, altri sono stati realizzati per sostenere le future elevazioni (figura 20).
3. Inserimento dei pali Ø 800 e dei pali/colonna Ø 280 per sostenere la trave di contrasto posta al piano -1 e demolizione parziale interrato esistente oltre filo "A".
4. Scavo fino a quota - 5,90 m, costruzione della soletta "ginocchio" esterna oltre filo "A" della facciata verso il giardino interno.
5. Getto parziale della soletta di spessore 300 mm al livello 0, e nuovo getto delle solette di spessore 350 mm del primo livello interrato.
6. Scavo top-down fino a quota -10,40 m, sotto all'edificio esistente (figure 19, 21).
7. Getto delle platee e delle elevazioni al livello -2 dell'interrato, e demolizione dei micropali non più necessari strutturalmente.
8. Getto delle elevazioni piano -2, demolizione parziale dei pali di sostegno, rifodere interne piano -2 e completamento della soletta al piano -1.
9. Getto delle elevazioni e delle rifodere interne al piano -1, getto delle cupole e rinterro per rigenerare il giardino con manto erboso (figura 14).

Il completamento dell'interrato ha consentito la rimozione dei tre pilastri centrali esistenti al piano -1 interrato, consentendo l'ampliamento dello spazio libero museale e favorendo la generazione delle geometrie delle cupole in pietra. Quindi due profili HEB 600 sono stati accoppiati alle travi esistenti su cui ora poggiano in falso tre pilastri che sorreggono il lato interno e sovrastante dell'intero edificio. Anch'essi sono stati progettati in modo da assicurare la conservazione dell'edificio che sorreggono.

Anche per la realizzazione del supporto delle cupole in pietra serena dello spazio museale ha messo al centro il ruolo dell'acciaio: l'elemento più caratterizzante e iconico del delicato intervento di restauro. Anche in questo caso l'acciaio assume un ruolo indispensabile ma rimane nell'anonimato, celato dietro alla fluidità armonica e raffinata delle lastre sottili di pietra tagliate su misura.

Il progetto della complessa geometria delle volte ha determinato scelte tecniche importanti sia per le opere edili e impiantistiche che per le finiture.

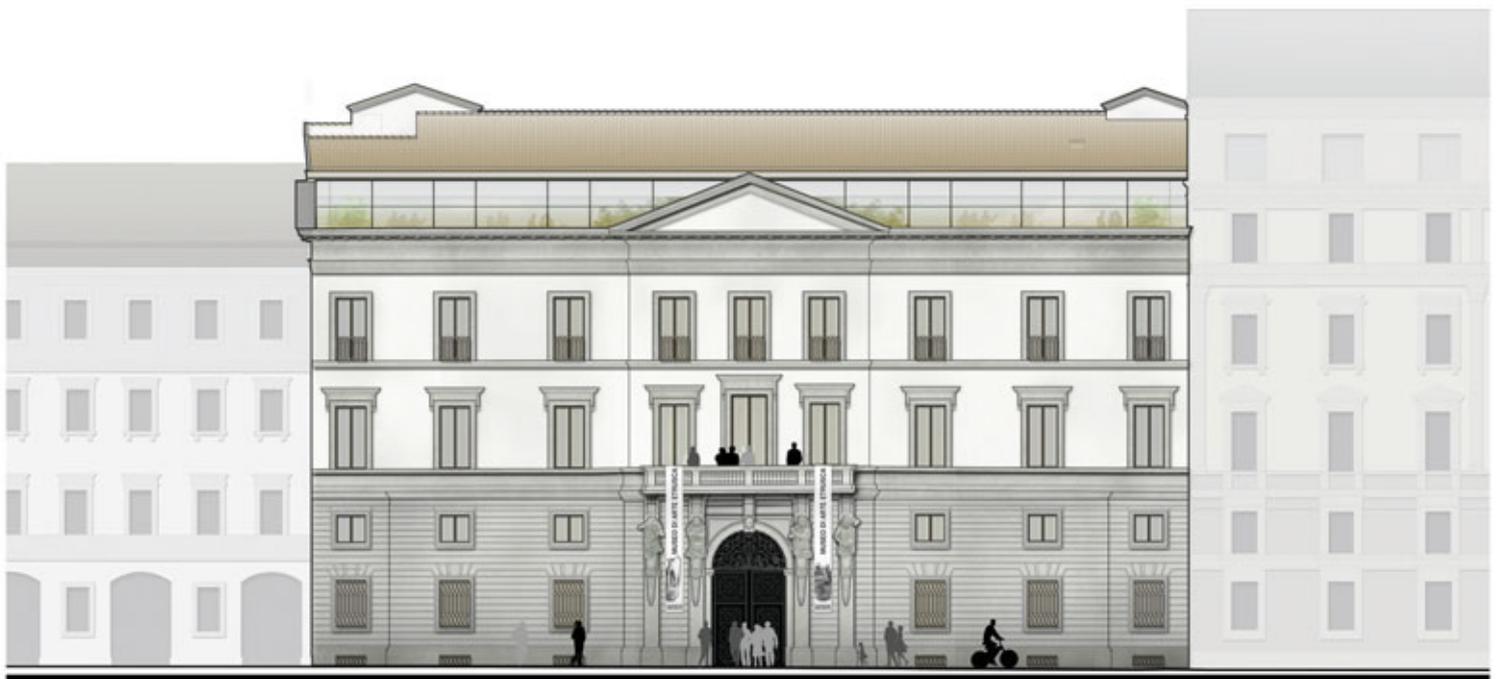


Fig. 9 | Disegni di progetto del prospetto su Corso Venezia e di quello sul giardino con la sezione sugli spazi ipogei (© MCA).

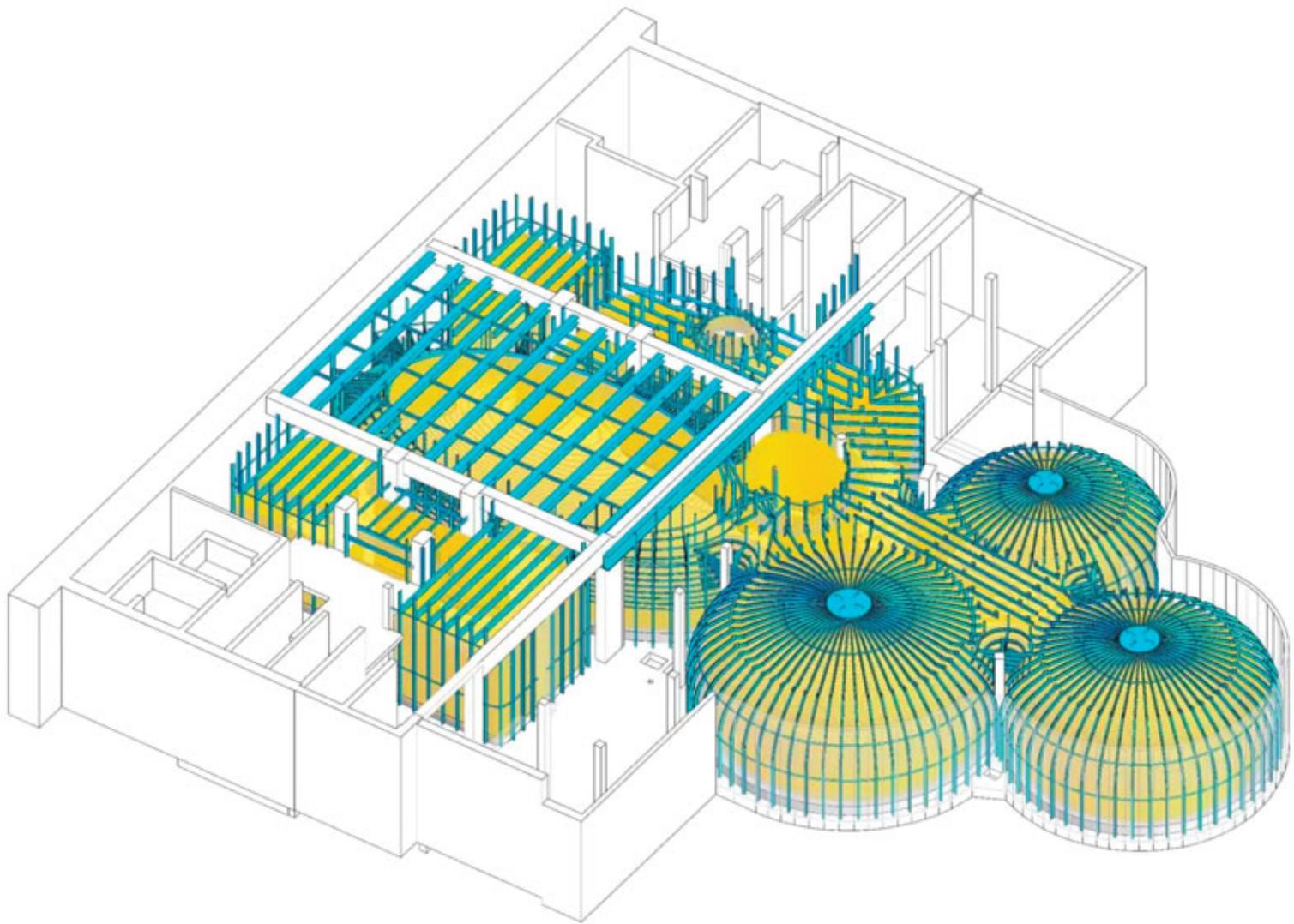


Fig. 10 | Modello virtuale assonometrico e schema di posizionamento dei profili in acciaio (azzurri) di rinforzo e di supporto alle lastre di pietra (gialle) delle nuove sale espositive ellittiche (© Milan Ingegneria).

Le cupole sono supportate da centine in profili di carpenteria metallica semi-leggera in acciaio, come le IPE 120 calandrate. Le centine sono fissate a secco sul solaio in cemento armato lungo il perimetro e hanno un doppio sistema di regolazione: verticale per la base e orizzontale in testa, dove si collegano con il solaio del piano terra. Un secondo ordine di fissaggio sulle centine permette la connessione delle strutture ai conci in pietra consentendo la regolazione in orizzontale di ogni concio: flange di acciaio imbullonate con profili a L per il fissaggio dei conci in pietra forte fiorentina di 50 mm di spessore (figure 22, 23, 24, 25, 26).

### Ristrutturazione e prestazione ambientale “da protocollo”

Fin dalle prime fasi, grande attenzione è stata data al tema della sostenibilità ambientale ed energetica, sia con un’attenzione agli impatti ambientali della fase pre-uso con scelte dei materiali calibrate, sia che la scelta e l’integrazione degli impianti e nelle generali strategie d’uso, per un’ottimizzazione degli impatti in fase d’uso. L’edificio è stato certificato, mediante protocollo LEED v4 New Construction & Major Renovation e il livello di prestazione ottenuto è stato il Gold.

Le prestazioni termiche e acustiche dell’involucro dell’edificio esistente sono state notevolmente migliorate anche grazie alla coibentazione delle murature storiche oggetto di conservazione, alla sostituzione di tutti i serramenti con componenti ad alte prestazioni termiche e visive, e infine all’introduzione di sistemi di schermatura automatizzati sia per il controllo dell’energia solare sia per il controllo del comfort luminoso. Gli impianti di illuminazione sono full LED e a controllo dell’intensità.

La riduzione dei fabbisogni energetici è stata ottenuta anche mediante la climatizzazione con sistemi a pompa di calore ad acqua di falda e con l’integrazione di un impianto fotovoltaico nella copertura posizionato nella falda sul lato interno per il rispetto del vincolo paesaggistico della veduta dal Corso Venezia. Gli ambienti interni sono ventilati con aria di rinnovo in continuo, trattata e filtrata secondo gli standard stringenti della certificazione LEED, al fine di garantire un elevato livello di qualità dell’aria interna con abbattimento del particolato e degli inquinanti gassosi (figura 28). Tutti gli infissi sono stati sostituiti e ripensati appositamente per l’edificio e per i suoi ambienti, garantendo ottimi standard e caratterizzandosi per l’elevata customizzazione in termini di design.

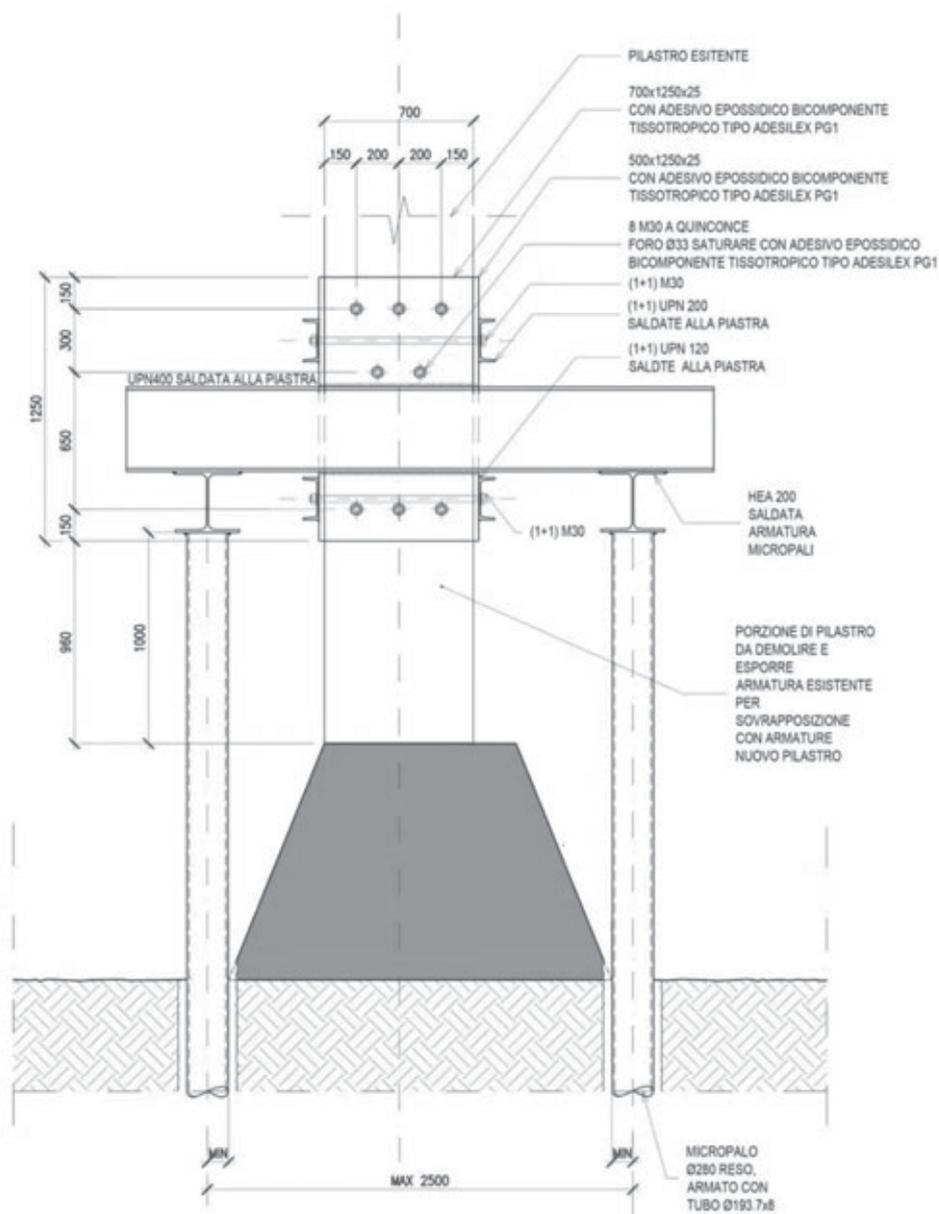


Fig. 11– Disegno esecutivo del nuovo sistema in acciaio di pali con cerchiaggio dei pilastri esistenti per supportare la struttura esistente durante gli scavi di un secondo piano ipogeo (© Milan Ingegneria).

Altro elemento fondamentale nel progetto di recupero e restyling del palazzo è il giardino esterno oggetto di vincolo da parte della Soprintendenza. Nel progetto del giardino sono stati previsti il mantenimento e il rispetto delle specie arboree preesistenti, andando a integrare elementi di vegetazione e prato già presenti nel contesto cittadino. Nell’ottica di limitare i consumi idrici si è inoltre deciso di optare per specie arboree che necessitassero di poca irrigazione.

Il Museo d’Arte a Milano appare una chiara testimonianza della riuscita di un processo virtuoso, attraverso la collaborazione concreta di tutti gli attori del progetto, in un contesto storico molto delicato: dall’architettura, all’ingegneria, alla gestione serrata del cantiere e delle sue tempistiche e alla costruzione. La sfida strutturale sicuramente è stata determinante per soddisfare alcune scelte progettuali e l’ausilio dell’acciaio come materiale a momenti temporaneo, a momenti permanente, declinato in

elementi a momenti “fondazione” e poi trasformati in pilastri rappresentano anche un alto livello di ingegneria e di conoscenza delle caratteristiche materiali scelte. L’acciaio diventa sospeso o fondante, rinforza o supporta, sorregge e delicatamente si nasconde dietro al manto lapideo fluttuante a generare un equilibrato bilancio tra antico e moderno.

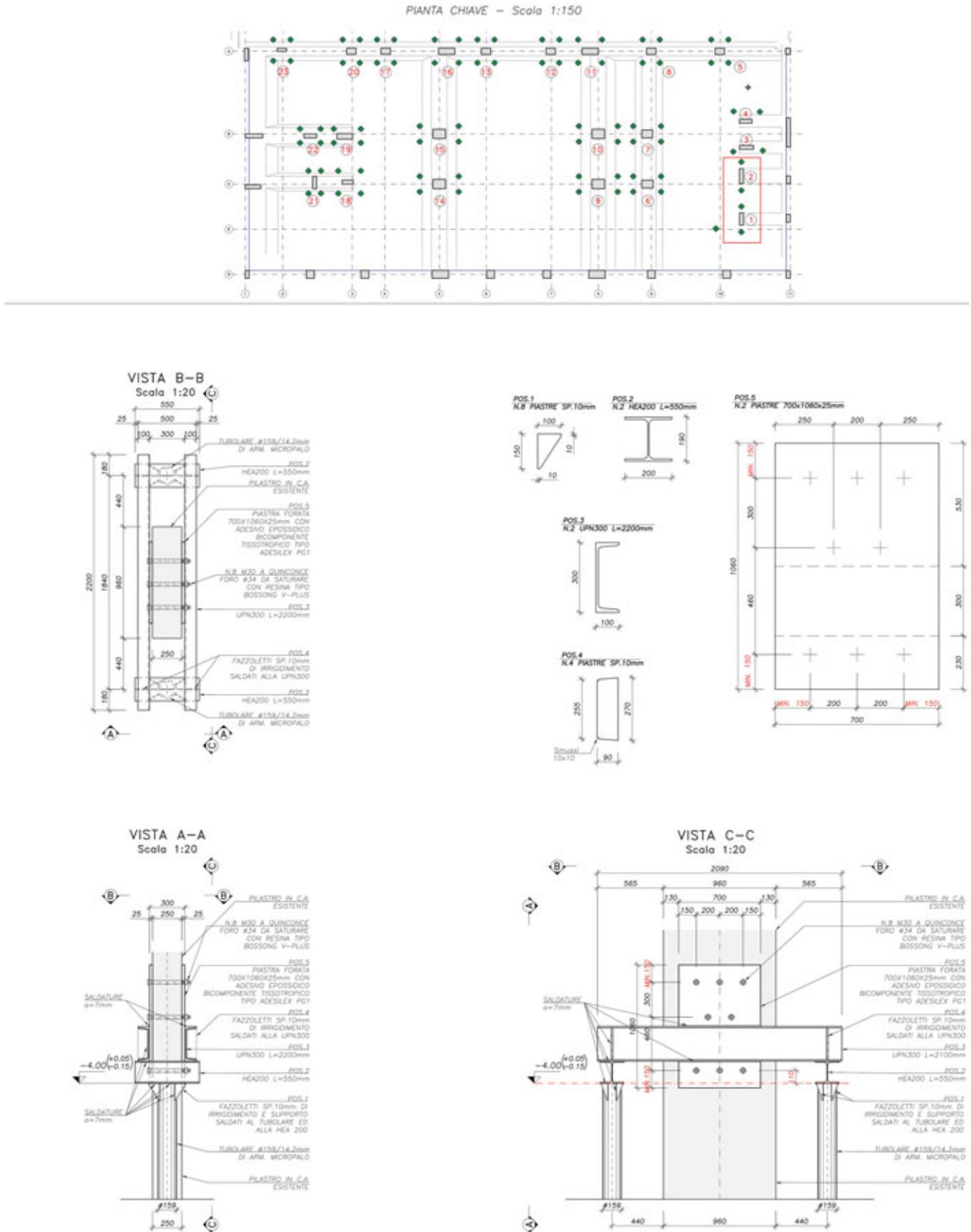


Fig. 12 - Disegno esecutivo dei pilastri temporanei che hanno consentito all'edificio di essere sospeso con indicazione dei sistemi di bullonatura e dei sistemi saldati per il castelletto di cerchiaggio dei pilastri esistenti (© Milan Ingegneria).



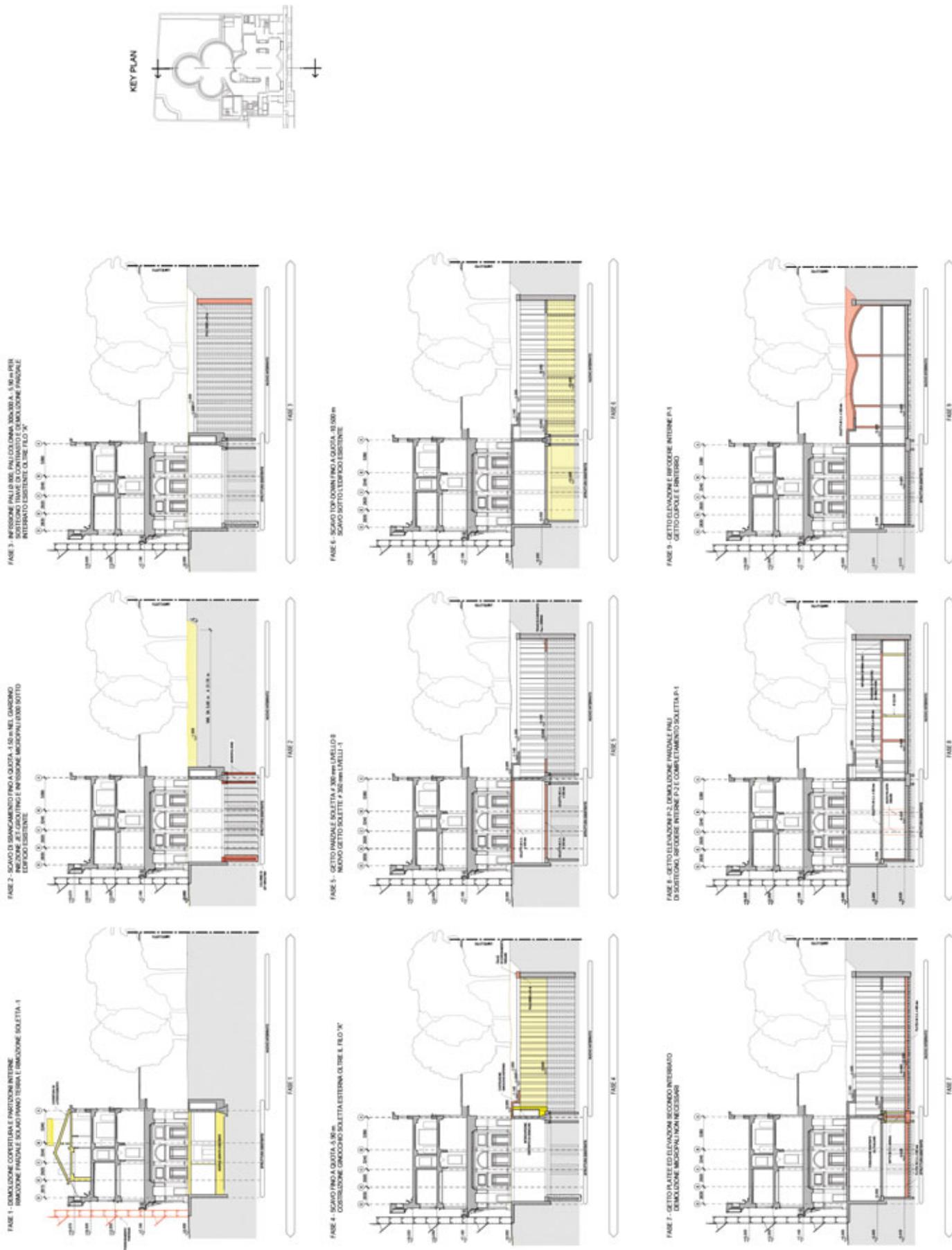


Fig. 14 | Schemi del progetto strutturale e rappresentazione delle fasi di intervento con indicazione delle parti demolite (giallo) e delle parti di nuova costruzione (rosso) (© Milan Ingegneria).



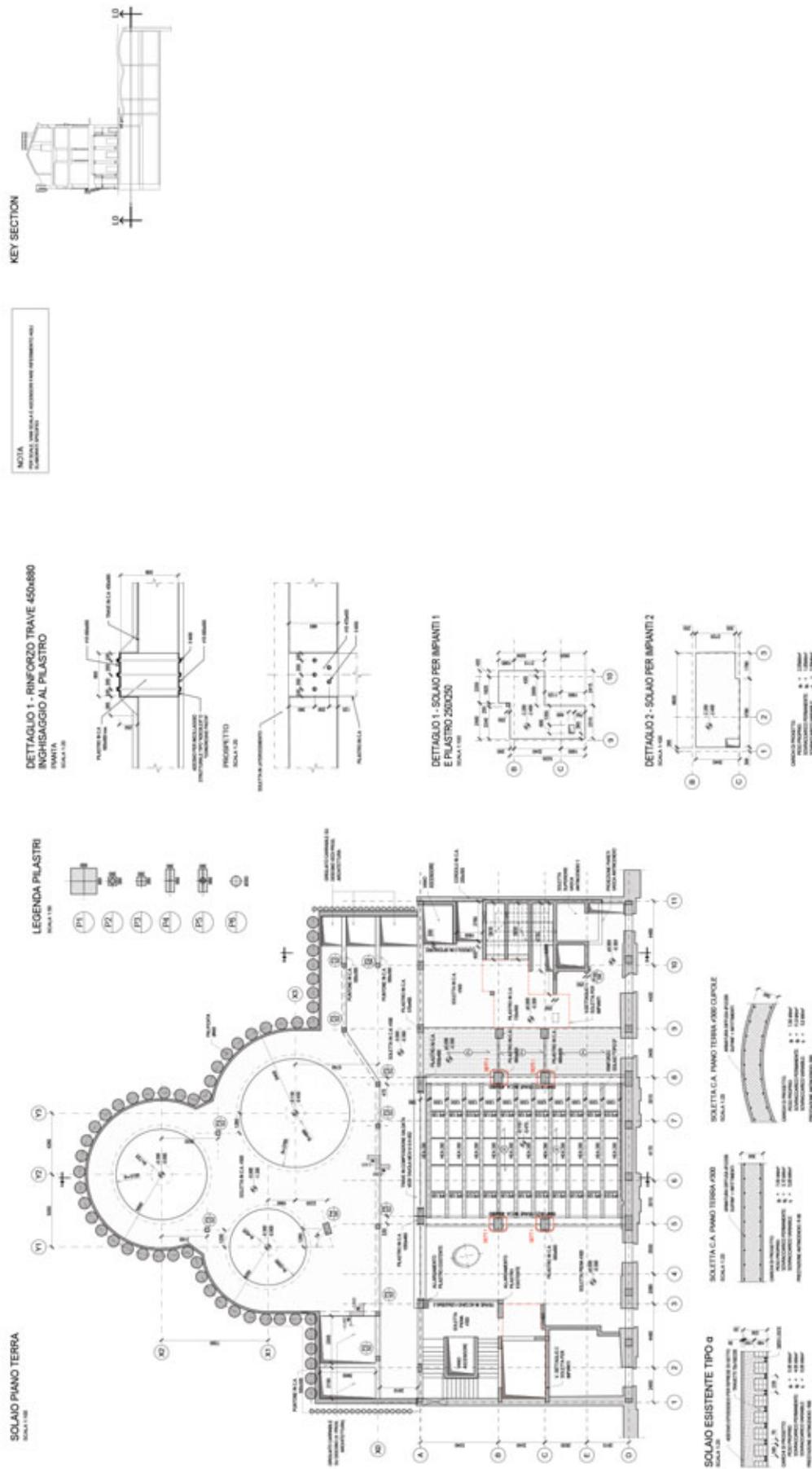


Fig. 16 | Disegno esecutivo della pianta riflessa delle strutture del soffitto del primo piano ipogeo con evidenza delle strutture delle cupole e dettagli dei tipi di solaio che le ricoprono (© Milan Ingegneria).



Fig. 17 | Vista dei nuovi pilastri con pali inseriti nel terreno e travi con piastre da cerchiaggio ai pilastri esistenti in c.a. che sono stati separati dalle fondazioni originarie per poter scavare e allungare gli stessi al piano - 2 (© Milan Ingegneria).



Fig. 18 | Vista del cantiere dello scavo sul giardino con la trave di contrasto fissata sui pali e la "berlinese" per la messa in sicurezza delle aree limitrofe (© Milan Ingegneria).



Fig. 19 | Vista dei nuovi pilastri con pali inseriti nel terreno e travi con piastre da cerchiaggio ai pilastri esistenti in c.a., posizionati al centro della pianta dell'edificio esistente, e delle travi in acciaio di rinforzo al solaio esistente del piano terra (© Milan Ingegneria).



Fig. 20 | Vista del cantiere dall'interno dell'edificio verso lo scavo sul giardino (© Milan Ingegneria).



Fig. 21 | Vista della sequenza di pilastri sospesi sul nuovo sistema d'acciaio dei nuovi pilastri temporanei (© Milan Ingegneria).



Fig. 22a e 22b | Fase di cantiere con la messa in opera dei profili calandrati in acciaio sui solai in c.a. curvi, che sorreggeranno le lastre di pietra, nelle sale ellittiche ipogee (© Milan Ingegneria).



Fig. 23 | Vista interna del cantiere nella fase di messa in opera delle lastre di pietra con il sistema a secco in acciaio (orditura primaria radiale calandrata e sistema secondario puntuale di interfaccia con le pietre) (© Milan Ingegneria).

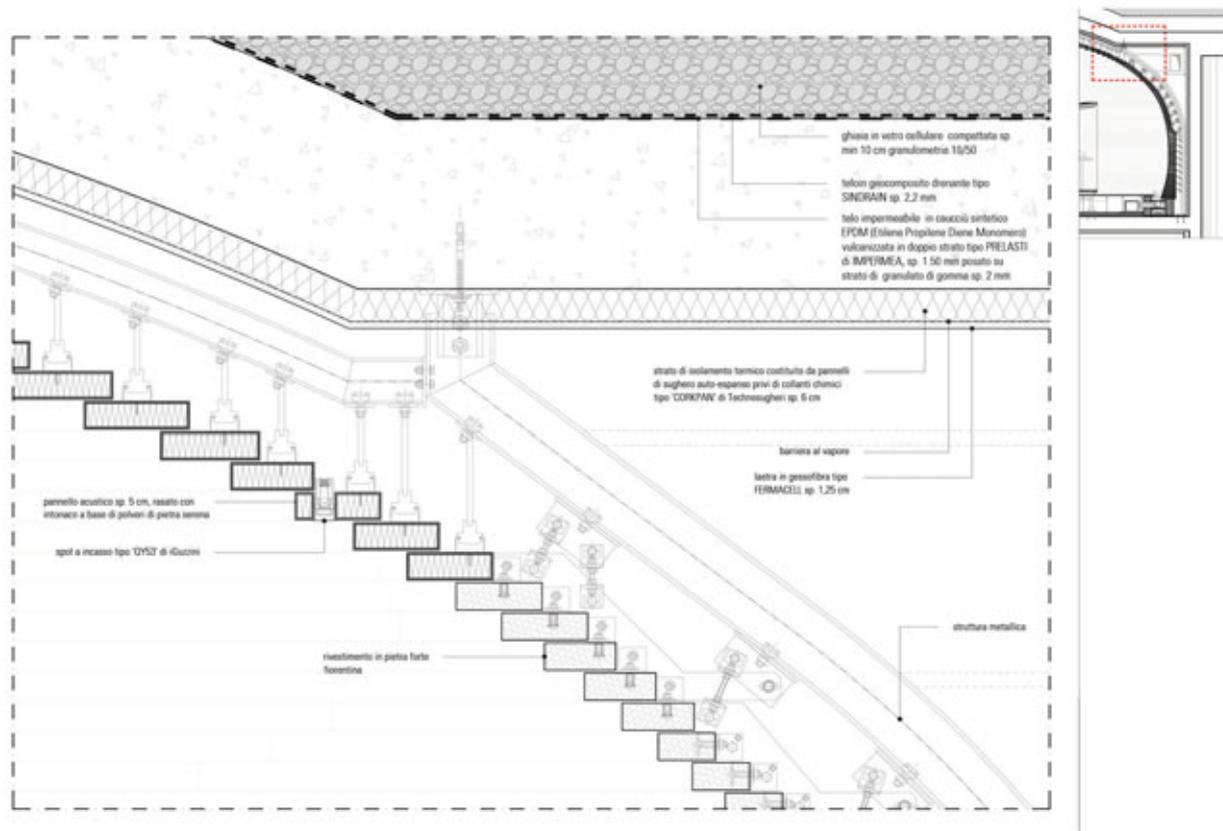


Fig. 24 | Disegno di sezione del progetto definitivo della copertura delle sale ipogee: solaio in c.a. con rinterro superiore, strato di isolamento termico, struttura metallica, lastre di pietra distanziate di 5mm reciprocamente e lastre di pannelli isolanti acustici nella sommità delle cupole (© MCA).

