



ISSN n° 0010-9673 Poste Italiane SPA - Speciazione in Abbonamento Postale - D.L. 353/2003 (con. in L. 27.02.04 n° 46) Art. 1, comma 1, L.0/M/Prezzo a copia € 15,00 - In caso di mancato recapito inviare al CMP di Milano-Rosario per la restituzione al mittente. Per info sulla rivista visitate il sito www.cta-italia.it

XXVII
CONGRESSO CTA
BOLOGNA
3/5 ottobre 2019

SETT/OTT 2019



RIVISTA BIMESTRALE
PER LA DIFFUSIONE
DELLA CULTURA DELL'ACCIAIO

COSTRUZIONI METALLICHE

La competenza è una conquista

Professionalità e competenza da oltre 60 anni

Il Gruppo IIS mantiene l'obiettivo prioritario che da sempre ha caratterizzato l'Istituto Italiano della Saldatura: produrre e trasferire conoscenza negli ambiti delle attività svolte dalle Società che lo costituiscono, attento e fedele all'origine del suo brand.

In questo contesto il Gruppo IIS si propone quale riferimento in Italia e all'Estero per fornire servizi di formazione, assistenza tecnico-scientifica, ingegneria, diagnostica, analisi di laboratorio e certificazione, garantendo sempre il rispetto delle previste condizioni di qualità, sicurezza, affidabilità e disponibilità di sistemi ed impianti industriali, di strutture saldate e di componenti saldati.



www.iis.it





**TRULY
CONSTRUCTIBLE**

Il BIM per l'Ingegneria Strutturale

Tekla Structures 2019 offre processi di modellazione 3D più veloci, dettagli più precisi, un migliore controllo delle modifiche e una produzione più rapida di disegni, oltre ai guadagni in termini di efficienza legati al flusso di lavoro.

- Workflow dalla progettazione al dettaglio e alla produzione più efficiente che mai, indipendentemente dal materiale utilizzato
- Modellazione di lamiere piegate e calandrate ancora più veloce e flessibile
- Esportazione verso Revit® attraverso la gestione diretta del file "rvt®" e molto altro...

**METODI DI LAVORO DI NUOVA GENERAZIONE
MIGLIORE COMUNICAZIONE DEL PROGETTO**

Scopri tutti i vantaggi di
Tekla Structures 2019 su harpaceas.it



Rivenditore esclusivo per l'Italia

HARPACEAS®
the BIM expert





Associazione

Il CTA, nato nel 1966, è una associazione culturale senza scopo di lucro, nata per creare occasioni di confronto tecnico, di studio e approfondimento, e di diffusione della cultura dell'acciaio.

Il CTA ha al suo interno tre componenti paritetiche:

- Professori universitari
- Liberi professionisti
- Tecnici del mondo dell'industria

Il CTA svolge la sua missione di divulgazione della cultura delle costruzioni metalliche mediante:

- Congresso biennale
- Corsi e workshop di formazione
- Attività editoriale

Vantaggi per i Soci

- Abbonamento rivista Costruzioni Metalliche (cartaceo e digitale)
- Ricezione pubblicazioni tecniche CTA
- Sconti per la partecipazione agli eventi CTA
- Accesso all'area riservata del sito CTA e download gratuito del materiale disponibile
- Possibilità di far parte di commissioni/gruppi di lavoro CTA

Attività editoriale



COSTRUZIONI METALLICHE si occupa, da oltre settant'anni, della cultura del costruire con l'acciaio. Essa è la più autorevole rivista del settore.

La rivista è venduta per abbonamento in formato cartaceo.



I Quaderni del CTA sono monografie su temi specifici, sviluppate da esperti del settore sullo stile delle pubblicazioni Italsider di molti anni fa.

Sono gratuite per i soci CTA, a pagamento per i non soci (formato cartaceo).



Le Schede Tecniche CTA sono brevi documenti che trattano argomenti tecnici molto specifici.

Sono distribuite gratuitamente in formato PDF sul sito del CTA e nella pagina Facebook di COSTRUZIONI METALLICHE



CMrivista

www.collegiotecniciacciaio.it/costruzionimetalliche/



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

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

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

GIULIO BALLIO "Politecnico" di Milano, Milano, Italia,
 CLAUDIO BERNUZZI "Politecnico" di Milano, Milano, Italia,
 MARIO D'ANIELLO Università di Napoli "Federico II", Italia
 LUIGINO DEZI Università Politecnica delle Marche, Ancona, Italia
 ERIC DUBOSC Ecole Nationale Supérieure d'Architecture de Paris, France
 DAN DUBINA Polytechnic University of Timisoara, Timisoara, Romania
 FEDERICO M. MAZZOLANI Università di Napoli "Federico II", Italia
 ROSARIO MONTUORI Università di Salerno, Salerno, Italia
 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

SEGRETARIA: 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/**SPAZI PUBBLICITARI E PROMOZIONE ABBONAMENTI:**CTA Collegio Tecnico dell'Acciaio,
20129 Milano, Viale dei Mille 19, tel. 02 784711;
costruzionimetalliche@ctanet.it**IMPAGINAZIONE, GRAFICA E STAMPA:**GIERRE PRINT SERVICE Srl, Via Carlo Goldoni, 1
20129 MILANO Tel. 02 49524930
e-mail: commerciale@gierreprint.com**ABBONAMENTI PER L'ANNO 2019 (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 dicembre 2019

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

COSTRUZIONI METALLICHE

ANNO LXXI

SET OTT 19

www.facebook.com/CMrivistacostruzionimetalliche@ctanet.it

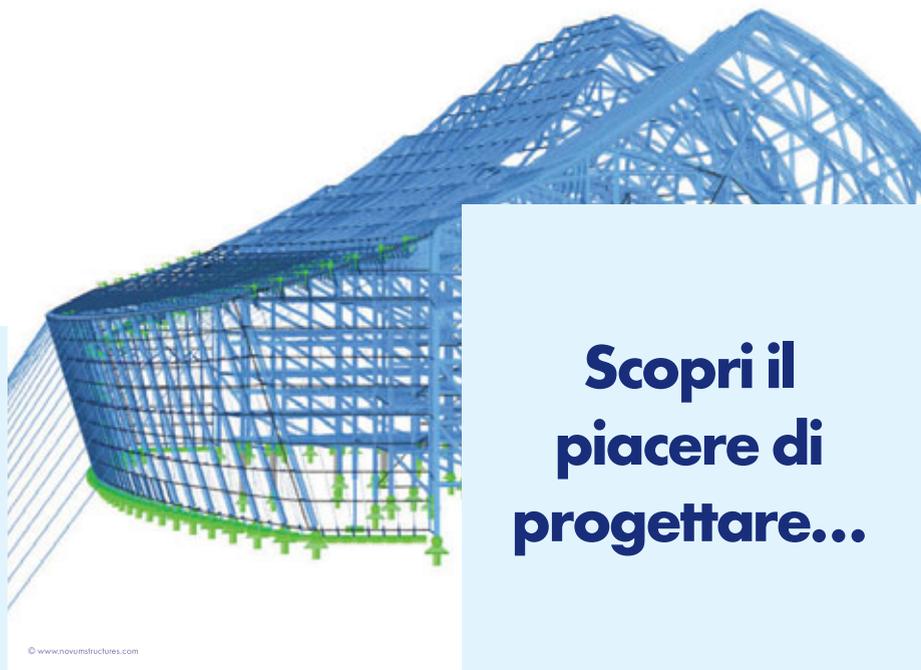
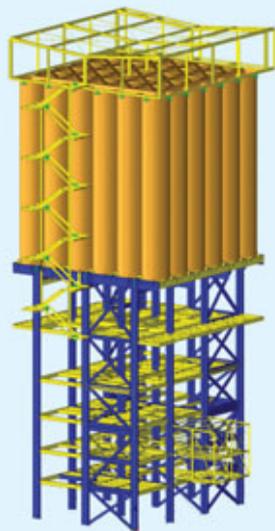
In copertina: Carpenteria metallica della facciata del Green Retail Park a Torino
 © Jacques Pion / Hans Lucas



7	EDITORIALE FABIO DALL'AGLIO	IL CONGRESSO CTA DI BOLOGNA: SPUNTI E RIFLESSIONI
9	RICERCA DIANA FAIELLA, VALERIA FAELLA, EUGENIO ALAIO, ELENA MELE	ADEGUAMENTO SISMICO DI EDIFICI ESISTENTI IN C.A. TRAMITE ESOSCHELETRO DIAGRID
24	RICERCA SIMONE LABÒ, CHIARA PASSONI, ANDREA BELLERI, ALESSANDRA MARINI, PAOLO RIVA	ESOSCHELETRI TIPO DIAGRID per la riqualificazione degli edifici esistenti in ottica ciclo vita
36	RICERCA CLAUDIO BERNUZZI, MARCO SIMONCELLI, ANDREA MONTANINO	PREDICTION OF THE TORSIONAL RESPONSE OF MONO-SYMMETRIC MEMBERS WITH REGULAR PERFORATION SYSTEMS
45	INGEGNERIA FABIO DALL'AGLIO, GIOVANNI MONINI, ALBERTO RIZZOLI	LE PROVE IN GALLERIA DEL VENTO per i due hangar con struttura in acciaio del parco carbone della nuova centrale termoelettrica di Dubai, UAE
59	ARCHITETTURA ANDREA CAMPIOLI	ACCIAIO PER L'UNIVERSITÀ Gli edifici di Ottavio Di Blasi Architects per le aule e per la mensa dell'Università di Novara, 2017
71	REALIZZAZIONI BRUNO FINZI, VALTER CARNI, RAIMONDO SALARIS	LE STRUTTURE METALLICHE COME ELEMENTO FONDAMENTALE PER LA COSTRUZIONE DI UN'OPERA IN C.A.: l'esempio della torre Prada a Milano
80	INGEGNERIA RICCARDO ZANON, MAURO SOMMAVILLA	FLOOR VIBRATION BEHAVIOR OF CAR PARK STRUCTURES ASSESSMENT of different composite steel concrete solutions
89	REALIZZAZIONI MARCO PERONI, IRENE FABBI, ELISA GENTILINI, NICOLO' MINGUZZI	TELAI CONTROVENTANTI IN ACCIAIO per l'adeguamento della Scuola Primaria di Conselice (Ra)
96	NORMATIVE FRANCESCO QUAGLIA, MAURIZIO QUAGLIA	IMPIEGO DELLA NORMATIVA CINESE nel progetto di un impianto di trattamento fumi inquinanti in zona sismica a Wanhua
103	INTERVISTA A CURA DELLA REDAZIONE	CEAS srl PROTAGONISTI DEL MONDO DELL'ACCIAIO
106	NOTIZIARIO CTA	XXVII CONGRESSO DEL CTA A BOLOGNA: CRONACHE E BILANCI

RFEM 5

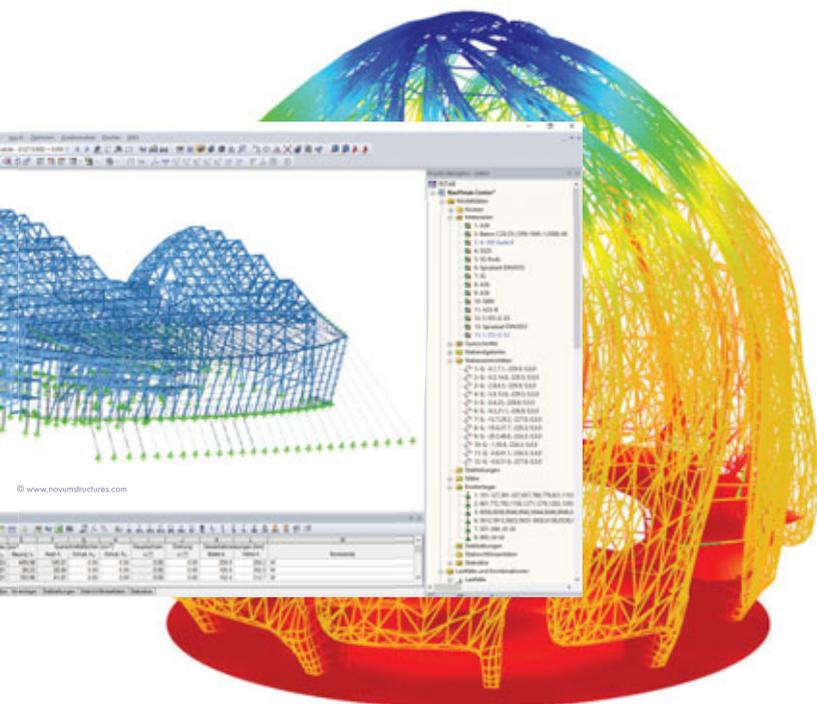
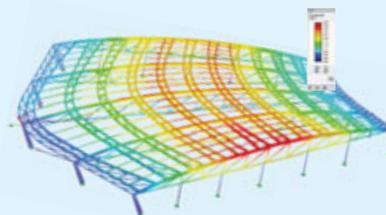
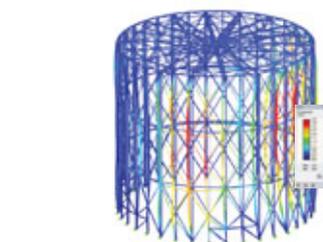
Il programma FEM definitivo



Scopri il piacere di progettare...

RSTAB 8

Il programma per strutture intelaiate



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

VERSIONE TRIAL GRATUITA
VALIDA 90 GIORNI



Software di analisi e progettazione strutturale

www.dlubal.com



Ing. Fabio Dall'Aglio
Consigliere CTA

IL CONGRESSO CTA DI BOLOGNA: SPUNTI E RIFLESSIONI

Come molti lettori sanno, si è svolto a Bologna dal 3 al 5 ottobre scorsi, il XXVII Congresso del CTA, Collegio dei Tecnici dell'Acciaio, nella suggestiva sede di Palazzo Re Enzo, splendido esempio di costruzione medievale nel centro della città emiliana. Per la prima volta nella storia dell'associazione Bologna ha ospitato le Giornate Italiane della Costruzione in Acciaio che hanno avuto come tema conduttore il rapporto tra università, professione e produzione, come testimonia il titolo della manifestazione "Ricerca-Progettazione-Industria: i nuovi orizzonti delle Costruzioni Metalliche". Il titolo del congresso traccia un programma assai ambizioso e tocca i nervi scoperti del mondo delle costruzioni metalliche nel nostro paese: non bastano le competenze di alto livello presenti nei tre settori che costituiscono l'associazione per diffondere l'utilizzo dell'acciaio nell'industria delle costruzioni, ma è necessaria una sinergia tra questi affinché si possano produrre risultati superiori alle capacità dei singoli contributi.

Sinergia è una pratica tanto preziosa quanto complicata da concretizzare, non a caso un tema caro ai nostri due ultimi presidenti, Mario De Miranda ed Emanuele Maiorana (in ordine cronologico), eccellenti esponenti del settore delle costruzioni in acciaio, portatori di un invidiabile patrimonio di conoscenze per quanto riguarda la cultura del progetto e la competenza nel saper costruire.

Scusandomi in anticipo con tutti gli autori che hanno contribuito alla riuscita del congresso se farò cenno esplicito alle sole relazioni ad invito, ben consapevole del valore non minore delle numerose memorie presentate nelle sessioni parallele, probabilmente vera anima della manifestazione, cerco di sintetizzare cosa si è visto alle XXVII Giornate Italiane della Costruzione in Acciaio, rimandando, per una cronaca più puntuale, al Notiziario CTA in altra parte di questo numero.

Eccellenze assolute per quanto riguarda la ricerca universitaria. Lo stato dell'arte della ricerca tracciato dal Prof. Walter Salvatore, Il progetto Equaljoints raccontato dal Prof. Raffaele Landolfo ed il progetto Freedom di cui ha parlato il Prof. Vincenzo Piluso, oltre alle altre interessanti memorie presentate nelle sessioni parallele, testimoniano l'attenzione del mondo accademico, benché non omogeneamente distribuita tra i nostri atenei, per le costruzioni metalliche. Un cenno anche alle interessanti presentazioni internazionali del Prof. Charles Clifton (University of Auckland, NZ) su *Low damage design of steel structures* e del Prof. Gianmario Benzoni sull'utilizzo di dispositivi antisismici.

Progettisti capaci di soluzioni che nulla hanno da invidiare ai lavori prodotti dai colleghi stranieri. Ricordare solo le recenti realizzazioni descritte piacevolmente dal Prof. Massimo Majowiecki, i ponti di grande luce rappresentati efficacemente come sempre dal Prof. Mario de Miranda o gli interventi in materia di adeguamento sismico trattati dal Prof. Marco Savoia, non è che un piccolo scorcio sulla moltitudine di progetti presentati al congresso. Il focus sulle realizzazioni del Prof. Salvatore Morano e i numerosi progetti presentati nelle sessioni parallele danno una misura

Palazzo Re Enzo, da sempre il cuore delle attività economiche e sociali di Bologna venne costruito tra il 1244 ed il 1246 come ampliamento degli edifici comunali. Appena tre anni più tardi divenne la 'residenza' del Re Enzo, prigioniero della Battaglia di Fossalta, storico scontro tra gli schieramenti dei Guelfi di Bologna vincitori e le forze dei Ghibellini di Modena vinte insieme alle truppe imperiali di Enzo, Re di Sardegna e Riccardo, vicario imperiale, figli naturali dell'imperatore Federico II. Quella funesta battaglia a Fossalta ad Enzo costò molto cara: non riottenne più la libertà nonostante le ripetute minacce del padre Federico II nei confronti dei bolognesi. La città comunque trattò Enzo onorevolmente, consentendogli di ricevere visite, avere servitori e relazioni sociali, senza mai concedergli però di uscire dalle stanze a lui riservate. Alla sua morte, nel 1272, gli furono dedicate solenni onoranze funebri e fu seppellito nella Basilica di San Domenico della stessa città che l'aveva tenuto prigioniero per ventitré lunghi anni. Il palazzo deve quindi il suo nome a Re Enzo di Sardegna, figlio di Federico II, che vi trascorse i ventitré anni di prigionia, fino alla morte.



della varietà dei temi affrontati e della capacità dei professionisti italiani di rispondere ogni volta con una ingegnosa soluzione dedicata al problema specifico.

Riguardo alle realizzazioni credo vadano spese alcune parole anche sulla tavola rotonda “Esperienze e progetti per il ponte sullo stretto” condotta dal Prof. Giulio Ballio, dal Prof. Giorgio Diana e dal Prof. Federico M. Mazzolani, che ha sottolineato anche nella giornata conclusiva del congresso le alte competenze di cui dispone la scuola italiana delle costruzioni in acciaio.

Background tecnologico altamente qualificato del mondo della carpenteria metallica italiana e dell'industria dell'acciaio a cui il CTA, insieme alla rivista Costruzioni Metalliche, sta cercando di riavvicinarsi dopo un parziale allontanamento degli ultimi anni.

Eppure le eccellenze nei tre settori che costituiscono l'associazione paiono non essere sufficienti a dare impulso al mercato interno delle costruzioni metalliche. È vero che l'economia globalizzata ci spinge a guardare fuori dall'Italia, ma è pur vero che il mondo delle costruzioni metalliche accusa una annosa incapacità di autopromuoversi nel mercato nazionale come dimostra il successo recente di altri materiali che hanno visto una rapida diffusione nell'industria delle costruzioni a cui l'acciaio non ha nulla da invidiare se non una minore azione promozionale.

Le imprese pare non siano sufficientemente consapevoli dei vantaggi che derivano dall'utilizzo dell'acciaio, vantaggi quantificabili in particolare in termini di velocità e sicurezza di esecuzione, ed anche di economicità quando l'opera è ben progettata.

D'altra parte una percentuale significativa di professionisti manifesta difficoltà ad utilizzare l'acciaio il più delle volte per il timore di una progettazione più articolata di quella richiesta dal caro cemento armato. E' quindi l'incertezza di poter contare su un supporto affidabile nella definizione della molteplicità di scelte che caratterizzano il progetto di una struttura metallica (penso alla scelta del materiale, alle caratteristiche non solo di resistenza, alla scelta delle sezioni da utilizzare nel processo di ottimizzazione della struttura, alla scelta dei trattamenti di protezione superficiale) e nella definizione dei dettagli costruttivi (saldature o bullonature, aspetti prestazionali di diversi tipi di giunto) che spesso costituisce il deterrente principale nei riguardi della soluzione in acciaio.

Assistiamo quindi alla capacità di produrre ricerca, progetti e costruzioni in acciaio di grande interesse sia per l'importanza delle opere sia per la singolarità delle soluzioni ingegneristiche, a cui non corrisponde una crescita quantitativa del mercato interno delle costruzioni metalliche. A un ristretto numero di progettisti che dispongono di alta professionalità non segue una diffusione più estesa della cultura del progettare in acciaio.

Il CTA in questi ultimi anni ha quindi rinnovato l'impegno sull'obiettivo primario della diffusione di una cultura tecnica che promuova le pratiche del ben progettare e del ben costruire in acciaio attraverso forme differenti: spiegare ai giovani le qualità del materiale, costituire un punto di riferimento per l'aggiornamento tecnico dei professionisti e delle società di ingegneria, stimolare l'incontro e il dialogo tra università industria e progettazione. Proprio in questo senso il XXVII congresso ha visto la ripresa, dopo alcuni anni di pausa, di una tradizione del CTA, la premiazione di cinque studenti laureati nel biennio precedente il congresso con una tesi attinente alle costruzioni metalliche (anche di questo evento parliamo nel Notiziario CTA sempre in questo numero).

Parallelamente il CTA di concerto con la redazione della rivista Costruzioni Metalliche sta promuovendo l'edizione di alcuni quaderni tecnici, di cui i primi due sui temi di Acciaio e durabilità e Bulloneria strutturale già disponibili sia in formato cartaceo che in formato digitale, redatti allo scopo di fornire utili strumenti di ausilio alla progettazione per i professionisti.

Credo si possa trarre un bilancio positivo dell'edizione bolognese del congresso che ha visto una crescita degli iscritti rispetto l'edizione precedente e alcuni momenti di ottima convivialità sia la sera del primo giorno che la sera della cena di gala conclusa nel migliore dei modi dopo aver sincronizzato l'accompagnamento musicale alle esigenze della sala.

L'auspicio per il futuro è che si riesca a sostenere le iniziative che danno concretezza ai principi ispiratori dell'associazione: studio, perfezionamento e diffusione delle Costruzioni in Acciaio.

ADEGUAMENTO SISMICO DI EDIFICI ESISTENTI IN C.A. TRAMITE ESOSCHELETRO DIAGRID

DAIGRID EXOSKELETON FOR THE SEISMIC RETOFIT OF R.C. EXISTING BUILDINGS

Diana Faiella, Valeria Faella, Eugenio Alaio, Elena Mele*

Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura (DiSt), Università di Napoli "Federico II", Napoli, Italia

In questo lavoro si valuta l'efficacia di esoscheletri DiaGrid in acciaio per l'adeguamento sismico di edifici esistenti in c.a.. Si formula inizialmente il problema dal punto di vista dinamico in maniera semplificata, adottando un modello a due gradi di libertà (2DOF), per il quale si scrivono le equazioni del moto definendo l'interazione tra struttura esistente ed esoscheletro, e distinguendo il caso di collegamento dissipativo e non dissipativo. Assunto un caso studio di edificio in c.a., viene svolta un'analisi parametrica orientata a definire le combinazioni ottimali delle caratteristiche dinamiche di esoscheletro e collegamento. Le indicazioni derivate da tale analisi vengono quindi tradotte in due diverse soluzioni progettuali, per le quali si eseguono analisi di time history spettro compatibili. Dal confronto tra struttura as-is e soluzioni con esoscheletro, effettuata in termini di diversi parametri di risposta sismica, si quantificano i vantaggi prestazionali conseguibili con l'intervento di adeguamento e si discute la possibilità di generalizzare le implicazioni progettuali.

This paper explores the effectiveness of DiaGrid steel exoskeletons for seismic retrofit of r.c. existing buildings. The dynamic problem is initially formulated in a simplified way, by adopting a two-degree of freedom model (2DOF); the equations of motion are written defining the interaction between the existing structure and the exoskeleton, and distinguishing the case of dissipative and non-dissipative link between the building structure and the exoskeleton. Assuming a r.c. building as a case study, a parametric analysis is carried out with the aim of defining the optimal combinations of the dynamic characteristics of exoskeleton and connection for the given building. The indications derived from this preliminary analysis are then translated into two different design solutions, for which time history analyses are performed. From the comparison between the as-is structure and the two solutions with exoskeleton, carried out in terms of different seismic response parameters, the performance advantages achievable with the retrofit intervention are quantified and the possibility of generalizing the design implications is discussed.

1. INTRODUZIONE

L'attuale principale sfida dell'ingegneria civile italiana è costituita dalle costruzioni esistenti: in Italia si contano 11,1 milioni di edifici

in aree a elevato rischio sismico, di cui l'88,4% ad uso abitativo e realizzato, per il 74% (7 milioni di immobili), prima dell'entrata in vigore di moderne normative sismiche. Al vasto patrimonio di

*Corresponding author. Email: elenmele@unina.it

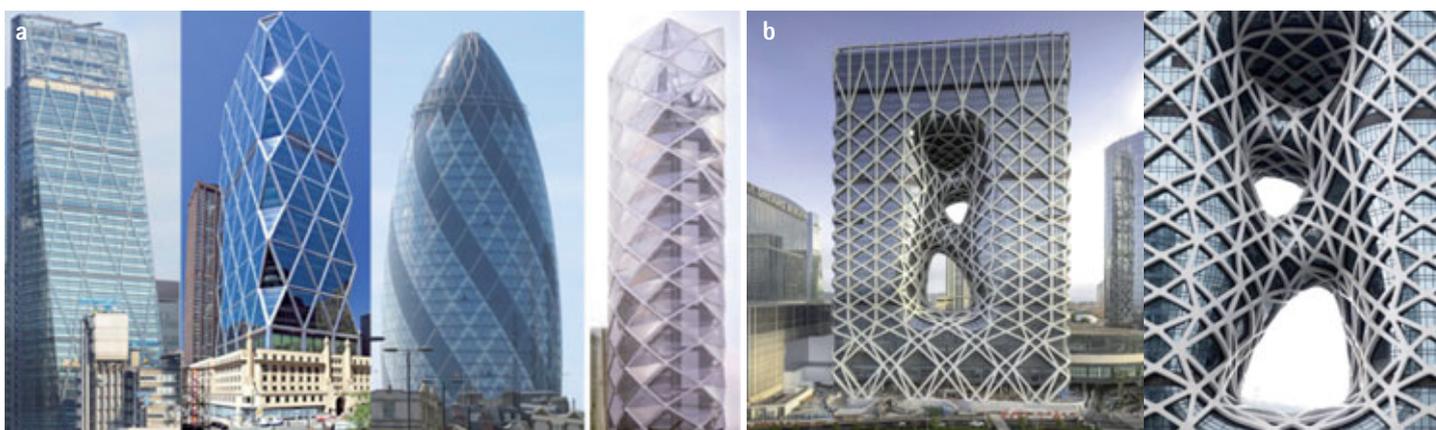


Fig. 1 - Esoscheletri per edifici alti in acciaio: (a) strutture diagrid, (b) Morpheus.

edifici in muratura, realizzati nel corso dei secoli, si affiancano circa 1,8 milioni di edifici in cemento armato realizzati per far fronte alla grande domanda immobiliare del dopoguerra; questi ultimi appaiono oggi in severo stato di obsolescenza, in quanto caratterizzati da gravi deficit sia strutturali che energetici, oltre che, spesso, da modesta qualità architettonica e scarso valore formale. Gli interventi su tali edifici in c.a. sono generalmente orientati a risolvere solo una delle tipologie di carenze sopra individuate, ovvero strutturale, energetica, architettonica-formale. Negli ultimi anni, tuttavia, si registra un'attenzione verso un approccio di intervento sul costruito di carattere olistico, che coniuga le necessità strutturali, energetiche e formali. Alcune recenti studi finalizzati alla classificazione e valutazione delle tipologie di intervento [1 - 3], individuano nell'aggiunta volumetrica continua in facciata una delle strategie più efficaci. Le facciate degli edifici, infatti, svolgono un ruolo importante nella creazione del paesaggio urbano e possono essere utilizzate efficacemente per ridurre il consumo di energia e gli impatti ambientali, incorporando anche elementi strutturali antisismici disposti nella zona perimetrale dell'edificio [4].

È questo il caso della realizzazione di esoscheletri in carpenteria metallica, strutture autoportanti che avvolgono l'edificio esistente e si collegano alla struttura di quest'ultimo in punti discreti, consentendo di incrementarne resistenza, rigidità, e/o capacità dissi-

pativa sotto azioni sismiche, e, contemporaneamente, definiscono un nuovo involucro (doppia pelle integrata, facciata ventilata). In funzione dei vincoli urbanistici, l'involucro può essere posto in aderenza all'edificio, realizzando così una sorta di cappotto strutturale, oppure a una certa distanza dalla facciata esistente, così da creare nuovi spazi abitativi, balconi, serre solari, zone filtro, etc [5]. La soluzione, peraltro, presenta l'indiscusso vantaggio di poter essere applicata operando esclusivamente dall'esterno, con minimi disagi per gli occupanti dell'edificio, praticamente senza interruzione alle attività che in esso si svolgono, con conseguente contenimento dei costi dell'intervento. La struttura metallica dell'esoscheletro può anche essere ottimizzata in termini di layout, garantendo la funzione strutturale e di sostegno della nuova facciata senza ridurre le vedute esterne e il livello di illuminazione naturale all'interno dell'edificio, e graduando soleggiamento/ombreggiamento, ad esempio definendo layout a densità variabile. Infine il pattern strutturale dell'esoscheletro conferisce un aspetto distintivo all'edificio e ne ridefinisce l'interfaccia di relazione tra spazio interno ed esterno. La peculiarità dell'intervento proposto è racchiusa nella concezione strutturale, derivata dall'osservazione del mondo animale. In zoologia l'esoscheletro è un tegumento esterno più o meno indurito, chitinizzato o mineralizzato, dotato di notevole rigidità e capacità di adattarsi e reagire alle sollecitazioni cui è sottoposto, fornendo

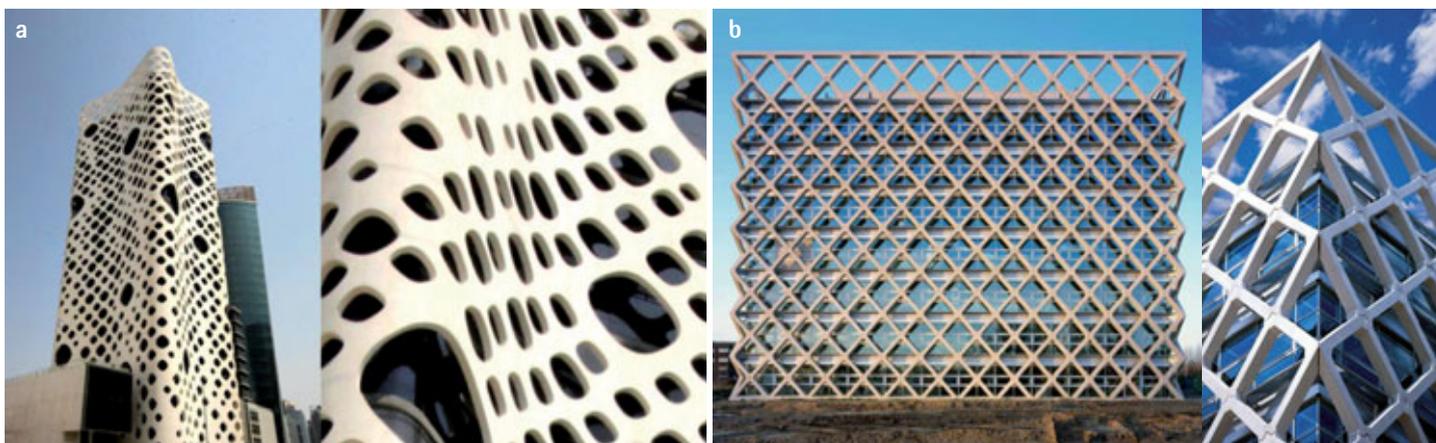


Fig. 2 - Esoscheletri per edifici in c.a.: (a) O14, (b) Wageningen University and Research Centre.

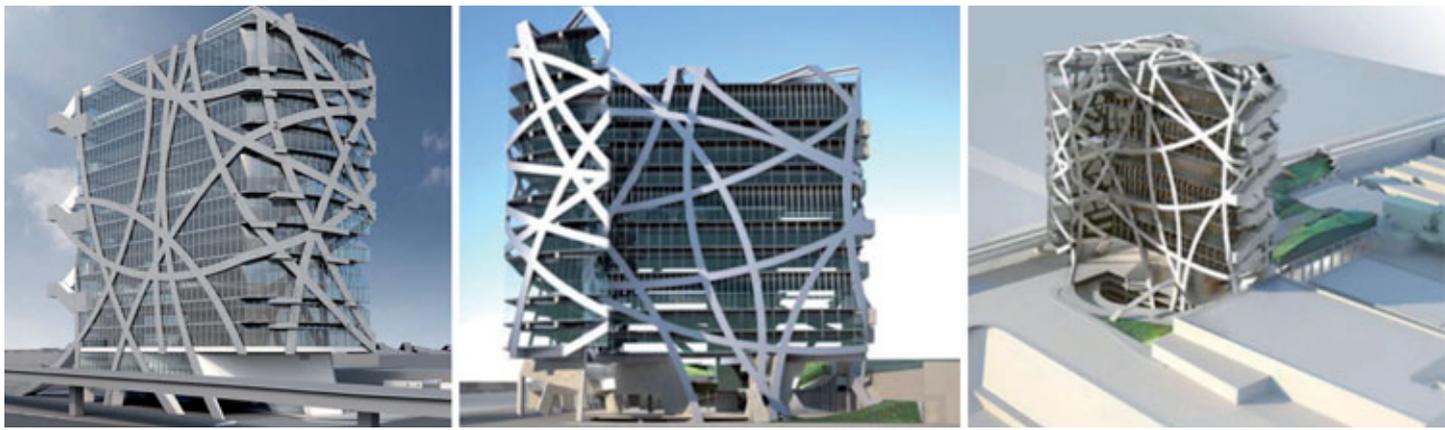


Fig. 3. The (W)raper.

protezione e sostegno al corpo e agli organi dell'animale. Esempi di esoscheletro si ritrovano fra gli insetti (celiferi, blattoidei), crostacei (granchi e Nephropidae), molluschi (chioccioline, vongole, scafopodi, chitoni, nautilus), poriferi (Euplectella aspergillum, etc.). Sono caratterizzati da complesse strutture gerarchiche, e costituiscono fonte di ispirazione per l'uomo nelle applicazioni ingegneristiche in vari campi e a diversi livelli di scala.

Le strutture a esoscheletro, in realtà, sono frequentemente impiegate nella progettazione ex-novo di edifici alti, praticamente in tutte le soluzioni tubolari che adottano un pattern di elementi strutturali in facciata per massimizzare rigidità e resistenza flessionale. È questo il caso delle DiaGrid (figura 1a), ma anche di pattern più complessi, dall'aspetto caotico ed irregolare, come quello impiegato per il Morpheus di Zaha Hadid [6] (figura 1b), o quelli derivati sulla base del diagramma Voronoi [7].

Di grande impatto sono anche l'esoscheletro dell'O14, un guscio curvilineo in c.a. con forature di dimensioni e posizione variabili (figura 2a) e l'edificio progettato da Rafael Vinoly per la Wageningen University and Research Centre, un cubo di vetro sorretto da un esoscheletro prefabbricato in c.a., disposto a 70 cm di distanza da esso (figura 2b).

Infine "The (W)raper", una torre di 17 piani con esoscheletro realizzato tramite un sistema continuo di elementi nastriformi curvilinei d'acciaio (tubi rettangolari 305x1525 mm) che si avvolgono intorno all'edificio secondo un andamento irregolare, e forniscono resistenza nei confronti delle azioni orizzontali e sostegno alla facciata multiforme, enfatizzandone il linguaggio architettonico [8] (figura 3).

Negli ultimi anni in Italia si è assistito ad un crescente interesse della ricerca nella valutazione dell'efficacia di esoscheletri per l'adeguamento sismico di edifici esistenti. Fra i primi contributi si annoverano i lavori del gruppo di ricerca delle Università di Bergamo e Brescia [9 - 11]; di grande interesse anche gli studi sviluppati presso il Politecnico di Torino [12, 13]. Peraltro, un inquadramento del tema e delle applicazioni è stato recentemente compilato da Di Lorenzo et al. 2019 [14] e pubblicato su questa rivista.

Nel presente lavoro si formula inizialmente il problema dal punto di vista dinamico in maniera semplificata, adottando un modello a due gradi di libertà (2DOF), per il quale si scrivono le equazioni del moto definendo l'interazione tra struttura esistente ed esoscheletro, e distinguendo il caso di collegamento dissipativo e non dissipativo. Assunto un caso studio di edificio in c.a., viene svolta un'analisi parametrica orientata a definire le combinazioni ottimali delle caratteristiche dinamiche di esoscheletro e collegamento. Le indicazioni derivate da tale analisi vengono quindi tradotte in due diverse soluzioni progettuali, per le quali si eseguono analisi di time history spettro compatibili. Dal confronto tra struttura as-is e soluzioni con esoscheletro, effettuata in termini di diversi parametri di risposta sismica, si quantificano i vantaggi prestazionali conseguibili con l'intervento di adeguamento e si discute la possibilità di generalizzare le implicazioni progettuali.

2. MODELLO SEMPLIFICATO 2DOF

Un edificio esistente adeguato tramite un esoscheletro può essere schematizzato come un sistema accoppiato. Il comportamento dinamico di un sistema accoppiato costituito da una struttura principale connessa ad un esoscheletro può essere studiato adottando un modello semplificato a due gradi di libertà (2DOF). In particolare, il primo oscillatore (struttura esistente) è caratterizzato da massa,

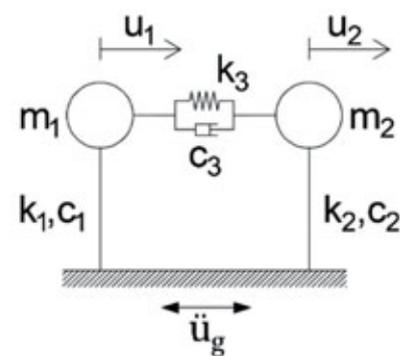


Fig. 4 - Modello semplificato a 2DOF.

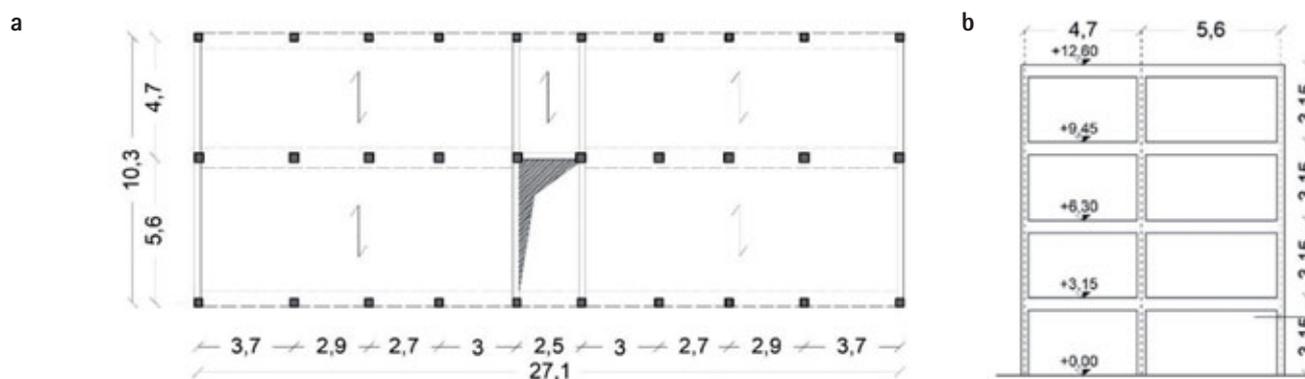


Fig. 5 - (a) carpenteria schematica, (b) telaio trasversale tipo.

rigidezza e coefficiente di smorzamento rispettivamente pari a m_1 , k_1 e c_1 ; il secondo oscillatore (esoscheletro) da massa, rigidezza e coefficiente di smorzamento pari a m_2 , k_2 e c_2 ; il collegamento tra i due oscillatori presenta rigidezza e coefficiente di smorzamento pari a k_3 , c_3 . La rappresentazione schematica del modello 2DOF è riportata in figura 4.

Di seguito si riportano le equazioni del moto del sistema semplificato a 2DOF.

$$\begin{aligned} m_1 \ddot{u}_1 + c_1 \dot{u}_1 + k_1 u_1 &= -m_1 \ddot{u}_g + F \\ m_2 \ddot{u}_2 + c_2 \dot{u}_2 + k_2 u_2 &= -m_2 \ddot{u}_g + F \end{aligned} \quad (1)$$

in cui u_1 ed u_2 sono gli spostamenti relativi rispetto al terreno dei due oscillatori; \ddot{u}_g è l'accelerazione del suolo;

$$F = c_3 (\dot{u}_2 - \dot{u}_1) + k_3 (u_2 - u_1) \quad (2)$$

è la forza esercitata sul collegamento tra i due oscillatori.

Massa, rigidezza e coefficiente di smorzamento del primo oscillatore, indicati rispettivamente con m_1 , k_1 e c_1 ; sono noti, una volta analizzata la struttura dell'edificio esistente. Gli altri parametri del sistema a 2DOF sono incogniti e costituiscono le variabili di progetto; essi sono infatti: massa m_2 , rigidezza k_2 e coefficiente di smorzamento c_2 del secondo oscillatore, che rappresenta l'esoscheletro da progettare; rigidezza k_3 , e coefficiente di smorzamento c_3 del collegamento tra struttura principale ed esoscheletro, anch'esso da progettare.

3. CASO STUDIO

Per quanto riguarda la struttura principale, si fa riferimento ad un caso studio, un edificio in cemento armato costruito nel secondo dopoguerra nel comune dell'Aquila, utilizzato come esempio anche in [9, 15]. Nel presente lavoro è stato condotto un progetto simulato in accordo con la normativa dell'epoca di costruzione. La struttura

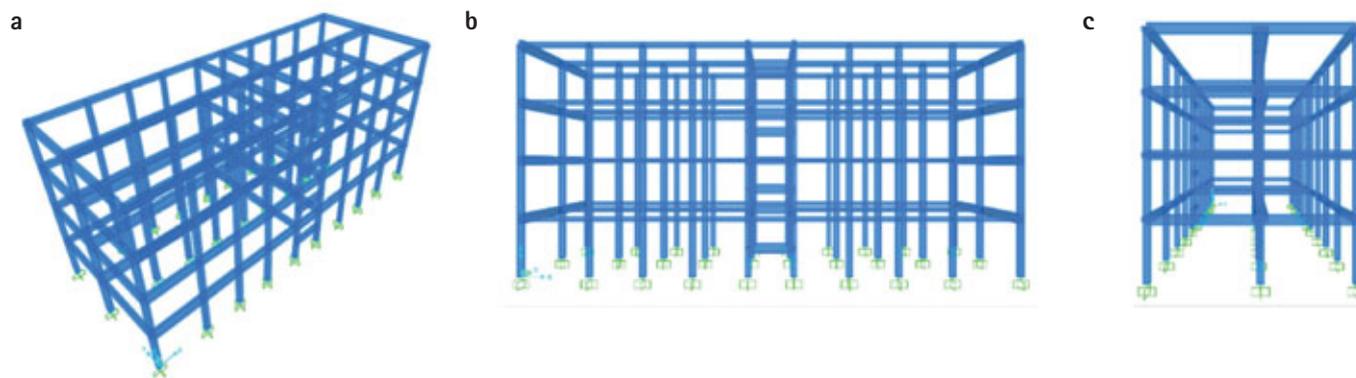


Fig. 6 - 3D EB: (a) vista 3D, (b) vista frontale X, (c) vista frontale Y.

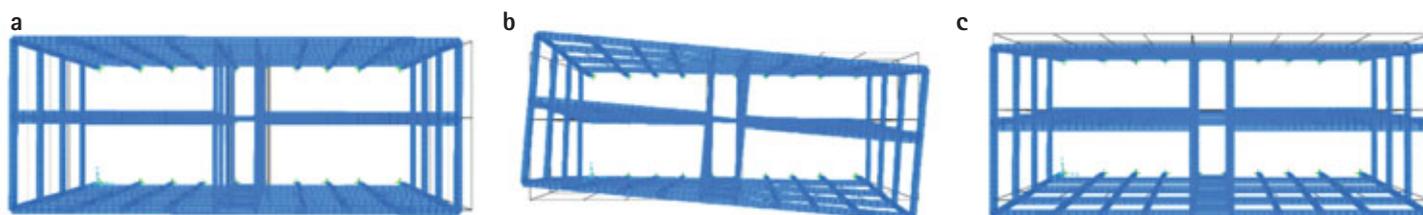


Fig. 7 - Modello 3D EB: (a) 1a forma modale, (b) 2a forma modale, (c) 3a forma modale.

così progettata è stata caratterizzata tramite analisi di *push-over* eseguite lungo le due direzioni principali in pianta e sono state individuate le proprietà dinamiche dell'oscillatore semplice equivalente (sistema a un grado di libertà, SDOF).

L'edificio a pianta rettangolare, di dimensioni $27,1 \times 10,3$ m, si sviluppa su 4 piani con un'altezza complessiva di 12,6 m ed interpiani di circa 3,15 m. Presenta solai latero-cementizi di 24 cm di spessore, orditi in direzione trasversale; pilastri perimetrali 30×30 cm e pilastri interni 35×35 cm; travi longitudinali a spessore 60×24 cm e 80×24 cm; travi emergenti trasversali 24×50 cm. In figura 5 sono riportati schematicamente la carpenteria ed un telaio trasversale tipo.

I materiali impiegati sono un acciaio da carpenteria del tipo FeB 44k ed un calcestruzzo del tipo C 25/30. L'edificio è stato riprogettato per soli carichi verticali secondo la normativa dell'epoca, ovvero D.M. 30/05/74 [16], ed è stato verificato nei confronti del sisma secondo la normativa NTC 2018 [17].

Adottando il modello 3D FE dell'edificio esistente (3D EB) riportato in figura 6, sono state condotte analisi dinamiche lineari (modale (figura 7, tabella 1) e con spettro di risposta (figure 8 e 9)) e statiche non lineari (figura 10).

3.1 Analisi dinamiche lineari

In figura 7 si riportano le forme dei primi tre modi di vibrare del modello 3D EB (EB = Existing Building) ed in tabella 1 i corrispondenti periodi naturali e masse partecipanti. Dai risultati delle analisi modali emerge che la struttura esistente, pur presentando modi disaccoppiati in termini di traslazione e rotazione, mostra un comportamento irregolare. Infatti, a differenza di configurazioni regolari, il modo rotazionale è il secondo anziché il terzo. Tale risultato è dovuto alla scarsa rigidità torsionale, derivante da una progettazione dell'edificio esistente per soli carichi verticali. Utilizzando lo spettro di risposta elastico in termini di accelerazione orizzontale prescritto dalla normativa italiana [17] per il sito dell'Aquila (SLV: $a_g = 0,27$ g, $F_o = 2,36$, $T_C^* = 0,35$ s, $S = 1,15$, figura 8), in figura 9 si riporta l'andamento dei taglianti di piano

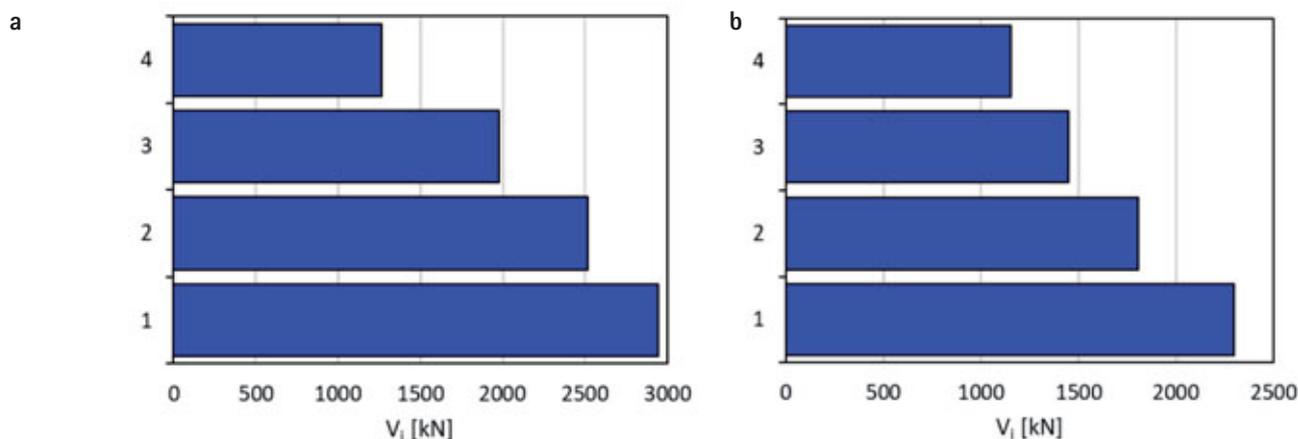


Fig. 9 - Taglianti di piano (a) Dir. X; (b) Dir. Y.

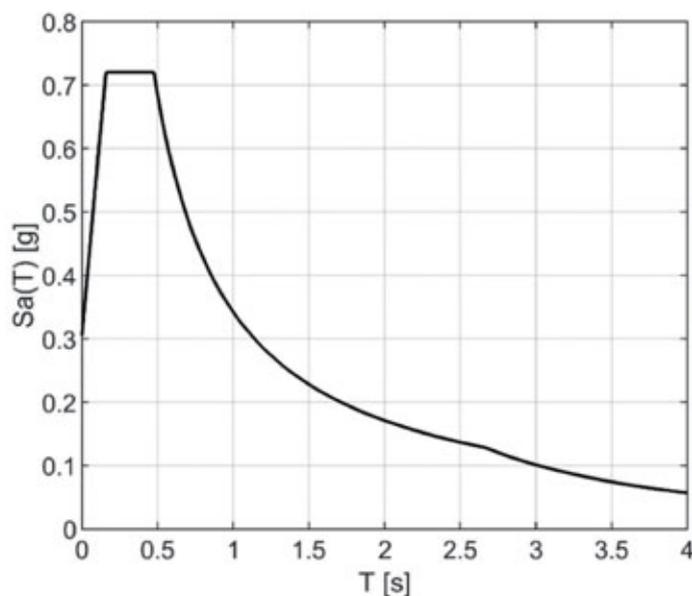


Fig. 8 - Spettro di risposta elastico in termini di accelerazione orizzontale allo SLV, $\gamma = 0.05$.

Modo	3D EB			
	T [s]	Ux	Uy [%]	Rz
1	1,72	0,0	76,5	0,0
2	1,40	0,0	0,0	79,2
3	1,21	80,4	0,0	0,0

Tab. 1 - Periodi naturali e masse partecipanti dei primi tre modi di vibrare del modello 3D EB.

nelle due direzioni X ed Y. Dalla figura si osserva che il tagliante alla base allo SLV vale rispettivamente 2.948 kN e 2.299 kN in direzione X ed Y.

3.2 Analisi statiche non lineari e caratterizzazione dinamica del modello SDOF equivalente dell'edificio esistente

Per valutare il comportamento non lineare della struttura è stato

Direzione	m_1 [kNs ² /m]	k_1 [kN/m]	T_1^* [s]	$V_y^{(nc)}$ [kN]	$d_y^{(nc)}$ [kN]
X	713	18780,51	1,22	755	0,04
Y	656	12087,83	1,46	619	0,05

Tab. 2 - Caratteristiche dinamiche equivalenti del modello SDOF della struttura esistente.

impiegato un modello a plasticità concentrata, assegnando cerniere plastiche all'estremità di travi e pilastri. In particolare, è stato adottato un modello di capacità momento-rotazione di tipo bilineare [17], considerando le travi inflesse ed i pilastri presso-inflessi.

L'analisi statica non lineare è stata condotta considerando due distribuzioni di forze, proporzionali al primo modo di vibrare e alle masse, in entrambe le direzioni X ed Y. Le proprietà dinamiche del modello equivalente ad un grado di libertà (SDOF eq) della struttura esistente sono state calcolate per entrambe le direzioni principali X ed Y, considerando il modo prevalente per ciascuna direzione, applicando il metodo N2 [18]. I valori equivalenti di massa (m_1), rigidezza (k_1), periodo (T_1^*), taglio alla base e spostamento al limite elastico ($V_y^{(nc)}$ e $d_y^{(nc)}$) per ciascuna direzione, con le distribuzioni di forze più gravose, rispettivamente triangolare in X e costante in Y, sono riportati in tabella 2.

Considerando la direzione più debole (direzione Y), in figura 10 si riportano le push-over dei modelli MDOF, SDOF e SDOF eq della struttura; in figura 10b la valutazione della vulnerabilità sismica dell'edificio nel piano ADRS (Acceleration Displacement Response Spectra). Dalla figura 10b risulta evidente la vulnerabilità sismica della struttura, con un rapporto tra capacità e domanda in termini di spostamento pari a 0,52.

4. ANALISI PARAMETRICA

Al fine di individuare la configurazione di adeguamento più efficace, si è svolta un'analisi parametrica facendo variare le caratteristiche dinamiche dell'esoscheletro e del collegamento tra quest'ultimo e la struttura esistente. Per brevità, nel seguito si riportano i

risultati dell'analisi parametrica nella direzione più debole, ovvero la direzione Y. Con riferimento al modello semplificato a 2DOF riportato in figura 4, sono state fissate le caratteristiche dinamiche della struttura esistente ($m_1 = 656 \text{ kN s}_2/m$, $k_1 = 12087,83 \text{ kN/m}$, $\xi_1 = 0.05$; $T_1 = 1,46 \text{ s}$, $c_1 = 282,313 \text{ kN s/m}$). Inoltre, si è tenuto conto che la massa dell'esoscheletro non varia sensibilmente ed è molto inferiore alla massa dell'edificio esistente, pertanto è stata fissata, ed assunta pari a: $m_2 = 0,02 m_1$; analogamente si è considerato costante il fattore di smorzamento dell'esoscheletro, assunto pari a: $\xi_2 = 0,05$. Sono stati invece variati parametricamente la rigidezza dell'esoscheletro e del collegamento, nonché lo smorzamento del collegamento. A tal fine, sono stati definiti i seguenti parametri progettuali adimensionali:

- rapporto di rigidezza dell'esoscheletro k_E , definito come il rapporto tra la rigidezza dell'esoscheletro k_2 e la rigidezza dell'edificio esistente k_1 , ovvero $k_E = k_2/k_1$;
- rapporto di rigidezza del collegamento k_L , definito come il rapporto tra la rigidezza del collegamento k_3 e la rigidezza dell'edificio esistente k_1 , ovvero $k_L = k_3/k_1$;
- rapporto di smorzamento del collegamento c_L , definito come il rapporto tra lo smorzamento del collegamento c_3 e lo smorzamento dell'edificio esistente c_1 , ovvero $c_L = c_3/c_1$.

Per il collegamento tra la struttura esistente e l'esoscheletro sono state studiate due possibili soluzioni: collegamento rigido non dissipativo e collegamento dissipativo.

L'intervallo dei valori scelti per i parametri di progetto è di seguito riportato.

- collegamento rigido non dissipativo: $k_E = 1 - 10$, $k_L = 100$, $c_L = 0$;
- collegamento dissipativo: $k_E = 1 - 10$, $k_L = 1 - 10$, $c_L = 1 - 10$.

Assumendo un collegamento rigido non dissipativo, la forza F esercitata sul collegamento tra i due oscillatori (Eq. (2)) assume la forma $F = k_3 (u_2 - u_1)$. In tal caso, valendo l'ipotesi di uguali spostamenti dei due oscillatori, il modello 2DOF della configurazione adeguata può essere ridotto ad un modello SDOF caratterizzato da massa, m_{TOT} , rigidezza, k_{TOT} , e coefficiente di smorzamento, c_{TOT} , pari a:

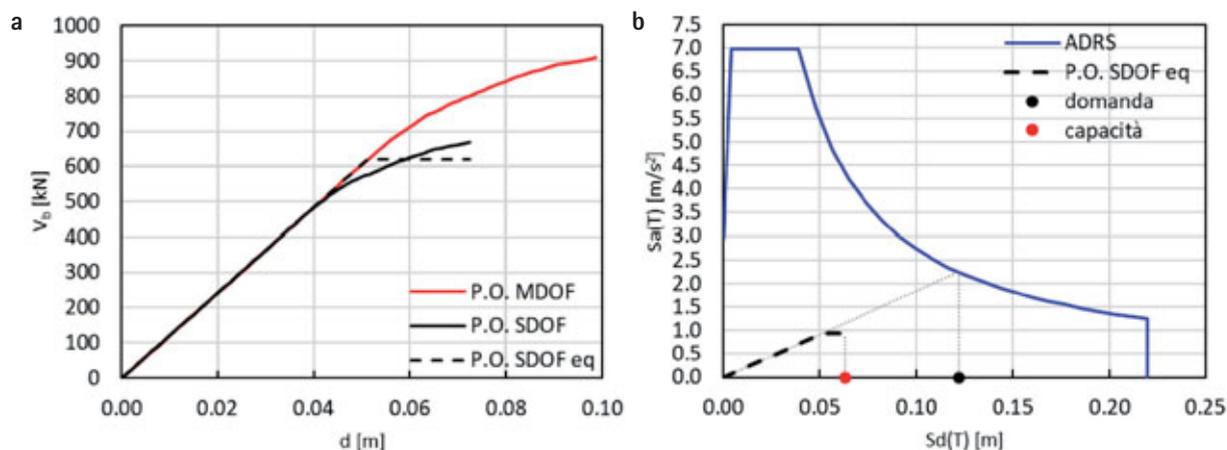


Fig. 10 - Distribuzione di forze proporzionali alla massa in direzione Y: (a) curve push-over MDOF e SDOF, (b) piano ADRS, SLV.

$$m_{TOT} = m_1 + m_2;$$

$$k_{TOT} = k_1 + \frac{1}{\frac{1}{k_2} + \frac{1}{k_3}} \sim k_1 + k_2; \quad c_{TOT} = c_1 + c_2 \quad (3)$$

In particolare, la massa totale m_{TOT} è pari alla somma delle masse dei due oscillatori; la rigidità totale k_{TOT} è pari alla somma in parallelo delle rigidità della struttura esistente e del complesso dato da collegamento più esoscheletro, per il quale le rigidità vanno combinate in serie; il coefficiente di smorzamento totale c_{TOT} è pari alla somma in parallelo del coefficiente di smorzamento della struttura esistente e dell'esoscheletro. Banalmente, assumendo un collegamento infinitamente rigido ($k_3 \rightarrow \infty$, ovvero $k_3 \geq 10k_1$), la rigidità totale è data dalla somma in parallelo di k_1 e k_2 ($k_{TOT} = k_1 + k_2$).

Considerando il modello SDOF della configurazione adeguata, è possibile definire un periodo equivalente T_{eq} ed uno smorzamento equivalente ξ_{eq} come:

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{m_{TOT}}{k_{TOT}}}; \quad \xi_{eq} = \frac{c_{TOT}}{2m_{TOT}\omega_{eq}} \quad (4)$$

in cui ω_{eq} rappresenta la frequenza circolare equivalente del sistema

SDOF adeguato.

4.1 Analisi modale

L'analisi modale è stata sviluppata considerando sia il sistema non smorzato che smorzato, per i range parametrici relativi alle due tipologie di collegamento tra struttura esistente ed esoscheletro.

Nel caso di sistemi smorzati, per le configurazioni caratterizzate dalla presenza di collegamento dissipativo, si è tenuto conto dello smorzamento non proporzionale tramite un'analisi sviluppata nello spazio di stato, considerando il fatto che i modi naturali, frequenze e smorzamenti modali sono quantità complesse. In tal caso, in luogo di un sistema di N equazioni di secondo grado (Eq. (1)), si lavora in un sistema di 2N equazioni di primo grado [19, 20].

Dai risultati dell'analisi modale sul sistema non smorzato è emerso che solo il primo modo di vibrare è significativo, poiché al variare dei parametri di progetto, la prima massa partecipante supera sempre il 95%. Tale risultato banalmente conferma quanto atteso, considerando che la massa dell'esoscheletro è trascurabile rispetto alla massa della struttura esistente ($m_2 = 0,02 m_1$).