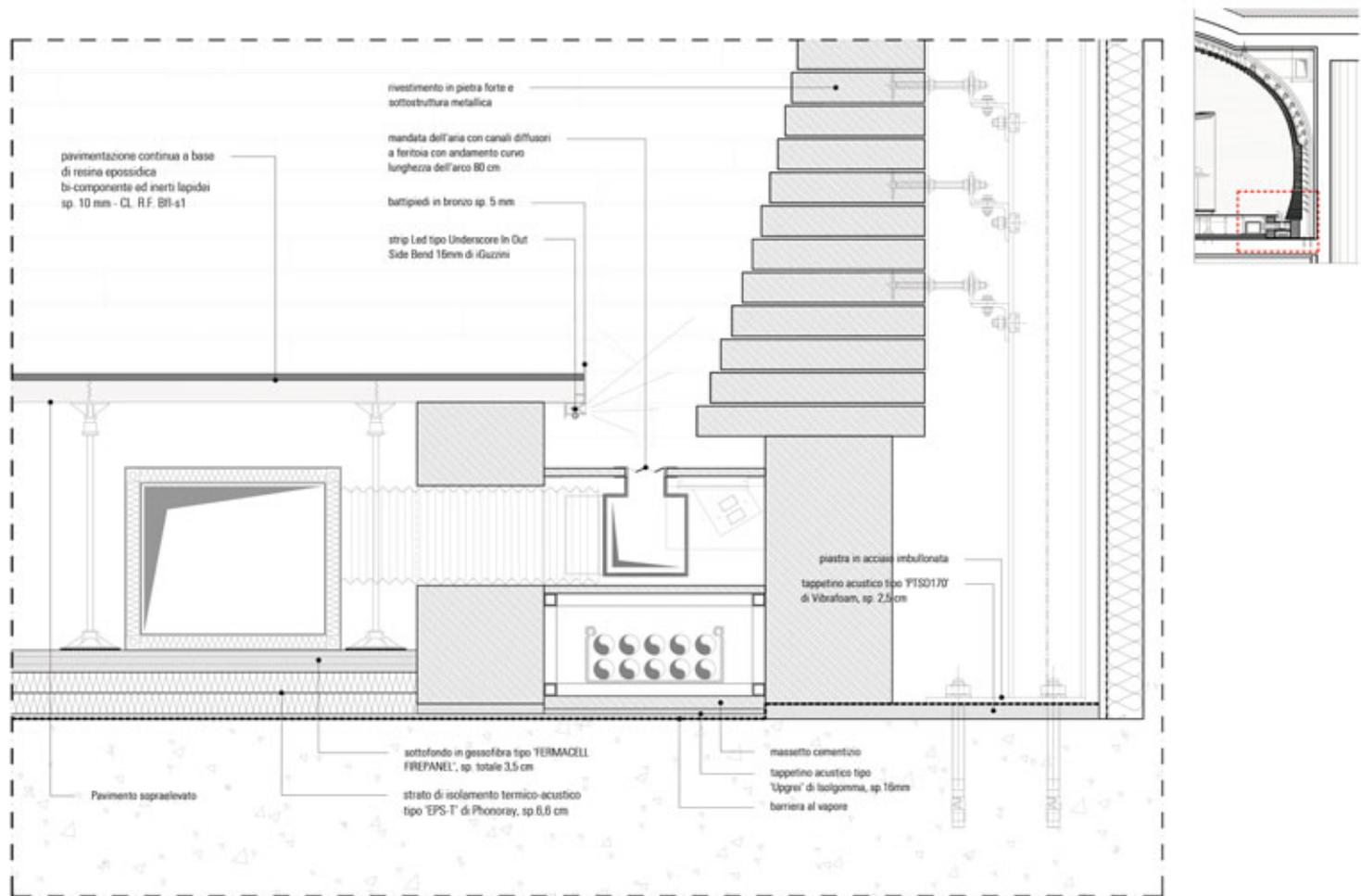


Fig. 25 | Disegno di sezione del progetto definitivo relativo al dettaglio di connessione tra il solaio delle sale ipogee e la parete curva verticale: si evidenzia il pavimento sopraelevato per il passaggio degli impianti e del sistema di illuminazione (© MCA).

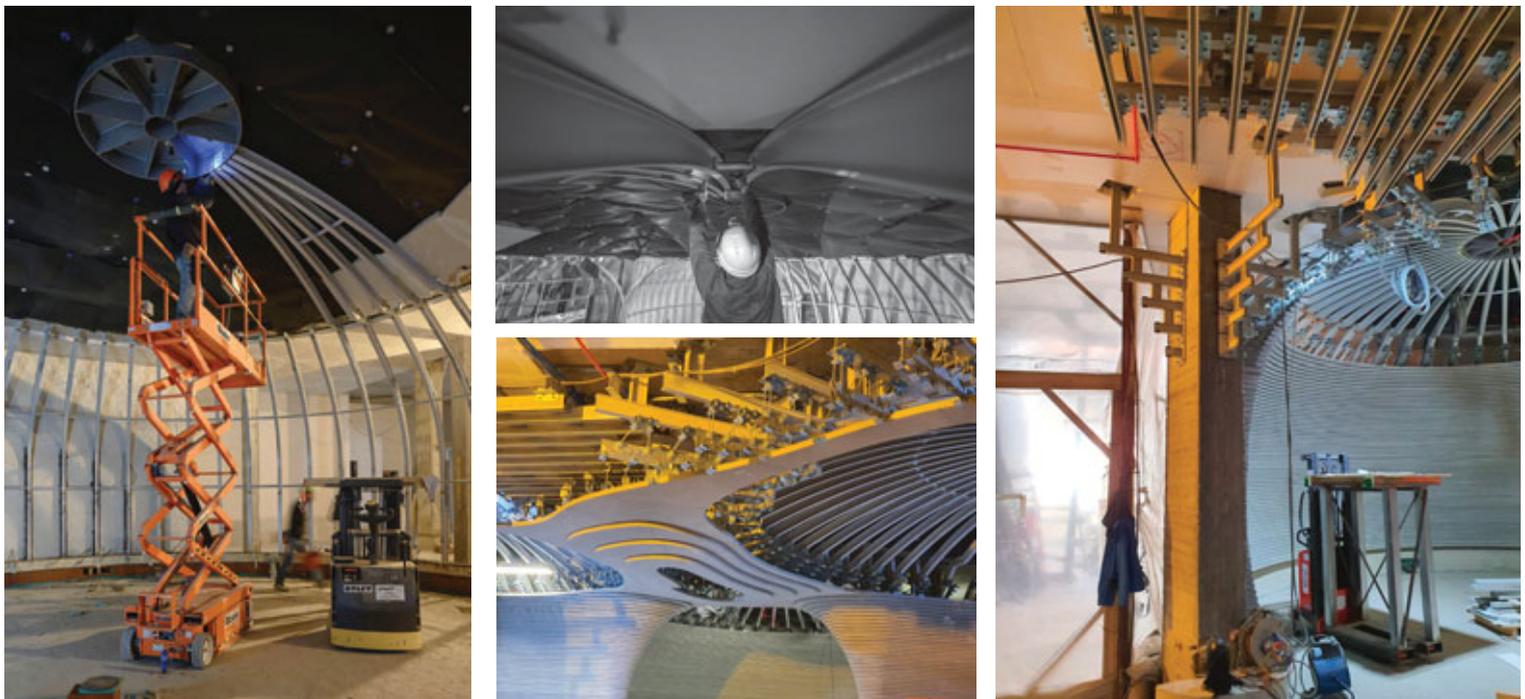


Fig. 26 | Fasi di montaggio delle pietre sul sistema di carpenteria (© Milan Ingegneria).



Fig. 27 | Rifacimento del tetto con travi in carpenteria metallica e solaio in X-Lam per alleggerire la copertura rispetto alla precedente (© Milan Ingegneria).

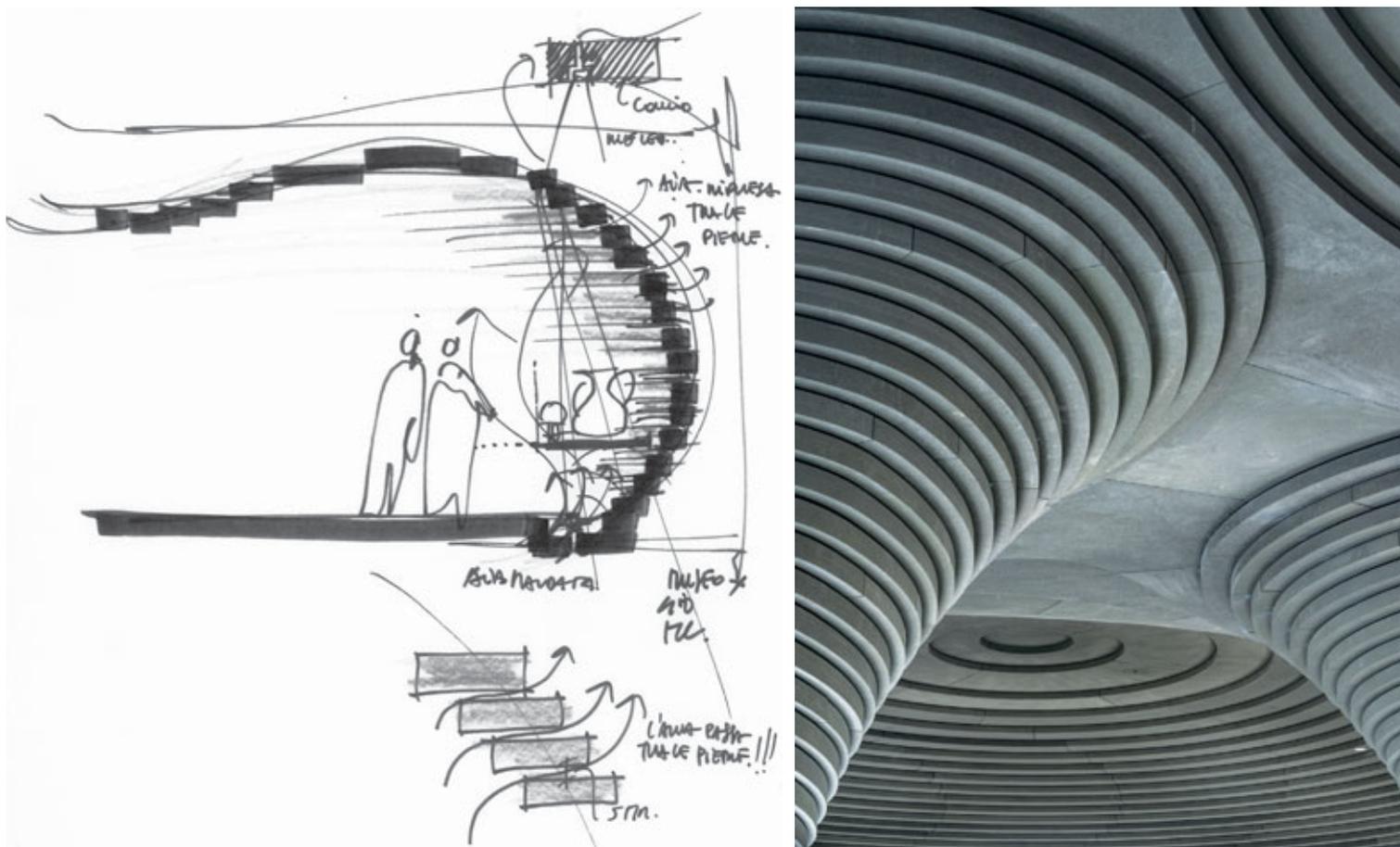


Fig. 28 | Schizzo esplicativo del sistema di funzionamento dell'aerazione continua tra le doghe di pietra e immagine dell'effetto finale (schizzo® Archivio MCA, foto ©MCA - Duccio Malagamba).

## CREDITS

Nome del progetto: Museo d'Arte della Fondazione Luigi Rovati

Localizzazione: Corso Venezia, Milano, Italia

Progetto realizzato in convenzione con il Comune di Milano

Progettazione architettonica e museale: MCA - Mario Cucinella Architects

Team: Design Leader Mario Cucinella; Project Director Enrico Iascone; Project Leaders

Damiano Comini, Giovanni Sanna, Maria Dolores Del Sol Ontalba; Team Members Lucrezia Rendace, Maria Dolores Del Sol Ontalba, Luca Sandri, Donato Labella, Michela Galli, Dario Castellari, Enrico Pintabona, Irene Sapienza, Martina Buccitti, Wallison Caetano, Eurind Caka, Flavio Giacone, Ernesto Tambroni, Chiara Tomassi, Davide Cazzaniga, Silvia Conversano; Model Makers Yuri Costantini, Andrea Genovesi; Visual Artists Alessia Monacelli, Walter Vecchio

Progettazione strutture: Milan Ingegneria S.r.l.

Progettazione impianti e consulenza: LEED - Manens - Tifs S.p.A.

Progettazione Giardino: Greencure

Progettazione interni ristorante e caffè-bistrot: Flaviano Capriotti Architetti

Progettazione antincendio: Gae Engineering S.r.l.

Infrastruttura tecnologica e multimediale: Dotdotdot S.r.l., Zeranta Edutainment S.r.l.

Direzione dei lavori: ing. Walter Incerti - IZed Partners

Responsabile dei lavori e coordinatore sicurezza: ing. Claudio Caramia - Arkein Studio

Project Management: Engineer Giovanni Cancullo

Impresa opere edili: Edilteco Restauri S.r.l.

Impresa opere impiantistiche: Aertermica S.r.l., Enrico Colombo S.p.A.

Restauri: Chiarugi Simone Restauri Mobili Antichi, Gasparoli S.r.l.

Pietra e ingegnerizzazione cupole: Casone Group S.r.l., Elios Engineering

Acustica: Biobyte S.r.l.

**Illuminazione:** iGuzzini illuminazione S.p.A

**Serramenti:** Capoferri Serramenti S.p.A

**Allestimenti museali:** Goppion S.p.A Nexhibit Design S.r.l

**Project management arredi:** Maurizio Forlanelli, Giorgio Mantegazza – Attua Project

**Arredi:** Brass Style S.r.l. Realize S.r.l., Vanossi Arredamenti S.r.l, Zero Otto Arredi S.r.l.

**Grafica e segnaletica:** Zup Design S.r.l., Silvia Gherra

### Dati dimensionali

- Area complessiva: 3000 m<sup>2</sup>
- 7.000 m<sup>3</sup> di terreno movimentato
- 67 pali e 327 micropali di fondazione
- 230 km di cavi per gli impianti
- 100 blocchi di pietra forte fiorentina
- 6.000 lastre per 24.000 conci di pietra

Tempi di progettazione: 2015-2019

Tempi di realizzazione: 2019-2022

### Riferimenti bibliografici

Guarnieri M., MCA – Mario Cucinella Architects – Fondazione Luigi Rovati, Milano, 2022, Domus, N. 1074, Dicembre, 2022.

Malighetti L., Museo d'arte Fondazione Luigi Rovati, Milan, Italy, in Arketipo, N. 163, 2023, pp.81 – 95.

Milan M., Il museo di arte Etrusca di Milano, Fondazione Promozione Acciaio, nov 2020.

Panella F., Museo di arte Etrusca, Milan, Italy. MCA Cucinella Architects, Arketipo, N. 153, pp. 94-99.

Redaelli R., Nel cantiere degli Etruschi, Corriere della Sera, Martedì 14 novembre 2017, p. 7.

### Riconoscimenti

- 2022, Premio Bienal de Architectura

- Selezionato nella short list di WAF - World Architecture Festival 2023 Awards, Singapore, nov. - dic. 2023.

*Si ringrazia la Fondazione Luigi Rovati per la gentile concessione alla pubblicazione di contenuti e immagini, lo studio Cucinella Architects, e in particolare l'arch. Damiano Comini e la dott.ssa Silvia Gentile, lo studio Milan Ingegneria, in particolare l'ing. Massimiliano Milan, per le informazioni e relazioni tecniche, i materiali grafici e fotografici gentilmente forniti.*



### Dott. Arch. Carol Monticelli

Professore associato, Dipartimento di Architettura, Ingegneria delle Costruzioni e Ambiente Costruito del Politecnico di Milano (ABC, Architecture, Built Environment and Construction Engineering), svolge attività di ricerca con il gruppo TAN (Textile Architecture Network) in relazione alle attività di ClusTex, cluster multidisciplinare sui tessili innovativi, all'interno del laboratorio interdipartimentale TEXTILES Hub del Politecnico di Milano. Svolge attività didattica per le discipline delle materie ICAR / 12 nei Corsi di Laurea in Architettura e Progettazione Architettonica. È Quality Manager del banco prove meccaniche biassiali presso il Textiles Hub, laboratorio accreditato del Politecnico. È membro del gruppo di lavoro UNI / CT 021 / GL05 relativo alle strutture a membrana CEN / TC250 WG5 e del *mirror group* UNI / CT 046 / sottocommissione 01 relativo ai prodotti tessili e tessili CEN / TC248. Dal 2016 è coordinatrice del WG Sustainability & Comfort della rete europea Tensinet per lo sviluppo di costruzioni a membrana nell'attività della rete europea Tensinet. E' membro attivo dell'associazione internazionale IASS. E' membro della SITDA - Società Italiana di Tecnologia dell'Architettura e della Associazione Rete Italiana LCA.





Fig. 3 | Pozzo blindato con telai metallici e palancole di legno nell'ambito del cantiere di deviazione di un collettore ovoidale 200/105 per il prolungamento della linea 11 della metropolitana di Parigi



Fig. 4 : Galleria rettangolare con telai metallici e palancole di legno nell'ambito del cantiere di creazione di un sottopasso di servizio all'Aeroporto Charles De Gaulles a Parigi Roissy.

### Lo scavo tradizionale: la tecnica del marciavanti

Lo scavo tradizionale di un pozzo con il metodo del marciavanti prevede lo sbancamento del terreno per un'altezza limitata, da valutare in base alla tenuta a breve termine dello scavo, e l'immediata posa di un telaio puntellante di forma poligonale o circolare. Generalmente l'interasse di questi telai è compreso fra 0,8 e 1,5 m.

Questa tecnica è sostanzialmente analoga sia nel caso di scavi di pozzi che di gallerie e in passato prevedeva solo l'uso di palancole e travi in legno (figure 1-2).

Il sostegno di uno scavo realizzato con la tecnica del marciavanti prevede un sostegno principale, che oggi è costituito da un telaio di carpenteria metallica con profili di commercio (HE A, B o M, classe S235, S275 o S355) e da un sostegno secondario (assi di legno, palancole metalliche o spritz béton). Il sostegno secondario ha la funzione di sostenere lo scavo per la distanza fra due telai metallici consecutivi, mentre il sostegno principale si oppone alla spinta del terreno trasmessa dal supporto secondario (figure 3-4).

Nella sua più semplice configurazione, in uno scavo in avanzamento realizzato con questa tecnica, gli elementi che costituiscono il sostegno principale sono indipendenti fra loro. Questa "isostaticità" del sistema è ancor più enfatizzata dalla disposizione del sostegno secondario in semplice appoggio sul sistema principale. In altre parole, per ogni passo di scavo N, il sostegno secondario è semplicemente appoggiato fra il telaio N e il telaio N-1. Nel caso

specifico dei pozzi, questa particolarità rappresenta la principale differenza con un classico scavo all'interno di una paratia o di un palancole continuo. D'altra parte, il vantaggio di questa metodologia sta proprio nell'evitare la messa in opera di un sostegno profondo (si pensi alla realizzazione dei pali per una paratia di pali secanti, o all'infissione di palancole metalliche) che la rende particolarmente adatta agli ambienti urbani dove nei primi due metri di terreno possono esserci impianti e reti di servizio non sempre conosciuti, sempre che non sussistano condizioni idrauliche tali da rendere necessarie precauzioni nei confronti del fondo scavo (sifonamento) per le quali sono da preferire interventi con palancole o paratie.

### Scelta del sostegno secondario

Se nel caso del sostegno principale (telai puntellanti o centine) la scelta ricade sempre su telai di carpenteria metallica (o nello specifico di alcune gallerie su centine scorrevoli metalliche), la tipologia del sostegno secondario è una scelta del progettista legata principalmente alle condizioni del terreno. In terreni sabbiosi asciutti, incoerenti, la scelta più indicata è rappresentata dalle palancole di legno o dalle palancole metalliche. L'infilaggio delle palancole permette infatti di avere un pre-sostegno durante la fase di scavo, che si oppone ai locali piccoli crolli di terreno. Questa tecnica è particolarmente indicata negli scavi in sabbie alluvionali poco umide, ed in galleria richiama i concetti delle

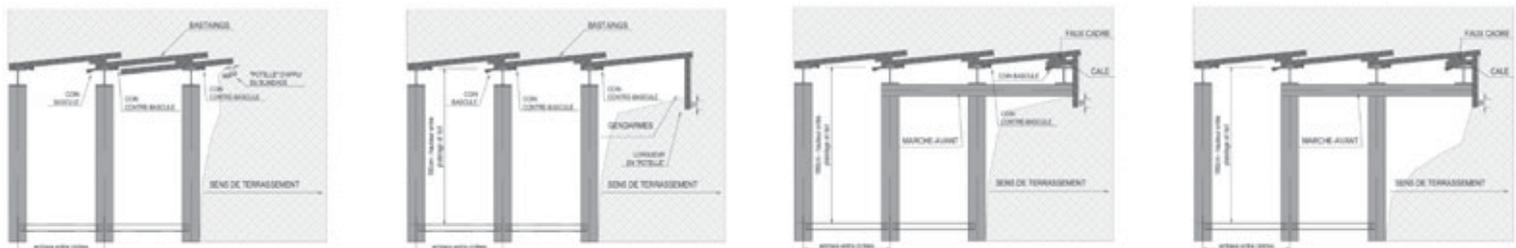


Fig. 5 | Principio di scavo di gallerie con il metodo del marciavanti. Posa in avanzamento di palancole di legno e uso del gendarme per la tenuta del fronte



Fig. 6 | Galleria di soccorso PM700 a Meudon, Francia. A sinistra, foto della posa delle cinte con rete elettrosaldata e rivestimento in calcestruzzo proiettato. A destra, foto dell'applicazione della membrana impermeabilizzante.

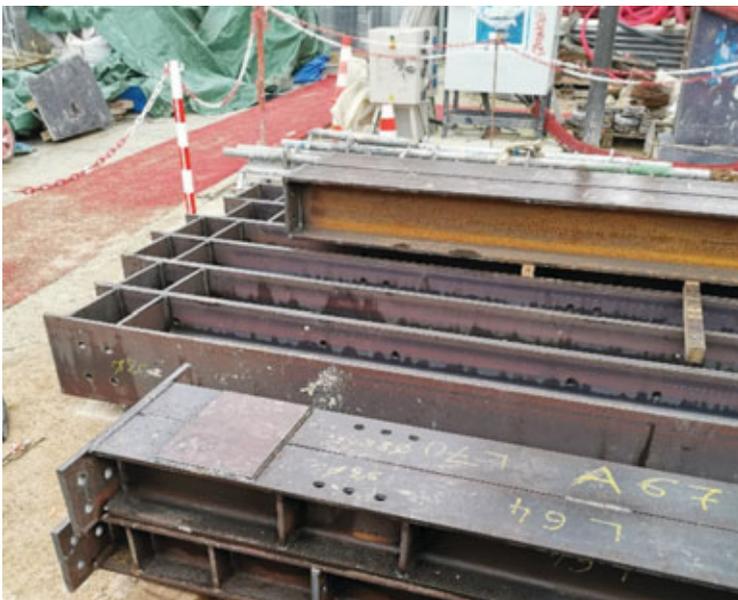


Fig. 7 | Cantiere Stazione Place d'Italie - Parigi. Profili preparati in officina e pronti per l'assemblaggio in cantiere



Fig. 8 | Cantiere Stazione Fort d'Aubervilliers - Parigi. Assemblaggio dei puntelli su travi perimetrali. Sostegno secondario in assi di legno.

“galeries boisées” in cui si prevede l'uso del “gendarme” al fronte (figura 5).

La scelta fra palancoolato metallico e in legno dipende da fattori di resistenza, fattori economici e dalla facilità di infilaggio nel terreno.

Se il terreno oggetto dello scavo ha coesione a breve termine e quindi si mantiene stabile quantomeno provvisoriamente, è possibile mettere in opera uno strato di spritz-béton in avanzamento (dopo la posa del telaio o della centina N, si riveste con spritz-béton la zona tra il telaio N-1 e il telaio N). Generalmente lo spessore di questo strato di calcestruzzo proiettato è uguale allo spessore del telaio o della centina metallica per creare un rivestimento uniforme sul quale applicare l'eventuale impermeabilizzante senza asperità che possano danneggiarlo. Non si tratta tuttavia di una condizione necessaria.

Il calcestruzzo proiettato può essere non armato, armato con reti

elettrosaldate (che in alcuni casi permettono anche una protezione nei confronti di eventuali cadute di blocchi di terreno) oppure additivato con fibre metalliche o polimeriche (figura 6).

### Tipi di connessione fra gli elementi principali

I profili metallici che costituiscono il sostegno principale dello scavo sono saldati in officina e assemblati con connessioni bullonate in cantiere. Vengono impiegati generalmente bulloni di classe 8.8 la cui taglia dipende dalle sollecitazioni ma anche dalla geometria dei profili da assemblare. Le connessioni bullonate per i sostegni provvisori degli scavi devono essere delle connessioni semplici, da poter essere realizzate in ambienti confinati lavorando solamente dall'interno dello scavo (figura 7-8).

Nel caso specifico di alcuni pozzi di minore complessità tecnica, possono essere adottate in cantiere delle connessioni “a bocca di lupo” che prevedono un taglio parziale dell'ala dei profili che si

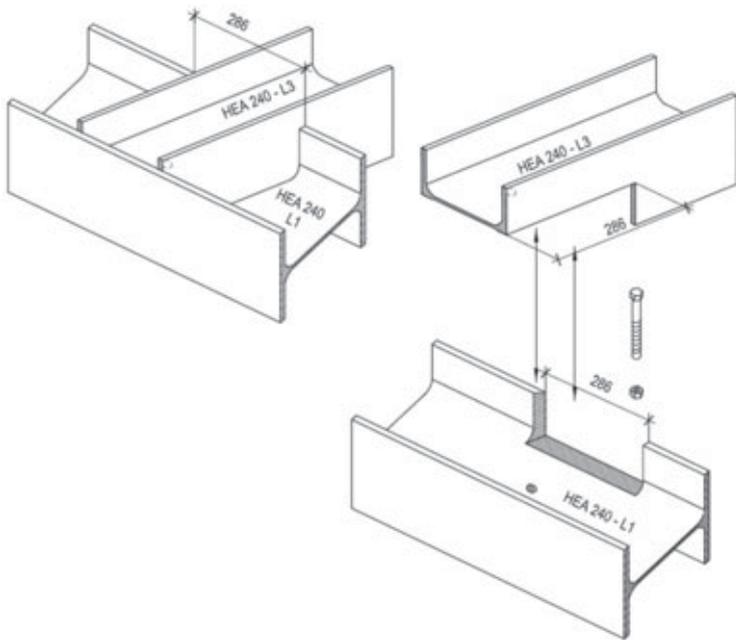


Fig. 9 | Principio di connessione "a bocca di lupo" fra due profili metallici

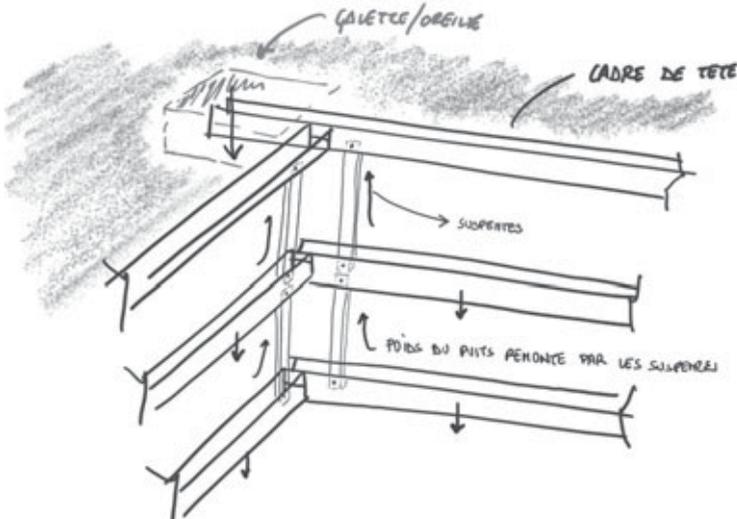


Fig. 11 | Principio di funzionamento dei tiranti in un pozzo. Collegamento fra telai successivi e scarico nel massiccio di fondazione



Fig. 13 | Uso di catene con barre lisce tra centine consecutive. Galleria Jules Verne, ventilazione linea 11 interstazione Belleville-Goncourt a Parigi



Fig. 10 | Scavo per la ventilazione "Guerin" - metropolitana di Parigi



Fig. 12 | Cantiere "Pyramides", uscita di soccorso linea 14 metropolitana di Parigi. Esempio di tiranti di sospensione dei telai e di irrigidimento fra primo e secondo telaio.



Fig. 14 | Uso di catene con UPN80 tra centine consecutive. Galleria Rue Duphot a Parigi

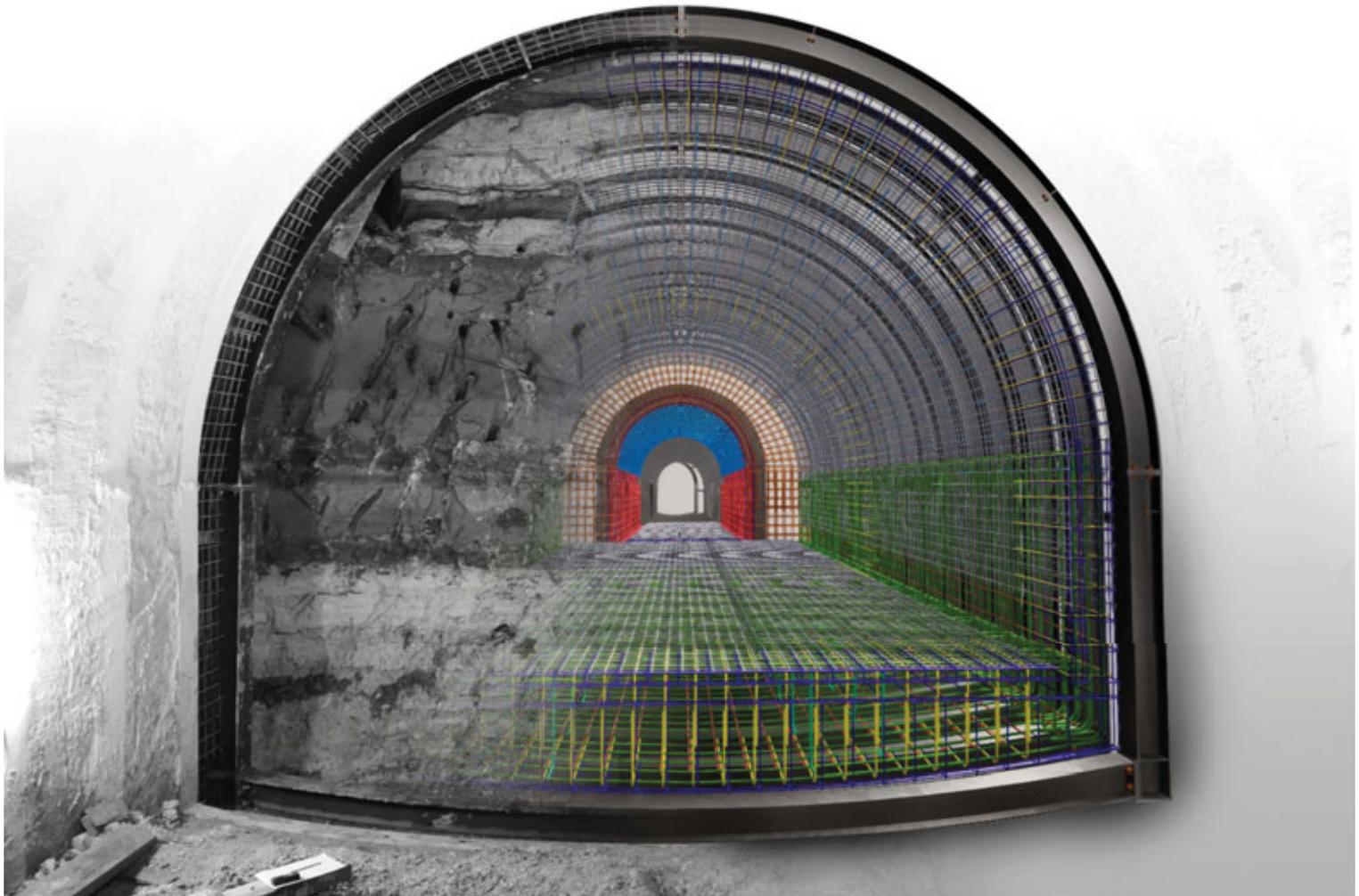


Fig. 15 | Allargamento della sezione della galleria di soccorso di Meudon, linea RER C, Parigi. Sovrapposizione del sostegno provvisorio (centine e calcestruzzo proiettato armato con rete elettrosaldata) e del gemello digitale a destra, interamente realizzato con Tekla Structures (centine provvisorie, casseraura, armature).

connettono i quali a loro volta vengono tenuti solidali mediante un bullone che tuttavia non ha compiti particolari per assicurare la trasmissione degli sforzi, che viene assicurata dal contatto fra i profili (figure 9-10).