Nei diagrammi di figura 11 si riporta l'andamento del periodo fondamentale T_1 e del corrispondente smorzamento modale η_1 , al variare del rapporto di rigidità k_E , nel caso di collegamento rigido non dissipativo tra struttura dell'edifici ed esoscheletro.

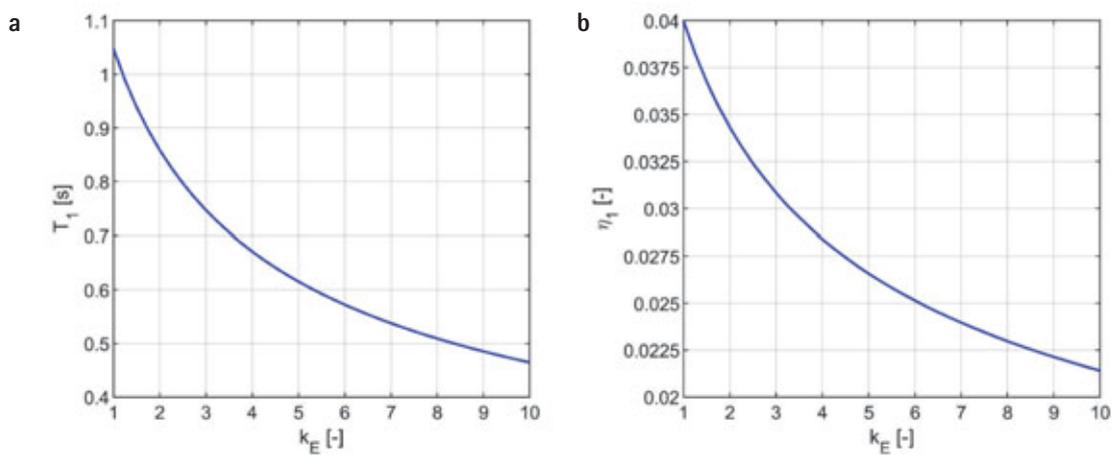


Fig. 11 - Collegamento rigido non dissipativo: (a) T_1 vs. k_E , (b) η_1 vs. k_E .

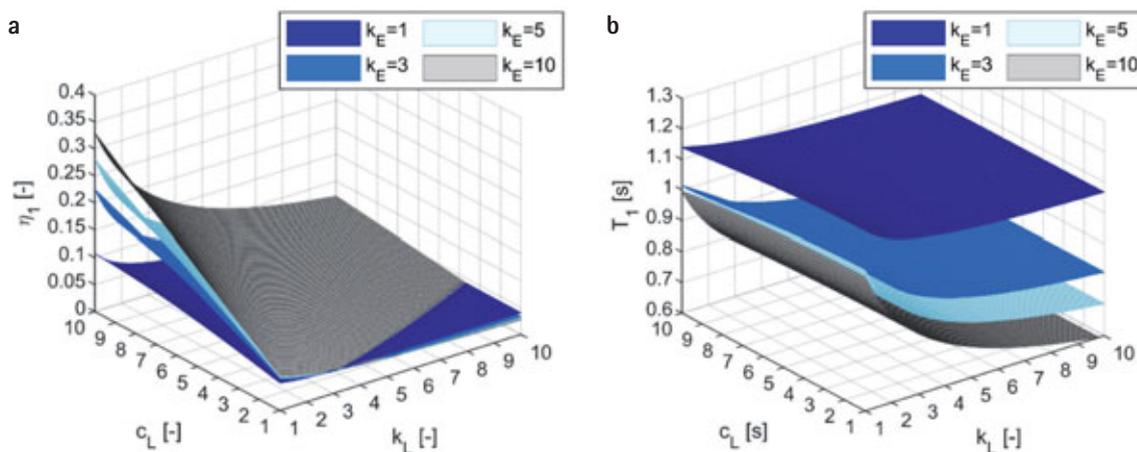


Fig. 12 - Collegamento dissipativo: (a) T_1 vs. k_L e c_L , (b) η_1 vs. k_L e c_L .

Analoghi diagrammi sono forniti in figura 12 per il caso di collegamento dissipativo: qui si riporta l'andamento del periodo T_1 (figura 12a) e dello smorzamento η_1 (figura 12b), al variare dei parametri di rigidezza e smorzamento del collegamento k_L e c_L , fissati diversi valori del rapporto di rigidezza dell'esoscheletro k_E (pari a 1, 3, 5, 10).

Dalla figura 11 si osserva che il periodo T_1 ed lo smorzamento

modale η_1 , al variare del parametro k_E , si riducono all'aumentare della rigidezza dell'esoscheletro, variando rispettivamente tra 0,47 - 1,05 s e 0,023 - 0,04. Inoltre, per dimostrare l'attendibilità del modello SDOF equivalente della configurazione adeguata nel caso di collegamento rigido non dissipativo, sono stati calcolati i rapporti T_{eq}/T_1 e ξ_{eq}/η_1 in funzione di k_E (per brevità non riportati nell'articolo), che variano rispettivamente tra 0 - 2% e 0 - 5%.

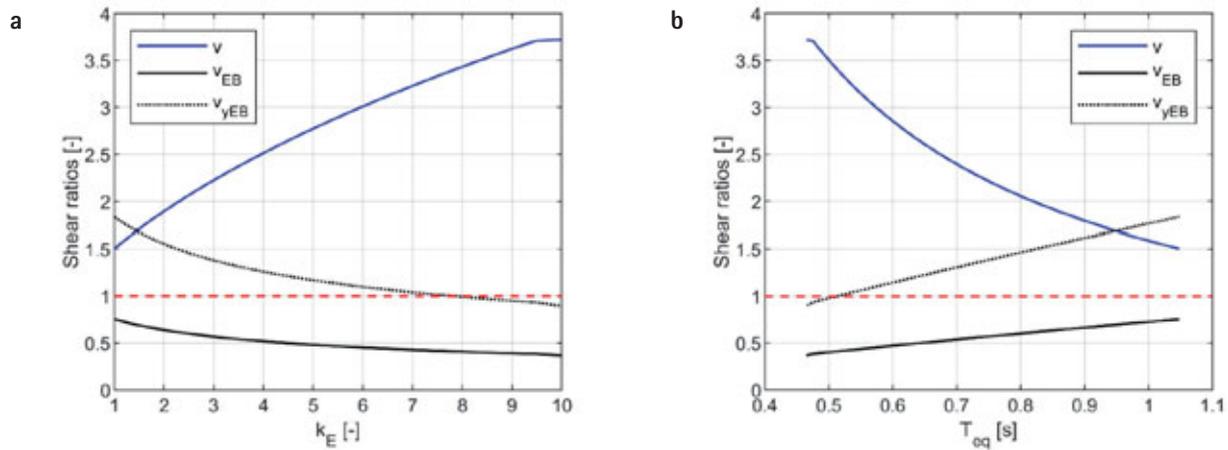


Fig. 13 - Collegamento rigido non dissipativo - rapporti di taglio in funzione di: (a) periodo equivalente T_{eq} , (b) parametro k_E .

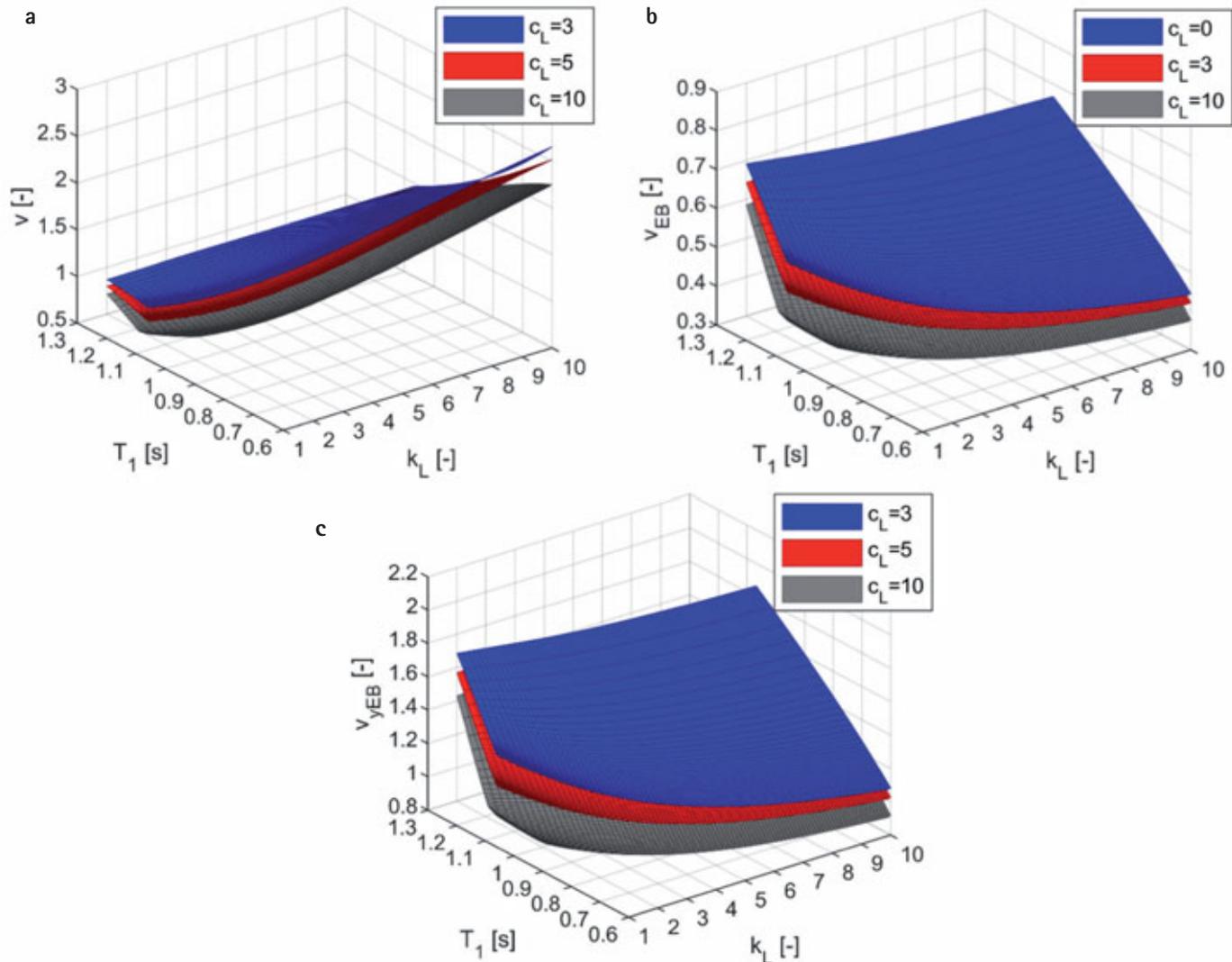


Fig. 14 - Collegamento dissipativo: rapporti di taglio (a) v , (b) v_{EB} , (c) v_{yEB} .

Dunque, per cogliere il comportamento globale di una struttura esistente connessa ad un esoscheletro mediante un collegamento rigido non dissipativo, è possibile adottare con buona approssimazione un modello SDOF con periodo T_{eq} e smorzamento ζ_{eq} , valutati con le relazioni (4).

Dalla figura figura 12 si osserva che T_I ed η_I si riducono all'aumentare della rigidezza dell'esoscheletro e del collegamento e al diminuire dello smorzamento del collegamento, variando rispettivamente tra 0,6 – 1,15 s e 0,025 – 0,325. In particolare, si osserva che lo smorzamento η_I si può considerare indipendente dalla rigidezza dell'esoscheletro e all'incirca pari a 0,05 per valori medio/bassi della smorzamento del collegamento ($c_L \leq 4$) e valori medio/alti della rigidezza del collegamento ($k_L \geq 4$).

4.2 Analisi con spettro di risposta

Sui modelli 2DOF del sistema accoppiato, rappresentativo di configurazioni adeguate, e modelli SDOF dell'edificio esistente non adeguato, sono state condotte analisi dinamiche lineari, utilizzando lo spettro di risposta elastico in termini di accelerazione orizzontale allo stato limite SLV per il sito dell'Aquila, mostrato in figura 8.

Per il modello SDOF dell'edificio esistente è stato assunto un fattore di smorzamento costante di 0,05.

Come mostrato nel § 4.1, per valutare il comportamento dinamico del modello 2DOF è sufficiente considerare il solo primo modo di vibrare, caratterizzato da periodo e smorzamento rispettivamente pari a T_I e η_I . Inoltre, assumendo un collegamento rigido non dissipativo, il periodo fondamentale risulta all'incirca pari al periodo equivalente ($T_I \approx T_{eq}$) ed il corrispondente smorzamento risulta all'incirca pari allo smorzamento equivalente ($\eta_I \approx \zeta_{eq}$).

I valori di taglio alla base, sul complesso strutturale adeguato ($V_b^{(c)}$) e le aliquote di questo che si ripartiscono tra la struttura esistente ($V_{b,EB}^{(c)}$) e l'esoscheletro ($V_{b,EXO}^{(c)}$), sono stati calcolati in maniera approssimata come di seguito riportato.

$$V_b^{(c)} = m_{TOT} \cdot Sa(T_I, \eta_I); \quad V_{b,EB}^{(c)} = \frac{k_I}{k_{TOT}} V_b^{(c)}; \quad V_{b,EXO}^{(c)} = \frac{I / (k_2^{-1} + k_3^{-1})}{k_{TOT}} V_b^{(c)} \quad (5)$$

Banalmente, nel caso di collegamento rigido non dissipativo, il taglio assorbito dall'esoscheletro può essere valutato come:

$$V_{b,EXO}^{(c)} \approx \left(\frac{k_2}{k_{TOT}} \right) V_b^{(c)}$$

Il rapporto tra i valori di taglio alla base nelle configurazioni controllata (con esoscheletro) e non controllata (*as-is*) può essere impiegato per una stima preliminare dell'efficacia dell'esoscheletro per l'adeguamento sismico di strutture esistenti in cemento armato.

In particolare, sono stati definiti tre rapporti di taglio, ovvero v , v_{EB} , v_{yEB} :

$$v = \frac{V_b^{(c)}}{V_b^{(nc)}}; \quad v_{EB} = \frac{V_{b,EB}^{(c)}}{V_b^{(nc)}}; \quad v_{yEB} = \frac{V_{b,EB}^{(c)}}{V_y^{(nc)}} \quad (6)$$

in cui $V_b^{(nc)} = m_I Sa(T_I^*, \xi_I)$ e $V_y^{(nc)}$ sono rispettivamente il taglio alla base di progetto e al limite elastico della struttura esistente nella configurazione non controllata.

Al variare della rigidezza dell'esoscheletro, il rapporto di taglio v fornisce informazioni sulla variazione di taglio alla base che si determina nella configurazione controllata rispetto alla configurazione non controllata; il rapporto di taglio v_{EB} consente di valutare la riduzione del taglio alla base assorbito dalla struttura esistente nella configurazione controllata; v_{yEB} , infine, rivela il superamento o meno del limite elastico della struttura esistente nella configurazione controllata.

Nelle figure 13 e 14 si riporta l'andamento dei tre rapporti di taglio, considerando il collegamento tra la struttura esistente e l'esoscheletro rispettivamente rigido non dissipativo e dissipativo. In particolare, in figura 13 sono forniti i tre rapporti di taglio in funzione del periodo equivalente T_{eq} (figura 13a) e del parametro di rigidezza relativa dell'esoscheletro k_E (figura 13b), nel caso di collegamento rigido non dissipativo. Dai diagrammi in figura si evince che: il rapporto di taglio v , sempre superiore all'unità, aumenta all'aumentare della rigidezza dell'esoscheletro (ovvero all'aumentare di k_E e al decrescere di T_{eq}); il rapporto di taglio v_{EB} , sempre inferiore all'unità, diminuisce all'aumentare della rigidezza dell'esoscheletro; il rapporto di taglio v_{yEB} diminuisce all'aumentare della rigidezza dell'esoscheletro, ed assume valori inferiori all'unità (ovvero $V_{b,EB}^{(c)} \leq V_y^{(NC)}$ per k_E maggiore o uguale ad 8 e T_{eq} inferiore a 0,5 s.

Nel caso di collegamento dissipativo, in figura 14 è fornito l'andamento dei tre rapporti di taglio in funzione del periodo fondamentale T_I e del parametro k_L , per fissati valori del parametro c_L (pari a 3, 5, 10). Dalla figura si osserva che il rapporto di taglio v , aumenta all'aumentare della rigidezza dell'esoscheletro e del collegamento (ovvero all'aumentare di k_L e al decrescere di T_I) e al diminuire dello smorzamento del collegamento (ovvero al diminuire di c_L); i rapporti di taglio v_{EB} e v_{yEB} , diminuiscono all'aumentare della rigidezza dell'esoscheletro e del collegamento e al diminuire dello smorzamento del collegamento.

Inoltre, analogamente al caso di collegamento rigido non dissipativo, il rapporto di taglio v_{EB} è sempre minore dell'unità, confermando che l'intervento è in grado di scaricare la struttura dell'edificio esistente. Invece, al contrario di quanto si verifica nel caso di collegamento rigido non dissipativo, per esoscheletri collegati in maniera dissipativa alla struttura esistente, si ritrova un ampio range di parametri progettuali che assicurano valori di rapporti di taglio v e v_{yEB} minori dell'unità. In particolare: $v \leq 1$ per $k_L \leq 2$ e c_L

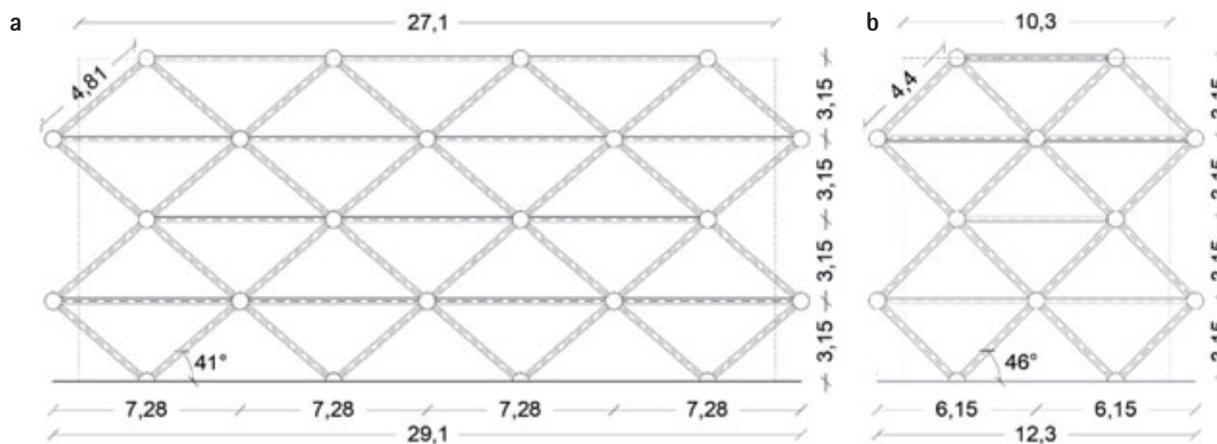


Fig. 15 - Esoscheletro DiaGrid: (a) Direzione X, (b) Direzione Y.

≥ 5 ; $v_{yEB} \leq 1$ per $c_L = 10$ qualunque sia il valore di k_L .

Dunque, nel caso di collegamento dissipativo si ha una sensibile riduzione del taglio globale ed un aumento dei casi in cui la struttura esistente resta in campo elastico rispetto alla configurazione controllata con collegamento rigido non dissipativo.

5. DIMENSIONAMENTO DELL'ESOSCHELETRO DIAGRID

La configurazione geometrica adottata per l'esoscheletro è una DiaGrid, tipologia strutturale ampiamente utilizzata per gli edifici alti del terzo millennio, e caratterizzata da maglie triangolari che garantiscono elevata rigidezza e resistenza nei confronti delle azioni laterali [21 - 24].

Nel caso in esame si è adottata un'altezza del modulo triangolare della DiaGrid pari all'altezza di interpiano dell'edificio esistente. La larghezza del modulo è stata definita, nelle due direzioni ortogonali, in maniera da coprire i due lati dell'edificio tramite un numero intero di moduli triangolari e ottenere un angolo di inclinazione delle diagonali sull'orizzontale prossimo a 45° (figura 15 e tabella 3). Il dimensionamento degli elementi diagonali e orizzontali della DiaGrid viene svolto nel seguito, adattando quanto sviluppato in precedenti lavori [24] con riferimento agli edifici alti. In particolare si delineano le due procedure di progetto, rispettivamente basate su requisiti di rigidezza e resistenza, trascurando gli effetti di deformazione flessionale globale e considerando governante il comportamento tagliante.

5.1 Progetto per rigidezza

L'esoscheletro DiaGrid è stato predimensionato tramite un progetto

Direzione	Ld [m]	h [m]	[°]
X	4.81	3.15	41
Y	4.40	3.15	46

Tab. 3 - Caratteristiche geometriche del modulo della DiaGrid in entrambe le direzioni.

per rigidezza, impiegando un processo iterativo che consta di tre fasi principali:

- (i) calcolo della rigidezza minima dell'esoscheletro e dell'area minima delle diagonali della DiaGrid mediante l'adozione del modello semplificato 2DOF della configurazione adeguata nelle due direzioni principali X ed Y;
- (ii) traduzione dell'area minima delle diagonali della DiaGrid in profili commerciali di acciaio;
- (iii) calcolo della rigidezza effettiva dell'esoscheletro e dell'area effettiva delle diagonali della DiaGrid mediante l'adozione di un modello 3D FE della configurazione adeguata.

Nello step (i) assumendo:

- rapporto di taglio alla base globale pari ad 1, ovvero $v = 1$;
- taglio della struttura esistente nella configurazione controllata pari al taglio al limite elastico della struttura esistente nella configurazione non controllata, ovvero $V_{b,EB}^{(c)} = V_y^{(nc)}$;
- spostamento massimo della DiaGrid pari allo spostamento al limite elastico della struttura esistente nella configurazione non controllata, ovvero $u_E = d_y$.

è stata calcolata la rigidezza tagliante minima dell'esoscheletro DiaGrid nelle due direzioni principali X ed Y, ovvero $k_{EXO,X}^{(i)}$ e $k_{EXO,Y}^{(i)}$, come:

$$k_{EXO,X(Y)}^{(i)} = \frac{V_{b,EXO,X(Y)}^{(c)}}{u_{XE(Y)}} \quad (7)$$

in cui il taglio alla base dell'esoscheletro nelle direzioni X ed Y è pari a: $V_{b,EXO,X(Y)}^{(c)} = V_{b,X(Y)}^{(nc)} - V_{y,X(Y)}^{(c)}$.

Nota la rigidezza tagliante richiesta all'esoscheletro (Eq. (7)) e la geometria del modulo DiaGrid (figura 15), nello step (ii) è stata calcolata l'area minima delle diagonali (elementi che conferiscono rigidezza tagliante) nelle due direzioni principali X ed Y, ovvero $A_{dw,X}^{(i)}$ e $A_{dw,Y}^{(i)}$ [24]:

$$A_{dw,X(Y)}^{(i)} = \frac{k_{E,X(Y)}^{(i)} L_{d,X(Y)}}{2n_{(d,X(Y))} E \cos^2 \theta_{X(Y)}} \quad (8)$$

Tale area minima corrisponde ad un profilo CHS 21.3 × 2.3. Infine, nello step (iii) è stato realizzato un modello 3D FE della struttura esistente, connessa tramite diaframma rigido di piano all'esoscheletro DiaGrid, assumendo per ciascun elemento il profilo minimo CHS 21,3 × 2,3 definito nello step (ii), con grado di acciaio S275 ($f_{yk} = 275$ MPa). Dai risultati dell'analisi dinamica lineare con spettro di risosta dell'Aquila è stato osservato che il rapporto di taglio globale tra le configurazioni 3D della struttura adeguata e non adeguata è maggiore dell'unità (circa pari a 2,5 e 3, rispettivamente in direzione X ed Y), in linea con i risultati dell'analisi parametrica riportati nelle figure 13 e 14. Pertanto, considerando tale incremento di taglio globale nella configurazione adeguata, per le diagonali della DiaGrid si è assunto un profilo CHS 48,3 × 4 S275.

5.2 Progetto per resistenza

Come osservato in Mele et al. e Montuori et al. 2014 [21, 22, 24] la configurazione completamente triangolarizzata della DiaGrid dà luogo ad un organismo strutturale caratterizzata da rigidità molto elevata. Per tale motivo, a differenza di quanto normalmente si verifica nelle configurazioni a maglie rettangolari (telai), i requisiti di resistenza globali, che si traducono localmente nel dimensionamento per resistenza e stabilità delle membrature, possono risultare governanti rispetto ai criteri di progetto basati sulla richiesta di rigidità globale. Anche nel caso in esame, pertanto, è stato necessario incrementare le sezioni degli elementi della DiaGrid, con conseguente incremento della rigidità del sistema. In particolare, a seguito delle verifiche di resistenza e stabilità, la rigidità dell'esoscheletro risulta incrementata all'incirca di 4 e 5 volte, rispettivamente in direzione X ed Y, ovvero: $k_{EXO,X} \sim 4k_{EXO,X}^{(i)}$ e $k_{EXO,Y} \sim 5k_{EXO,Y}^{(i)}$. A tali valori corrispondono rapporti di rigidità tra esoscheletro ed edificio esistente, k_E , di 33 e 30 rispettivamente in direzione X ed Y, ovvero: $k_{E,X} = 33$ e $k_{E,Y} = 30$. In tabella 4 si riportano i profili scelti per gli elementi della DiaGrid nelle due direzioni principali X ed Y.

Piano	Sezione	
	X	Y
1	CHS 219.1 x 16	CHS 244.5 x 20
2	CHS 219.1 x 6	CHS 244.5 x 10
3	CHS 219.1 x 6	CHS 244.5 x 20
4	CHS 219.1 x 5	CHS 244.5 x 5

Tab. 4 - Sezioni degli elementi della DiaGrid in entrambe le direzioni.

6. ANALISI TRIDIMENSIONALI E CONFRONTO TRA EDIFICIO AS-IS E SOLUZIONI DI ADEGUAMENTO

Per valutare la risposta dell'edificio adeguato, sono stati adottati modelli tridimensionali e sono state condotte analisi FEM attraverso il software SAP2000. In particolare, sono stati considerati tre diversi modelli: l'edificio esistente non adeguato (3D EB, figura 16), l'edificio adeguato con esoscheletro DiaGrid e collegamento rigido non dissipativo (3D EB+DGD+RL), l'edificio adeguato con esoscheletro DiaGrid e collegamento dissipativo (3D EB+DGD+DL). Una rappresentazione dei modelli FE 3D della configurazione adeguata con collegamento rigido e dissipativo è mostrata in figura 16.

Per il collegamento dissipativo è stato adottato il modello di Kelvin-Voigt, rappresentato da un dissipatore viscoso collegato in parallelo a una molla elastica. Per tale collegamento sono state scelte tre diverse soluzioni, corrispondenti al medesimo valore del rapporto di rigidità k_L , pari ad 8, e tre diversi valori del rapporto di smorzamento c_L , ovvero 3, 5 e 10. Nel seguito, tali configurazioni sono distinte in funzione del numero 1, 2 e 3, ovvero: EB+DGD+DL (1), $c_L = 3$; EB+DGD+DL (2), $c_L = 5$; EB+DGD+DL (3), $c_L = 10$. Sui tre modelli sono state condotte analisi modali ed analisi time history con accelerogrammi spettro-compatibili.

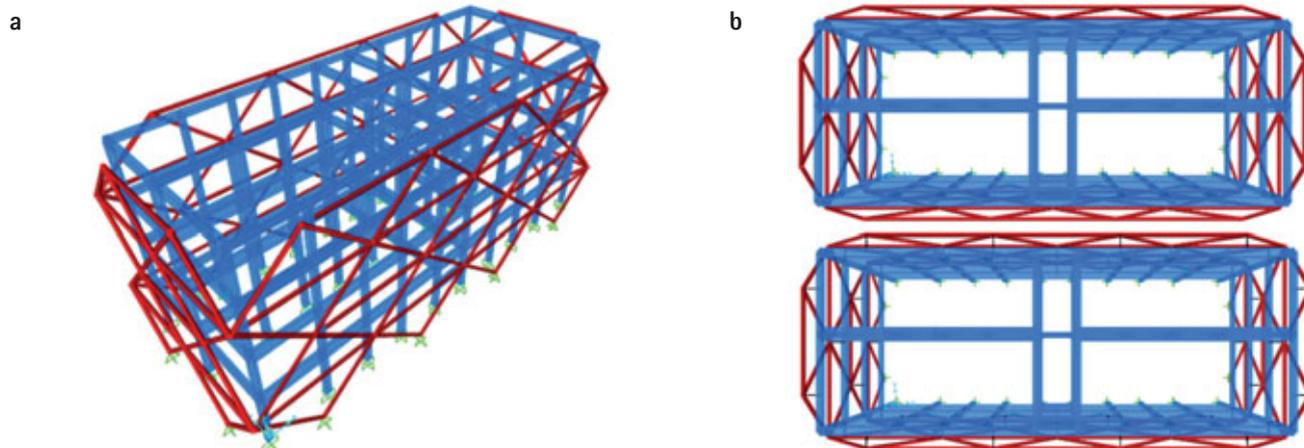


Fig. 16 - Modelli 3D della configurazione adeguata: (a) vista prospettica, (b) EB+DGD+RL, (c) EB+DGD+DL.

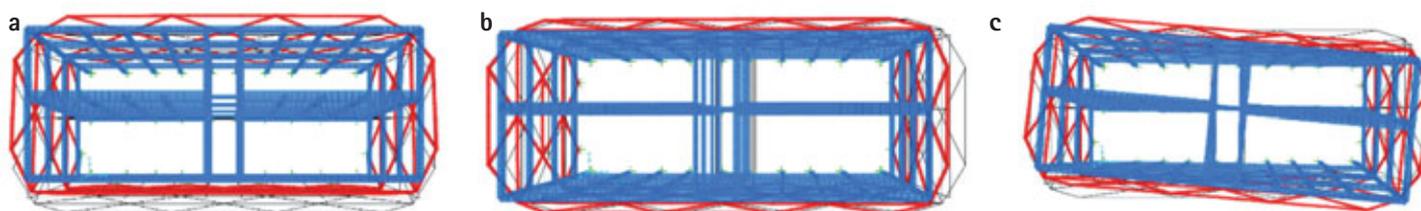


Fig. 17 – Modello 3D EB+DGD+RL: (a) 1a forma modale, (b) 2a forma modale, (c) 3a forma modale.

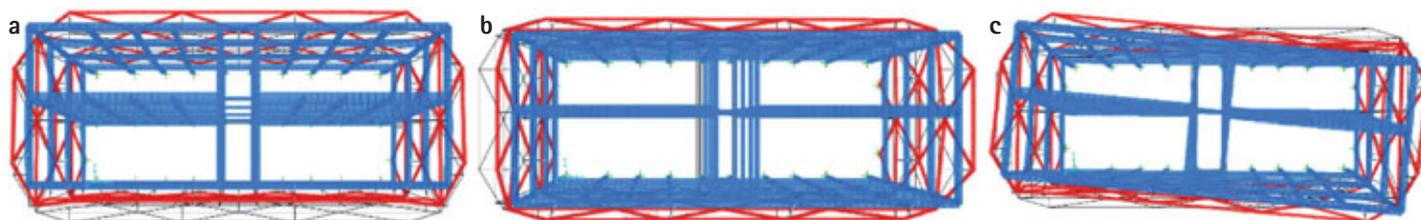


Fig. 18 – Modelli 3D EB+DGD+DL: (a) 1a forma modale, (b) 2a forma modale, (c) 3a forma modale. (a) curve push-over MDOF e SDOF, (b) piano ADRS, SLV.

Per le analisi di time history, nel caso della struttura esistente si è adottato un modello nonlineare a plasticità concentrata, in cui sono definite cerniere plastiche attivabili all'estremità di pilastri e travi (§ 3.2). Per la DiaGrid si è considerato invece un comportamento elastico, stante l'elevata resistenza offerta dal sistema triangolarizzato, controllando a posteriori che le sollecitazioni nelle membrature siano non maggiori delle rispettive capacità ($DCR < 1$).

6.1 Analisi modale

Nelle figure 17 e 18, si riportano le forme dei primi tre modi di vibrare rispettivamente dei modelli 3D EB+DGD+RL e EB+DGD+DL, ed in tabella 5 i corrispondenti periodi naturali e masse partecipanti.

Dai risultati delle analisi modali emerge che le due configurazioni adeguate mostrano un comportamento regolare, attivando prima

Modo	3D EB+DGD+RL				3D EB+DGD+DL			
	T [s]	Ux	Uy [%]	Rz	T [s]	Ux	Uy [%]	Rz
1	0.34	0.0	75.7	0.0	0.48	0.0	71.2	0.0
2	0.22	77.9	0.0	0.0	0.34	81.7	0.0	0.0
3	0.16	0.0	0.0	78.4	0.25	0.0	0.0	72.4

Tab. 5 - Periodi naturali e masse partecipanti dei primi tre modi di vibrare delle configurazioni adeguate.

Earthquake name	Waveform ID	Earthquake ID	Station ID	PGAx [g]	PGAy [g]
Kalinamata 1986	414	192	ST163	0.24	0.27
Kalamata 1986	413	192	ST164	0.21	0.30
South Iceland 2000	4677	1635	ST2562	0.28	0.23
Friuli (aftershock) 1976	146	65	ST24	0.35	0.34
Montenegro 1979	197	93	ST63	0.29	0.24
South Iceland (aftershock) 2000	6328	2142	ST2484	0.33	0.39
Montenegro 1979	199	93	ST67	0.38	0.36

Tab. 6 - Input della coppia di sette accelerogrammi spettro-compatibili.

i due modi traslazionali e poi il modo rotazionale, a differenza di quanto accade per la configurazione non adeguata (figura 7). Di conseguenza, l'esoscheletro DiaGrid consente di regolarizzare il comportamento dell'edificio esistente. Banalmente, collegando rigidamente la struttura esistente e l'esoscheletro, si ottengono periodi di vibrazione minori rispetto alla configurazione adeguata mediante collegamento dissipativo.

6.2 Analisi Time History

Le analisi time history sono state condotte adottando una coppia di sette accelerogrammi spettro-compatibili, definita adottando il software REXEL v 3.5 [25], che seleziona gli accelerogrammi controllando la concordanza del loro spettro di risposta medio con lo spettro elastico di riferimento (mostrato in figura 8). In particolare, la ricerca degli accelerogrammi compatibili con lo spettro viene effettuata nell'intervallo di periodo di 0,15 - 2 s, considerando un'accelerazione di picco al suolo PGA tra 0,2 - 0,4 g, e la medesima classe di sito dello spettro di riferimento nel database europeo ESD [25].

In tabella 6 si riportano i codici identificativi degli accelerogrammi selezionati con i corrispondenti valori della PGA in entrambe le direzioni; in figura 19 si mostrano i relativi spettri in accelerazione, nonché lo spettro medio e lo spettro di riferimento

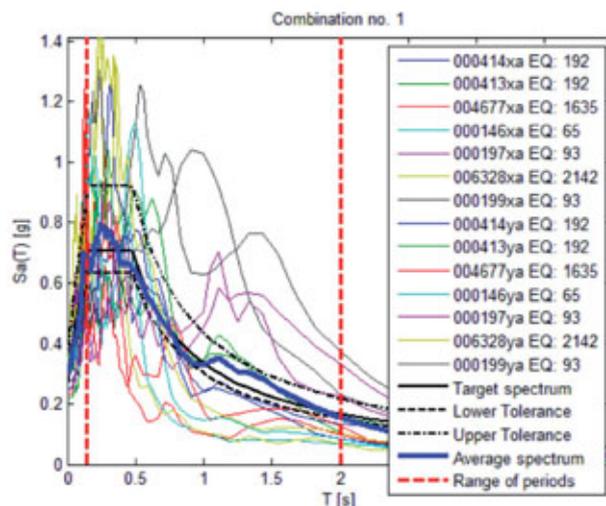


Fig. 19 - Spettri in accelerazione della coppia di sette accelerogrammi spettro-compatibili.

nell'intervallo 0,15 - 2 s.

Di seguito si riportano i risultati delle analisi *time history* considerando la media dei massimi spostamenti di piano (figura 20) e rapporti di taglio (figura 21) registrati in ciascuna analisi di time history.

Considerando la distribuzione media degli spostamenti massimi di piano nelle direzioni X ed Y, dalla Fig. 20 si evince che la

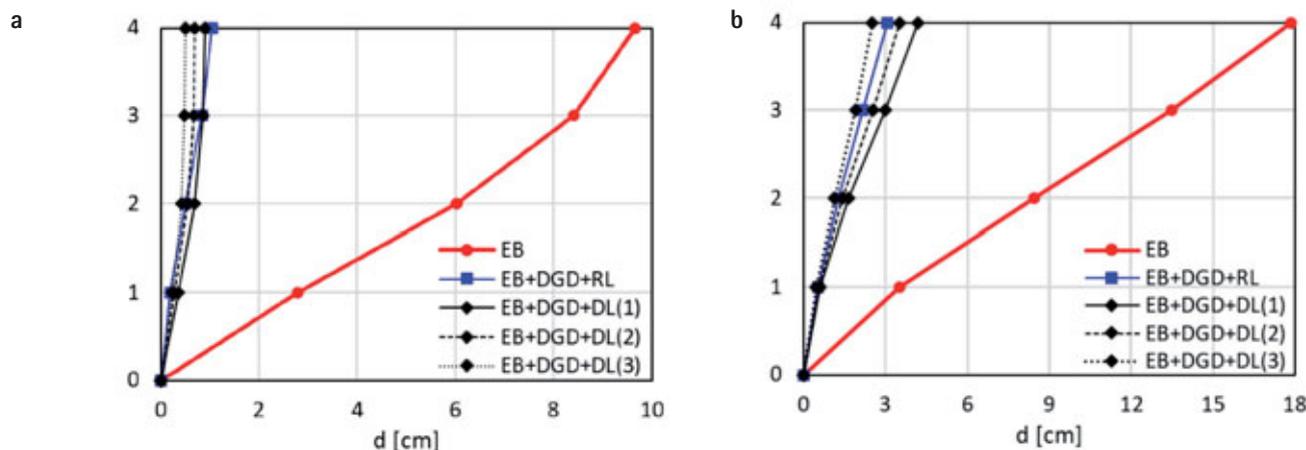


Fig. 20 - Media dell'involuppo degli spostamenti di piano: (a) Dir. X, (b) Dir. Y.

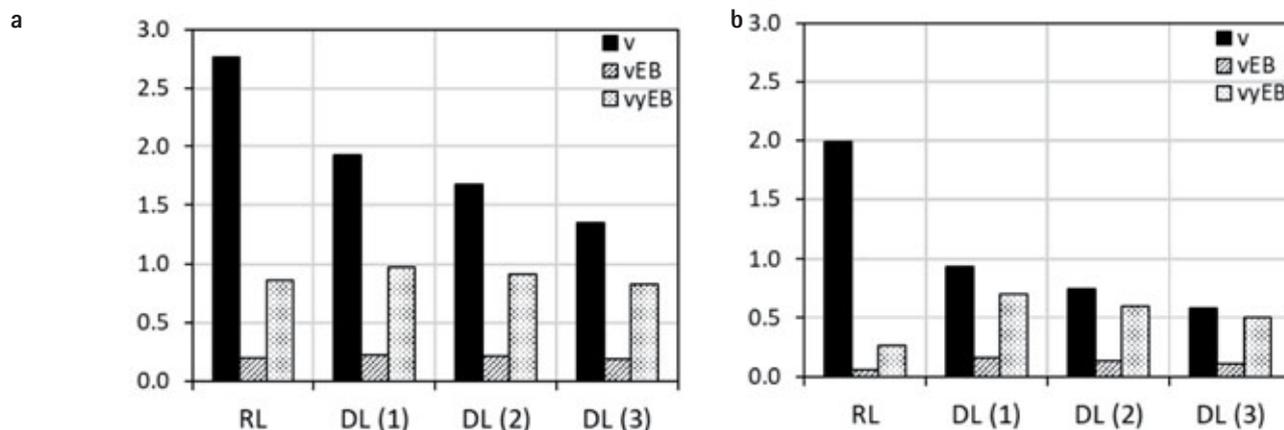


Fig. 21 - Rapporti di taglio alla base dei modelli con collegamento rigido (RL) e dissipativo (DL): (a) Dir. X, (b) Dir. Y.

presenza dell'esoscheletro consente di ridurre drasticamente gli spostamenti di piano, sia nel caso di collegamento rigido che dissipativo.

I valori medi dei rapporti di taglio alla base definiti dalla Eq. (6), v , v_{EB} , v_{yEB} , ottenuti esaminando i massimi registrati in tutte le analisi di time history, possono essere utilizzati per valutare la risposta dei modelli della configurazione adeguata con collegamenti rigido e dissipativo. In figura 21 si riportano i tre valori dei rapporti di taglio, per i modelli 3D EB+DGD+RL e EB+DGD+DL. Considerando il collegamento rigido, dalla figura si evince che il rapporto di taglio v è sempre maggiore dell'unità, mentre i rapporti v_{EB} e v_{yEB} sono minori dell'unità. Considerando il collegamento dissipativo, il rapporto di taglio v diminuisce, mentre i rapporti di taglio v_{EB} e v_{yEB} aumentano rispetto al caso di collegamento rigido. In entrambi i casi, l'aliquota di taglio alla base assorbita dalla struttura esistente è inferiore al suo limite elastico ($v_{yEB} \leq 1$).

7. CONCLUSIONI

In questo lavoro si è esplorata la fattibilità e l'efficacia di esoscheletri DiaGrid per l'adeguamento sismico di edifici esistenti, esaminando un caso studio di edificio in c.a. risalente al secondo dopoguerra.

È stata dapprima condotta un'analisi dinamica di tipo parametrico su un modello semplificato a due gradi di libertà (2DOF) orientata a definire il comportamento dinamico dell'edificio adeguato, nonché le combinazioni ottimali delle caratteristiche dinamiche di esoscheletro e collegamento. Le indicazioni derivate da tale analisi sono state quindi tradotte in due diverse soluzioni progettuali, per le quali si sono eseguite analisi di time history spettro compatibili su modelli 3D FE delle configurazioni adeguate e, ai fini comparativi, sul modello dell'edificio esistente.

I principali risultati derivanti dall'analisi dinamica semplificata di tipo parametrico sono di seguito sintetizzati.

- Considerando il modello 2DOF dell'edificio adeguato è emerso

che la presenza dell'esoscheletro modifica il comportamento dinamico dell'edificio esistente, che può essere schematizzato come un modello SDOF con rigidezza e smorzamento che dipendono dalle proprietà dinamiche dell'esoscheletro e del collegamento;

- in generale, all'aumentare della rigidezza dell'esoscheletro e del collegamento, il taglio globale della configurazione adeguata aumenta, mentre diminuisce il taglio alla base della struttura esistente;
- introducendo smorzamento nel collegamento, il taglio globale e il taglio trasferito alla struttura esistente si riducono; inoltre, aumentano i casi in cui la struttura esistente resta in campo elastico rispetto alla configurazione controllata con collegamento rigido non dissipativo.

I principali risultati derivanti dall'analisi sismica condotta sui modelli 3D FE delle configurazioni adeguate e non sono di seguito sintetizzati.

- Le configurazioni adeguate mostrano un comportamento regolare, attivando prima i due modi traslazionali e poi il modo rotazionale; al contrario, la configurazione non adeguata è caratterizzata da un comportamento irregolare, poiché il modo rotazionale è il secondo anziché il terzo;
- l'esoscheletro consente di regolarizzare il comportamento dell'edificio esistente, riducendo drasticamente gli spostamenti di piano, sia nel caso di collegamento rigido che dissipativo. Il taglio globale aumenta nelle configurazioni controllate, mentre diminuisce il taglio alla base della struttura esistente;
- impiegando un collegamento dissipativo, a fronte di una ridotta rigidezza, è possibile ridurre il taglio globale a spese di un leggero incremento del taglio assorbito dalla struttura esistente, che comunque resta in campo elastico.

In conclusione, l'impiego di un esoscheletro, connesso all'edificio esistente sia con collegamento rigido che dissipativo, appare una valida opzione per l'adeguamento sismico di strutture esistenti in cemento armato.

BIBLIOGRAFIA

- [1] F. Guidolin. "Adaptive Socio-Technical Devices: Social Inclusion as a Rehabilitation Tool", in: *Reviews of sustainability and resilience of the built environment for education, research and design*, S. Kosanović, A. Fikfak, N. Novaković, T. Klein (eds.), TU Delft Open, 229- 248, 2018.
- [2] O. E. Bellini, A. Marini, C. Passoni. "Sistemi a esoscheletro adattivo per la resilienza dell'ambiente costruito". *Journal of Technology for Architecture and Environment, Resilienza Architettonica*, N. 15, 71-80, 2018.
- [3] G. Scudieri. "Adaptive building exoskeletons, a biomimetic model for the rehabilitation of social housing", *Università di Trento, International Journal of Architectural Research*, pp 134-143, 2015.
- [4] Y. Misawa, S. Hikone, M. Nakamura, S. Iwamoto, M. Iwata. "Diagonally arranged louvers in integrated facade systems - effects on the interior lighting environment". *Journal of Facade Design and Engineering* 2:163-182, 2014.

- [5] F. Feroldi, A. Marini, A. Belleri, C. Passoni, P. Riva, M. Preti, E. Giuriani, G. Plizzari “Miglioramento e adeguamento sismico di edifici contemporanei mediante approccio integrato energetico, architettonico e strutturale con soluzioni a doppio involucro a minimo impatto ambientale”. *Progettazione Sismica* – Vol. 5, N. 2, Anno 2014.
- [6] E. Piermarini, H. Nuttall, R. May, V. M. Janssens. “City of Dreams, Macau – making the vision viable”. *The Structural Engineer*, March 2016.
- [7] E. Mele, M. Fraldi, G.M. Montuori, G. Perrella, V. Della Vista. 2019. Hexagrid-Voronoi transition in structural patterns for tall buildings. *Frattura ed Integrità Strutturale*, 47 (2019) 186–208.
- [8] (W)rappier, Los Angeles CA, <http://wrappertower.com/>.
- [9] S. Labò, C. Passoni, A. Marini, A. Belleri, G. Camata, P. Riva, E. Spacone. “Prefabricated responsive diagrids for holistic renovation of existing midrise RC buildings”. *COMPYDN 2017 – 6th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering* M. Papadrakakis, M. Fragiadakis (eds.), Rhodes Island, Greece, 15–17 June 2017.
- [10] S. Labò, C. Passoni, A. Marini, A. Belleri, P. Riva “Diagrid structures as innovative retrofit solutions for existing reinforced concrete buildings”. *Proc. of the 12th fin International PhD Symposium in Civil Engineering*, Aug. 29 to 31, 2018, Czech Technical University in Prague, Czech Republic.
- [11] S. Labò, C. Passoni, A. Marini, A. Belleri, P. Riva “Design Spectra for the preliminary design of elastic seismic retrofit solution from the outside”, *COMPYDN 2019 – 7th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, M. Papadrakakis, M. Fragiadakis (eds.), Crete, Greece, 24–26 June 2019.
- [12] Reggio, L. Restuccia, G. A. Ferro “Feasibility and effectiveness of exoskeleton structures for seismic protection”, *Procedia Structural Integrity* 9:303–310, 2018.
- [13] A. Reggio, L. Restuccia, L. Martelli, G. A. Ferro “Seismic performance of exoskeleton structures”, *Engineering Structures* 198 (2019) 109459.
- [14] G. Di Lorenzo, E. Colacurcio, A. Di Filippo, A. Formisano, A. Massimilla, R. Landolfo. “Stato dell’arte ed applicazione degli esoscheletri in acciaio”. *Costruzioni Metalliche*, N. 4, 47–60, Luglio/Agosto 2019.
- [15] S. Labò, C. Passoni, A. Marini, A. Belleri, G. Camata, P. Riva, E. Spacone. “Diagrid solutions for a sustainable seismic, energy, and architectural upgrade of European RC buildings”. *Proc. of the XII International Conference on Structural Repair and Rehabilitation*, 26–29 October, 2016, Porto, Portugal.
- [16] DM LLPP 30 MAGGIO 1974. Norme tecniche per la esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- [17] NTC 2018. Consiglio Superiore Lavori Pubblici, Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni. *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana* 42:274–277.
- [18] P. Fajfar, P. Gaspersic. “The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 25: 31–46, 1996.
- [19] A. S. Veletsos, C. E. Ventura CE. “Modal analysis of non-classically damped linear systems”. *Earthquake Eng Struct Dynam* 14(2):217–243, 1986.
- [20] J. Connor J, S. Laflamme. “Structural motion engineering”. Springer, Berlin, 2014.
- [21] E. Mele, M. Toreno, G. Brandonisio, A. De Luca. “Diagrid structures for tall buildings: Case studies and design considerations”. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*. 23(2): 124–145, 2014.
- [22] G.M. Montuori, E. Mele, G. Brandonisio, A. De Luca. 2014. “Geometrical patterns for diagrid buildings: exploring alternative design strategies from the structural point of view”. *Engineering Structures*. 71: 112–127, 2014.
- [23] G.M. Montuori, E. Mele, G. Brandonisio, A. De Luca. 2014. Secondary Bracing Systems for diagrid structures in tall buildings”. *Engineering Structures*. 75: 477–488, 2014.
- [24] G.M. Montuori, E. Mele, G. Brandonisio, A. De Luca A. 2014. Design criteria for diagrid tall buildings: stiffness vs. strength. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*. 23(17): 1294–1314, 2014.
- [25] I. Iervolino, C. Galasso, E. Cosenza. “REXEL: computer aided record selection for code-based seismic structural analysis”. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8:339–362, 2009.

ESOSCHELETRI TIPO DIAGRID

per la riqualificazione degli edifici esistenti in ottica ciclo vita

DIAGRID EXOSKELETONS

as retrofit solution for rc buildigns under a life cycle perspective

Simone Labò, Chiara Passoni, Andrea Belleri*, Alessandra Marini, Paolo Riva

Dipartimento di Ingegneria e Scienze Applicate, Università degli studi di Bergamo, Dalmine

Per perseguire il target di una società sostenibile è necessaria una profonda e sistematica riqualificazione del patrimonio edilizio esistente. Per questo motivo, nuove tecniche di riqualificazione devono essere investigate; tra le varie tecniche disponibili, in questo articolo l'attenzione è stata posta sulle strutture tipo diagrid, generalmente utilizzate come strutture portanti in edifici alti. Quando applicate come sistemi di rinforzo strutturale per edifici esistenti, le diagrid sono particolarmente adatte nella riqualificazione integrata (energia, architettura e struttura); possono essere assemblate interamente all'esterno dell'edificio (evitando la rilocalizzazione degli abitanti) anche adottando un piano di riabilitazione incrementale e possono essere sviluppate in accordo ai principi del Life Cycle Thinking, ossia tenendo in considerazione in modo integrato i vari aspetti dell'edificio (costi economici, impatti ambientali, sicurezza...) durante tutto il ciclo di vita. In questo lavoro, è proposta l'applicazione delle diagrid come rinforzo strutturale di un edificio esistente ad estensione di quanto presentato al XXVII Congresso del Collegio dei Tecnici dell'Acciaio.

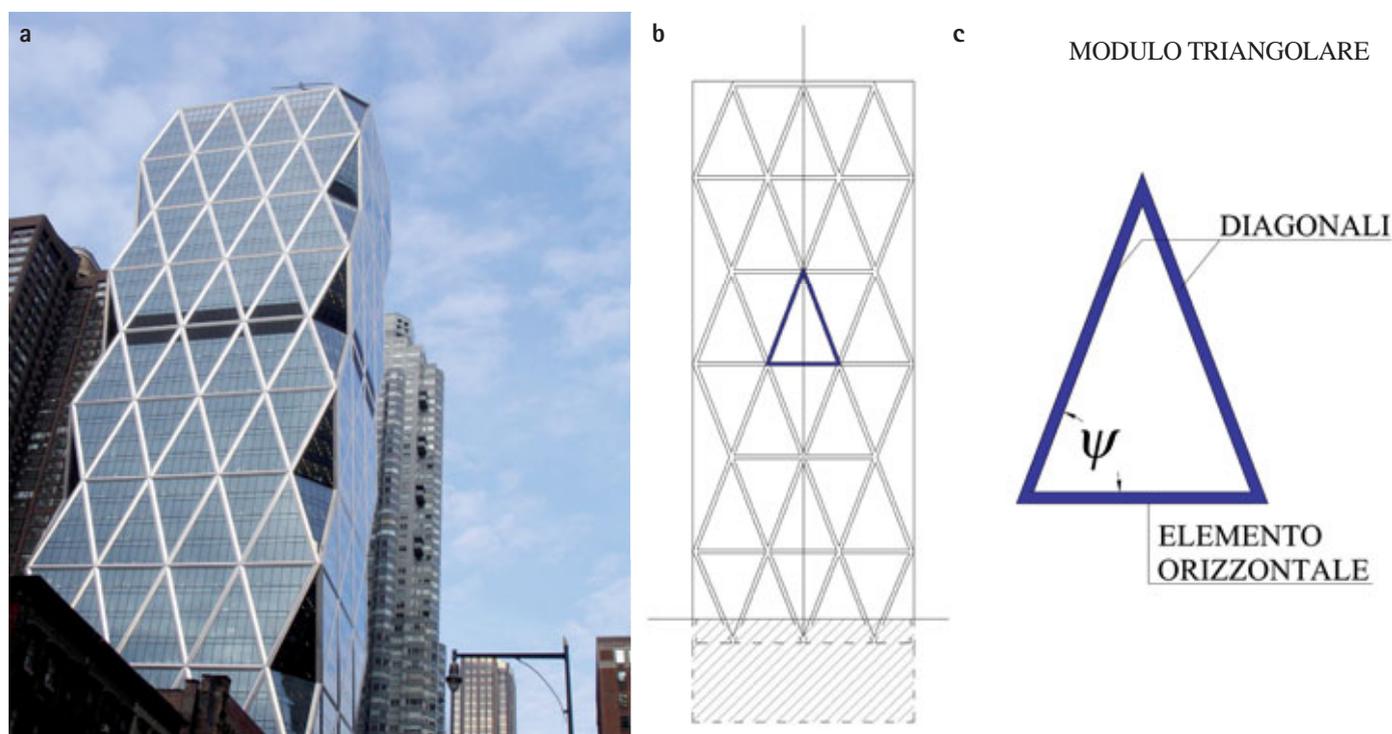


Fig. 1 - a) Hearst Tower (New York); b) Schematizzazione della diagrid della Hearst Tower; c) componenti del modulo della diagrid.

A systematic action must be undertaken for a deep renovation of the existing building stock in order to pursue a sustainable society and to boost the actual renovation rate; with this aim, new retrofit techniques should be envisioned. Among available techniques, in this paper, focus has been paid on steel diagrid systems. Diagrids have been introduced and investigated in the last years as bearing structures of tall buildings. When applied as retrofit solutions, diagrids are particularly suitable: they can be part of an integrated renovation project (energy, architecture, and structure); they can be carried out from outside (without requiring the inhabitants' relocation); they can be built following an incremental rehabilitation strategy and in compliance with the Life Cycle Thinking principles. In this work an application of a diagrid system as retrofit solution is proposed as an extension of what presented by the authors during the XXVII CTA Congress.

1 INTRODUZIONE

Negli ultimi anni sono state studiate nuove tecniche per la riqualificazione olistica in risposta alla necessità di riqualificare il patrimonio edilizio e di incrementarne la percentuale di interventi sul costruito (attualmente pari a 1% [1]) [2] [3]. Il contributo del presente lavoro, estensione di quanto presentato al XXVII Congresso del Collegio dei Tecnici dell'Acciaio [4], si inquadra in questo scenario, indagando l'utilizzo di esoscheletri tipo diagrid per la riqualificazione degli edifici in calcestruzzo armato degli anni '70-'80. Le diagrid, introdotte come strutture portanti per edifici alti ([5] [6]), sono sistemi strutturali costituiti da moduli triangolari composti da due diagonali di lunghezza L_d e inclinazione ψ , ed un elemento orizzontale (figura 1).

La stessa struttura è concepita per sostenere sia i carichi verticali sia quelli orizzontali evitando l'introduzione di montanti verticali [6]. Le diagrid sono una soluzione particolarmente adatta per interventi di riqualificazione olistica in quanto permettono di integrare gli elementi strutturali con i componenti del sistema studiato per l'efficientamento energetico e per il rinnovamento architettonico dell'edificio esistente. Può essere concepita in modo da far fronte o superare le barriere alla riqualificazione, per lo più associate alla necessità di rilocalizzare gli abitanti, all'eccessiva durata dei lavori e al conseguente periodo di inoperatività dell'edificio, ai costi elevati degli interventi e alla mancanza di adeguati modelli di *business* a supporto della programmazione degli interventi [1] [7] [8]. Possono essere realizzate all'esterno dell'edificio, da cui il nome esoscheletro tipo diagrid, evitando la necessità di rilocalizzare gli abitanti, e prevedono il frequente ricorso a soluzioni prefabbricate, montate a secco e standardizzate per velocizzare i tempi di cantiere. Inoltre, qualora i costi iniziali fossero eccessivi, grazie alla grande adattabilità del sistema costruttivo, le diagrid potrebbero essere realizzate adottando strategie di riabilitazione sismica incrementale (Incremental Seismic Rehabilitation, ISR), ovvero realizzando l'intervento attraverso una serie di step completati in concomitanza a interventi di manutenzione programmata [9] [10] [11] [12]. Infine, per tenere in considerazione anche la sostenibilità ambientale della soluzione, possono essere concepite sulla base dei principi del Life Cycle Thinking (LCT) con l'obiettivo di minimizzare l'impatto e i

costi dell'intervento lungo il ciclo di vita [13]. Per questo motivo gli esoscheletri possono essere realizzati con elementi riparabili, facilmente mantenibili, adattabili, smontabili e realizzati con materiali riciclabili e riutilizzabili alla fine della vita utile dell'edificio, anche grazie alla prefabbricazione e standardizzazione dei componenti e delle relative connessioni [13]. Il controllo dei danni e la riparabilità degli elementi, limitando eventuali interventi di riparazione sull'edificio in caso di terremoto, permettono di ridurre o annullare i tempi di inutilizzo dell'edificio in caso di evento sismico e sono pertanto degli aspetti da considerare per una progettazione efficace in ottica *Life Cycle*. In questo lavoro, adattando e rivisitando la documentazione disponibile in letteratura, è proposta una metodologia per l'applicazione delle diagrid come intervento di riqualificazione di edifici esistenti in c.a. [6] [14] [15] [16] [17] [18] [19].

2 METODO DI PROGETTAZIONE DELLE DIAGRID

La progettazione strutturale di esoscheletri tipo diagrid per il recupero degli edifici in c.a. richiede particolare attenzione alla definizione della geometria del modulo e quindi dell'esoscheletro e della rigidità minima della diagrid, nonché alla verifica delle azioni negli elementi diagonali per le condizioni di progetto (SLV). Un ulteriore aspetto considerato in questo lavoro riguarda il controllo del comportamento dell'edificio oltre lo stato limite di salvaguardia della vita, ossia nel caso in cui si verifichi un terremoto di intensità superiore. In particolare, il rinforzo è progettato in modo da rimanere, con l'edificio, elastico fino allo stato limite di progetto (SLV) con l'obiettivo di: a) ridurre o addirittura evitare i danni sugli elementi strutturali e non-strutturali dell'edificio esistente, sulle finiture e sugli impianti; b) garantire la continuità e l'operatività dell'edificio successivamente all'evento sismico di progetto. Oltre lo stato limite di progetto, l'obiettivo è quello di minimizzare e localizzare i danni derivati dall'evento sismico eccezionale, in modo da permettere la riparazione localizzata del sistema di rinforzo (e, eventualmente, dell'edificio) riducendone così i tempi di riparazione e di inutilizzo anche in caso di evento eccezionale. Per eventi del tutto eccezionali, la diagrid viene concepita per assicurare che l'eventuale collasso si manifesti con l'innescarsi di un meccanismo duttile.

Un approccio di questo tipo considera quindi anche la resilienza dell'edificio ai terremoti; questo metodo di progettazione, introdotto, ad esempio, da ARUP per gli edifici di nuova costruzione nel protocollo REDi [20], ad oggi, non viene considerato dalla normativa italiana.