### **Il sistema di tiranti o catene lungo lo sviluppo dello scavo**

Per motivi diversi, sia nello scavo di pozzi che nello scavo di gallerie, i telai o le centine che costituiscono il sostegno principale devono essere collegati fra loro mediante tiranti o catene.

Nel caso di un pozzo, la posa del telaio N prevede sia la messa in pressione contro il sostegno secondario (ottenuta tramite l'infilaggio di cunei di legno tra profilo e palancole), sia il collegamento tramite tiranti con il telaio N-1. I tiranti sono costituiti generalmente da profili UPN80 oppure da profili a L, o ancora da piatti. In questo modo, il peso dell'ennesimo telaio viene fatto risalire fino al telaio di testa, che a sua volta scarica il peso proprio della struttura di sostegno su massicci di fondazione in cemento armato oppure, se i carichi sono elevati, direttamente su una trave di fondazione. I tiranti rivestono un ruolo importante, nel caso di pozzi scavati con sostegni secondari realizzati in palancole, per ridurre la lunghezza libera di inflessione dei profili. Una ulteriore possibilità di irrigidire

il sistema di sostegno è rappresentata dalla realizzazione di una semplice reticolare tra il telaio di testa e il telaio successivo (figure 11-12).

Per quanto riguarda il caso di uno scavo in galleria, due centine consecutive vengono collegate tramite catene. Anche in questo caso si possono mettere in opera profili UPN80, ma tipicamente vengono privilegiate barre lisce  $\varnothing 20$  che permettono un montaggio più agevole. La scelta fra le due soluzioni dipende dalla funzione che queste catene devono avere. Se sono solo dei distanziatori, allora l'impegno di barre lisce non ha controindicazioni, se invece devono avere anche un ruolo di contrasto (per esempio in fase provvisoria, nelle fasi di scavo, oppure in caso di gallerie inclinate) allora è preferibile disporre dei profili UPN80 (o della taglia richiesta) collegati alle ali dei profili mediante bulloni (figure 13-14).

### **L'introduzione del BIM nella fase di progettazione delle opere di sostegno provvisorie degli scavi**

L'attività di progettazione – dimensionamento dei sostegni, studio delle interferenze e produzione dei disegni di officina – ha subito un'importante evoluzione nel corso degli ultimi anni. L'avvento della metodologia BIM (Building Information Modeling) e lo

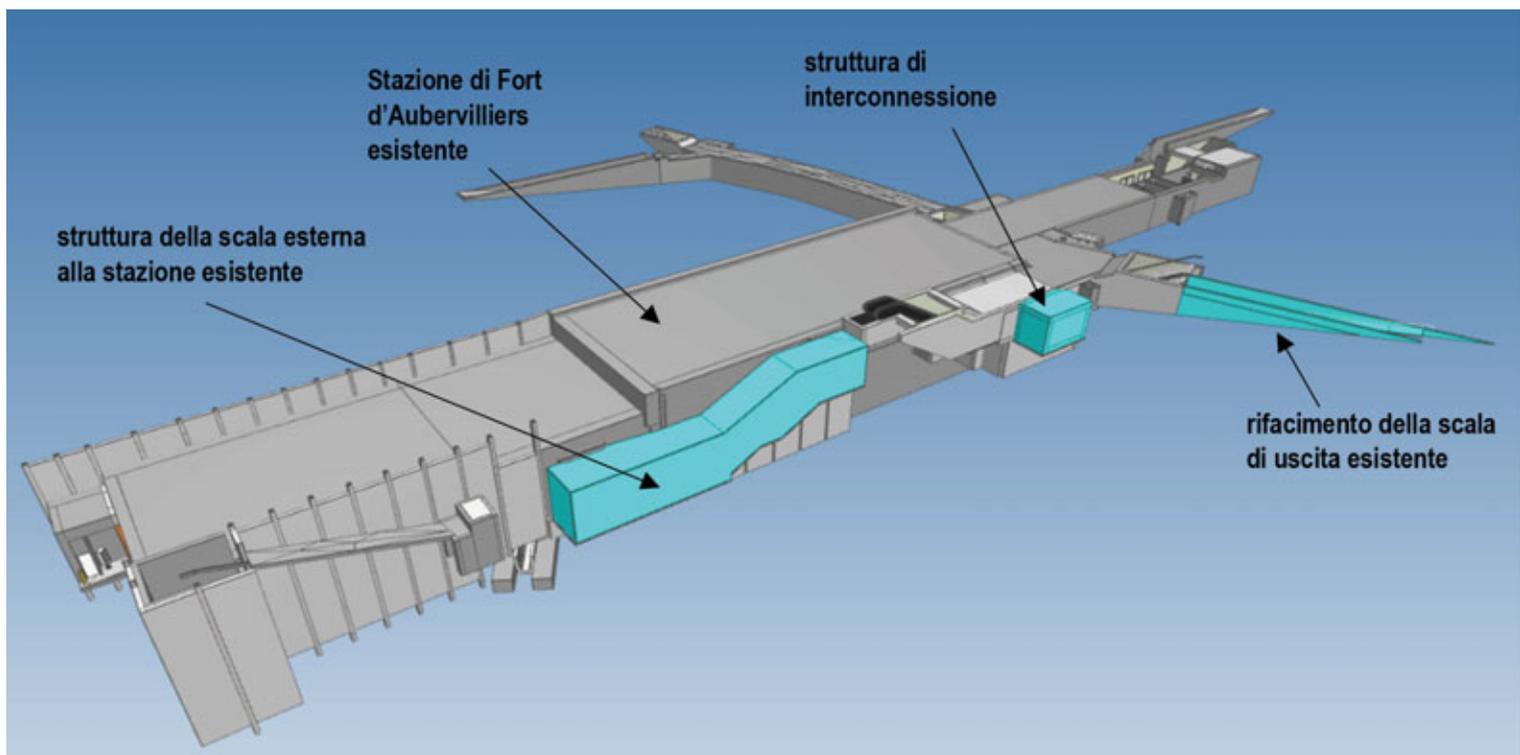


Fig. 16 | Strutture di interconnessione tra le linee 7 e 15 della metropolitana di Parigi

OPERA	Peso totale dell'acciaio per il sostegno principale	Volume di terreno scavato	Incidenza
Scala esterna	37784 kg	1044 m <sup>3</sup>	37 kg/m <sup>3</sup>
Opera di interconnessione	6321 kg	145 m <sup>3</sup>	44 kg/m <sup>3</sup>

Tab. 1 : Comparazione delle incidenze di acciaio per metro cubo scavato di terreno per le due opere della stazione Fort d'Aubervilliers

sviluppo di potenti software Bim Authoring come Tekla Structures (software prodotto da Trimble e diffuso in Italia dalla società Harpaceas), si sono tradotti in un importante miglioramento di produttività in tutti i livelli coinvolti nella filiera.

A livello teorico di progettazione, la possibilità di gestire un modello informativo tridimensionale completo permette di anticipare con più efficacia problemi relativi alle interferenze con le strutture esistenti in opera, grazie a operazioni di clash detection e clash management (analisi delle interferenze e loro gestione).

Il modello non è più una semplice rappresentazione 3D del progetto, ma diventa un vero e proprio gemello digitale (digital twin).

Il percorso di progettazione parte dai rilievi delle strutture esistenti attorno alle quali l'opera si sviluppa, passa dalla definizione del modello numerico di calcolo agli elementi finiti con relative verifiche dimensionali, arriva alla produzione di elaborati in formato macchina per le officine di produzione e si conclude definendo le fasi costruttive di montaggio e con l'eventuale piano di manutenzione (trascurabile nel caso di opere di sostegno aventi carattere provvisorio).

Il processo, così definito, abbate i tempi tra la produzione del classico disegno del sostegno e la sua realizzazione, operazione che in passato prevedeva l'intervento di figure a livelli intermedi, non necessariamente inserite nel progetto (è il caso, ad esempio,

del rifacimento del disegno tecnico da parte delle officine di produzione). In aggiunta, i diversi interlocutori a tutti i livelli progettuali intervengono in uno spazio comune (un ACDat, ambiente di condivisione dati).

Nello specifico delle opere di sostegno per scavi con metodologie tradizionali l'adozione della metodologia BIM permette di mettere a disposizione per la vita utile del progetto nel suo insieme e per i possibili sviluppi successivi, delle informazioni di assoluta importanza, dalla classe degli acciai impiegati fino alle tecniche di scavo utilizzate per realizzare l'opera. Si tratta di informazioni spesso trascurate nelle tavole di archivio di strutture esistenti a causa del carattere provvisorio di tali sostegni, che comunque restano inseriti nel terreno e ne modificano lo stato tensionale (figura 15).

### Lo scavo dei pozzi di Fort d'Aubervilliers

A Parigi, nell'ambito dei lavori dell'interconnessione tra la linea 7 (linea esistente) e la futura stazione della nuova linea 15 (linea del Grand Paris Express) alla stazione di Fort d'Aubervilliers, si è resa necessaria la creazione di una struttura di interconnessione e di una scala esterna non meccanizzata, entrambe in cemento armato gettato in opera. La struttura esistente e le opere di progetto sono interrato con coperture di terreno variabili tra 1 e 4,5 m (figura 16).

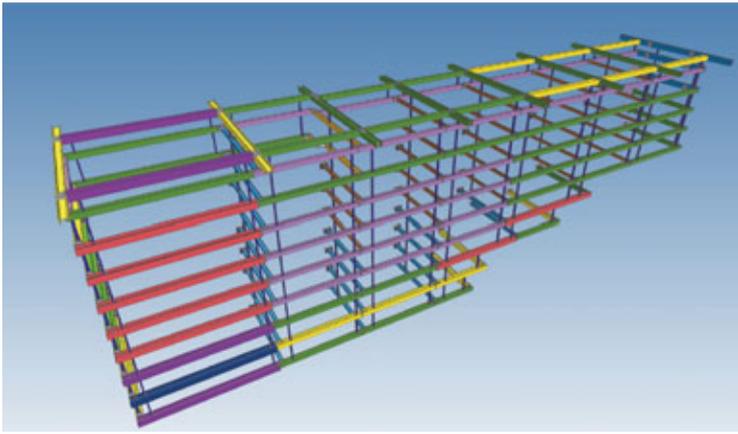


Fig. 17 | Modello Tekla Structures del pozzo per la scala esterna alla stazione esistente

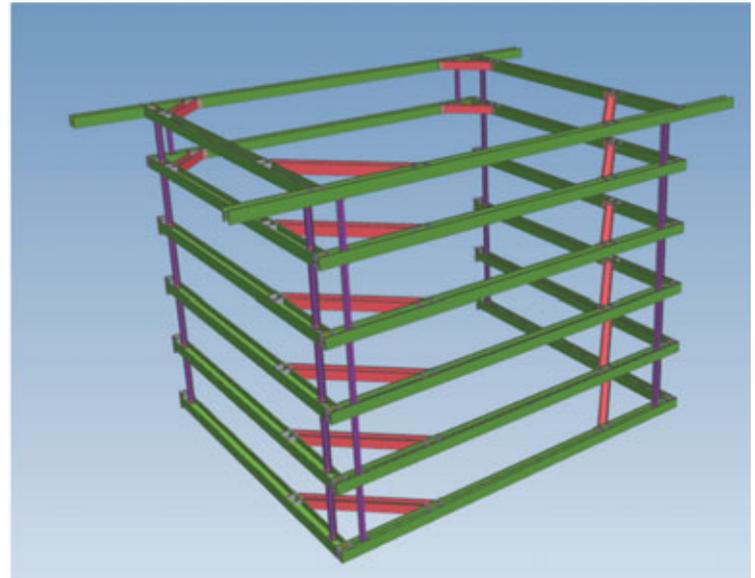


Fig. 18 | Modello Tekla Structures del pozzo per l'opera di interconnessione

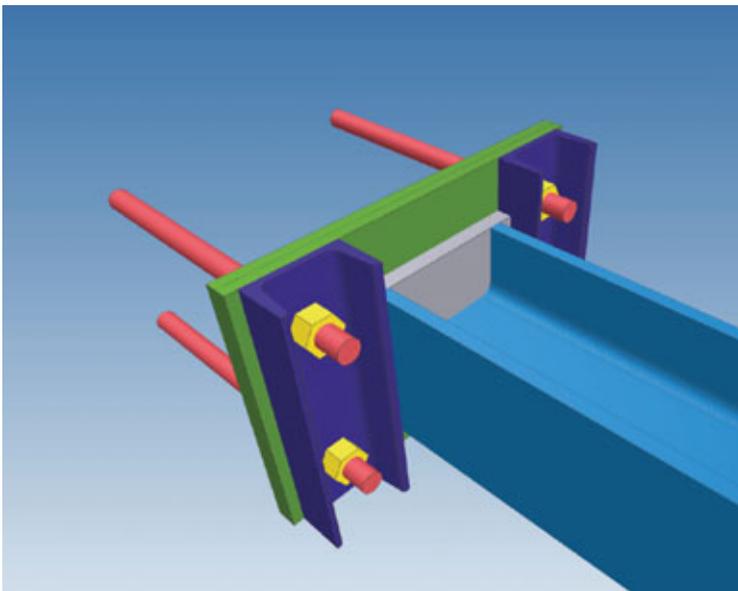


Fig. 19 | Dettaglio connessione con l'esistente per desolidarizzare il sostegno in fase definitiva



Fig.20 | Realizzazione in cantiere del dettaglio di sinistra

La scala e l'opera di interconnessione sono realizzate con scavi a cielo aperto, mediante pozzi scavati con la tecnica del marcia-avanti in terreni marnosi. In particolare, dalla quota +42 m NGF (Nivellement Général de la France) e per circa 4 m, lo scavo interessa lo strato di rinterro (Remblais) costituito prevalentemente da sabbie sciolte. Poi dalla quota 38,20 m NGF il terreno è costituito dalle più consistenti marne calcaree (Marno-Calcaire de Saint Ouen). La falda è presente a partire dalla quota +33,20 m NGF e interessa l'ultimo tratto dello scavo della scala. Lo scavo della scala prevede una larghezza di circa 4,5 m e una profondità che raggiunge circa 9,5 m dal piano campagna. Lo sviluppo longitudinale è di 28,7 m. L'opera di interconnessione comporta uno scavo in pianta di 5,9 per 5,2 m e una profondità di 4,8 m, per un totale di circa 145 m<sup>3</sup> di terra da evacuare. Il sostegno principale degli scavi è costituito da telai di carpenteria metallica con profili di classe S355JR di tipo HEB (da 140 fino a 280). I tiranti sono UPN80, i bulloni delle connessioni M22 classe 8.8 (tabella 1).

Entrambi i pozzi sono scavati in appoggio alla struttura esistente, situazione che ha richiesto lo studio di un particolare dettaglio di connessione per la scala esterna. I puntelli intermedi dei

telai puntellanti sono stati appoggiati alle pareti della stazione esistente mediante una piastra sostenuta da un tirante in verticale e bloccata lateralmente da due profili UPN. L'obiettivo di questo appoggio è quello di raggiungere un compromesso fra la sicurezza in fase di cantiere (puntello bloccato per colpi accidentali delle macchine movimento terra) ma desolidarizzato in fase definitiva dalla struttura esistente, per evitare di creare un collegamento con la nuova struttura, separata grazie all'impiego di giunti di desolidarizzazione di tipo water-stop (figure 19-21).

### Gli scavi per i tre nuovi accessi alla stazione di Place d'Italie

La stazione "Place d'Italie" a Parigi riguarda le linee 5, 6, e 7 della metropolitana è stata costruita in più fasi nel corso degli anni. Dal 1909, con la linea 6 e i primi accessi, nel 1932 con l'accesso Blanqui e nel 1993 con i corridoi CR233 e CR234 in corrispondenza del Boulevard Auriol.



Fig. 21 | Vista di insieme del pozzo della scala esterna della Stazione di Fort d'Aubervilliers

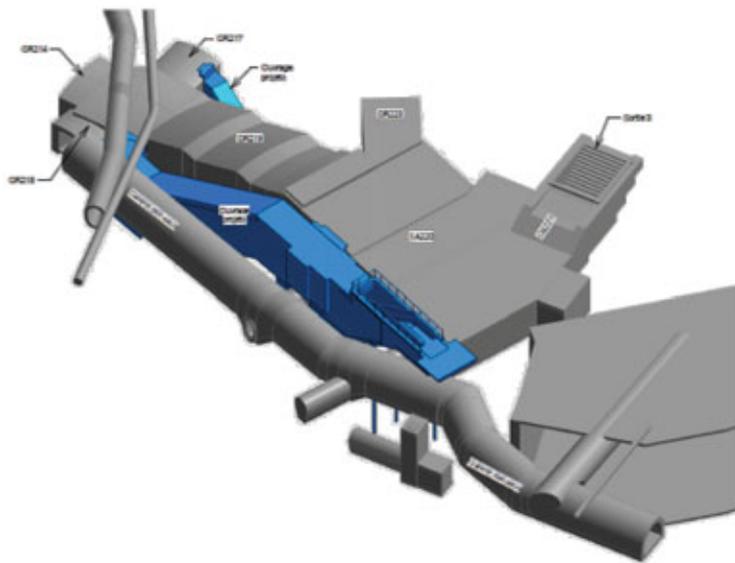


Fig. 22 | Accesso BLANQUI. In grigio le strutture esistenti, in blu, le strutture di progetto

Nel 2020 è iniziato il progetto di meccanizzazione di questa stazione, con l'obiettivo di adeguare gli accessi nei confronti di persone a mobilità ridotta (PMR) realizzando quindi degli accessi con scale mobili. Nello specifico il progetto prevede la creazione di un nuovo accesso denominato "Blanqui" in corrispondenza

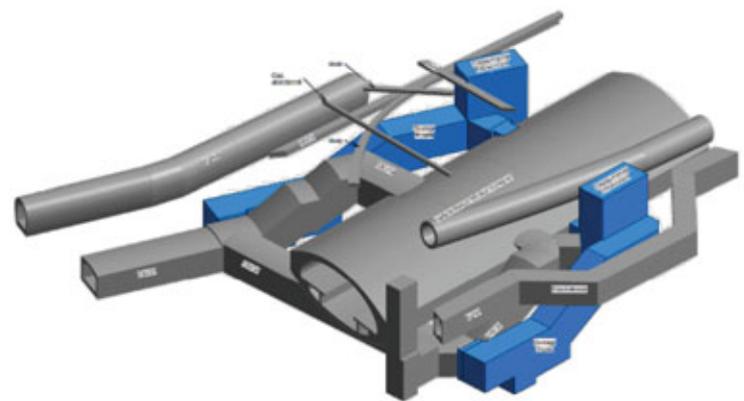


Fig. 23 | Accessi Auriol NORD e SUD. In grigio le strutture esistenti, in blu, le strutture di progetto

della biglietteria esistente e la realizzazione di sue scale mobili denominate accessi "Auriol NORD" e "Auriol SUD".

Il progetto è caratterizzato dalla presenza di numerosi servizi urbani esistenti, rilevati e modellati in fase preliminare in modo da essere integrati in fase di progettazione (figure 22-23).

I tre accessi, dovendo alloggiare esclusivamente una scala mobile, presentano uno sviluppo longitudinale inclinato (con inclinazioni che raggiungono i 30°), una larghezza contenuta, variabile tra 2 e 3 m e arrivano a profondità di circa 16 m dal piano campagna. L'organizzazione degli scavi per le tre opere è stata

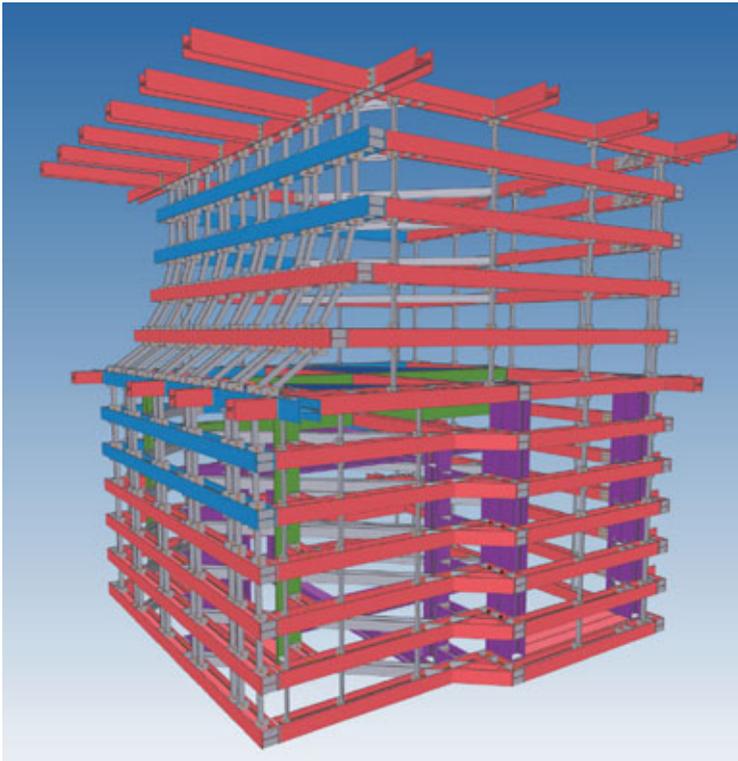


Fig. 24 | Vista 3D della modellazione BIM con Tekla Structures del pozzo di attacco della galleria dell'accesso Auriol SUD

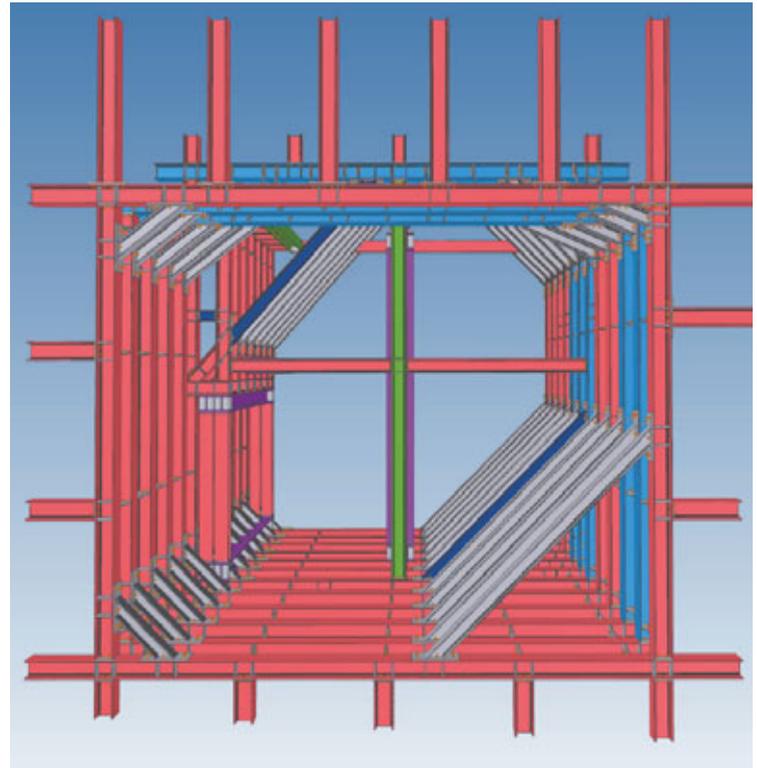


Fig. 25 | Vista dall'alto della modellazione BIM con Tekla Structures del pozzo di attacco della galleria dell'accesso Auriol SUD

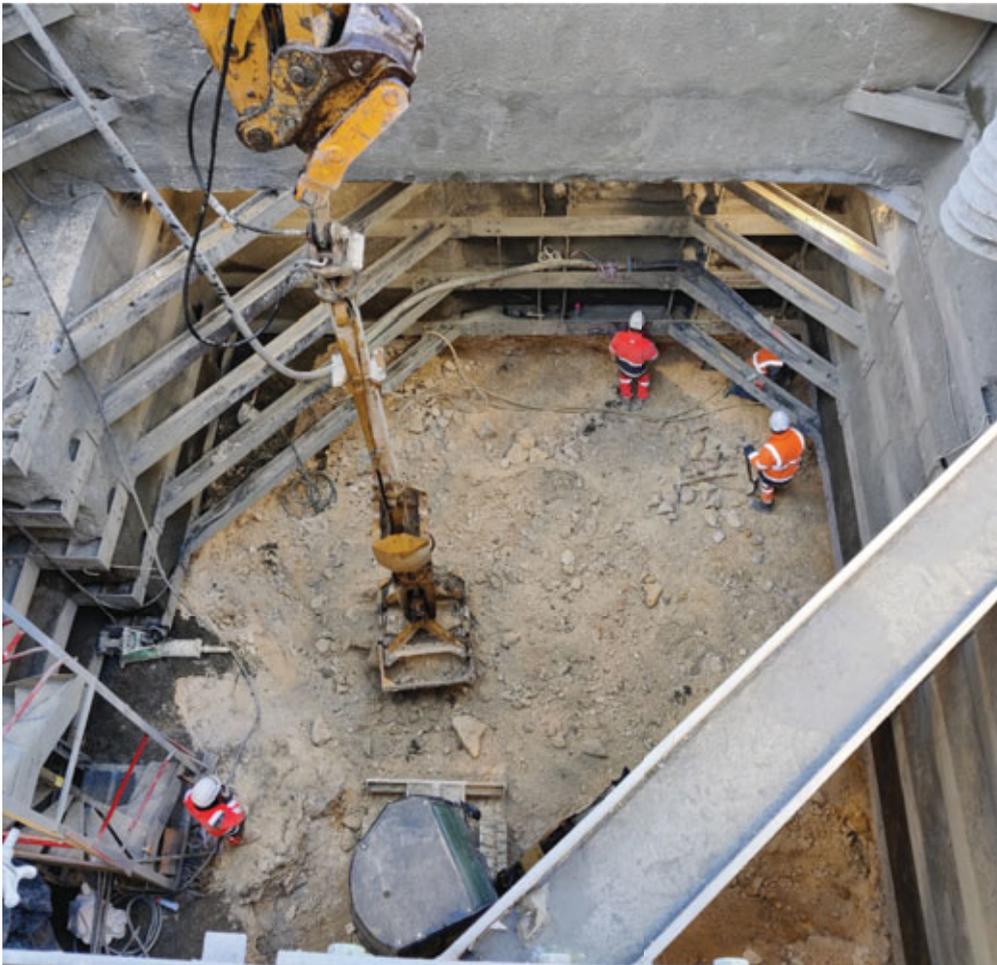


Fig. 26 | Scavo del pozzo con rivestimento provvisorio in calcestruzzo proiettato

concettualmente simile, essendo simile il contesto geologico-geotecnico (le opere sono distanti poche decine di metri tra loro e sono tutte inserite in una successione stratigrafica di sabbie e marne calcaree più o meno fratturate, fuori falda).

Lo scavo prevede inizialmente l'apertura di un pozzo, fino a profondità di circa 10 m dal TN e poi, dopo la messa in opera di sistemi di puntellamento specifici, l'apertura di una galleria a sezione piena inclinata. Il sostegno secondario è costituito da calcestruzzo proiettato armato con rete elettrosaldata.

### L'accesso Auriol SUD

Lo scavo per la realizzazione dell'accesso "Auriol SUD" è senza dubbio il più tecnico fra quelli necessari alla realizzazione dell'opera nel suo insieme. Il pozzo di attacco della galleria, infatti, presenta una sezione ridotta in superficie e si allarga in sottofondazione a partire dalla profondità di circa 5 m. Questo, per evitare una galleria esistente (una condotta d'acqua) in funzione (figure 24-28).

Il pozzo è costituito prevalentemente da telai puntellanti con profili HEB280 di classe S355JR. La spaziatura fra i puntelli è di circa 1 m. Per garantire la stabilità

nella fase di apertura e durante lo scavo della galleria, è stato necessario studiare un sistema di puntellamento interno che non interferisse con il movimento delle macchine di scavo.

La galleria presenta una lunghezza di circa 20 m di cui 11 con una inclinazione di 30°. Le centine, poste a interassi variabili secondo le zone (comunque compresi tra 0,7 e 1 m), sono costituite da profili HEB220 classe S355 JR. Le connessioni sono bullonate con

bulloni M27 classe 8.8.

Per la galleria sono stati impiegate catene UPN80 con bulloni M20, per assicurare stabilità soprattutto al tratto inclinato.

I tiranti sono UPN80, i bulloni delle connessioni M22 classe 8.8 (tabella 2).

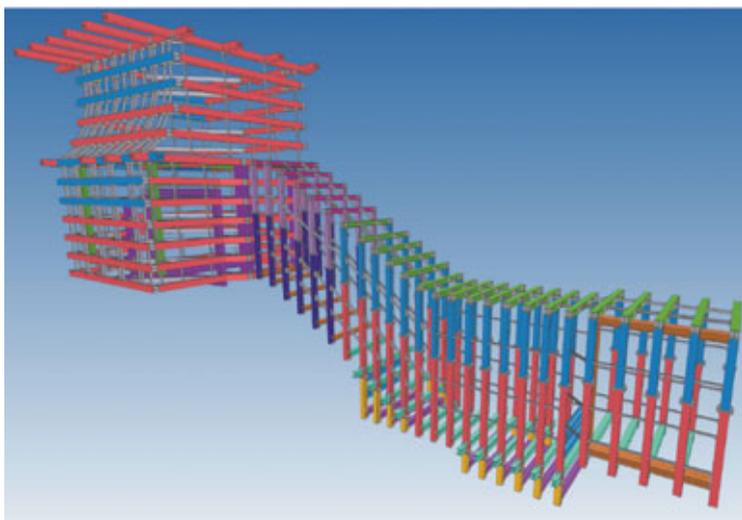


Fig. 27 | Vista 3D completa dei sostegni provvisori con le centine della galleria

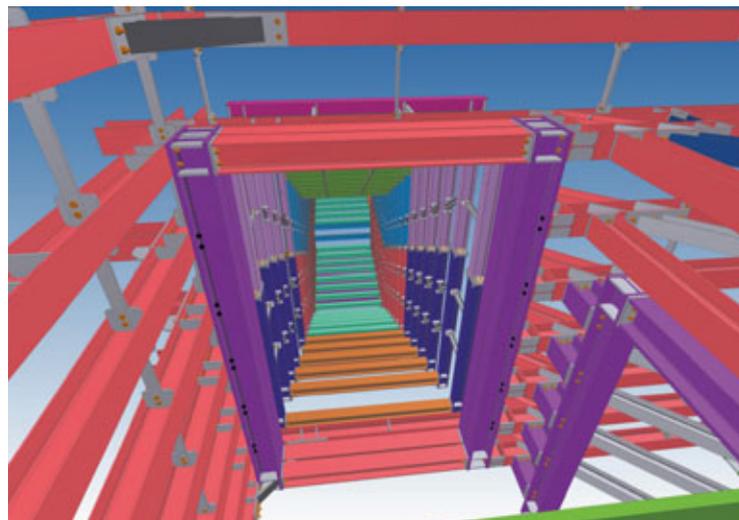


Fig. 28 | Vista 3D dell'imbocco della galleria

OPERA	Peso totale dell'acciaio per il sostegno principale	Volume di terreno scavato	Incidenza
Pozzo	109631 kg	743 m <sup>3</sup>	148 kg/m <sup>3</sup>
Galleria	48656 kg	425 m <sup>3</sup>	115 kg/m <sup>3</sup>

Tab. 2 | Comparazione delle incidenze di acciaio per metro cubo scavato di terreno per il pozzo e la galleria di Auriol SUD



### Cristiano Orci

Laureato nel 2009 in Ingegneria Civile, indirizzo strutture, all'Università di Bologna, ricopre il ruolo di supervisore tecnico del settore opere in sotterraneo nella società ENSER Srl. Dal 2016 assume anche il ruolo di responsabile della succursale francese della società contribuendo alla sua creazione e sviluppo.

Questo articolo è stato presentato alle Giornate Nazionali di Saldatura, GNS12.  
Si ringrazia l'Istituto Italiano della Saldatura IIS per avercene concesso la pubblicazione su Costruzioni Metalliche.

# Connessione pendino-arco: studio del giunto saldato nel caso di arco in profilo laminato ad H

Riccardo Zanon, Miguel Candeias, Jeroen Van Wittenbergen  
ArcelorMittal Global R&D, 66 rue de Luxembourg, L-4009 Esch-sur-Alzette, Luxembourg

La memoria si concentra sul dettaglio delle piastre di collegamento tra pendini e l'arco metallico di un ponte tipo bowstring per il caso specifico di un arco in profilo laminato, considerando che la fatica è il fattore chiave. Poiché le sezioni laminato utilizzate per questa applicazione appartengono alla stessa famiglia geometrica (HD400) è possibile definire generica per lo studio. Dapprima si sono proposte varie forme geometriche analizzate con modelli FEM. Questa analisi fornisce una valutazione in termini di sensibilità alla resistenza alla fatica. In seguito è stato proposto un secondo rating basato sulla facilità di esecuzione in officina. I risultati combinati di queste due valutazioni hanno permesso di identificare la forma del collegamento più adatta. Questa forma è stata successivamente studiata in termini di picchi di stress hot-spot, numericamente e sperimentalmente.

## 1. Introduction

The tied-Arch bridges are classical typology which is lately experiencing a renaissance thanks to its valuable aesthetics and structural efficiency. The arch develops above the horizontal deck which carries the lane and is suspended to the arch by means of hangers. Various hanger arrangements are possible [3]. The specificity lies in the fact that the arch is connected at its end in the deck itself (which acts like a tie) to form a self-equilibrated structure. This implies that when it is subjected to vertical loads it transmits only vertical reactions at supports, differently from other arched structures.