Questi principi verranno descritti nel seguito nel contesto di una possibile metodologia per la progettazione di strutture tipo Diagrid in ottica *Life Cycle*.

2.1 Geometria e aspetti formali

Il layout ottimale dell'esoscheletro deve soddisfare le esigenze architettoniche dell'edificio esistente (posizione delle aperture, altezze di interpiano, etc.) e, allo stesso tempo, ottimizzare le *performance* strutturali della diagrid. Moon et al. [6] hanno dimostrato che le performance strutturali della diagrid dipendono dall'inclinazione dei diagonali; in particolare, inclinazioni elevate (tendenti a 90°) garantiscono la massima rigidità flessionale, mentre inclinazioni tendenti a 35° offrono la massima rigidità a taglio. L'inclinazione dei diagonali (ψ) ed il numero dei moduli nelle due direzioni principali (n_x e n_y) può essere definito considerando tutti questi aspetti.

2.2 Definizione della rigidità minima

Per controllare gli spostamenti laterali dell'edificio va definita la rigidità del sistema aggiuntivo di controvento. In letteratura vi sono due metodi alternativi che possono essere utilizzati per la calibrazione della rigidità ed il dimensionamento di esoscheletri tipo diagrid: un metodo analitico che consiste in una rivisitazione ed adattamento degli approcci esistenti adottati per le diagrid impiegate in edifici alti [14] [15] [16], e un metodo che propone l'impiego di abachi di pre-dimensionamento per la determinazione della rigidità minima (basato su [21] [22] [19] [23]) in modo da rispettare un determinato target in termini di spostamento.

• Metodo 1: metodo analitico per la valutazione della rigidità della diagrid

Per valutare gli spostamenti di esoscheletri tipo diagrid, recenti studi condotti sulla progettazione di diagrid per edifici alti hanno dimostrato che il sistema strutturale può essere modellato come una trave incastrata con comportamento alla Timoshenko [5] [17] [15]. In questo caso, l'approccio viene rivisitato e adattato al caso di esoscheletri impiegati per il rinforzo strutturale di edifici esistenti dove nuove configurazioni di carico (lineare e proporzionale alle masse) sono introdotte per rappresentare i carichi sismici (figura 2). Inoltre, mediante analisi parametriche, è stato dimostrato che per edifici con altezza superiore a 4 piani, la configurazione semplificata (in termini computazionali) con carico triangolare uniformemente distribuito può essere considerata senza introdurre errori significativi nella stima dello spostamento massimo in sommità (<15%) [19].

Risolvendo l'equazione di Timoshenko nel caso di carico triangolare uniformemente distribuito, lo spostamento in sommità può essere espresso come indicato in (1).

$$y(0) = \frac{1}{3} \frac{pH^2}{kA_s G} + \frac{11}{120} \frac{pH^4}{EI} \quad (1)$$

dove E è il modulo elastico, k è il coefficiente di Timoshenko e H è l'altezza dell'edificio. I e A_s sono rispettivamente il momento di inerzie e l'area della sezione dei diagonali. Per tenere in considerazione la natura discreta degli esoscheletri tipo diagrid, I e A_s vengono espressi come segue [17]:

$$\begin{aligned} A_s &= 2n_w A_{d,w} \cos(\psi) \\ I &= n_f A_{d,f} \sin(\psi) l^2 \end{aligned} \quad (2)$$

dove n_w è il numero dei diagonali sul pannello d'anima (definito

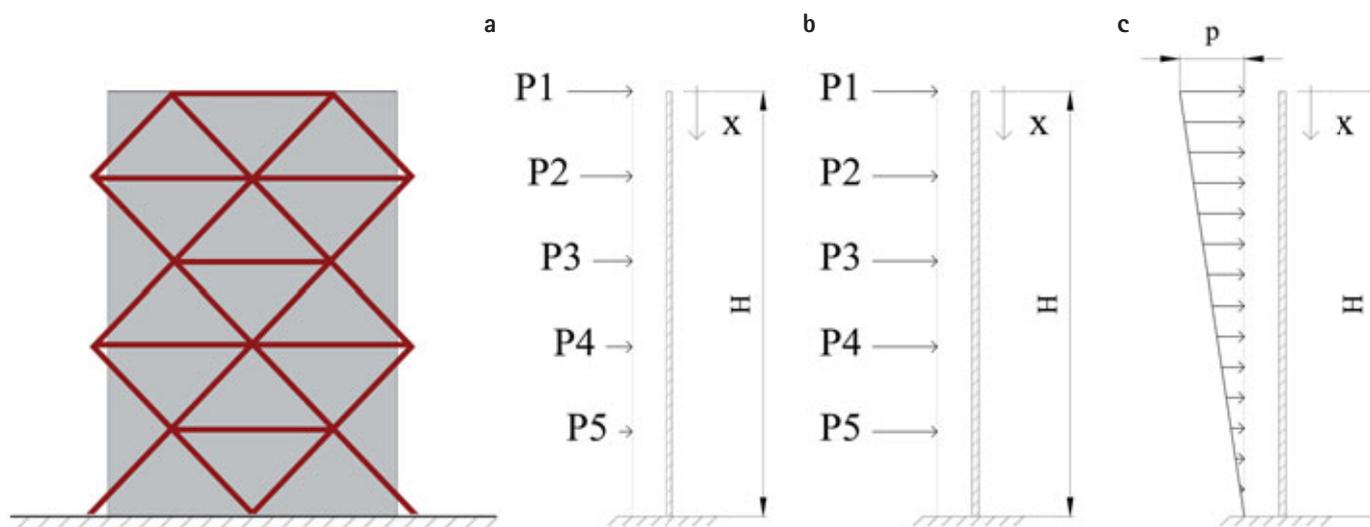


Fig. 2 - Differenti configurazioni di carico sulla trave alla Timoshenko. a) distribuzione lineare puntuale ai piani, b) distribuzione uniforme, c) distribuzione lineare uniformemente distribuita.

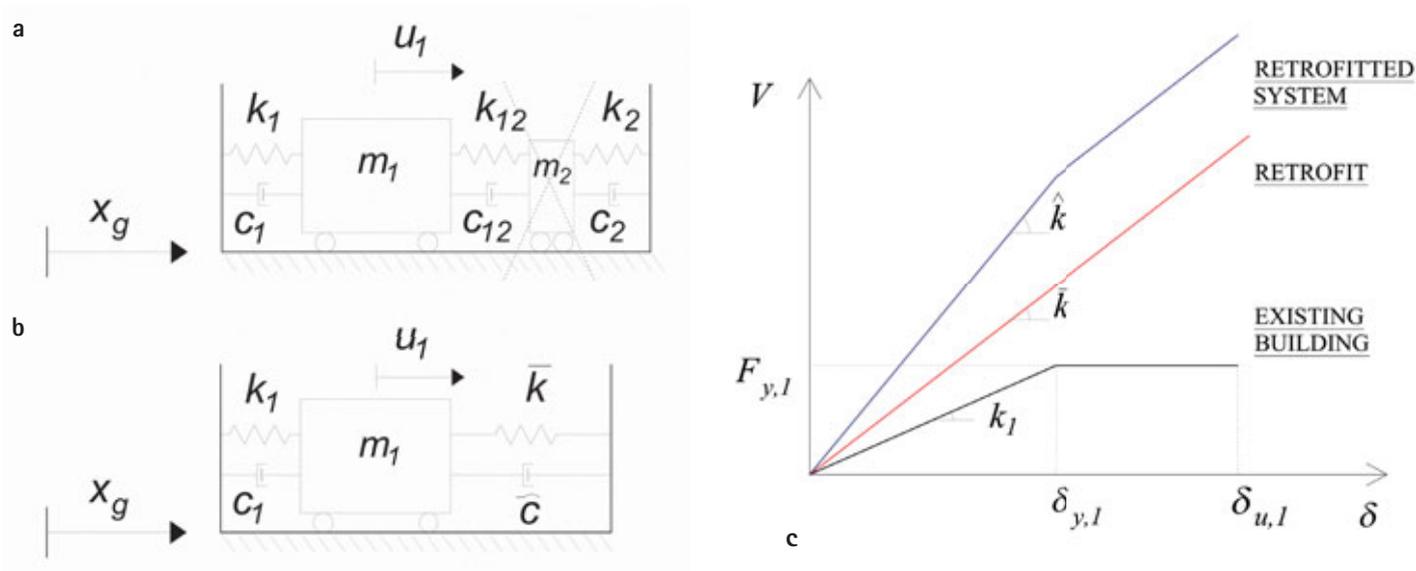


Fig. 3 - a) Schematizzazione del sistema a 2 GDL (edificio esistente + diagrid); b) Schematizzazione del sistema semplificato ad 1 GDL; c) Curva forza-spostamento del sistema a 2 GDL [23].

come la facciata parallela alle azioni orizzontali); n_f è il numero dei diagonali sulle flange (facciata ortogonale alle azioni orizzontali); $A_{d,f}$ e $A_{d,w}$ sono le aree trasversali dei diagonali sulle flange e sui pannelli d'anima; l è la lunghezza dell'edificio nella direzione parallela alle azioni orizzontali (figura 5).

Imponendo lo spostamento massimo in sommità uguale allo spostamento target scelto, si ricava la rigidezza minima e la corrispondente area dei diagonali.

- **Metodo 2:** applicazione degli abachi di pre-dimensionamento
In questo caso la rigidezza minima della diagrid viene determinata mediante l'applicazione di abachi di pre-dimensionamento [23] i quali permettono di stimare la rigidezza elastica minima che l'esoscheletro dovrà avere per soddisfare un determinato target di progetto espresso in termini di spostamento senza dover risolvere le equazioni della trave alla Timoshenko.

La definizione degli abachi si fonda sull'ipotesi che il sistema costituito dall'edificio esistente più diagrid possa essere rappresentato dal sistema a un grado di libertà (figura 3). L'edificio esistente è modellato con un sistema a comportamento elasto-

plastico con periodo elastico T_1 , massa m_1 , rigidezza elastica k_1 , coefficiente di smorzamento c_1 , forza di snervamento $F_{y,l}$ e spostamento a snervamento $\delta_{y,l}$; la diagrid, supposta invece elastica, viene descritta mediante la rigidezza elastica k_2 e il coefficiente di smorzamento c_2 ; considerando che $m_2 \ll m_p$, m_2 viene trascurata. Infine, le connessioni sono definite dalla rigidezza elastica k_{12} e dal coefficiente di smorzamento c_{12} . \bar{k} rappresenta la rigidezza equivalente delle 2 molle in serie (k_{12} , k_2); se, come in questo lavoro, le connessioni vengono considerate rigide ($k_{12} \rightarrow \infty$), \bar{k} risulta pari a k_2 .

Per la valutazione degli output, ci si riferisce ai parametri adimensionali riportati nelle equazioni (3), (4), (5), dove η rappresenta una stima della capacità dell'edificio esistente, espressa come il rapporto tra la forza di snervamento ($F_{y,l}$) e la domanda elastica da spettro associata al sistema ($m_1 \cdot S_a(T_1)$),

$$\eta = \frac{F_{y,l}}{[m_1 \cdot S_a(T_1)]} \quad (3)$$

μ è la richiesta di duttilità dell'edificio esistente espressa come il

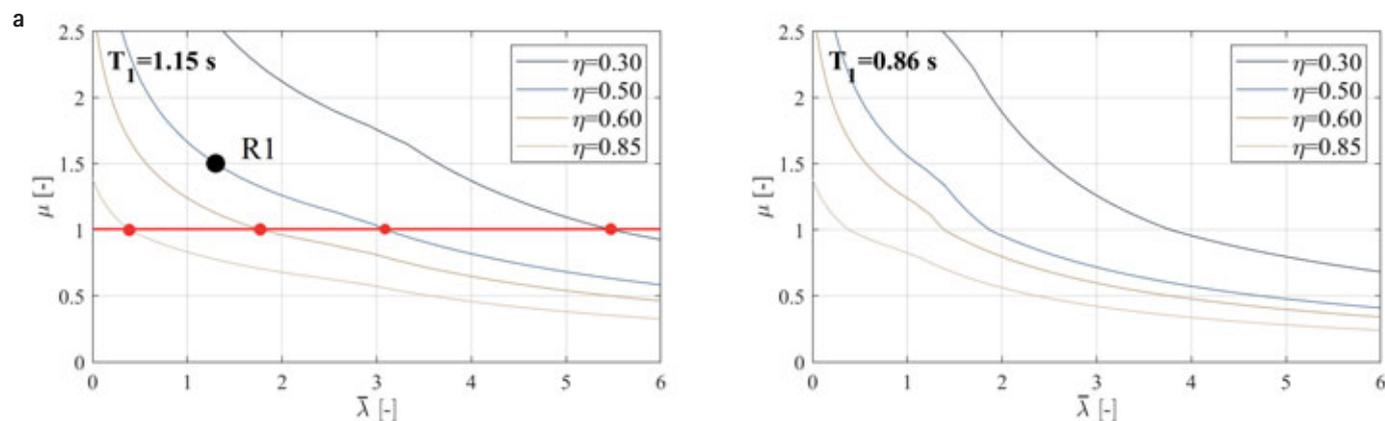


Fig. 4. Domanda di duttilità μ in funzione del rapporto di rigidezze $\bar{\lambda}$. R1 è il punto relativo al caso di riferimento descritto in Sezione 3. [23].

rapporto tra lo spostamento massimo al quale l'edificio è soggetto (δ_{MAX}) e lo spostamento a snervamento ($\delta_{y,l}$),

$$\mu = \frac{\delta_{MAX}}{\delta_{y,l}} \quad (4)$$

e $\bar{\lambda}$ è il rapporto tra la rigidezza equivalente (\bar{k}) del sistema di rinforzo e la rigidezza elastica dell'edificoesistente (k_1)

$$\bar{\lambda} = \frac{\bar{k}}{k_1} \quad (5)$$

A titolo d'esempio, si riportano in figura 4 gli abachi di pre-dimensionamento determinati per T_1 uguale a 1,15 s e 1,50 s; la procedura dettagliata per la costruzione degli abachi è descritta in [23]. Noto T_1 , fissando un determinato valore di μ (e pertanto per un determinato *target* in termini di spostamento), per ogni livello di capacità dell'edificio esistente (η) è possibile determinare il valore di $\bar{\lambda}$ corrispondente. Da qui, nota k_1 , si determina la rigidezza della diagrid $k_2 = \bar{\lambda} \cdot k_1$.

2.3 Valutazione delle forze nei diagonali e controllo instabilità

Per evitare che i diagonali raggiungano il limite a instabilità, va determinata la domanda di azione assiale nelle condizioni di progetto. Una volta calibrata la rigidezza del sistema di rinforzo e note le azioni sollecitanti sul sistema risultante, per la determinazione delle azioni nei diagonali si fa riferimento al modello utilizzato per diagrid di edifici alti [6] [14] [16]. Il modello si basa sull'ipotesi che le azioni flessionali (M) siano affidate alle "flange", mentre le azioni di taglio (V) ai pannelli d'anima (figura 5).

Le forze nel modulo k -esimo del piano j -esimo possono essere calcolate come indicato in (6) [10] dove $N_{p,k}$, $N_{m,k}$ e $N_{v,k}$ sono rispet-

tivamente le azioni interne del modulo k -esimo legate ai carichi verticali ($F_{p,k}$), momento flettente ($F_{m,k}$) e taglio ($F_{v,k}$) (figura 5); d_k è la distanza del modulo k -esimo dal baricentro, n_k è il numero totale di moduli nella diagrid, e α è l'angolo tra la direzione del carico orizzontale e la facciata d'anima. Per evitare l'instabilità dei diagonali, N_k deve essere inferiore al limite di capacità a compressione dell'elemento determinato in accordo con le normative attuali [24].

$$N_k = N_{p,k} + N_{m,k} + N_{v,k} = \frac{F_{p,k}}{2 \cdot \sin(\psi)} \pm \frac{F_{m,k}}{2 \cdot \sin(\psi)} \pm \frac{F_{v,k}}{2 \cdot \cos(\psi)} =$$

$$= \frac{F_{p,k}}{2 \cdot \sin(\psi)} \pm \frac{M_k d_k}{\sum_{i=1}^{n_k} d_i^2} \cdot \frac{1}{2 \cdot \sin(\psi)} \pm \frac{V_k \cos(\alpha)_k}{\sum_{i=1}^{n_k} \cos(\alpha)_i} \cdot \frac{1}{2 \cdot \cos(\psi)} \quad (1)$$

2.4 Validazione del sistema diagrid a SLV

Una volta definito il profilo della diagrid, si procede alla validazione del sistema strutturale mediante analisi non-lineari tipo *pushover* [25]. In questo contesto, oltre alla verifica dei comuni *target* prestazionali associati al confronto tra domanda e capacità di spostamento allo SLV, altri *target* devono essere considerati e valutati considerando una progettazione in ottica *Life Cycle*. In tale progettazione, i *target* da rispettare, in genere, aumentano in numero e sono più stringenti in quanto hanno l'obiettivo di minimizzare gli impatti dell'intervento lungo tutto il ciclo di vita dell'edificio. Questo significa, ad esempio, garantire la piena operatività dell'edificio in caso si verifichi il terremoto di progetto minimizzando i danni sull'edificio stesso e, di conseguenza, eliminando i tempi di inutilizzo della struttura dopo l'evento. Intervenendo in modo olistico, inoltre, i classici *target* prestazionali devono essere tarati e verificati per garantire la salvaguardia delle componenti introdotte per la riqualificazione energetica ed architettonica (ad esempio il massimo spostamento di interpiano compatibile con le connessioni dei nuovi sistemi di isolamento). Infine, operando dall'esterno al fine di evitare la rilocazione degli abitanti durante i lavori, altri *target* dovranno essere introdotti per verificare ad esempio che gli impalcati esistenti siano in grado di trasferire le azioni sismiche agli elementi sismo-resistenti.

In particolare, il presente articolo si concentra sui *target* strutturali legati allo stato limite di progetto, qui assunto pari allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), rimandando ad altri lavori considerazioni più specifiche in ottica *Life Cycle*. Nello specifico si verifica che:

- lo spostamento in sommità dell'edificio sia inferiore allo spostamento *target* scelto (d_{TOP});
- i *drift* di interpiano siano inferiori a quelli imposti come *target* (θ) per evitare la rottura degli elementi non-strutturali;
- le azioni nei diagonali (N_k) siano inferiori al limite di instabilità;
- il flusso di taglio in fondazione al piede della diagrid sia con-

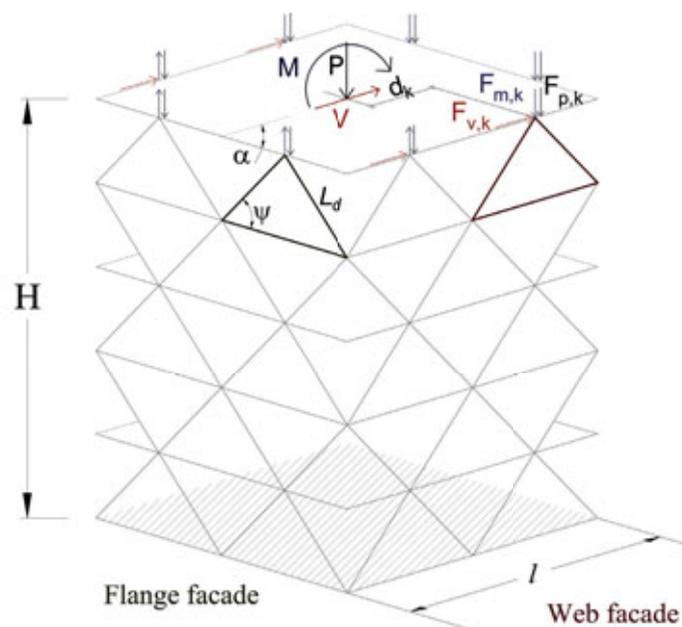


Fig. 5 - Azioni interne nei diagonali [14] [16].

tenuto entro limiti che garantiscano la fattibilità delle nuove fondazioni;

- le azioni orizzontali negli impalcati esistenti, aventi funzione di diaframma di piano, siano inferiori alla capacità nel piano degli stessi valutata secondo [26].

È importante notare che il rispetto di quest'ultimo target è funzio-

nale alla necessità di intervenire dall'esterno dell'edificio.

2.5 Definizione del comportamento oltre SLV

Una volta effettuate le verifiche allo SLV, un aspetto molto importante da definire in fase di progettazione è il comportamento del sistema risultante oltre lo stato limite di progetto fino al collasso.

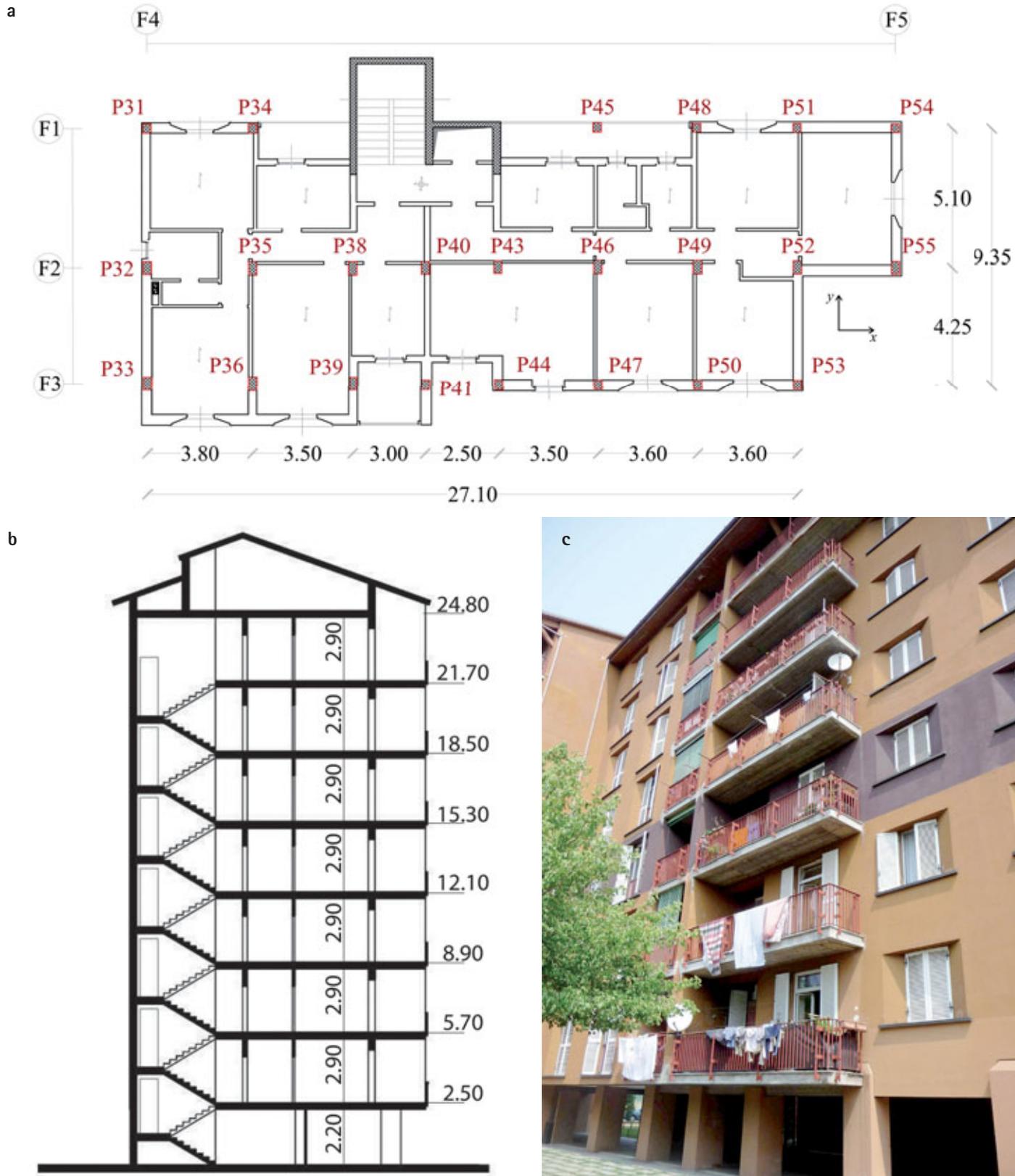


Fig. 6 - a) planimetria, b) sezione, c) foto dell'edificio di riferimento.

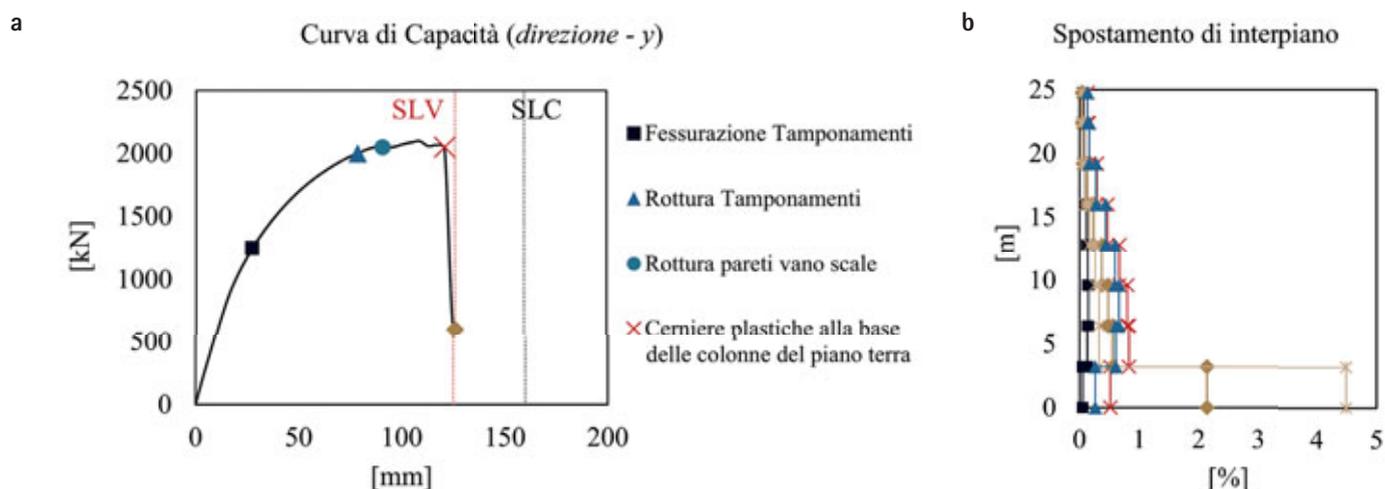


Fig. 7 - a) Curva di capacità in direzione y, b) Evoluzione del drift di interpiano

Sebbene l'intervento di rinforzo sia stato progettato e concepito per resistere ai carichi del terremoto relativi allo stato limite di salvaguardia della vita mantenendo un comportamento per lo più elastico, è opportuno garantire che il comportamento a collasso sia governato da un meccanismo duttile. Ciò permette in primo luogo di controllare la risposta del sistema rinforzato anche in caso di evento eccezionale (che superi in intensità lo stato limite di progetto) garantendo quindi la salvaguardia della vita oltre lo SLV, assicurando duttilità ed evitando collassi fragili della struttura, e in secondo luogo di limitare le forze negli impalcati e nel nuovo sistema di fondazione in caso di evento eccezionale.

Tale comportamento può essere garantito mediante inserimento di un dispositivo (fusibile) elasto-plastico o di tipo attritivo nelle diagonali del piano terra che garantisca la protezione della struttura di rinforzo da sovraccarichi rispetto alle condizioni di progetto, andando a localizzare le deformazioni e controllandone il comportamento a collasso. I diagonali sono stati concepiti in modo che il link progettato si attivi al raggiungimento di sollecitazioni maggiori (5% nel caso in oggetto) di quelle relative allo SLV.

Parametri SDOF	Simbolo	Valore
Fattore di partecipazione modale	Γ	1,40
Forza di snervamento	F_{yI}	1424 kN
Spost. di snervamento	δ_{yI}	0,035 m
Periodo	T_I	1,15 s
Massa equivalente	m_I	1568 kN/g
Rigidezza elastica	k_I	45450 kN/m

Tab. 1 - Parametri del SDOF dell'edificio esistente calcolati secondo metodo N2 [25].

3 APPLICAZIONE AD UN CASO DI RIFERIMENTO

Le potenzialità dell'esoscheletro tipo diagrid sono state indagate considerando come caso studio la riqualificazione di un edificio esistente edificato nel 1975 e sito in Brescia. L'edificio è rappresentativo per morfologia e modalità costruttive degli edifici residenziali degli anni '70-'80 (figura 6). Geometria, particolari costruttivi, proprietà dei materiali sono state desunte dalla documentazione originale, da indagini in situ (IDES, 2008) e da recenti lavori di ricerca. L'edificio di riferimento si sviluppa su 8 piani fuori terra; l'altezza di interpiano del piano terra è pari a 2,50 m mentre nei piani superiori è pari a 3,20 m. La struttura portante è in c.a. ed è stata progettata in assenza di normativa antisismica; la struttura è composta da 3 telai monodirezionali disposti in direzione longitudinale (F1, F2, F3) e 2 telai tamponati in direzione trasversale (F4, F5). Il vano scale è in c.a. con dettagli strutturali non concepiti per garantirne un comportamento a guscio e pertanto è stato considerato composto da pareti indipendenti. Gli elementi non strutturali quali i tamponamenti sono realizzati da forati da 25 cm e 2 strati di intonaco. Si osserva l'irregolarità in elevazione legata all'assenza dei tamponamenti in corrispondenza del piano terra e quella in pianta per la posizione eccentrica del vano scale.

3.1 Modello a elementi finiti e analisi numeriche

Il modello a elementi finiti è stato sviluppato con il software MidasGen (2018). Gli elementi del telaio sono stati modellati come elementi *beam* ed il comportamento non lineare è stato descritto attraverso cerniere plastiche a plasticità concentrata (modello costitutivo Takeda [27]). Più precisamente, è stata considerata una curva trilineare seguita da un ramo degradante per descrivere il comportamento a flessione, mentre una curva elasto-fragile per descrivere il meccanismo a taglio. I valori relativi a taglio e deformazione massimi ($V_{Max}; \zeta_{Max}$), ed i punti caratteristici relativi a fessurazione ($M_{cr}; \varphi_{cr}$), snervamento ($M_y; \varphi_y$), capacità ultima ($M_u; \varphi_u$), e residuo ($M_{res}; \varphi_{res}$) sono stati presi in accordo a [24]. Gli impalcati

di piano sono stati considerati rigido-fragili [26]. I tamponamenti sono stati modellati con elementi truss convergenti nei nodi, con comportamento isteretico costituito da una curva trilineare *drift*-forza definita dai punti di fessurazione $(\theta_{cr}; F_{cr})$ e rottura $(\theta_p; F_p)$; F_{cr} e F_p sono stati calcolati in accordo a [28] mentre la deformabilità in accordo a [29]. Ulteriori vulnerabilità, come il comportamento dei nodi e l'influenza dei tamponamenti nella possibile rottura a taglio dei pilastri, non sono state considerate in questa sede ma sono tuttora oggetto di approfondimento. I setti del vano scale sono stati modellati come elementi rigidi con scarsa duttilità.

La risposta del sistema è stata valutata attraverso analisi statiche non lineari i cui risultati sono riportati in figura 7. Si osserva che la fessurazione dei tamponamenti avviene in corrispondenza di uno spostamento di 27 mm (*drift* massimo di interpiano pari a 0,15%), mentre la rottura a 78 mm (*drift* massimo di interpiano pari a 0,66%); le cerniere plastiche che si sviluppano alla base dei pilastri del piano terra inducono ad un comportamento plastico fino ad uno spostamento pari a 120 mm (*drift* massimo di interpiano pari a 0,83%). Successivamente (come atteso) la formazione di un piano debole al piano terra causa il collasso dell'edificio (figura 7b). È importante notare come l'edificio non sia in grado di soddisfare la domanda allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) calcolata in accordo con il metodo N2 [25] e considerando un suolo tipo C con topografia T1 e un'accelerazione di riferimento su suolo rigido di 0,150 g. I parametri principali del metodo N2 sono riportati in tabella 1.

3.2 Esoscheletro tipo Diagrid per il rinforzo strutturale

L'edificio non è verificato nelle condizioni attuali per i carichi sismici a SLV e necessita di rinforzo. Come *target* dell'intervento è stato scelto un *drift* di interpiano massimo $\theta = 0,3\%$ per evitare il danneggiamento degli elementi non strutturali [29] ed aumentare la resilienza del sistema risultante [20] riducendo sia i costi sia i tempi di attesa legati alla riparazione post-sisma.

• Geometria e aspetti formali

La diagrid è concepita in adesione all'edificio esistente in direzione trasversale, mentre è posta a una distanza pari 4,55 m (lato superiore di figura 10) e 2,90 m (lato inferiore di figura 10) dalle strutture esistenti per creare nuovi volumi in direzione longitudinale. Tale scelta porta all'ulteriore vantaggio di regolarizzare la pianta del sistema risultante; l'inclinazione dei diagonali è pari a 38,9° (angolo compatibile con un edificio medio-basso [6]). I diagonali sono realizzati con tubolari in acciaio S355. Si riportano in figura 8 la geometria della diagrid e in tabella 2 i parametri e i rispettivi valori.

• Rigidezza minima della diagrid

Nel caso in oggetto il *drift* di interpiano massimo considerato è $\theta = 0,3\%$, corrispondente a uno spostamento massimo in sommità $d_{TOP} = \theta_H = 74,25$ mm. L'obiettivo di questa sezione è quello di



Fig. 8 - Geometria della diagrid.

definire la rigidezza minima che permette il soddisfacimento di tale target.

• Metodo 1:

Ponendo $d_{TOP} = y(\theta)$ (eq. 1) e considerando i parametri relativi al caso in oggetto (tabella 2), è possibile ricavare l'area del diagonale che garantisce la rigidezza minima scelta. In questo caso, imponendo uno spessore del diagonale s_d (tubo cavo) pari a 10 mm, è stato ottenuto un diametro minimo Φ_1 pari a 131 mm che corrisponde a una rigidezza equivalente del sistema di retrofit $\bar{k} = 1,33 k_f$.

• Metodo 2:

La duttilità associata allo spostamento massimo d_{TOP} per il caso considerato è $\mu = (d_{TOP}/T)/d_{y1} = 1,5$. Dagli abachi di figura 4a, in corrispondenza di un fattore di duttilità μ pari a 1,5, per $\eta = m_1 * S_a(T_1)/F_{y1} = 0,50$, si ha una rigidezza equivalente del sistema di retrofit $\bar{k} = 1,33 k_1$. Imponendo uno spessore del diagonale s_d (sezione tubolare) pari a 10 mm, il diametro corrispondente Φ_1 è pari a 131 mm.

È interessante notare come, nel caso studio specifico (R1), entrambi i metodi di pre-dimensionamento portino allo stesso risultato.

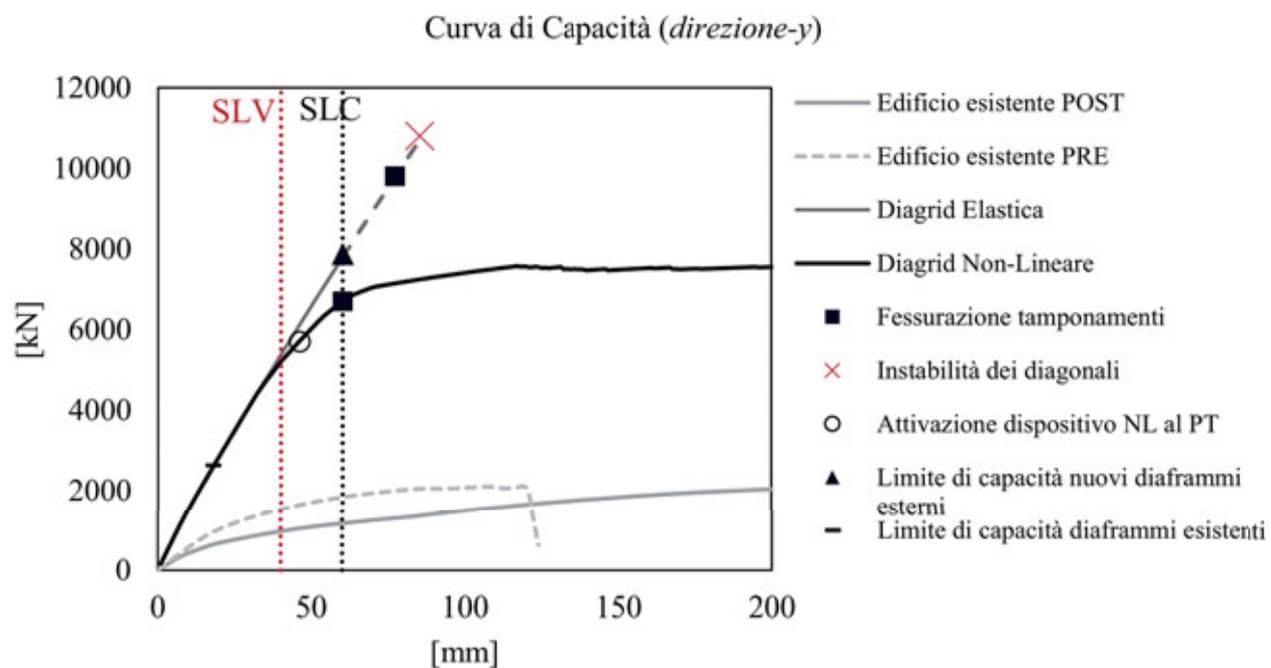
• Valutazione delle azioni interne e controllo dell'instabilità

Considerando una lunghezza di libera inflessione dei diagonali pari alla distanza dei collegamenti ($L_0 = L_d$), il profilo minimo necessario per evitare l'instabilità degli elementi a SLV ha diametro Φ_2 pari a 193,7 mm e spessore s_1 uguale a 16 mm. La rigidezza

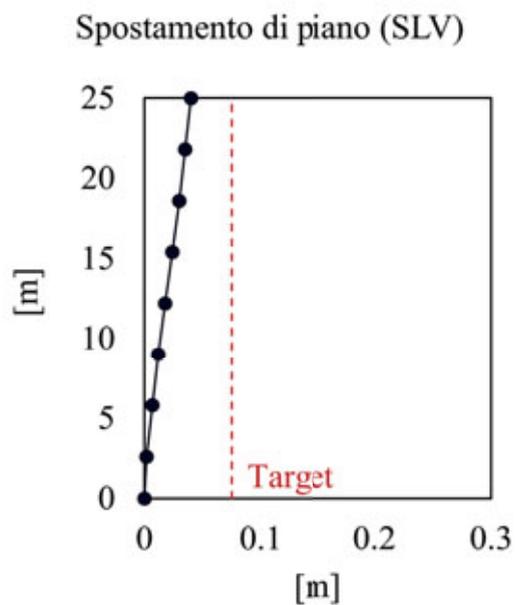
Parametro	Simbolo	Valore
Altezza dell'edificio esistente	H	24,75 m
Angolo del diagonale	ψ	38,9°
Numero di diagonali nell'anima	n_w	4
Numero di diagonali nelle flange	n_f	8
Dimensioni del pannello d'anima	L	15,90 m

Tab. 2 - Parametri della diagrid scelta.

a



b



c

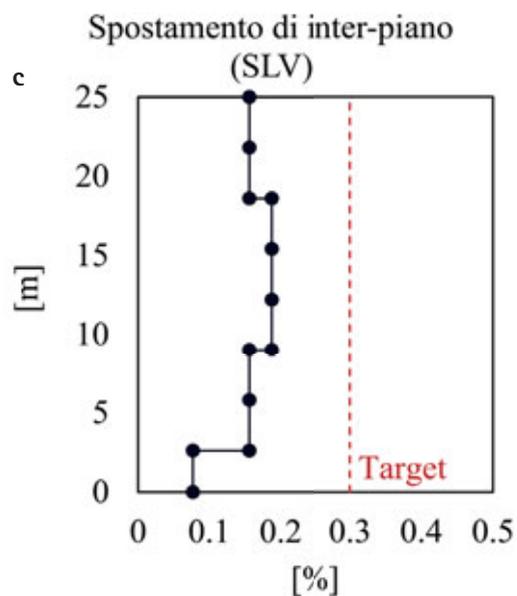


Fig. 9 - a) Curve di capacità; b) spostamento di piano allo stato limite di progetto (SLV); c) drift di interpiano allo stato limite di progetto (SLV).

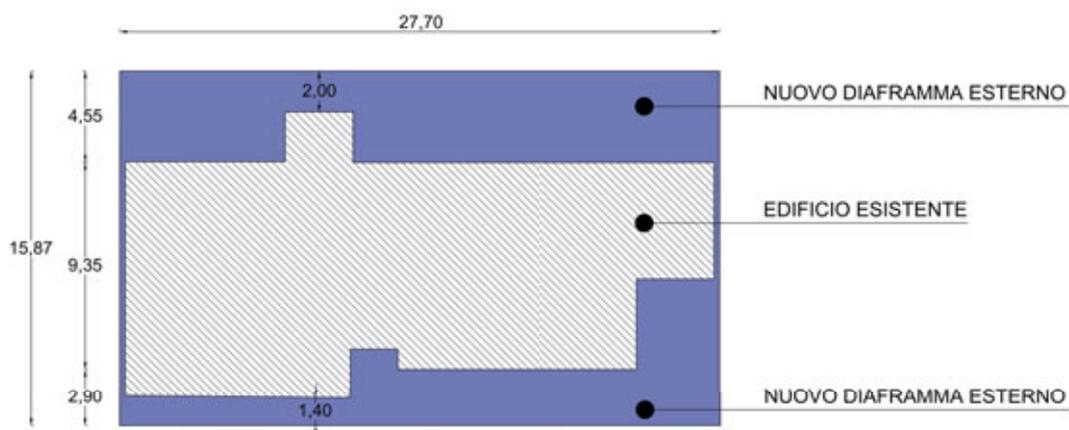


Fig. 10 - Schematizzazione degli spazi nei quali verrà realizzato il nuovo diaframma di piano esterno.

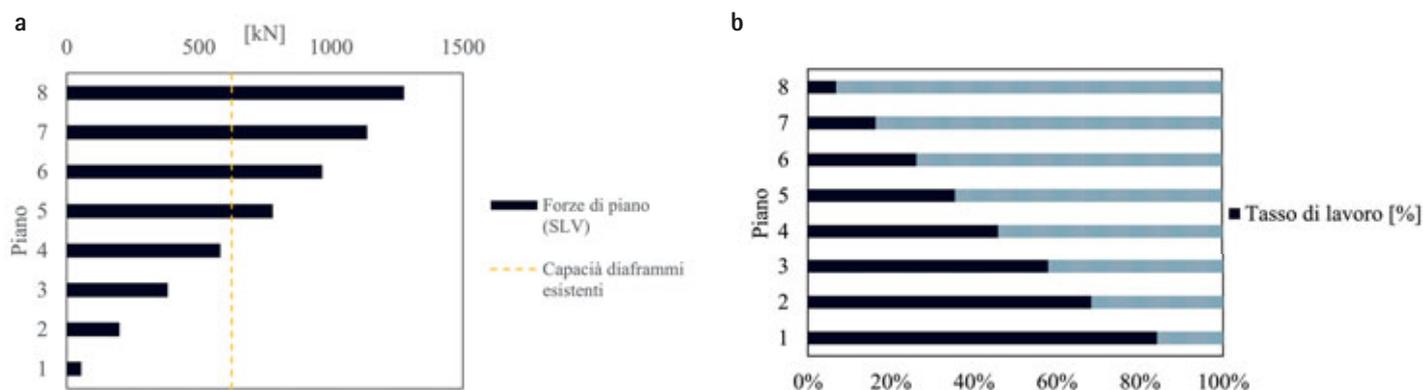


Fig.11 - a) Forze di piano allo stato limite di progetto (SLV); b) forze nei diagonali della diagrid allo SLV.

corrispondente del sistema diagrid è $\bar{k} = 3,9 k_1$.

Il profilo finale della diagrid sarà quindi il maggiore tra Φ_1 e Φ_2 . Appare chiaro che, in questo caso, lo stato di sforzo nei diagonali giochi un ruolo fondamentale nella determinazione del diametro minimo.

• Validazione del sistema diagrid a SLV

Per validare il pre-dimensionamento effettuato, sono state condotte analisi statiche non lineari sull'edificio rinforzato e sono stati verificati i target scelti per lo stato limite di progetto (SLV). In figura 9a si riporta a titolo d'esempio la curva di capacità dell'edificio esistente -senza considerare il contributo di taglio alla base della diagrid- dopo il retrofit (linea grigia continua), dell'edificio esistente prima dell'intervento (linea grigia tratteggiata) e del sistema totale considerando a titolo d'esempio la direzione y, più critica per il caso in esame. In figura sono riportate 2 soluzioni per il sistema di controvento: una soluzione elastica (linea grigio scuro) ed una non-lineare in cui viene introdotto un dispositivo non-lineare nei diagonali del piano terra (linea nera continua). Entrambe le soluzioni permettono di rimanere sostanzialmente in campo elastico a SLV. Considerazioni specifiche circa il comportamento oltre SLV sono riportate nella sezione successiva. Fatta questa premessa, dalla figura 9a si può notare che la domanda di spostamento a SLV è verificata e che il target scelto per evitare il danneggiamento dei tamponamenti (quadrati neri in figura 9a) è rispettato. Nelle condizioni di progetto, anche l'instabilità dei diagonali (croce rossa) è evitata. In figura 9b si evidenzia inoltre come il target relativo al drift di interpiano massimo scelto per lo stato di progetto ($\theta=0,3\%$ a SLV) è rispettato.

Un'altra verifica necessaria in caso di interventi dall'esterno è relativa alla compatibilità delle azioni di piano con la capacità dei diaframmi esistenti. Si riportano in figura 11a le azioni di piano ottenute allo SLV ed il confronto con la capacità degli impalcati esistenti. Dal confronto emerge che l'azione sollecitante nei piani 5, 6, 7, 8 risulta maggiore della capacità dei diaframmi; bisognerà pertanto introdurre dei diaframmi esterni in modo da poter garantire la distribuzione delle azioni sismiche agli elementi

sismo-resistenti [26]. Nel caso in oggetto i diaframmi esterni sono stati pensati per essere integrati negli impalcati dei nuovi ballatoi introdotti tra la diagrid e l'edificio esistente (figura 10). I diaframmi sono stati progettati per SLC; opportune considerazioni oltre lo stato di progetto verranno riportate nella sezione successiva.

In figura 11b si riporta il tasso di lavoro degli elementi diagonali ottenuto come rapporto espresso in percentuale delle azioni sollecitanti allo SLV e la capacità dell'elemento diagonale stesso; dalla figura si può notare come tale rapporto sia sempre inferiore al 100%.

Infine, allo stato limite di progetto, il flusso di taglio alla base della diagrid nella direzione più sollecitata è pari a circa 170 kN/m; tale flusso di taglio, verrà affidato ad un nuovo sistema di fondazione realizzato con travi rovesce e micropali.

Considerazioni sul comportamento oltre SLV

Per la definizione del comportamento della diagrid oltre lo stato limite di progetto (SLV), sono state valutate 2 soluzioni: una soluzione elastica (tratteggiata in figura 9a) ed una soluzione non-lineare (linea continua nera in figura 9a) nella quale è previsto l'inserimento di un link dissipativo nei diagonali della diagrid al piano terra. La prima soluzione porta ad un comportamento elastico della diagrid anche allo stato limite di collasso (SLC). Tuttavia, nel caso di comportamento elastico della diagrid, si osserva che la progettazione dei diaframmi per SLC non ne evita la rottura per sollecitazioni superiori; pertanto non è possibile garantire il controllo di deformazioni e duttilità al collasso. Al riguardo è opportuno limitare le sollecitazioni oltre SLV in modo da evitare la rottura dei diaframmi di piano e controllare il comportamento globale del sistema anche al collasso. Inoltre, questa soluzione non permette di controllare e limitare le azioni nel sistema di fondazione che, pertanto, sarebbero soggetti a un aggravio di sollecitazione.

Nel caso in cui si optasse per un comportamento non-lineare in corrispondenza dei diagonali al piano terra, sebbene ciò sia associato a un incremento di danno agli elementi non-strutturali oltre SLV, il

comportamento dell'edificio rinforzato risulterebbe più controllato e caratterizzato da una certa duttilità. Nel caso in oggetto, per definire il limite di attivazione dei link dissipativi (ad esempio sistemi isteretici o basati sull'attrito) associato ai diagonali del piano terra, sono state calcolate le azioni di compressione e trazione nei diagonali a SLV, in accordo all'eq. 6; l'azione massima così calcolata è stata imposta come forza di snervamento dei diagonali del piano terra ai quali è stato attribuito nel modello un comportamento elasto-plastico. In questo modo è stato possibile: 1) porre un limite superiore alle azioni sollecitanti che permette il controllo e la limitazione delle azioni negli impalcati e nel sistema di fondazione; 2) garantire un comportamento duttile dell'edificio rinforzato oltre SLV; 3) permettere la localizzazione del danno e delle deformazioni nei *link* dissipativi con l'obiettivo di ridurre i tempi di riparazione in caso di evento eccezionale.

Va notato che, con questa soluzione, gli elementi non strutturali al piano terra (dove si concentrano le deformazioni plastiche dei diagonali) sono soggetti a spostamenti di interpiano maggiori rispetto a quelli della soluzione elastica seppur accettabili considerando l'entità delle sollecitazioni sismiche. Al riguardo potrebbero essere previsti interventi locali finalizzati a scollegare i tamponamenti al piano terra e a incrementare la duttilità degli elementi strutturali.

8 CONSIDERAZIONI FINALI

Questo lavoro è parte di un filone di ricerca che ha per obiettivo lo studio di soluzioni per il recupero integrato e sostenibile degli edifici esistenti, in particolare gli edifici del II dopo-guerra [30]; nello specifico sono stati analizzati e proposti esoscheletri tipo diagrid. Le diagrid possono essere facilmente integrate con soluzioni di

miglioramento energetico e architettonico, possono essere realizzate in accordo con i principi del Life Cycle Thinking (LCT) [2] e possono essere realizzate dall'esterno. Infine, data la grande adattabilità di queste strutture, esse possono essere realizzate in accordo a strategie di riabilitazione incrementale [9] [10]. Il lavoro in oggetto ha proposto un metodo per il pre-dimensionamento basato sulla definizione di: 1) geometria, 2) rigidità, 3) azioni interne nei diagonali della diagrid, 4) comportamento della diagrid oltre lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV). Il metodo vede prima l'impiego di abachi di progettazione per interventi dall'esterno e in seguito la verifica dello stato di sforzo nei diagonali della diagrid. Nel caso studio preso in esame, la verifica delle azioni interne si è rivelata determinante nella definizione del profilo minimo dei diagonali. Infine, sono state fatte considerazioni circa il comportamento oltre SLV dell'edificio rinforzato: garantire un comportamento duttile oltre SLV permette di controllare la risposta dell'edificio rinforzato, garantire la salvaguardia della vita anche per terremoti di intensità superiore e controllare le azioni negli impalcati e nel sistema di fondazione. Queste considerazioni permettono inoltre di prevedere la localizzazione del danno garantendo altresì la riparabilità e, pertanto, incrementando la resilienza. Concentrando il danno in link dissipativi, questi potranno essere facilmente riparati o sostituiti successivamente a un terremoto eccezionale riducendo così i tempi di inutilizzo dell'edificio, i costi di riparazione e la necessità di rilocare gli abitanti.

Sviluppi futuri della ricerca riguardano la valutazione della capacità dei diaframmi, la standardizzazione delle connessioni tra edificio ed esoscheletro e l'estensione degli abachi di pre-dimensionamento al caso di retrofit non-lineare.

BIBLIOGRAFIA

- [1] BPIE, Europe's buildings under the microscope: A country-by-country review of the energy performance of the buildings, Brussel, 2011.
- [2] A. Marini, C. Passoni e A. Belleri, «Life cycle perspective in RC building integrated renovation,» in *XIV International Conference on Building Pathology and Constructions Repair – CINPAR*, Florence, 2018.
- [3] A. Belleri and A. Marini, "Does seismic risk affect the environmental impact of existing buildings?," *Energy and Buildings*, vol. 110, pp. 149-158, 2016.
- [4] S. Labò, C. Passoni, A. Belleri, A. Marini e P. Riva, «Esoscheletri tipo diagrid per la riqualificazione degli edifici esistenti in ottica Life Cycle,» in *XXVII Congresso del Collegio dei Tecnici dell'Acciaio*, Bologna, 2019.
- [5] W. F. Baker, Structural possibilities. In: Parker D, Wood A (eds.) *The tall buildings reference book*, London: Routledge Taylor & Francis Group, 2013.
- [6] K.-S. Moon, J. J. Connor and J. E. Fernandez, "Diagrid structural systems for tall buildings: characteristics and methodology for preliminary design," *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, vol. 16, no. 2, pp. 205-230, 2007.
- [7] F. Krimgold, D. Hattis e M. Green, *Incremental seismic rehabilitation of multifamily apartment buildings: providing protection to people and buildings*, Washington, D.C.: U.S. Dept. of Homeland Security, FEMA, 2004.
- [8] P. La Greca and G. Margani, "Seismic and Energy Renovation Measures for Sustainable Cities: A Critical Analysis of the Italian

- Scenario,” *Sustainability*, vol. 10, no. 1, p. 254, 2018.
- [9] S. Labò, E. Casprini, C. Passoni, J. Zanni, A. Belleri, A. Marini e P. Riva, «Application of low-invasive techniques and incremental seismic rehabilitation to increase the feasibility and cost-effectiveness of seismic interventions,» in *IV International Conference on Building Pathology and Constructions Repair – CINPAR 2018*, Florence, 2018.
- [10] F. E. M. A. FEMA P-420, *Engineering Guideline for Incremental Seismic Rehabilitation*, USA, 2009.
- [11] J. Zanni, S. Labò, C. Passoni, E. Casprini, A. Marini, A. Belleri e M. Costantino, «Incremental Integrated Holistic Rehabilitation: a new concept to boost a deep renovation of the existing building stock,» Prague, 2019.
- [12] S. Labò, J. Zanni, C. Passoni, A. Marini e A. Belleri, «Riabilitazione incrementale nella riqualificazione integrata di edifici esistenti: approccio metodologico e applicazione a un caso studio,» in *Associazione Nazionale Italiana Di Ingegneria Sismica (ANIDIS)*, Pistoia, 2019.
- [13] A. Marini, C. Passoni, A. Belleri, F. Feroldi, M. Preti, G. Metelli, P. Riva, E. Giuriani and G. Plizzari, “Combining seismic retrofit with energy refurbishment for the sustainable renovation of RC buildings: a proof of concept,” *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, pp. 1-21, 2017.
- [14] E. Mele, M. Toreno, G. Brandonisio e A. De Luca, «Diagrid structures for tall buildings: case studies and design considerations,» *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, vol. 23, n. 2, pp. 124-145, 2012.
- [15] E. Mele, M. Fraldi, G. M. Montuori e G. Perrella, «Non-conventional Structural Patterns for Tall Buildings: from Diagrid to Hexagrid and Beyond,» in *Fifth International Workshop on Design in Civil and Environmental Engineering*, Rome, 2016.
- [16] G. M. Montuori, E. Mele, G. Brandonisio e A. De Luca, «Design criteria for diagrid tall buildings: Stiffness versus strength,» *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, vol. 23, n. 17, pp. 1294-1314, 2013.
- [17] G. M. Montuori, M. Fadda, G. Perrella e E. Mele, «Hexagrid - hexagonal tube structures for tall buildings: patterns, modeling, and design,» *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, vol. 24, n. 15, pp. 912-949, 2015.
- [18] S. Labò, C. Passoni, A. Marini, A. Belleri e P. Riva, «Diagrid structures as innovative retrofit solutions for existing reinforced concrete buildings,» in FIB, Prague, 2018.
- [19] S. Labò, *Holistic sustainable renovation of post-world war II reinforced concrete building under a life cycle perspective by means diagrid exoskeletons*, University of Bergamo, 2019.
- [20] I. Almufti e M. Willford, «The REDTM rating system: A framework to implement resilience-based earthquake design for new buildings,» in *10th U.S. National Conference on Earthquake Engineering: Frontiers of Earthquake Engineering.*, NCEE, 2014.
- [21] V. Ciampi, M. De Angelis e F. Paolacci, «Design of yielding or friction-based dissipative bracings for seismic protection of buildings,» *Engineering Structures*, vol. 17, n. 5, pp. 381-391, 1995.
- [22] F. Feroldi, *Sustainable renewal of the post WWII building stock through engineered double skin, allowing for structural retrofit, energy efficiency upgrade, architectural restyling and urban regeneration*, University of Brescia, 2014.
- [23] S. Labò, C. Passoni, A. Marini, A. Belleri e P. Riva, «Design spectra for the preliminary design of elastic seismic retrofit solution from the outside,» in COMPDYN, Crete, 2019.
- [24] EC8, *European Standard EN 1998-2005 Eurocode 8: Design of structures for*, Brussels, Belgium: European Committee for Standardization.
- [25] P. Fajfar, «A Nonlinear Analysis Method for Performance-Based Seismic Design,» *Earthquake Spectra*, vol. 16, n. 3, pp. 573-592, 2000.
- [26] F. Feroldi, A. Belleri, A. Marini, C. Passoni e E. Giuriani, «Il ruolo critico dei diaframmi di piano negli interventi di adeguamento sismico condotti dall'esterno,» in *XVIII Convegno ANIDIS*, Ascoli Piceno, 2019.
- [27] S. Otani, *SAKE: A Computer Program for Inelastic Response of R/C Frames to Earthquakes*, 1974.
- [28] L. Decanini, C. Gavarini e S. Bertoldi, «Telai tamponati soggetti ad azioni sismiche, un modello semplificato: confronto sperimentale e numerico,» in *VI Convegno Nazionale di Ingegneria Sismica in Italia*, Perugia, 1993.
- [29] K. Sassun, T. J. Sullivan, P. Morandi e D. Cardone, «Characterising the in-plane seismic performance of infill masonry,» *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 2016.
- [30] J. Zanni, A. Marini, A. Belleri e P. Riva, «Riqualificazione integrata con esoscheletro in ottica life cycle thinking: applicazione a un edificio esistente,» in *XXVII Congresso del Collegio dei Tecnici dell'Acciaio*, Bologna, 2019.

PREDICTION OF THE TORSIONAL RESPONSE OF MONO-SYMMETRIC MEMBERS WITH REGULAR PERFORATION SYSTEMS

PREDIZIONE DELLA RISPOSTA TORSIONALE DI PROFILI MONO-SIMMETRICI CON SISTEMI REGOLARI DI FORATURA

Claudio Bernuzzi⁽¹⁾, Marco Simoncelli^{(1)*}, Andrea Montanino⁽²⁾

⁽¹⁾Department of architecture, built environment and construction engineering (ABC), Politecnico di Milano

⁽²⁾Dipartimento di strutture per l'ingegneria e l'architettura (DiSt), Università degli studi di Napoli - Federico II

I profili in acciaio formati a freddo con sistemi regolari di forature sono comunemente impiegati nella realizzazione di opere strutturali. Generalmente, questi profili hanno una sezione trasversale mono-simmetrica, caratterizzata da una significativa eccentricità tra centro di taglio e baricentro e sono soggetti a effetti torsionali non trascurabili. Le regole di progettazione comunemente impiegate derivano da quelle sviluppate per i più tradizionali profili metallici a parete piena aventi sezione trasversale con due assi di simmetria e pertanto possono dare luogo a un dimensionamento non ottimale per quanto riguarda lo sfruttamento dei materiali e/o non pienamente rispondente ai livelli di sicurezza imposti dalle recenti normative. La presente nota tratta della risposta torsionale degli elementi mono-simmetrici forati che sono correntemente impiegati per le colonne (montanti) delle scaffalature metalliche. In dettaglio, si pone l'attenzione sulla valutazione della costante d'ingobbamento, parametro di fondamentale importanza per determinare le tensioni associate al bimomento e alla quantificazione della torsione secondaria e viene proposto un modello basato sulla teoria dell'elasticità per tenere in conto l'alternanza di sezioni piene e sezioni forate lungo l'asse longitudinale del profilo. Le applicazioni numeriche sono riferite a due differenti sezioni aperte in parete sottile e i risultati presentati evidenziano gli errori che si possono commettere trascurando la presenza delle forature nella definizione della costante di ingobbamento.

Perforated cold-formed steel members are commonly used in logistic for storage solutions. Generally, these profiles have a mono-symmetric cross-section characterised by a relevant eccentricity between the shear center and the cross-section centroid and are interested by non-negligible torsional effects. The design approaches currently adopted derive from those

developed for solid bi-symmetric cross-section steel members. As a consequence, this could reflect in an un-optimal design for the use of the components and/or for the effective level of reliability required by standard provisions. The paper is addressed to the torsional response of mono-symmetric perforated members, which are currently used for the columns (uprights) in storage racks. In detail, attention is focused on the evaluation of the warping constant, which is of paramount importance to appraise the distribution of the normal stresses associated with the bimoment and to appraise warping torsion. A model based on the theory of elasticity is proposed in order to account for the sequence of solid and perforated cross-sections along the longitudinal axis of the member. Numerical applications are related to two different open cross-sections and the proposed research outcomes underline the errors associated with a warping constant defined by neglecting the presence of regular perforation systems.

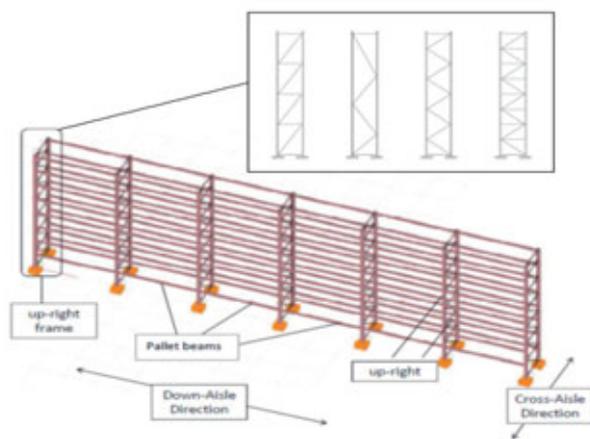


Fig. 1 - Typical pallet racks and key components

1. INTRODUCTION

Thin-walled steel components for structural applications, formed from strips or coils by cold rolling processing, represent an important and growing area for the constructional steelwork field [1,2]. In civil engineering applications, their major use is for roof decks and curtain wall panels as well as for beams and beam-columns, which can form complete light-steel constructions for social housing and for other low-rise buildings.

As to the industrial applications, cold formed steel members are frequently used to realize the skeleton frame of storage systems for goods and products, i.e., for storage pallet racks, which are the focus of the present work.

As shown in figure 1, pallet racks are composed by a regular sequence of upright frames, i.e., built-up laced members, connected to each other in the down-aisle direction by pairs of horizontal beams sustaining pallet units.

The lines of upright frames brace the storage system in the cross-aisle direction; each of them is independent between the floor level and the top from the contiguous lines, in order to keep free space for storing pallet units via automatic

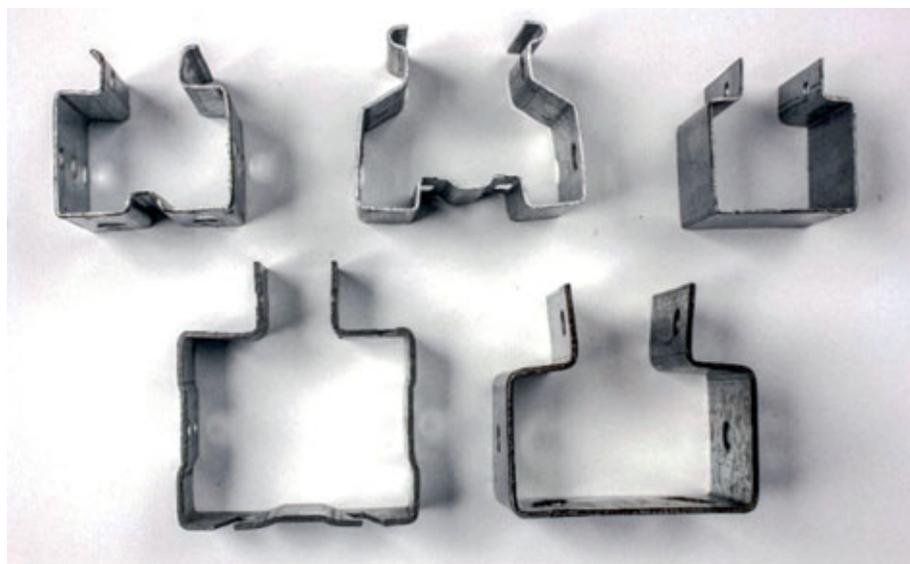


Fig. 2 - Typical cross-sections used as uprights.

cranes or manual forklifts. The need to optimize the rack performance in terms of stored goods generally hampers positioning bracing systems in the down-aisle direction. Stability to down-aisle loads is, hence, provided by the sole degree of flexural continuity associated with joints. As to key features of rack components, it should be noted that:

- *columns or uprights* (i.e. the chords of the built-up laced members) have in general a mono-symmetric C lipped cross-section (figure 2), which is usually completed by additional lips located at the end of the rear flanges used to bolt lacings to uprights. Uprights are positioned with their symmetry axis parallel to the cross-aisle direction; the shear centre of the cross-section is never coincident with the centroid. Furthermore, forces transferred through lacings are usually eccentric with reference to both centroid and shear centre of the upright cross-section;
- *beams or stringers* (i.e. the elements sustaining pallets) can be divided into two types, depending on whether they are sensitive to lateral-torsional buckling. The selection of a cross-section shape is usually governed by the need to guarantee adequate support to pallet units.
- *joints* (i.e. the components connecting beams to columns and column bases to the industrial floor) can be distinguished into beam-to-column joints and base-plate connections. The former ones are usually realized by brackets welded to the beam ends and mechanically connected to uprights via hooks (figure 3a). Base-plate joints are realized by a formed steel plate, anchored to the industrial concrete floor and bolted to the upright end (figure 3b).

The response of steel storage pallet racks depends on several parameters, which reflects directly on the complexity of rack design. Individual members are prone to different forms of buckling, while the regular perforation systems of uprights increase the difficulties in the prediction of the component local behavior. Moreover, the presence of nonlinear partial strength semi-rigid connections, the non-negligible influence of second-order effects, and the geometrical and mechanical imperfections do not allow at present to base design on pure theoretical approaches. Tests aimed at the characterization of the structural key components are required. Because of the great variability of member and joint geometries, pallet rack design is traditionally carried out by using hybrid procedures [3,4], which combine experiments with the state of knowledge developed for traditional steel structures. Design provisions have been recently updated in Europe [4], in the United States [5] and in Australia [6]. Common structural 2D or 3D rack models employing beam elements at present may not consider correctly torsion, and in particular warping torsion. Furthermore, practical indications on the minimum technical requirements for the finite element (FE) analysis software programs, which appear necessary to guarantee an adequate safety level in design, are totally omitted in all these codes.

As shown in the next session, a key role in the upright response is played by the bimoment and warping torsion, whose effects

depend on the warping constant value, that is the focus of the present paper. Attention is in fact paid to the torsional response of mono-symmetric perforated members, which are currently used for the columns (uprights) in storage racks, and in particular, on the evaluation of the warping constant. An elasticity-theory-based model has been developed and proposed in order to account for the sequence of solid and perforated cross-sections along the longitudinal axis of the member. The discussed numerical applications are related to members having different length and with two different open cross-sections. Furthermore, the proposed research outcomes underline the errors associated with a warping constant defined by neglecting the presence of regular perforation systems.

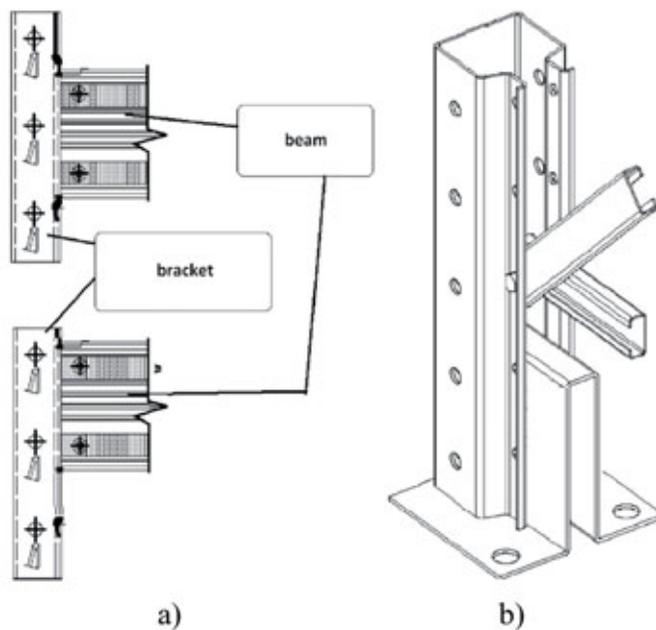


Fig. 3 - Typical beam-to-column joint (a) and base-plate connection (b)

2. REMARKS ON THEORY OF TORSION IN TWCF PROFILES

As well established from solid mechanics, torsion (T) is in general due to both the Saint Venant (T_s) and the warping (T_w) contributions, i.e.:

$$T = T_t + T_w = GI_t \frac{d\varphi_x}{dx} - EI_w \frac{d^3\varphi_x}{dx^3} \quad (1)$$

where G is the tangential modulus, E is the Young modulus, φ_x is the torsional rotation along the longitudinal member axis, x and I_w and I_t are the warping and the Saint Venant torsion constant, respectively.

In the study of TWCF members the problem of the warping torsion must be accounted for using the sectorial area theory presented, at first, by Vlasov [7]. The sectorial area ω is defined as (by considering a negligible cross-sectional thickness):

$$\omega = \int_A^M r(s) ds \quad (2)$$

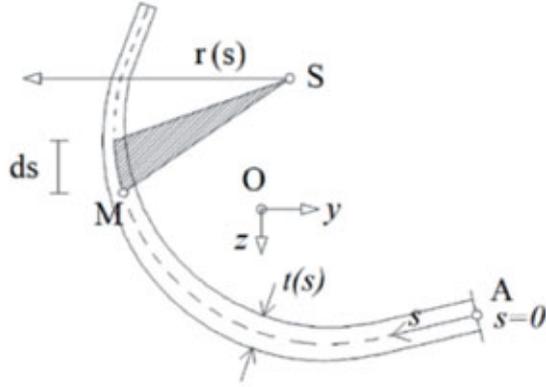


Fig. 4 - Sectorial area definition.

The sectorial area is the double of the shaded area of figure 4, obtained by moving the reference line along the middle line of the cross-section, from A, in which $s = 0$ to the point of interest. As an example of the sectorial area distribution along a non-perforated cross-section, in figure 4 a plain channel 75x100 mm with a constant thickness of 2 mm, is reported. First of all, the shear centre position y_s , can be defined as:

$$y_s = e \left(1 + \frac{h^2 A}{4I_y} \right) \quad (3)$$

in which e is the distance between the web and the centroid, h is the total height, A is the cross-section area and I_y is the second moment of area along the symmetry axis.

Starting from the shear center (S) as the reference point, it is quite easy to find the sectorial area distribution:

Once defined the sectorial area distribution, it is useful to define:

- the longitudinal deformation $\varepsilon_{x,\omega}$ associated to the longitudinal displacement and the correspondent normal ($\sigma_{x,\omega}$) and tangential (τ_ω) stresses:

$$\varepsilon_{x,\omega} = \omega \frac{d^2\varphi_x}{dx^2} \quad \sigma_{x,\omega} = E \varepsilon_{x,\omega} \quad \tau_\omega = E \frac{\int \omega \cdot dA}{t} \frac{d^3\varphi_x}{dx^3} \quad (4a,b,c)$$

the first moment of sectorial area, S_w :

$$S_w = \int \omega \cdot dA \quad (5)$$

the warping constant, I_w :

$$I_w = \int \omega^2 \cdot dA \quad (6)$$

The bimoment B , can be easily linked to T_w by means of the equation:

$$B = \int_0^x T_w ds = -E \cdot I_w \cdot \frac{d^2\varphi_x}{dx^2} \quad (7)$$

Finally, the normal (4b) and tangential (4c) internal stresses can be rewritten as:

$$\sigma_{x,\omega} = \frac{B}{I_w} \omega \quad \tau_\omega = \frac{T_w S_w}{I_w t} \quad (8a, b)$$

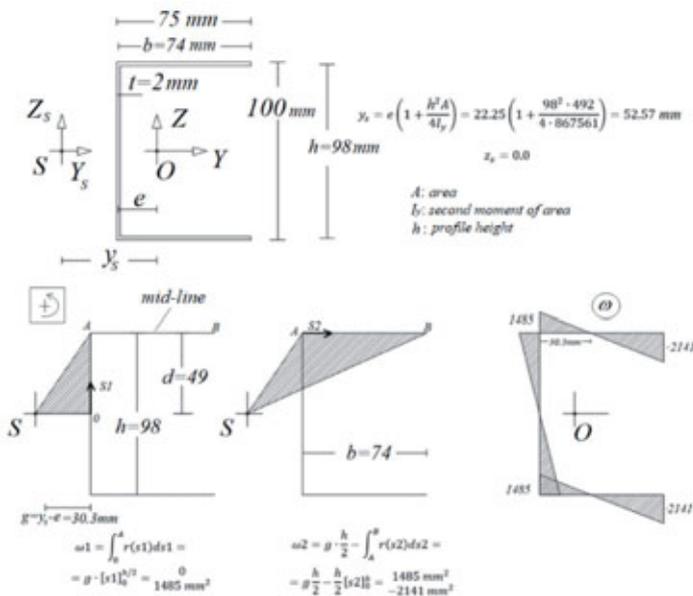


Fig. 5 - Sectorial area evaluation on a C profile.

Despite it is quite easy to predict the response of a perforated

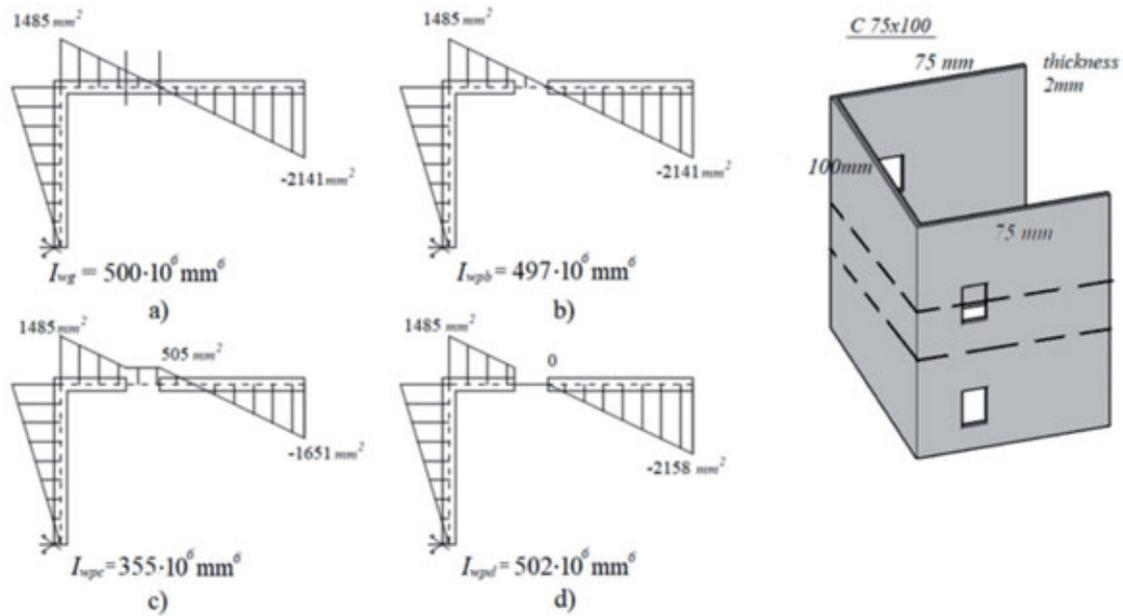


Fig. 6 – Different possibility to account for the sectorial area distribution in perforated zones.

member in flexure, it results difficult to assess accurately its torsional behavior. While the appraisal of the perforated torsional constant (I_{tp}) can be done by directly neglecting the zones interested by perforations, for the perforated warping constant (I_{wp}), it is first of all necessary to evaluate accurately the sectorial area distribution. To this purpose, different strategies can be adopted, which are applied, as an example to the plain channel of figure 6 with a hole of 10 mm in each flange. There is not a univocal definition of the trend of the sectorial area distribution on the perforated zones. Four possibilities can be at least identified, which reflect in differences of I_{wp} value:

- hole presence is neglected, and reference is made to the gross cross-section, following the procedure illustrated in figure 5, this leads to $I_{wg} = 500.2 \times 10^6 \text{ mm}^6$;
- holes do not affect the ω distribution, but the thickness of the hole is considered zero, i.e. the term $\omega^2 dA$ in eq. 5) in the hole zone, is zero. This leads to $I_{wpb} = 496.7 \times 10^6 \text{ mm}^6$;
- ω distribution is assumed to remain constant across the hole, resulting hence different from the b) one. Also, in this case, hole zone is not considered in eq. 5), being assumed a nil thickness, and $I_{wpc} = 355.5 \times 10^6 \text{ mm}^6$;
- ω distribution drop to zero, that is maintained along the hole and used as restart value, leading to $I_{wpd} = 502.2 \times 10^6 \text{ mm}^6$.

3. THE PROPOSED PROCEDURE

The proposed procedure to assess I_w is based on the previously discussed theory of torsion, extended to the more generic case of a uniform torsional load q , distributed along the whole member length. The well-established equation governing the problem is derived from eq. 1 by assuming $q = \frac{dT}{dx}$

$$q = GI_t \frac{d^2 \varphi_x}{dx^2} - EI_w \frac{d^4 \varphi_x}{dx^4} \quad (9)$$

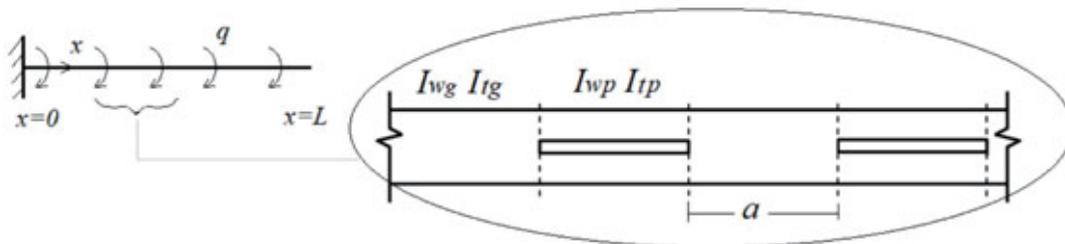
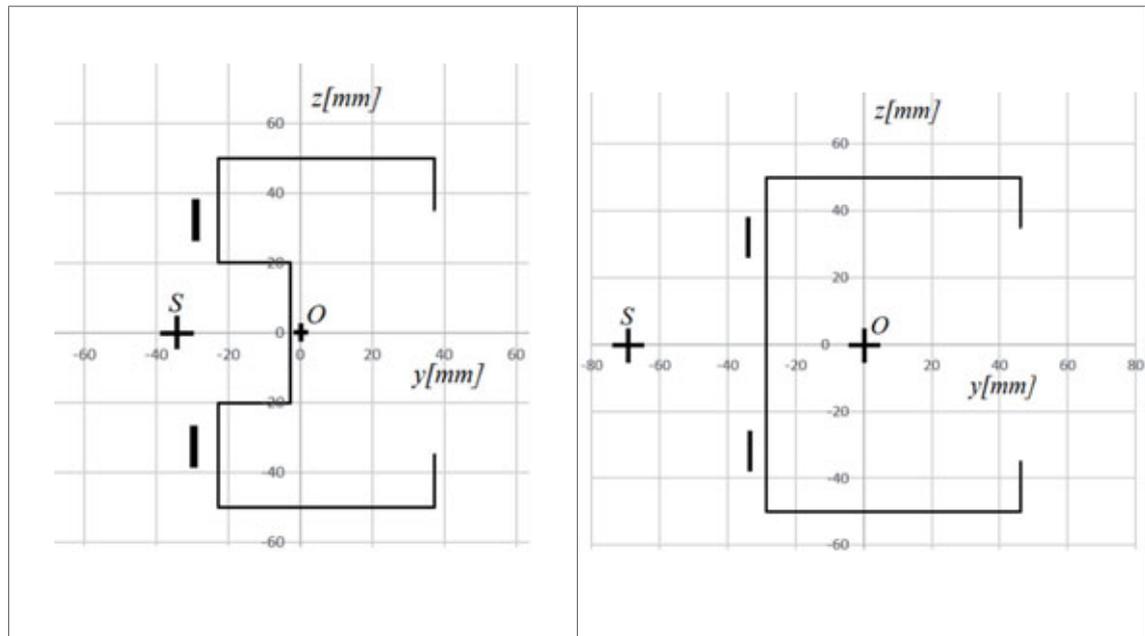


Fig. 7 – The considered beam element (a represent the height of the unperforated zone).



	IR	RE
A_g [mm ²]	580.0	560.0
thickness [mm]	2.0	2.0
I_{wg} [mm ⁶]	711221043.6	1043325505
I_{ig} [mm ⁴]	773.3	746.7
γ_{Tg}	0.000249378	0.000524643
A_p [mm ²] (A_p / A_g)	540.0 (0.93)	520.0 (0.93)
I_{ip} [mm ⁴] (I_{ip} / I_{ig})	720.0 (0.93)	693.3 (0.93)

Table 2 - The considered cross-section types.

The global element response is described through a series of equations, each one addressed to a full or a perforated zone (figure 7). The complete problem is formulated as a set of N field equations, where N is the number of elements in which the beam is divided:

$$GI_{t,i} \frac{d^2 \varphi_x}{dx^2} - EI_w \frac{d^4 \varphi_x}{dx^4} = 0 \quad i = 1, \dots, N \quad (10)$$

and completed with $4N$ boundary kinematics and static conditions.

At the clamped part of the structural element, the boundary conditions associated with a fully torsional restrain are:

$$\varphi_x(x=0) = 0 \quad \text{and} \quad \frac{d\varphi_x}{dx}(x=0) = 0 \quad (11)$$

On the other beam end, i.e. the free one, the bimoment (B) is assumed to vanish, and the rotation is imposed ($\bar{\varphi}_x$) therefore:

$$\varphi(x=L) = \bar{\varphi}_x \quad EI_{w,N} \frac{d^2 \varphi_x}{dx^2}(x=L) = 0 \quad (12)$$

On the internal connections between the perforated and the unperforated parts of the beam the following boundary conditions, have been considered:

continuity of rotation:

$$\varphi_i(x = L_i) = \varphi_{i+1}(x = L_i) \quad (13a)$$

continuity of warping:

$$\frac{d\varphi_i}{dx}(x = L_i) = \frac{d\varphi_{i+1}}{dx}(x = L_i) \quad (13b)$$

equilibrium of bimoment:

$$EI_{w,i} \frac{d^2\varphi_i}{dx^2}(x = L_i) = EI_{w,i+1} \frac{d^2\varphi_{i+1}}{dx^2}(x = L_i) \quad (13c)$$

equilibrium of torque:

$$GI_{t,i} \frac{d\varphi_i}{dx}(x = L_i) - EI_{w,i} \frac{d^3\varphi_i}{dx^3}(x = L_i) = \frac{d\varphi_{i+1}}{dx}(x = L_i) - EI_{w,i+1} \frac{d^3\varphi_{i+1}}{dx^3}(x = L_i) \quad (13d)$$

where $I_{w,i}$ and $I_{t,i}$ are the geometrical constants related to the different elements, depending on the presence and eventual distribution of holes along the section, L_i is the global longitudinal coordinate of the end of element i .

Introducing the torsional relative slenderness, λ_{Ti} :

$$\lambda_{Ti} = \sqrt{\frac{GI_{t,i}}{EI_{w,i}}} \quad (14)$$

eq. 7) has a solution in the form: $\varphi_x = A_i + B_i x + C_i \cosh(\lambda_{Ti} x) + D_i \sinh(\lambda_{Ti} x) \quad i=1, \dots, N \quad (15)$

where A_i , B_i , C_i and D_i , $i=1, \dots, N$ are found applying the boundary conditions. The solution proposed in eq. 16), in which the particular solution is nil, is valid only when the applied distributed torque is equal to zero, as in the cases herein considered.

The results associated with the application of this procedure have been calibrated with the one obtained from Abaqus software [7] on a complete 3D model created by means of brick finite elements (FE). As far as calibration is concerned, it is worth mentioning that the only unknown value is I_{wp} that has been defined iteratively as discussed in the following. In particular, the proposed procedure has been applied to the two-cross-sections reported in table 2 and differing for the presence of a stiff (IR) or plain (RE) web. For each of them, in the same table the previous presented torsional properties are reported together with the gross and perforated cross-sectional area (A_g and A_p , respectively). Cantilever beams have been considered having a total length of 750 mm, 1250 mm and 2000 mm, with a unity torsional rotation applied at the free end. Two holes have been located in the web at

the distance of 15 mm from the centroid having a depth of 10 mm each. The holes have been represented with gross line in the table 2. Moreover, three different values of a term (presented in figure 6), that influences the total height of the holes, have been assumed: 120 mm (heavily perforated beam), 180 mm and 240 mm (really close to an unperforated beam).

First of all, to understand the influence of the hole length (i.e. variation of the a parameter) on the bimoment distribution, figure 8 can be considered, where the results for IR profile with $L=2000$ mm are presented but are representative of all the considered cases. These values have been obtained from the FE model, by integrating normal stresses in the unperforated zones. In the hole zones, a straight line has been assumed. It can be noted that the holes have a limited influence on the value of the bimoment. In all the considered cases,

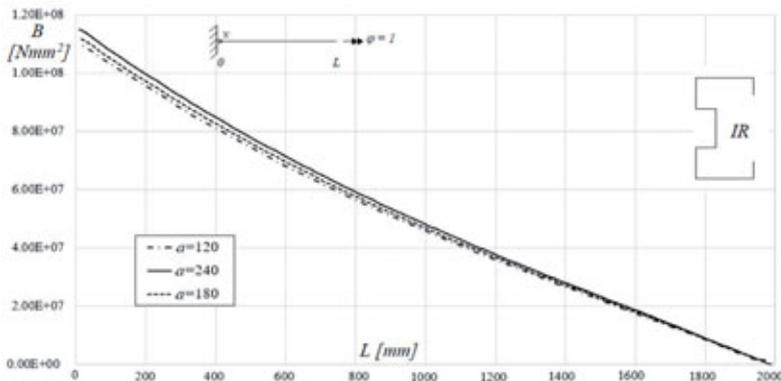


Fig. 8 - Bimoment distribution with different a value, for IR member with total length equal to 2m (FEM results).

the maximum differences are in fact lower than 8%, i.e. negligible for practical design purposes.

Starting from results presented in figure 8, I_{wp} have been calibrated for all the considered cases, by assuming that it can be defined as a function of the gross warping constant (I_{wg}):

$$I_{wp} = \beta I_{wg} \quad (16)$$

More in detail, β is the value that minimizes the differences between the proposed procedure and the FEM results, as showed by the examples proposed in figures 9 - 12. Figures 9 and 10 are related to IR members, with the same global length but different a value. It can be noted that the numerical bimoment is perfectly in agree with the theoretical one when $\beta = 0.8$ for $a = 120$ mm and $\beta = 1.0$ for $a = 240$ mm. Furthermore, figures 11 and 12 are related to RE cross-section having the same a length but different beam total length, 750 mm and 1250 mm, respectively. For both cases β is close to 0.9.

The results obtained for all the considered cases have been summarized in table 3. As expected, the value of β is quite independent from the total profile length, but greatly depends on the parameter a. More in detail it can be stated that:

- when $a = 120$ mm, the reduction of the I_{wg} is not negligible for both the considered profiles being as an average equal to 0.81 and 0.92 for IR and RE members, respectively;
- when $a = 180$ mm, the reduction is still non-negligible for IR members (averaged $\beta = 0.88$) but it appears quite negligible for RE type being $\beta = 0.97$;
- when $a = 240$ mm, as expected, the reduction is negligible for both the considered profiles.

From the obtained results it seems that the reduction of the I_{wg} , accounting for the perforations, depends not only on the perforation height but also on the cross-section shape.

Finally, it is clear that neglecting the presence of the perforations lead to a inexact evaluation of the bimoment and torsion distribution along the beam and hence to a wrong and unsafe estimation of the internal normal and tangential stresses.

4. CONCLUDING REMARKS

Perforated members are frequently used in steel thin-walled cold-formed (TWCF) frames used fir the storage of products owing to the non-negligible advantages associated with a rapid erection, as well as to the possibility to change the interstory height during the service life. Hole influence on the torsional response of mono-symmetric thin-walled steel members has been discussed, focusing attention on the appraisal of the warping constant (I_w). As discussed in the first part of the paper, despite it is quite easy to evaluate the warping constant in TWCF solid cross-section members, the presence of holes hampers the theoretical evaluation of the sectorial area. To overcome this limitation, a theoretical model based on the theory of elasticity is proposed and applied on two

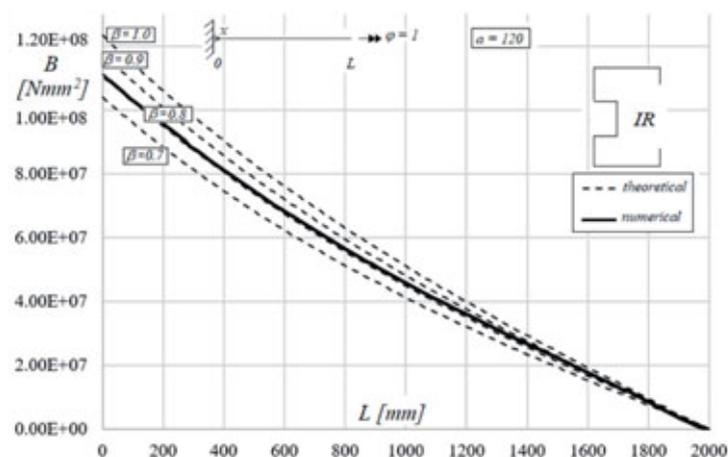


Fig. 9 - I_{wp} calibration for IR member having parameter $a = 120$ mm and $L = 2000$ mm.

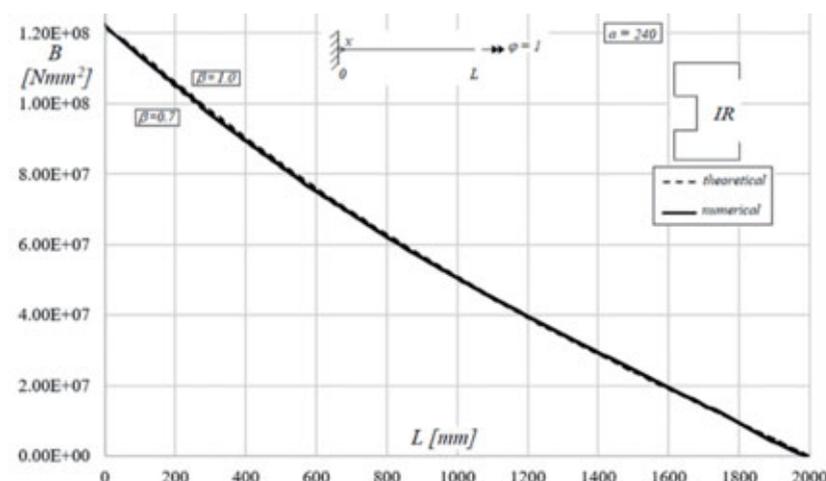


Fig. 10 - I_{wp} calibration for IR member having parameter $a = 240$ mm and $L = 2000$ mm.

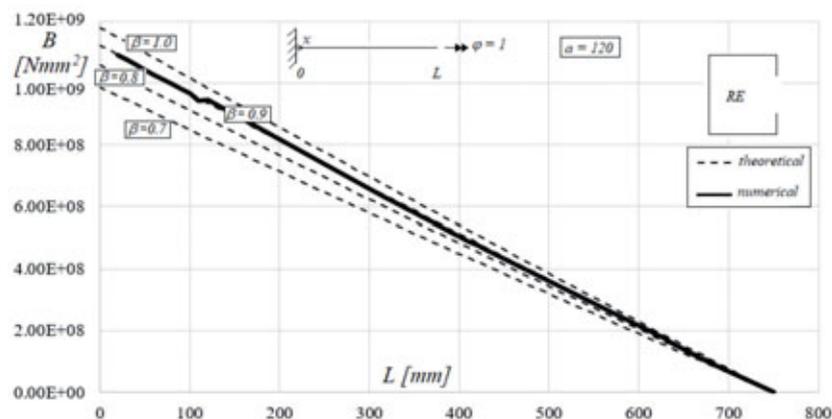


Fig. 11 - I_{wp} calibration for RE member having parameter $a = 120$ mm and $L = 750$ mm. $L = 2000$ mm.

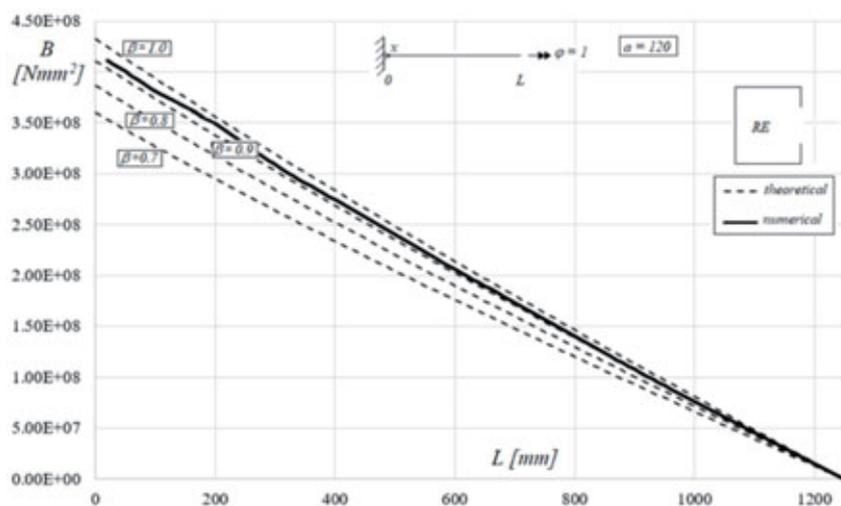


Fig. 12 - I_{wp} calibration for RE member having parameter $a=120$ mm and $L=1250$ mm.

different thin-walled open cross-section members. The total length of the considered member and the height of the holes have been varied to cover a wide range of cases of practical interest for routine design. In particular the term β , that is the reduction of the gross warping constant, has been defined and suitably calibrated for a direct use in practical design.

Finally, it is worth noting that, the proposed results showed a non-negligible influence of the perforation on the reduction of the warping constant and depends on the cross-section shape and hole lengths, but it is quite independent on the total beam length. The procedure discussed in the paper will be applied in the next future to an extensive parametric analysis, that will include a more accurate estimation on the variation of β parameter with respect to the ratio between the length of the perforated zone and the total length of the beam with respect to other cross-sections and variation of the holes position in the plan of the cross-section will also be considered.

L [mm]	750			1250			2000		
a [mm]	120	180	240	120	180	240	120	180	240
IR	0.82	0.90	1.00	0.82	0.85	1.00	0.80	0.88	1.00
RE	0.90	0.95	1.00	0.92	0.95	1.00	0.95	0.98	1.00

Table 3 - β values for the considered cases.

5. ACKNOWLEDGMENTS

Authors would like to express their personal thanks to prof. Armando Gobetti of the Università degli studi di Pavia, for the continuous practical and theoretical support during the development of this research.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Dubina D., Ungureanu V., Landolfo R., Design of cold-formed steel structures. Eurocode 3: Design of steel structures-Part 1-3 design of cold-formed steel structures, Wiley, 2013.
- [2] Tilburgs K., Those peculiar structures in cold-formed steel: “racking and shelving”, Steel construction 6 (2), pp. 95-106, 2013.
- [3] Baldassino N., Zandonini R., Design by testing of industrial racks, Advanced in steel Construction 7(1), pp. 27-47, 2011.
- [4] CEN prEN15512, Steel Static Storage System-Adjustable pallet racking systems – principle for structural design, 2018.
- [5] RMI MH 16.1 Specification for the design, testing and utilization of industrial steel storage racks, Rack Manufacturer Institute, 2008.
- [6] AS 4084 Steel storage racking, Australian Standards, Australia, 2012.
- [7] Vlasov V. Z., Thin Walled Elastic Beams, (II ed.) Israel Program for Scientific Transactions, Jerusalem, 1961.
- [8] Abaqus 2017. Available at www.3ds.com/products-services/simulia/products/abaqus/ (accessed on 2019)

LE PROVE IN GALLERIA DEL VENTO

per i due hangar con struttura in acciaio del parco carbone della nuova centrale termoelettrica di Dubai, UAE

WIND TUNNEL TESTS

for the two coal yard steel sheds of the new power plant in Dubai, UAE

Ph. D. Ing. Fabio Dall'Aglio^{(1)*} Dott. Ing. Giovanni Monini⁽²⁾, Dott. Ing. Alberto Rizzioli⁽²⁾

⁽¹⁾ Consulente di INCICO SpA per le strutture in acciaio

⁽²⁾ INCICO SpA

Il primo gennaio 1992 la Compagnia Elettrica ed il Dipartimento per l'Acqua di Dubai, fondati nel 1959, furono uniti per dare vita a DEWA (Dubai Electricity & Water Authority). Da quella data DEWA è stato il solo fornitore di energia ed acqua del paese. Alla fine del 2013 DEWA aveva una capacità di produzione di energia pari a 9.656 MW. Sulla base delle previsioni di domanda di energia per il futuro, DEWA ha pianificato la costruzione di un nuovo impianto di generazione alimentato a carbone con una capacità di 1.200 MW composto da due unità di cui la prima operativa da marzo 2020. Il presente articolo tratta dei test in galleria del vento condotti per verificare la correttezza delle distribuzioni di pressioni considerate in fase di progetto dei due hangar gemelli di stoccaggio che compongono il parco carbone a servizio dell'impianto di produzione. Il progetto esecutivo degli hangar è stato redatto dalla società cinese HEI (Harbin Electric International), la società italiana INCICO SpA di Ferrara (www.incico.com) è stata incaricata per conto di Dubai Municipality di verificare il progetto esecutivo e di proporre eventuali modifiche migliorative. I test hanno consentito di prendere in considerazione l'amplificazione dinamica degli sforzi a cui sono soggetti gli hangar per effetto dell'interazione tra la natura turbolenta del vento e l'elasticità della struttura e di definire nuove distribuzioni di pressioni di progetto più aderenti al caso particolare rispetto a quanto previsto dalla normativa.

This paper deals with wind tunnel tests conducted to verify the correctness of the pressure distributions considered in the design of the huge coal yard steel shed (2 hangars) for the coal power plant. The project of the hangars has been drafted by the Chinese company HEI (Harbin Electric International), the Italian company INCICO SpA, established in 1980 in Ferrara (www.incico.com), was tasked as third part checker by the Dubai Municipality with monitoring the project and proposing possible improvements. The wind tunnel tests allowed to take into account the dynamic amplification of the stresses to which hangars are subjected, caused by the interaction between the turbulent nature of the wind and the structure elasticity and to define new distributions of design pressures more adherent to this particular case than the provisions of the ASCE 7-10.

*Corresponding author. Email: fabio.dallaglio@ordingbo.it



Fig. 1 - Il sito di costruzione del parco carbone a sud-ovest della città

1. INTRODUZIONE

Il presente articolo tratta delle analisi CFD e dei test in galleria del vento condotti per verificare la correttezza delle distribuzioni di pressioni considerate in fase di progetto esecutivo dei due hangar gemelli di stoccaggio che compongono il parco carbone a servizio della centrale termoelettrica del nuovo impianto di produzione di Dubai situato in prossimità della costa a sud-ovest della città.

Gli hangar, larghi 122 m e lunghi 677 m ciascuno, sono affiancati sul lato lungo ad una distanza di circa 17 m e posizionati sul bordo orientale dell'area occupata dalla centrale termoelettrica.

La struttura metallica di ciascuno dei due hangar, sulla destra nella figura 2, è divisa in 4 parti lunghe circa 160 m ciascuna separate da giunti strutturali ed è formata da una serie di archi disposti ad interasse di 12 m realizzati con traliccio reticolare a sezione



Fig. 2 - Render della centrale termoelettrica

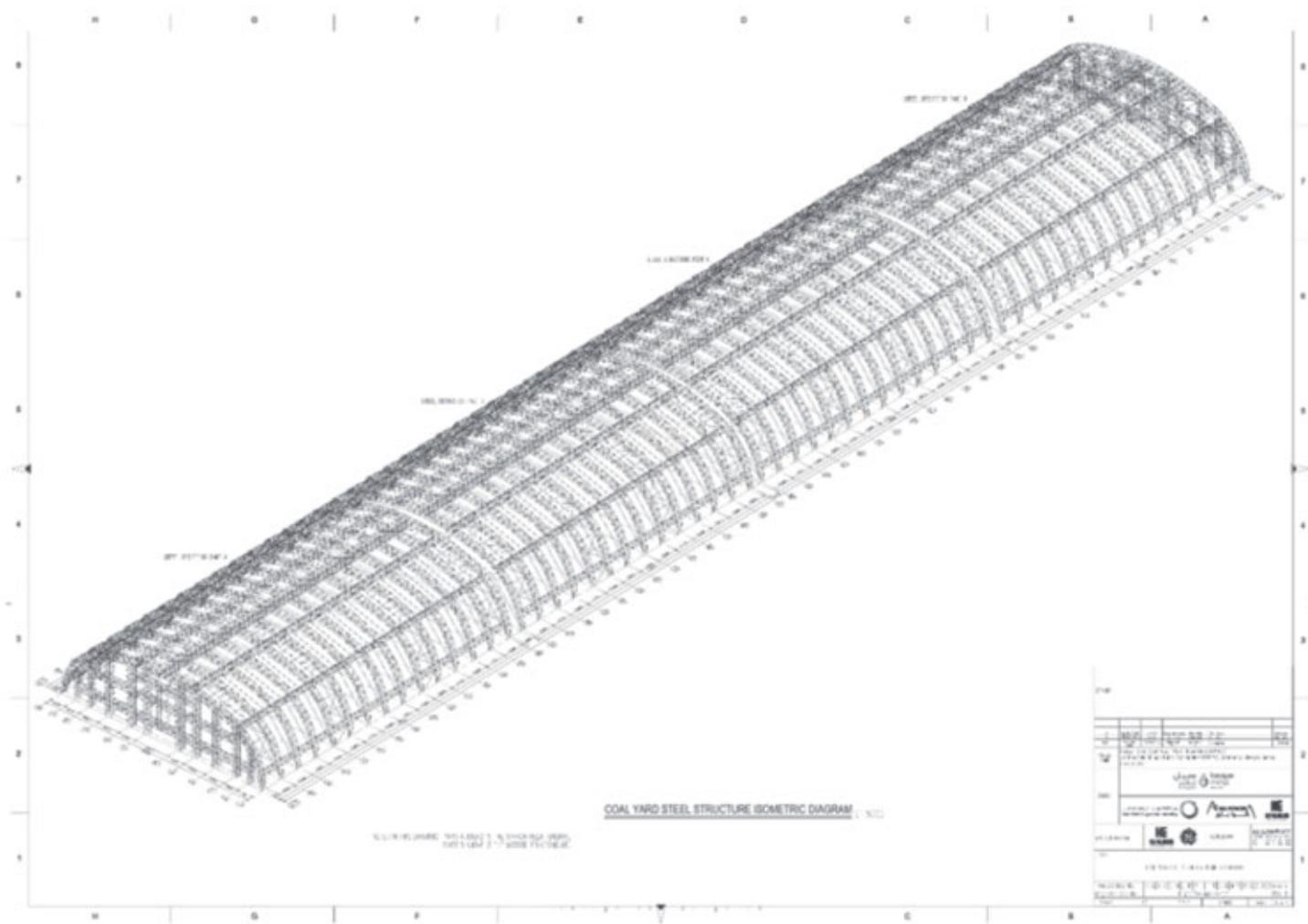


Fig. 3 - Vista 3D di un hangar

triangolare, rinforzato e presollecitato sullo sviluppo intradossale. Gli elementi costituenti il traliccio sono tubolari mentre l'elemento preteso è in fune spiroidale.

Gli archi sono mutuamente collegati da travi longitudinali tralicciate e ognuna delle 4 parti presenta 4 controventi di falda che stabilizzano orizzontalmente gli archi. Anche le travi longitudinali come

gli elementi di controvento sono realizzate con elementi tubolari. Completano la struttura gli arcarecci in tubi rettangolari e il manto di copertura in lamiera grecata.

La struttura è realizzata con i materiali riportati in tabella 1.

La verifica del progetto esecutivo si è focalizzata su alcune criticità tra cui il controllo della correttezza del campo di pressioni del vento.

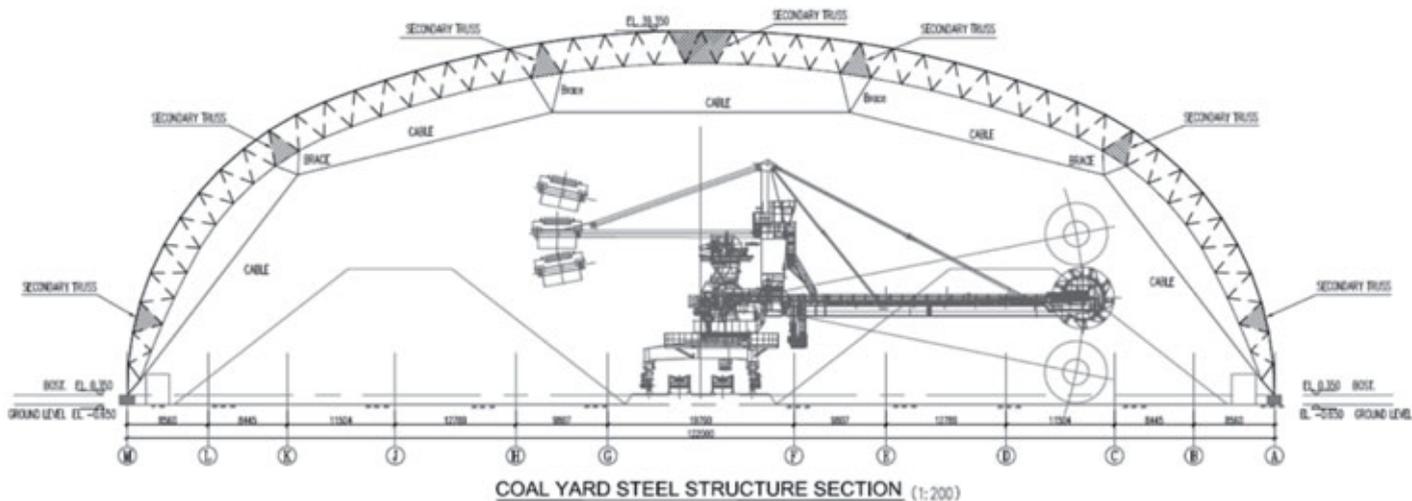


Fig. 4 - Sezione trasversale di un hangar



Fig. 5 - Pianta e sezione longitudinale di un hangar

In particolare il progetto esecutivo è basato sui carichi previsti dalla norma Americana ASCE 7-10 che tuttavia non contempla forme sufficientemente approssimanti l'arco policentrico che caratterizza la sezione trasversale degli hangar e nemmeno un criterio per valutare l'interazione dei due corpi disposti a distanza molto ravvicinata rispetto le dimensioni planimetriche degli stessi.

INCICO ha proceduto quindi con un'analisi numerica CFD preliminare semplificata su modello 2D rappresentativo della sezione

trasversale degli hangar (conclusa con il contributo degli Ingegneri Luca Patruno e Mattia Ricci), poi con i test in galleria del vento su modello fisico in scala, effettuati dalla società tedesca Wacker Ingenieure.

I test hanno consentito di prendere in considerazione l'amplificazione dinamica degli sforzi a cui sono soggetti gli hangar per effetto dell'interazione tra natura turbolenta del vento ed elasticità della struttura e di definire nuove distribuzioni di pressioni di progetto più aderenti al caso particolare rispetto a quanto previsto dalla normativa.

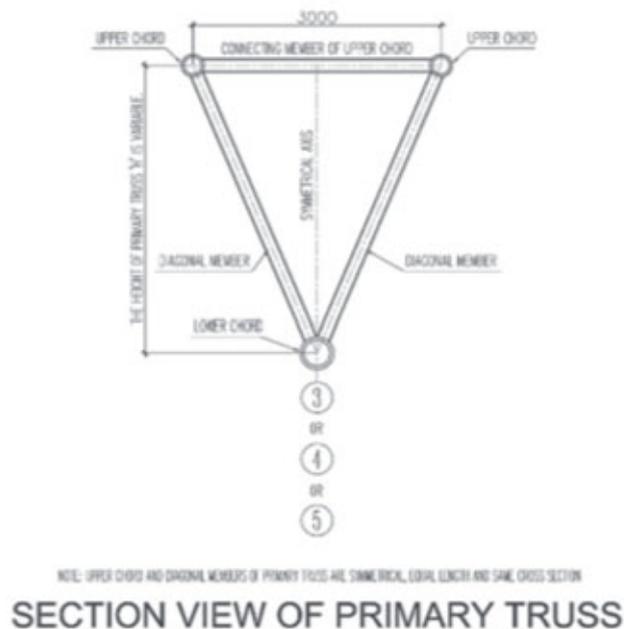


Fig. 6 - Sezione del traliccio degli archi

2. AZIONE DEL VENTO DI PROGETTO ESECUTIVO

I carichi del vento sulle strutture sono determinati nel progetto esecutivo degli hangar redatto dalla società cinese HEI, secondo la procedura stabilita nella norma americana ASCE 7-10, in accordo con le richieste della committente Dubai Municipality.

Secondo le indicazioni della norma, facendo riferimento ai dati storici delle stazioni di rilevamento meteo presenti in prossimità del sito di costruzione, la velocità di riferimento del vento (misurata con periodo di ritorno di 50 anni, a 10 m di altezza suolo, su raffica di 3 s di durata) è di 162 km/h. Considerando categoria di rischio III e periodo di ritorno di 1700 anni, parametri stabiliti in accordo con DEWA, il valore di riferimento della velocità secondo ASCE7-10 diventa 219 km/h.

Quindi il calcolo dell'azione del vento basato sulla norma ASCE 7-10 è stato condotto da HEI facendo riferimento ai parametri presenti

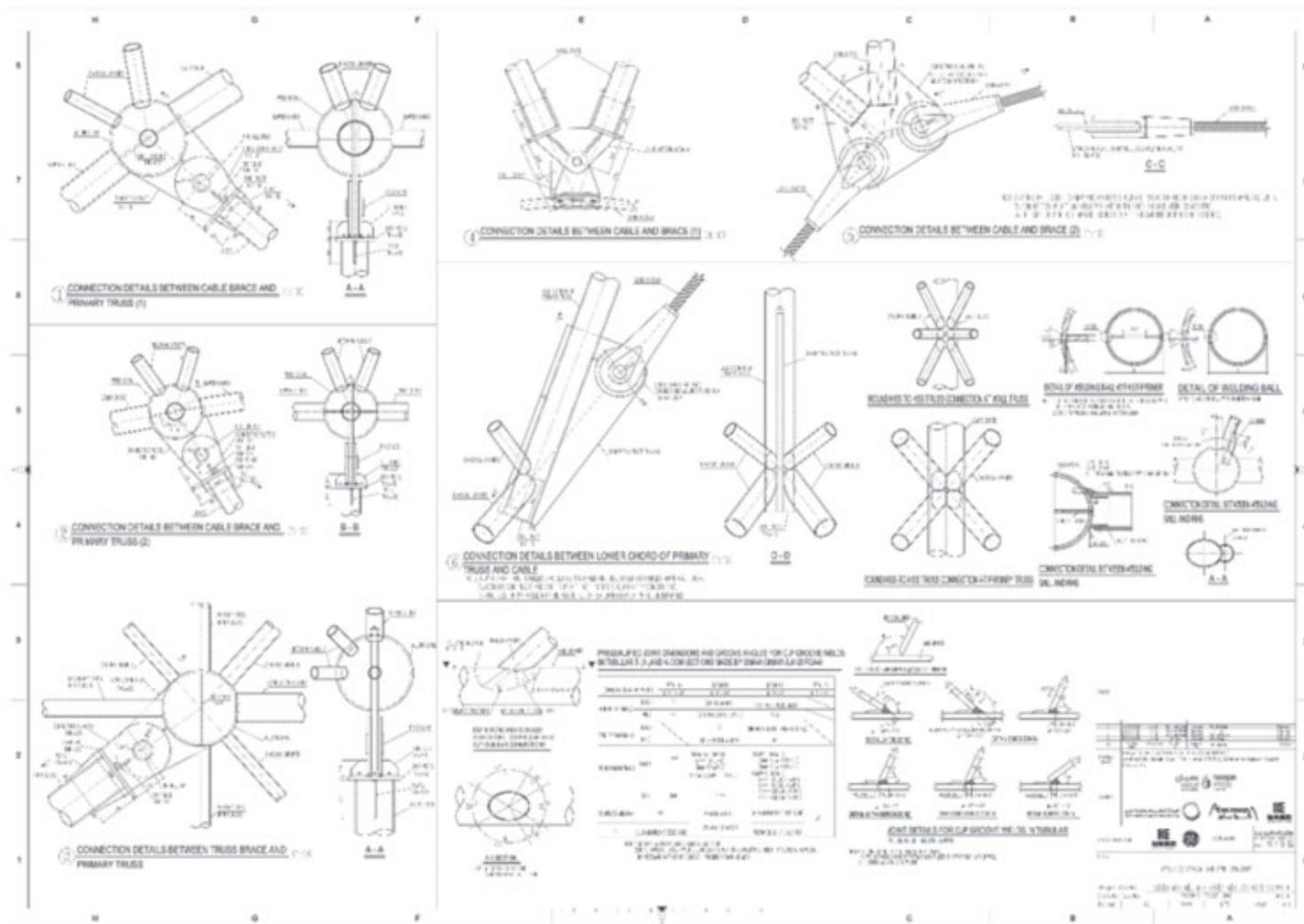


Fig. 7 - Dettagli costruttivi dei nodi

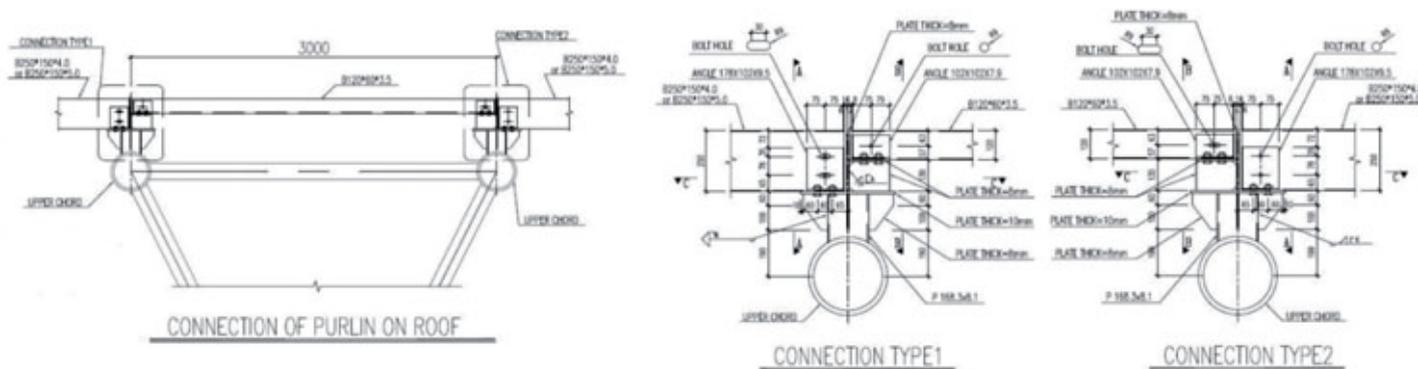


Fig. 8 - Dettagli costruttivi degli arcarecci

- 4.1 GENERAL STEEL ELEMENTS
- STRUCTURAL STEEL WIDE FLANGE SHAPES AND SECTIONS CUT FROM WIDE FLANGE SHAPES: ASTM A992 ($F_y = 50\text{ksi}, 345\text{MPa}$)
 - STRUCTURAL STEEL CHANNEL/ANGLES/PLATE: ASTM A36
 - STRUCTURAL STEEL CHANNELS, ANGLES OF HIGH STRENGTH MATERIAL (ALTERNATE, IF REQUIRED BY CONNECTION DESIGN): ASTM A572 ($F_y = 50\text{ksi}, 345\text{MPa}$)
 - STRUCTURAL PLATE, HIGH STRENGTH MATERIAL: ASTM A572, ($F_y = 50\text{ksi}, 345\text{MPa}$)
 - RECTANGULAR HSS: ASTM A501 GRADE A AND GRADE B OR ASTM A500 / A500M, GRADE B
 - ROUND HSS, ASTM A501 GRADE B. REDUCTION OF 0.02 PERCENTAGE POINT BELOW THE SPECIFIED MAXIMUM FOR CARBON, AN INCREASE OF 0.12 PERCENTAGE POINT ABOVE THE SPECIFIED MAXIMUM FOR MANGANESE IS PERMITTED.
 - CABLE: ASTM A586 (COVERED BY PE COATING)
 - PURLIN: ASTM A500/A500M, GRADE C ($F_y=354\text{MPa}$)
 - PE COATING:
 1. Tensile stress at break: $> 25\text{Mpa}$
 2. Tensile yield stress: $> 15\text{Mpa}$
 3. Crack nominal strain: $> 400\%$

Tab. 1 - Materiali impiegati



Fig. 9 - Vista interna della struttura in fase di costruzione



Fig. 10 - Dettaglio dell'imposta degli archi

nella tabella 2.

In merito ai parametri che caratterizzano l'azione del vento di progetto è possibile riportare alcune osservazioni:

1. la norma non consente di tenere in conto in maniera esplicita dell'eventuale interazione aeroelastica tra struttura e vento se non attraverso il fattore di raffica G_f ; inoltre in progetto esecutivo il parametro G_f è stato assunto pari a 0,85 come indicato in ASCE 7-10 per strutture rigide senza approfondimenti sulla correttezza dell'assegnazione agli archi che costituiscono gli hangar della categoria di strutture rigide;
2. la norma non consente di tenere in conto in alcun modo degli effetti di interazione dovuti alla vicinanza dei due hangar;

3. i fattori di forma considerati in accordo con i due schemi riportati nella figura 11, rispettivamente per vento perpendicolare e parallelo alla dimensione maggiore delle strutture, non sono calibrati esattamente sul caso della geometria degli archi policentrici. Il controllo effettuato da INCICO, oltre ad una verifica generale della progettazione, si è focalizzato quindi su questi tre aspetti.

3. ANALISI CFD E VALUTAZIONE DEL FATTORE DI RAFFICA G_f
 In via preliminare, tenute in opportuna considerazione le incertezze insite in questo approccio di calcolo, si è proceduto ad una analisi CFD semplificata su un modello bidimensionale che rappresenta la sezione trasversale della struttura con lo scopo di stimare gli effetti

Calcolo dell'azione del vento basato sulla norma ASCE 7-10 è stato condotto da HEI	
Velocità di riferimento del vento con periodo di ritorno di 50 anni	45 m/sec
Velocità di riferimento del vento con periodo di ritorno 1700 anni	61 m/sec
Categoria di esposizione	D = III
Fattore di forma (o di pressione)	K_z (come da schemi di figura 11)
Fattore di topografia	$K_{zt} = 1,0$
Fattore di direzionalità (ASCE7-10, Tabella 26.6-1)	$K_d = 0,85$
Categoria di rischio	III
Fattore di raffica	0,85

Tab. 2

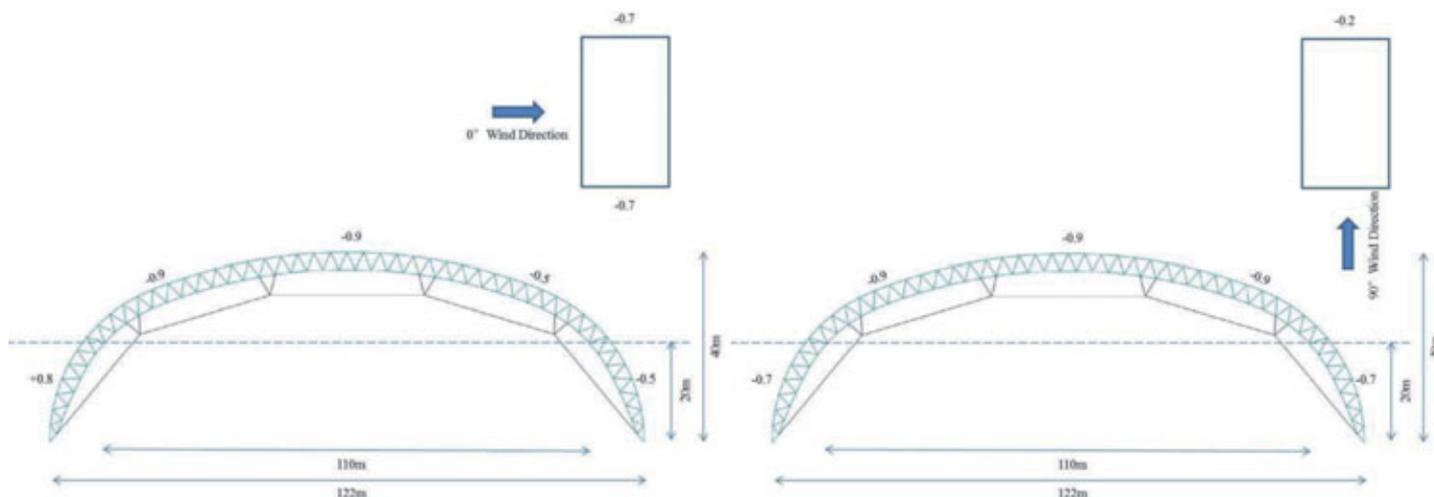


Fig. 11 - Fattori di forma per vento ortogonale e parallelo all'asse degli hangar

di interazione geometrica tra i due hangar e valutare l'attendibilità dei fattori di forma (o fattori di pressione) considerati in fase di progetto esecutivo. Si è inoltre provveduto ad una stima del fattore di raffica in base alle caratteristiche dinamiche della struttura.