This paper focuses on the topic of the hanger-arch connection for the specific case of the arch formed by a H-shaped rolled section (see Figure 1). High strength rolled sections are in fact an efficient solution for the realization for spans between 50m and 120m when the hanger spacing has an average distance between 3m and 5m [6]. In this span range, hangers are very often realized by solid bars with threaded connections at their ends. Producers provide standardized solutions for the pinned end connection as well as for the couple turnbuckle which ensure the prestressing (e.g. [5]).



Fig. 1. | WD-431 on S5 near Rawicz (2008) [6]



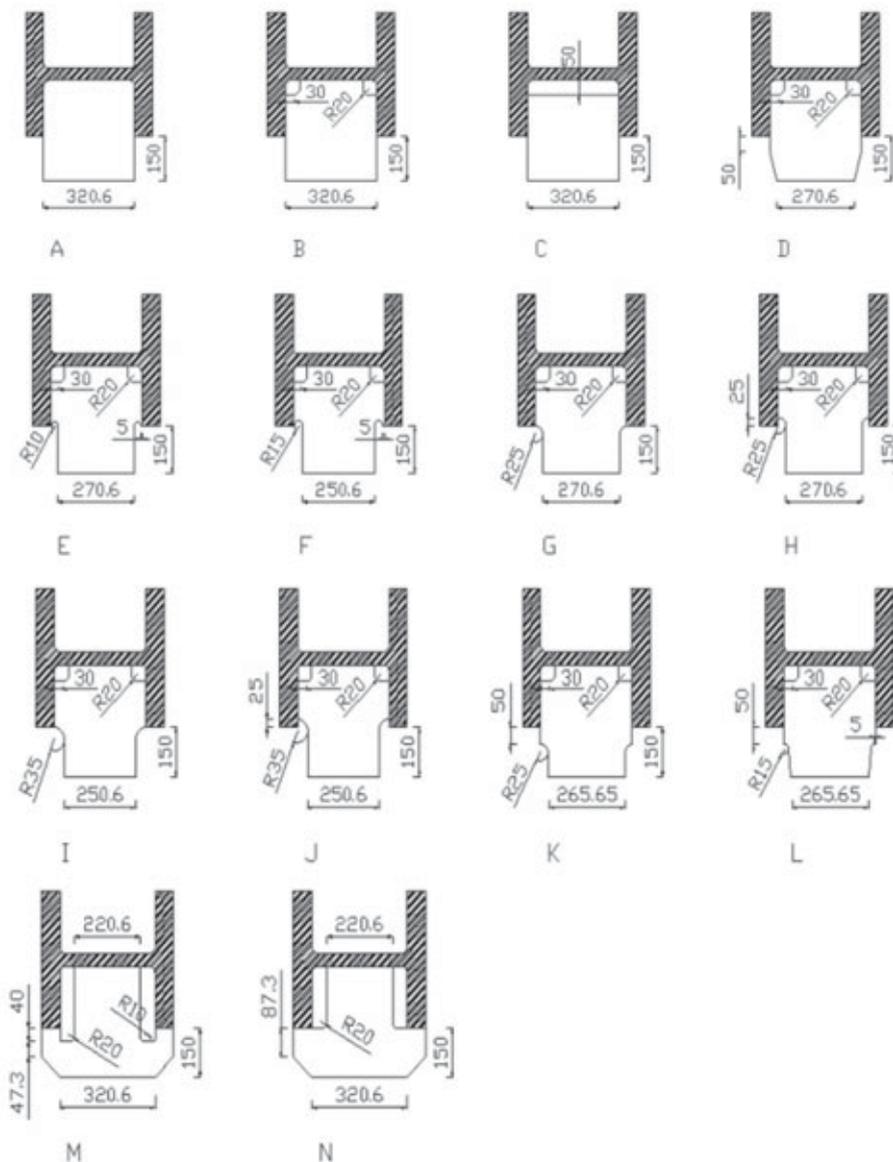


Fig. 5. | Gusset plate shapes considered

traction is around two hundred tons and may be enough for several applications.

The gusset plates will be welded to the arch by means of full penetration welding; in fact, due to the requirements imposed by fatigue design, the use of fillet weld connections is not advised for this detail. The thickness of the gusset plate is not varied as the study focuses on the optimal shape and not on the notch stress factor. Even with this limitation, given the fact that for general applications the outer dimensions will be constant and only thickness will change authors believe that the conclusions can be taken as coherent for the whole section family and in a gusset plate thickness range of 12.5mm up to 50mm. Authors nevertheless clarify that the numerical results of this study are used to make a qualitative selection of the geometry of the gusset plate and shall not be used outside this context.

The evaluation of the structural behaviour has been made considering FEA analysis using the ABAQUS® software. The different simulations that have been made use a part that comprised both members (beam and gusset plate) using C3D8R elements.

The weld itself is not modelled and the two parts have been completely merged since full penetration welding is supposed to be used. The model is a simply supported linear elastic beam of 4m, with a curvature radius of 10.1m about the weak axis.

Two different load cases are considered:

- 1) Load case 1: Full area of the gusset plate subjected to a nominal tension at 100MPa. This load case simulates the case of a longer gusset plate where the forces are distributed homogeneously along its section.
- 2) Load case 2: Force of 540kN on a length of 60 mm, at the centre line of the gusset plate. This second load case simulates the case of a short gusset plate where the stresses remain concentrated in the central part. The force of 540kN has been calculated as the equivalent force developed at the previous point.

Important is to note that the force was applied without eccentricity or out of plane bending.

Relevant results are extracted for three specific zones (see Figure 7):

- 1) Transition line between the gusset plate and the beam flange. In this zone the membrane forces in the plane of the gusset plate become shear stresses in the arch, namely in the flanges which are the part of the sections who carry most of the shear about weak axis.
- 2) Area of the gusset plate adjacent to the beam flange (so beside the area described in point 1).
- 3) Peak linked with the geometric kerf of the gusset plate connection to the arch.

It is important to relate that in the frame of this preliminary analysis, the FEM model stress peak output is used and not the formula to calculate the hot-spot stress proposed in [2] (for this reason, in this paper the definition “stress peak” is used instead of “hot-spot stress”). This is due to the large number of models with different geometries and several locations considered where stress peaks appear. Applying the rule in [2] for this preliminary study would have required a considerable additional effort to create a regular mesh and extract output to apply the calculation. Authors consider that the qualitative assessment based on stress peaks is sufficiently reliable for a preliminary analysis. For a sufficient fine mesh it is reasonable to assume that a shape having an higher stress peak will also have an higher hot spot stress.

Since this preliminary analysis uses the output of the FEM model, the mesh size plays an important role and therefore a benchmark study was done. The case of an “infinite” plate with a hole with known theoretical solution was taken. Figure 8 shows the ratio of the stress peak of the numerical simulation divided by the analytical solution in function of  $r / d$  (where  $r$  is the radius of

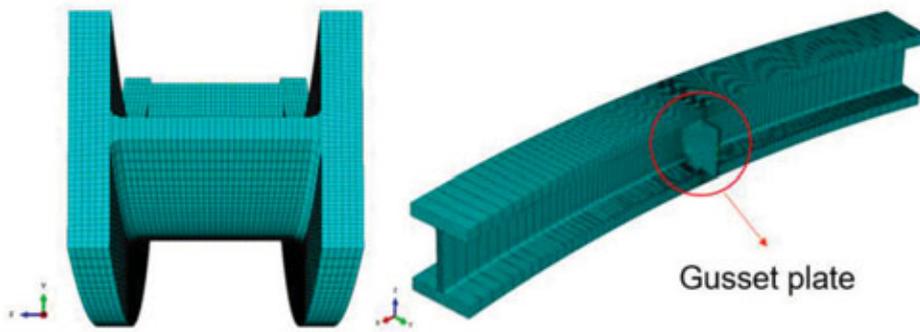


Fig. 6. | View of the FEM model used

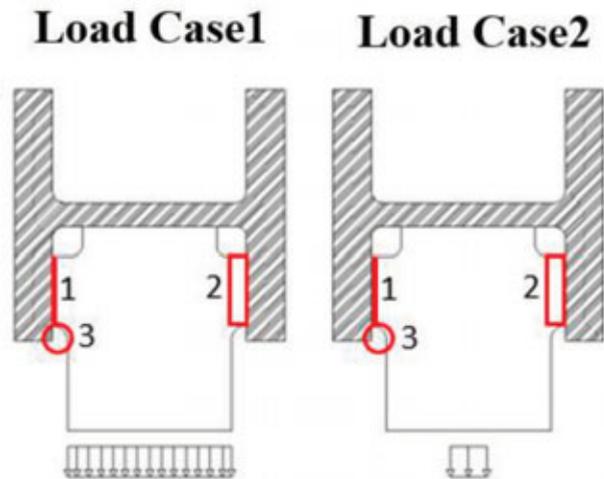


Fig. 7. | Load cases considered

the hole, and  $d$  the reference dimension of the element). It can be observed that for the given element a ratio larger than 8...10 is advisable. A comparable approach has been found in the literature (e.g. [7]). The mesh was therefore adapted based on this parameter (see Figure 9).

The numerical simulations have been run for the set of 14 gusset plate shapes considering the two proposed load cases. An example of the graphic output is given in Figure 10 and Figure 11 whereas the overview of the results is given in Figure 12. As it could be expected gusset plate shape A to C are associated with high stress peak and are not of great technical interest.

For positions 1 and 2 (Figure 7) it's possible to conclude that the stress peak is smaller for forms that have a radius change in the connection with the beam flanges (solutions E to J). The cut radius allows for a smoother transition of stresses, avoiding peak stress concentrations in the edges of the gusset plates connecting to the beam. Solutions F and I present the smaller stress peak for position 1 (1.36 and 1.48 for Load case 2) and shapes that have the radius matching the flange edge (for example G and I, see Figure 13) have lower concentrations according to their counterpart designs (H and J) for to position 2.

Regarding position 3, the stress concentration is smaller for solutions K and L (0.89 and 0.80 for Load case 2) since the transition radius is farther from the connection area between the

gusset plate and beam flanges. It is important to note that solution N also shows good results in this case.

Comparing N and M, the stress values are smaller for N since the transition radius in the middle part of the gusset plate is made in a smoother manner when compared to M.

The different gusset plates showed in Figure 5 imply different levels of complexity in terms of piece preparation, tolerance for assembly, execution of welding as well as quality control. At this stage it shall be also considered that in some cases the gusset plate can have an angle

and not be perpendicular to the beam axis itself or have some fabrication tolerances. For this reason, situation such as the one defined in Figure 13 are perfect for FEM modelling but are in fact extremely complicated to realize, in particular when considering welding of thick parts. Based on the large industrial experience of the ArcelorMittal workshop, a ranking note has been proposed to assess the easiness of fabrication. The grades range from 1 to 5, with 1 being the most complex to fabricate and 5 the easiest. The results are contained in Table 1.

ation of a gusset plate

The total ranking is composed by two components:

$$\text{Ranking} = S_s + F_s \quad (1)$$

Where  $S_s$  is the score obtained based on the stress peak and  $F_s$  is the grade for fabrication. The stress score is linked to the maximum value of peak stress obtained for a given shape between position 1 and position 2 (score given by linear interpolation with 1 having a 5 score, and 3 having a 1 score). Position 3 has been disregarded for this evaluation since it corresponds to a stress peak in the base material. The grade for fabrication has been explained in the previous chapter. The results of this ranking are showed in Table 1 for each load case and for position 1 and 2. The minimum amongst the 4 value is then the value which is considered for the final rating. The conclusion is that gusset plate forms H and J are the best. They are in fact quite similar, the only change being the fillet radius at the gusset plate – beam flange connection. The fabrication is quite the same, but shape J has in fact lower stress peaks since the radius is larger. Shape H on the other side has the relevant advantage to have a wider gusset plate (270mm instead of 250mm, +8%).

### 3. Effects of gusset plate inclination

In tied-arch bridges with radial hanger arrangement the gusset plate is always perpendicular to the arch, constituting an important asset which simplifies both connection design as well as fabrication. In all other hanger arrangements (vertical, network or fan-shape), nevertheless the gusset plate is not perpendicular to the arch axis and is different at each connection. It is therefore important to analyse the effect of this inclination on the stress peaks. Numerical simulations have been made with an angle variation between  $0^\circ$  (gusset plate perpendicular to the arch axis) and  $35^\circ$  degrees, covering the main range of interest.

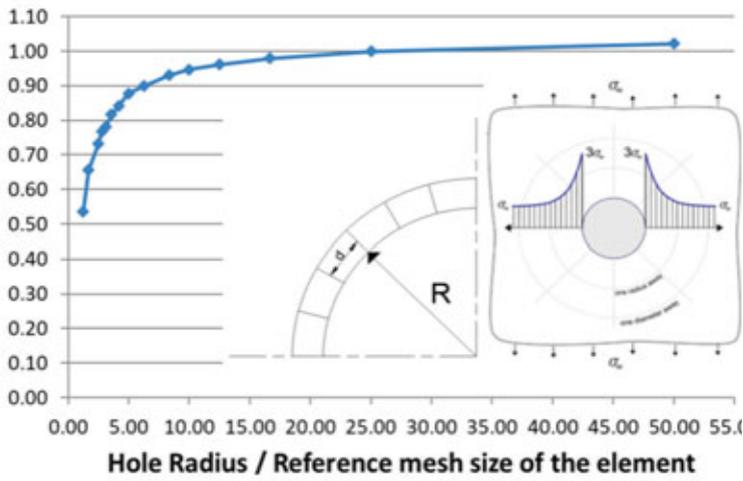


Fig. 8. | Correlation between theoretical solution and solutions by FEM in function of the characteristic element size in the critical region

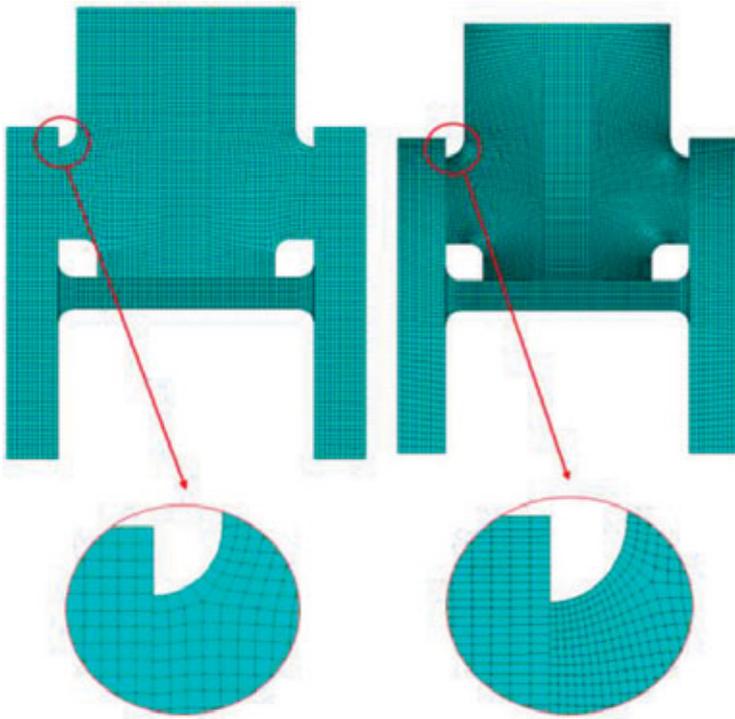


Fig. 9. | Mesh comparison for gusset plate shape H: dimension ratio  $r/d = 4.2$  (left);  $r/d = 12.5$  (right)

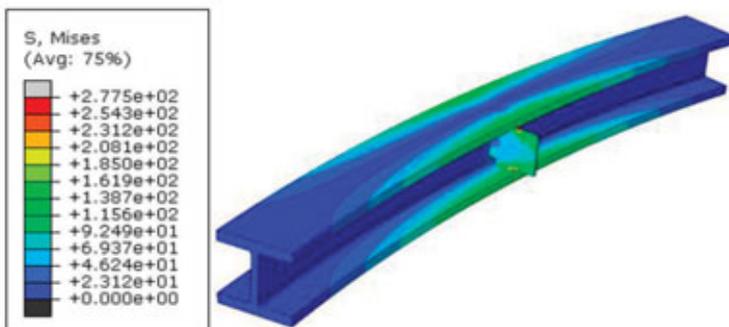


Fig. 10. | Output for H – Load case 1 - von Mises stress

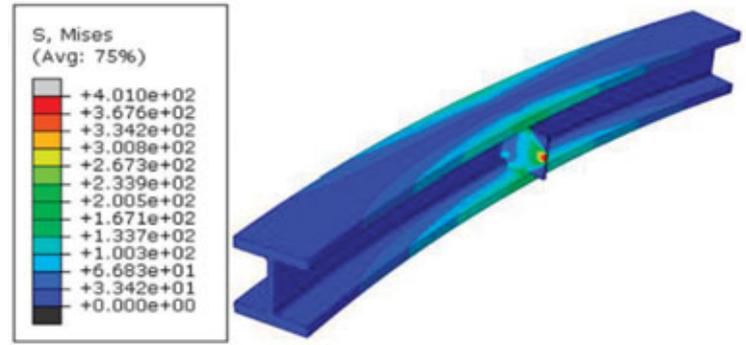


Fig. 11. | Output for H – Load case 2 - von Mises stress

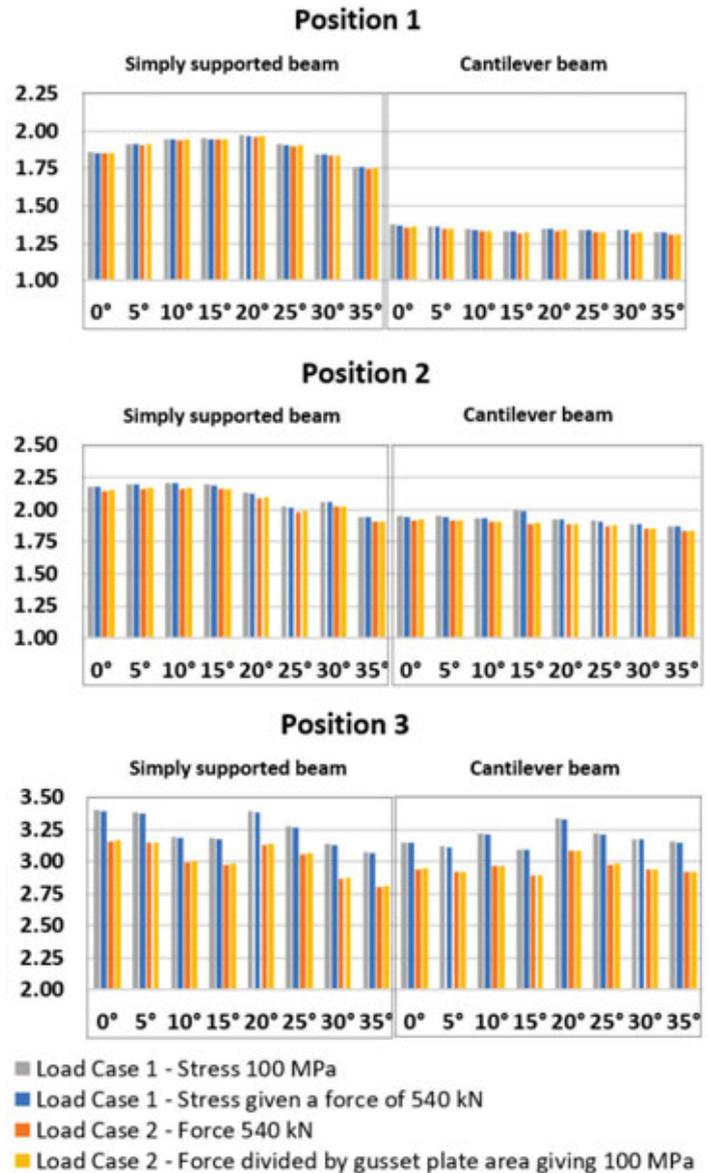


Fig. 12. | Peak stress factors: Position 1, 2 and 3 for the different gusset plate design

Analyses have been made both with simply supported and fixed beam systems as well as with cantilever system. This latter has a bending moment shape which is less realistic, but since global bending is absent at load introduction point it permits to have only the local effects of gusset plates. Load cases of Figure 7 are applied.

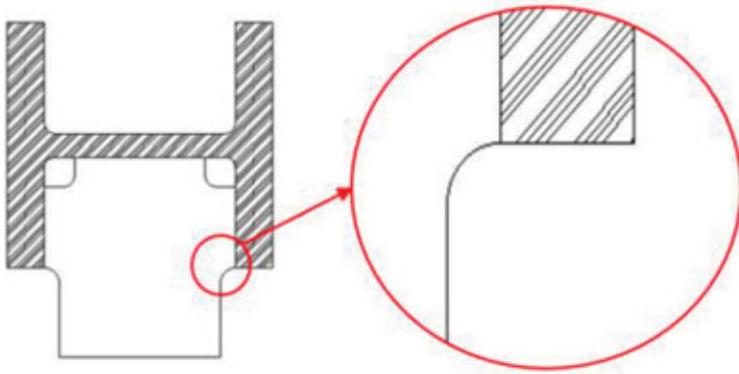


Fig. 13. | Fillet radius matching the external edge of the flange – Shape G



Fig. 14. | Example of fabrication of a gusset plate

Ranking - Load Case 1									
Considering Position 1					Considering Position 2				
Design	Stress	Score		Ranking	Design	Stress	Score		Ranking
	Pos.1	Stress (S <sub>1</sub> )	Fab (F <sub>1</sub> )			Pos.1	Stress (S <sub>2</sub> )	Fab (F <sub>2</sub> )	
A	2.46	2.08	4.00	6.08	A	2.55	1.90	4.00	5.90
B	2.45	2.09	4.50	6.59	B	2.56	1.88	4.50	6.38
C	2.92	1.16	5.00	6.16	C	3.15	0.70	5.00	5.70
D	2.13	2.73	4.00	6.73	D	2.10	2.79	4.00	6.79
E	1.58	3.85	1.00	4.85	E	1.86	3.27	1.00	4.27
F	1.45	4.10	1.00	5.10	F	1.55	3.90	1.00	4.90
G	1.68	3.63	3.00	6.63	G	1.79	3.43	3.00	6.43
H	1.68	3.63	4.25	7.88	H	2.07	2.86	4.25	7.11
I	1.58	3.85	3.00	6.85	I	1.58	3.84	3.00	6.84
J	1.55	3.90	4.25	8.15	J	1.86	3.28	4.25	7.53
K	2.14	2.73	3.80	6.53	K	1.93	3.15	3.80	6.95
L	2.21	2.58	3.70	6.28	L	2.03	2.93	3.70	6.63
M	2.00	3.01	3.00	6.01	M	2.63	1.75	3.00	4.75
N	2.49	2.03	3.00	5.03	N	2.49	2.03	3.00	5.03

Ranking - Load Case 2									
Considering Position 1					Considering Position 2				
Design	Stress	Score		Ranking	Design	Stress	Score		Ranking
	Pos.1	Stress (S <sub>1</sub> )	Fab (F <sub>1</sub> )			Pos.1	Stress (S <sub>2</sub> )	Fab (F <sub>2</sub> )	
A	2.11	2.78	4.00	6.78	A	1.81	3.39	4.00	7.39
B	2.14	2.73	4.50	7.23	B	0.00	3.25	4.50	7.75
C	2.63	1.75	5.00	6.75	C	0.00	1.98	5.00	6.98
D	1.93	3.14	4.00	7.14	D	0.00	3.66	4.00	7.66
E	1.54	3.93	1.00	4.93	E	0.00	3.41	1.00	4.41
F	1.43	4.14	1.00	5.14	F	0.00	3.94	1.00	4.94
G	1.64	3.72	3.00	6.72	G	0.00	3.63	3.00	6.63
H	1.67	3.67	4.25	7.92	H	0.00	3.02	4.25	7.27
I	1.55	3.89	3.00	6.89	I	0.00	3.89	3.00	6.89
J	1.55	3.90	4.25	8.15	J	0.00	3.33	4.25	7.58
K	1.98	3.03	3.80	6.83	K	0.00	3.71	3.80	7.51
L	2.03	2.95	3.70	6.65	L	0.00	3.63	3.70	7.33
M	1.86	3.28	3.00	6.28	M	0.00	2.21	3.00	5.21
N	2.54	1.91	3.00	4.91	N	0.00	1.91	3.00	4.91

Minimum Ranking between load cases and points													
A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N
5.90	6.38	5.70	6.73	4.27	4.90	6.43	7.11	6.84	7.53	6.53	6.28	4.75	4.91

Tab. 1. | Ranking of gusset plate shapes of Figure 5

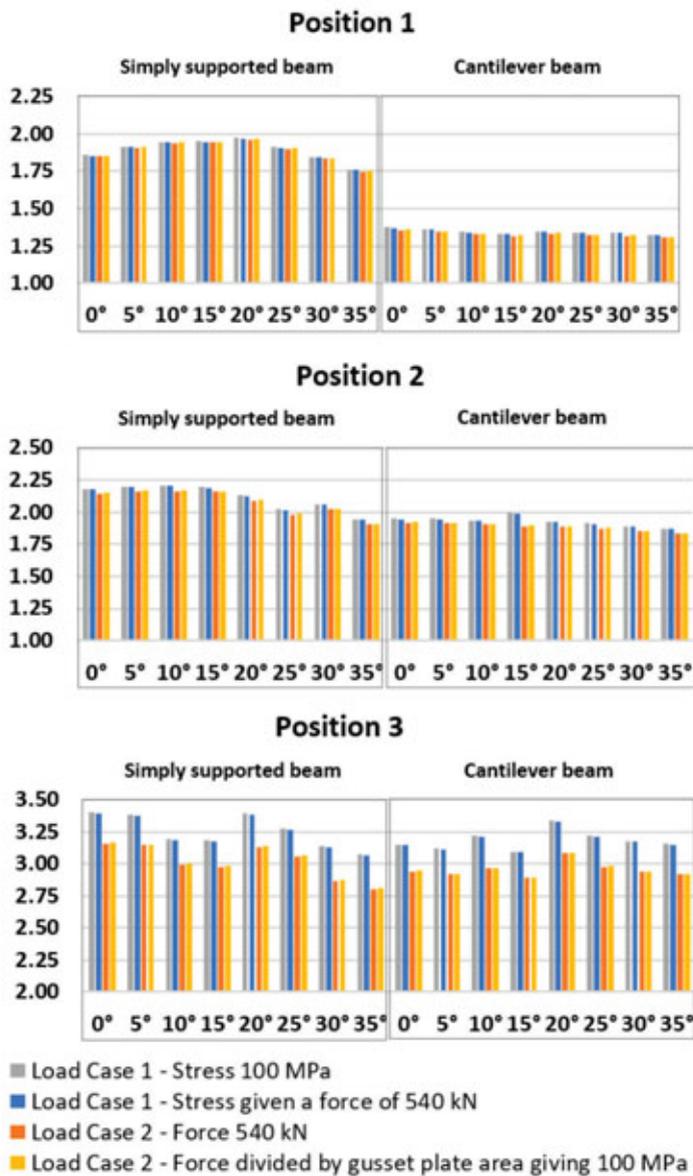


Fig. 15. | Peak stress factors: Position 1, 2 and 3 for different inclinations for gusset plate H

Based on the previous selection, the geometry of gusset plate H is used but results can be reasonably extended to shape J. The results are showed in Figure 15. As it can be expected the interaction between global and local stresses plays a remarkable role only in position 1; for position 2 and 3 the difference between the static system is not significative. It can be observed that the impact of the angle is moderate; in general, the most critical case is at around 20°, whereas at higher angles the stress peak does not tend to increase. In any case the difference remains in a range of 10%. Since only one gusset plate geometry was used it was easier to apply for this analysis the procedure defined in [2]. Since the mesh had been calibrated as explained in Figure 9, the difference between the stress peaks taken as FEM output and the analytical rule given in [2] is less than 6% for the position 3, and less than 4% for position 1 and 2. It is anyway reminded that the analysis have not explicitly model a realistic shape of the weld itself, and the results are taken for sake of qualitative comparison between different geometries.

#### 4. Conclusions

The results obtained in the numerical simulations presented in this paper have been used with the purpose to orientate the designer amongst different possibilities of gusset plates for application to H rolled sections. The shape advised by the authors is showed in Figure 17 and it is considered the best compromise.

In the frame of a first estimation the notch stress factor in the base material of the gusset plate can be taken on the safe side as 3.4 (comparable with the results in the literature for comparable cases, e.g. see Chart 5.10e of [1]). More detailed analysis will deliver more accurate considerations and are needed for detailed design. For the weld location between the gusset plate and the arch, the interaction of local effects with global stresses in correspondence of the weld shall be considered. The case of the gusset plate perpendicular to the arch axis is covered by the current standards; for other cases designers shall take safe assumptions or perform advanced analysis.

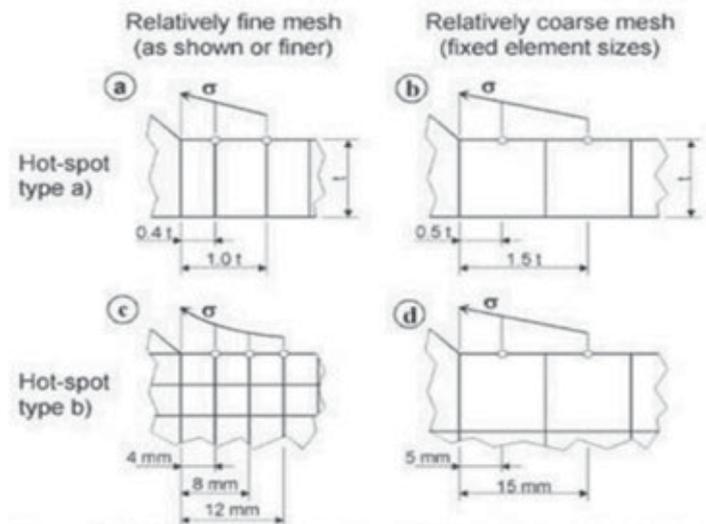


Figure (2.2)-12: Reference points at different types of meshing

Figure 16. | Extract of [2]

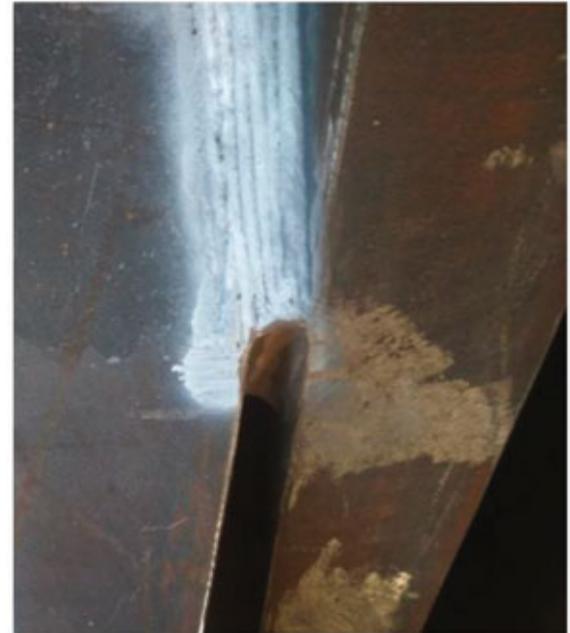
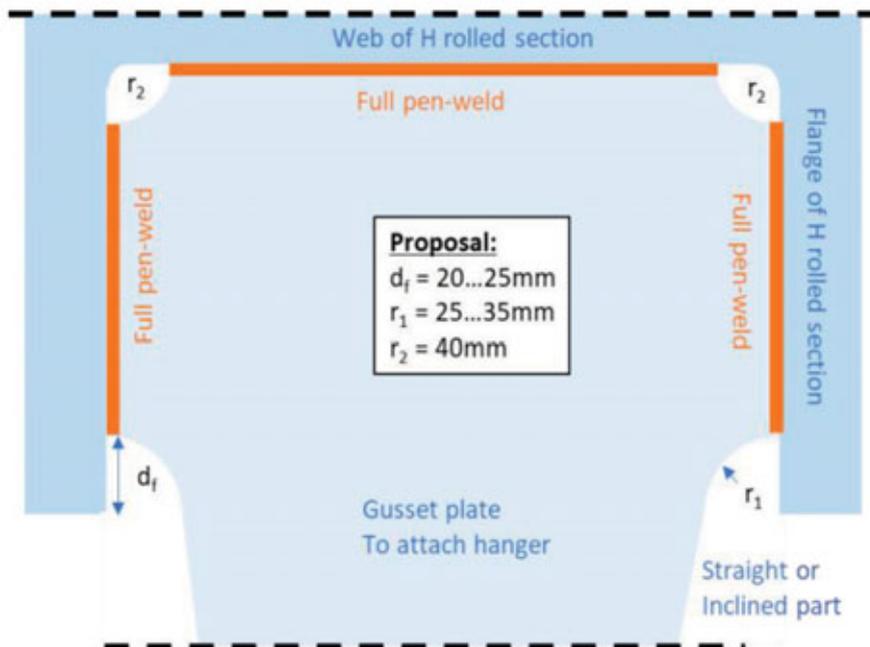


Figura 17. | Proposed shape of the gusset plate in correspondence of the H rolled shape connection

## 5. Literature references

- [1] Pilkey, Peterson stress notch factors (1997).
- [2] A. Hobbacher et al. Recommendations for the fatigue design of welded joints and components, International Institute of Welding recommendations (2008).
- [3] P. Tveit, Systematic thesis about Network Arch Bridges, (2012), freely available on <https://home.uia.no/pert/index.php/Home>
- [4] Schwingungsanfällige Zugglieder im Brückenbau. Bemessungsregeln für Hänger an Stabbogenbrücken und Empfehlungen für ermüdungsgerechtes Konstruieren (2018).
- [5] ETA-17/0849 Tension Rod System: Macalloy 355, 460, S460, 520 and S520 (2017).
- [6] R. Zanon, M. Assad, D. Rademacher, W. Lorenc, Tied-Arch Bridges with jumbo shapes as arch member – state of the art and developments, WSBS Atlanta (2020).
- [7] Mecséri, B. J., Kövesdi, B. Discussion on the HotSpot and Notch Stress Based Fatigue Assessment Methods Based on Test Results, International Journal of Steel Structures (2020).