La valutazione dell'importanza di eventuali fenomeni di natura aeroelastica è demandata completamente alla sperimentazione su modello fisico.

3.1 Premessa

Le strutture immerse nello strato atmosferico di confine (denominato ABL) sono soggette a distribuzioni di pressione variabili nel tempo che potrebbero portare ad una notevole amplificazione dinamica dei carichi dovuti al vento. In particolare, le pressioni che agiscono sulle superfici esposte all'azione del vento possono essere suddivise in una componente mediata nel tempo e in un campo di pressione fluttuante. La prima, vale a dire la componente mediata nel tempo, è correlata alla velocità media del vento mentre la seconda, ovvero la parte fluttuante, è originata da tre distinti fenomeni: dal comportamento aerodinamico locale della struttura, dall'interazione con le strutture circostanti o con qualsiasi altro ostacolo al flusso del vento e dalle fluttuazioni turbolente naturalmente presenti nello strato atmosferico di confine.

In accordo con la distinzione appena descritta, la risposta strutturale all'azione del vento può essere suddivisa in un contributo mediato nel tempo, originato dal campo di pressione media, e in un contributo dinamico, originato dal campo di pressione fluttuante. Tale contributo dinamico è di solito esso stesso suddiviso in un contributo di fondo, dovuto alla turbolenza atmosferica che eccita la struttura principalmente in modo quasi statico (cioè senza sostanziali amplificazioni dinamiche) e in un contributo risonante per il quale l'amplificazione dinamica non è trascurabile.

La valutazione dell'azione del vento sugli edifici è ulteriormente complicata dal fatto che i valori di picco del campo di pressione di solito non si registrano contemporaneamente su tutta la struttura,

portando così a riduzioni del carico effettivo da vento rispetto ai valori di picco locali quando si considera la risposta globale.

La valutazione del carico da vento sugli hangar della centrale a carbone di Dubai è stata eseguita secondo la norma ASCE 7-10. In particolare, tale norma adotta come velocità di progetto del vento la velocità media misurata su una raffica di 3 secondi che, di per sé, tiene già parzialmente in conto dell'effetto della turbolenza atmosferica. Inoltre, al fine di considerare gli effetti dinamici indotti dalla componente fluttuante del vento, viene introdotto (ASCE 7-10, 26.9.1) il fattore di raffica, G_f . In particolare l'analisi viene eseguita supponendo che la risposta dinamica della struttura possa essere convenientemente ottenuta amplificando la risposta al campo di pressione mediata nel tempo attraverso un coefficiente adeguatamente definito, vale a dire il fattore di raffica G_f .

Il calcolo di tale coefficiente è differenziato per le strutture rigide, per le quali la parte risonante della risposta ha un'importanza limitata (ASCE 7-10, 26.9.4) e per le strutture flessibili (ASCE 7-10, 26.9.5) per le quali la risposta risonante deve essere considerata. La distinzione tra queste due categorie si ottiene definendo 'strutture rigide' quelle caratterizzate da una frequenza naturale minima superiore a 1 Hz. Per le strutture rigide è possibile evitare il calcolo di G_f e assumerlo pari a 0,85 mentre per le strutture flessibili è necessario procedere alla sua valutazione.

In progetto esecutivo è stato assunto $G_f = 0,85$ senza motivare tale scelta.

3.2 Valutazione del fattore di raffica G_f

La frequenza naturale del primo modo di vibrare dei due corpi terminali di ciascuno dei due hangar di Dubai (parte A e parte D) è pari a $f_1 = 0,642$ Hz, mentre vale $f_1 = 0,604$ Hz per i due corpi centrali (parte B e parte C).

Essendo che la frequenza naturale del primo modo di vibrare risulta in entrambe i casi inferiore ad 1 Hz, è necessario valutare il fattore di raffica G_f considerando la struttura flessibile in accordo con

quanto indicato in ASCE 7-10, par 26.9.5.

Considerando le caratteristiche del vento:

Categoria di esposizione	D
v(m/s - km/h)	61 - 219
h(m)	40

e le caratteristiche geometriche della struttura per vento agente in direzione parallela alla sezione trasversale dell'hangar:

B = Lunghezza di ciascuna delle 4 parti (m)	170
h = Altezza (m)	40
L = Luce degli archi (m)	122

e per vento agente in direzione parallela alla direzione longitudinale:

B = Luce degli archi (m)	122
h = Altezza (m)	40
L = Lunghezza di ciascuna delle 4 parti (m)	170

Si ottiene il valore di G_f calcolato per le due direzioni di incidenza del vento che risulta:

$$G_{f,transv} = 0,925 \frac{1 + 1,7I_{(z)} \sqrt{g_q^2 Q^2 + g_r^2 R^2}}{1 + 1,7I_z} = 0,8704$$

e

$$G_{f,long} = 0,884$$

Per entrambe le direzioni del vento i fattori di raffica sono di poco superiori al valore 0,85 che può essere adottato per le strutture rigide. Tale risultato conferma nella sostanza le assunzioni di progetto esecutivo ed indica che, secondo l'approccio ASCE, gli hangar non sono soggetti a significativi fenomeni di amplificazione aeroelastica delle azioni da vento.

A conclusione delle valutazioni sul fattore di raffica G_f che è lo strumento normativo utile alla stima della sensibilità della struttura nei riguardi di amplificazione aeroelastica delle azioni, è stata effettuata una analisi di sensitività finalizzata a valutare le variazioni di G_f in funzione della variazione dei parametri che ne influenzano il calcolo. La figura 12 riporta la variazione di G_f al variare della frequenza naturale e dell'altezza dell'hangar con vento trasversale (a) e con vento longitudinale (b). I risultati ottenuti utilizzando i parametri di costruzione precedentemente menzionati sono riportati con il punto nero.

Analogamente la figura 13 riporta la variazione di G_f al variare delle caratteristiche geometriche dell'hangar con vento trasversale (a) e con vento longitudinale (b), e la figura 14 riporta la variazione di G_f al variare del coefficiente di smorzamento e della prima frequenza naturale.

3.3 Simulazioni CFD

I modelli numerici basati sulle tecniche di fluidodinamica computazionale (CFD) consentono di simulare il flusso del vento e la distribuzione della pressione attorno agli edifici. Nonostante la potenza

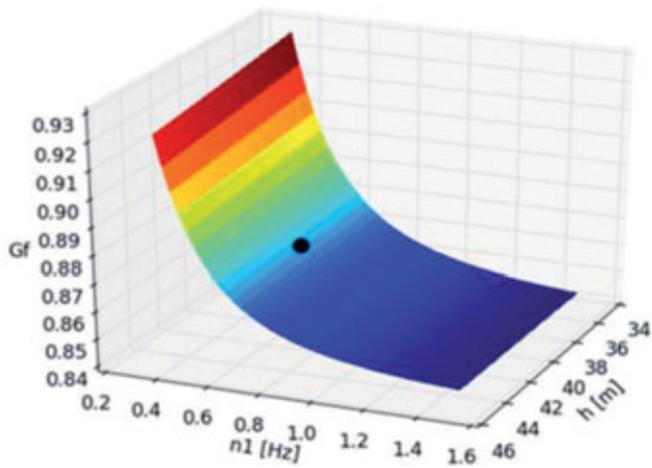
di tali metodologie, è importante sottolineare come tali simulazioni si siano rivelate spesso estremamente sensibili ai modelli matematici adottati nelle approssimazioni necessariamente introdotte per discretizzare e risolvere le equazioni che governano il flusso del fluido. Tale sensibilità è intrinsecamente correlata alla presenza di turbolenza, che è un fenomeno casuale, tridimensionale, caotico e multi-scala. In particolare, tale ultima caratteristica indica che in un flusso turbolento coesistono grandi vortici, caratterizzati da dimensioni paragonabili a quelle del corpo immerso, con vortici estremamente piccoli, la cui dimensione caratteristica è di diversi ordini di grandezza inferiore a quella dei più grandi. Una soluzione completamente soddisfacente e robusta del flusso del fluido dovrebbe tenere in conto di tutte queste caratteristiche, rendendo la sua simulazione numerica estremamente onerosa e sostanzialmente impossibile nella fase attuale dell'evoluzione tecnologica per le applicazioni di ingegneria civile.

Al fine di superare tali difficoltà, in CFD sono stati introdotti dei "modelli di turbolenza" con l'obiettivo di simulare esplicitamente solo il campo di velocità mediato nel tempo e i vortici più grandi. Seguendo tale approccio i vortici più piccoli non sono modellati in maniera esplicita (ottenendo così una forte riduzione degli oneri computazionali) ma viene utilizzato un "modello di turbolenza" che tiene in conto dei loro effetti sul campo di velocità mediato nel tempo. Tale risultato si ottiene generalmente modificando la viscosità locale del fluido. È quindi importante notare che le simulazioni CFD non corrispondono alla soluzione esatta delle equazioni che governano il flusso del fluido ma, piuttosto, impiegano equazioni modificate allo scopo di imitare le equazioni del flusso e facilitarne lo studio. Il campo di flusso valutato sarà generalmente diverso da quello reale e potrebbe corrispondere ad esso con buona approssimazione solo rispetto ad alcuni degli aspetti particolari che lo caratterizzano.

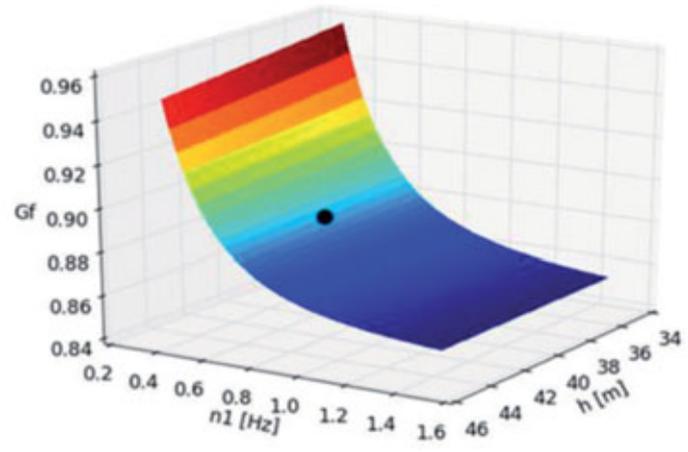
I modelli di turbolenza utilizzati nelle simulazioni CFD sono generalmente identificabili in due gruppi principali:

- ✓ RANS (Reynolds-averaged Navier-Stokes equations): sono i modelli usati per simulare solo il campo di flusso mediato nel tempo evitando la trattazione esplicita dell'instabilità. Possono essere utilizzati modelli bidimensionali e soluzioni stazionarie nonostante il fatto che la turbolenza abbia sempre carattere tridimensionale ed instabile e sono i modelli generalmente adottati per le applicazioni di ingegneria civile;
- ✓ LES (Large Eddy Simulation): sono i modelli utilizzati per valutare il flusso mediato nel tempo insieme ai fenomeni di grande e media turbolenza. I modelli devono essere sempre tridimensionali e sono utilizzati principalmente per applicazioni avanzate e attività di ricerca.

Il tempo di calcolo richiesto dal secondo approccio è generalmente compreso tra due e tre ordini di grandezza in più rispetto a quello richiesto dal primo.

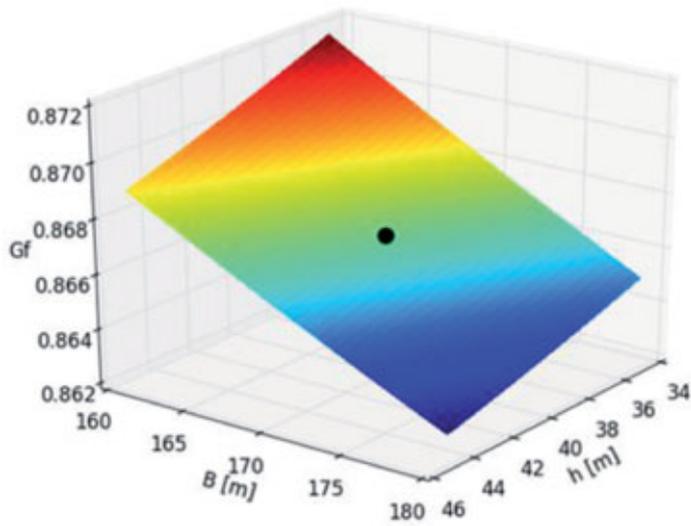


(a)

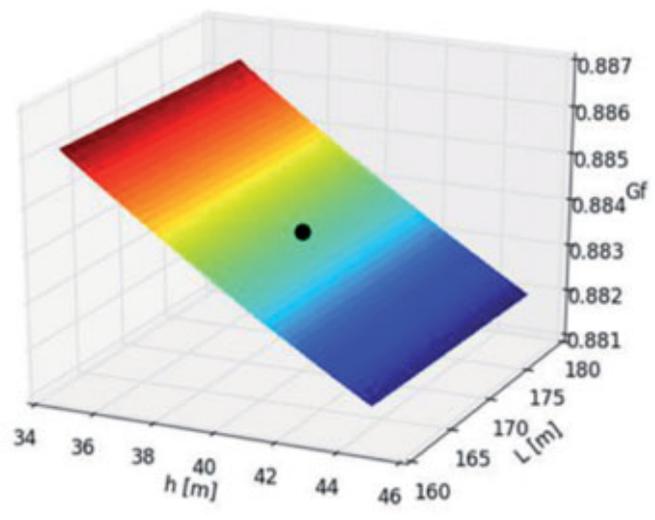


(b)

Fig. 12 - Variazione di G_f in funzione della frequenza e dell'altezza della copertura

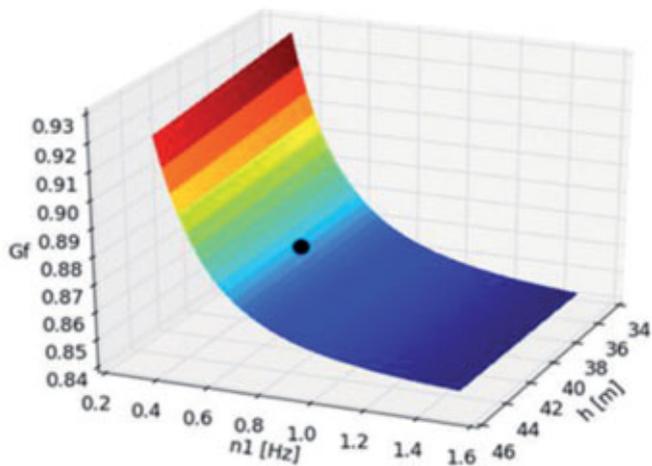


(a)

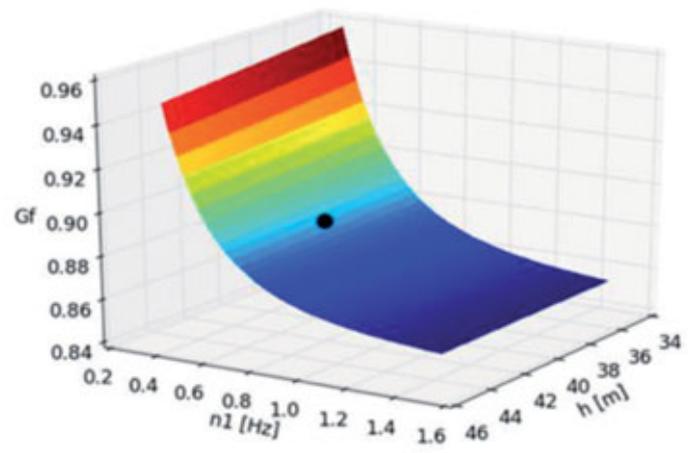


(b)

Fig. 13 - Variazione di G_f in funzione delle caratteristiche geometriche della struttura



(a)



(b)

Fig. 14. Variazione di G_f in funzione del coefficiente di smorzamento e della prima frequenza naturale

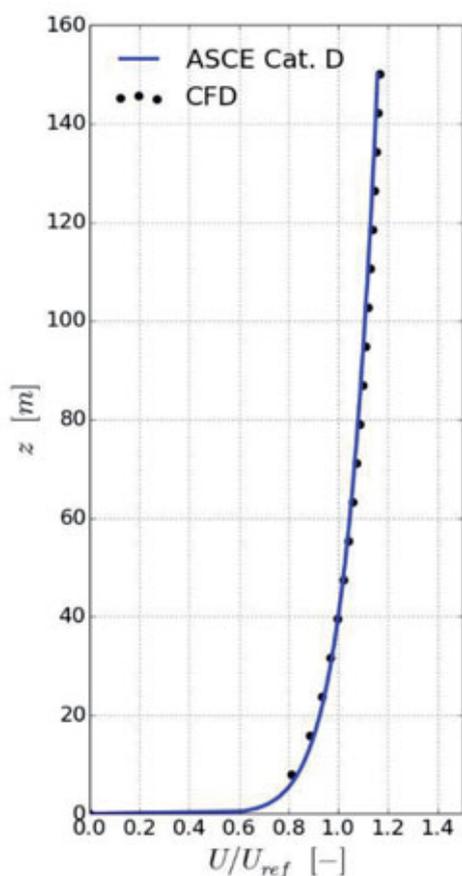


Fig. 15 - Confronto tra il target e il profilo di velocità considerato nelle analisi CFD

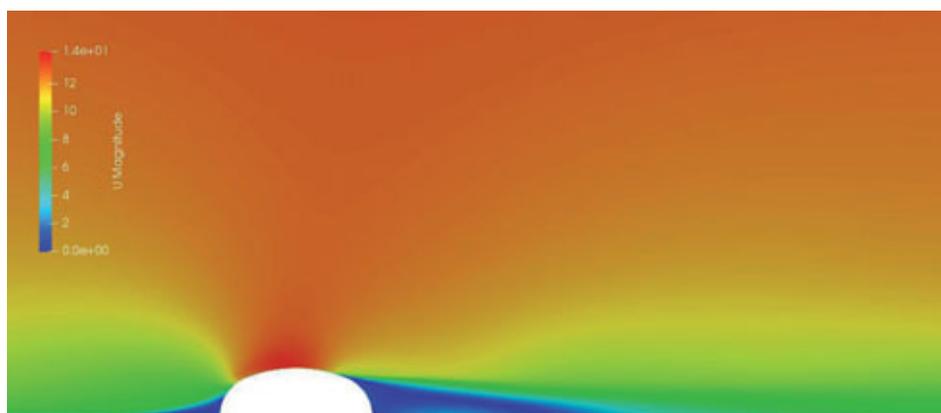


Fig. 16 - Distribuzione della velocità del vento (m/sec) per l'hangar isolato.

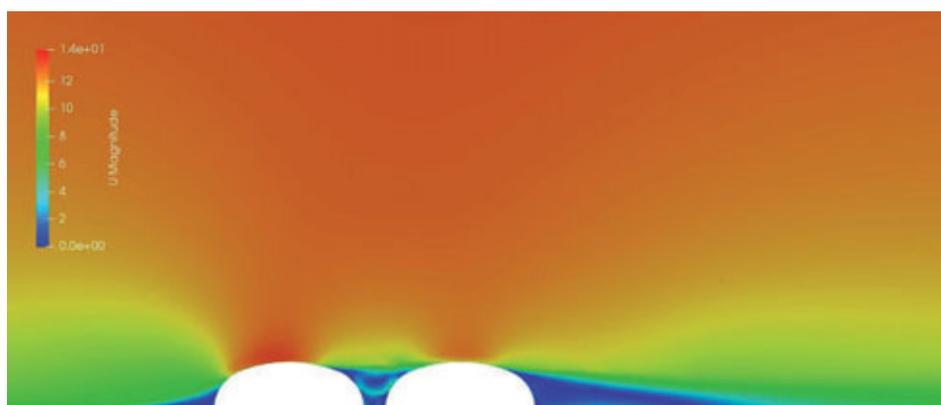


Fig. 17 - Distribuzione della velocità del vento (m/sec) per i due hangar affiancati.

La necessità di adottare modelli di turbolenza RANS o LES per applicazioni particolari e la stima del grado di confidenza che può essere attribuito ai risultati ottenuti devono essere sempre valutate con estrema attenzione da parte degli ingegneri in funzione del caso particolare oggetto di indagine.

La progettazione strutturale della centrale elettrica di Dubai, in accordo con la norma ASCE 7-10, richiede da un lato di individuare un valore appropriato del fattore di raffica G_f (necessario per tenere in conto della eventuale risposta risonante della struttura alla turbolenza presente nell'ABL) e, dall'altro lato, richiede di stimare la distribuzione della pressione mediata nel tempo facendo riferimento a forme costruttive comuni riportate nella norma o in altri documenti di comprovata validità.

Per quanto riguarda il primo problema, appurato che i modelli di turbolenza RANS non sono in grado di simulare accuratamente il comportamento instabile della turbolenza atmosferica e la sua interazione con la struttura, non è possibile adottare questo tipo approccio per valutare il valore di G_f . Tale valore dovrà quindi necessariamente essere quantificato in accordo con ASCE 7-10 (o mediante altri metodi di validità comprovata) come già discusso nel paragrafo precedente.

Per quanto riguarda il secondo problema è possibile adottare simulazioni RANS semplificate per valutare il campo di pressione mediato nel tempo che agisce sulla struttura. I risultati forniti da

queste simulazioni hanno lo scopo di rappresentare un termine di confronto per le distribuzioni di pressione dedotte dalle indicazioni della norma per la geometria dell'edificio in oggetto o per una geometria simile. Va comunque ricordato che le distribuzioni di pressione previste dalla norma sono state ottenute mediante prove in galleria del vento e quindi hanno un'affidabilità superiore rispetto alle simulazioni RANS. Esse vanno quindi preferite quando le caratteristiche geometriche dell'edificio ne consentono una realistica applicazione.

Tuttavia, nell'ambito del progetto degli hangar di Dubai, la presenza di due strutture di dimensioni estremamente grandi a distanza molto ravvicinata l'una dall'altra, circostanza che non è presa in considerazione da ASCE 7-10 o da altri codici sulle costruzioni, suggerisce fortemente di investigare l'interazione tra gli edifici per mezzo di simulazioni RANS.

Sulla sezione trasversale della struttura sono quindi state eseguite simulazioni bidimensionali CFD RANS al fine di valutare il campo di pressione mediato nel tempo che agisce sia sul singolo hangar che sui due corpi accoppiati.

Il profilo di velocità del vento mediato nel tempo che investe gli hangar è stato imposto in accordo con quanto indicato in ASCE 7-10 per categoria di suolo di tipo D. Nella figura 15 è riportato un confronto tra il profilo di velocità target della normativa e quello utilizzato nelle analisi numeriche.

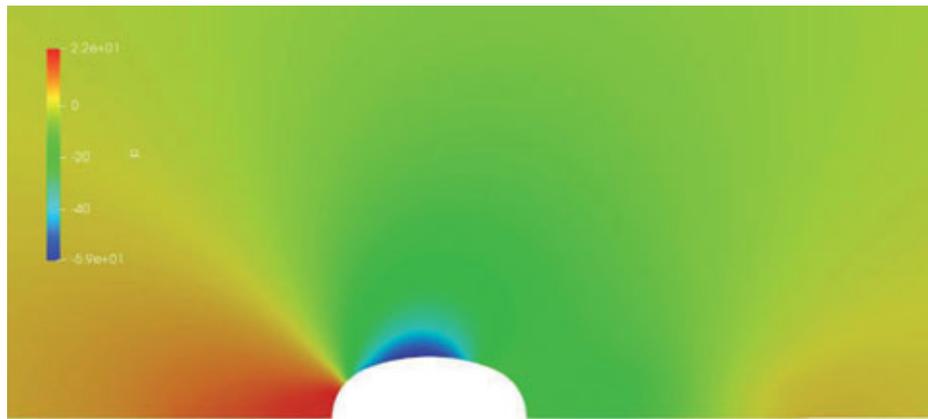


Fig. 18 - Distribuzione della pressione (Pa) per l'hangar isolato.

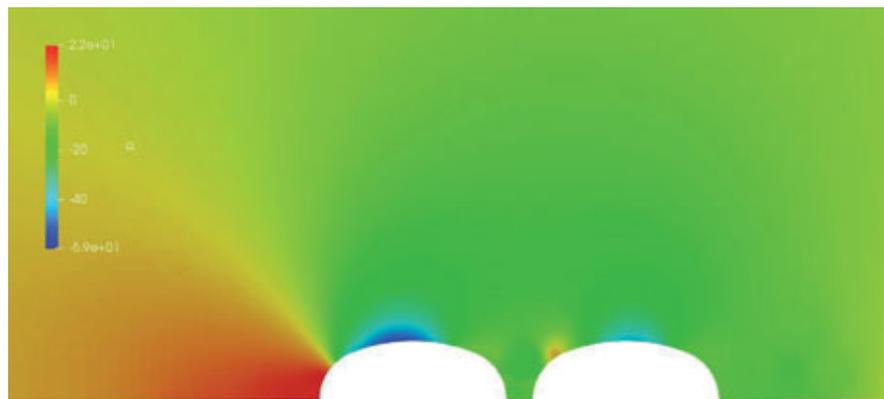


Fig. 19. Distribuzione della pressione (Pa) per i due hangar affiancati.

In figura 16 è mappata la distribuzione delle velocità del flusso di vento in prossimità dell'hangar isolato, mentre in figura 17 è mappata la distribuzione delle velocità nel caso dei due hangar affiancati. L'hangar isolato rappresenta una condizione transitoria riscontrabile durante la costruzione dell'impianto, mentre i due corpi affiancati rappresentano la configurazione finale di esercizio della centrale. Come prevedibile, a causa della vicinanza delle due strutture, si crea una zona di ricircolo del flusso di aria per cui i due hangar si comportano effettivamente dal punto di vista aerodinamico come un unico corpo.

Ciò è indirettamente confermato anche dalla buona velocità di convergenza verso la soluzione delle analisi numeriche.

La distribuzione della pressione in prossimità dell'hangar isolato è

mappata in figura 18 mentre la configurazione con due hangar è mappata in figura 19. Va ricordato che tali pressioni sono calcolate nelle analisi numeriche con riferimento ai valori $U_{ref} = 10$ (m/sec) e $z_{ref} = 40$ (m) così che andrebbero rapportate ad una pressione dinamica pari a $q_{ref} = U_{ref}^2 / 2 = 50$ (Pa).

Si possono quindi determinare i coefficienti di pressione dal rapporto $c_p = p/q_{ref}$.

La figura 20 rappresenta quindi la distribuzione dei valori del coefficiente di pressione C_p lungo lo sviluppo della sezione trasversale dell'hangar nel caso di struttura isolata.

L'andamento di C_p appare in buon accordo con quanto previsto dalla norma, tuttavia si riscontra una zona prossima alla chiave dell'arco in cui i valori sono leggermente superiori rispetto a quanto indicato

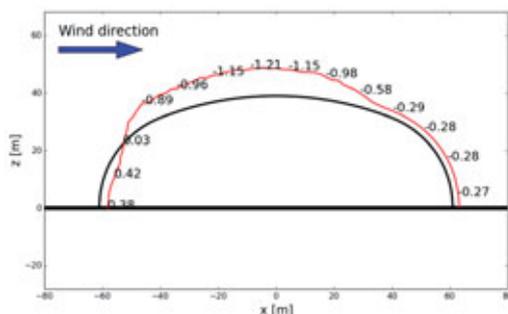


Fig. 20 - Distribuzione del coefficiente di pressione per l'hangar isolato.

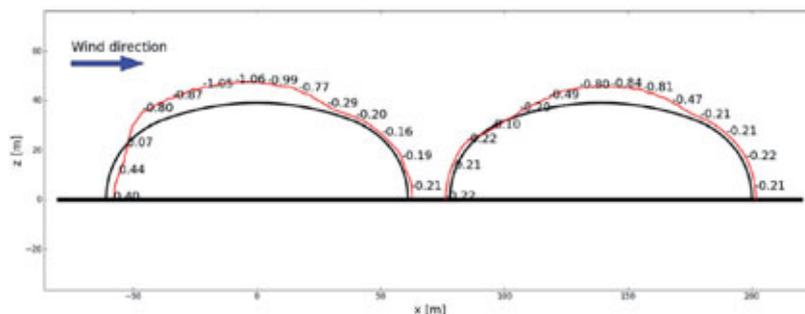


Fig. 21. Distribuzione del coefficiente di pressione per i due hangar affiancati.

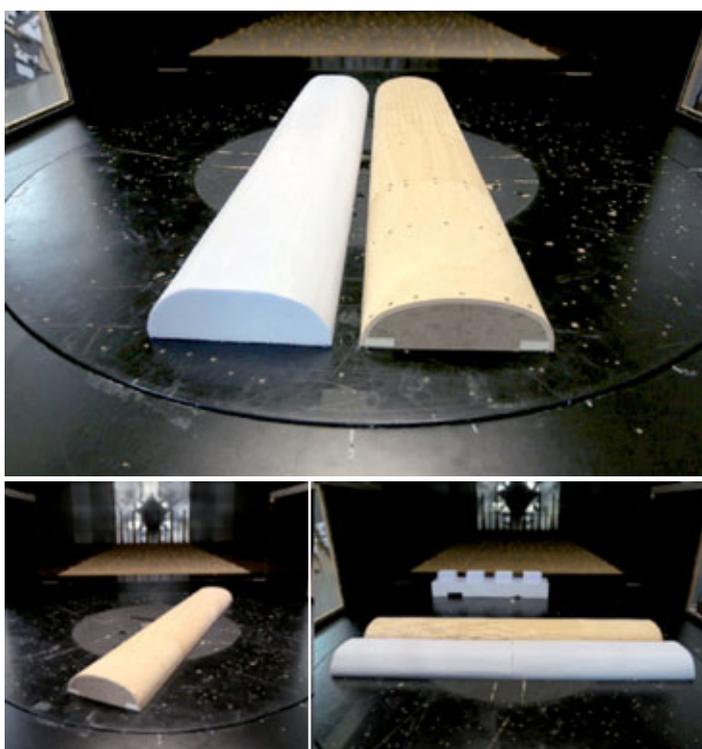


Fig. 22 - Il modello dei due hangar in scala 1:500 in galleria del vento

in ASCE 7-10 come anche all'imposta nella zona sopravvento dove si ha depressione.

La figura 21 fornisce l'andamento del coefficiente di pressione quando vengono considerati i due hangar accoppiati per i quali valgono le stesse osservazioni fatte per la struttura isolata.

4. TEST IN GALLERIA DEL VENTO

Wacker Ingenieure Consulting Wind Engineers è stata incaricata da INCICO di eseguire lo studio in galleria del vento per la determinazione della distribuzione delle pressioni sulla superficie esterna degli hangar al fine di validare i calcoli condotti da HEI in fase di progetto esecutivo della struttura, del rivestimento e dei dettagli costruttivi. Le prove in galleria del vento sono state eseguite in accordo con le indicazioni contenute in ASCE 49-12, ASCE 7-10 e in EN 1991-1-4, e sono stati tenuti in considerazione i criteri significativi per una corretta modellazione fisica relativamente alla somiglianza geometrica del modello e alla somiglianza del flusso del vento incidente.

4.1 Misura delle pressioni

Per la misura delle pressioni è stato realizzato un modello in scala 1:500 sulla base dei disegni di progetto esecutivo. In accordo con le indicazioni di INCICO, benchè la condizione provvisoria di un solo hangar costruito potesse non essere presa in considerazione, a favore di completezza dello studio, tale configurazione è stata comunque indagata come fatto anche in fase di analisi numerica CFD.

Uno dei due hangar riprodotti in scala 1:500 è stato dotato di 250 sensori di misura della pressione sulla superficie esterna distribuiti secondo lo schema riportato in figura 23. Dal momento che l'hangar

è completamente rivestito senza aperture di dimensioni significative ad eccezione delle porte principali sulle due testate (che comunque dovranno rimanere chiuse durante eventi di tempesta di vento) non sono state effettuate misurazioni della pressione interna.

I test sono stati condotti in una galleria del vento a bassa velocità a circuito aperto dotata di una sezione di prova di circa 12,00 m di lunghezza, 2,05 m di larghezza e 1,85 m di altezza.

Durante i test sono stati simulati un profilo del vento e caratteristiche di turbolenza del flusso simili a quelli del sito di costruzione della centrale elettrica, mediante l'utilizzo di generatori di vortici all'ingresso della galleria e mediante elementi di rugosità disposti sul pavimento del tunnel. Per determinare i parametri che descrivono il flusso (profilo del vento medio e profilo di intensità della turbolenza), sono state effettuate numerose misurazioni in campagna mediante tubi di Pitot e anemometri.

Il modello dell'edificio è stato quindi montato su un piatto girevole dotato di grande massa inerziale, che ha consentito la rotazione in tutte le angolazioni richieste ed è stato esposto a 36 diverse direzioni di vento incidente distanziate in incrementi di 10 gradi (da 0° a 360°). È stata misurata la componente media e la componente fluttuante delle pressioni agenti sulla superficie esterna degli hangar per le diverse direzioni di vento incidente mediante i 250 trasduttori di pressione ad alta sensibilità. I trasduttori di pressione erano collegati a un sistema di acquisizione dati digitale grazie al quale i dati sono stati filtrati, amplificati e digitalizzati.

Sono stati quindi determinati i coefficienti di pressione adimensionali a partire dalle registrazioni delle pressioni dinamiche sulla superficie della struttura. I coefficienti positivi definiscono pressioni dirette verso l'interno mentre i coefficienti negativi definiscono pressioni dirette verso l'esterno dell'edificio ovvero depressioni sulla superficie esterna.

In ultimo è stata stimata la sensibilità dell'hangar alle vibrazioni indotte dal vento per valutare se fenomeni di amplificazione aeroelastica dipendenti dai parametri strutturali dell'edificio potessero essere significativi ai fini del dimensionamento della struttura in aggiunta alla risposta istantanea ad un carico di tipo statico. I parametri strutturali richiesti per l'analisi dinamica sono dedotti dalla relazione di calcolo di progetto esecutivo e dai modelli FEM utilizzati per il calcolo della struttura stessa ed è stato considerato uno smorzamento equivalente della struttura metallica pari a 0.05. Sono state quindi determinate delle distribuzioni di pressione del vento di progetto che consentono di tenere in conto gli incrementi effettivi di carico dovuti ai fenomeni di amplificazione aeroelastica. I carichi da vento determinati mediante i test in galleria sono poi stati amplificati per gli opportuni coefficienti di sicurezza per allinearli ai criteri di progetto richiesti da ASCE 7-10.

La configurazione finale con la coppia di hangar affiancati e gli edifici circostanti completati rappresenta senza dubbio la condizione di maggiore interesse per lo studio effettuato su modello fisico. Quindi

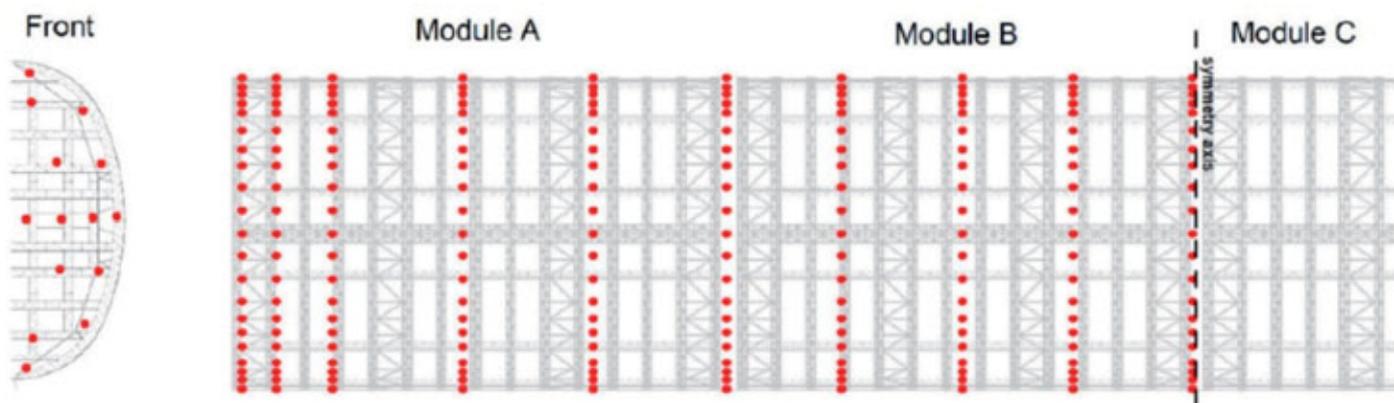


Fig. 23 - Posizione dei sensori di pressione sulla superficie esterna del modello dell'hangar.



Fig. 24 - Pressioni statiche effettive del vento (kN/m²)

si riportano in figura 24 le pressioni sulla struttura con riferimento a questa situazione e con vento incidente perpendicolarmente all'asse longitudinale dell'hangar, in analogia allo studio bidimensionale effettuato mediante analisi CFD e alla distribuzione delle pressioni determinata mediante l'applicazione della norma ASCE 7-10.

5. CONFRONTO TRA I CAMPI DI PRESSIONE

L'analisi semplificata CFD su modello bidimensionale e i risultati della sperimentazione in galleria del vento hanno evidenziato due aspetti importanti relativamente all'azione del vento applicata agli hangar del parco carbone di Dubai.

In primo luogo, come era atteso, si è verificato che la struttura degli hangar, benchè non rientrante nella categoria delle strutture rigide secondo i criteri dati da ASCE 7-10, non risente in modo significativo di fenomeni di amplificazione aeroelastica dovuti all'interazione dell'azione turbolenta del vento con le sue caratteristiche dinamiche. In questo senso le ipotesi di calcolo fatte in sede di progetto esecutivo appaiono sostanzialmente accettabili a meno di una modesta correzione da apportare al fattore di raffica G_r per renderlo pienamente congruente con le caratteristiche di rigidità degli hangar. Secondariamente, ma non per importanza, i test su modello fisico confermano i risultati delle analisi CFD che mostrano una distribuzione del campo di pressioni sulla superficie esterna degli hangar

leggermente differente da quella considerata in progetto esecutivo. In particolare il campo di pressioni di progetto individuato mediante le prove in galleria del vento, pur non essendo globalmente più severo di quello individuato seguendo le indicazioni contenute in ASCE 7-10, presenta un maggiore sbilanciamento: la zona a pressione positiva sul lato sopravvento dell'edificio è maggiormente estesa, la zona centrale dell'arco è soggetta a depressioni di entità leggermente superiore e la depressione sul lato sottovento presenta valori inferiori a quelli utilizzati nel dimensionamento dell'edificio

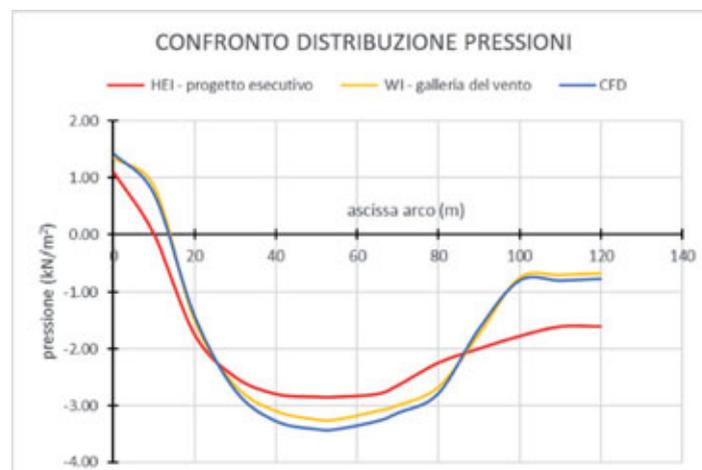


Fig. 25 - Confronto dell'andamento delle pressioni sulla sezione trasversale (kN/m²)

da HEI in fase di progetto esecutivo, come illustrato in forma comparativa nella figura 25. Questa distribuzione più irregolare delle pressioni sullo sviluppo dell'arco determina un regime secondario di azioni flessionali maggiormente impegnativo per la struttura rispetto a quello considerato dai progettisti di HEI.

Si conferma quindi che i test in galleria sono un utile riferimento nella definizione dei carichi da vento non solo nei casi di strutture che prevedibilmente possano essere interessate da fenomeni di amplificazione aeroelastica ma anche nei casi che presentano configurazioni geometriche non facilmente riconducibili ai casi standard trattati dalle norme di riferimento.

6. CONCLUSIONI

E' stata presentata una panoramica dei fenomeni che portano alla definizione dei carichi agenti su una struttura esposta all'azione del vento. Nel caso specifico i due hangar di stoccaggio del carbone della nuova centrale termoelettrica di Dubai.

Il calcolo del fattore di raffica G_r , eseguito in accordo con la procedura proposta in ASCE 7-10 per strutture flessibili, ha portato a risultati che sono solo leggermente superiori ai valori da assumere per strutture rigide.

L'analisi di sensibilità del valore di G_r rispetto al variare dei parametri che contribuiscono alla sua definizione non ha evidenziato variazioni eccessive per la struttura in esame ma ha indicato, come previsto, che il parametro più critico è rappresentato dal rapporto di smorzamento.

Sebbene la valutazione di fenomeni di amplificazione aeroelastica non possa essere perfezionata mediante modelli CFD semplificati (RANS), è possibile tuttavia fornire una valutazione del campo di pressione mediato nel tempo che agisce sulle superfici della struttura e procedere ad una stima preliminare dell'interazione che potrebbe

verificarsi tra i due hangar accoppiati a causa della loro vicinanza. I risultati ottenuti mediante simulazioni CFD hanno evidenziato un buon accordo con lo schema di carico dedotto dalle indicazioni contenute in ASCE 7-10 per l'hangar isolato e mostrano una riduzione delle pressioni complessive quando i due hangar sono considerati insieme. Ciò è dovuto al fatto che viene creata una regione di ricircolo del vento tra i due hangar che permette loro di comportarsi come un corpo unico dal punto di vista aerodinamico. Tuttavia si deve notare che tali considerazioni si basano su analisi bidimensionali RANS in regime stazionario e quindi sono influenzate dalle incertezze che caratterizzano sempre l'applicazione di tali analisi nel calcolo dei carichi da vento.

Considerando le possibili implicazioni di tali incertezze, il fatto che non tutti gli angoli di attacco del vento si possano studiare su un modello bidimensionale e l'importanza della struttura in esame, si è deciso di procedere a test su modello fisico in galleria del vento. I test in galleria del vento hanno confermato i risultati ottenuti mediante analisi CFD per quanto riguarda la distribuzione delle pressioni e gli effetti di interazione tra i due hangar accoppiati. Hanno inoltre evidenziato come la struttura in oggetto non sia soggetta a significativi fenomeni di amplificazione aeroelastica, in accordo con quanto dedotto dall'applicazione della norma ASCE 7-10 in merito alla determinazione del fattore di raffica G_r . Tuttavia sia le analisi CFD che i test su modello fisico in galleria del vento pur avendo restituito un campo di pressioni complessivamente leggermente meno severo di quello previsto dalla norma Americana, mostrano un maggiore sbilanciamento dello stesso. La maggiore asimmetria del carico da vento individuata dalle misure in galleria determina uno stato di sollecitazione su alcune zone della struttura (tipicamente le reni dell'arco) superiore a quello causato dai carichi della norma che quindi non risultano sempre cautelativi.

BIBLIOGRAFIA

- [1] ASCE 49-12: "Wind Tunnel Testing for Buildings and Other Structures", American Society of Civil Engineers.
- [2] ASCE 7-10: "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures", American Society of Civil Engineers.
- [3] EN 1991-1-4: "Eurocode 1: Action on structures – Part 1-4: General actions – Wind actions", European Standard.
- [4] Plate, E.J., 1982: "Wind tunnel modelling of wind effects in engineering", in E.J.Plate, Engineering Meteorology, Chapter 13, Elsevier, Amsterdam-Oxford-New York, pp. 573-639.

CREDITS

Redazione del progetto esecutivo:	HEI, Harbin Electric International
Validazione del progetto esecutivo:	INCICO SpA
Test in galleria del vento:	Wacker Ingenieure – Wind Engineering

ACCIAIO PER L'UNIVERSITÀ

Gli edifici di Ottavio Di Blasi Architects per le aule e per la mensa dell'Università di Novara, 2017

STEEL FOR THE UNIVERSITY

The buildings for didactic activities and canteen for the University of Novara by Ottavio Di Blasi Architects, 2017

Prof. Andrea Campioli*

Politecnico di Milano, Dipartimento di Architettura, Ingegneria delle Costruzioni e Ambiente Costruito

Negli edifici per le attività didattiche e la mensa del campus di Novara dell'Università del Piemonte orientale, l'acciaio riveste un ruolo di grande rilievo, proponendosi, in modo particolare nell'edificio delle aule, come soluzione originale capace di riprendere e declinare in chiave contemporanea alcuni elementi caratteristici degli edifici ottocenteschi.

In the building for didactic activities and dining hall of the Novara campus of the University of Eastern Piedmont, steel plays a key role, turning out, especially in classroom building, as an original solution capable to recall some typical features of nineteenth-century buildings in a contemporary way.

Gli edifici per le aule (figura 1) e per la mensa (figura 2) del campus di Novara dell'Università del Piemonte Orientale Amedeo Avogadro fanno parte di un più ampio intervento di riqualificazione e riuso con destinazione ad attività di formazione universitaria dell'area dismessa della ex caserma Generale Ettore Perrone avviato nel 2006.

LA CASERMA ETTORE PERRONE

La caserma Perrone è un'imponente struttura originariamente militare situata in una posizione strategica all'interno del tessuto urbano di Novara, compresa tra il centro cittadino e l'antica cerchia muraria dei bastioni lungo la via Ettore Perrone e il Baluardo La Marmora.



Fig. 1 - Vista del fronte ovest dell'edificio delle aule (©Beppe Raso).



Fig. 2 - Vista del fronte sud dell'edificio della mensa (©Beppe Raso).

* Corresponding author. E-mail address: andrea.campioli@polimi.it



Fig. 3 - Planimetria generale di concorso.



Fig. 4 - Modello del progetto di concorso.

I lavori di costruzione della caserma ebbero inizio nel 1850, in pieno periodo antonelliano, sulla base di un progetto sviluppato dall'ingegner Giovanni Federico Pescetto, capo del Genio Militare. Il cantiere durò soltanto quattro anni e nel 1854 la caserma fu ufficialmente inaugurata. La struttura della caserma, coerentemente con i caratteri tipici dell'architettura militare dell'epoca, era organizzata secondo un impianto insediativo a U nel quale i tre edifici

principali, di tre piani fuori terra, si affacciavano sui lati nord, est e ovest di una grande corte aperta verso sud, destinata alle attività di addestramento. I tre corpi di fabbrica contenevano alloggi per tremila uomini, scuderie per trecento cavalli, scuole, uffici, spazi per gli ufficiali e magazzini. In epoca sabauda la caserma ebbe la funzione di appoggio logistico per le truppe del regno e negli anni a seguire fu oggetto di numerosi interventi di ampliamento e di ri-

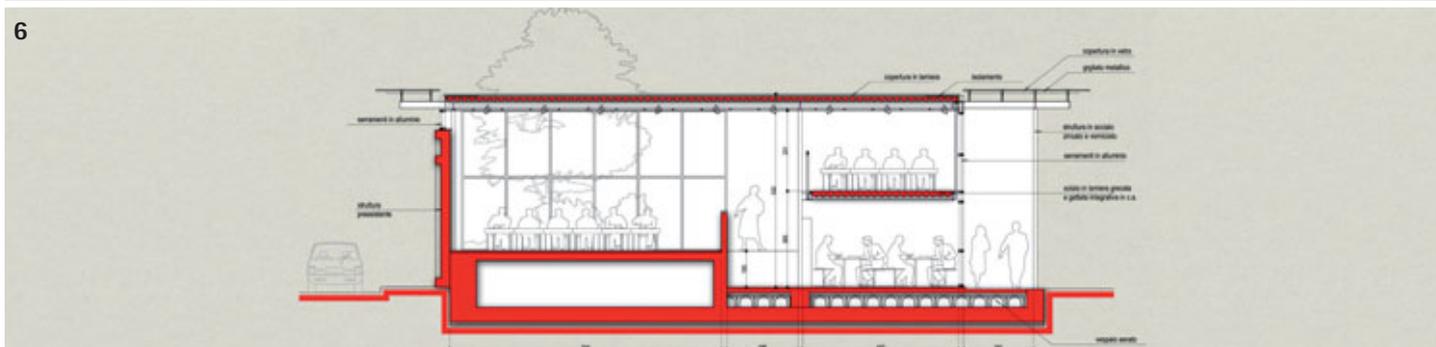
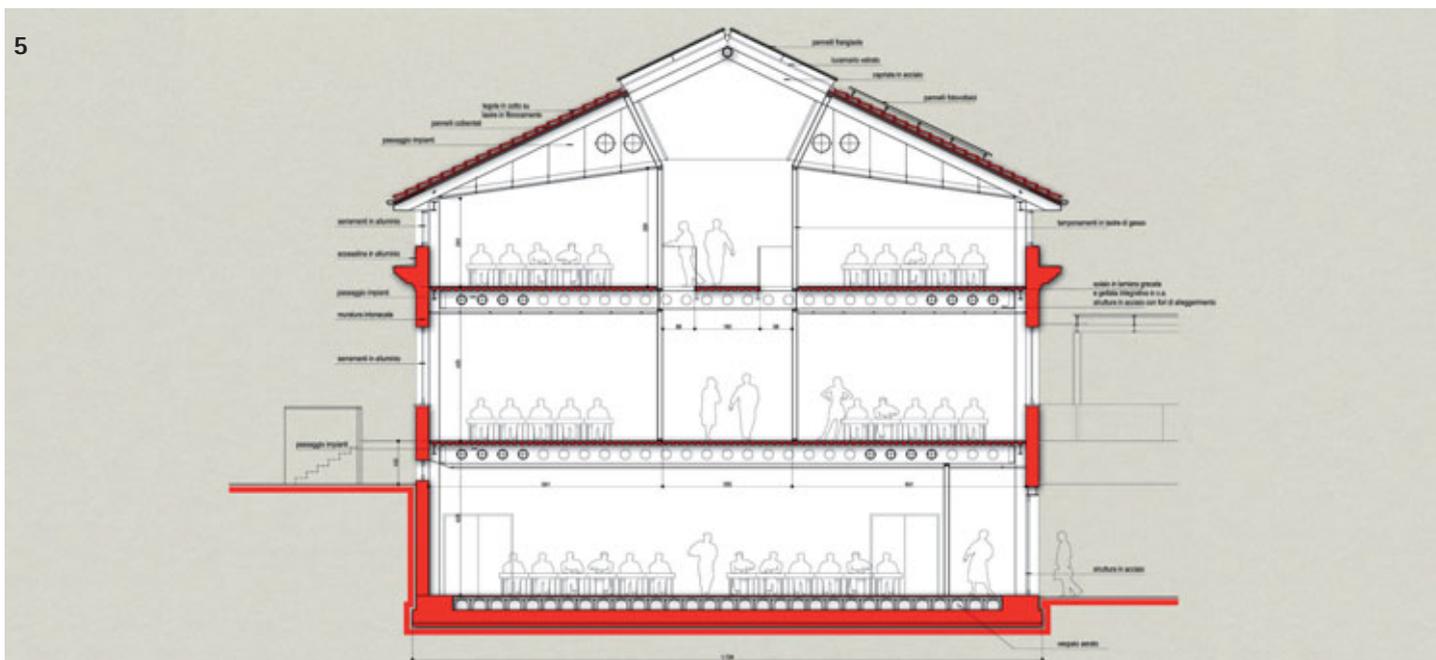


Fig. 5 - Sezione di concorso dell'edificio delle aule. Fig. 6 - Sezione di concorso dell'edificio della mensa.

organizzazione e di adeguamento funzionale. L'originario impianto a U venne completamente stravolto nel 1944, quando, durante un bombardamento, l'intera ala ovest e parte dell'ala nord vennero distrutte. Dalla fine della seconda guerra mondiale e fino al 1956 la caserma fu utilizzata come centro di raccolta e transito per gli ex internati militari nei campi di concentramento in Germania, e per ospitare gli sfollati e i profughi istriani e dalmati. Soltanto nel 1988 venne ufficialmente dismessa, restando in stato di abbandono fino alla fine degli anni '90, quando furono effettuati i primi interventi di restauro dei due corpi situati a nord e ad est.

Nel 2006, attraverso un concorso internazionale, viene proposto il rilancio dell'intera area della caserma, destinandola a funzione universitaria. Il concorso viene vinto dal raggruppamento costituito dallo studio Lamberto Rossi Associati, con il ruolo di capogruppo, Ottavio Di Blasi Architects, Fabiano Trevisan, Alberto Tricarico, Roberto Cagnoni.

IL PROGETTO

Il progetto vincitore del concorso si basa sull'idea che un campus universitario di nuova generazione all'interno della città storica debba giocare un ruolo proattivo rispetto alle dinamiche urbane tra le parti vecchie e nuove della città, diventando un luogo vissuto non solo dagli studenti ma anche dai cittadini (figura 3).

Come sottolineato anche nella relazione descrittiva, il progetto si prefigge alcuni obiettivi finalizzati al superamento della fragilità che caratterizza il rapporto tra la città vecchia e la città contemporanea, restituendo nuova vita all'area della caserma, alla città di Novara e all'intero territorio piemontese. Innanzitutto la trasformazione dell'intera area della caserma in un vero e proprio ponte urbano per ricollegare fisicamente e funzionalmente la città vecchia con quella contemporanea; secondariamente, grazie alla ricca articolazione di funzioni pubbliche e semi-pubbliche connesse alla destinazione universitaria, il rafforzamento della struttura organizzativa e morfologica dell'area interessata dal progetto, aprendo il recinto della caserma alla città; infine, grazie alla presenza di attività di ricerca innovativa e di programmi di alta formazione, l'identificazione nell'area di progetto di un importante nodo di una rete di conoscenza estesa all'intero Piemonte orientale capace di connettere università e territorio.

Il progetto prevede il recupero degli edifici esistenti e la realizzazione di due nuovi edifici destinati alla mensa e alle aule didattiche. Il primo, disposto a est, è addossato all'antico bastione e si affaccia sull'intersezione tra via Perrone e Baluardo La Marmora; il secondo, disposto lungo il lato sud dell'originaria corte della caserma, definisce una nuova corte, ora aperta verso ovest, nella quale trovano posto i parcheggi (figura 4). I vecchi edifici e i nuovi corpi delle aule (figura 5) e della mensa (figura 6) dialogano cercando di stabilire una relazione tra il nuovo e l'antico. I vecchi corpi di fabbrica della caserma, destinati a biblioteca, aula magna,



Fig. 7 - Vista d'insieme del campus da ovest (©Beppe Raso).

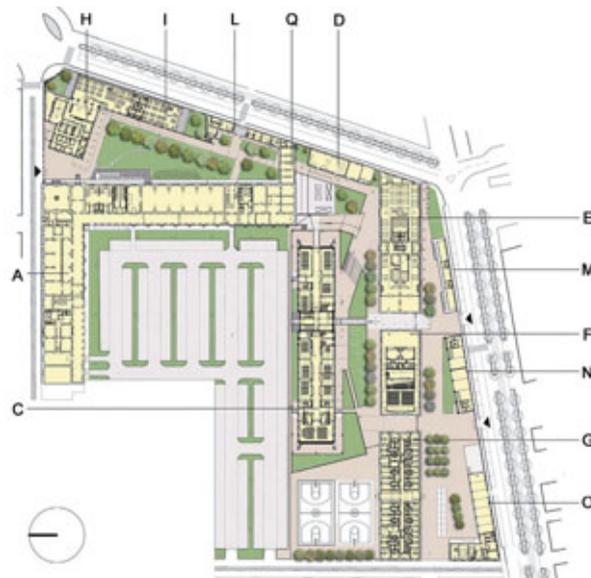


Fig. 8 - Planimetria generale dell'intervento. A. Facoltà universitaria (corpo ottocentesco restaurato); C. Nuovo padiglione aule; D. Impianti tecnologici centralizzati; E. Biblioteca universitaria (ex scuderia cavallerizza); F. Aula magna (ex cavallerizza); G. residenze universitarie (ex alloggi ufficiali); H. Cucine; I. Mensa; L. Alloggi custodi; M. Negozi; N. Banca e posta; O. Palestra.

aule studio e spazi di servizio, sono collegati tra loro e con i due nuovi corpi per mezzo di percorsi protetti che stabiliscono una costante relazione tra le varie parti che compongono il campus e allo stesso tempo individuano i punti di connessione tra il campus universitario e la città.

Il progetto mostra una misurata relazione tra pubblico e privato offrendo una crescente apertura al pubblico man mano che dalla corte si procede verso le zone disposte lungo i bastioni. La corte e gli edifici che vi si affacciano costituiscono la parte più intima, privata, dell'insediamento universitario: qui si svolgono le attività didattiche e gli spazi sono pensati per lo studio. A ridosso di questo nucleo trovano posto la biblioteca e l'aula magna: si tratta di una zona semi-pubblica, prioritariamente pensata per la vita universitaria ma inevitabilmente aperta a eventi di interesse più generale. Ancora più esternamente, a diretto contatto con la città, trovano posto tutti quegli spazi che ospitano le funzioni caratterizzate da una dimensione necessariamente pubblica: la mensa, i negozi, le sale pubbliche, gli impianti sportivi, le residenze universitarie (figure 7 e 8).



Fig. 9 - Vista da sud dell'edificio delle aule (©Beppe Raso).



Fig. 10 - Vista da nord dell'edificio delle aule (©Beppe Raso).



Fig. 11 - Corpo di distribuzione verticale (©Beppe Raso).

A valle del concorso, la progettazione dei padiglioni destinati a ospitare la mensa e le aule è stata affidata a Ottavio Di Blasi Architects. In entrambi gli edifici l'acciaio riveste un ruolo di grande rilievo proponendosi, in modo particolare nell'edificio delle aule, come soluzione originale e al contempo capace di riprendere e declinare in chiave contemporanea alcuni elementi caratteristici degli edifici ottocenteschi.

IL NUOVO EDIFICIO DELLE AULE

Il nuovo edificio destinato alle aule del campus è costituito da un volume parallelepipedo con copertura a doppia falda lungo 120 m, largo 18 m e con un'altezza alla linea di gronda di 12 m disposto con orientamento est-ovest. L'edificio si affaccia lungo il fronte sud (figura 9) verso la biblioteca e l'aula magna e lungo il fronte nord verso la grande corte (figura 10).