# FreeGrid: un benchmark su progetto e ottimizzazione di gridshell con imposta parzialmente vincolata

## **FREEGRID: A BENCHMARK ON DESIGN AND OPTIMISATION OF FREE-EDGE GRIDSHELLS**

Luca BRUNO<sup>a</sup>, Paolo CIGNONI<sup>b</sup>, Stefano GABRIELE<sup>c</sup>, Ernesto GRANDE<sup>d</sup>, Maura IMBIMBO<sup>e</sup>, Francesco LACCONE<sup>b</sup>, Francesco MARMO<sup>f</sup>, Elena MELE<sup>\*f</sup>, Lorenzo RAFFAELE<sup>a</sup>, Valentina TOMEI<sup>e</sup>, Fiammetta VENUTI<sup>a</sup>

<sup>a</sup> Politecnico di Torino, Italy | <sup>b</sup> Institute of Information Science and Technologies, National Research Council of Italy, Italy

<sup>c</sup> Università degli studi Roma Tre, Italy | <sup>d</sup> Università degli studi Guglielmo Marconi, Italy | <sup>e</sup> Università degli studi di Cassino e del Lazio Meridionale, Italy | <sup>f</sup> Università degli studi di Napoli Federico II, Italy

FreeGrid è un'iniziativa intesa ad offrire un benchmark comune per testare e confrontare approcci differenti per la progettazione e l'ottimizzazione di strutture reticolari a guscio in acciaio (gridshell), che possono spaziare dall'approccio euristico basato sull'esperienza del progettista fino alla progettazione basata sull'intelligenza artificiale. A tal fine, FreeGrid considera tre casi studio di riferimento: la volta a botte, la cupola parabolica e il paraboloido iperbolico. Tali casi sono accomunati dal fatto di avere parte del bordo non vincolato (free-edge) e di essere soggetti sia a una condizione di carico simmetrica che ad una asimmetrica. I partecipanti al benchmark sono chiamati a modificare la geometria di base di uno o più dei casi di riferimento al fine di migliorare (ottimizzare) tre aspetti progettuali: prestazione strutturale, costruibilità e sostenibilità. Il peso di questi tre aspetti viene valutato tramite un'unica metrica prestazionale che li include tutti. Se da un lato i partecipanti sono chiamati a rispettare un certo numero di vincoli progettuali, dall'altro sono liberi di considerare qualunque soluzione progettuale che rispetti gli stessi. La configurazione dei casi di riferimento, le metriche prestazionali e i vincoli progettuali sono definiti in modo dettagliato nei documenti consultabili nel sito web del benchmark (<https://sites.google.com/view/freegrid>). I dati relativi ai casi di riferimento sono forniti ai partecipanti secondo una politica di Accesso Aperto assieme a strumenti di postprocessing per la valutazione delle metriche prestazionali. Il benchmark FreeGrid è stato lanciato durante il Simposio Annuale dell'International Association for Shell and Spatial Structures IASS2023 tenutosi a Melbourne nel luglio 2023.

*FreeGrid is meant to offer a common benchmark to test and compare different approaches to the design and optimization of steel gridshells, from man-based heuristic design to AI-based one. FreeGrid sets three design baseline problems: a barrel vault, a paraboloidal dome, and a hyperbolic paraboloid, having their spring line partially not constrained (free-edge) and subjected to symmetric and asymmetric load conditions. Participants are called to modify the baseline gridshell(s) in order to improve their structural performances, buildability, and sustainability, all three of them weighted in a single, bulk quantitative performance metric. Participants shall comply with a limited number of design constraints, while any other design solution is allowed. Baseline setups, performance metrics and design constraints are fully detailed in technical specifications and documents available on the benchmark website (<https://sites.google.com/view/freegrid>). The full data of the baseline structures will be offered to participants according to an Open Data policy, together with postprocessing utilities intended to align the procedure to obtain the performance metrics. The FreeGrid benchmark was launched at the Annual Symposium of the International Association for Shell and Spatial Structures IASS2023 held in Melbourne in July 2023.*

\*Corresponding author. Email: [elena.mele@unina.it](mailto:elena.mele@unina.it)

## 1. Introduzione

FreeGrid è un benchmark sulla progettazione e l'ottimizzazione di strutture reticolari a guscio in acciaio ('gridshell' nel seguito) (figura 1) concepito dagli Autori del presente articolo in qualità di membri del comitato direttivo e con il supporto di un comitato scientifico di esperti internazionali. FreeGrid prende spunto da sette problematiche generali e procede verso altrettanti obiettivi, secondo quanto sinteticamente elencato nel seguito.

- i. Le attività nell'ambito dell'Ingegneria Strutturale in generale, e nello specifico delle strutture gridshell, sono sempre più polarizzate tra la fase di modellazione/analisi e la progettazione pratica/applicativa [1]. FreeGrid intende promuovere il riavvicinamento tra gli approcci alla base di queste due fasi. Esso, infatti, propone un problema progettuale chiaro fornendo, allo stesso tempo, un metodo di confronto quantitativo e rigoroso delle soluzioni e delle loro prestazioni.
- ii. Il progetto e l'ottimizzazione di strutture gridshell, ovvero di strutture spaziali, discrete (reticolari) e resistenti per forma, sono intrinsecamente parte di un'attività multidisciplinare svolta da esperti in differenti ambiti: modellazione matematica, computer grafica, meccanica, ingegneria strutturale, architettura, pratica costruttiva, e altre ancora. FreeGrid ha come obiettivo quello di raccogliere competenze e stimoli provenienti da questi campi attorno ad un comune problema progettuale.
- iii. La concezione strutturale delle strutture resistenti per forma può essere affrontata con molteplici approcci. FreeGrid intende offrire un benchmark comune per testare in modo comparativo la fattibilità di tali approcci che si estendono da quelli classici ed euristici per prova-ed-errore, o basati sulla tipologia strutturale [2], o sull'esperienza collettiva o del singolo progettista [3], a quelli di ottimizzazione [4] (ottimizzazione basata sul gradiente, topologica, basata su algoritmi genetici, etc.), fino ai metodi di progettazione assistiti dall'intelligenza artificiale (reti neurali, apprendimento automatico, etc.), che rappresentano una tra le tendenze più recenti nell'ambito della scienza contemporanea, così come nell'ingegneria strutturale [5].
- iv. La presenza di bordi orizzontali e/o condizioni di vincolo infinitamente rigido solo raramente caratterizzano i casi reali



Fig. 1 | Logo del benchmark FreeGrid

delle strutture gridshell. In genere, e sempre più frequentemente, le strutture gridshell includono parti dell'imposta libere da vincoli, eventualmente irrigidite da membrature di bordo. In questo caso le strutture gridshell vengono denominate free-edge gridshell [6]. Tuttavia, le prestazioni strutturali di tali strutture, insieme ai metodi per la loro progettazione, sono raramente analizzate nella letteratura scientifica corrente. FreeGrid è finalizzato a colmare il vuoto tra la pratica progettuale e la letteratura scientifica adottando come casi di riferimento proprio dei free-edge gridshell.

- v. La progettazione è un'attività olistica che deve tenere necessariamente conto di differenti obiettivi [4]. FreeGrid si propone di migliorare in modo olistico le prestazioni strutturali, di costruibilità e di sostenibilità. Vengono definiti obiettivi di progettazione multipli, anche se non necessariamente esaustivi, e le relative metriche prestazionali.
- vi. Le migliori pratiche di benchmarking richiedono che gli studi e i relativi risultati siano riproducibili [7]. FreeGrid fissa alcune richieste obbligatorie ai partecipanti finalizzate ad assicurare una descrizione completa dei seguenti elementi: (a) caratteristiche geometriche e meccaniche delle soluzioni progettuali; (b) metodi adottati per il progetto/ottimizzazione/verifica; (c) risultati ottenuti. FreeGrid adotta una politica di Accesso Aperto ('Open Data') applicata ai file di preprocessing e postprocessing offerti dagli organizzatori e/o richiesti ai partecipanti.

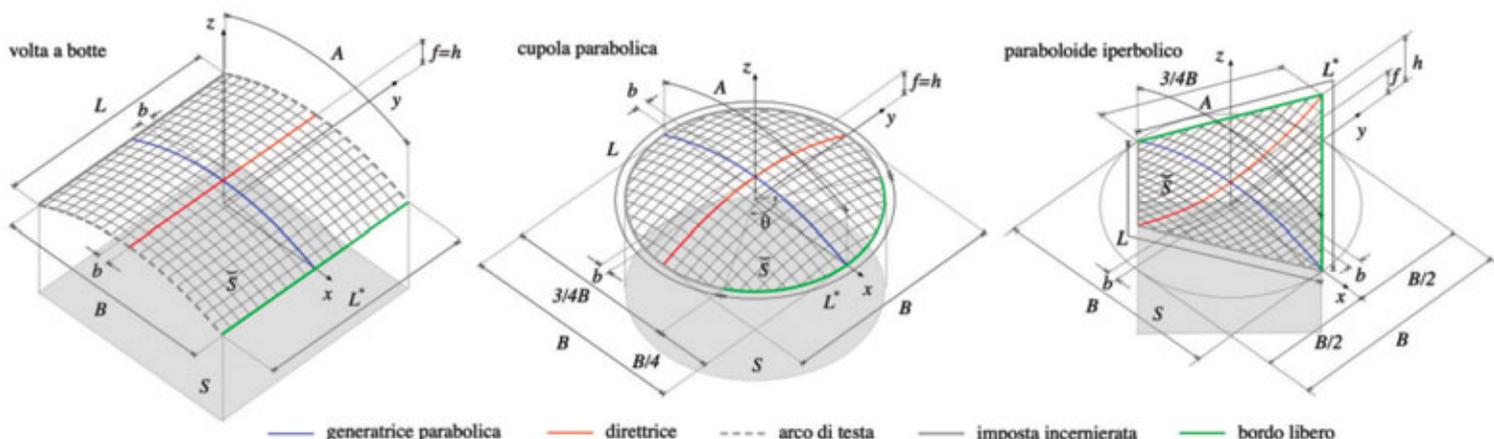
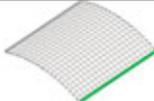
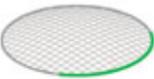
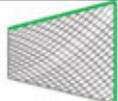


Fig. 2 | FreeGrid DBG: volta a botte, cupola parabolica, paraboloidi iperbolici

entità	geometria	struttura / costruzione	modello matematico	pedice, numero totale
0D	vertice	giunto	nodo	$j, N$
1D	spigolo / linea / arco	membratura	elemento	$i, M$
2D singola	faccia	pannello	---	$f, F$
2D globale	mesh	griglia	discretizzazione	

Tab. 1 | Principale terminologia adottata nella memoria

			
Equazione generatrice	$z = -\frac{x^2}{2B} + f, \quad D = \left\{ -\frac{B}{2} \leq x \leq \frac{B}{2} \right\}$ $A = \frac{B}{4}\sqrt{5} + B \cdot \ln\left(\frac{1+\sqrt{5}}{2}\right)$		
Equazione direttrice	$z = f,$ $D = \left\{ -\frac{B}{2} \leq y \leq \frac{B}{2}, x = 0 \right\}$	$z = -\frac{y^2}{2B} + f,$ $D = \left\{ -\frac{B}{2} \leq y \leq \frac{B}{2}, x = 0 \right\}$	$z = \frac{y^2}{2B} + f,$ $D = \left\{ -\frac{B}{2} \leq y \leq \frac{B}{2}, x = 0 \right\}$
$F$	$B/8$		
$h$	$B/8$	$B/8$	$B/4$
$L$	$A$	$\frac{2}{3}\pi B$	$3/2B$
$L^*$	$L$	$L/2$	$L$
$S$	$BL$	$\pi B^2/4$	$B^2/2$
$b$	$A/20$		

Tab. 2 | Parametri della geometria dei DBG

vii. L'imparzialità di una valutazione comparativa dei contributi nell'ambito di benchmark sulla progettazione strutturale e ottimizzazione è un aspetto critico [7]. FreeGrid adotta metriche prestazionali obiettive e puramente quantitative, definite in modo preciso ed analitico in modo da non necessitare di controlli soggettivi a posteriori.

Il presente articolo descrive in dettaglio le modalità con cui FreeGrid intende raggiungere gli obiettivi sopra dichiarati. Per una migliore comprensione, la terminologia utilizzata nel presente articolo e nel benchmark è sintetizzata nella tabella 1.

## 2. Gridshell di riferimento

FreeGrid considera tre tipi di gridshell (figura 2): la volta a botte, la cupola parabolica e il paraboloide iperbolico, rispettivamente con semplice curvatura, doppia curvatura gaussiana positiva e doppia curvatura gaussiana negativa. Il termine 'Background Gridshell' (BG) si riferisce al caso di gridshell con vincoli cerniera lungo tutta l'imposta. Viceversa, il termine 'Design Baseline Gridshell' (DBG) si riferisce ai gridshell assunti quali riferimenti progettuali e caratterizzati da un'imposta parzialmente priva di vincoli,

denominata 'bordo libero' o 'free-edge', in letteratura inglese [6]. Sebbene le imperfezioni giochino un ruolo spesso importante nella progettazione e ottimizzazione delle gridshell [8], per semplicità i DBG non includono volutamente nessun tipo di imperfezione indotta da vincoli, condizioni di carico, proprietà meccaniche o geometria.

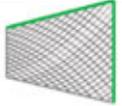
### 2.1. Configurazioni geometriche

Le principali caratteristiche della geometria dei DBG sono riportate in figura 2. Tutti i DBG hanno la stessa generatrice la cui equazione è riportata tra i dati della tabella 2.

La luce della generatrice,  $B=30$  m, è adottata quale lunghezza di riferimento, mentre  $f = B/8$  è la sua monta. Il piano orizzontale,  $z=0$ , è denominato nel seguito 'piano di riferimento orizzontale'. La lunghezza curvilinea della generatrice,  $A$ , include 20 elementi del bordo di lunghezza costante pari a  $b$ . La generatrice è ripartita con lo stesso passo di lunghezza  $b$ . Tutti i DBG sono, quindi, superfici discrete ottenute per traslazione la cui mesh è omogenea e costituita da facce piane quadrangolari, eccetto per quelle di bordo che risultano dall'intersezione della mesh con il piano di

Classe di acciaio	Densità	Modulo di Young	Coefficiente di Poisson	Resistenza allo snervamento
S355	$\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$	$E = 2,1e+5 \text{ MPa}$	$\nu = 0,3$	$f_y = 355 \text{ MPa}$

Tab. 3 | Proprietà del materiale costituente gli elementi strutturali dei DBG

			
Tipologia di sezione (tipo, diametro, spessore [mm])	O/139,7/14,2	O/101,6/10	O/101,6/10
Area [mm <sup>2</sup> ]	5596	2876	2876
Momento di inerzia [mm <sup>4</sup> ]	11157936	3052611	3052611

Tab. 4 | Dimensioni delle sezioni trasversali degli elementi strutturali delle DBG

riferimento orizzontale.

Le altre caratteristiche principali dei DBG sono: la massima altezza  $h$  al di sopra del piano di riferimento orizzontale; le lunghezze  $L$  ed  $L^*$ , rispettivamente, del bordo vincolato e del bordo libero, riferite alla loro controparte continua; l'estensione della superficie  $S$  corrispondente all'area racchiusa dalla proiezione del bordo vincolato, del bordo libero e degli eventuali archi di testata, sul piano di riferimento orizzontale.

## 2.2. Configurazione strutturale

### 2.2.1. Membrature strutturali

Tutte le membrature strutturali dei DBG sono costituite di acciaio con un legame costitutivo elastico-perfettamente plastico. La

tabella 3 sintetizza le caratteristiche del materiale considerato.

Per tutti i DBG, le membrature hanno una sezione circolare cava e non sono soggette a pre-tensione iniziale. Ognuno dei DBG è composto da membrature che hanno la stessa dimensione; viceversa, le dimensioni delle membrature differiscono tra i DBG (tabella 4) al fine di assicurare delle prestazioni omogenee.

### 2.2.2. Condizioni di vincolo

Le condizioni di vincolo esterno imposte ai nodi lungo il bordo  $L$  sono cerniere perfette, eccetto, nel caso di volta a botte, per gli archi di testata lungo i quali sono vincolate solo le traslazioni lungo  $x$  e  $z$  al fine di evitare effetti non-lineari di irrigidimento indotti dalle membrature lungo  $y$ . Tutti i nodi interni alla struttura sono assunti

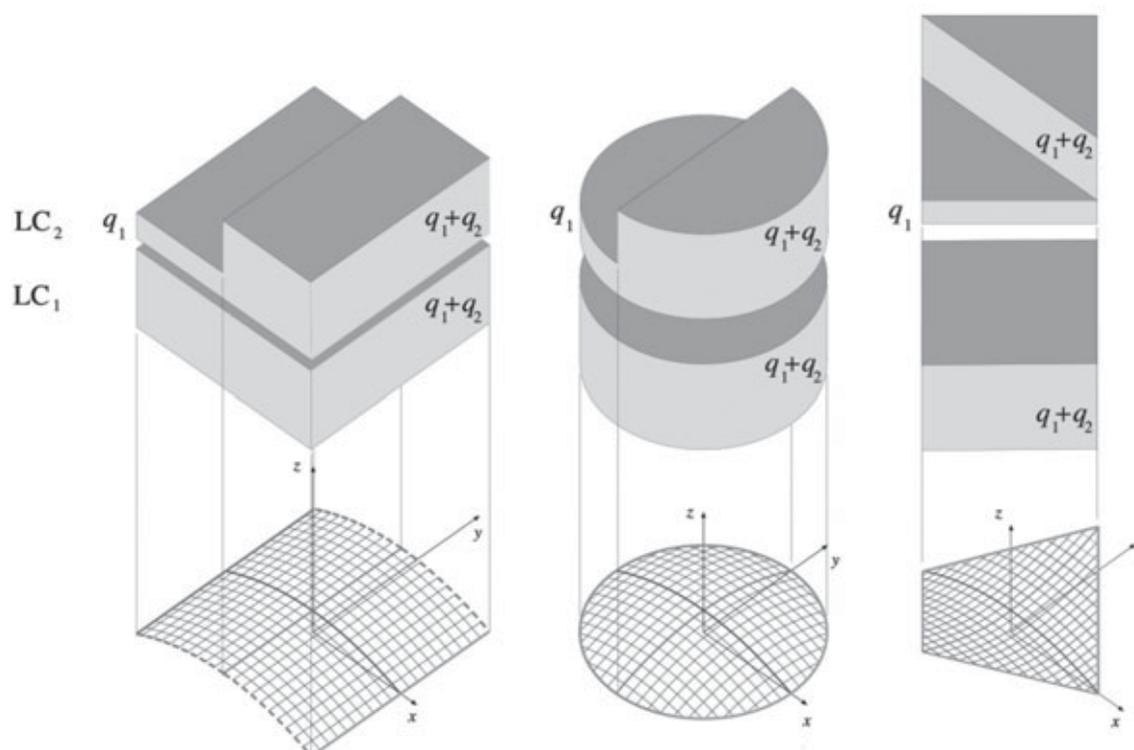


Fig. 3 | Condizioni di carico adottate in FreeGrid

perfettamente rigidi (ovvero non sono ammesse rotazioni relative tra le membrature che vi convergono). I nodi lungo il bordo libero  $L^*$  non sono vincolati.

### 2.2.3. Condizioni di carico

Le prestazioni delle soluzioni progettuali andranno valutate con riferimento a due condizioni di carico ( $LC_k$ ,  $k=1,2$ ). Entrambe le condizioni di carico sono semplificate ed esplorative, ovvero finalizzate a valutare le prestazioni strutturali sotto condizioni di carico ideali e controllate. Tuttavia, l'entità dei carichi considerati ha lo stesso ordine di grandezza di quello dei carichi di progetto utilizzati generalmente per le gridshell. Le condizioni di carico sono schematizzate in figura 3 in termini di carico uniforme.

La prima condizione di carico ( $LC_1$ ) cumula il carico distribuito dovuto al peso proprio delle membrature e i carichi nodali  $Q_{1,j}=(q_1+q_2)s_j$  applicati a tutti i nodi, dove  $s_j$  è la proiezione sul piano orizzontale dell'area di influenza del  $j$ -esimo nodo,  $q_1$  è il carico uniformemente distribuito che tiene conto dei carichi permanenti come il peso del rivestimento di vetro,  $q_2$  è il carico uniformemente distribuito che tiene conto dei carichi variabili come quelli da neve.

La seconda condizione di carico ( $LC_2$ ) riproduce non solo gli effetti legati alla non uniformità dei carichi verticali, ma anche di quelli indotti dal vento o da altri carichi orizzontali.  $LC_2$  cumula, infatti, il carico distribuito dovuto al peso proprio degli elementi strutturali, i carichi nodali  $Q_{2,1,j}=q_1s_j$  e  $Q_{2,2,j}=q_2s_j$ , dove  $q_1$  e  $q_2$  sono i carichi uniformemente distribuiti definiti in precedenza e applicati sulla superficie con  $x \geq 0$ , nel caso di volta a botte e cupola parabolica, e sulla superficie  $y \geq 0$ , nel caso del paraboloide iperbolico.

Le prestazioni strutturali agli Stati Limite Ultimi (SLU) andranno valutate fissando  $q_1=600 \text{ N/m}^2$  e  $q_2=1200 \text{ N/m}^2$ . Agli Stati Limite di Esercizio (SLE) invece, le prestazioni strutturali andranno valutate considerando  $q_1=400 \text{ N/m}^2$  e  $q_2=800 \text{ N/m}^2$ .

## 3. Obiettivi progettuali e metriche prestazionali

I partecipanti al benchmark sono chiamati a modificare uno o più dei DBG definiti nei paragrafi precedenti, e concepire delle soluzioni progettuali di gridshell ('Design Solution Gridshell', DSG)

volte a ottenere sette obiettivi progettuali ('Design Goals', DG) selezionati in una prospettiva di progettazione olistica.

La valutazione globale delle prestazioni di ogni DSG si sviluppa in tre passi concettuali (figura 4).

Nel primo, ogni DG è espresso attraverso una metrica quantitativa da incrementare ( $\uparrow$ ) o diminuire ( $\downarrow$ ), e resa adimensionale rispetto alla corrispondente metrica del DBG (pedice 0).

Nel secondo, i DG sono raggruppati in tre categorie prestazionali riferite alla risposta strutturale (pedice  $s$ ), alla costruibilità (pedice  $b$ ) e alla sostenibilità (pedice  $su$ ) del (o dei) DSG(s). Corrispondentemente, le singole metriche sono riunite in metriche prestazionali parziali  $P_k$  ( $k = s, b, su$ ).

Infine, viene introdotta una singola metrica prestazionale globale  $P$  ottenuta dalla combinazione lineare di quelle parziali.

### 3.1. Obiettivi e metriche strutturali

Le strutture gridshell sono note come strutture resistenti per forma dove il progetto e l'ottimizzazione della forma sono comunemente focalizzati sulle loro prestazioni meccaniche ([9][10][11]). Di conseguenza, esse sono tanto efficienti quanto, anche, esposte a problemi di instabilità e deformabilità rispettivamente allo Stato Limite Ultimo (SLU) e a quelli di esercizio (SLE) [12].

In FreeGrid vengono introdotte le seguenti metriche specifiche circa la stabilità e la deformabilità.

**Stabilità (SLU).** La metrica quantitativa da incrementare è il moltiplicatore del carico critico  $\widehat{LF}$ , definito con riferimento a entrambe le condizioni di carico  $LC_1$  ed  $LC_2$ .  $\widehat{LF}$  tiene conto dell'instabilità globale, locale e a livello di elemento, e/o della plasticizzazione degli elementi [13][14][15]. Il limite inferiore adottato per questa metrica è  $\widehat{LF}_1 = 1$ .

**Deformabilità (SLE).** La metrica quantitativa da ridurre è il modulo del massimo spostamento verticale  $|\widehat{\delta}_z|$  esibito dai nodi sotto le condizioni di carico  $LC_1$  e  $LC_2$ . Il valore massimo di riferimento per questa metrica è  $\widehat{\delta}_{z,l} = B/200$ .

La metrica prestazionale strutturale, adottata in FreeGrid, è mediata sulle condizioni di carico  $LC_k$  ( $k=1:2$ ) ed è definita analiticamente come:

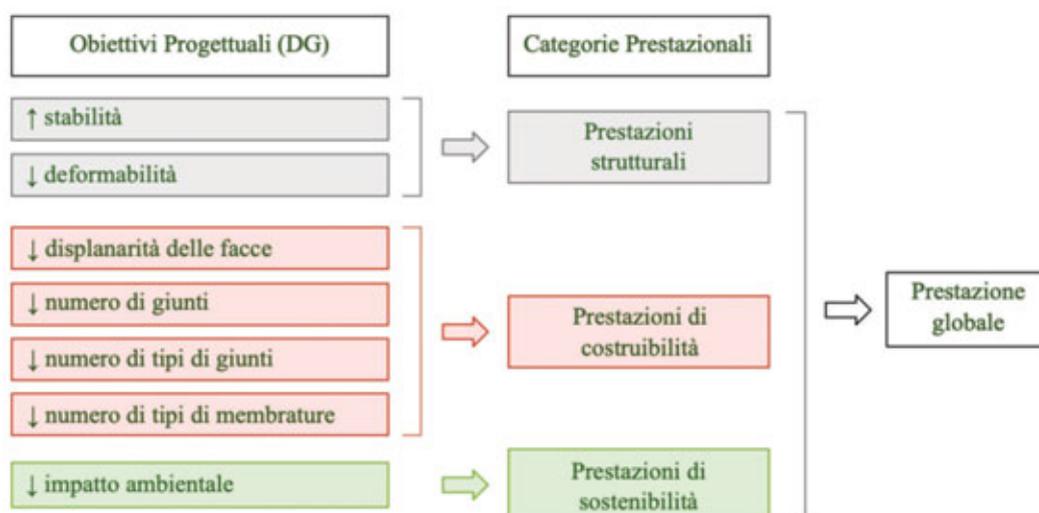


Fig. 4 | Schema della valutazione delle prestazioni

$$P_s = \frac{\sum_{k=1}^2 \left[ \frac{\left( \frac{LF_k}{LF_{k,0}} \right)}{\left( \frac{\delta_{z,k}}{\delta_{z,k,0}} \right)} \right]}{2} \quad (1)$$

Sotto le condizioni di carico specificate nella sottosezione 2.2.3, le strutture BG rispettano le richieste strutturali per entrambi gli stati limite (SLU ed SLE), mentre i DBG no.

### 3.2. Obiettivi e metriche di costruibilità

A conoscenza degli Autori della presente memoria, le prestazioni legate alla costruibilità ('buildability' o 'fabrication-aware design' in inglese) non sono definite né esaustivamente né univocamente nella letteratura corrente, nonostante il loro ruolo fondamentale nella progettazione e le interessanti proposte presentate recentemente da alcuni autori [16][17][18]. Alla luce di questo, gli obiettivi di progetto selezionati in FreeGrid, le metriche corrispondenti e la metrica parziale di costruibilità intendono essere un modello prestazionale volutamente non completamente esaustivo ma comunque rigoroso. In particolare, riferendosi unicamente alla concezione strutturale complessiva, i DG di costruibilità selezionati si riferiscono esclusivamente alla geometria dei pannelli 2D coincidenti con le facce, alle membrature strutturali unifilari 1D coincidenti con i bordi e ai giunti 0D nei vertici. Pertanto, i DG adottati non includono questioni di dettaglio relative agli sfalsamenti tra pannelli e facce, nonché alla progettazione 3D dei giunti (ad esempio, 'kinks at joints' o 'edge offset' [17]).

*Displanarità delle facce.* La planarità delle facce della mesh del gridshell è il vincolo costruttivo più diffuso e tradizionalmente considerato per le strutture gridshell a doppia curvatura ([19][20]). In effetti, facce piane consentono direttamente l'impiego di pannelli di ricoprimento con superficie piana che sono significativamente meno costosi di quelli con superficie a doppia curvatura ottenuti tramite stampaggio o piegatura a freddo. La corrispondente metrica quantitativa, adottata in FreeGrid con la finalità di una riduzione, è la media  $\bar{\Delta}$ , calcolata su tutte le facce del gridshell, della media delle distanze dei vertici di ogni faccia dal piano che meglio approssima la superficie, diviso per il semiperimetro della faccia stessa. [21][22].

*Numero di giunti.* Il numero di giunti strutturali influisce in larga misura sul costo complessivo e sulla costruibilità dei gridshell [23]. La corrispondente metrica quantitativa, adottata in FreeGrid con la finalità di una riduzione, è la numerosità dei giunti strutturali #(N).

*Uniformità dei giunti.* L'obiettivo progettuale consiste nel ridurre il numero di tipi di giunti per semplificarne la produzione, ma l'uniformità dei giunti influenza pure l'esito figurativo della struttura. In FreeGrid il tipo di giunto è condizionato dalla sua valenza  $v$ , ovvero dal numero di membrature in esso convergenti, e dagli angoli relativi  $\theta$  tra le membrature medesime [24]. La corrispondente metrica quantitativa, adottata in FreeGrid con la finalità di una riduzione, è la numerosità dei tipi di giunti #(J).

*Uniformità delle membrature.* Il DG adottato consiste nel restringere l'abaco delle membrature strutturali, ma l'uniformità delle membrature condiziona anche la figuratività del gridshell. Il

tipo di membratura dipende dalla sua lunghezza e dalla sua sezione trasversale. Le corrispondenti metriche quantitative, adottate in FreeGrid con la finalità di una riduzione, sono il coefficiente di variazione delle lunghezze  $\checkmark$  [16][25] valutato sull'intero gridshell e la numerosità dei tipi di sezioni trasversali #(C).

La metrica prestazionale di costruibilità, adottata in FreeGrid, risulta dalla media delle metriche obiettivo prima definite attraverso la seguente equazione:

$$P_b = \frac{1}{\frac{1}{5} \left[ \frac{1+\bar{\Delta}}{1+\Delta_0} + \frac{\#(N)}{\#(N_0)} + \frac{\#(J)}{\#(J_0)} + \frac{1+l}{1+l_0} + \frac{\#(C)}{\#(C_0)} \right]}. \quad (2)$$

### 3.3. Obiettivi e metriche di sostenibilità

La riduzione del peso del materiale strutturale è un obiettivo progettuale tradizionale, diffuso e largamente enfatizzato, in generale, per le strutture, e, in particolare, per quelle leggere, comprese dunque le strutture gridshell [26]. Nella prospettiva dell'analisi del ciclo di vita (Life Cycle Assessment, LCA) la riduzione del peso della struttura può essere un criterio fuorviante che non implica necessariamente la soluzione maggiormente sostenibile. Nell'ambito di FreeGrid, le complesse analisi associate alla LCA sono ridotte assegnando un singolo parametro adimensionale alla massa unitaria di ogni membratura strutturale, denominato nel seguito coefficiente di impatto ambientale. Tale coefficiente è utilizzato quale fattore di ponderazione del peso in acciaio delle membrature, in analogia al cosiddetto coefficiente di carbonio incorporato [27][28]. La corrispondente metrica quantitativa, adottata in FreeGrid con la finalità di una riduzione, è  $W = \sum_{i=1}^M g_i \cdot l_i \cdot \alpha_i$ , dove la sommatoria sulle M membrature strutturali di tutto il gridshell include il peso per unità di lunghezza  $g_i$  e la lunghezza  $l_i$  della  $i$ -esima membratura, e il coefficiente correttivo di impatto ambientale  $\alpha_i$  che dipende dalla classe dell'acciaio e dal tipo di sezione trasversale della membratura  $i$ -esima, normalizzato rispetto al corrispondente coefficiente riferito alla sezione cava costituita da acciaio di classe S355.

La metrica prestazionale di sostenibilità, adottata in FreeGrid, si esprime analiticamente come:

$$P = \gamma_s \cdot P_s + \gamma_b \cdot P_b + \gamma_{su} \cdot P_{su} \quad (3)$$

### 3.4. Metrica prestazionale sintetica

La metrica prestazionale globale P, adottata in FreeGrid è il risultato della combinazione delle tre metriche prestazionali parziali definite precedentemente, ovvero:

$$P_{su} = \frac{1}{w_0} \quad (4)$$

dove  $\gamma_s, \gamma_b, \gamma_{su}$  sono i fattori parziali di ponderazione per i quali viene introdotta la restrizione  $\gamma_s + \gamma_b + \gamma_{su} = 1$ , in modo tale che  $P_0 = 1$ . Nel benchmark FreeGrid i valori dei fattori di ponderazione sono definiti pari a  $\gamma_s = \gamma_b = \gamma_{su} = 1/3$  al fine di offrire ai partecipanti un termine

comune di riferimento. In una prospettiva più ampia, i progettisti avranno facoltà di esaminare le prestazioni complessive dei DSG definendo differenti valori dei fattori di ponderazione in ragione delle specificità del singolo progetto.

Essendo  $P$  una quantità ordinabile, la classifica dei DSG forniti dai partecipanti al benchmark per ogni DBG non dipende da una valutazione soggettiva e a posteriori.

#### 4. Vincoli progettuali

I DSG devono soddisfare i seguenti vincoli geometrici ('Geometric Constraints', GC) e meccanici ('Mechanical Constraints', MC). Questi sono elencati di seguito facendo riferimento in generale a una soluzione progettuale con caratteristiche strutturali e di forma generiche:

- GC.1. La tipologia a singolo strato della struttura gridshell non può essere cambiata, o in altri termini la mesh deve essere 2-manifold, ovvero vertici e spigoli non-manifold non sono permessi [29];
- GC.2. la posizione, la forma e la lunghezza della linea di bordo e degli archi di testata (questi ultimi riferiti al caso della volta a botte) non possono essere modificati;
- GC.3. le luci del gridshell,  $B_x$  e  $B_y$ , rispettivamente lungo le direzioni  $x$  e  $y$ , non devono essere inferiori a 30 m, essendo  $B_x$  e  $B_y$  generalmente definite come la luce massima libera da vincoli esterni;
- GC.4. l'estensione della proiezione della superficie complessiva della struttura gridshell sul piano di riferimento orizzontale non deve essere inferiore a  $S - 0,05 S$ ;
- GC.5. la monta deve essere mantenuta uguale a  $f=B/8$ , essendo  $f$  generalmente definito come la distanza tra il piano di riferimento orizzontale e il piano orizzontale tangente alla superficie della struttura gridshell avente l'altezza minima;
- GC.6. l'altezza  $h$  non deve essere superiore a  $B/4$ , essendo  $h$  generalmente definita come la distanza tra il piano di riferimento orizzontale e il piano orizzontale passante per il vertice della struttura gridshell avente l'altezza massima;
- GC.7. i vertici geometrici e i giunti strutturali non possono trovarsi al di sotto del piano di riferimento orizzontale;
- MC.1. lungo la linea di imposta  $L$ , gli spostamenti lungo  $x$ ,  $y$  e  $z$  di tutti i giunti strutturali risultanti dalla generazione della griglia devono essere vincolati esternamente (cerniere perfette);
- MC.2. lungo gli archi di testata (volta a botte), gli spostamenti lungo  $x$  e  $z$  di tutti i giunti strutturali risultanti dalla generazione della griglia devono essere vincolati esternamente;
- MC.3. non sono ammessi vincoli esterni strutturali aggiuntivi;
- MC.4. le membrature strutturali devono avere sezioni trasversali commerciali;
- MC.5. il materiale strutturale deve essere acciaio.

Qualsiasi parametro di progettazione può essere variato, se non

esplicitamente escluso in precedenza, ad esempio la geometria (a titolo esemplificativo e non esaustivo la forma complessiva del gridshell, la posizione dei vertici, la densità e la topologia della mesh), il numero e le proprietà delle membrature strutturali (sezione trasversale, lunghezza), il numero e il tipo di giunti strutturali, la classe dell'acciaio, l'entità della precompressione, etc.

#### 5. Approcci progettuali

Qualsiasi approccio alla progettazione e all'ottimizzazione è consentito oltre che ben accetto; ad esempio, la progettazione euristica basata sull'esperienza del progettista, l'ottimizzazione in tutte le sue declinazioni, la progettazione basata sull'intelligenza artificiale (ad esempio reti neurali, apprendimento automatico), i modelli materici in scala, i modelli basati sull'analogia al continuo, etc. I partecipanti possono utilizzare qualsiasi tipo di modello strutturale durante la progettazione/ottimizzazione (ad esempio, modelli di ordine ridotto, modelli surrogati, modelli semplificati come l'analisi statica lineare o di buckling).

#### 6. Metodi di valutazione delle prestazioni strutturali

La valutazione finale delle prestazioni strutturali del/i DSG scelto/i dovrà essere effettuata mediante un Modello agli Elementi Finiti secondo le specifiche fornite di seguito al fine di garantire la comparabilità dei risultati. Le seguenti specifiche sono formulate sulla base di uno studio preliminare di sensitività condotto utilizzando i codici Ansys® Mechanical APDL [30] e SAP2000® [31].

*Modello meccanico.* Le prestazioni strutturali saranno ottenute attraverso una analisi non lineare di tipo geometrica e meccanica (GMNA). La legge costitutiva adottata per l'acciaio sarà elastica-perfettamente plastica. Sarà preferibilmente adottato un approccio modellistico a plasticità distribuita (DP) [32], con comportamento non lineare modellato lungo l'elemento finito e la sua sezione trasversale. Nel caso venga adottato un approccio a plasticità concentrata (CP) [33], le regioni plastiche dovranno essere collocate convenzionalmente in corrispondenza dei soli giunti strutturali, e ogni regione plastica dovrà avere una lunghezza pari a due volte la massima dimensione della sezione trasversale della membratura strutturale.

*Discretizzazione FEM.* Gli elementi finiti adottati saranno travi 3D basati sul modello di Timoshenko con funzione di forma cubica e tre punti di integrazione lungo l'elemento. Ogni membratura strutturale sarà discretizzata con 4 elementi finiti al fine di poter simulare la sua eventuale perdita di stabilità.

*Solutore numerico.* Sarà applicata una procedura incrementale a controllo di forza. L'ampiezza di ogni incremento di carico sarà pari a 1/1000 del modulo della  $k$ -esima condizione di carico. La soluzione numerica sarà ottenuta ad ogni passo di carico attraverso il metodo iterativo di Newton-Raphson standard, con una tolleranza pari a  $5e-3$  in termini di residui pesati delle variabili.

#### 7. Richieste ai partecipanti

I dati geometrici e strutturali completi dei Design Baseline Gridshell, insieme ad alcuni strumenti automatici per assistere i partecipanti nella verifica del rispetto dei vincoli progettuali nell'ambito sia della progettazione concettuale che del calcolo delle metriche

prestazionali di costruibilità durante la verifica finale, sono resi disponibili ad Accesso Aperto sul sito web di FreeGrid (<https://sites.google.com/view/freegrid/data-tools>).

Per assicurare riproducibilità e confrontabilità, i partecipanti sono chiamati a fornire i dati relativi al DSG, gli approcci progettuali, gli strumenti di valutazione delle prestazioni e i risultati come Open Data. L'insieme completo dei dati richiesti è descritto in dettaglio nelle Specifiche Tecniche di FreeGrid. In particolare, per garantire la confrontabilità, i partecipanti sono chiamati a specificare con precisione, per ogni soluzione progettuale proposta, i valori della metrica di ogni obiettivo progettuale, delle metriche prestazionali parziali e di quella complessiva, insieme a una immagine esplicativa del DSG, eventualmente compendiate da una relazione di accompagnamento in forma di rapporto, documento tecnico, o articolo scientifico pubblicato. Per consentire la riproducibilità della soluzione progettuale proposta e della valutazione delle sue prestazioni, i partecipanti sono chiamati a specificare i metodi utilizzati, la geometria del DSG, la lista delle membrature strutturali e alcuni risultati di dettaglio necessari alla valutazione delle prestazioni strutturali. I risultati e i dati di cui sopra saranno forniti attraverso due moduli online disponibili sul sito web di

FreeGrid e, ad eccezione della relazione di accompagnamento, secondo formati definiti e resi disponibili ai partecipanti (<https://sites.google.com/view/freegrid/results>).

## 8. Sviluppi e conclusioni

Il benchmark FreeGrid è stato presentato in occasione del Simposio Annuale IASS2023 a Melbourne [34]. Un articolo specifico discuterà in modo approfondito il comportamento meccanico dei Design Baseline Gridshell, anche al fine di fornire ai partecipanti stimoli per future soluzioni progettuali.

Nei prossimi anni sono previste sessioni speciali in occasione di conferenze internazionali. Il primo traguardo del benchmark è fissato in occasione del Simposio Annuale IASS2026, quando i premi FreeGrid ArcelorMittal Steligenca saranno consegnati, secondo il regolamento specifico disponibile sul sito web di FreeGrid (<https://sites.google.com/view/freegrid/award>), al giovane autore della soluzione progettuale più performante per ogni tipo di DGS, insieme a un ulteriore premio consegnato all'autore che si occuperà di tutti e tre i DGS e otterrà le prestazioni più elevate in media.

---

## Ringraziamenti

Gli Autori sono grati al CTA - Collegio dei Tecnici dell'Acciaio, all'International Association for Shell and Spatial Structures (IASS, <https://iass-structures.org>) e ad ArcelorMittal Steligenca (<https://steligenca.arcelormittal.com>) per il supporto fornito. Gli Autori ringraziano Riccardo Zanon e Marina D'Antimo (ArcelorMittal Steligenca) per lo stimolante approfondimento e la proficua discussione sulla sostenibilità dei gridshell in acciaio. Gli Autori ringraziano calorosamente Yi Min 'Mike' Xie e Jane Burry, co-presidenti del Simposio Annuale IASS2023, e il comitato organizzatore per aver ospitato il lancio del benchmark nell'ambito dell'evento.

---

## Bibliografia

- [1] I. Paya-Zaforteza and M.E.M. Garlock, "Structural Engineering Heroes and Their Inspirational Journey", *Structural Engineering International*, vol. 31(4), pp. 584-597, 2021.
- [2] R. Grover, S. Emmitt and A. Copping, "The typological learning framework: the application of structured precedent design knowledge in the architectural design studio", *International Journal of Technology and Design Education*, vol. 28, pp. 1019-1038, 2018.
- [3] E. Boling, "The Nature and Use of Precedent in Designing". In JK McDonald & RE West, *Design for Learning: Principles, Processes, and Praxis* (1st ed.), BYU Open Learning Network, 2021.
- [4] R.Q. Feng, L. Zhang and J.M. Ge, "Multi-objective morphology optimization of free-form cable-braced grid shells", *International Journal of Steel Structures*, vol.15(3), pp. 681-691, 2015.
- [5] H. Salehi and R. Burgueño, "Emerging artificial intelligence methods in structural engineering", *Engineering Structures*, vol. 171, pp. 170-189, 2018.
- [6] F. Venuti and L. Bruno, "Influence of in-plane and out-of-plane stiffness on the stability of free-edge gridshells: A parametric analysis", *Thin-Walled Structures*, vol. 131, pp. 755-768, 2018.
- [7] O. Sigmund, "On benchmarking and good scientific practise in topology optimization", *Structural and Multidisciplinary Optimization*, vol. 65(11), pp. 315, 2022.
- [8] V. Tomei, E. Grande and M. Imbimbo, "Influence of geometric imperfections on the efficacy of optimization approaches for gridshells", *Engineering Structures*, vol. 228, pp. 111502, 2021.
- [9] E. Vouga, M. Höbinger, J. Wallner and H. Pottmann, "Design of self-supporting surfaces", *ACM Transactions on Graphics*, vol. 31(4), art. no. 87, 2012.

- [10] L. Mourad, J. Bleyer, R. Mesnil, J. Nseir, K. Sab and W. Raphael, "Topology optimization of load-bearing capacity", *Structural and Multidisciplinary Optimization*, vol. 64(3), pp. 1367 – 1383, 2021.
- [11] F. Laccone, L. Malomo, M. Froli, P. Cignoni, N. Pietroni, "Automatic Design of Cable-Tensioned Glass Shells", *Computer Graphics Forum*, vol. 39.1, pp. 260-273, 2020.
- [12] D. Tonelli, N. Pietroni, E. Puppo, M. Froli, P. Cignoni, G. Amendola and R. Scopigno, "Stability of Statics Aware Voronoi Grid-Shells", *Engineering Structures*, vol. 116, pp. 70-82, 2016.
- [13] T. Bulenda and J. Knippers, "Stability of grid shells", *Computers and Structures*, vol. 79(12), pp. 1161-74, 2001.
- [14] M. Mohammadi, K. Abedi and N. Taghizadieh, Stability analysis of single-layer barrel vault space structures. *International Journal of Space Structures*, vol. 7(4), pp. 203-218, 2012.
- [15] J. Yan, F. Qin, Z. Cao, F. Fan and Y. Mo, Mechanism of coupled instability of single-layer reticulated domes, *Engineering Structures*, vol. 114, pp. 158-170, 2016.
- [16] R. Mesnil, C. Douthe, O. Bavarel, B. Léger, J.F. Caron, "Isogonal moulding surfaces: A family of shapes for high node congruence in free-form structures", *Automation in Construction*, Vol. 59, pp. 38-47, 2015.
- [17] X. Tellier, C. Douthe, L. Hauswirth, O. Bavarel, "Caravel meshes: A new geometrical strategy to rationalize curved envelopes", *Structures*, vol. 28, pp. 1210-1228, 2020.
- [18] V. Tomei, M. Imbimbo and E. Mele, "Optimization of structural patterns for tall buildings: the case of diagrid", *Engineering Structures*, vol. 171, pp. 280-297, 2018.
- [19] J. Schlaich and H. Schober, "Glass roof for the Hippo House at the Berlin Zoo". *Structural Engineering International*, vol. 7(4), pp. 252-254, 1997.
- [20] R. Mesnil, C. Douthe, C. Richter and O. Bavarel, "Fabrication-aware shape parametrisation for the structural optimisation of shell structures", *Engineering Structures*, vol. 176, pp. 569 – 5841, 2018.
- [21] C. Tang, X. Sun, A. Gomes, J. Wallner, and H. Pottmann, "Form-finding with polyhedral meshes made simple", *ACM Transactions on Graphics*, vol. 33(4), pp. 70:1-70:9, 2014.
- [22] N. Pietroni, D. Tonelli, E. Puppo, M. Froli, R. Scopigno and P. Cignoni, "Statics Aware Grid Shells", *Computer Graphics Forum*, vol. 34(2), pp. 627-641, 2015.
- [23] H. Seifi, A.R. Javan, S. Xu, Y. Zhao, Y.M. Xie, "Design optimization and additive manufacturing of nodes in gridshell structures", *Engineering Structures*, vol. 160, pp. 161-170, 2018.
- [24] Y. Liu, T.U. Lee, A. Koronaki, N. Pietroni and Y.M. Xie, "Reducing the number of different nodes in space frame structures through clustering and optimization", *Engineering Structures*, vol. 284 (116016), 2023.
- [25] F. Otto, "IL10: Gitterschalen - Grid Shells", Institut für Leichte Flächentragwerke, Stuttgart, 1974.
- [26] M. Kilian, D. Pellis, J. Wallner and H. Pottmann, "Material-minimizing forms and structures", *ACM Transactions on Graphics*, vol. 36 (6), art. no. a173, 2017.
- [27] O. P. Gibbons, J. J. Orr, C. Archer-Jones, W. Arnold, D. Green, "How to calculate embodied carbon" (2nd ed.), The Institution of Structural Engineers, London, UK, 2022.
- [28] R. Stroetmann, "High Strength Steel for Improvement of Sustainability", in *Proceedings of Eurosteel 2011*, Budapest, Hungary, August 31 - September 2, 2011.
- [29] L.W. Tu, "An Introduction to Manifolds" (2nd ed.), New York: Springer, 2011.
- [30] Ansys® Mechanical APDL, Release 22.2, Help System, ANSYS, Inc.
- [31] SAP2000®, version 21, CSI Analysis Reference Manual, Computers and Structures, Inc.
- [32] F.F. Taucer, E. Spacone, F.C. Filippou, "A Fiber Beam-Column Element for Seismic Response Analysis of Reinforced Concrete Structures", Report No. UCB/EERC-91/17, Earthquake Engineering Research Center College of Engineering University of California, Berkeley, 1991.
- [33] R.W. Clough, K.L. Benuska, "Nonlinear earthquake behavior of tall buildings". *Journal of Engineering Mechanical Division*, vol 93, pp. 129-146, 1967.
- [34] L. Bruno, P. Cignoni, S. Gabriele, E. Grande, M. Imbimbo, F. Laccone, F. Marmo, E. Mele, L. Raffaele, V. Tomei, F. Venuti. "FreeGrid: a benchmark on design and optimisation of free-edge gridshells", in *Proceedings of the IASS Annual Symposium 2023*, Melbourne, Australia, July 10-14, 2023.



—

# Vibration comfort of floors: state-of-the-art

—

## Part 1

Article

Youssef EL ASRI, engineer-PhD candidate, CTICM-INSA/ULG | Vincent DENOËL, professor, university of Liege |  
Maël COUCHAUX, senior lecturer, INSA de Rennes | Mohammed HJIAJ, university Professor, INSA de Rennes |  
Mladen LUKIĆ, research manager, CTICM

# 1 | Introduction

The use of increasingly slender and flexible steel and composite structures has sometimes led to vibration problems in bridges (Millennium Bridge, Solferino footbridge) and even in building floors. These problems have been caused by human activity, including walking, as well as rhythmic activities that have been developed strongly in recent years (gyms, dance, etc.). As a consequence, occupants may experience some degree of discomfort.

Eurocode provides few elements for the design of a structure with respect to vibration comfort [1]. The natural frequency limits of the fundamental mode of vibration according to the use of the floor are not always sufficient in practice, especially in the presence of rhythmic activities. International standards, such as ISO 2631 ([2], [3]) and ISO 10137 [4] or national standards such as DIN 4150-2 [5], do however provide elements for assessing the vibration comfort of the occupants of a structure exposed to vibration. These standards are based on an acceleration or velocity approach which will be presented in [section 2](#) of this paper.

Following the above-mentioned feedback, guidelines were proposed in the 2000s by AISC/CISC [12] and SCI [11], with the objective of assessing the level of vibration performance of building floors. These guidelines are based on an acceleration approach and refer to the above mentioned ISO standards. The HiVoSS guideline [7], based on a European research project [6], adopts a velocity approach and proposes charts to evaluate the comfort of floors subjected to vertical vibrations caused by a single person walking. The methods included in these three guidelines are presented in [section 3](#) and their limitations are also highlighted, in order to illustrate their advantages and disadvantages and to propose some improvements in future guidelines dealing with vibration comfort.

## 2 | Vibration comfort standards

### 2.1 | INTRODUCTION

Two international standards are now available to address the comfort of users of a structure exposed to vibration, in order to assess its acceptability for the intended use. ISO 2631, presented in [section 2.2](#), provides values, expressed in terms of acceleration, to assess comfort taking into account the direction of vibration, frequency sensitivity and effects of duration of vibrations. ISO 10137 (see [section 2.3](#)) provides acceptability criteria and comfort limits based on the quantities from the previous standard. Finally, DIN 4150-2 (see [section 2.4](#)) proposes performance criteria for vibration comfort, no longer based on acceleration, but on velocity.

### 2.2 | ISO 2631 STANDARD

#### 2.2.1 | Overview

The international standard ISO 2631 ([2], [3]) provides a detailed procedure for the analytical determination of characteristic parameters for the human-induced vibration response (mainly in acceleration). These parameters are used in the evaluation of the impact of vibrations on the human body (for receivers) with respect to certain criteria (health, motion sickness, perception, comfort). Focus here is on to the criterion of vibration comfort.

The effect of vibrations depends on both the direction of incidence and the position of the human body, which may be standing, sitting or lying. The standard coordinate system is shown in [Figure 1](#); human perception is generally more important for vibrations in the x or y direction.



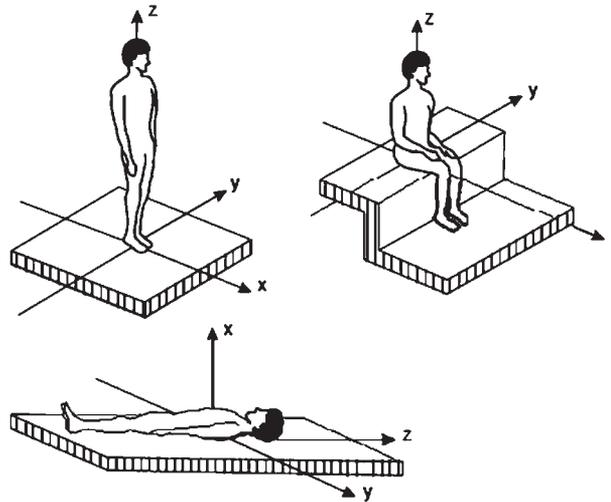
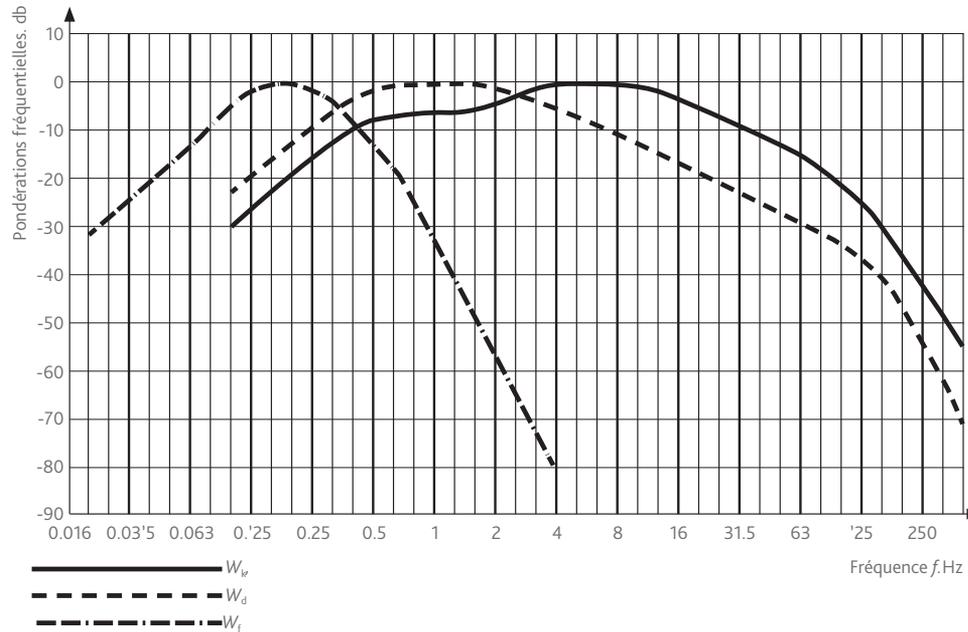


Figure 1: Coordinate system according to human body positions [2]

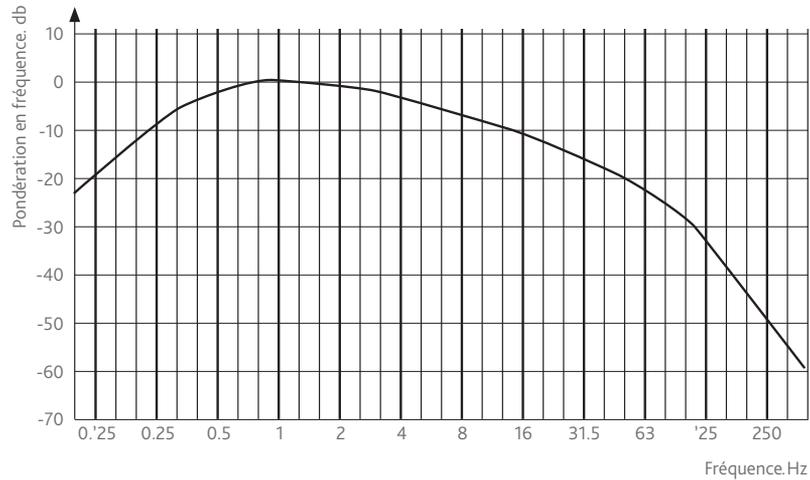
## 2.2.2 | Frequency weighting

The impact of vibration on the occupants of a structure depends on their sensitivity to vibrations, strongly related to its frequency of incidence. In general, there are frequency ranges not very perceptible to humans, where the response is attenuated by means of so-called frequency weighting factors, presented in the form of curves, which are applied to the response terms (see section 2.1.3).

These curves (expressed in dB) are shown in Figure 2. The  $W_m$  (see Figure 2-b) is obtained by combining the two curves  $W_d$  and  $W_k$  (see Figure 2-a).



a)  $W_v$ ,  $W_d$  and  $W_f$  weights



b) Weighting  $W_m$

Figure 2: Frequency weighting curves [2,3]

According to these curves, the frequency range most perceptible to humans is between 4 and 8Hz for the z-direction ( $W_k$ ) and between 0.5 and 2Hz for the x- and y-directions ( $W_d$ ).

The choice of frequency weighting curves is made according to Table 1, depending on the direction of vibration shown in Figure 1.

Axis	Frequency weighting		Multiplying factor
	Known body position	Unknown body position	
X	$W_d$	$W_m$	$k_x = 1$
Y	$W_d$	$W_m$	$k_y = 1$
Z	$W_k$	$W_m$	$k_z = 1$

Table 1: Choice of frequency weighting curves [2,3]

The frequency weighting differs between axes of incidence, since the user perceives vibrations more easily along the x and y axes than along the z axis.

### 2.2.3 | Basic method (weighted rms acceleration)

The basic method is applied in the case of continuous vibrations. It consists of calculating a weighted rms acceleration, which takes into account the reduction of response in frequency ranges of low human perception.

This acceleration is calculated per direction of vibration according to two cases:

- If  $N_f$  discrete values of acceleration over time are available, a cumulative acceleration calculation is performed as follows:

$$a_{w,d} = \left[ \sum_{i=1}^{N_f} (W_i a_i)^2 \right]^{\frac{1}{2}} \quad (1)$$



- If a continuous acceleration record is available, an integral is made over the recording time  $T$  as follows:

$$a_{w,d} = \left[ \frac{1}{T} \int_0^T a_{w,d}^2(t) dt \right]^{\frac{1}{2}} \quad (2)$$

The total acceleration can also be obtained as follows:

$$a_v = \sqrt{k_x^2 a_{w,x}^2 + k_y^2 a_{w,y}^2 + k_z^2 a_{w,z}^2} \quad (3)$$

Where:

$a_{w,d}$  is the rms acceleration calculated for each direction  $d$  (x, y or z);

$W_i$  is a frequency weighting factor (see section 2.1.2);

$a_i$  is the incident acceleration in the direction of the human body;

$a_{w,d}(t)$  is the weighted rms acceleration at each time  $t$ ;

$k_x, k_y, k_z$  are multiplying factors equal to 1 for this case (see Table 1).

### 2.2.4 | Additional methods

A first method consists in determining a running acceleration (Maximum Transient Vibration Value -  $MTVV$ ), in order to take into account the transient effects of the response, by calculating a rms acceleration noted  $a_{w,d}(t_0)$  for small time intervals  $t_0$  along the entire signal as follows:

$$a_{w,d}(t_0) = \left[ \frac{1}{\tau} \int_{t_0-\tau}^{t_0} a_{w,d}^2(t) dt \right]^{\frac{1}{2}} \quad (4)$$

$a_{w,d}(t)$  being the weighted time-dependant acceleration by vibration direction.

Subsequently, the maximum value of these accelerations is evaluated:

$$MTVV = \max_{t_0} [a_{w,d}(t_0)]$$

A second method makes it possible to take into account the intermittent nature of the loading, by means of the accumulation of the vibration responses, providing more reasonable results for the evaluation of comfort. This is done by determining a vibration parameter called Vibration Dose Value ( $VDV$ , in  $ms^{-7/4}$ ), allowing more perceptible responses, albeit over more limited durations.

It is calculated using the following formula:

$$VDV = \left[ \int_0^T a_{w,d}^4(t) dt \right]^{\frac{1}{4}} \quad (5)$$

## 2.3 | ISO 10137 STANDARD

ISO 10137 standard proposes serviceability acceptance criteria for vibration loading applied to buildings and footbridges, using the characteristic parameters of ISO 2631 (rms acceleration,  $VDV$ ). This standard is limited to the analysis of occupant vibration comfort.

### 2.3.1 | Basic method (rms acceleration)

The basic method is mainly used for continuous vibrations, defined as excitations lasting more than 30 minutes per day. For each excitation frequency, the standard presents basic acceptability curves, showing the acceleration limits beyond which the vibration is perceived by the receiver, depending on the excitation frequency and the direction of vibration shown in Figure 1. These curves are presented in Figure 3.

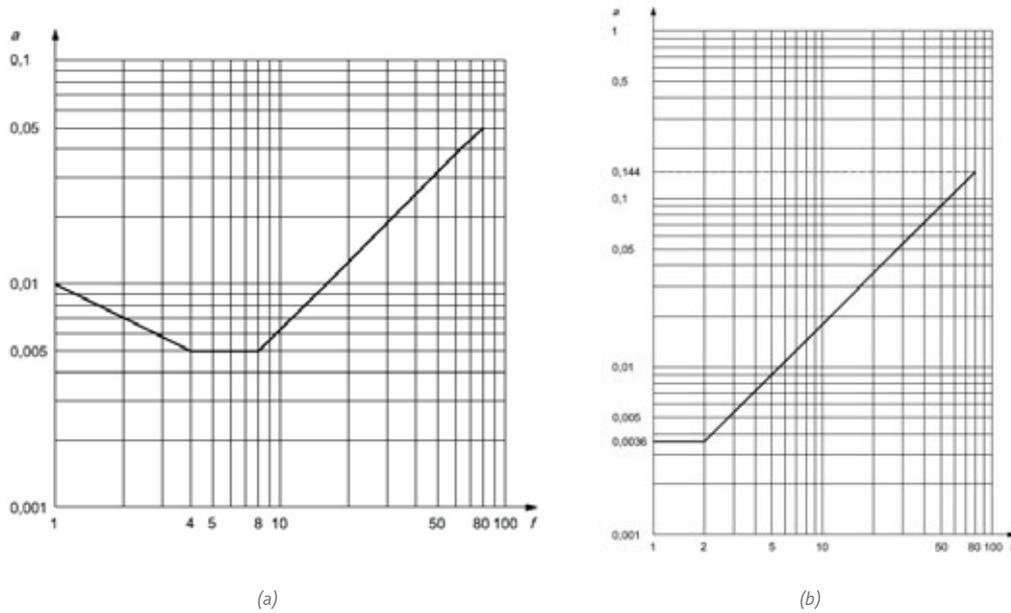


Figure 3: Basic acceptability curve: (a) along z axis, (b) along x and y axis [4]

In order to assess the acceptability of vibration, a response factor evaluating the degree to which the vibration perception limit is exceeded, based on the determination of the rms acceleration  $a_{w,rms}$  according to ISO 2631 (see section 2.1.3), is calculated as follows:

$$R = \begin{cases} \frac{a_{w,rms}}{a_z} & \text{for z axis} \\ \frac{a_{w,rms}}{a_{x,y}} & \text{for x and y axis} \end{cases} \quad [6]$$

Where the limits of perception are  $a_z = 0.005 \text{ m/s}^2$  and  $a_{x,y} = 0.00357 \text{ m/s}^2$ .

The response factor  $R$  must remain below the values provided in Table 2, to ensure an acceptable level of comfort for the occupants.



Use	Time	Multiplying factors to base curve	
		Continuous <sup>(1)</sup> / Intermittent <sup>(2)</sup> vibration	Impulsive vibration
Critical working areas	Day	1	1
	Night	1	1
Residential	Day	2 to 4	30 to 90
	Night	1.4	1.4 to 20
Quiet offices	Day	2	60 to 128
	Night	2	60 to 128
General offices, schools	Day	4	60 to 128
	Night	4	60 to 128
Workshops	Day	8	90 to 128
	Night	8	90 to 128

1) Continuous vibration: lasts more than 30 minutes per day.  
2) Intermittent vibration: occurs more than 10 times per day.

Table 2: Limiting values of response factor [4]

### 2.3.2 | VDV method

For the case of intermittent vibrations (recurring more than 10 times per day), limiting values are also given for the vibration dose value (see section 2.2.4), depending on the duration of exposure and the probability of adverse comments by the occupants. Depending on the level of adverse comments accepted by the client, the VDV limit values are provided in Table 3.

Residential buildings (duration)	Adverse comments		
	Low probability	Possible	Probable
16h day	0.2 à 0.4	0.4 à 0.8	0.8 à 1.6
8h night	0.13	0.26	0.51

Table 3: VDV limits (in  $ms^{-7/4}$ ) [4]

The major disadvantage of this method is that it is only used on areas of the floors likely to be subject to walking action (notably corridors) which must be known in advance and well defined by the stakeholders.

## 2.4 | NORME DIN 4150-2

### 2.4.1 | General

The German standard DIN 4150-2 proposes a method for assessing the vibration comfort level of building occupants subjected to continuous or non-continuous vibrations with an excitation frequency range between 1 and 80Hz. This standard is not generally used in comfort assessment guidelines ([11], [12]), because it is based on velocity, which is more difficult to measure in practice than acceleration.

### 2.4.2 | Vibration velocity

The velocity characterizes the vibration response of the structure and is directly related to the vibration energy produced over time. It should be measured at the points where the vibrations are most occurring.

The frequency domain vibration velocity  $KB(f)$  is determined as follows:

$$KB(f) = \frac{V(f)}{\sqrt{\left(1 + \left(\frac{f_0}{f}\right)^2\right)}} \quad (7)$$

Where:

$V(f)$  is Fourier transform of the velocity response;

$f_0$  is a reference frequency equal to 5.6Hz;

$f$  is the frequency of the input signal.

The weighting of  $V(f)$  is performed to account for the range of vibration frequencies perceived by humans. By performing the inverse Fourier transform of  $KB(f)$ , we obtain the time-dependent vibration velocity  $KB(t)$  which constitutes the basis of the acceptability assessment parameters described below.

### 2.4.3 | Basic method

This method aims to determine the transient effective vibration amplitude  $KB_\tau(t_0)$ , obtained as follows:

$$KB_\tau(t_0) = \sqrt{\frac{1}{\tau} \int_{t=0}^{t_0} e^{-\frac{t_0-t}{\tau}} KB^2(t) dt} \quad (8)$$

where:

$\tau$  is the integration time window, taken as 0.125s;

$KB(t)$  is the vibration velocity at time  $t$ .