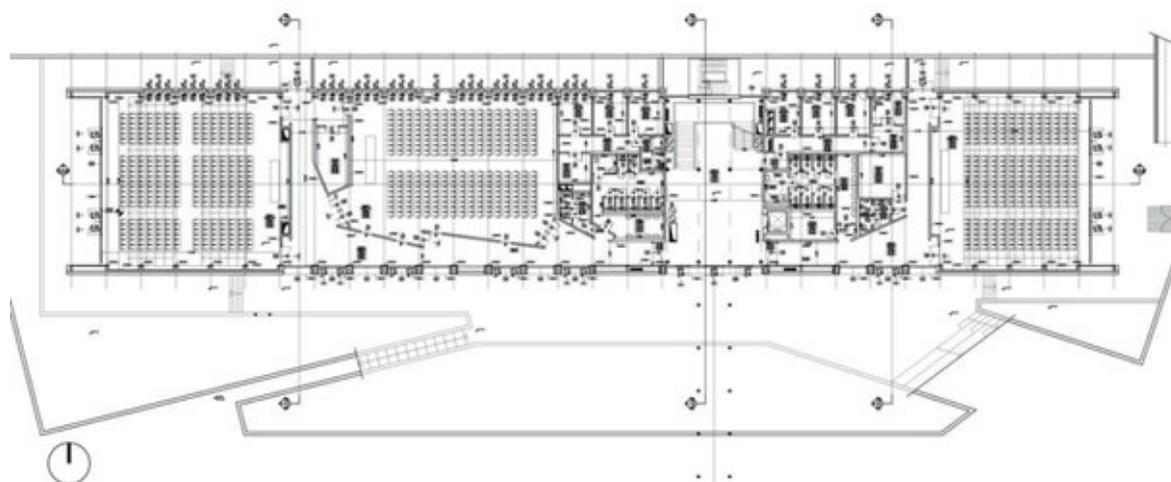


Fig. 12 - Pianta del piano inferiore.

L'edificio è organizzato in due ali di differente lunghezza, quella a est minore rispetto a quella a ovest, separate dal corpo principale dei collegamenti verticali (figura 11) posizionato in corrispondenza del varco nella cinta che delimita l'area dell'ex caserma, al fine di creare una connessione diretta tra la città e l'insediamento universitario.

L'edificio si sviluppa in altezza su tre livelli. Il livello più basso (figura 12) è parzialmente interrato e ospita tre aule grandi da 300 posti oltre ai servizi e ad alcuni uffici collocati in corrispondenza delle scale. Le due aule di testa occupano l'intera profondità del corpo di fabbrica (figura 13) mentre l'aula centrale, alla quale si accede attraverso uno spazio disposto a sud, si affaccia soltanto a nord. Le due aule di testa e lo spazio antistante all'aula centrale si aprono verso un giardino esterno attrezzato con gradinate sulle quali è possibile svolgere attività didattiche all'aperto.

Il piano superiore è il piano di accesso all'edificio (figura 14). Esso si trova alla stessa quota del piano di distribuzione dell'adiacente edificio storico sabaudo, al quale è collegato attraverso un passaggio protetto che mette in comunicazione la testata sud dell'edificio con la manica storica della caserma che ospita altri spazi didattici del campus (figura 15).

Il piano ospita aule di piccole dimensioni e vi si accede attraverso l'atrio di ingresso, direttamente dalla corte (a nord), oppure at-



Fig. 13 – Interno dell'aula posta lungo la testata ovest del piano inferiore (©Beppe Raso).

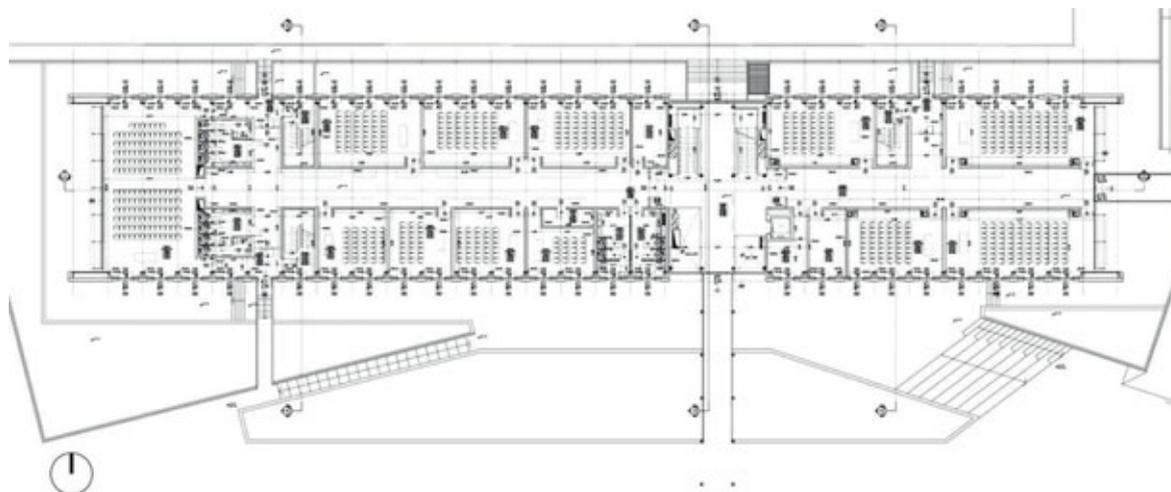


Fig. 14 – Pianta del piano di ingresso.



Fig. 15 – Vista della testata est con la pensilina di collegamento al corpo restaurato (©Beppe Raso).



Fig. 16 – Vista della pensilina di ingresso lungo il fronte sud (©Beppe Raso).

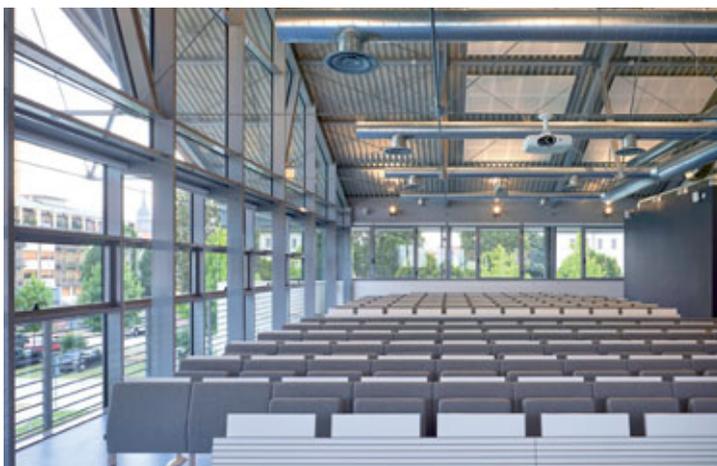


Fig. 17 – Interno dell'aula posta lungo la testata ovest del piano di ingresso (©Beppe Raso).



Fig. 18 – Corridoio di distribuzione degli spazi del piano superiore (©Beppe Raso).

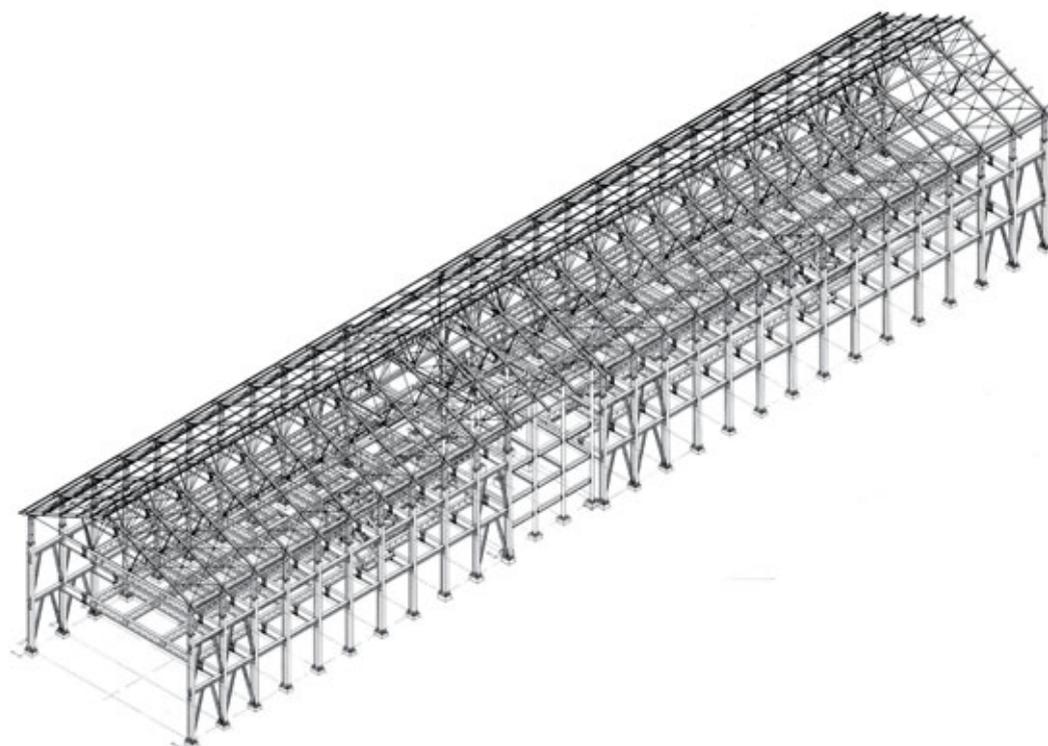


Fig. 19 – Assonometria della struttura portante in acciaio

traverso una passerella coperta sospesa sullo spazio del giardino (a sud) (figura 16). Sono inoltre previsti tre ingressi secondari, due sul fronte nord e uno sul fronte sud, in corrispondenza dei quali vi sono le scale di sicurezza e i servizi. Alle aule del piano di ingresso si accede da un corridoio centrale che si conclude con un'aula di testa che occupa l'intera profondità del corpo di fabbrica (figure 17 e 18).

La stessa distribuzione è prevista al primo piano dove il corridoio è illuminato da lucernari ricavati nelle falde di copertura (figura 19). Anche il corridoio del piano di ingresso prende luce dall'alto grazie a tagli ricavati nel solaio che separa i due livelli. Dal punto di vista costruttivo, l'edificio è costituito da una struttura portante in acciaio costituita da diciotto campate per l'ala ovest e da undici per l'ala est, disposte a un interasse di 3010 mm. (figura 21). Ogni campata è costituita da una coppia di colonne in profili HEA 500 con una parte sommitale costituita da una coppia di profili UPN 260 calastrellati. Le colonne sono collegate trasversalmente da travi principali alveolari con una luce libera di oltre 17000 mm e una altezza di 753 mm e longitudinalmente da profili HEA 320.

Le travi principali sono irrigidite longitudinalmente da quattro travature alveolari della stessa altezza disposte a un interasse variabile da 3110 mm a 3930 mm. (figure 20 e 21). Il solaio è costituito da una struttura in lamiera grecata collaborante con getto in calcestruzzo collegata alle travi mediante pioli con testa tipo Nelson per garantire la connessione a taglio (figura 22).

La struttura dell'atrio di ingresso è costituita da colonne a sezione

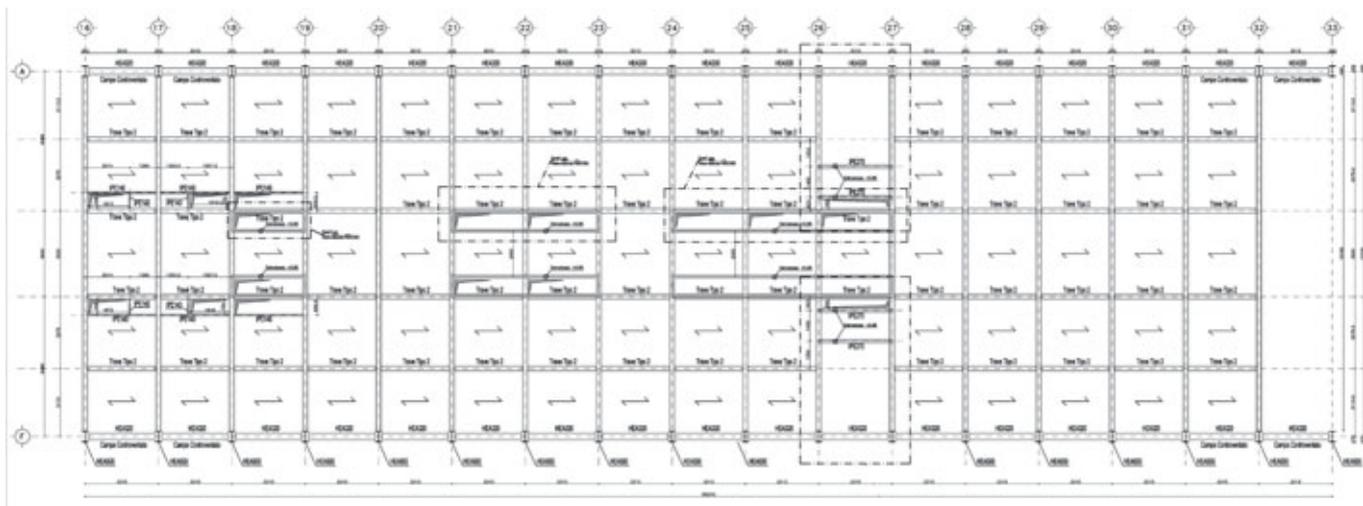


Fig. 20 – Disegno della carpenteria del solaio tra il piano rialzato e il piano superiore dell'ala ovest.

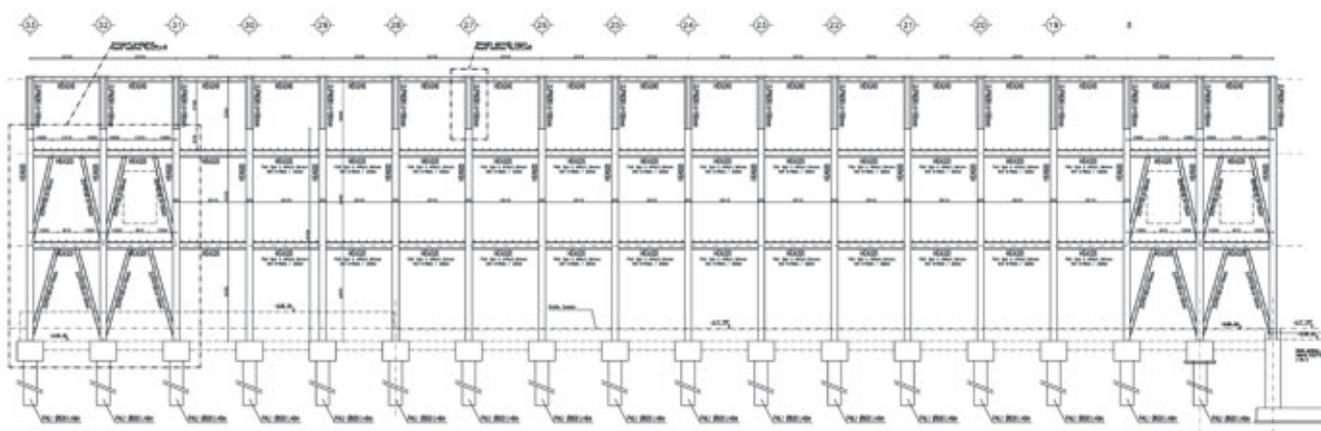


Fig. 21 – Disegno della carpenteria verticale e dei controventi dell'ala ovest.



Fig. 22 – Dettaglio delle le travi principali con i pioli di collegamento dei solai.



Fig. 23 – Montaggio delle colonne ad altezza di piano.

tubolare circolare che sostengono i ballatoi di collegamento e le scale.

Nella realizzazione della carpenteria il giunto trave-colonna è stato realizzato in officina mediante la saldatura alla colonna a tutta altezza di una parte della trave principale (figure 23 e 24). Ciò ha facilitato le operazioni di montaggio in cantiere dovendo

realizzare una semplice unione di testa bullonata, movimentando una trave di poco più di 12 m di lunghezza a fronte di una luce complessiva della campata di oltre 17 m (figura 25).

L'edificio ha un diverso comportamento lungo le due direzioni principali. Trasversalmente si comporta a telaio, con colonne incastrate alla base e travi di piano vincolate mediante nodi

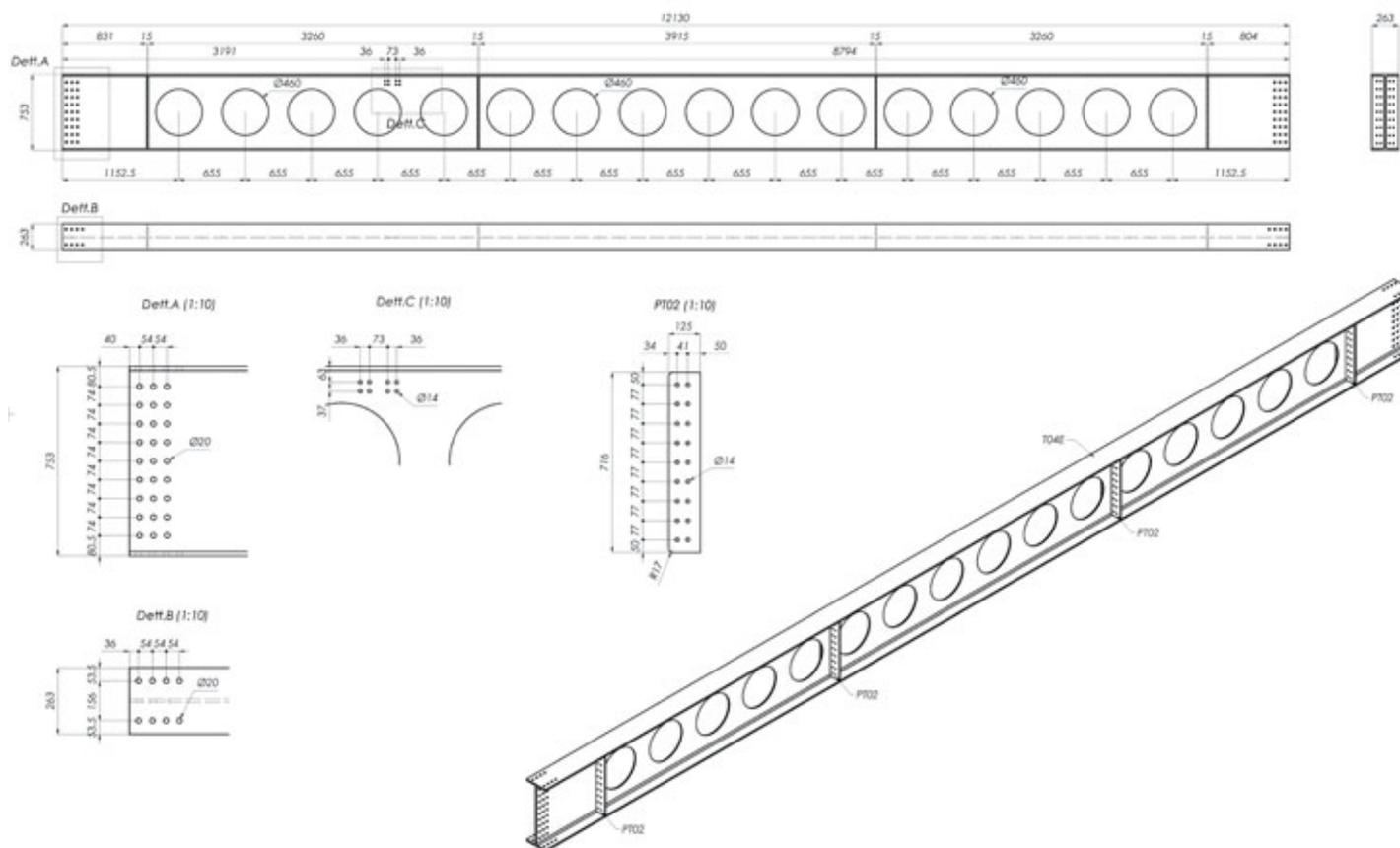


Fig. 25 - Disegno della carpenteria della trave principale.

rigidi saldati alle colonne; longitudinalmente il telaio si oppone alle forze orizzontali con l'introduzione di controventi eccentrici realizzati con coppie di profili UPN 180 distanziati di 16 mm. Per l'ultimo piano non essendo stato possibile realizzare controvento in direzione longitudinale è stato ripristinato un comportamento a telaio con la realizzazione di un vincolo semirigido trave colonna.

La copertura è costituita da capriate Polonceau che riprendono il disegno di quelle della copertura lignea dell'edificio che ospitava la cavallerizza ora destinato all'aula magna (figura 27). Le capriate sono costituite da terzere in profili IPE240 poggianti sui profili HEA 240 che collegano longitudinale la parte sommitale delle colonne, da barre tonde di acciaio di 24 mm di diametro impiegate come tiranti e da puntoni con sezione cruciforme variabile di larghezza minima 80x80 mm e larghezza in mezzzeria di 140x140 mm, realizzati con piatti di 10 mm di spessore. La connessione degli elementi è realizzata con giunti a perno e piastre di collegamento. Lo sbandamento del corrente inferiore è impedito da una struttura di controvento longitudinale nel piano del puntone diagonale, realizzata mediante tiranti in acciaio di 12 mm di diametro. L'orditura di copertura è completata da arcarecci in profili HE posti sull'ala superiore delle terzere. Il sistema di controvento di falda sfrutta come elemento di connessione una piastra posta tra l'estradosso dell'ala del corrente superiore della capriata e l'intradosso dell'arcareccio, utilizzando



Fig. 26 - Dettaglio delle travi principali del piano superiore.



Fig. 27 - Montaggio delle capriate Polonceau.

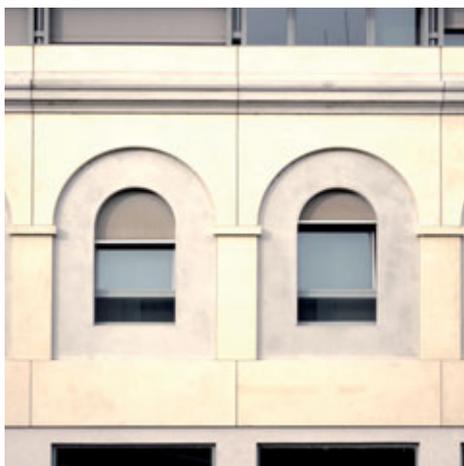


Fig. 28 - Dettaglio della pannellatura esterna prefabbricata in grc del tamponamento del piano rialzato.



Fig. 29 - Montaggio di un pannello prefabbricato in grc.



Fig. 30 - Completamento del tamponamento del piano rialzato.



Fig. 31 - Vista del fronte sud dell'edificio della mensa (©Beppe Raso).

come elemento compresso l'ala inferiore del profilo HE e come crociere di controvento barre di diametro 16 mm.

La struttura è stata integralmente protetta dalle azioni del fuoco mediante la combinazione di due sistemi di protezione, intonaco a base di vermiculite o perlite nelle zone non a vista e vernice intumescente nelle zone lasciate a vista. La protezione garantisce l'efficienza statica dell'edificio per almeno 60 minuti ed è stata applicata sia alla carpenteria metallica, sia all'intradosso dei solai in lamiera grecata.

Particolarmente interessante anche la ricerca effettuata per la realizzazione delle chiusure verticali esterne costituite da grandi pannelli in calcestruzzo rinforzato con fibra di vetro alti 5.40 m e di larghezza corrispondente all'interasse delle colonne (figure 28-30). I pannelli prefabbricati sono fissati alla struttura portante dell'edificio mediante una sottostruttura anch'essa di acciaio. Il

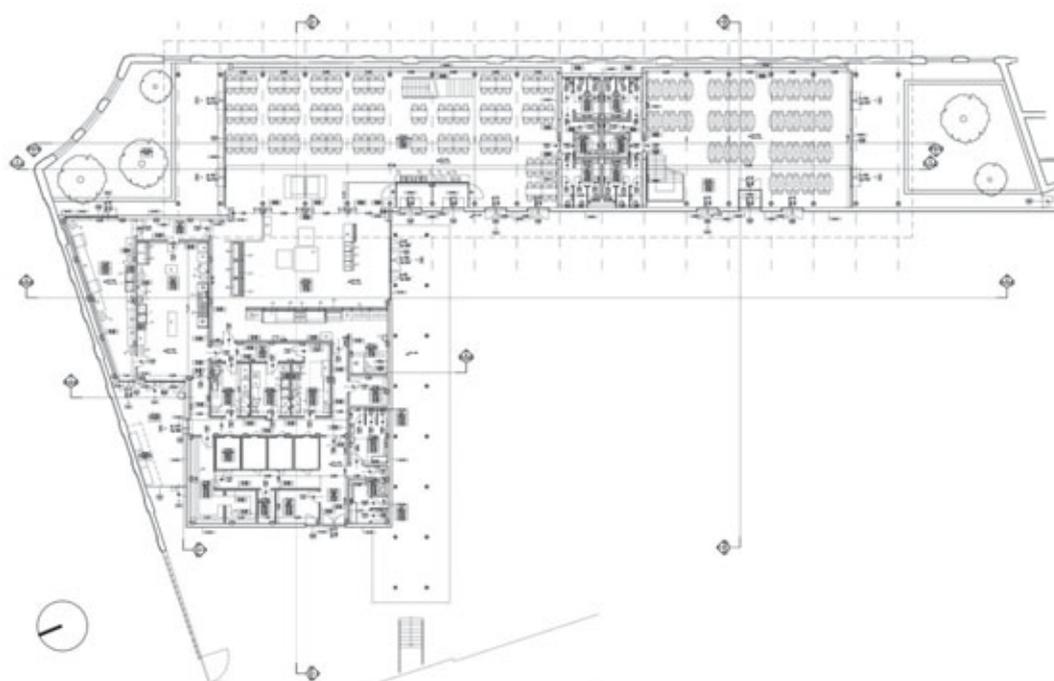


Fig. 32 - Pianta dell'edificio della mensa.



Fig. 33 - Interno dell'edificio della mensa verso il soppalco (©Beppe Raso).



Fig. 34 - Montaggio della carpenteria.



Fig. 35 - Montaggio delle reti impiantistiche.

disegno dei pannelli di rivestimento riprende le geometrie della facciata neoclassica dell'antica caserma ma allo stesso tempo il dettaglio del giunto tra i diversi pannelli dichiara esplicitamente il riferimento a sistemi costruttivi industrializzati, mettendo in evidenza la contemporaneità della soluzione costruttiva proposta.

Le altre chiusure e le partizioni interne sono di tipo leggero con intelaiatura metallica completamente assemblate a secco. La chiusura delle testate est ed ovest e dell'atrio di ingresso è costituita da una vetrata continua parzialmente apribile a montanti e traversi in alluminio. Si viene così a creare un particolare contrasto tra l'opacità delle due murature che delimitano longitudinalmente ai primi due livelli l'edificio e la trasparenza delle chiusure delle testate, dell'atrio di ingresso e del terzo livello, che rende ancora più chiara la lettura del funzionamento dell'edificio dall'esterno.

L'EDIFICIO DELLA MENSA

L'edificio della mensa (figura 31) è costituito da un corpo a L a un solo piano con copertura piana (figura 32). La manica lunga, che costeggia il Baluardo La Marmora, ospita le sale da pranzo ed è suddivisa in due in due parti da un blocco servizi ai cui

lati sono stati realizzati due soppalchi accessibili mediante scale rettilinee dallo spazio della mensa (figura 33). Nella manica corta trovano invece posto le cucine e i locali di servizio.

Il volume della manica lunga è delimitato sui lati lunghi da due murature: quella preesistente, verso la strada, e una nuova muratura verso gli spazi interni del campus universitario. Anche in questo caso l'edificio si caratterizza per una struttura portante realizzata in carpenteria di acciaio. La struttura è costituita da coppie di colonne in profili tubolari a sezione ellittica collegate trasversalmente da travi principali alveolari, analoghe per disegno a quelle utilizzate nel nuovo edificio delle aule. Ai lati delle travi sono saldati travetti a sbalzo che sostengono un pannello grigliato e le lastre di vetro che costituiscono il coronamento dell'edificio. La struttura è poi completata da un'orditura secondaria di travetti IPE sulla quale appoggia il solaio in lamiera grecata.

Anche nella mensa le testate sono costituite da una vetrata continua a montanti e traversi. La testata a sud (figura 36), protetta dall'irraggiamento diretto da un ampio portico, si apre verso un piccolo giardino delimitato su tre lati dalle murature nelle quali è stato ricavato un varco di collegamento con il campus universitario. La testata nord si apre invece verso il punto finale.



Fig. 36 – Interno dell'edificio della mensa verso il fronte sud (©Beppe Raso).



Fig. 37 – Vista serale dell'edificio della mensa (©Beppe Raso).



Fig. 38 – Vista serale dell'edificio delle aule lungo il fronte sud (©Beppe Raso).



Fig. 39 – Vista serale del fronte ovest dell'edificio delle aule (©Beppe Raso).

CREDITS

Inizio progettazione: 2006

Fine lavori: 2017

Superficie intervento: 22700 m²

Volumetria intervento: 145000 m³

Progetto di concorso:

Lamberto Rossi Associati (Capogruppo) – Ottavio Di Blasi Architects, Fabiano Trevisan, Alberto Tricarico, Roberto Cagnoni

Progetto architettonico definitivo ed esecutivo:

Padiglione C (Aule didattiche) – Ottavio Di Blasi Architects

Padiglione H (Mensa) – Ottavio Di Blasi Architects

Padiglione E (Biblioteca), F (Aula magna - Auditorium) – Lamberto Rossi Associati

Padiglione G (Residenze Universitarie) – Lamberto Rossi Associati – Ottavio Di Blasi Architects

Progetto Strutture: Studio Tricarico

Progetto Impianti: Manens-Tifs

Direzione dei lavori: Paolo Simonetti

Consulenti: Studio Delta (Prevenzione incendi), Alessandro Piaci (Acustica), Raffaella Rolfo- Geomat (Rilievi), Giorgio Miglio (Computistica)

LE STRUTTURE METALLICHE COME ELEMENTO FONDAMENTALE PER LA COSTRUZIONE DI UN'OPERA IN C.A.:

l'esempio della torre Prada a Milano

STEEL STRUCTURES AS A FUNDAMENTAL ELEMENT FOR THE CONSTRUCTION OF A CONCRETE TOWER BUILDING:

the Prada tower example in Milan

Dr. ing. Bruno Finzi*, dr. ing. Valter Carni, dr. ing. Raimondo Salaris

CEAS srl, Milano

Nell'ultimo decennio, diversi sono stati gli interventi di riqualificazione urbana che hanno coinvolto la vecchia area industriale adiacente lo scalo di Porta Romana a Milano. Tra questi, certamente degno di nota è quello della Fondazione Prada che ha interessato una vecchia distilleria del 1910, con una superficie di 19000 mq e 10 edifici, dei quali 7 esistenti (adeguati sismicamente) e 3 di nuova realizzazione. Il concept ed il progetto architettonico sono dello studio OMA, Office for Metropolitan Architecture e portano la firma di Rem Koolhaas. CEAS ha rivestito un ruolo centrale nella realizzazione dell'opera coordinando l'intera fase progettuale di ingegnerizzazione dell'intervento. In questo articolo ci si concentra sulla torre-museo, vero e proprio landmark dell'intero complesso, descrivendone le fasi costruttive ed il ruolo fondamentale delle strutture metalliche, impiegate come vincolo "attivo" durante la costruzione dell'opera. L'edificio è costituito da 10 piani fuori terra ed ha un'altezza complessiva di 60 m. Architettonicamente è caratterizzato da un'alternanza di impalcati a forma prima trapezoidale e poi rettangolare, che le attribuisce, oltre al caratteristico profilo, una serie di problematiche di tipo deformativo (a breve e lungo termine). Il compito di governare tali fenomeni a costruzione ultimata è affidato al "tube", un tirante inclinato in c.a.p. gettato in opera, che collega la fondazione su pali con la sommità dell'edificio. Per sostituire il contributo di quest'elemento durante le fasi costruttive è stato studiato un sistema di sostegno temporaneo, costituito da un traliccio in carpenteria metallica, collegato all'edificio a tre differenti quote, mediante barre dywidag annegate nel getto dei solai e martinetti. Attraverso questo sistema è stato possibile applicare delle forze all'edificio, in maniera tale da controllare i suoi spostamenti durante le fasi costruttive. L'entità delle forze è stata definita in sede progettuale attraverso una modellazione numerica per fasi (stage construction analysis), ma il valore realmente applicato è stato valutato in sito (step-by-step) in funzione delle reali deformazioni rilevate dal sistema di monitoraggio. Il traliccio provvisorio

*Corresponding author. Email: bruno.finzi@ceas.it

ha un'altezza di 45 m ed è costituito da due travi reticolari piane a forma triangolare poste ad interasse di 3,22 m, con puntoni e tiranti HEM700. Il loro collegamento trasversale è realizzato mediante 6 livelli di controventi orizzontali con profili HEA300, HEA200 ed angolari L70x7. L'acciaio strutturale è del tipo S355JR ed i nodi bullonati lavorano a taglio e a trazione. Il collegamento di base è garantito da tirafondi annegati nella platea in fase di getto.

Several urban regeneration projects have involved the old industrial area near the Porta Romana railway Station in Milan over the last decade. Among all, Fondazione Prada is significant and note-worthy: developed on an old distillery of 1910, it has a gross area of 19000 sqm and 10 buildings, 7 of them are existing and seismically retrofitted and 3 new build. The concept and the architectural design are by Rem Koolhaas Founder of the architectural firm OMA, Office for Metropolitan Architecture. CEAS has played a central role, coordinating the whole engineering during construction. This paper focuses on the tower-museum structure, landmark of the project, showing the construction phases and the fundamental role of the steel structures, used as an "active" constraint during construction. The Tower is a 10-story building with a total height of 60 meters. From an architectural point of view, it is characterized by trapezoidal floor slabs alternated with rectangular ones, which branded the structure, but entails deformation problems, both at short and long terms. During the design service life these deformations are taken care of by "the tube", a post-tensioned concrete brace that connects the pile foundation and the top of the Tower building. A specific temporary structure has been designed to substitute that contribution during construction: it is a steel truss frame structure, connected to the building at 3 different height through dywidag tie bars, embedded in the concrete slabs, and hydraulic jacks. Through this temporary steel structure, it has been possible to control and limit deformations during construction by applying forces to the building. The amount of these forces has been defined during the design by a differential stage construction analysis, but the load effectively applied has been assessed step-by-step on site, according to real deformations detected by the monitoring system in place. The temporary steel truss frame is 45 m high and consists of 2 triangular flat trusses placed at a distance of 3,22 m, with HEM700 as struts and ties. They are connected through 6 levels of horizontal braces made by HEA300, HEA200 and L70x7. Steel grade is S355JR and the bolted joints are subject to shear and tensile forces. Anchor bolts embedded in the foundation slab guarantee the base connection.

1. INTRODUZIONE

La torre museale della Fondazione Prada è una struttura in c.a. gettato in opera con una configurazione plano-altimetrica molto caratteristica. La sua realizzazione ha richiesto un attento studio delle fasi costruttive legato in particolar modo all'analisi evolutiva delle deformazioni durante la costruzione. L'esito di questi studi, svolti attraverso delle modellazioni numeriche ad hoc, ha imposto la decisione di realizzare una struttura di sostegno dell'edificio durante le fasi di edificazione. Tale struttura provvisoria è stata realizzata in carpenteria metallica per via dei notevoli vantaggi offerti da questo materiale.

2. DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE IN C.A.

Gli elementi strutturali in c.a. che costituiscono l'edificio a torre della Fondazione Prada possono essere suddivisi in quattro gruppi: fondazione, nucleo di controvento, solai di piano e tirante in c.a.p. (chiamato anche "tube"). La fondazione è costituita da una platea in calcestruzzo armato di spessore variabile tra i 150 ed i 300 cm in grado di trasferire tutti i carichi agenti sulla struttura al terreno sottostante. Il controllo dei cedimenti è affidato ad

un sistema di 60 pali CFA lunghi 28 m e diametro pari ad 1 m. Sono presenti inoltre ulteriori 12 pali in corrispondenza del tirante in c.a.p., tesi in fase di esercizio e pertanto precompressi mediante barre dywidag.

Il nucleo è realizzato interamente in c.a. con pareti di spessore variabile compreso tra i 300 mm ed i 500 mm e costituisce il sistema di controvento dell'intero edificio. I solai di piano hanno forma trapezoidale e rettangolare a seconda della quota e presentano interpiani via via crescenti verso la sommità della struttura. Le pareti laterali e le travi di facciata dei livelli +5, +7, +7M e L+9 sono invece realizzate in c.a.p. con cavi post-tesi. Il "tube" ha il compito di collegare la fondazione (a quota -3,31 m) con la quota di copertura della torre (+60,00 m), realizzando un vincolo agli spostamenti orizzontali che si sviluppano in sommità della stessa. La struttura del tirante, inclinata di circa 18° rispetto alla verticale, si presenta nel tratto iniziale con una sezione scatolare di dimensioni 5,83 x 3,00 m e spessore 0,5 m, mentre la parte sommitale mantiene solamente i lati verticali proseguendo pertanto sino alla copertura della torre con due lame di dimensioni 3,00 x 0,5 m.

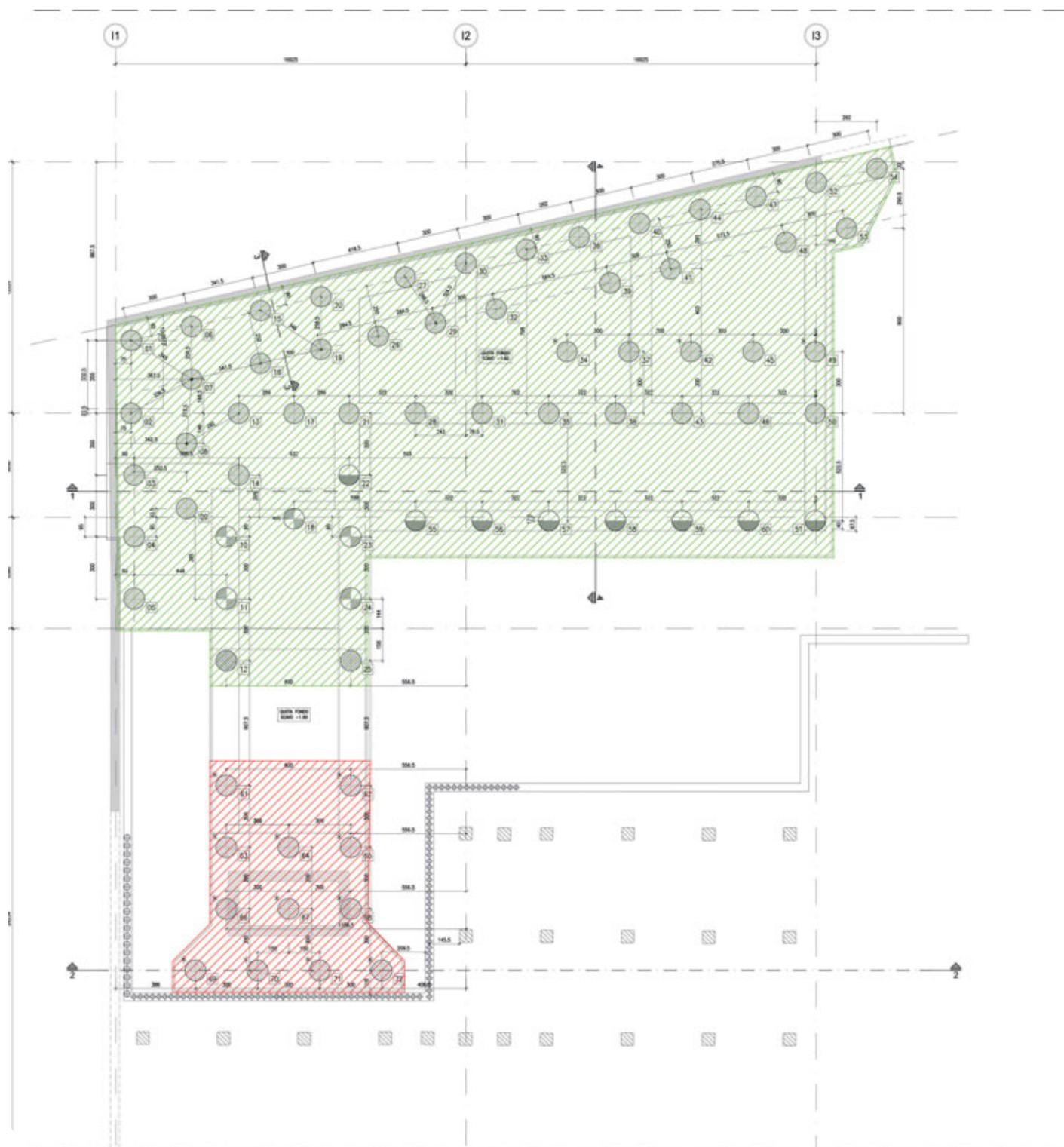


Fig. 1 - Strutture di fondazione. In verde la zona con i pali riduttori di cedimento; in rosso i pali tesi in esercizio.

3. FASI COSTRUTTIVE DELLA TORRE E PROBLEMI DEFORMATIVI

La torre è stata costruita procedendo con la realizzazione pressoché contemporanea di core, solai e tirante ("tube"), sfruttando un sistema di casseri rampanti appositamente progettato. La procedura costruttiva proposta dall'impresa, se da un lato certamente ha consentito l'edificazione più rapida della struttura, dall'altro lato ha richiesto uno sforzo progettuale notevole,

mirato allo studio di un sistema temporaneo per il controllo delle deformazioni in corso d'opera. La forma della platea (trapezoidale) e la presenza di piani di forma rettangolare, in aggetto rispetto all'impronta del piano fondale stesso, generano infatti un momento ribaltante ed un conseguente spostamento in avanti dell'edificio (effetto Torre di Pisa), contrastato, solo nella configurazione finale, proprio dalla presenza del tirante in c.a.p. "tube".

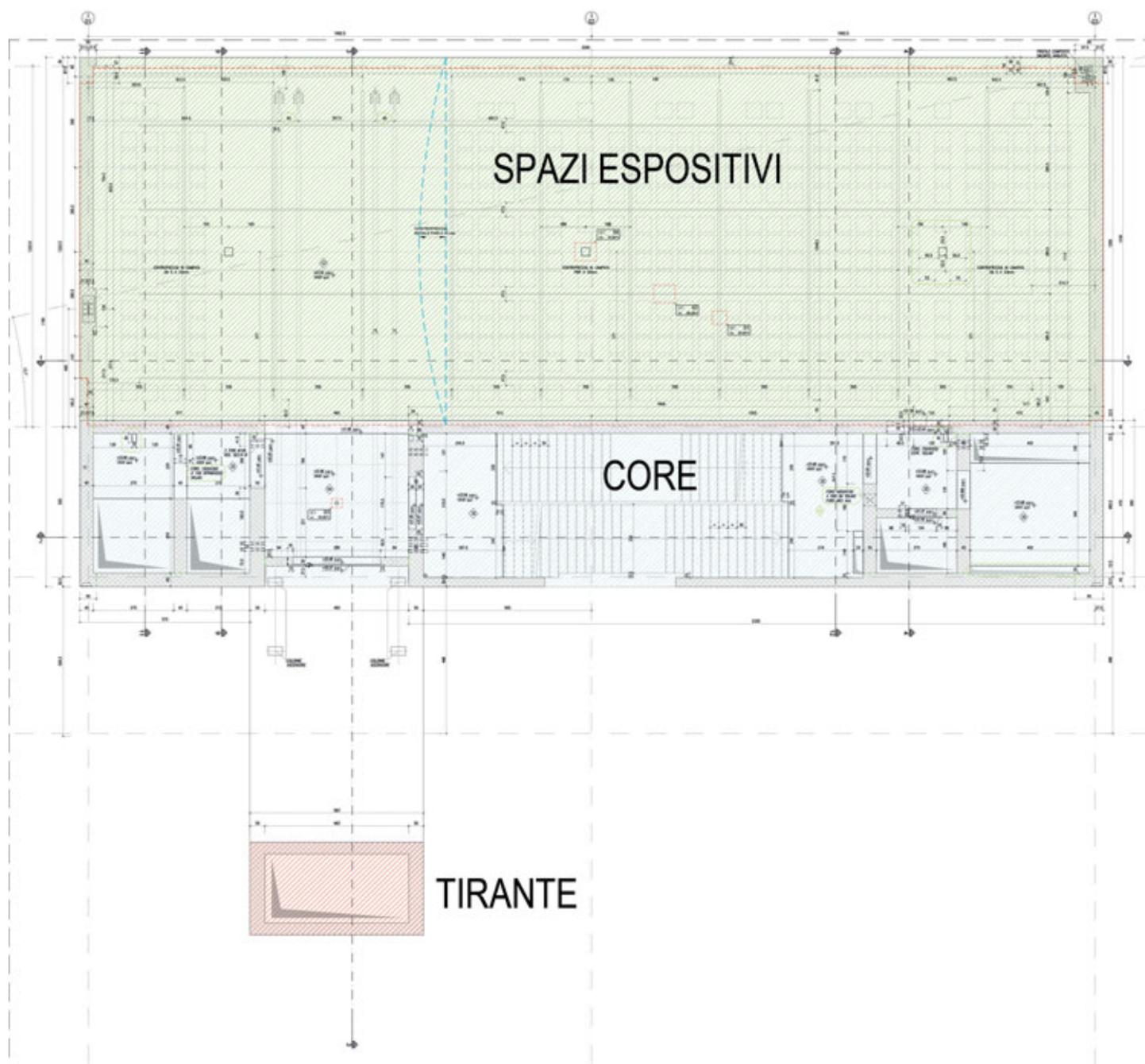


Fig. 2 - Pianta tipo dell'edificio con indicazione delle differenti parti che lo costituiscono.

Per controllare le deformazioni dell'edificio durante le fasi costruttive è stata progettata una struttura provvisoria in carpenteria metallica "attiva", in grado cioè di ridurre lo sviluppo delle deformazioni dovute all'eccentricità dei carichi permanenti mediante un sistema di martinetti e barre di post-tensione annegate nei getti dei solai. I valori delle deformazioni e dei carichi da impiegare per il dimensionamento della struttura provvisoria sono stati ricavati da una modellazione per fasi (Construction Stage Analysis) eseguita con il software Midas Gen. Tale modellazione ha consentito di approfondire in sede progettuale il comportamento atteso dell'edificio durante l'evolversi delle fasi costruttive, prendendo in considerazione non

solo le deformazioni di tipo elastico, ma anche quelle dovute al ritiro ed al fluage.

Il modello numerico ha costituito inoltre la base di partenza per la messa a punto del sistema di controllo degli spostamenti e per la stima delle azioni da impiegare nella verifica della struttura provvisoria in carpenteria metallica. Tali valori sono stati successivamente confrontati con quelli ricavati dal sistema di monitoraggio installato sulle strutture in elevazione.

4. STRUTTURA PROVVISORIA IN CARPENTERIA METALLICA

La struttura provvisoria è costituita da un traliccio metallico tridimensionale con un'altezza massima di 45,00 m, composto da

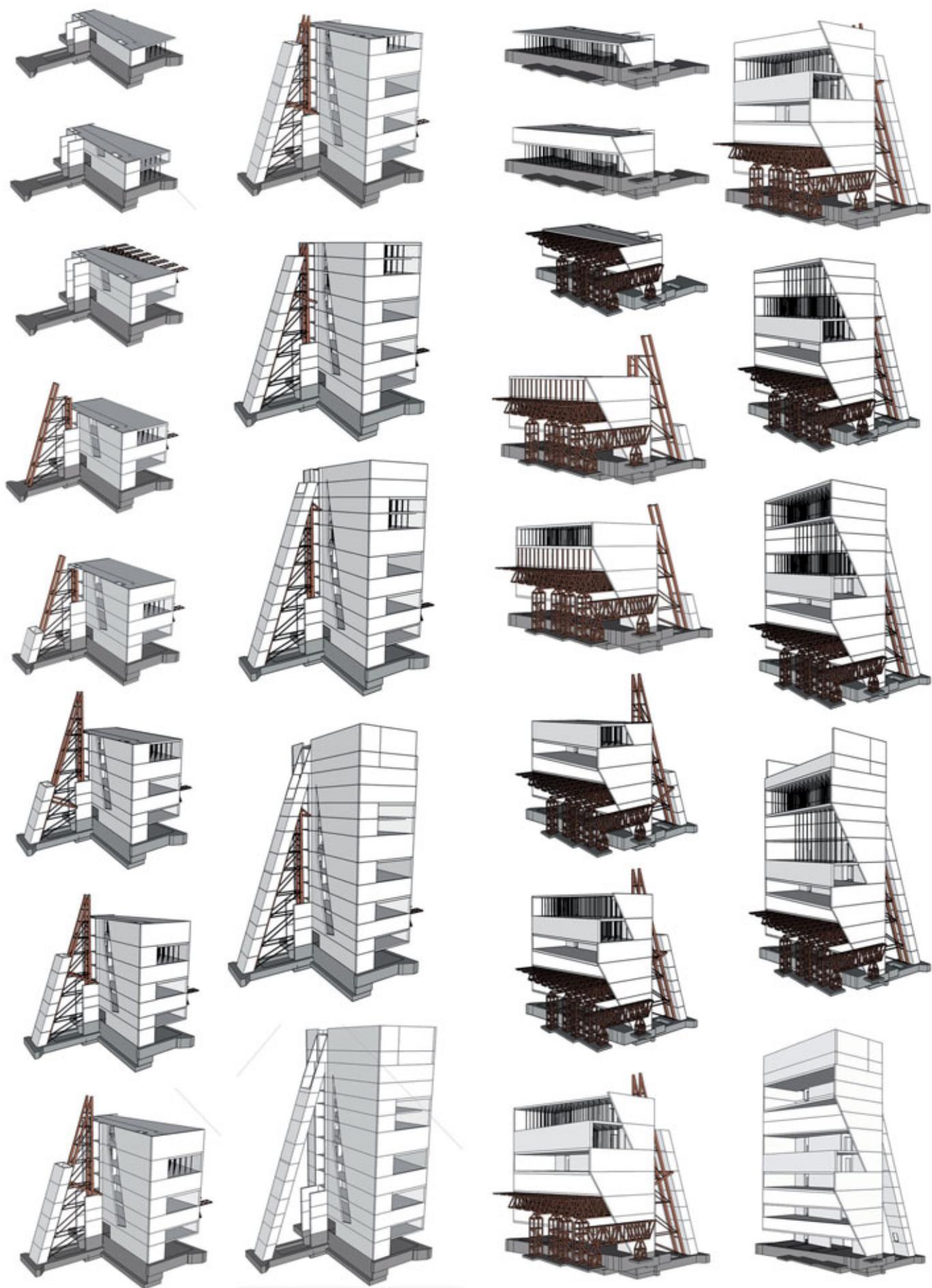


Fig. 3 - Sequenza delle fasi costruttive di progetto della torre [1].

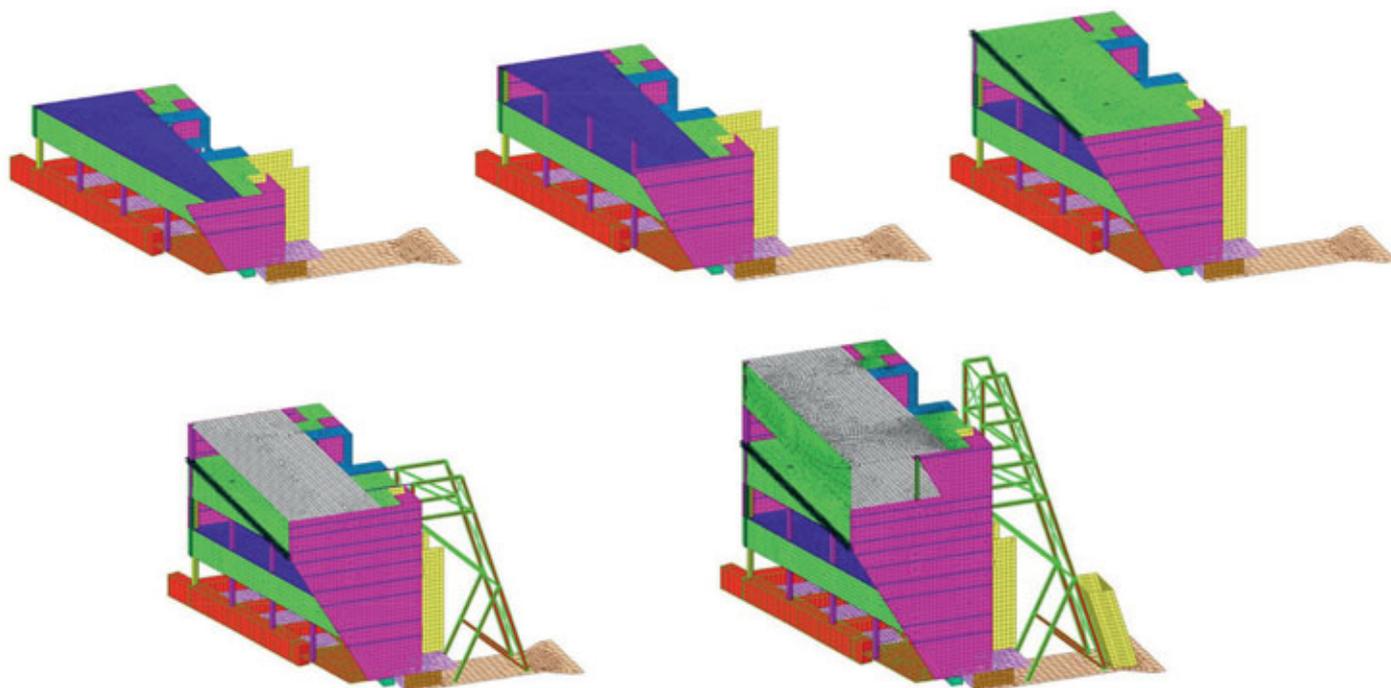


Fig. 4 - Alcune immagini del modello FEM Stage Construction Analysis, realizzato da CEAS s.r.l. nell'ambito del controllo indipendente del progetto costruttivo redatto dalla Colombo Costruzioni S.p.A.

due travi reticolari piane di forma triangolare poste ad interasse di 3,22 m. I puntoni ed i tiranti delle reticolari sono realizzati con profili a I di dimensione variabile in funzione dell'altezza (HEM700; HEB800; HEM500; HEB600).

Il collegamento trasversale tra i due telai piani è garantito da 6

livelli di controventi orizzontali realizzati con profili HEA300, HEA200 ed angolari L70x7.

La struttura è stata parzialmente assemblata in officina, suddividendo ciascuna delle due reticolari piane in quattro conci distinti. I nodi tra gli elementi strutturali che costituiscono ciascuna porzione sono tutti saldati. Per i collegamenti realizzati in opera sono invece state previste giunzioni bullonate, dimensionate per lavorare a taglio e/o a trazione a seconda della tipologia e della posizione del giunto.

La struttura provvisoria è progettata per trasferire direttamente i carichi eccentrici e ribaltanti sulla platea di fondazione dell'edificio, nella quale sono state predisposte in fase di getto delle dime con tirafondi M30 cl. 10.9 e realizzate delle chiavi di taglio. Le piastre di base dei due montanti verticali (compressi) si trovano in corrispondenza della platea dell'edificio vero e proprio, mentre quelle dei due diagonali (tesi) sono state posizionate sulla platea del "tube", dove sono presenti i pali progettati per lavorare a trazione. L'acciaio strutturale impiegato per tutti gli elementi del traliccio è del tipo S355JR.

In corrispondenza delle quote dei solai +5, +7 e +7M la struttura provvisoria presenta dei nodi di dettaglio appositamente studiati per consentire il collegamento delle barre dywidag (due coppie di barre Ø47 per punto di tiro) e dei martinetti oleodinamici, attraverso i quali applicare il tiro di progetto per il controllo delle deformazioni dell'edificio in c.a.

I due martinetti sono collegati ad un unico circuito idraulico in maniera tale da assicurare l'uniformità delle azioni sulle corrispondenti coppie di barre dywidag. Il sistema di tiro per

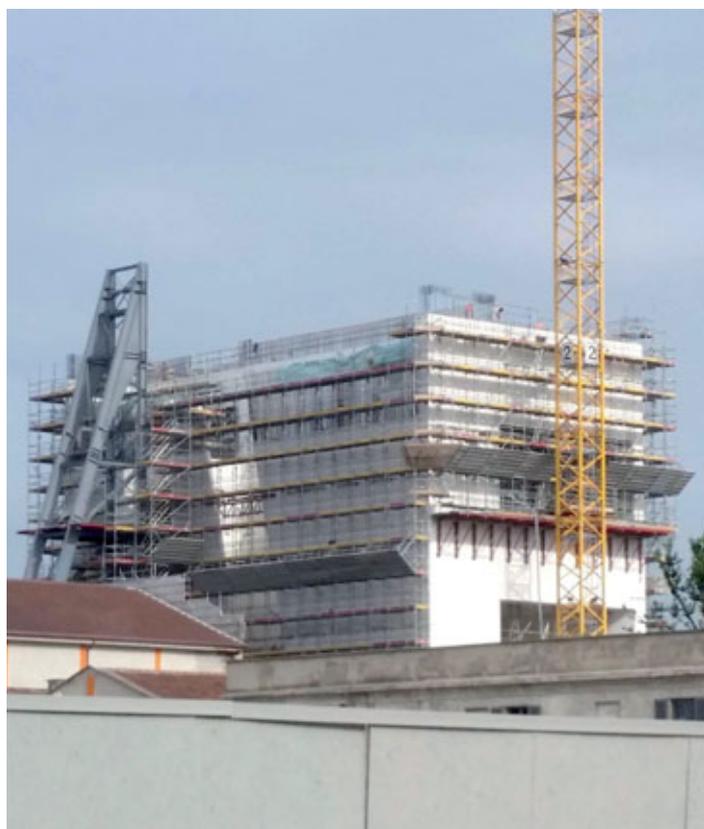


Fig. 5 - Immagine della torre edificata sino al livello +7 con vista della struttura provvisoria di sostegno



Fig. 6 - Immagini della struttura provvisoria in carpenteria metallica messa in opera e 3D della stessa

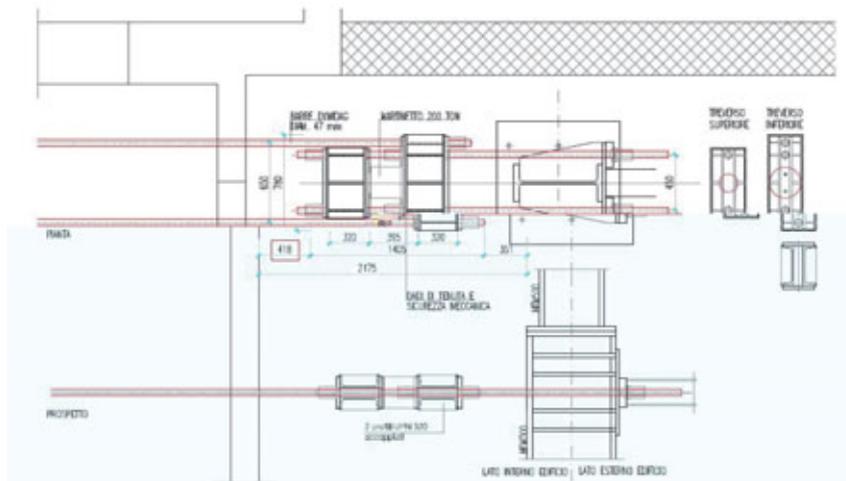


Fig. 7 - Alcuni nodi della struttura provvisoria Fig. 8 - Sistema per il tensionamento delle barre dywidag annegate sul solaio in c.a. della torre in carpenteria metallica

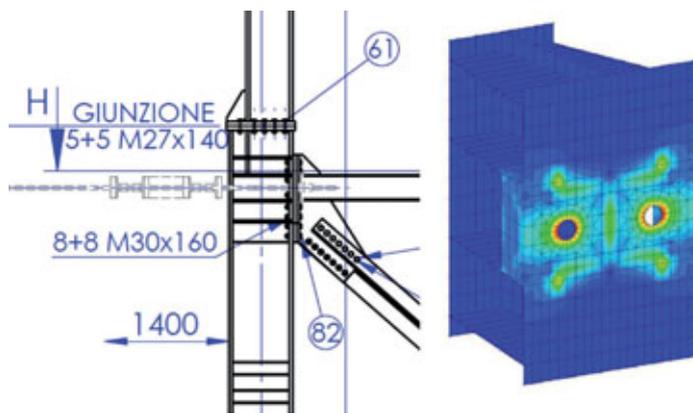


Fig. 9 - Stralcio del progetto costruttivo del nodo di collegamento delle dywidag al livello +5 (sinistra). Immagine del modello FEM del medesimo nodo in condizioni di esercizio (destra).

ciascuna coppia di barre da post-tensione è costituito da due travi tozze realizzate ciascuna con profili UPN320 accoppiati e costolati, all'interno delle quali possono scorrere in appositi fori le barre stesse. L'elemento collegato alla struttura provvisoria è fisso, mentre quello collegato all'edificio è mobile. L'azione del martinetto produce pertanto l'avvicinamento della struttura in c.a. al traliccio provvisorio. Tutto il sistema è corredato da una serie di dadi di sicurezza, che consentono all'occorrenza anche la possibilità di realizzare una ripresa di corsa del martinetto.

5. DESCRIZIONE DELLE FASI DI LAVORO

Alla luce dei risultati ricavati dalle analisi numeriche la torre è stata costruita senza alcun sostegno esterno sino alla quota



Fig. 10 - Testate passive di una coppia di barre dywidag (sopra). Barre dywidag uscenti dal solaio gettato in opera per collegamento con traliccio (sotto).

del solaio di calpestio +5, dove è stato realizzato il primo collegamento con la struttura provvisoria. Il carico applicato nella prima fase di tiro è pari a 100 t per coppia di dywidag, incrementato gradualmente sino a 170 t/coppia dywidag durante la realizzazione delle elevazioni +5 e +6.

Una volta realizzato il solaio di piano +7 il collegamento della torre al livello +5 è stato rimosso, trasferendo interamente l'azione qui presente sul solaio più alto. Questa operazione è stata eseguita collegando i 4 martinetti (2 del livello +5 e 2 del livello +7) ad un unico circuito idraulico e realizzando pertanto un trasferimento simultaneo di carico tra i due livelli. Alla luce della maggiore quota del nuovo punto di tiro, l'azione massima applicata è stata ridotta a 140 t/coppia dywidag (rispetto alle 170 t finali presenti al piano +5) garantendo comunque l'equivalenza del momento stabilizzante precedentemente presente. Con la costruzione del successivo solaio (+7M) l'azione di tiro prevista al +7 è stata suddivisa equamente tra questi due livelli, eseguendo anche in questo caso le operazioni con un unico circuito idraulico. La scelta di prevedere due quote di tiro in corrispondenza dei solai +7 e +7M è dovuta in buona misura alla necessità di garantire la completa riuscita delle operazioni anche in caso di problemi ad uno dei punti di collegamento struttura in c.a.-traliccio previsti.

La costruzione della torre a questo punto è proseguita sino alla realizzazione della copertura, con un continuo monitoraggio delle deformazioni ed un costante incremento delle forze di trazione applicate alla struttura stessa, che hanno raggiunto il valore di 100 t/coppia dywidag a edificio completo.

Al termine di tutte le strutture in elevazione in c.a. si è proceduto infine al tensionamento dei cavi rettilinei multirefelo presenti nel tirante in c.a.p. "tube" ed al successivo e graduale scarico della struttura provvisoria in carpenteria metallica con contemporanea entrata in funzione del "tube".

6. CONCLUSIONI

In figura 11 è riportata la rappresentazione grafica degli spostamenti orizzontali stimati tramite la modellazione FEM e quelli rilevati in sito durante la costruzione dell'edificio. Le frecce in nero sulla parte destra indicano le fasi più importanti di intervento sulla struttura provvisoria.

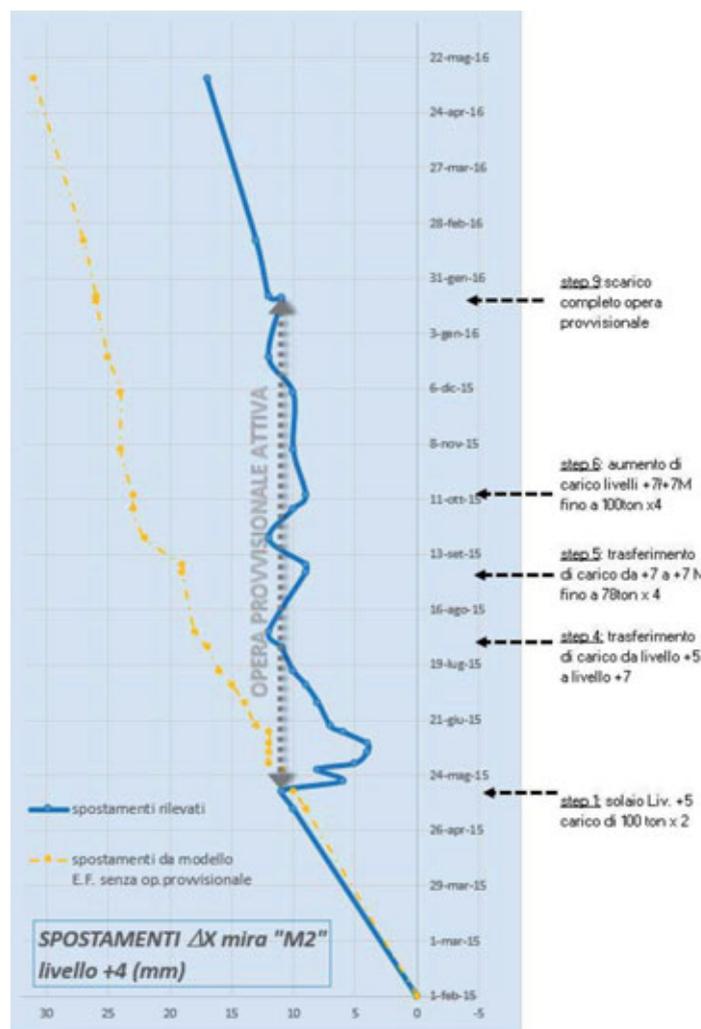


Fig. 11 - Spostamenti della torre. In giallo quelli ricavati dalla modellazione numerica senza struttura provvisoriale; in blu quelli rilevati in cantiere durante la costruzione dell'edificio.

Confrontando le due curve nelle zone in cui non è presente il contributo della struttura provvisoriale (parte del diagramma che si trova sotto la freccia nera più in basso) si può riscontrare un'ottima corrispondenza tra il comportamento strutturale rilevato in sito e quello fornito dal modello FEM. Il diagramma mostra inoltre in maniera molto chiara il contributo fondamentale offerto dalla struttura provvisoriale nel controllo degli spostamenti dell'edificio durante le fasi costruttive. Dal momento della sua installazione sino al trasferimento di carico finale tra la struttura in acciaio provvisoriale ed il tirante in c.a.p. l'evoluzione degli spostamenti risulta completamente interrotta.

CREDITS

[1] Le immagini sono tratte dal "Progetto costruttivo delle opere strutturali in c.a. e acciaio a cura della Colombo Costruzioni S.p.A."

FLOOR VIBRATION BEHAVIOR OF CAR PARK STRUCTURES ASSESSMENT

of different composite steel concrete solutions

ANALISI DEL COMPORTAMENTO VIBRATORIO DI DUE SOLUZIONI ALTERNATIVE

per solai misti acciaio calcestruzzo in strutture adibite a parcheggio

Riccardo Zanon^{(1)*}, Mauro Somnavilla⁽²⁾

⁽¹⁾ArcelorMittal Global R&D, 66 rue du Luxembourg, L-4009 Esch-sur-Alzette, Lussemburgo

⁽²⁾ArcelorMittal Steligence®, strada Torino 43 c/o Europalace - 10043 Orbassano, Torino

This paper describes the floor vibration behavior of typical car park structures made of steel -concrete composite decks. Two configurations are chosen amongst the most common on the European market and compared from the static and dynamic point of view. Beside a modal analysis made with different realistic mass assumptions along with time-history analysis are performed under vehicle loading at different speeds to test the structural response. The results show that standard steel-composite decks reasonably comply with acceptance criteria given in the literature. It is interesting to notice as different structural configurations with same static design may present significant differences in respect to the dynamic response.

Il presente articolo propone uno studio comparativo tra due soluzioni miste acciaio-calcestruzzo per la realizzazione di solai per strutture di parcheggio fuori-terra. Le due configurazioni corrispondono alle tipologie costruttive più utilizzate in Europa per questo tipo di applicazioni. Dimensionate staticamente le due configurazioni per un caso pilota, il paragone si concentra sul comportamento dinamico delle stesse per valutarne l'adeguatezza dal punto di vista del comportamento vibratorio. In questo documento ci si concentra sulle sollecitazioni indotte sia dal calpestio degli utenti così come del traffico dei veicoli per basse velocità di transito. È interessante notare come il layout strutturale che parrebbe più sfavorito a seguito di un'analisi statica semplificata riveli in realtà un comportamento adeguato a seguito di un'analisi dinamica.

1 STEEL FRAMED CAR PARK STRUCTURES

1.1 Introduction and market overview

One of the major objectives of modern traffic planning is to reduce, as much as possible, the use of private transport in densely populated areas. Parking facilities located in the suburbs, having

optimal connections with the public transport network (so called Park and Ride) are necessary prerequisites for this purpose. In this view open over ground car parks are gaining more and more relevance in dense urban areas as well as in medium cities, as the need towards improved mobility form is becoming more urgent.



Fig. 1 - External views of typical steel framed open car park structures.



Fig. 2 - Internal views of steel framed open car park structures.

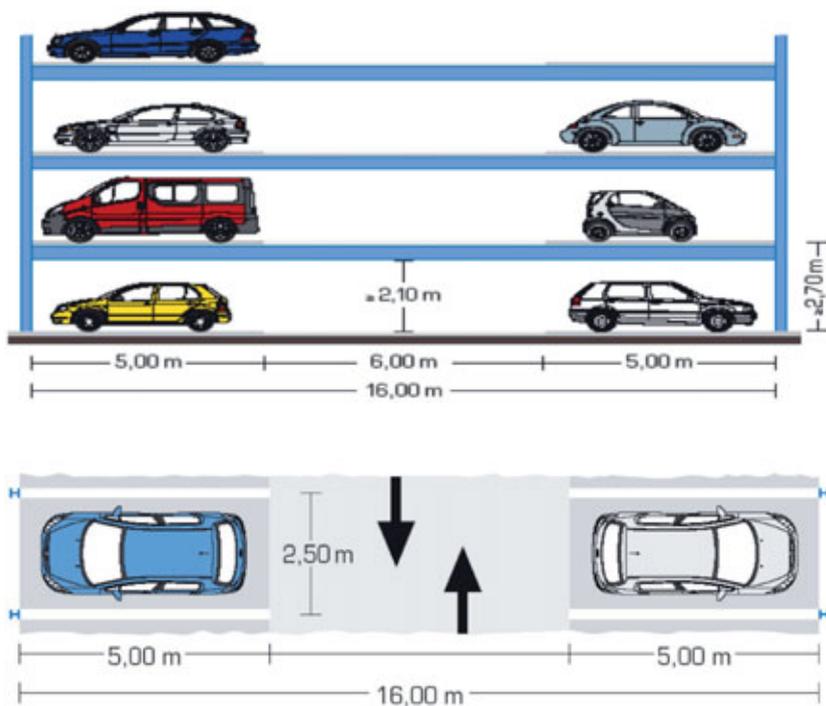


Fig. 3- Standard geometrical layout

Car Parks structure are therefore over ground or underground buildings providing parking facilities. From the Fire Safety Approach point of view, these buildings are classified either “Open” or “Closed” Car Parks – and this distinction has relevant consequences in the structural design. “Open” refers to the requirement that such buildings must provide sufficient natural ventilation through permanent openings along the façades so to exclude the occurrence of a generalized fire embracing the whole compartment. In this case only localized fire scenarios can be applied, which by mean of an adequate Natural Fire Safety approach lead to reasonable requirements for the fire design the structural elements [5]. The requirement to classify a Car Park as opens slightly different from country to country but is typically expressed as minimal ratio of permanent façade openings on built surface [2]. Since 2017 also the Italian National Fire Brigade is aligned to this procedure. In most European countries this kind of buildings are realized by means of steel-framed structures when they are classified as “Open”. This choice is based both on economical as well as on architectural aspects, since it is appreciated the possibility to reduce element sizes and to avoid obstacles between parking lots which affect the functionality of the building leading to rather

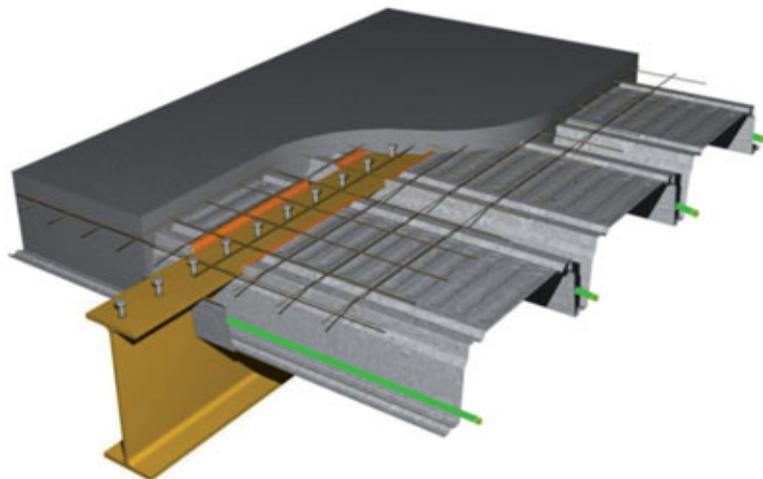
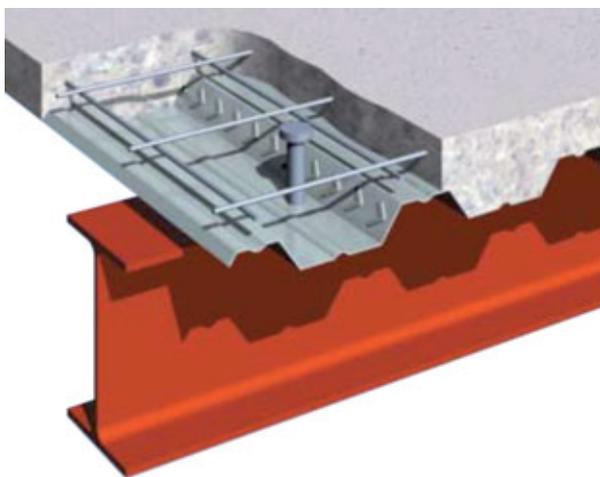


Fig. 4 - Configuration A (left), shallow steel decking placed on top of the beam flange. Configuration B (right), deep steel decking positioned on the web beam-inside depth.

Configuration	A	B	
Span	16.50	16.50	[m]
Beam spacing	2.50	5.00	[m]
Secondary beam - cross section	IPE A 450	IPE A 550	[-]
Steel grade	S460M	S460M	[-]
Studs - Type and spacing	d22/100 - 207	d19/80 - 150	[-]
Steel decking type	Cofraplus60	Cofraplus220	[-]
Decking thickness	0.75	1.13	[mm]
Beam weight	26.88	18.42	[kg / m ²]
Studs weight	0.70	0.29	[kg / m ²]
Wings weight	-	0.98	[kg / m ²]
Connection plates / bolts weight	0.54	0.37	[kg / m ²]
Decking weight	8.53	15.14	[kg / m ²]
Total weight - sec. beams + decking	36.64	35.20	[kg / m ²]
Concrete utilization	0.095	0.127	[m ³ / m ²]

Table 1 - Summary of main structural data for Configuration A and Configuration B

Configuration	A	B	
G : Self-weight	2.69	3.46	[kN / m ²]
P: Permanent loads	1.00	1.00	[kN / m ²]
Qk: Design variable loads	2.50	2.50	[kN / m ²]
QReal: Realistic variable loads	1.25	1.25	[kN / m ²]

Table 2 - Surface loads considered for design.

Configuration	A	B	
ULS utilization factor	95.6%	96.0%	[-]
Pre-cambering foreseen	140	180	[mm]
First frequency (G + P)	2.71	2.27	[Hz]

Table 3 - Summary of most relevant design results.

Configuration	A	B
G + P	2.71	2.27
G + P + Q _{Real} in every parking space	2.56	2.18
G + P + Q _{Real} in every parking space on one side of the lane	2.63	2.22
G + P + Q _{Real} in every second parking space	2.67	2.25
G + P + 0.8 * Q _{Real} in every parking space	2.59	2.20
G + P + 1.2 * Q _{Real} in every parking space	2.53	2.16

Table 4 - First eigen frequency calculated for different load combinations.

considerable main spans – usually from 16 up to 18 meters [7]. When the requirement concerning sufficient natural ventilation is not fulfilled, the Car Park is conversely classified as “Closed”. Typically, the case of car parks which are built under ground or constituting part of another building.

1.2 Floor vibration – Situation and scope of this paper

Like every long-span slender floor, steel-concrete decks for car

parks are exposed to the risk of vibrations [1], [3], [8], [9], [10]. The complexity in the case of car parks is that two kind of dynamic loadings are present: human and vehicular. Nevertheless, general experience shows that floor vibration is not really an issue for car parks: in fact, visitors are just shortly crossing by feet the lanes and once in the cars they are well isolated from the floor vibrations. For these reasons typically no serviceability requirements concerning deflection under live loads is imposed [3]. In literature and some

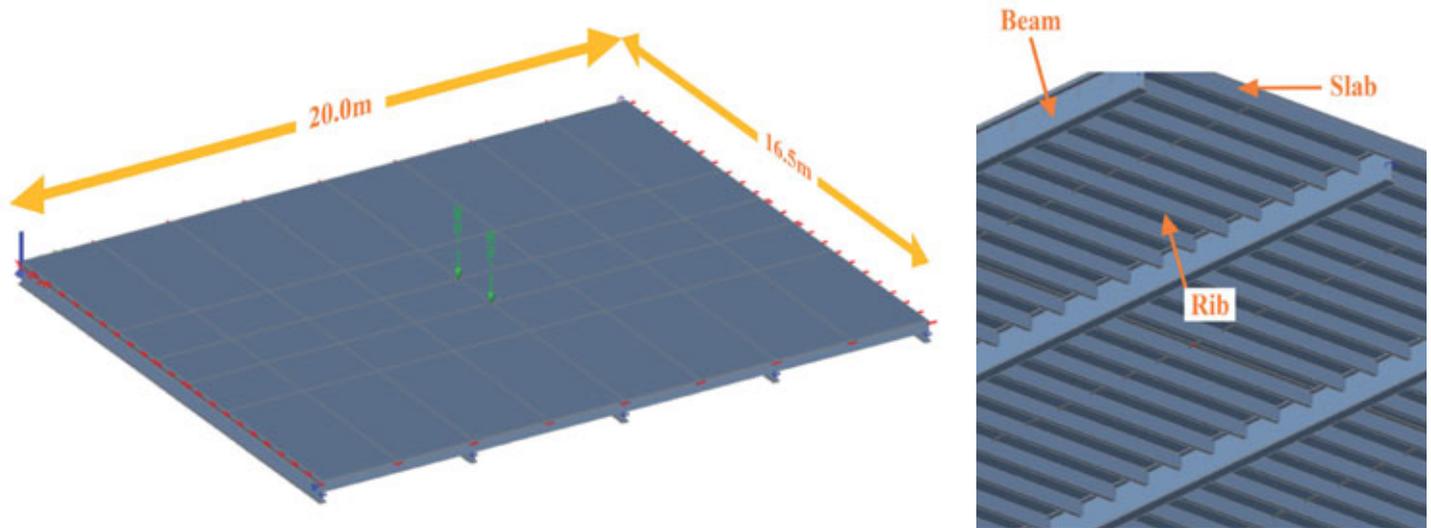


Fig. 5 - View of the FE structural model used for Configuration B.

practice design rules there are recommendations concerning the limit of eigen-frequencies, e.g. 3 Hz according [11]. Such prescriptive approach may constitute the main design criteria affecting the competitiveness of the solution. Scope of this paper is to identify a realistic case study, define two relevant structural configurations analyzing their dynamic behavior for human comfort criteria.

2 DEFINITION OF A RELEVANT CASE STUDY

2.1 Geometrical layout

In the scope of this paper we will consider a standard layout of parking lots $5 \times 2,5$ m with a central lane of 6 m. This bay of 16,0 m will be framed by steel members leading to a span for the secondary beams of 16,5 m [5].

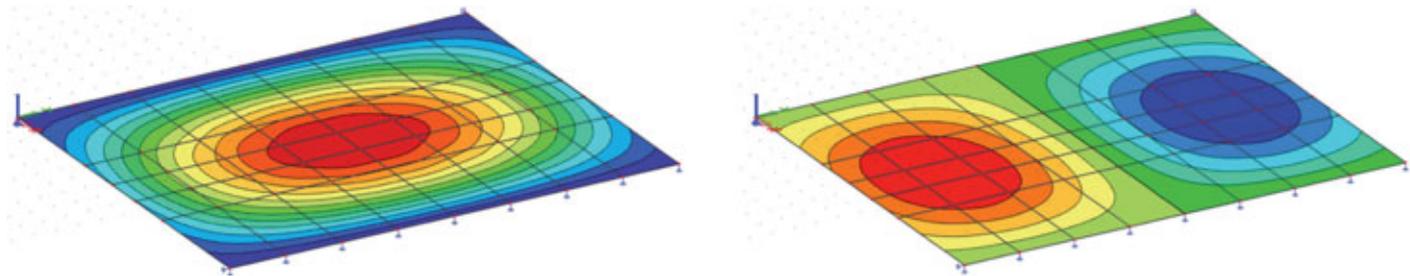


Fig. 6 - First two eigenmodes of the system.

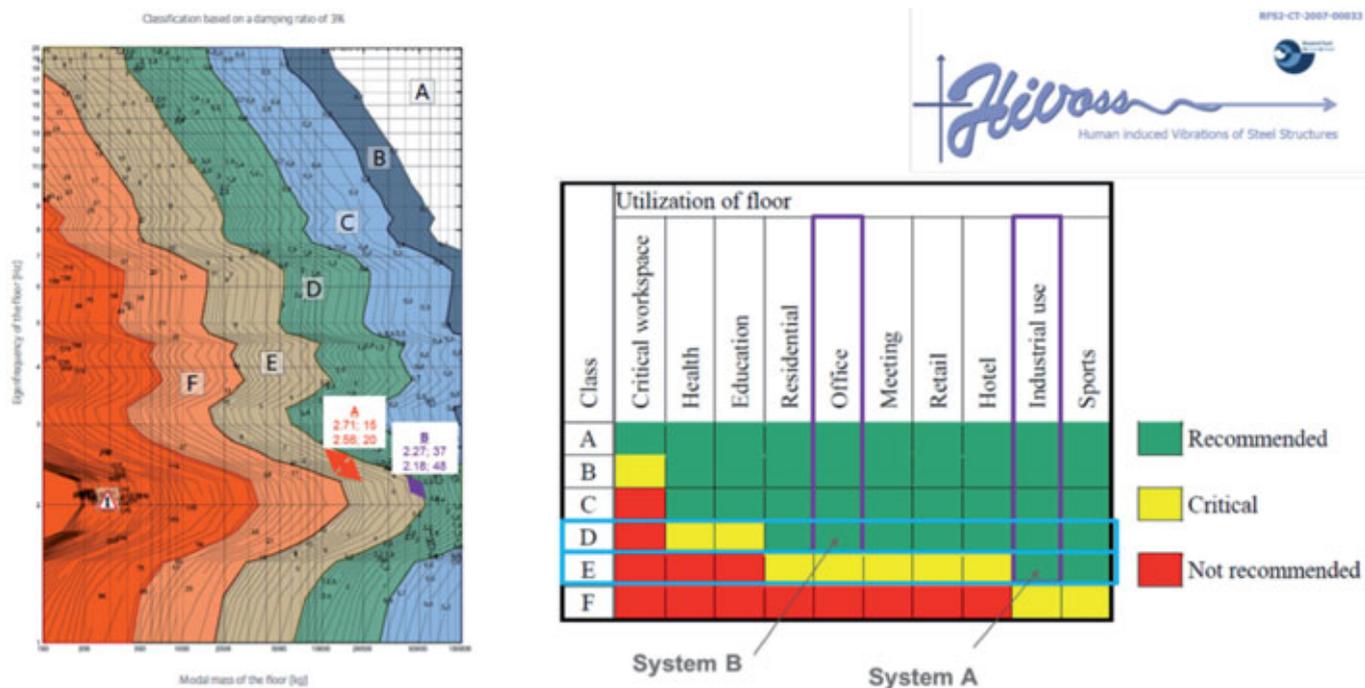


Fig. 7 - Classification for human-induced vibration based on Hivoss approach [9], [10].

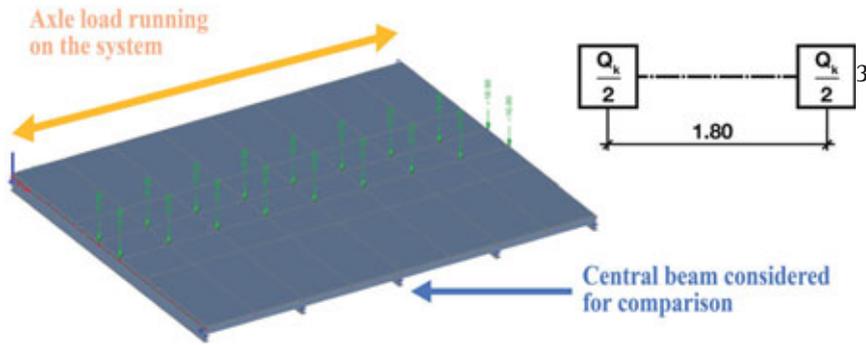


Fig. 8 - Loading model considered for the time-history analysis.

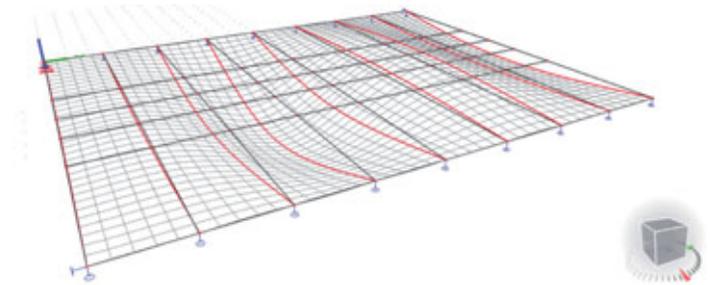


Fig. 9 - Example of displacements form achieved for a given

2.2 Structural deck - Configuration A and B

In this example we will consider a composite steel concrete structure designed according Euro-code 4 [6] Secondary beams are hot-rolled sections with headed studs welded on the top flange. Steel strength is S460M to optimize steel consumption in composite strength design. Deformation under self & permanent weight for an un-propped solution are compensated by adequate cambering (typically in the range $L/100$ to $L/120$, where L is the span).

In the following two configurations are compared. Configuration A presents a shallower steel decking with depth 60 mm (Cofraplus 60 [13]) integrated with 70 mm reinforced concrete on top of the ribs for a total depth of 130 mm. The ribs have a center-to-center distance of 207 mm. The decking is placed on top of the beam flange spanning 2,5 m between primary elements - corresponding to 1 parking lot. This typology corresponds to the most-known old-fashioned steel-concrete composite layout in use since several decades. Configuration B is an alternative more innovative layout in which transversally it is possible to cover 2 parking spaces instead of 1 (beams spaced @ 5,0 m without propping at the construction stage). This solution is achieved by means of a deep steel decking of 220 mm (Cofraplus 220 [13]) with 90 mm of reinforced concrete on top of ribs and studs along beam axis. The deep steel decking is integrated in the depth of the secondary beam by fitting them on special supports ("Wings") welded/bolted on the beam web. In the final phase, the steel-concrete floor behaves like a ribbed deck, with a rib center-to-center distance of 750 mm. This composite solution with 5m beam spacing begun to spread in Europe in the new millennium thanks to the introduction on the market of a new product ("Deep Deck").

In table 1 are presented the main data for each configuration. Configuration B has got the advantage to decrease the number of frames and is more efficient in overall steel consumption. Configuration A is normally more flexible in irregular part of structures (borders, ramps, transitions to staircases cores). Anyway, as it can be noticed the solutions are comparable and both configurations are fit for use for this application; the choice between one of the two systems may also depend on architectural aspects and/or national construction habits.

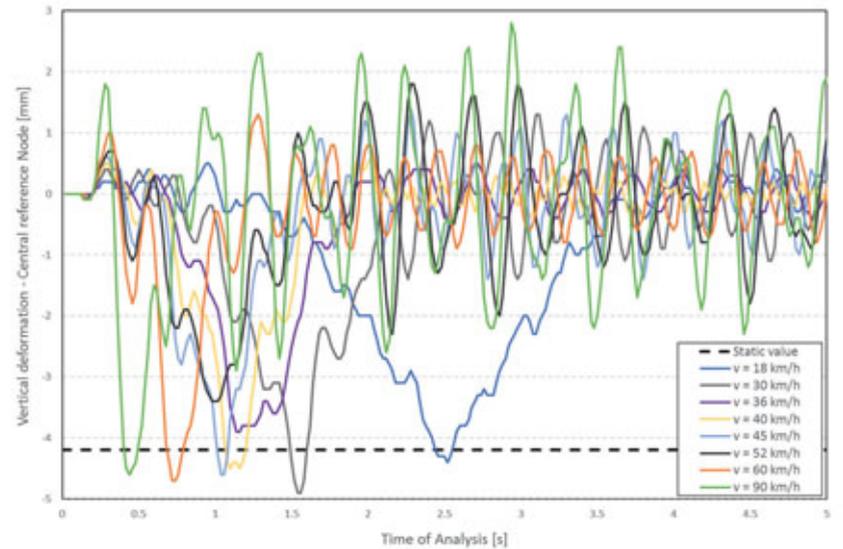


Fig. 10 - Configuration A - vertical deformations for the central reference beam considering various vehicle speeds.

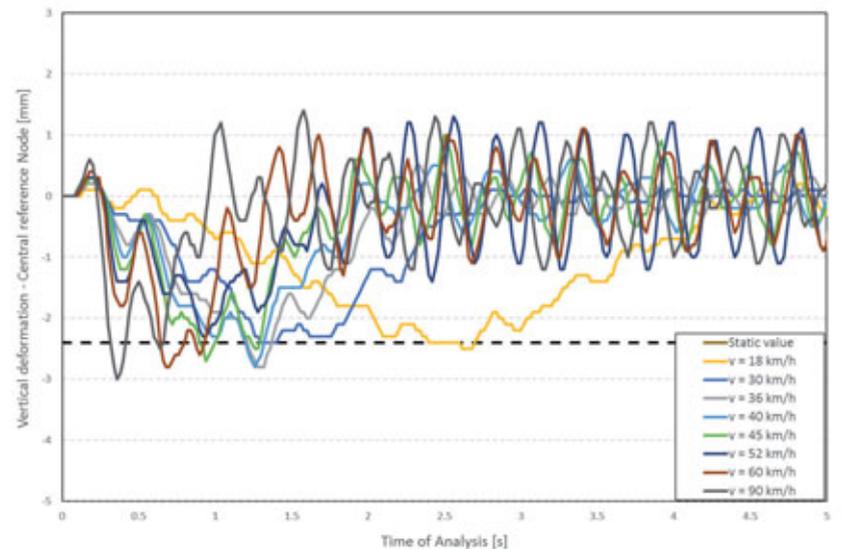


Fig. 11 - Configuration B - vertical deformations for the central reference beam considering various vehicle speeds.

STRUCTURAL MODEL AND MODAL ANALYSIS

3.1 Base structural model

Self-weight and permanent loads are based on [4]. For the traffic loads we have considered §6.3.3 for garages and vehicle traffic areas, category F (Traffic and parking areas for light vehicles <

Configuration	A	B	
Static displacement	4.2	2.4	[mm]
Dynamic displacement	4.9	2.8	[mm]
Dynamic impact factor	1.17	1.17	[-]

Table 5 – Dynamic impact factor related to displacements.

Configuration	A	B	
W_b	0.512	0.436	[-]
Base reference curve multiplying factor	24	24	[-]

Table 6 – Weighting factors related to the natural frequencies based on BS 6472 [1] and [11]

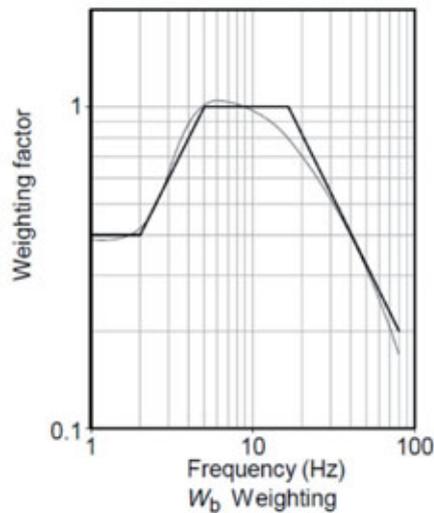


Fig. 12 - Weighting factors used as multiplier of the root mean square acceleration for each load case.

tools are downloadable from net for this kind of application (e.g. ABC created by ArcelorMittal – CTICM see : sections.arcelormittal.com [13]). As expected for this kind of structures, the value of the first frequency falls between the range of 2 to 3 Hz (see table 3).

3.2 Finite Element Model

A Finite Element Model has been built with the software SCIA Engineer [12]. For the scope of this study we have considered a portion of a car park structure with a bay of 20 m (corresponding to 8 parking spaces, so 9 beams for configuration A and 5 for Configuration B) by 16,5 m in the other direction (corresponding to the span of a simply supported beam). The slab is modeled with shell elements, whereas secondary beam and slab ribs re modeled by beam elements. It has been paid proper attention that in longitudinal direction (=beam direction) only the part of the slab above the dovetail is participating with the adequate offset. In transversal direction the ribs have been added as beam elements attached to the shell with an adequate offset. The model is linear concerning material and geometry.

3.3 Results from the modal analysis

The modal analysis is run with the model described above where the self-weight of the structure is given in table 2. It has been checked that for the load case self-weight and permanent loads (G+P), the first eigenfrequency calculated with the FEM software corresponds to the result of the analytical tool (compare Table 3 and table 4 for (G+P)).

When considering the mass linked with the presence of variable loads, only realistic configurations shall be considered. Therefore, we have decided to deal with a maximal value showed in table 2 only in the parking lots where the presence of vehicles can be expected. The realistic surface load corresponds to that of a vehicle of 1600 kg, which approximates the average vehicle weight in European countries, spread on a standard parking lot of 2, 5 × 5 m. The eigen-frequencies have been afterwards calculated for each

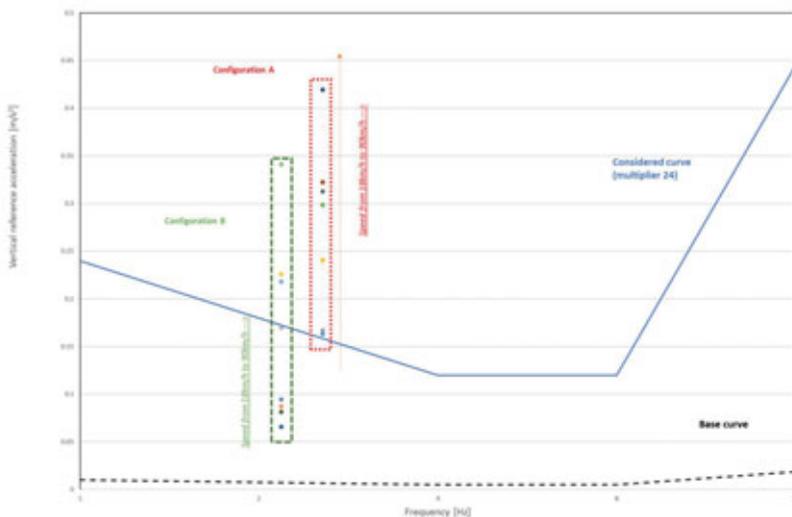


Fig. 13 - Vertical reference acceleration obtained for different speeds for Configuration A and B compared to the reference acceptance curve for floor vibration-vehicle induced

30 kN gross vehicle weight and < 8 seats not including driver) [4] (see table 2). The design has been made according Eurocode 4 [4] for a simply supported standard composite beam. Free available

system with different combinations of parking lots being taken (see the load combinations in table 4). In the scope of a sensitivity analysis, we have also evaluated the case of an exceeding loading of +/- 20%, and as it can be seen the variation of the first eigenfrequency remains moderate as the main masses are still linked with the self-weight.

How it could be expected, all relevant modes, independently from the loading combinations showed before, are one-wave bending in the sense of the secondary beams (on the 16,5 m length) and n-wave in transversal direction (mode 1: 1 wave which means all beams upwards or downwards together; mode 2: 2 wave in transversal direction, and so on). It shall be noted that the first 4 modes are in a range of 1 Hz, which means that the transversal stiffness is relative small compared to the longitudinal one and hence it is possible to uncouple the bending modes of each secondary beam.

3.4 Classification of the floor for human induced vibration

The topic of vibration induced by human activity has been broadly investigated in the recent pasts by many researches and practitioners. In the frame of this paper, we will use the approach developed by the RFCS funded project Hivoss [10], which has found quite a good acceptance by practitioners and is applied for several built projects. The results are shown in figure 7 and demonstrates that both floors are actually fit for purpose for car parks. It shall be remarked that System B could be considered suitable even for use in an office building, which means exhibits a better behaviour.

4 TIME-HISTORY ANALYSIS

4.1 Load model considered

For this study we have considered an axle-load running in the middle of the central lane at a given speed. The load model is taken directly from [4] and is showed in figure 8. The total load point load (Q_k in figure 8) has been set equal to 20 kN as a recommended upper boundary value. The load was forced to move in model at different speeds chosen in the range from 18 km/h to 90 km/h even if those exceeding 30 km/h are rather unlikely in a parking area. The parking spaces have been considered all occupied like the previous simulations in order to achieve the lowest Eigen Frequency that the system can express. It has to be stressed that these assumptions correspond to a very conservative approach since a vehicle load of 2 tons (rather heavy) is applied compactly on only one single axle with fully taken stalls.

4.2 Analysis and damping ratio

The analysis has been run for each given speed in configuration A and B with a time step of 0,02 s. The mesh-size was reduced to 0.25m to achieve a good accuracy in the results. A damping

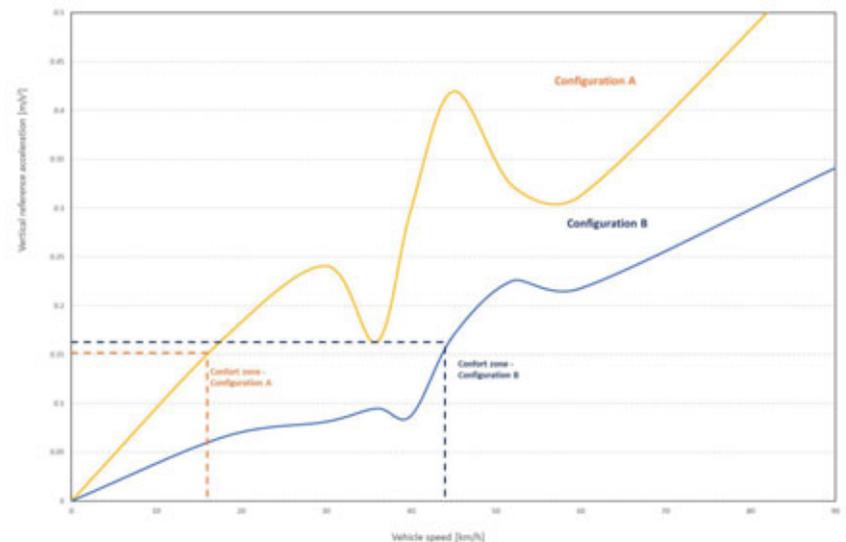


Fig. 14 - Vertical reference acceleration towards Vehicle speed

ratio of 3% has been assumed in the analysis. This value is quite conservative being a significant amount of the mass given by the vehicles which provide a substantial higher damping ratio according to the literature [3], [11], [9].

4.3 Results - displacements

Figures 10 and 11 show the mid-span displacement curves of the central beam in function of time. The peak displacement corresponds to the moment where the vehicle is right above the central beam: this instant occurs at different time of the analysis being the vehicle starting speeds different (the quicker the vehicle travels the sooner it will reach the central midspan of the beam). Some key results are showed in the table below. Despite Configuration B presents the same dynamic impact factor the displacement and the amplitude of the vibration is substantially lower (between 35% and 45%) than configuration A.

Accelerations - results

In the assessment of the dynamic behavior of a floor the accelerations are far more important than the actual displacements. For the assessment of the floor vibration the guide [1], [11] will be followed. According the guidelines the root mean square acceleration has been calculated based on the calculated vertical values for each speed and each configuration. The results have been multiplied by two weighting factors, whereas the base curve for acceptance has been multiplied for a factor based on the type of structure considered.

4.4 Results from the Time-history analysis

Figure 13 shows that several points lie below the considered acceptable floor vibration curve, whereas by increasing the speed the response of the system may result outside the conventional acceptance criteria. In order to express more clearly the results,

the same points of figure 13 have been replotted in figure 14 with the speed of the vehicle on the horizontal axis and the vertical reference acceleration in the vertical axis. The limits of the acceptance criteria have been set corresponding to the frequency of configuration A and configuration B.

Thanks to this representation we can clearly recognize that the acceptance criteria is satisfied for speed up to 16 km/h for Configuration A and up to 44 km/h for Configuration B, even under conservative assumptions that were taken to obtain these results. For vehicle speeds over those limits, the comfort acceptance criteria concerning induced vibrations in z-direction are not more guaranteed. Let's remind that current speed limitation criteria for car parks are in the range of 30 km/h, so it can be concluded that floor vibration disturbance is not an issue.

It is interesting to remark that configuration B, despite having significantly lower eigen-frequencies, behaves consistently better than A under realistic traffic load. Even up to 50 km/h the vertical acceleration remains quite limited. This is mainly linked with the possibility of a larger transversal distribution under point loads. In this view it must be stressed the importance of the continuity of the transversal ribs (there are systems with discontinuous slab ribs – in this case the dynamic behavior may be different due to a less efficient transversal distribution).

5 CONCLUSIONS

It is possible to summarize the investigations showed in this paper in mainly three assessments:

- The two case studies considered, which are representative of the common solutions built nowadays, shows that steel-framed structures optimized for design strength behaves correctly also in serviceability limit states and more specifically regarding floor vibration. This shall confirm that no further serviceability criteria are needed.
- The first frequency is not a clear indicator for the dynamic performance of the system under traffic load, which is considered the more relevant for car park structure. Therefore imposing an arbitrary limit on this does not appear to be appropriate.
- For the loading considered and under same design assumptions, steel concrete composite structure with larger beam spacing (e.g. over two parking lots) and composite slabs with continuous ribs behave in greater manner from the dynamic point of view than comparable system with smaller beam spacing-interaxis (e.g. over one parking lots). This is mainly due to a better load transversal distribution in the case of localized loads (phenomena already known in bridge design).

BIBLIOGRAFIA

- [1] BS 6472:1992 Guide to evaluation of human exposure to vibration in buildings (1 Hz to 80 Hz), British Standards Institution (1992).
- [2] Technical Committee 3, Fire safety in open car parks – Modern fire Engineering ECCS Publication N° 75 (1993).
- [3] Allen D.E., Pernica G., Control of Floor Vibration, Canadian Institute for Research in Construction (1998).
- [4] EN 1991-1-1; Eurocode 1: Action on structures, Part 1-1: General actions – Densities, self-weight, imposed loads for buildings (2001).
- [5] Cajot, L-G., Mathieu, J., Thomas, L., Les structure métalliques pour les parkings ouverts, La revue de Métallurgie CIT (2003).
- [6] EN 1994-1-1; Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings (2005).
- [7] Henley, S., The architecture of parking (2007), Thames & Hudson.
- [8] ISO 10137 Bases for design of structures – Serviceability of buildings against vibration International Organisation for Standardization (2007).
- [9] Oliver Hechler, Markus Feldmann, Christoph Heinemeyer, Flavio Galanti, Design Guide for Floor Vibrations, EUROSTEEL (2008).
- [10] Hivoss – Human Induced Vibration of Steel Structures, Guidelines and background documentation for the design for human induced vibrations on pedestrian bridges and floors – Floor Vibrations, Guideline and Background documents (2008).
- [11] Smith A.L, Hicks S J, Devine P J, Design of Floors for Vibration: A New Approach (2009).
- [12] Advanced Professional Training – Dynamics, SCIA Engineer (2014).
- [13] Website: www.constructalia.com

TELAI CONTROVENTANTI IN ACCIAIO

per l'adeguamento della Scuola Primaria di Conselice (Ra)

BRACING STEEL FRAMES

for the retrofitting of the Primary School of Conselice (Ra)

Marco Peroni*, Irene Fabbi, Elisa Gentilini, Nicolò Minguzzi

Marco Peroni Ingegneria, Via S. Antonino 1, 48018 Faenza (RA), Italy

Come professionisti nel campo dell'edilizia, riteniamo che il recupero degli edifici esistenti, finalizzato da un lato alla conservazione e dall'altro all'attualizzazione funzionale e all'adeguamento alle vigenti normative sismiche ed energetiche, rappresenti un dovere civile caratteristico della nostra cultura: è nella nostra storia millenaria che trovano infatti posto i nostri valori più solidi, tra i quali la salvaguardia del patrimonio architettonico rappresenta certamente un segno distintivo rispetto a molti altri paesi del mondo. Tale premessa risulta doverosa nella presentazione del progetto per l'adeguamento della Scuola Primaria Felice Foresti di Conselice (RA), a maggior ragione trattandosi di un edificio pubblico e vista la natura potenzialmente devastante di un evento come il terremoto che, a causa della sua relativa imprevedibilità, mette in difficoltà anche noi tecnici. Gli insegnamenti tratti nel corso del tempo, in particolare riguardo alle strutture in muratura, ci hanno permesso di comprendere come la collaborazione tra gli elementi strutturali orizzontali e verticali (comportamento scatolare) costituisca la caratteristica principale di resistenza nei confronti dell'azione sismica di tali tipologie edilizie.



Fig. 1 - Scuola Primaria "Felice Foresti", Conselice (RA).

*Corresponding author. Email: peroni@marcoperoni.it

As construction professionals, we strongly believe that the restoration of existing buildings, aimed on one hand to the conservation and on the other to the seismic and energetic adaptation, represents a civil duty typical of our culture: among others, the preservation of the architectural heritage certainly represents a distinguishing mark compared to many other countries of the world. This premise is necessary in the presentation of the project for the Primary School of Conselice (RA), even more so because of the devastating nature of an event such as the earthquake that, given its relative unexpectedness, puts in difficulty even the technicians. The lessons learned over time, particularly regarding masonry structures, have allowed us to understand how the collaboration between the structural elements constitutes the real strength of such building typologies in relation to the seismic action.

1 INTRODUZIONE

Al fine di garantire un'adeguata risposta sismica, i fabbricati in muratura devono avere un comportamento scatolare, caratterizzato da compattezza strutturale lungo le due direzioni ortogonali, pertanto nel caso in esame è stato necessario riorganizzare la configurazione geometrica dell'edificio in un insieme di volumi-scatole l'uno affiancato all'altro con pareti posizionate a una distanza non eccessiva.

La Scuola Primaria "Felice Foresti" di Conselice (figura 1) è un edificio storico in muratura portante risalente ai primi anni del '900 ed è stato rilevato che la principale vulnerabilità riscontrata nei confronti delle sollecitazioni sismiche è data dalla configurazione strutturale a pareti longitudinali, collegate tra loro da un numero limitato di pareti trasversali portanti e strutturalmente efficaci.

Il progetto, finalizzato all'adeguamento agli standard di sicurezza prescritti dalla vigente normativa per gli edifici di nuova realizza-

zione, ha previsto quindi l'inserimento di nuove pareti ortogonali rispetto alle pareti esterne, la maggior parte delle quali realizzate mediante telai metallici in acciaio con controventature al fine di ridurre la deformazione (telai controventanti) e di ottenere la "scatolarità" dell'edificio. La particolare conformazione delle controventature consente di sfruttare in maniera dinamica e flessibile gli ambienti interni separati dai telai, potendo all'occorrenza unificarne i volumi in singoli spazi più ampi.

L'utilizzo estensivo nell'adeguamento sismico dell'acciaio rappresenta uno degli insegnamenti che gli ingegneri hanno acquisito a seguito dei terremoti passati, dove spesso si è osservato come le ristrutturazioni con tetti pesanti e cordoli in cemento armato su strutture in muratura risultassero penalizzanti nei confronti dell'azione sismica, che amplifica i movimenti delle masse più grandi. L'obiettivo è stato quindi quello di alleggerire e limitare l'uso del cemento ai piani più bassi, come per esempio in fondazione.

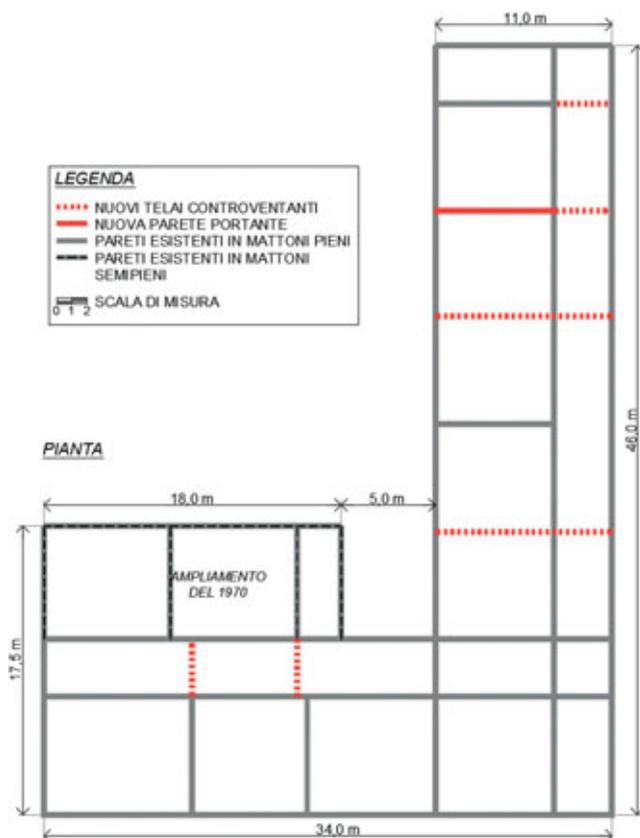


Fig. 2 - Inquadramento planimetrico Scuola "Foresti".

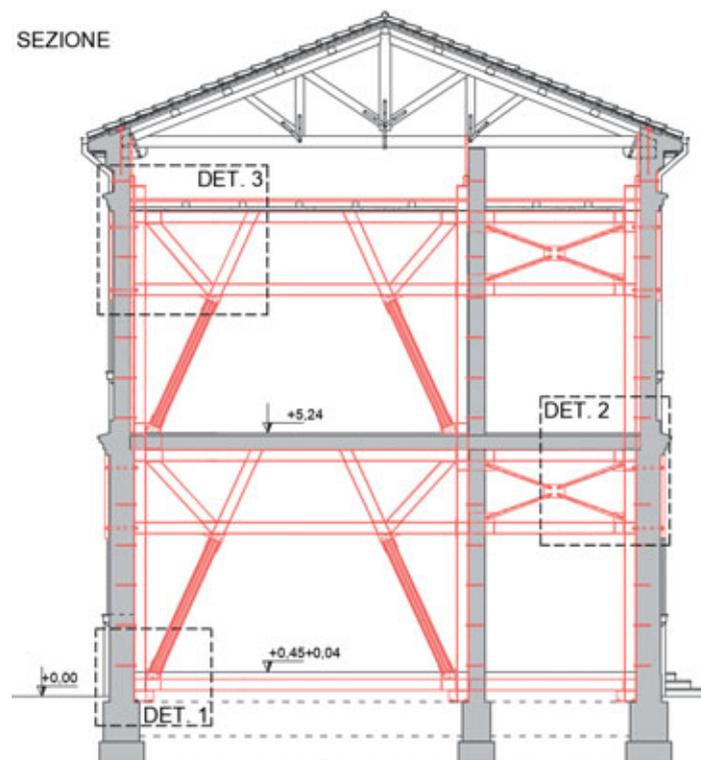


Fig. 3 - Sezione tipica Scuola "Foresti".

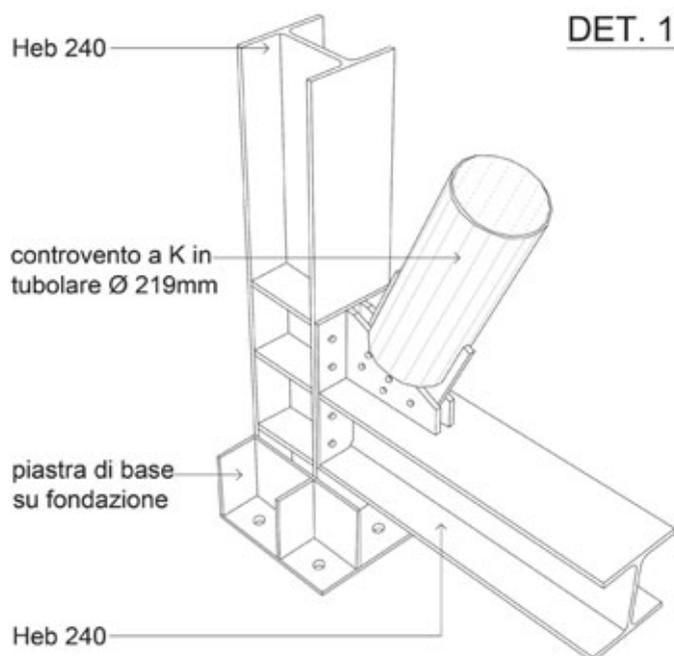


Fig. 4 - Assonometria nodo di collegamento dei pilastri HEB240 alla fondazione con controvento in tubolare.

Nel comune di Faenza (RA) stiamo realizzando interventi analoghi per il miglioramento sismico della Scuola Secondaria di primo grado "Europa" e per l'adeguamento sismico di un edificio privato destinato ad ospitare una Scuola di Musica.

2 DESCRIZIONE GENERALE

L'edificio principale è stato realizzato nel 1930 ed è composto da due piani fuori terra e un piano sottotetto, con altezza di gronda di 10,9 m. Ha conformazione in pianta ad L e dimensioni massime pari 34,0 × 46,0 m.

In corrispondenza dell'ala ovest è stato realizzato in epoca successiva, nel 1970, un ampliamento composto anch'esso da due piani fuori terra, con altezza di gronda di 10,0 m e conformazione in pianta rettangolare di dimensioni in pianta 6,7 × 17,9 m (figure 2).

2.1 Interventi strutturali

Il progetto, finalizzato all'adeguamento agli standard di sicurezza prescritti dalla vigente normativa per gli edifici di nuova realizzazione (NTC 2008), ha previsto quindi l'inserimento di nuove pareti ortogonali rispetto alle pareti esterne, la maggior parte delle quali realizzate mediante telai metallici in acciaio con controventature a K al fine di ridurre la deformazione (telai controventanti costituiti da montanti e traversi in profili HEB240) e di ottenere la "scatolarità" dell'edificio (figure 2-3).

La particolare conformazione delle controventature consente di sfruttare in maniera dinamica e flessibile gli ambienti interni separati dai telai, potendo all'occorrenza unificarne i volumi in singoli spazi più ampi. In corrispondenza dei telai in acciaio viene poi applicato sul lato esterno delle pareti perimetrali in muratura un profilo metallico UPN240 ancorato al montante interno. Le nuove

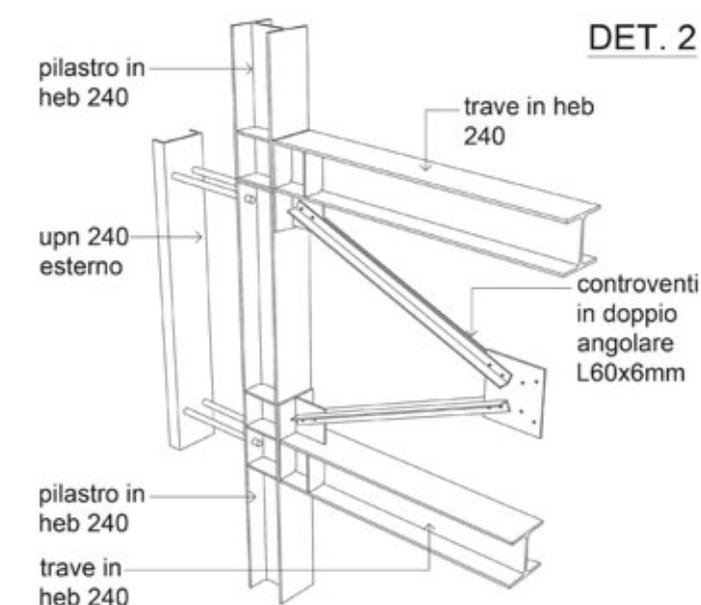


Fig. 5 - Assonometria nodo di collegamento del telaio controventante a livello del primo solaio.

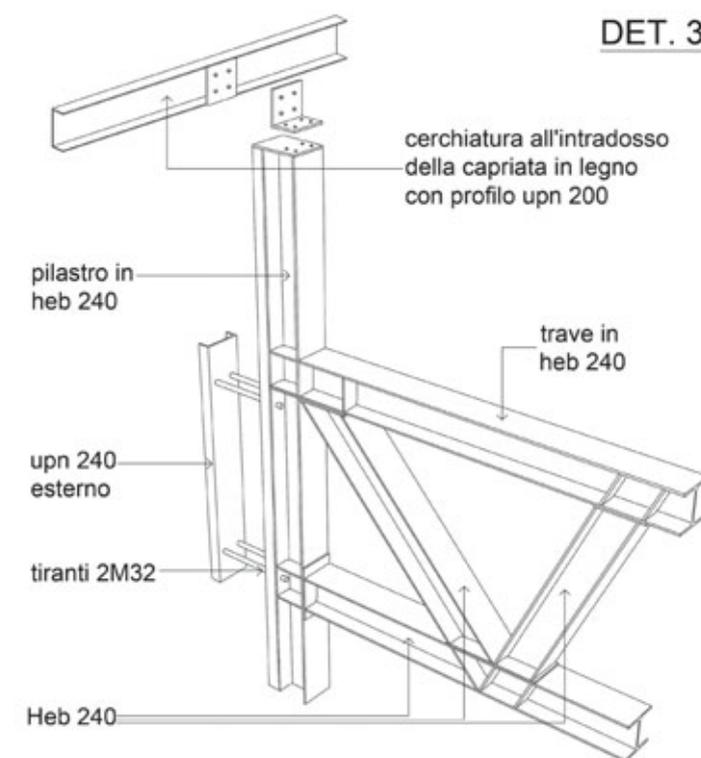


Fig. 6 - Assonometria nodo di collegamento del telaio controventante a livello del secondo solaio.

pareti saranno appoggiate su nuove travi di fondazione rovesce con piano di posa a livello delle fondazioni esistenti (figura 4).

Anche i solai svolgono un ruolo fondamentale una volta resi sufficientemente rigidi nel loro piano. I solai di piano sono in laterocemento con soletta in c.a. collaborante, mentre i solai di sottotetto e di copertura sono in legno e non sufficientemente rigidi. Al fine di migliorare le mutue connessioni tra i setti sismo-resistenti anche alla quota sommitale, è stata realizzata l'operazione di cerchiatura del livello di copertura con il sistema del cordolo-tirante in acciaio sulle



Fig. 7 - Esecuzione di prove con martinetto piatto.

Muratura	f_m (N/cm ²)	m (N/cm ²)	E (N/cm ²)
Mattoni pieni	197	6	1644
Mattoni semipieni	650	28	6657

Tabella 1 - Caratteristiche meccaniche di calcolo della muratura.

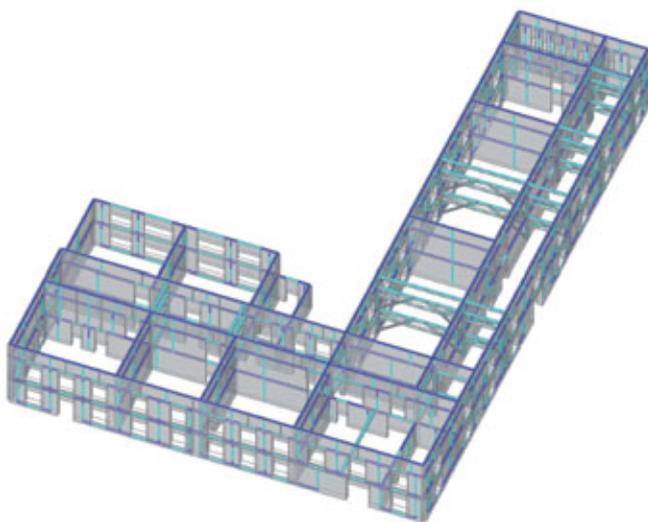


Fig. 8 - Modello a telaio equivalente (Aedes.PCM)

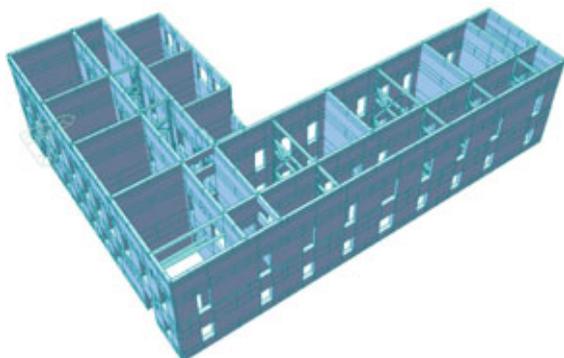


Fig. 9 - Modello a telaio equivalente (Midas Gen)

pareti portanti perimetrali ed interne (Figura 5-6). Infine, le capriate in legno sono state collegate tra loro nel piano delle falde mediante il posizionamento di croci in acciaio, creando così per ciascuna di esse un piano rigido opportunamente connesso al cordolo-tirante metallico previsto lungo il cornicione perimetrale.