This gives the maximum transient effective velocity:

$$KB_{F_{\max}} = \max_{t_0} KB_\tau(t_0)$$

This value is to be compared with the values noted  $A_u$  and  $A_0$  given in Table 4.

Class	Zone	Day		Night	
		$A_u$	$A_0$	$A_u$	$A_0$
1	Exclusively commercial area	0.4	6	0.3	0.6
2	Mainly commercial area	0.3	6	0.2	0.4
3	Mixed zone	0.2	5	0.15	0.3
4	Residential area	0.15	3	0.1	0.2
5	Protected area	0.1	3	0.1	0.15

Table 4: Limiting values of  $KB_{F_{\max}}$  [5]

Three cases are possible:

- If  $KB_{F_{\max}} \leq A_u$ , the vibration is acceptable.
- If  $KB_{F_{\max}} > A_0$ , the vibration is not acceptable.
- If  $A_u < KB_{F_{\max}} \leq A_0$ , then the additional method, described below, must be used.



#### 2.4.4 | Additional method

In the case where  $A_u < KB_{F_{max}} \leq A_0$ , an alternative is to determine a velocity for oscillatory vibration evaluation, denoted  $KB_{F_{Tr}}$ , which takes into account the accumulation of vibration doses throughout the vibration period. More severe excitation for a shorter period of time can also be allowed.

This velocity is determined by the following equation:

$$KB_{F_{Tr}} = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N KB_{F_{Ti}}^2} \cdot \sqrt{\frac{T_e}{T_r}} \quad (9)$$

where:

$N$  is the number of 30s cycles during the time of evaluation;

$KB_{F_{Ti}}$  is the maximum transient effective value during a 30s cycle;

$T_e$  is the total time of evaluation (from 6:00 a.m. to 10:00 p.m. during the day and 10:00 p.m. to 6:00 a.m. at night);

$T_r$  is the total time of vibration.

The velocity  $KB_{F_{Tr}}$  is then compared to a value noted  $A_r$ , given in Table 5.

Class	Zone	Day	Night
		$A_r$	$A_r$
1	Exclusively commercial area	0.2	0.15
2	Mainly commercial area	0.15	0.1
3	Mixed zone	0.1	0.07
4	Residential area	0.07	0.05
5	Protected area	0.05	0.05

Table 5: Limiting values of  $KB_{F_{Tr}}$  [5]

## 3 | Floor comfort assessment guidelines

### 3.1 | INTRODUCTION

In order to address the issue of human induced vibrations in building floors, guidelines and recommendations have been developed over the last decades, aiming at presenting methodologies for the serviceability evaluation of floor vibration performance. These guidelines are the result of European projects, or made by existing technical and scientific centres for steel construction around the world. They are based on the evaluation of comfort, given by the standards described in section 2. The three main guidelines, HiVoSS, SCI P354 and AISC/CISC DG 11 are presented in this section.

Note: A uniform notation for the parameters used by the three guidelines has been adopted in this paper. Therefore, slight differences in notation may be encountered by consulting the official versions of these guidelines.

## 3.2 | HiVoSS GUIDELINE

This guideline stems from the ECSC research project "Vibrations of Floors" [6] completed in 2004. It is the result of a dissemination of its outcomes, finalised in 2008, and proposes a spectral method, presented in form of charts, to evaluate the acceptability of human-induced vibrations in a simple way.

### 3.2.1 | Human excitation conditions

guideline is intended to evaluate the vibration comfort of floors subjected to vertical vibrations caused by the short duration walking of a single person. The persons receiving the vibrations may be standing, sitting or lying on the floor.

### 3.2.2 | Calculation of the vibrational response

The response adopted by this guideline is called  $OS-RMS_{90}$ ; it is the rms value of the velocity response of a single step corresponding to a single person's walking, covering 90% of people walking normally.

This value is obtained from the charts drawn up in the framework of the "VoF" project [6], based on the principles of DIN 4150-2 [5]. It depends on the natural frequency, the modal mass and the damping of the floor.

#### 3.2.2.1 | Basis of $OS-RMS_{90}$ charts

The HiVoSS method is based on a normalized step load model that depends on the person's weight  $Q$  as well as the person's pacing frequency  $f_p$ . This model is reproduced successively during the time of walking.

The ratio of the excitation force (per step) to the weight is written as follows [6]:

$$\begin{cases} \frac{F(t)}{Q} = \sum_{i=1}^8 k_i t^i & \text{if } t \leq t_s \\ F(t) = 0 & \text{if } t > t_s \end{cases} \quad [10]$$

where:

$(k_i)_{1 \leq i \leq 8}$  are factors depending on  $f_p$  [6];

$t_s$  is the duration of contact with the floor.

This method was developed by analysing 35 sets of walking frequencies and 20 person weights, resulting in 700 different load models. A probability distribution was considered for each of these parameters.

By varying the dynamic characteristics, a semi-probabilistic calculation based on the 700 load models was used to determine the  $OS-RMS_{90}$  values which are represented in graphical format.

#### 3.2.2.2 | Calculation of $OS-RMS_{90}$ value

The modal mass and natural frequency are determined from a Finite Element Model of the floor, or alternatively using the analytical methods presented in appendix (section A.1).

The value of  $OS-RMS_{90}$  depends also on damping, expressed in terms of damping ratio of the floor, which is determined from Table 6.



Type	Damping ratio
<b>Damping due to the structure <math>\xi_1</math></b>	
Wood	6%
Concrete	2%
Steel	1%
Steel-concrete	1%
<b>Damping due to the structure <math>\xi_2</math></b>	
Traditional office for 1 to 3 persons with separation walls	2%
Paperless office	0%
Open plan office	1%
Library	1%
House	1%
School	0%
Gymnastic venue	0%
<b>Damping due to the structure <math>\xi_3</math></b>	
Ceiling under the floor	1%
Free floating floor	0%
Swimming screed	1%
<b>Total damping <math>\xi = \xi_1 + \xi_2 + \xi_3</math></b>	

Table 6: Damping ratios [7]

For the determined modal mass, natural frequency and damping ratio, the  $OS-RMS_{90}$  value can be obtained directly from the appropriate chart (one chart per damping ratio, modal mass on the abscissa, natural frequency on the ordinate).

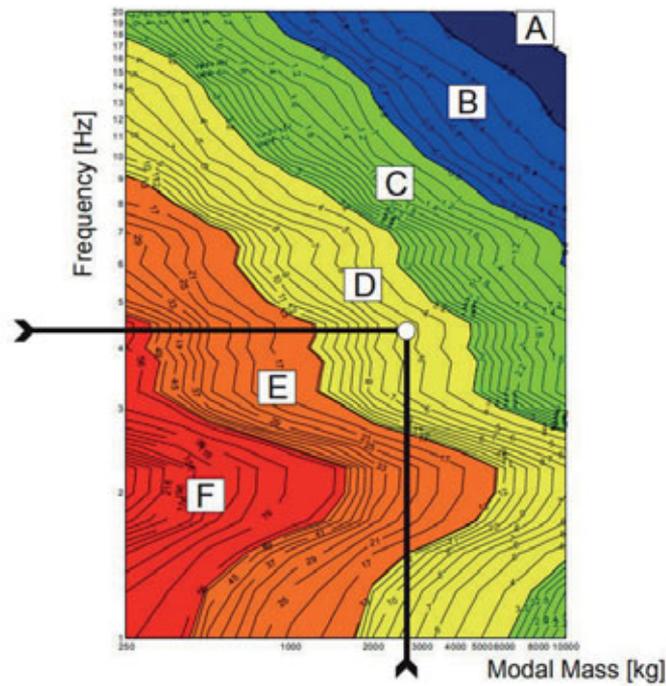


Figure 4: Example of a chart to determine the  $OS-RMS_{90}$  [7]

For the case of  $N$  natural modes, the  $OS-RMS_{90}$  value for each mode  $i$  must be determined.

The final  $OS-RMS_{90}$  value is then approximated by the following equation:

$$OS-RMS_{90} = \sqrt{\sum_{i=1}^N (OS-RMS_{90,i})^2} \quad (11)$$

### 3.2.3 | Response acceptability check

The guideline proposes acceptability levels depending on the  $OS-RMS_{90}$  value obtained in the previous step and the type of use of the floor (depending on the building's function). The classes and acceptability levels are summarized in Table 7.

Class	$OS-RMS_{90}$		Function of the building										
	Lower limit	Upper limit	Critical workspace	Health	Education	Residential	Office	Meeting	Retail	Hotel	Prison	Industrial	Sport
A	0	0.1	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green
B	0.1	0.2	Yellow	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green
C	0.2	0.8	Red	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green
D	0.8	3.2	Red	Yellow	Yellow	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green
E	3.2	12.8	Red	Red	Red	Yellow	Yellow	Yellow	Yellow	Yellow	Yellow	Green	Green
F	12.8	51.2	Red	Red	Red	Red	Red	Red	Red	Red	Red	Yellow	Yellow

Caption:  
Green: Recommended  
Yellow: Critical  
Red: Not recommended

Table 7: Acceptability recommendations [7]

N.B.: For floors in the "Sport" category, attention is drawn to the fact that the excitation to evaluate is always caused by the walking of a single person, whereas comfort is evaluated in relation to the occupants in the neighbourhood (doing sport or spectators).

### 3.2.4 | Conclusions on HiVoSS guideline

HiVoSS guideline provides a method for assessing vibration comfort, valid for a wide range of buildings where walking is the predominant vibration activity (residential spaces, offices, hotels, shopping centres, etc.). According to this method, the acceptability of vibration comfort is evaluated on the basis of two parameters, namely the vibration response and the use of the floor. This approach gives a fairly large scope to this method, since it does not consider the position of the walkers, nor the modal shapes, nor some additional aspects, such as the direction of excitation, the type of vibration (permanent or temporary), or the time of day, all of which can have an influence on the evaluation of the vibration comfort of individuals, which has been confirmed by Royvaran et al [8] and Muhammad et al [9]. On the other hand, for places dominated by rhythmic activities or regular machine-induced vibrations, the assessment of vibration comfort needs to be further investigated.

## 3.3 | SCI P354 GUIDELINE

SCI P354 guideline was developed by the British Steel Construction Institute. In 1989, a simplified method, based on a brief analysis of the vibration properties of the structure, was proposed in SCI P076 by Wyatt [10]. In order to take into account the important advances in vibration analysis of floors, a new guideline, SCI P354, was published in 2007 by Smith et al. [11] and revised in 2009.



### 3.3.1 | General method

This method is applied for all types of floors subjected to the action of a single person (walking or rhythmic activities). This method should be privileged when the analysis of the vibration properties of the floor is performed using a finite element model. The response study is carried out first using a basic method and, if necessary, an additional method.

#### 3.3.1.1 | Basic method

The vibration response depends on the fundamental natural frequency of the floor studied:

- For low frequency floors, the response of the structure is stationary;
- For high frequency floors, the response of the structure is transient.

The frequency of transition between these two states  $f_i$  is presented in Table 8.

Types of floor use	$f_i$ (Hz)
General floors, open plan offices	10
Enclosed spaces (operating theatre, residential)	8
Staircases	12
Floors subject to rhythmic activities	24

Table 8: Transition frequency between low/high frequency floors [11]

There are two cases:

- If  $f \leq f_i$ , both analyses (stationary and transient) must be performed;
- If  $f > f_i$ , the transient analysis is sufficient.

##### 3.3.1.1.1 | Stationary analysis

The resonant or stationary response is due to the continuous nature of the applied loading. For low-frequency floors, a gradual increase in response is perceived until its stabilization (resonance) and until the disappearance of the loading, see Figure 5.

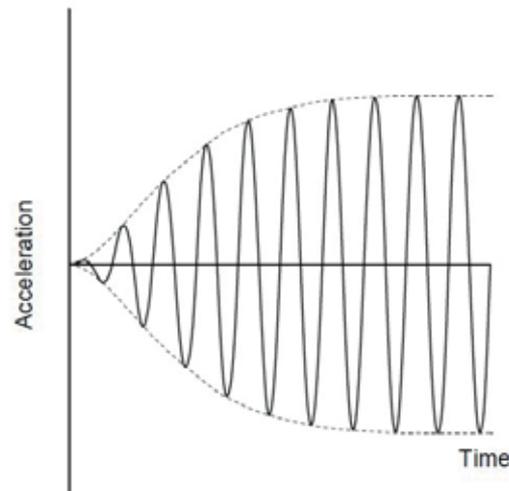


Figure 5: Stationary response [11]

### Load models

The equivalent step load is expressed as a Fourier series [6] with four harmonics  $h$ :

$$F(t) = Q \left[ 1 + \sum_{h=1}^4 \alpha_h \sin(2\pi h f_p t + \phi_h) \right] \quad [12]$$

where:

$Q$  is the average weight of a person, taken as 746N;

$\alpha_h$  is the Fourier coefficient of the  $h^{\text{th}}$  harmonic;

$f_p$  is the frequency of the human activity;

$\phi_h$  is the phase shift of the  $h^{\text{th}}$  harmonic.

Table 9 provides the values of the loading parameters for walking.

Harmonic $h$	Frequency range $h f_p$ [Hz]	$\alpha_h$	$\phi_h$
1	1.8 - 2.2	$0.436(h f_p - 0.95)$	0
2	3.6 - 4.4	$0.006(h f_p + 12.3)$	$-\frac{\pi}{2}$
3	5.4 - 6.6	$0.007(h f_p + 5.2)$	$\pi$
4	7.2 - 8.8	$0.007(h f_p + 2)$	$\frac{\pi}{2}$

Table 9: Parameters of the equivalent walking load [11]

As for rhythmic activities, the equivalent load is also written as a Fourier series [6], but with three harmonics  $h$ :

$$F(t) = Q \left[ 1 + \sum_{h=1}^3 \alpha_h \sin(2\pi h f_p t + \phi_h) \right] \quad [13]$$

Each rhythmic activity is characterized by a contact ratio  $\alpha_c = \frac{t_s}{T}$ , where  $t_s$  is the duration of contact with the floor for one excitation and  $T$  is the corresponding total time.

Table 10 provides the values of the loading parameters for rhythmic activities depending on  $\alpha_c$ .

$\alpha_c = \frac{t_s}{T}$	Type of activity	Parameter	$h=1$	$h=2$	$h=3$
$\frac{2}{3}$	Aerobics (low impact)	$\alpha_h$	$\frac{9}{7}$	$\frac{9}{55}$	$\frac{2}{15}$
		$\phi_h$	$-\frac{\pi}{6}$	$-\frac{5\pi}{6}$	$-\frac{\pi}{2}$
$\frac{1}{2}$	Aerobics (high impact)	$\alpha_h$	$\frac{\pi}{2}$	$\frac{2}{3}$	0
		$\phi_h$	0	$-\frac{\pi}{2}$	0
$\frac{1}{3}$	Normal jumping	$\alpha_h$	$\frac{9}{5}$	$\frac{9}{7}$	$\frac{2}{3}$
		$\phi_h$	$\frac{\pi}{6}$	$-\frac{\pi}{6}$	$-\frac{\pi}{2}$

Table 10: Parameters of rhythmic activity loads [11]



### Weighted rms acceleration

The weighted rms acceleration  $a_{w,rms,e,r,h,n}$  for a natural mode  $n$  depends on the excitation point  $e$ , the response point  $r$  and the excitation harmonic  $h$ , and is expressed as:

$$a_{w,rms,e,r,h,n} = \mu_{e,n} \mu_{r,n} \frac{F_h}{M_n \sqrt{2}} D_{n,h} W_h \quad (14)$$

where:

$\mu_{e,n}$  is the amplitude of the normalized deformed shape of the excitation point  $e$ ;

$\mu_{r,n}$  is the amplitude of the normalized deformed shape of the response point  $r$ ;

$F_h = \alpha_h Q$  is the exciting force of the  $h^{\text{th}}$  harmonic (depending on the type of activity);

$M_n$  is the modal mass of the  $n^{\text{th}}$  mode;

$D_{n,h}$  is the dynamic magnification factor applied to the acceleration response (with  $\beta_n = \frac{f_p}{f_n}$ ):

$$D_{n,h} = \frac{(h\beta_n)^2}{\sqrt{(1 - (h\beta_n)^2)^2 + (2\xi h\beta_n)^2}}$$

$W_h$  is the frequency weighting factor corresponding to  $hf_p$ .

In the case where amplitudes of deformed shapes are unknown,  $\mu_{e,n} = \mu_{r,n} = 1$  are conservatively taken.

The damping ratio  $\xi$  is shown in Table 11.

Type of floor finishes	Damping ratio
Fully welded steel structures (staircases)	0.5%
Completely bare floors or floors when only a small amount of furnishings is present	1.1%
Fully fitted-out and furnished floors in normal use	3%
Floors with partitions interrupt the relevant mode(s) of vibration	4.5%

Table 11: Damping ratio [11]

The frequency weighting  $W_h$  is obtained from one of the weighting curves in BS 6841 according to Table 12.

Type of use	Vibration axis	Category	Weighting curve
Critical working areas (hospital operating theatres, precision laboratories)	z	Vision - hand control	$W_g$
	x-y	Perception	$W_d$
Residential, offices, wards, general laboratories, consulting rooms	z	Discomfort	$W_b$
	x-y	Discomfort	$W_d$
Workshops and circulation spaces	z	Discomfort	$W_b$
	x-y	Discomfort	$W_d$

Table 12: Choice of frequency weighting curves [11]

The associated weighting curves are shown in Figure 6.

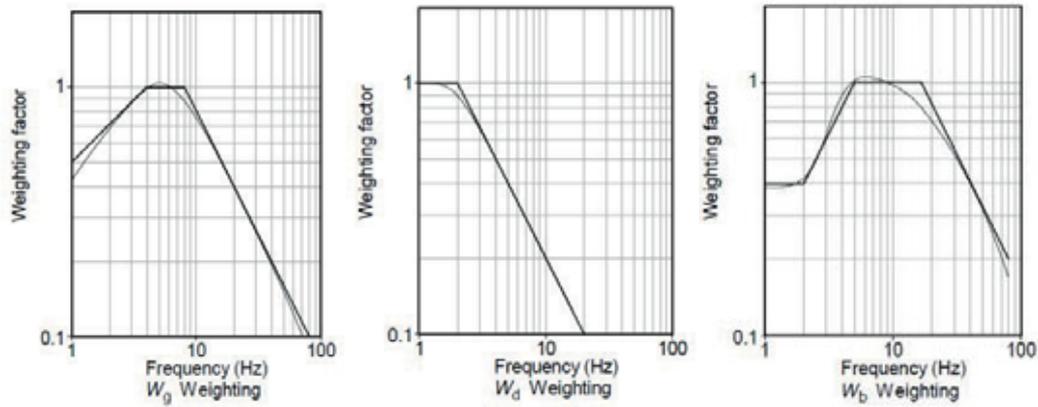


Figure 6: Frequency weighting curves [11]

For walking, when the length of the walking path is limited, the time of excitation is limited. As a result, the floor does not fully reach the resonant state during walking, which leads to a reduction in the stationary response.

This reduction is taken into account by multiplying the acceleration  $a_{w,rms,e,r,h,n}$  by a resonance build-up factor  $\rho$  given by equation (15):

$$\rho = 1 - e^{\left(\frac{-2\pi\xi L_p f_p}{v}\right)} \quad (15)$$

where:

$L_p$  is the length of the walking path;

$f_p$  is the pacing frequency;

$v$  is the walking velocity, determined for  $1,7 \text{ Hz} \leq f_p \leq 2,4 \text{ Hz}$  by:

$$v = 1.67f_p^2 - 4.83f_p + 4.5 \quad (16)$$

The above calculation shall be made with respect to the dominant modes of vibration, the natural frequency of which is lower than the transition frequency (given in Table 8) increased by 2Hz.

The weighted rms acceleration for all dominant natural modes is then calculated by combining the responses of the  $H$  harmonic responses according to the  $N$  dominant modes of vibration as follows:

$$a_{w,rms,e,r} = \sqrt{\sum_{h=1}^H \left[ \sum_{n=1}^N (a_{w,rms,e,r,h,n}) \right]^2} \quad (17)$$

### 3.3.1.1.2 | Transient analysis (only for walking)

This analysis reflects the intermittent nature of the load, in which the high frequency floor behaves as if the load were composed of a series of consecutive pulses, see Figure 7.



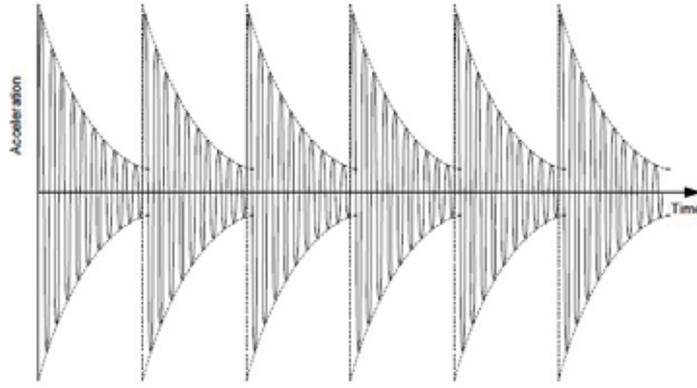


Figure 7: Transient response [11]

In this case, the impact induced by each step is modelled by an impulsive loading expressed as follows:

$$F_I = 60 \frac{f_p^{1.43}}{f_n^{1.3}} \frac{Q}{700} \quad [18]$$

where:

$f_p$  is the pacing frequency;

$f_n$  is the natural frequency of the  $n^{\text{th}}$  mode;

$Q$  is the average weight of a person, taken as 746N.

The maximum acceleration for the studied natural mode  $n$  is determined by equation (19):

$$a_{w,max,e,r,n} = 2\pi f_n \sqrt{1 - \xi^2} \mu_{e,n} \mu_{r,n} \frac{F_I}{M_n} W_n \quad [19]$$

where:

$F_I$  is the impulsive exciting force;

$W_n$  is the appropriate weighting factor with respect to  $f_n$ .

The other terms are given by equation (14).

In this case, the dominant natural modes are those whose natural frequency does not exceed the double of the fundamental natural frequency.

The total acceleration of all these modes will then be:

$$a_{w,e,r}(t) = \sum_{n=1}^N a_{w,max,e,r,n} e^{-\xi 2\pi f_n t} \sin(2\pi f_n \sqrt{1 - \xi^2} t) \quad [20]$$

The associated rms acceleration  $a_{w,rms,e,r}$  is deduced as follows:

$$a_{w,rms,e,r} = \sqrt{\frac{1}{T} \int_0^T a_{w,e,r}^2(t) dt} \quad [21]$$

where  $T = \frac{1}{f_p}$ .

### 3.3.1.1.3 | Acceptability check

In accordance with BS 6472, which is very close to ISO 10137, a response factor  $R$  is determined with respect to the perception base curve along the vibration axis using equation (6), recalled below:

$$R = \begin{cases} \frac{a_{w,rms}}{a_z} & \text{for } z \text{ axis} \\ \frac{a_{w,rms}}{a_{x,y}} & \text{for } x \text{ and } y \text{ axis} \end{cases}$$

$a_{w,rms}$  being the weighted rms acceleration calculated for the stationary or transient response, with  $a_z = 0.005 \text{ m/s}^2$  and  $a_{x,y} = 0.00357 \text{ m/s}^2$ .

The response factor  $R$  is to be compared with the multiplying factors related to the perception limit.

BS 6472 defines multiplying factors for common (non-hospital) occupancies shown in Table 13.

Location	Time	Multiplying factor	
		Continuous vibration <sup>(1)</sup>	Impulsive vibration <sup>(2)</sup>
Critical working areas	Day	1	1
	Night	1	1
Residential	Day	2 à 4	60 to 90
	Night	1.4	20
Offices	Day	4	128
	Night	4	128
Workshops	Day	8	128
	Night	8	128

1) Time: 16 hours during the day and 8 hours at night  
2) For more than 3 occurrences

Table 13: Limiting values of factor  $R$  (general locations) [11]

For offices, contrary to the value of 4 given in Table 13, the guideline recommends a multiplying factor equal to 8.

For hospital environment, the multiplying factors are taken from HTM 08-01 and presented in Table 14.

Type of room	Multiplying factor
Operating theatres, precision laboratories, audiometric testing booth	1
Wards	2
General laboratories, treatment areas	4
Offices, consulting rooms	8

Table 14: Limiting values of factor  $R$  (hospitals) [11]

For car parks, a multiplying factor  $R = 65$  is recommended (with a damping ratio of 1.1%).

### 3.3.1.2 | Additional method

This method is used when the comfort limits are exceeded according to the basic method and is based on the principles of ISO 10137 (see section 2.3.2), with a vibration dose value  $VDV$  (in  $\text{ms}^{-4}$ ) given by the following equation:

$$VDV = 0.68 a_{w,rms} \sqrt[4]{n_a T_a} \quad [22]$$

where:

$a_{w,rms}$  is the weighted rms acceleration in the stationary (see equation (17)) or transient (see equation (21)) case;



$n_a$  is the number of occurrences of the activity for one exposure time slot (16h during the day, or 8h at night);  
 $T_a$  is the duration of human activity ( $T_a = \frac{L_p}{v}$ ).

The obtained value shall be compared with values given below.

In the general case, BS 6472 defines VDV limits according to Table 15.

Residential buildings (exposure time slot)	Adverse comments		
	Low probability	Possible	Probable
16h day	0.2 à 0.4	0.4 à 0.8	0.8 à 1.6
8h night	0.13	0.26	0.51

Table 15: VDV limits (buildings) [11]

It should be noted that the additional method is not applicable for precision work (1<sup>st</sup> row of Table 14). For other usages, the acceptability limits in Table 16, taken from HTM 08-01 are used.

Type of room	VDV limit ( $m/s^{1.75}$ )
Wards, residential (day)	0.2
General laboratories, offices	0.4
Workshops	0.8

Table 16: VDV limits (other usages) [11]

In case where the number  $n_a$  is unknown, another alternative to this method is to use equation (23) to determine a maximum number of occurrences on the floor during the considered exposure time:

$$n_{a,max} = \frac{1}{T_a} \left[ \frac{VDV_{max}}{0.68 a_{w,rms}} \right]^4 \quad [23]$$

### 3.3.2 | 1<sup>st</sup> simplified method

This simplified method is applied for ordinary floors subjected to normal walking activity and covers floors where a general response estimate is desired, or where the modal properties of the floor are not determined numerically. Analytical formulae are proposed for this purpose for the natural frequency and the modal mass of the fundamental mode and are presented in appendix (section A.2).

#### 3.3.2.1 | Basic method

The basic method is only valid for floors with a natural fundamental frequency higher than 3Hz and is also developed for stationary or transient responses (see section 3.3.1).

##### 3.3.2.1.1 | Stationary analysis ( $3 \text{ Hz} \leq f_1 \leq 10 \text{ Hz}$ )

The rms acceleration for the stationary analysis is written as follows:

$$a_{w,rms} = \mu_e \mu_r \frac{0.1Q}{2\sqrt{2} M_1 \xi} W_1 \rho \quad [24]$$

where:

- $\mu_e$  is the amplitude of the normalized deformed shape of the excitation point  $e$ ;
- $\mu_r$  is the amplitude of the normalized deformed shape of the response study point  $r$ ;
- $Q$  is the average weight of a person, taken as 746N;
- $M_1$  is the modal mass of the fundamental mode;
- $\xi$  is the damping ratio of the floor;

$W_1$  is the appropriate weighting factor with respect to  $f_1$  ;

$f_1$  is the natural frequency of the fundamental mode;

$\rho$  is the resonance build-up factor, obtained from equation (15).

In the case where amplitudes of deformed shapes are unknown,  $\mu_e = \mu_r = 1$  are conservatively taken.

### 3.3.2.1.2 | Transient analysis ( $f_1 > 10$ Hz)

For a transient analysis, the rms acceleration becomes:

$$a_{w,rms} = 2\pi \mu_e \mu_r \frac{185}{M_1 f_1^{0.3}} \frac{Q}{700} \frac{W_1}{\sqrt{2}} \quad [25]$$

In the case of an unknown direction of excitation,  $W_1$  can be determined from Figure 8.

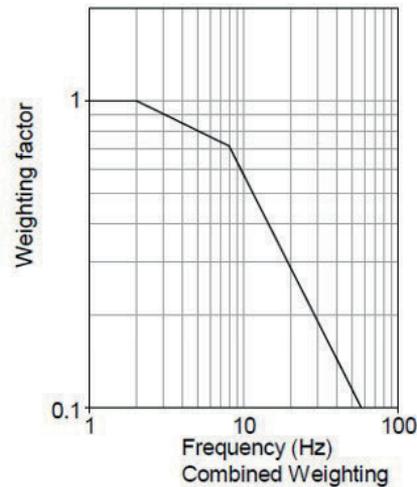


Figure 8: Frequency weighting curve for an unknown direction of excitation [11]

For the acceptability check, the response factor is used (see section 3.3.1.1.3):

$$R = \frac{a_{w,rms}}{0.005} \quad [26]$$

### 3.3.2.2 | Additional method

The number of crossing occurrences on a floor during the exposure time (16h during the day and 8h at night) is compared with the maximum number of occurrences, obtained by equation (23).

The values of  $VDV_{max}$  are similar to those in section 3.3.1.2.

A second alternative is to determine this number as a function of the response factor and the length of the corridor from Figure 9.



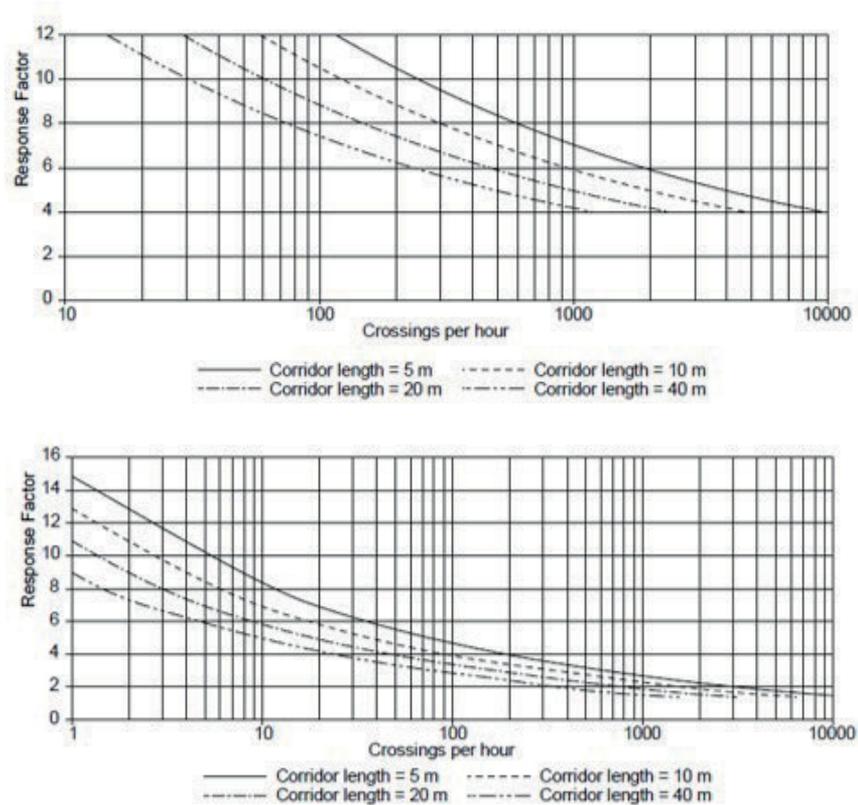


Figure 9: Maximum number of occurrences for vibrations in the z-axis direction for 16h during the day (top) and in the x and y-axis direction for 8h at night (bottom) [11]

### 3.3.3 | 2<sup>nd</sup> simplified method

This method covers floors subject to the same conditions as the 1<sup>st</sup> simplified method, but is limited to lightweight floors. Lightweight floors covered by this method have joists composed of cold-formed, Z or C-shaped profiles.

#### 3.3.3.1 | Stiffness check

Two conditions must be met for these types of floors, namely:

- A fundamental natural frequency exceeding 8Hz in the general case and 10Hz in the case of corridors, under permanent loads plus a load equal to 0.3kN/m<sup>2</sup>, to move away from the resonant state;
- A limited static deflection under point load of 1kN to ensure sufficient stiffness of the floor. It must be less than the limits given in Table 17.

Span (m)	3.5	3.8	4.2	4.6	5.3	6.2
Limit (mm)	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2

Table 17: Deflection limits in function of floor span [11]

#### 3.3.3.2 | Evaluation of the vibration comfort

This evaluation is to be performed in the case where the determination of vibration response is required by the stakeholders. section A.2 of the appendix provides analytical expressions for determining the natural frequency and the modal mass of the fundamental mode in this particular case.

### 3.3.3.2.1 | Basic method

Since a high natural frequency is required for these floors, only the transient response is considered. The weighted rms acceleration is expressed as in the case of the 1<sup>st</sup> simplified method (see equation (25)).

The response factor  $R$  calculated with equation (6) must be less than 16 for all types of floor's usage.

### 3.3.3.2.2 | Additional method

The number of people crossing the floor during the time of exposure (16h during the day and 8h at night) is compared with the maximum number, obtained by equation (23).

The values for  $VDV_{max}$  (for a low probability of reporting discomfort) are given below:

- Residential building (16h day): 1.6;
- Residential building (8h night): 0.51.

### 3.3.4 | Conclusions on the SCI P354 guideline

The SCI P354 guideline, based on the principles of ISO 2631 and ISO 10137 standards, is the most comprehensive document dealing with vibration comfort in steel and composite structures nowadays. A wide range of structures, from office buildings, to hospitals and car parks, as well as human loads, such as walking and rhythmic activities, are covered. The general method, which requires the use of a finite element model to extract the vibration properties of the structure, is relatively accurate but will be quite time consuming to implement. The 1<sup>st</sup> simplified method considers only the fundamental natural mode of vibration and uses a Fourier coefficient equal to 0.1, resulting in a fairly safe estimate of acceleration responses. Through the analysis of more than 50 floors, it has been shown by Royvaran et al [8] that this simplified method is quite conservative.

## 3.4 | AISC/CISC DG 11 GUIDELINE

This guideline, like the SCI P354 guideline, is applicable to floor vibrations under the action of walking or rhythmic activities of a single person. It was initially established in collaboration between the American Institute of Steel Construction and the Canadian Institute of Steel Construction in 1997, and revised in 2003.

Modal finite element analysis is also favoured in this guideline, while analytical expressions for determining the properties of the fundamental vibrational mode when needed are presented in appendix (section A.3).

### 3.4.1 | Walking activity

The method described below is applied for floors with a fundamental frequency above 3Hz, which are subject to walking action. As with the SCI P354 guideline, the evaluation of comfort depends on the fundamental frequency of the floor under consideration.

The equivalent walking load is decomposed into a 4-harmonic Fourier series as follows:

$$F(t) = Q \left[ 1 + \sum_{h=1}^4 \alpha_h \cos(2\pi h f_p t) \right] \quad [27]$$

where:

$Q$  is the average weight of a person, taken as 700N;

$\alpha_h$  is the Fourier coefficient of the  $h^{\text{th}}$  harmonic;

$f_p$  is the pacing frequency.

Table 18 provides the parameters of this decomposition.



Harmonic	Walking parameters	
	$f_p$ (Hz)	$\alpha_n$
1	1.6-2.2	0.5
2	3.2-4.4	0.2
3	4.8-6.6	0.1
4	6.4-8.8	0.05

Table 18: Walking load parameters [12]

### 3.4.1.1 | Response study

The maximum floor acceleration, as a proportion of the acceleration of gravity  $g$ , is determined by equation (28):

$$\frac{a_p}{g} = \frac{P_0 \exp(-0.35f_n)}{\xi W_n} \quad (28)$$

where:

$P_0 = 0.29\text{kN}$  for buildings;

$f_n$  is the natural frequency of the considered mode;

$\xi$  is the damping ratio of the floor;

$W_n$  is the modal weight of the floor (related to the modal mass of the considered mode).

The damping ratio  $\xi$  to be used is taken from Table 19.

Type of floor finishes	$\xi$
Floors with few non-structural components (offices, residences, shopping malls, places of worship)	0.02
Floors with non-structural components and small demountable partitions (modular offices)	0.03
Floors with full-height partitions	0.05

Table 19: Damping ratio [12]

This acceleration is to be compared with the acceleration limit  $\frac{a_0}{g}$ , obtained on the basis of the acceptability curves of ISO 2631-2 (version 1989), shown in Figure 10.

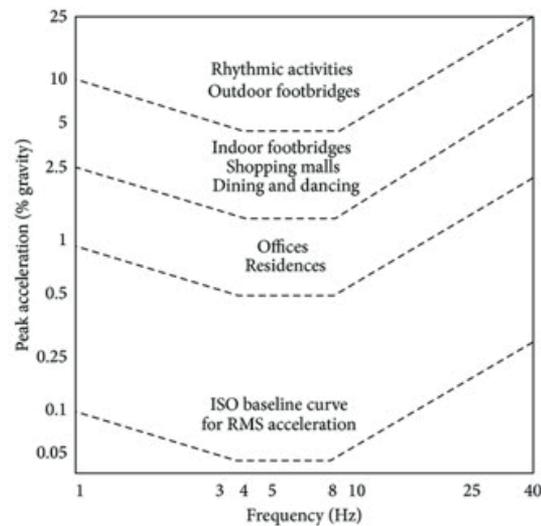


Figure 10: Vibration acceptability curves [12]

The values of  $\frac{a_0}{g}$  are taken conservatively by extending the horizontal line of each of the above curves for all frequencies, resulting in the following values:

- For offices, residences and places of worship:  $\frac{a_0}{g} = 0.5\%$ ;
- For shopping centres:  $\frac{a_0}{g} = 1.5\%$ .

#### 3.4.1.2 | Case of high frequency floors

For floors with a fundamental natural frequency higher than 9Hz, in addition to the above check, the risk related to the effects of the transient response which may be induced by the harmonics of walking must be eliminated.

Hence, the static deflection of the floor calculated under a point load of 1kN must not exceed 1mm.

#### 3.4.2 | Rhythmic activities

For the case of rhythmic activities, the associated load is decomposed into a 3-harmonic Fourier series as follows:

$$F(t) = Q \left[ 1 + \sum_{h=1}^3 \alpha_h \cos(2\pi h f_p t) \right] \quad (29)$$

where:

- $Q$  is the average weight of a person, taken as 700N;
- $\alpha_h$  is the Fourier coefficient of the  $h^{\text{th}}$  harmonic;
- $f_p$  is the excitation frequency of the considered rhythmic activity.

Table 20 provides the parameters for this loading.

Harmonic	Jumping (aerobics)		Dancing		Sports event or lively concert	
	$f_p$ (Hz)	$\alpha_h$	$f_p$ (Hz)	$\alpha_h$	$f_p$ (Hz)	$\alpha_h$
1	2-2.75	1.5	1.5-3	0.5	1.5-3	0.25
2	4-5.5	0.6	-	-	3-5	0.05
3	6-8.25	0.1	-	-	-	-

Table 20: Parameters of rhythmic activity loads [12]

#### 3.4.2.1 | Natural frequency limitation

For each harmonic excitation, it must be checked that the maximum acceleration remains below  $\frac{a_0}{g}$ , which is expressed as a condition on the natural frequency  $f_1$  of the fundamental mode, presented in equation (30):

$$f_1 \geq f_p \sqrt{1 + \frac{k}{\frac{a_0}{g}} \frac{\alpha_h w_p}{w_t}} \quad (30)$$

where:

- $k = 2$ ;  $\frac{a_0}{g} = 5\%$  for jumping and aerobics;
- $k = 1.3$ ;  $\frac{a_0}{g} = 2\%$  for dancing;
- $k = 1.7$ ;  $\frac{a_0}{g} = 5\%$  for sports event or lively concert;



$w_p$  is the maximum surface weight of individuals (related to their occupying surface), according to the  $h^{\text{th}}$  harmonic;  
 $w_t$  is the surface weight of the floor including the weight of people.

The excitation frequency  $f_p$  and weight  $w_p$  are given in Table 21.

Harmonic	Jumping (aerobics)		Dancing		Sports events or concerts	
	$f_p$ (Hz)	$w_p$ (kPa)	$f_p$ (Hz)	$w_p$ (kPa)	$f_p$ (Hz)	$w_p$ (kPa)
1	2.75	0.2	3	0.6	3	1.5
2	5.5	0.2	-	-	5	1.5
3	8.25	0.2	-	-	-	-

Table 21: Parameters  $f_p$  and  $w_p$  for rhythmic activities [12]

### 3.4.2.2 | Response study

As the frequency limitation given in 3.4.2.1 can be quite penalizing, a response study can be considered, in particular, when the criterion of the previous method is not verified for some harmonics. For a natural mode  $n$  (frequently the fundamental one), three possible cases are to be considered for each harmonic (with excitation frequency  $f_p$ ):

- if  $0.83 f_p \leq f_n \leq 1.2 f_p$ , the response is resonant and the maximum acceleration is:

$$\frac{a_p}{g} = \frac{k}{2\xi} \frac{\alpha_h w_p}{w_t} \quad (31)$$

- if  $f_n > 1.2 f_p$ , the response is transient and the maximum acceleration is:

$$\frac{a_p}{g} = \frac{k}{\left(\frac{f_n}{f_p}\right)^2 - 1} \frac{\alpha_h w_p}{w_t} \quad (32)$$

- if  $f_n < 0.83 f_p$ , the following equation must be applied:

$$\frac{a_p}{g} = \frac{k \frac{\alpha_h w_p}{w_t}}{\sqrt{\left[\left(\frac{f_n}{f_p}\right)^2 - 1\right]^2 + \left[2\xi \frac{f_n}{f_p}\right]^2}} \quad (33)$$

The damping ratio  $\xi$  is taken equal to 0.06.

The set of accelerations determined for  $H$  harmonics is then combined to give the total acceleration by equation (34):

$$\frac{a_m}{g} = \left[ \sum_{p=1}^H \left( \frac{a_p}{g} \right)^{1.5} \right]^{\frac{1}{1.5}} \quad (34)$$

This acceleration must be less than the following limits:

- Dancing: 1.5%;
- Jumping - sport event or lively concert: 5%.

### 3.4.3 | Conclusions on the AISC/CISC DG 11 guideline

The walking method of this guideline neglects the properties of excitation harmonics in the maximum response calculation, and the rhythmic activity method is limited to the fundamental mode of vibration in most cases, which may result in an underestimation of the acceleration response in general. On the other hand, in some cases, the calculation of the peak acceleration can result in a too severe judgment of the vibration comfort (case of local *maxima*). The analysis of Royvaran et al [8] on the feedback from the usage of offices and the application of this method to more than 50 floors in the United States shows nevertheless that it is quite matching with the users' experience. This is also confirmed by the comparative analysis findings of Muhammad et al [9].

## 3.5 | COMMON LIMITATIONS OF GUIDELINES

The three comfort evaluation guidelines presented in this paper, although widely used and efficient in many cases of floor vibration, have theoretical and usage limitations, both specific to each guideline (as described above) and common to all of them.

The first common limitation is that all guidelines consider human loading as a deterministic periodic action, with at most a semi-probabilistic characterization, which is far from being the case in reality. Indeed, each person in movement produces a load different from the others in terms of amplitude and frequency (intervariability) and the same person cannot also reproduce exactly the same excitation during his movement (intravariability). Muhammad et al. [9] highlight this problem in the analysed guidelines and advocate the need to initiate vibration analysis in a probabilistic framework for the development of more robust load models in future standards.

The second limitation is the assumption that the floor is loaded by a single person in service conditions, which is only the case for a limited category of floors (certain offices and residential spaces). The case of crowd loading is not explicitly studied by the guidelines (reference to equivalent static loads in the SCI P354 guideline), although it is very frequent in many structures (commercial and sports venues, railway stations, etc.). Vijayan et al [13] confirm the impact of the group effect (especially for slender floors) and invite to take it into account in the design of floors. In practice, the SCI P354 guideline proposes Fourier coefficients for the case of a group performing "normal jumping" and appendix A of the ISO 10137 standard provides coefficients that take into account the effect of reduction of the total force of a crowd with respect to the sum of the forces of the individuals, for the case of walking as well as for rhythmic activities. These coefficients can be adopted in the load models of SCI and AISC guidelines to have a first estimate of the floor's acceleration due to a crowd action, without being able to use them in HiVoSS guideline based on a spectral approach with a fixed load model.

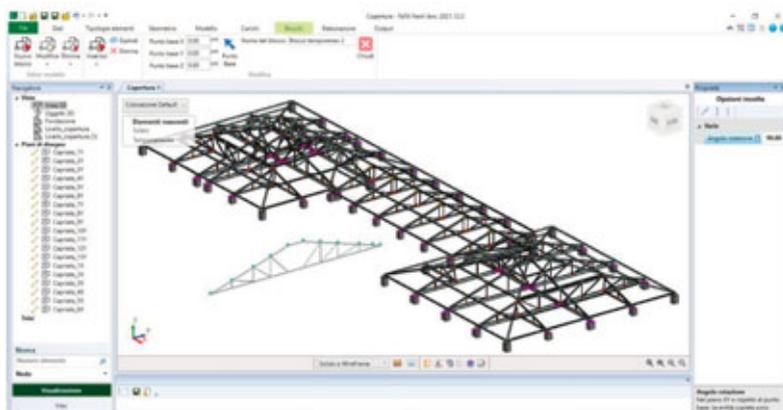
Given that these shortcomings can lead to unsafe (uncomfortable, as a matter of fact) results, further consideration of the randomness of human loading, as well as the effect of a group of people exciting floors (with a synchronization study), would be key elements to promote in the development of future methods for evaluating the vibration comfort of floors.



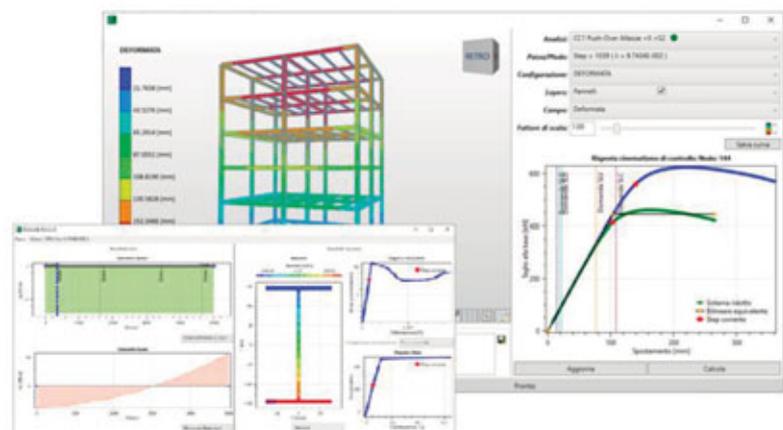
## 4 | References

- [1] NF EN 1993-1-1/NA: Eurocode 3 - Design of steel structures - National Annex to NF EN 1993-1-1:2005 - Part 1-1: general rules and rules for buildings, AFNOR, August 2013.
- [2] ISO 2631-1: Mechanical vibration and shock - Evaluation of human exposure to whole-body vibration - Part 1: General requirements, ISO, 1997.
- [3] ISO 2631-2: Mechanical vibration and shock - Evaluation of human exposure to whole-body vibration - Part 2: Vibration in buildings (1Hz to 80Hz), ISO, 2003.
- [4] ISO 10137: Bases for design of structures - Serviceability of buildings and walkways against vibration, ISO, 2007.
- [5] Deutsches Institut für Normung e. V. DIN (German standard) 1999 "Vibrations in buildings, Part 2: Effects on persons in buildings", DIN 4150-2, June 1999.
- [6] Sedlacek G. et al, Generalisation of criteria for floor vibrations for industrial, office, residential and public buildings and gymnastic halls, Directorate-General for Research, European Commission, EUR 21972 EN, 2006.
- [7] Feldmann M. et al, Human-Induced Vibrations of Steel Structures (HiVoSS), RFCS, 2008.
- [8] Royvaran M., Avci O, Davis B., Analysis of floor vibration assessment methods using a large database of floors framed with W-shaped members subjected to walking excitation, Journal of Constructional Steel Research 164, 2020.
- [9] Muhammad Z.O., Reynolds P., Vibration Serviceability of Building Floors: Performance Evaluation of Contemporary Design Guidelines, Journal of Performance of Constructed Facilities, 2019.
- [10] Wyatt T.A, Design guide on the vibration of floors, SCI P076, The Steel Construction Institute, 1989.
- [11] Smith A.L., Hicks S.J., Devine P.J., Design of Floors for Vibration: A New Approach (Revised Edition, February 2009), SCI publication P354, The Steel Construction Institute, 2009.
- [12] Murray T.M., Allen D.E., Ungar E.E., Floor Vibrations Due to Human Activity, Steel Design Guide Series N°11, American Institute of Steel Construction and Canadian Institute of Steel Construction, AISC, 2003.
- [13] Vijayan A., Abraham N.M., Kumari S D A., Analysis of structures subjected to crowd loads, Procedia Structural Integrity, 2019.

# LE STRUTTURE IN ACCIAIO CON FaTA Next



Copertura in acciaio modellata mediante l'utilizzo dei "blocchi"



Risultati di calcolo di Analisi Push-Over

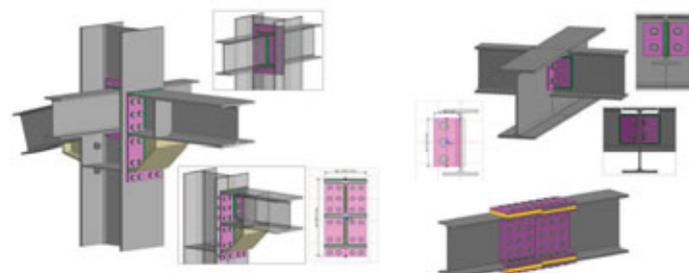


Esempio di calcolo di vulnerabilità per struttura mista muratura-acciaio



Stacec srl  
S.S. 106, n° 59 (Km 87)  
89034 Bovalino (RC)  
www.stacec.com | stacec@stacec.com

Il modulo Acciaio, disponibile all'interno di FaTA Next, presenta funzionalità specifiche per le strutture in acciaio, rendendolo particolarmente efficace per le diverse soluzioni progettuali delle strutture metalliche come l'importazione da file CAD 3D oppure IFC da utilizzare come sfondo, la realizzazione di parti di struttura da replicare ed eventualmente modificare tramite la definizione di "blocchi di oggetti", wizard per la modellazione guidata delle tipologie più comuni di capriate. Vista la tendenza all'uso sempre più frequente di forme non standard, in FaTA Next, oltre alle classiche tipologie di profili commerciali semplici o composte, è possibile definire e successivamente verificare delle sezioni "Utente" di forma completamente generica. Nel caso di strutture in acciaio, al pari delle altre tipologie strutturali, FaTA Next consente l'utilizzo di diversi tipi di analisi, sia lineari che non lineari mediante modellazione a plasticità diffusa lungo tutto l'elemento, in modo da poter affrontare le varie problematiche del calcolo strutturale, sia per la progettazione delle nuove strutture che per l'analisi di edifici esistenti. Per l'analisi delle strutture esistenti, sia per quelle interamente in acciaio che per quelle miste con elementi in acciaio, è possibile effettuare il calcolo di vulnerabilità sismica con restituzione dell'indicatore di sicurezza sismica e annessa Classe di Rischio Sismico secondo le indicazioni delle norme vigenti. Nell'ambito delle strutture in acciaio, le verifiche eseguite sui singoli elementi strutturali sono quelle previste dalla Normativa (NTC2018 ed Eurocodici): verifiche di resistenza, stabilità, deformabilità e gerarchia (nel caso di strutture dissipative). Sia nell'ambito degli edifici multipiano che nella gestione delle travature reticolari, direttamente all'interno di FaTA Next, tramite collegamento diretto con il software Udf Next, è possibile elaborare le unioni tra le varie aste scegliendo tra le molteplici soluzioni disponibili, secondo quanto previsto dall'Eurocodice 3 e dalle NTC 2018.



Alcune tipologie di unioni presenti in Udf-TM



REPUBBLICA ITALIANA  
IN NOME DEL POPOLO ITALIANO  
IL TRIBUNALE DI ROMA  
SEZIONE XVII TRIBUNALE DELLE IMPRESE

nella persona dei giudici  
Claudia PEDRELLI  
Fausto BASILE  
Andrea POSTIGLIONE  
ha emesso la seguente:

Presidente  
Giudice  
Relatore

SENTENZA

nella causa civile di I grado iscritta al n. 53500 R.G.A.C. dell'anno 2019 vertente

TRA

**TECNOSTRUTTURE SRL** c.f. 01822060271 con sede in Noventa di Piave (VE), in persona del legale rapp.te p.t., elettivamente domiciliata in Indirizzo Telematico, rappresentata e difesa dall'avv. Borghese Maurizio del foro di Treviso unitamente all'avv. Rossella Giordano di Napoli e all'avv. Maria Laura Sodano di Roma presso cui domicilia in Via Cicerone n. 66;

*Attrice*

**E**

**EDIL STEEL S.R.L.** c.f. 00612640698 con sede in Atesa (CH) Via Firenze n. 10 in persona del l.r.p.t., elettivamente domiciliata in [omissis] presso l'avv. [omissis], il quale la rappresenta per procura a margine della comparsa di costituzione;

*Convenuta*

**TECNOSTRUTTURE DOO** in con sede in Zrenjanin 23300 Industrijska Zona Jugoistok BB -Repubblica Serbia- PIB: 108870645 in persona del legale rappresentante pro-tempore Sig. Verna Stefano nato a Chieti il 15.04.1984 e residente in Francavilla Al Mare (CH), via R. Paolucci, n. 17 (cf. VRN SFN 84D15C 632E) rappresentata e difesa dall' Avv. [omissis] in virtù di procura in atti ed elettivamente domiciliata in [omissis] presso lo studio dell'Avv. [omissis];

*Convenuta*

Oggetto: Marchio - concorrenza sleale.

P.Q.M.

Il Tribunale di Roma - Sezione specializzata in materia di impresa, definitivamente pronunciando nella controversia in epigrafe, disattesa ogni altra domanda ed eccezione, così provvede:

- a) Accerta e dichiara che le società convenute **TECNOSTRUTTURE DOO** con sede in Zrenjanin (SERBIA) ed **EDIL STEEL s.r.l.** con sede in Atesa (CH) si sono rese responsabili di contraffazione dei diritti di privativa di Tecnostrutture srl sul marchio registrato "TECNOSTRUTTURE" e, su denominazione sociale, ditta, insegna e sul nome a dominio tecnostrutture.eu, e di concorrenza sleale ex art. 2598 n. 1, 2 e 3 cc. e, per l'effetto,
- b) inibisce alle convenute **TECNOSTRUTTURE DOO** con sede in Zrenjanin (SERBIA) ed **EDIL STEEL s.r.l.** con sede in Atesa (CH) la prosecuzione e la ripetizione di tali illeciti, e segnatamente la produzione, la commercializzazione ed in generale l'uso, anche pubblicitario in qualsiasi forma, di prodotti e servizi illecitamente contraddistinti dal segno "TECNOSTRUTTURE" e/o e, in generale, da segni identici e/o simili e/o comunque interferenti con i marchi **TECNOSTRUTTURE** registrati di titolarità della società attrice;
- c) Ordina a **TECNOSTRUTTURE DOO** con sede in Zrenjanin (SERBIA) ed **EDIL STEEL s.r.l.** con sede in Atesa (CH) la modifica della denominazione sociale di quest'ultima con eliminazione del segno Tecnostrutture modifica da effettuarsi entro 20 gg dalla pubblicazione della sentenza;
- d) Inibisce alla convenuta Tecnostrutture Doo l'uso del nome a dominio ww.tecnostrutturedoo.com; ed alla convenuta Edil Steel s.r.l. di fare uso nel proprio sito edilsteel.it del segno distintivo **TECNOSTRUTTURE** in qualsiasi veste grafica riprodotto;
- e) Condanna le società convenute, in solido, a risarcire all'attrice i danni ai sensi dell'art. 125 cpi nella misura di euro Euro 108.000,00 (centoottomila), rivalutazione ed interessi come in parte motiva;
- f) Fissa a titolo di penale una somma non inferiore ad euro 1.000,00 per ogni violazione e/o inosservanza dell'inibitoria e degli altri provvedimenti, constatata successivamente al deposito del dispositivo della sentenza e per ogni giorno di ritardo nell'esecuzione degli ordini contenuti nella sentenza, ex art. 124, 2°co. Cpi a partire dal 20° giorno successivo alla data di pubblicazione della presente sentenza;
- g) ordina la pubblicazione di sintesi della sentenza, con i nomi delle parti in grassetto, sulle pagine di un quotidiano a livello nazionale nonché delle riviste di settore: "Ingenio" (editore MR Edizioni IMREADY) e "Costruzioni Metalliche" (editore CTA Collegio Tecnici dell'Acciaio), a spese di Edil Steel srl ed a cura dell'attrice, ordinando che il pagamento avvenga a richiesta di Tecnostrutture Srl su presentazione di fattura, ex art. 126 cpi;
- h) Condanna **TECNOSTRUTTURE DOO** in solido con **EDIL STEEL S.R.L.** a rifondere a parte attrice le spese di lite per complessivi euro 14.500,00 di cui euro 3.000,00 per lo studio, euro 2.000,00 per la fase introduttiva, euro 5.000,00 per la fase istruttoria ed euro 4.500,00 per la fase decisoria. Iva al 22% spese generali al 15% e CPA. Spese aumentate del 30% (art. 4 comma 2 DM 55/2014) per la difesa nei confronti di due parti. Ordina il pagamento a parte soccombente del contributo unificato corrisposto dall'attrice. Accessori come per legge.
- i) Spese CTU definitivamente a carico di parte convenuta.
- j) Spese CTP di parte attrice a carico delle parti soccombenti in solido.

Così deciso in Roma il 13 settembre 2023

Il presidente  
Claudia Pedrelli

l'estensore  
Andrea Postiglione



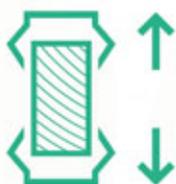
H2 nasce per effettuare prove in ambiente idrogeno gassoso fino a 1500 bar su provini con geometrie differenti: provini lisci, intagliati, provini di meccanica della frattura, provini cavi o tubulari.



Atmosfera di prova variabile, grazie ad un set-up equipaggiato di autoclavi per prove statiche, cicliche e a lungo termine.



IIS e SIDER TEST hanno unito il loro know how fatto di competenza, tecnologia ed esperienza a livello internazionale per dare vita a un nuovo laboratorio specializzato: H2



L'esecuzione dei test è accompagnata dal supporto ingegneristico nelle fasi di revisione delle specifiche tecniche, pianificazione delle prove ed interpretazione dei risultati.

**PROVE FINO A 1500 bar in H<sub>2</sub> - Ar - N<sub>2</sub> - CH<sub>4</sub>**

- ✓ PROVE STATICHE
- ✓ PROVE A LUNGO TERMINE
- ✓ PROVE DI MECCANICA DELLA FRATTURA
- ✓ PROVE CICLICHE, A FATICA
- ✓ PROVE SU RICHIESTE SPECIALI DEL CLIENTE

✉ [info@h2iis-sider.it](mailto:info@h2iis-sider.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.

**SAVE THE DATE:**

31/01/2024 - termine invio abstract

31/05/2024 - termine invio memorie

Durante il  
Congresso  
verranno premiati i  
vincitori dei bandi:  
Best Thesis,  
Best Paper, Best  
Design

Tutte le informazioni sono reperibili sul nostro sito

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



Il Collegio dei Tecnici dell'Acciaio (CTA) è una associazione culturale, composta da universitari, professionisti, società di ingegneria ed industrie di settore, che racchiude in una sola anima le diverse componenti del mondo della costruzione in acciaio. Il CTA organizza da oltre 50 anni, di norma con cadenza biennale, un Congresso Nazionale, l'unico in Italia specificamente dedicato al campo delle costruzioni in acciaio, allo scopo di diffondere tra gli specialisti del settore gli avanzamenti della ricerca, della progettazione e della realizzazione di opere in carpenteria metallica.

**fischer** 

**FAZ II Plus.**

L'ancorante a battere  
certificato per carichi  
sismici e dinamici.



Scopri di più su [www.fischer.it](http://www.fischer.it)



# IDEA StatiCa® Connection

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

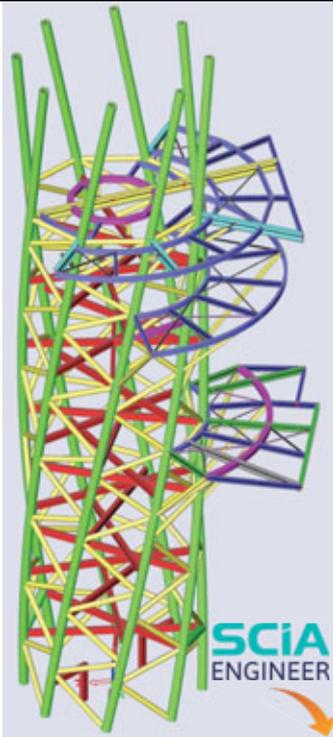


IDEA StatiCa  
Excellence Awards  
2023

*Progetto vincitore dell' IDEA StatiCa Excellence Awards 2023*

Progetto e verifica dei nodi della scala di accesso agli acquascivoli del parco acquatico "Terme di Giunone" a Caldiero (VR)

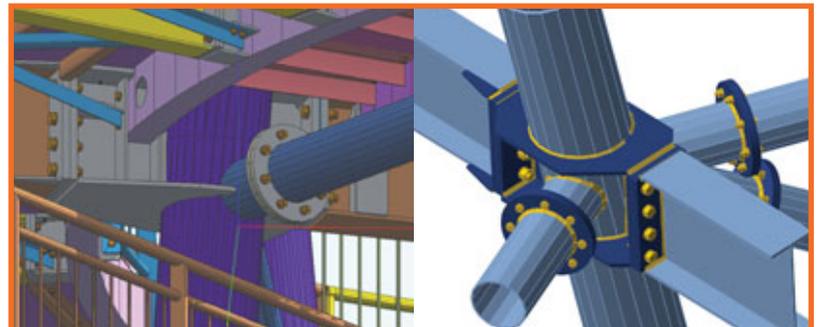
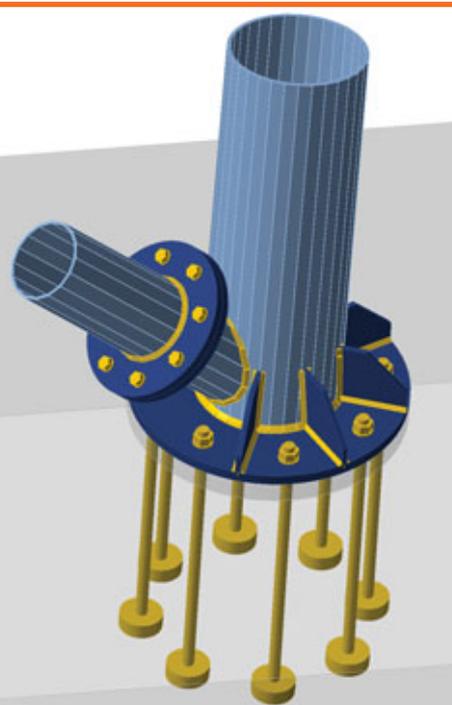
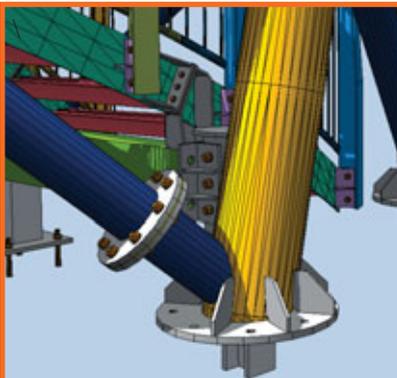
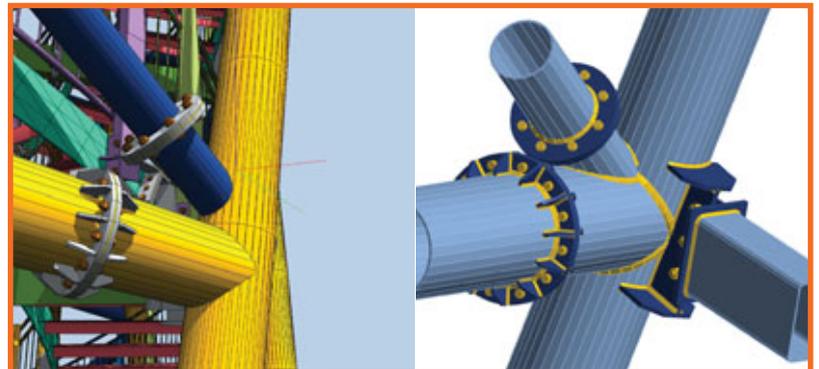
Coordinamento generale della progettazione: Ing. Giovanni Predicatori - Contec Ingegneria



SCIA  
ENGINEER

Tekla  
Structures

IDEA StatiCa®



**EISEKO**  
Software for building

*PROVA GRATIS LA VERSIONE COMPLETA DEL SOFTWARE*

EISEKO COMPUTERS S.r.l.  
idea@eiseko.it

Viale del Lavoro 17 - 37036 San Martino B. A. (VR)  
+39 045 80 31 894  
www.eiseko.it

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

**CDJ** *Win*

**Computer Design of Joints**  
*2023 Edition* **FEA Connection**



**Navigatore Fotorealistico dell'intera struttura\***

**Niente più problemi con le giunzioni metalliche...**  
**Progetta la tua unione in acciaio con CDJ!**

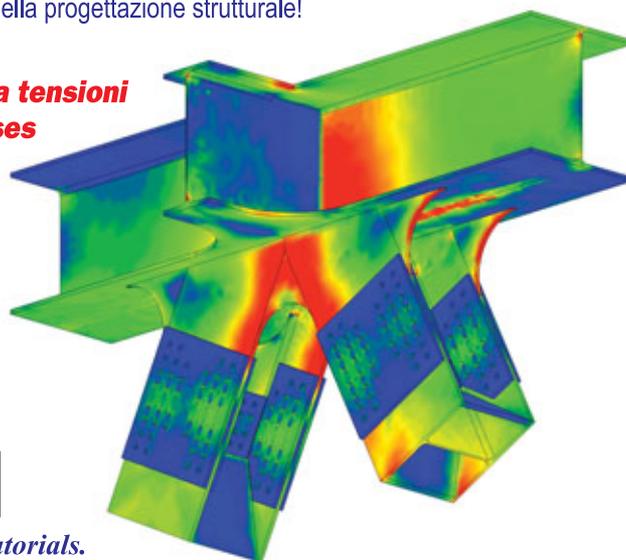
**Software per l'analisi agli elementi finiti 3D delle  
unioni in acciaio di geometria qualsiasi, con  
input da CAD 3D integrato in modellazione solida**

**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!



**Foto opera realizzata**

**Mappatura tensioni  
di Von Mises**



**Novità: da oggi disponibile la versione "CDJ Junior - Base" a soli € 300.00 + iva**

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)



**Software Tecnico Scientifico®**

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

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

Visiona i nostri  
video tutorials su 

DAVIDGRAP  
ANALISI E PROGETTAZIONE