Inoltre è stato creato un doppio tavolato incrociato in legno di irrigidimento del solaio di sottotetto (attualmente non praticabile), consentendo di rendere l'ambiente accessibile per future manutenzioni. Parallelamente sono state eliminate situazioni incongrue come pilastri e pareti in falso (presenti nel sottotetto) sui quali poggiavano alcune porzioni di falde di copertura, ricostruite in modo da risultare adeguatamente ammassate al resto della struttura e collaboranti in caso di sisma.

Per l'adeguamento del fabbricato sono stati previsti interventi di rinforzo delle murature esistenti quali la realizzazione delle ammassature mediante barre innestate con resine epossidiche, per migliorare il collegamento tra le murature ortogonali.

2.2 Organizzazione dei lavori

Data la necessità di mantenere la scuola sempre in uso (il Comune non aveva un posto alternativo per trasferire tutto il plesso scolastico durante i lavori), le lavorazioni sono state divise in due anni, concentrandole nei 3 mesi di vacanze estive: durante l'estate del 2018 (da inizio Giugno a inizio Settembre), sono stati realizzati i lavori all'interno dell'edificio storico sia al piano terra che al piano primo inserendo i telai controventanti e prendendo l'occasione di rifare pavimenti e parte degli infissi. Nell'estate del 2019 si procederà al completamento delle operazioni descritte per il sottotetto e per la copertura, sostituendo e consolidando parte delle orditure lignee e realizzando il cordolo tirante in acciaio previsto al contorno della sommità dell'edificio.

3 CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI

Nell'ambito dell'adeguamento sismico, si è ritenuto opportuno eseguire indagini diagnostiche sull'edificio in muratura, in particolare sono state svolte prove con martinetti piatti doppi (Figura 7) per stimare le caratteristiche di deformabilità delle murature portanti e prelievi di frammenti di malta dai giunti orizzontali delle murature per l'esecuzione di test di laboratorio (doppio punzonamento). Sulla base delle verifiche e indagini realizzate in sito, è stato considerato un livello di conoscenza LC3, assumendo quindi un fattore di confidenza FC pari a 1,00.

I parametri meccanici di progetto riportati in tabella 1 sono stati ricavati dalle prove sperimentali svolte e dalla Tabella C8.A.2.1 della Circolare n.617/2009, in riferimento alle indicazioni fornite in Tabella C8.A.1.1, distinguendo le due tipologie murarie, in mattoni pieni e malta cementizia nella struttura originale degli anni '30, e in mattoni semipieni e malta cementizia nell'ampliamento degli anni '70.

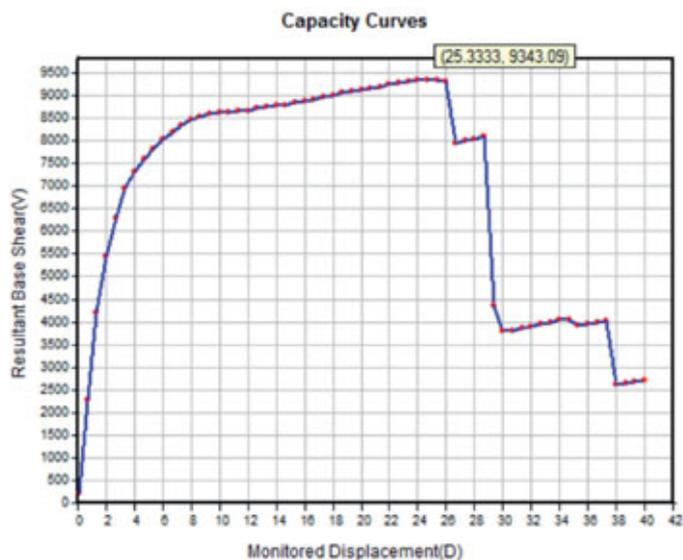


Fig. 10 - Esempio di curva di capacità V-D (Distr. Forze (A), Direzione +Y) ottenuta da Midas Gen.

4 ANALISI NUMERICHE

Dal punto di vista delle analisi numeriche abbiamo eseguito un'analisi statica non lineare (*pushover*) dell'intera struttura muraria con il programma di calcolo AEDES.PCM (figura 8) che lavora schematizzando in modo automatico la struttura con "telai equivalenti a nodi rigidi".

La scatola muraria viene schematizzata da elementi verticali (maschi murari non armati, pilastri in acciaio), elementi orizzontali (fasce murarie non armate, travi in acciaio) e incroci di nodi infinitamente rigidi. Si assume che gli elementi ad asse verticale del piano più basso siano vincolati a terra mediante condizioni di incastro perfetto. La validazione dell'affidabilità dei codici utilizzati e verificare l'attendibilità dei risultati ottenuti è stata ottenuta dal confronto con un'analisi parallelamente eseguita con il programma MIDAS GEN (figura 9), dove il modello a telaio equivalente della struttura viene costruito manualmente dall'utente, verificando la compatibilità tra i modi di vibrare e le curve *pushover* tra i due software.

4.1 Validazione dei risultati

I risultati risultano confrontabili con un'incertezza massima del 15%, che risulta accettabile se si tiene conto del fatto che il programma di calcolo MidasGen permette di assegnare cerniere plastiche concentrate anche agli elementi di rinforzo in acciaio (a flessione e a taglio per travi e pilastri, e a sforzo normale per i controventi), mentre il programma di calcolo Aedes.Pcm considera il comportamento dell'acciaio nella sola fase elastica. Pertanto la maggiore capacità ottenuta, in particolare in direzione y (direzione in cui sono presenti i nuovi telai in acciaio), dipende da questo aspetto. Nelle figure 10-11 si riportano esempi di curve *pushover* di capacità a confronto.

Oltre alle verifiche agli stati limite, dall'analisi non lineare è possi-

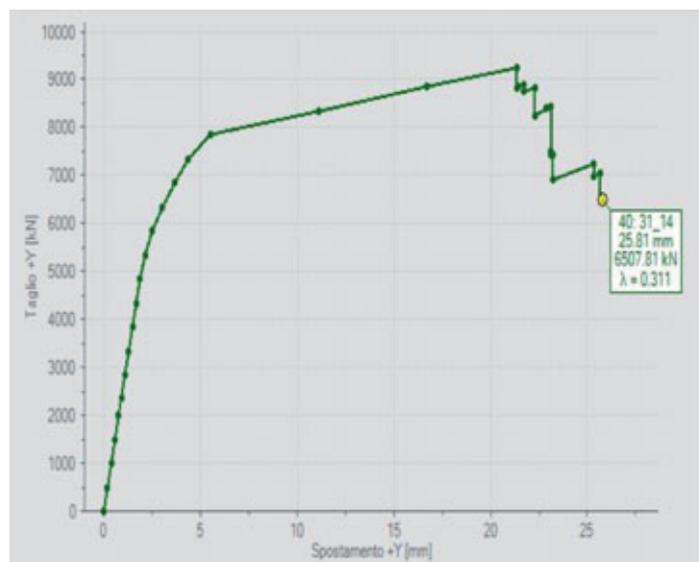


Fig. 11 - Esempio di curva di capacità V-D (Distr. Forze (A), Direzione +Y) ottenuta da Aedes.PCM.

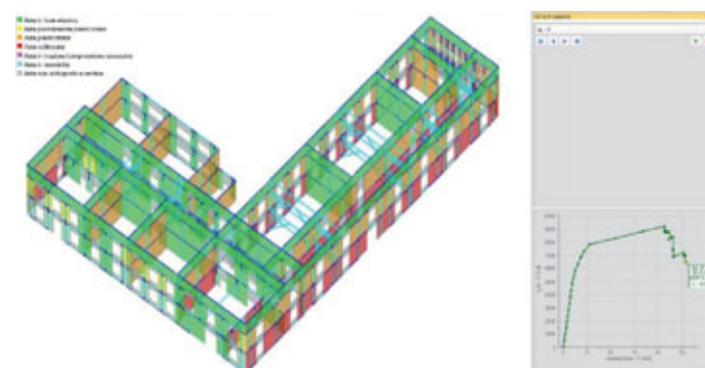


Fig. 12 - Rappresentazione stato di plasticizzazione per verifica a pressoflessione complanare al collasso (Distr. Forze (A), Direzione +Y) ottenuta da Aedes.PCM.

bile ricavare informazioni sulla tipologia di rottura degli elementi al crescere della forza orizzontale. Risulta così possibile controllare anche la sequenza di attivazione delle cerniere plastiche a flessione e taglio (figura 12) al fine di determinare le labilità strutturali e le accelerazioni per le quali esse avvengono.

Le aste parzialmente plasticizzate sono aste che subiscono un degrado vincolare a cerniera (dovuto al superamento della resistenza a pressoflessione complanare) solo in una sezione di estremità, mentre l'altra sezione estrema è ancora in fase elastica. Un'asta è collassata quando, dopo la fase plastica, ha raggiunto la deformazione ultima.

Analizzando i risultati ottenuti dall'analisi di *pushover* è possibile dichiarare che l'edificio ha raggiunto un livello di sicurezza sismica tale per cui il fabbricato risulta adeguato simicamente, in seguito all'inserimento dei nuovi telai di acciaio in quanto per ogni curva di capacità risulta:

- la capacità in termini di spostamento superiore alla domanda,
- gli indicatori di rischio in termini di PGA e Tempo di Ritorno superiori a 1 (tabella 2),
- il q^* inferiore a 3.

Indicatori di rischio	
α_o (PGA _{CLD} / PGA _{DLD})	2,19
α_D (PGA _{CLD} / PGA _{DLD})	2,01
α_v (PGA _{CLV} / PGA _{DLV})	1,24

Tabella 2 – Indicatore di rischio in termini di PGA ai fini dell'adeguamento sismico.

Modello senza telai	Modello con telai
$\alpha_v = 0,85$	$\alpha_v = 1,24$

Tabella 3 – Indicatore di rischio in termini di PGA (PGACL / PGADLV) ottenuto dai modelli con e senza telai in acciaio.

4.2 Compatibilità degli spostamenti tra acciaio e muratura

Un aspetto importante nell'ambito delle verifiche numeriche correlate alla realizzazione di un simile intervento di consolidamento sismico riguarda la compatibilità in termini di spostamenti tra la muratura esistente ed i nuovi telai in acciaio. Come è noto, l'acciaio risulta tra i materiali di uso comune nel consolidamento strutturale degli edifici esistenti in muratura una delle migliori soluzioni in termini di compatibilità meccanica e chimica e di reversibilità. Tuttavia, occorre puntualmente verificare che i dispositivi progettati siano effettivamente in grado di assecondare i movimenti della struttura alla quale risultano collegati senza generare accumuli di sollecitazioni indesiderate, distacchi o fenomeni di martellamento. Pertanto, è stata condotta una apposita analisi finalizzata a verificare l'effettiva compatibilità in termini di spostamenti massimi in esercizio tra i due sistemi strutturali che assieme concorrono, nello stato di progetto, ad assorbire l'azione sismica, ovvero l'insieme dei paramenti murari sismo-resistenti ed i telai metallici controventati.

Si è elaborato un ulteriore modello di calcolo nel quale sono stati inseriti tutti gli interventi previsti a progetto (piani rigidi, cordolo tirante in copertura e parete trasversale in muratura) tranne i telai in acciaio; di conseguenza, il ruolo di controventamento nei confronti dell'azione sismica in tale modellazione è stato affidato interamente ai setti murari.

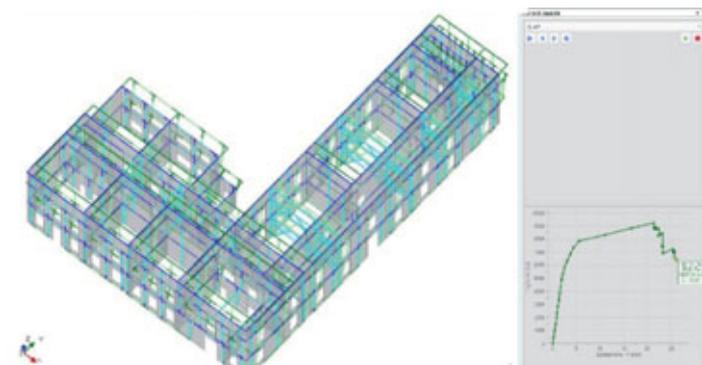


Fig. 13 - Rappresentazione della deformata al collasso (Distr. Forze (A), Direzione +Y) ottenuta da Aedes.PCM.

Confrontando quindi il massimo spostamento all'SLD relativo ai nuovi telai di acciaio nel modello complessivo, con quello relativo ai setti murari nel modello privato dei telai, si può notare che questi sono del tutto compatibili, con differenze non significative nell'ordine di qualche decimo di millimetro. Pertanto, la verifica della compatibilità delle deformazioni in fase elastica può ritenersi soddisfatta.

Inoltre lo spostamento massimo orizzontale (*drift*) derivante dall'analisi numerica per i pilastri in acciaio risulta pari a circa 2 mm: tale valore rientra nei limiti stabiliti dalle NTC in termini di spostamenti laterali per le strutture metalliche ($d < h/300 - D < H/500$).

5 SINTESI DEI RISULTATI

Come detto, il fabbricato in oggetto presentava prima dell'intervento una diffusa serie di vulnerabilità locali e globali tanto nei confronti delle azioni statiche quanto rispetto all'azione dinamica orizzontale indotta dal sisma. L'assenza del piano rigido in copertura e di cordolature perimetrali rendeva difficoltoso e incerto lo svolgimento di una corretta analisi (lineare o non lineare) ad elementi finiti volta ad indagare il comportamento globale della costruzione: una serie di cinematismi di primo modo infatti, caratterizzati da PGA di attivazione molto bassa rispetto all'azione sismica attesa, avrebbero impedito alla struttura di rispondere in modo coeso ed unitario alla sollecitazione esterna. Nell'ambito di una valutazione di vulnerabilità sismica commissionata negli anni passati dalla Stazione Appaltante, si era infatti delineata una struttura fortemente vulnerabile nei confronti dell'azione sismica, con PGA di attivazione dei cinematismi locali di primo modo pari a 0,03g, corrispondente un tempo di ritorno T_R inferiore ai 20 anni. Per questa ragione, e poiché l'intervento richiesto dalla committenza era finalizzato non un ad semplice miglioramento delle condizioni di sicurezza del fabbricato (che avrebbe richiesto un confronto tra stato di fatto e stato di progetto) ma ad un vero e proprio adeguamento sismico, non è stato elaborato il modello globale ad elementi finiti dello stato di fatto.

Tuttavia, confrontando i risultati ottenuti dai due modelli ad elementi finiti elaborati e descritti nel paragrafo precedente, si è potuto appurare che senza l'inserimento dei telai in acciaio il fabbricato non sarebbe risultato adeguato sismicamente poiché caratterizzato da un indicatore di rischio pari a 0,85 e quindi inferiore ad 1 (tabella 3).

In termini di rigidezza, si è inoltre riscontrato (sulla base del calcolo della rigidezza complessiva, in ciascuna delle direzioni convenzionalmente assunte per l'azione dinamica, dei soli telai metallici da un lato e dei setti dall'altro) che il taglio sismico complessivo potrà essere ora redistribuito tra i due sistemi sismo-resistenti secondo le seguenti proporzioni:

- aliquota assorbita dai setti murari: 68,5%.
- aliquota assorbita dai nuovi telai: 31,5%.



Fig. 14 - Telai controventanti montanti in cantiere.

6 CONCLUSIONI

La ristrutturazione di un edificio esistente ad uso scolastico, attualmente perfettamente operativo e funzionante, finalizzato principalmente al suo adeguamento sismico rappresenta una sfida non solo dal punto di vista della progettazione e della successiva realizzazione: la Direzione Lavori va infatti intesa anche e soprattutto come delicata ed attenta gestione dei rapporti tra gli attori del processo (stazione appaltante, impresa aggiudicataria, maestranze e subappaltatori, direzione scolastica) coinvolgendo interessi comuni e, specie in un contesto di piccola dimensione come quello del Comune di Conselice, assumendo una forte connotazione pubblica, esponendo tanto le scelte progettuali quanto i risultati operativi al giudizio di tutta la cittadinanza.

7 RINGRAZIAMENTI

Ringraziamo il Comune di Conselice in particolare il Sindaco Paola Pula, l'assessore ai Lavori Pubblici Ing. Roberto Zamboni ed il RUP Geom. Luca Emiliani per l'appoggio incondizionato verso tutte le scelte progettuali adottate e lo spirito collaborativo che ha animato



Fig. 15 - Telai controventanti montanti in cantiere.

l'amministrazione anche nei momenti più concitati delle ultime fasi di cantiere. Ringraziamo inoltre l'impresa Edilimpianti (Geom. Belfanti e Geom. Nappi) che ha mostrato una grande professionalità nell'eseguire i lavori nei tempi previsti non trascurandone la cura e la precisione.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Peroni M., Fabbi I., 2011. La valutazione di vulnerabilità sismica mediante analisi pushover della scuola media D. Strocchi a Faenza, *Structural modeling*, 4, 4-6.
- [2] Barocci A., 2015. *Rischio sismico*, Grafill.
- [3] Jurina L., 2018. Numerical model and consolidation interventions of Palazzo della Ragione in Milan, XIV International Conference on Building Pathology and Constructions Repair – CINPAR 2018.
- [4] Jurina L., 2013. Cerchiatura di strutture murarie: tecniche tradizionali ed innovative, *Ingenio* n. 16, Ottobre 2013.
- [5] Jurina L., 2003. La possibilità dell'approccio reversibile negli interventi di consolidamento strutturale, *Atti del XIX Convegno Scienza e Beni Culturali "La reversibilità nel restauro. Riflessioni, Esperienze, percorsi di ricerche"*, Bressanone, 1-4 luglio 2003
- [6] Mariani M., 2014. *Particolari costruttivi nel consolidamento e restauro*, Roma, Dei, Tipografia del Genio Civile.
- [7] Mariani M., 2012. *Trattato sul consolidamento e restauro degli edifici in muratura*, Roma, Dei, Tipografia del Genio Civile.
- [8] Nuove norme tecniche per le costruzioni e circolare esplicativa, DM Infrastrutture 14 gennaio 2008, Circolare 02 febbraio 2009 n°617/-C.S.LL.PP., 2009, Roma, Dei, Tipografia del Genio Civile.

IMPIEGO DELLA NORMATIVA CINESE

nel progetto di un impianto di trattamento fumi inquinanti
in zona sismica a Wanhua

USE OF CHINESE STANDARDS

in design of a pollutant fume treatment plant in seismic area in Wanhua

Ing. Francesco Quaglia*, Ing. Maurizio Quaglia

QUAGLIA+PARTNERS - Engineers & Architects Design Consulting - Abbiategrasso (MI), Italia

Il presente articolo riguarda il progetto delle strutture in acciaio in zona sismica di un impianto di trattamento fumi sito sulla costa nord-est della Cina che si affaccia sul Mar Giallo. La caratteristica principale di questo lavoro consiste nell'applicazione delle normative cinesi per il dimensionamento e nell'utilizzo dei profili in accordo con gli standard vigenti in Cina, sia per quanto riguarda le sezioni sia per quanto riguarda i materiali.

This article concerns the design of steel structures of a fume treatment plant located in a seismic zone on the north-east coast of China overlooking the Yellow Sea. The main characteristic of this work consists in the application of the Chinese regulations for the design and in the use of the profiles in accordance with the standards in force in China, both as regards the sections and as regards the materials.

1. INTRODUZIONE

L'impianto oggetto del presente articolo è costituito nel suo insieme da: cinque serbatoi per stoccaggio ammoniaca, stoccaggio e ricircolo idrossido di sodio con relativa tettoia, serbatoio aria compressa e serbatoio dell'acqua, sili dolomite, calce e carboni attivi, due sili polvere, un filtro a maniche, un reattore venturi, un reattore SCR (costituito da un condotto Denox e scambiatori), una ciminiera, una torre di condizionamento. Tutte queste sezioni sono collegate mediante condotti in pressione e/o depressione e da un sistema di scale e passerelle per permettere l'accesso al personale per la manutenzione e per svolgere le quotidiane operazioni inerenti il normale funzionamento degli impianti. Verrà prima illustrata la normativa cinese che è stata adottata, anche ripercorrendo l'iter che ha portato all'attuale codice; quindi verranno illustrate le funzionalità del software di calcolo che ha permesso di ottemperare alle richieste della commessa. Per le diverse sezioni dell'impianto sono stati sviluppati modelli numerici (modelli agli elementi finiti) separati in relazione alla presenza di giunti tessili e/o di dilatazione che hanno permesso di individuare parti strutturalmente separate dell'impianto nel

suo insieme. Si sono effettuate l'analisi statica, l'analisi dinamica modale lineare con spettro di risposta e l'analisi in temperatura. Nelle figure 1-6 sono illustrati alcuni dei diversi impianti analizzati.

2. INTRODUZIONE AGLI STANDARD CINESI E DESCRIZIONE DEL MODULO PER VERIFICHE CON NORMATIVA CINESE

Il progetto è stato realizzato facendo uso del software Midas GEN.

Le normative utilizzate sono state:

- GB50011-2010 (2016) per la progettazione sismica delle strutture;
- GB50017-2017 per la progettazione di strutture in acciaio;
- GB50009-2012 per il calcolo dell'azione del vento.

Lo sviluppo delle normative cinesi inerenti alla progettazione delle strutture in campo sismico è di fatto iniziato con il "Codice per la progettazione sismica di edifici civili e industriali TJ11-74" (1974), rivisto in seguito come versione TJ11-78 nel 1978, a tutti gli effetti il primo codice di progettazione sismica rilasciato ufficialmente. Una versione aggiornata denominata

*Corresponding author. Email: info@quagliapartners.it



Fig. 1 - Sili dolomite, calce e carboni attivi.

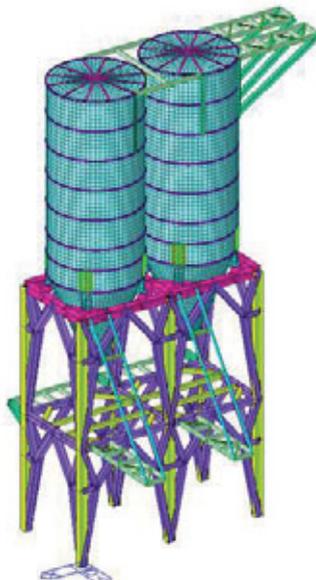


Fig. 2 - Sili polvere.

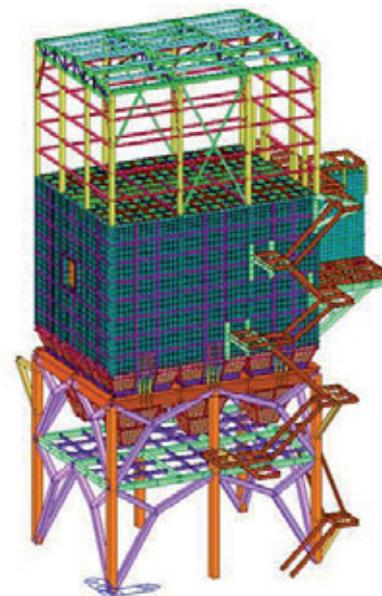


Fig. 3 - Filtro a maniche.

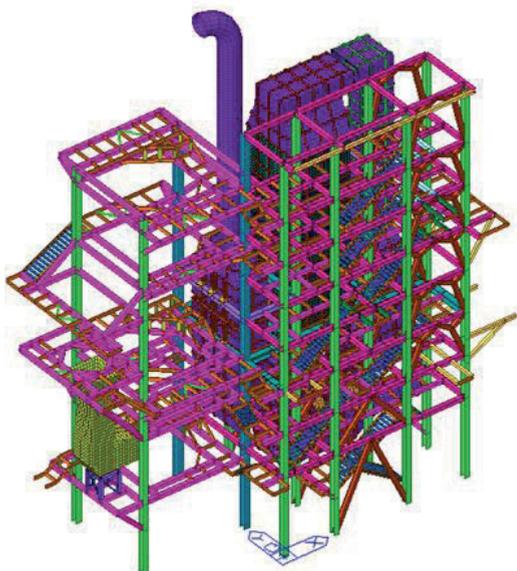


Fig. 4 - Denox e scambiatori.

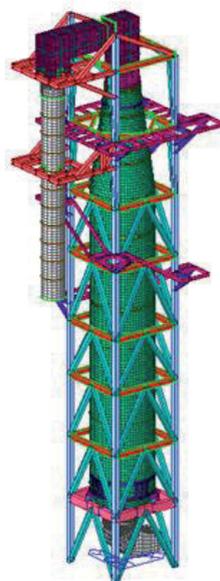


Fig. 5 - Torre di condizionamento.



Fig. 6 - Reattore venturi.

“Codice per la progettazione sismica di edifici GBJ11-89” è stato edito e pubblicato nel 1989 dalla China Academy of Building Research. In seguito è stata emessa una serie di codici e regolamenti a servizio della progettazione sismica per l’ingegneria delle infrastrutture e degli edifici industriali, relativi ad impianti di approvvigionamento idrico, fornitura di gas, ferrovie, autostrade, centrali nucleari, impianti elettrici, ponti, impianti meccanici, chimici, petroliferi, sistemi di comunicazione. Essi seguono i contenuti presenti nel Codice GBJ11-89, in particolare quelli relativi al livello di protezione nei confronti delle azioni sismiche, ai principi fondamentali di progettazione, alla valutazione della forza sismica, alla classificazione del sito, alla progettazione dei sistemi di fondazione, al calcolo in zona sismica in generale. Le caratteristiche principali contenute nella norma GBJ11-89 possono essere riassunte come segue:

- sono indicati degli obiettivi da raggiungere con la progettazione sismica, relativi a tre livelli di azione sismica definiti in termini di “nessun danno a terremoti minori”, “danni riparabili a terremoti moderati” e “collasso vietato ai terremoti maggiori” e due fasi di progettazione sismica, l’analisi elastica utilizzabile dal progettista quando il livello di terremoto è il “minore” e l’analisi elasto-plastica a cui il progettista ricorre se il livello di terremoto il “maggiore”;
- sono indicati i requisiti anti-sismici per edifici in regioni definite a bassa sismicità, intendendo come tali le zone in cui il grado di intensità sia inferiore a 6 in riferimento ad una scala che va da 6 a 9 gradi di intensità;
- è indicato il concetto di livello di difesa degli edifici, determinato in base al grado di intensità della zona e alla categoria di importanza degli edifici;

- è prescritto di ricavare la classificazione del sito in base allo spessore e alla rigidità del profilo del suolo;
- lo spettro di risposta di progetto viene definito anche sulla base degli effetti derivanti dalla vicinanza o lontananza della “sorgente” del sisma;
- è affrontato il problema della valutazione del potenziale di liquefazione e del pericolo di scorrimento dei terreni per un sito specifico;
- sono indicati i requisiti per l’analisi cosiddetta di tipo “*time-history*”;
- è presente il calcolo per la valutazione della rotazione e della risposta verticale alle azioni sismiche;
- è specificato un coefficiente definito come “adjustment coefficient”, indicato con γ_{RE} e applicato per sostituire il fattore di sicurezza generale nella progettazione della sezione in termini di resistenza alle azioni sismiche, secondo la seguente equazione: $S \leq R / \gamma_{RE}$ (S = sollecitazione di calcolo; R = resistenza di progetto).

Dipende dal tipo di materiale, dalla tipologia di struttura, dalle caratteristiche di sollecitazione, secondo quanto indicato nella tabella 1;

- sono indicati i requisiti da rispettare quando si applica l’analisi elasto-plastica e i limiti da rispettare per gli spostamenti di interpiano.

La comunità internazionale di ingegneria civile condivide un approccio basato sulle prestazioni (PBEE, performance-based earthquake engineering). L’obiettivo di tale approccio è garantire la continuità, senza interruzioni di sorta, delle funzioni degli edifici se sottoposti ad eventi sismici.

Il principio generale, adottato dal Codice GBJ11-89, che prevede tre livelli di terremoto di progetto e due fasi di progettazione è compatibile con lo standard nazionale denominato “Codice uniforme per la progettazione di strutture edili GBJ68-84”; dal

confronto di queste normative si vede inoltre che la concezione del progetto nei confronti delle azioni sismiche basata sulle prestazioni è stata implicitamente ripresa dal codice GBJ11-89. La norma GBJ68-84 in particolare definisce l’affidabilità della struttura come la probabilità di raggiungere l’obiettivo (o funzione “target”) in un certo periodo di servizio da parte di un edificio esposto ad una gravità specificata: carico permanente, carico variabile, azioni ambientali (vento, sisma o neve) o azioni accidentali (esplosioni o urti).

Compatibilmente con questa definizione di affidabilità strutturale basata sulla teoria della probabilità (GBJ68-84), il normatore cinese ha quindi previsto per la progettazione sismica per edifici tre livelli di progettazione:

- il livello di progettazione nei confronti di un terremoto minore (63% di probabilità di superamento nella vita di servizio di 50 anni, ovvero riferito ad un periodo di ritorno di 50 anni);
- il livello di progettazione nei confronti di un terremoto moderato (10% di probabilità di superamento nella vita di servizio di 50 anni, ovvero riferito ad un periodo di ritorno di 475 anni).
- il livello di progettazione nei confronti di un terremoto maggiore o più raro (2-3% di probabilità di superamento nella vita di servizio di 50 anni, ovvero riferito ad un periodo di ritorno di 2000 anni).

Analogamente, le due fasi di progettazione sismica, di cui abbiamo accennato sopra, sono definite nella medesima ottica di raggiungere prestazioni attraverso due tipi di approcci. Da una parte una progettazione delle sezioni degli elementi strutturali e del controllo delle deformazioni mediante analisi elastiche, a patto però che il terremoto corrisponda al livello minore. In questo caso non si ammettono escursioni in campo plastico e ciò è permesso proprio dalla relativamente bassa intensità del sisma. Dall’altra è previsto il controllo della deformazione strutturale

Material	Type of structural member	Stress type	γ_{RE}
Steel	Column, beam		0.75
	Brace		0.80
	Panel, connecting bolt		0.85
	Connecting welt		0.90
Masonry	Walls with tie-columns or core-columns at both ends	Shear	0.90
	Other seismic structural wall	Shear	1.0
Concrete	Beam	Bending	0.75
	Columns with axial force ratio < 0.15	Eccentric compression	0.75
	Columns with axial force ratio > 0.15	Eccentric compression	0.80
	Wall	Eccentric compression	0.85
	All types of member	Shear, eccentric compression	0.85

Tabella 1 - Adjustment factor (GB50011-2001).

mediante analisi elasto-plastiche nel caso di terremoti di livello maggiore: in questo caso la plasticizzazione aiuta a proteggere le strutture da azioni sismiche più forti, anche se più rare in termini probabilistici.

Direttamente collegati alla definizione dei tre livelli di progettazione vengono definiti tre obiettivi di prestazione degli edifici in caso di evento; essi sono determinati in base all'importanza e all'occupazione di un edificio:

- obiettivo di edificio operativo: l'edificio e le strutture rimangono operative e funzionali senza danni o con lievi danni: in questo caso la progettazione fa riferimento ad un terremoto di livello minore;
- obiettivo di edificio riparabile: l'edificio subisce limitati danni agli elementi strutturali e gravi danni a quelli non strutturali che possono essere riparati: in questo caso la progettazione fa riferimento ad un terremoto di livello moderato;
- obiettivo di edificio che non collassa e che garantisce la salvaguardia della vita: l'edificio subisce danni strutturali importanti e pericolosi, ma controllati attraverso una progettazione nei confronti di azioni sismiche derivanti da un terremoto di livello maggiore e quindi meno frequente.

I vari livelli di progettazione antisismica e i diversi obiettivi sono determinati in base all'intensità sismica I (definita mediante i gradi 6, 7, 8, 9 di intensità) e alla categoria di importanza dell'edificio (definita attraverso quattro classi: A, B, C, D).

Il percorso di evoluzione della Normativa in Cina relativa all'ambito strutturale ha visto un nuovo ciclo di aggiornamento iniziato nel nuovo millennio e riguardante in particolare la progettazione per azioni sismiche, chiamato GB50011. Oltre alla concezione del progetto basato sulle prestazioni in termini di tre "linee" di difesa antisismica e in termini di obiettivi sismici, sono stati ripresi dalla precedente normativa anche i due approcci alla progettazione sismica, quello elastico (sempre associato ad un sisma che genera accelerazioni minori) e quello elasto-plastico (sempre associato ad un sisma più raro e perciò con accelerazioni statisticamente maggiori). Sono definiti i requisiti di base per un corretto concepimento delle strutture in zona sismica e per la loro progettazione, i parametri necessari per costruire gli spettri di risposta, le metodologie per la classificazione del sito, la forza di taglio minima richiesta alla base e ai vari piani delle strutture.

L'aggiornamento è basato anche sulle nozioni apprese dai danni di terremoti recenti e sono presenti riferimenti a nuovi tipi di strutture, quali edifici con isolatori alla base e dispositivi di dissipazione dell'energia.

In ordine di pubblicazione ci sono stati il Codice GB50011-2001, le cui principali caratteristiche sono di seguito illustrate:

- l'intensità sismica I è sostituita dall'accelerazione di picco A_g . La precedente mappa che definiva le zone a differente intensità

sismica (risalente al 1990), a partire dall'agosto 2001 è stata sostituita dalla nuova mappa sismica della Cina che invece definisce i parametri relativi al moto sismico del terreno, in particolare l'accelerazione di picco A_g e il periodo caratteristico T_g . Le zone 6, 7 (a, b), 8 (a, b) e 9 indicate nella nuova mappa (2001) corrispondono rispettivamente alle zone di grado di intensità 6, 7, 8 e 9 nella precedente zonizzazione (1990). Si può stabilire una corrispondenza tra l'intensità sismica I e l'accelerazione di picco A_g , come si evidenzia nella tabella 2:

- il sito è classificato in base allo spessore degli strati sopra lo strato di terreno duro o il *bed-rock* e alla rigidità del profilo del suolo in termini di velocità equivalente dell'onda di taglio. Le categorie di siti sono mostrate nella tabella 3;
- il periodo caratteristico T_g adottato nel codice GBJ11-89 e che compare nella definizione degli spettri di risposta dipende dal sito ed è un parametro legato alla vicinanza o lontananza della

Seismic intensity I degree	6	7		8		9
Earthquake zone	6	7a	7b	8a	8b	9
Peak acceleration A_g (g)	0.05	0.10	0.15	0.20	0.30	0.40

Tabella 2 - Corrispondenza tra intensità sismica e accelerazione di picco (GB50011-2001)

Equivalent velocity v_{se}	Site class			
	I	II	III	VI
$v_{se} > 500$	0m			
$500 \geq v_{se} > 250$	< 5m	> 5m		
$500 \geq v_{se} > 140$	< 3m	3~ 50m	> 50m	
$v_{se} \leq 140$	< 3m	3~ 15m	3~ 80m	> 80m

Tabella 3 - Classificazione dei diversi tipi di terreno (GB50011-2001).

Earthquake field	Site class			
	I	II	III	VI
Near field	0,20	0,30	0,40	0,65
Far field	0,25	0,40	0,55	0,85

Tabella 4 - Periodo caratteristico per la definizione dello spettro di risposta (GBJ11-89)

Site class	I	II	III	IV	
	Seismic effective zone	A	0,25	0,35	0,45
	B	0,30	0,40	0,55	0,75
	C	0,35	0,45	0,65	0,90

Tabella 5 - Periodo caratteristico per la definizione dello spettro di risposta (GB50011-2001)

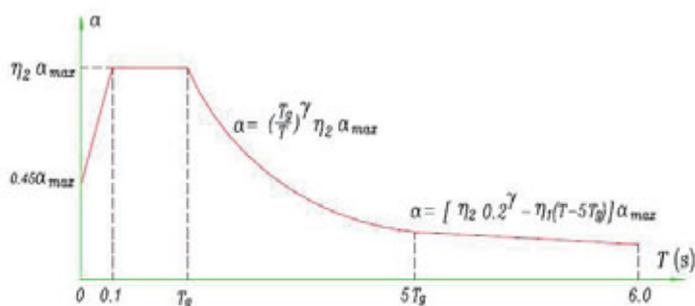


Fig. 7 - Spettro di risposta (GB50011-2001).

sorgente, che tiene conto sia della magnitudo del terremoto che della distanza dall'epicentro (tabella 4).

Nel Codice GB50011-2001 invece l'influenza della sorgente del terremoto e del percorso di propagazione dell'onda sulla forma dello spettro di risposta di progetto sono stati considerati sulla base di quanto contenuto nella mappa sismica del 2001. I periodi caratteristici T_g dello spettro di risposta per le diverse classi di siti e per le diverse zone sismiche A, B, C sono mostrati nella tabella 5:

- vengono forniti gli spettri di progetto, validi per strutture con periodi di oscillazione al massimo di 6 secondi (figura 7).

Seismic intensity zone	6	7a	7b	8a	8b	9
Structures with period $T_1 < 3.5s$ or obvious rotation response	-	0,016	0,024	0,032	0,048	0,064
Structures with period $T_1 < 5.0s$	-	0,012	0,018	0,024	0,032	0,040

Tabella 6 - Minimo coefficiente della forza tagliante di piano.

Structure type	Story drift
R. C. frame	1/550
R. C. frame-shear wall, slab-column-shear wal, frame tube	1/800
R. C. shear wall, tube-tube	1/1000
R. C. shear wall-bottom frame	1/1000
Med high steel building	1/300

Tabella 7 - Limiti per gli spostamenti elastici per le diverse tipologie di strutture.

Structure type	Story drift
One story bent with R. C. column	1/30
R. C. frame	1/50
R. C. frame-shear wall, slab-column-shear wal, frame tube	1/100
R. C. frame-shear wall, tube-tube	1/120
Mansory house with bottom R. C. frame	1/100
Med high steel building	1/50

Tabella 8 - Limiti per gli spostamenti elasto-plastici per le diverse tipologie di strutture.

i parametri presenti nella figura 7 sono così definiti:

$$\gamma = 0.9 + \frac{0.05 - \zeta}{0.5 + 5\zeta}$$

$$\eta_1 = 0.2 + \frac{0.05 - \zeta}{8}$$

$$\eta_2 = 1 + \frac{0.05 - \zeta}{0.06 + 1.7\zeta}$$

- per le analisi tipo *time-history* delle strutture è necessario un gruppo di valori delle accelerazioni il cui spettro medio sia compatibile con lo spettro di risposta di progetto. È consigliato che la forza tagliante alla base calcolata con la *time-history* non sia inferiore all'80% della forza di taglio alla base ottenuta con il metodo dell'analisi spettrale;
- è richiesto uno sforzo tagliante minimo di piano, definito dalla seguente equazione:

$$F_i > \lambda \sum_{j=1}^n G_j$$

Dove:

F_i = sforzo tagliante richiesto al piano i-esimo;

G_j = carico gravitazionale al piano j-esimo;

γ = minimo coefficiente della forza tagliante di piano (tabella 6).

vengono definiti i limiti per gli spostamenti di interpiano per le diverse tipologie di strutture, sia quando sono calcolate per resistere ad un terremoto di livello basso (con il metodo della statica equivalente, con un'analisi dinamica modale con spettro di risposta oppure con una *time-history*) (tabella 7), sia quando sono calcolate per resistere ad un terremoto di livello importante (mediante *pushover* oppure *time-history*) (tabella 8).

Infine è stata redatta e pubblicata un'ulteriore revisione del Codice GB50011 basata sull'esperienza derivata dai danni agli edifici causati dal terremoto di Wenchuan nel 2008, che presenta le seguenti caratteristiche:

- l'importanza degli edifici scolastici e ospedalieri è stata classificata di un grado superiore;
- sono state sottolineate molteplici linee o strategie di difesa nella progettazione antisismica di edifici. Ad esempio le strutture a telaio in calcestruzzo armato devono presentare un certo numero di controventi o pareti di taglio che vengono considerate come la prima linea di difesa per proteggere la struttura dal collasso;
- sono definiti i requisiti per garantire l'integrità delle strutture in muratura;
- viene specificato che l'applicazione del concetto "colonna forte

e trave debole” per le strutture a telaio in calcestruzzo armato deve essere realizzata determinando attentamente le dimensioni e i dettagli costruttivi per colonne e travi anche in considerazione della rigidità e della resistenza dei solai di piano;

- una particolare attenzione è stata riservata alla sicurezza da garantire al vano scala degli edifici in muratura tenendo conto della rigidità e della resistenza della trave a gradino in calcestruzzo armato e della soletta;
- sono stati definiti limiti più restrittivi di altezza e numero di piani per edifici scolastici e ospedalieri in muratura.

Se tra le novità ed aspetti peculiari della recente normativa cinese ci sono sicuramente la sua attitudine ad essere una norma di tipo prestazionale, con diversi livelli di danno ammessi per le strutture, con la definizione degli obiettivi da raggiungere sia relativamente agli edifici sia relativamente ai singoli elementi strutturali e con la definizione dei requisiti per gli edifici alti, certamente non si possono negare alcuni aspetti ancora aperti e che richiedono ulteriori approfondimenti. Tra i principali segnaliamo:

- il fatto che i requisiti prestazionali in termini di resistenza dei vari elementi siano considerati attraverso un’analisi elastica e in riferimento ad un sisma di livello minore, senza distinguere per le strutture a diverso comportamento duttile; infatti la capacità dissipativa, che è strettamente correlata alla possibilità di sviluppare deformazioni duttili, è più adatta nella valutazione delle prestazioni antisismiche delle strutture;
- il fatto che i dettagli costruttivi siano strettamente correlati all’intensità del sisma e all’altezza della struttura, mentre essi dovrebbero più propriamente essere correlati alla capacità di deformazione duttile;
- il fatto che i codici cinesi facciano affidamento principalmente sulla capacità portante degli elementi ma non sulla loro possibilità di deformarsi in modo duttile quando devono definire i livelli prestazionali degli elementi nei riguardi delle azioni sismiche.

3. DESCRIZIONE DEL MODULO PER VERIFICHE CON NORMATIVA CINESE E MODELLAZIONE FEM

Le strutture sono state modellate seguendo le tipiche procedure adottate per questo tipo di impianti.

Ciò che è importante evidenziare riguarda la specifica versione della normativa.

Tra le varie opzioni previste dalla Normativa cinese, a partire dal codice GBJ11-89 in poi, la scelta è ricaduta sulla norma GB500017-03, di emanazione più recente. Il calcolo è stato svolto in campo elastico senza considerare il criterio della “gerarchia delle resistenze” (*capacity design*).

In accordo con quanto richiesto dal cliente e analizzate le funzioni degli impianti, le strutture sono state considerate di primaria importanza (figura 8).

Intensity	6	7	8	9
Slenderness ratio	120	80	60	60

Tabella 9 - Limiti di snellezza per strutture a telaio con più di 12 piani.

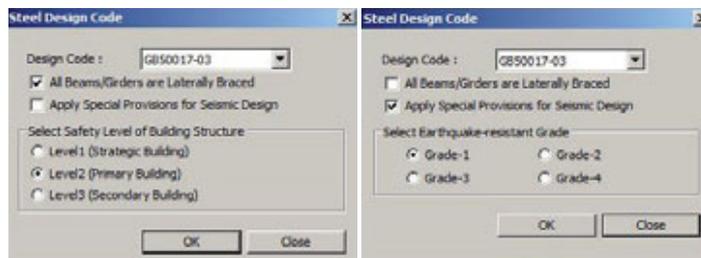


Fig. 8 - Opzioni per il calcolo elastico. Fig. 9 - Opzioni per il progetto mediante *capacity design*

L’utilizzo dell’approccio in *capacity design* avrebbe comportato l’utilizzo dei dettagli e requisiti richiesti per la progettazione antisismica, in particolare si sarebbero avuti limiti di snellezza più restrittivi per i diversi elementi strutturali. Nella tabella 9, a titolo esemplificativo, sono riportati i limiti di snellezza per strutture a telaio con più di 12 piani. I valori indicati sono applicabili per acciaio Q235, mentre per altri tipi di acciaio essi devono essere moltiplicati per $(235/f_y)^{0.5}$.

Inoltre sarebbe stato necessario decidere quale grado di protezione adottare per le strutture (figura 9).

Una volta definiti i parametri per il calcolo delle strutture in acciaio, si è passati a definire i carichi dinamici da sisma, ripercorrendo passo-passo tutte le richieste della normativa. È stata definita la vicinanza o lontananza della sorgente del sisma rispetto al sito di costruzione, definibile attraverso le tre categorie previste dal codice cinese.

Quindi si è passati ad indicare la zona di intensità sismica, scegliendo tra le zone 6 (0,05g), 7 (0,10g), 7 (0,15g), 8 (0,20g), 8 (0,30g) e 9 (0,40g), e la classe relativa al sito (analoga della categoria di terreno presente nelle norme europee).

Secondo quanto illustrato sopra, la scelta del tipo di terremoto da assumere in progetto deve essere coerente con le precedenti scelte fatte: la normativa prescrive il calcolo elastico per un sisma di livello minore e più frequente, il calcolo plastico per i sismi di livelli maggiori.

Sempre a titolo esemplificativo, in figura 10 si vedono le diverse opzioni: “Frequent”, “Middle” e “Scarce”. Si sono poi definiti i parametri T_g e α_{max} , legati alle esigenze specifiche di progetto.

Infine, sono stati inseriti il coefficiente di smorzamento ed il valore del periodo massimo possibile per lo spettro sismico (figura 10).

In figura 11 è riportata la forma dello spettro di progetto per accelerazioni orizzontali.

4. CONCLUSIONI

L’utilizzo della normativa cinese implica l’adozione di un ap-

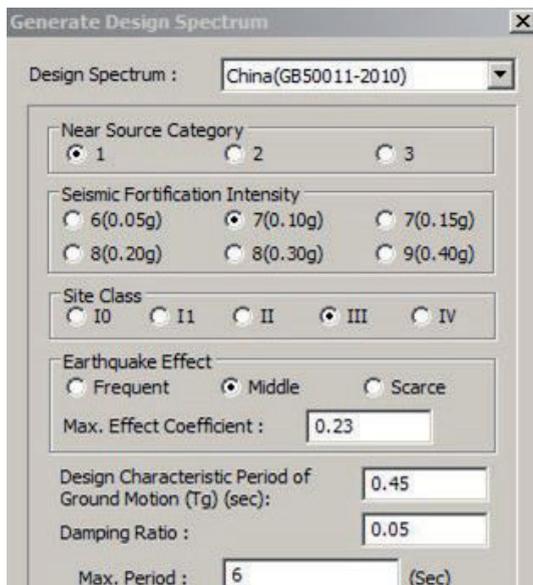


Fig. 10 - Interfaccia per la definizione dei dati "sismici"

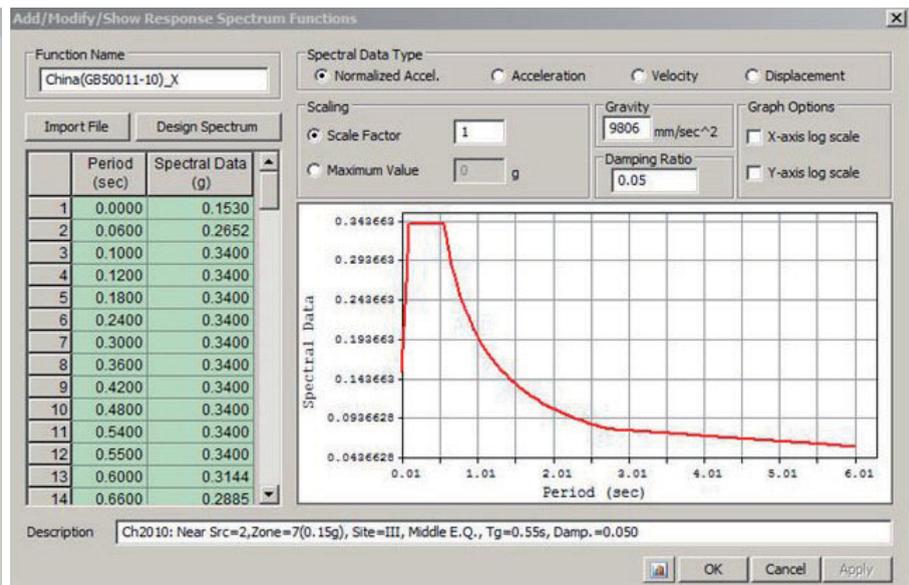


Fig. 11 - Esempio di spettro da normativa cinese risultante dal software

proccio progettuale abbastanza diverso da quello tipico della normativa italiana. In primo luogo la verifica di resistenza in campo elastico viene riferita ad un'azione sismica con probabilità di essere superata nel periodo di riferimento che risulta confrontabile con quella che nella normativa Italiana corrisponde ad un sisma adottato per le verifiche allo stato limite di esercizio (SLD). Analogamente la verifica di resistenza in campo elasto-plastico con adozione del *capacity design* deve essere effettuata con le sollecitazioni riferite ad un sisma di livello medio (la cui azione ha probabilità di essere superata nel periodo di riferimento confrontabile con quella dello stato limite ultimo SLV) o alto (la cui azione ha probabilità di essere superata nel periodo di riferimento confrontabile con quella dello stato limite ultimo

SLC). La normativa Italiana permette invece di considerare allo stato limite ultimo SLV la struttura sia come non dissipativa (progettazione in campo elastico) sia come dissipativa con applicazione della "gerarchia delle resistenze". In secondo luogo non compare l'analogo del fattore di struttura presente nella normativa europea. In terzo luogo l'attenzione è focalizzata maggiormente sulle verifiche di resistenza, trascurando il possibile comportamento duttile delle strutture.

5. RINGRAZIAMENTI

Si ringraziano l'Ing. Paolo Sattamino e l'Ing. Ada Zirpoli di HARPACEAS S.r.l. per l'assistenza tecnica fornita in sede di redazione dell'articolo.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Atti dalla "The 14th World Conference on Earthquake Engineering, October 12-17, 2008, Beijing, China: "A New Round of Updation of Seismic Design Code of China", Yayong (Wang Institute of Earthquake Engineering, China Academy of Building Research 30 Bei San Huan Dong Road, Beijing 100013, P.R. Chinat)
- [2] International Journal of High-Rise Buildings - September 2012 - Vol.1 - Num. 3 - 169-179: "Overview of Performance-Based Seismic Design of Building Structures in China", Guo-Qiang Li (State Key Laboratory for Disaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University, Shanghai, China), Yan-Bin Xu (Department of Building Construction of College of civil Engineering, Tongji University, Shanghai, China), Fei-Fei Sun (State Key Laboratory for Disaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University, Shanghai, China).
- [3] GB50009-2012
- [4] GB50010-2010
- [5] GB50017-2003

CEAS srl PROTAGONISTI DEL MONDO DELL'ACCIAIO



Proseguendo nelle nostre interviste ai protagonisti del mondo dell'acciaio, incontriamo oggi, nei loro uffici di viale Giustiniano 10 a Milano, i soci di CEAS srl (www.ceas.it), società d'ingegneria il cui nome è legato a prestigiose realizzazioni.

Da quanti anni operate e quale è stato il vostro percorso evolutivo?

Siamo operativi da circa quaranta anni. Abbiamo iniziato con attività di analisi strutturale per edifici civili ma anche per centrali di produzione d'energia nucleare, esperienze che ci hanno consentito di maturare grande competenza nello sviluppo e nell'impiego di programmi di calcolo per l'ingegneria civile. C'è stato quindi un ampliamento delle competenze in direzione della progettazione strutturale e civile, geotecnica, architettonica, impiantistica e ambientale, in tutte le sue fasi: definitiva, esecutiva e costruttiva, per opere infrastrutturali e civili. Nonché verso la direzione lavori di opere di grande impegno.

Un impegno a trecentosessanta gradi quindi, per la realizzazione di un'opera d'ingegneria.

Certamente. Grazie alla partecipazione a importanti opere, partendo dal Piano Urbano Parcheggio del Comune di Milano, ci siamo strutturati formando un gruppo di progettazione multidisciplinare in grado di offrire servizi di Ingegneria Integrata a tutto campo: dalla caratterizzazione geotecnica ed ambientale dei siti, alla progettazione architettonica; dallo sviluppo degli aspetti strutturali a quelli impiantistici, energetici ed acustici. L'integrazione di tutte queste attività progettuali, diverse tra loro ma tutte necessarie per la realizzazione di un progetto efficiente ed equilibrato, questa è la nostra vera forza.

Questa integrazione di varie attività progettuali richiede certamente un notevole sforzo di coordinamento delle stesse...

Verissimo. È per questo che, insieme alla progettazione per tutti i settori suddetti, offriamo i servizi di Project Management, garantendo un processo continuo di pianificazione, esecuzione e controllo delle varie risorse, assicurando così il rispetto dei vincoli di tempo, costo e qualità e garantendo costantemente la comunicazione tra tutti gli stakeholder.

La vostra attività si ferma alla progettazione o prosegue in cantiere?

Per noi il cantiere è tanto importante quanto la progettazione. E per noi cantiere è sinonimo di sicurezza: si basa sul principio di garanzia di un clima di reciproco rispetto e distensione dell'ambiente di lavoro, sapendo che questo riduce alla base i rischi, contribuisce a migliorare le condizioni di lavoro, aumenta la produttività del cantiere e diminuisce il costo globale di costruzione. Abbiamo un'esperienza ultraventennale in materia per le attività di coordinamento della sicurezza nella fase di progettazione e di costruzione di un'opera svolgendo un ciclo continuo di analisi, valutazione, organizzazione e controllo dei processi e delle lavorazioni. Oltre alle attività di direzione lavori svolgiamo anche quella di collaudo statico delle strutture di grandi opere. Per fare solo alcuni esempi, ricordiamo il complesso delle tre torri e il centro di attività commerciali del quartiere Citylife della zona ex fiera campionaria di Milano, i viadotti di accesso al sito dell'esposizione universale di Expo 2015, la sede di NUV-Nuova Università Valdostana ad Aosta.

Per tornare un attimo alla progettazione, oggi la tecnologia BIM è sempre più diffusa. Voi la adottate?

A settembre 2019 CEAS ha ottenuto, tra le prime società in Italia, la certificazione BIM da parte di ICMQ. Si tratta di un'ulteriore testimonianza dell'innovazione nella qualità della progettazione e della direzione lavori come testimoniato dal fatto che dal 2015 è stato profuso un forte impegno volto a implementare un sostanziale cambiamento all'interno dell'azienda con l'obiettivo di creare un rinnovato modo di lavorare. Abbiamo investito in risorse materiali, ma soprattutto umane, con l'obiettivo di formare tutto il nostro gruppo di lavoro, e a tutti i livelli, per far acquisire le necessarie competenze e creare un reale coinvolgimento e condivisione della nostra idea:



Torre Intesa San Paolo – Fase di costruzione

Torre Intesa San Paolo – Struttura di trasferimento in acciaio

progettare asset con un valore aggiunto che non si limiti alla fase di progettazione, ma che, soprattutto, si ritrovi durante tutto il ciclo di vita, la fase di godimento del bene dove maggiormente incidono i risultati innovativi BIM. La nostra passata esperienza come centro di analisi strutturale, con la lunga esperienza di sviluppo di programmi di calcolo, ci consente di offrire ai nostri clienti ulteriori opportunità di efficienza e qualità, rispondendo efficacemente alle specifiche esigenze della Committenza a partire dall'infrastruttura informatica di raccolta e gestione organizzata dei dati. Ed è rilevante che in CEAS non venga concepito il BIM semplicemente come strumento di modellazione dei progetti, ma anche, e soprattutto, per la sua valenza nella gestione completa dei processi

Accennate alle vostre origini di analisti strutturali: che eredità vi hanno lasciato?

Siamo sempre in grado di ricorrere alle nostre origini storiche che risiedono nel calcolo strutturale per offrire anche consulenze specialistiche di calcolo numerico statico, dinamico, lineare e non lineare, a supporto della progettazione strutturale, geotecnica e in tutti i settori dell'ingegneria. Alla base della progettazione è posto il nostro know-how specifico dei metodi costruttivi che ci consente di fornire consulenze per analisi di differenti tipologie fondazionali e strutturali, siano esse in calcestruzzo o in acciaio.

La nostra rivista si occupa di acciaio strutturale. Qual è il vostro rapporto con questo materiale da costruzione?

CEAS vanta una notevole esperienza nel campo delle costruzioni metalliche garantendo così un valido riferimento sia in fase di progettazione che di controllo del processo di produzione e del montaggio delle parti in acciaio.

Volete citare alcuni lavori che giudicate particolarmente rappresentativi della vostra attività?

Certamente, accenniamo a tre progetti dalla grande rilevanza ingegneristica e per il forte impatto urbano: la Torre Intesa San Paolo a Torino, il complesso Porta Nuova Garibaldi e il Museo Fondazione Prada a Milano.

Torre Intesa San Paolo a Torino.

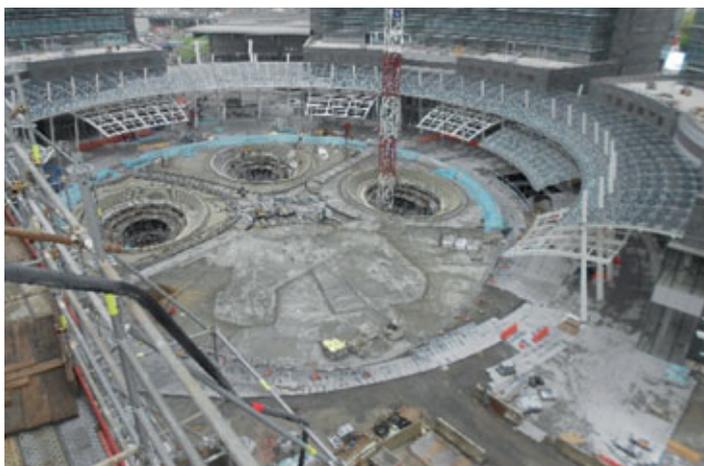
Si tratta dell'intervento contemporaneo più importante nella città di Torino. Uffici e spazi operativi della Banca, insieme a uno spazio dedicato alla vita della città con un auditorium, locali pubblici e persino una serra bioclimatica ad alta quota in una Torre che si staglia sull'orizzonte delle Alpi di 160 mt d'altezza, 39 piani fuori terra e 6 piani sotterranei. Per la costruzione sono state adottate le più avanzate soluzioni tecnologiche ed impiantistiche, nel rispetto dei principi di sostenibilità ambientale, standard di sicurezza, qualità e comfort. Strutturalmente la Torre si configura come una mensola in struttura mista acciaio ("Megacolonne" per circa 3.200 t di acciaio e strutture reticolari di trasferimento per circa 13.650 t di acciaio) e calcestruzzo (solai e "core"), sviluppata in elevazione e poggiante su un basamento in calcestruzzo impostato a circa 25 mt al di sotto del piano campagna.

CEAS si è occupata del controllo strutturale del progetto, ha fornito assistenza alle gare d'appalto e ha condotto la Direzione Lavori delle Strutture del 1° Lotto (scavi e diaframmi per la realizzazione della parte sotterranea) e del 2° Lotto (strutture della Torre) in collaborazione con lo staff della Direzione Lavori Generale di Jacobs Italia SpA.

Porta Nuova Garibaldi

Si tratta di un grande intervento esteso su oltre 290.000 mq che ha generato una forte riqualificazione del tessuto urbano e il naturale sviluppo dei quartieri esistenti. Il principale obiettivo dell'opera è stato la riqualificazione urbana ed architettonica all'interno del Centro Direzionale di Milano per ricucire al cuore della città i quartieri di Porta Nuova (comprensiva dell'area delle ex-Varesine), Porta Garibaldi e Isola.

La parte più importante e impegnativa del progetto, soprattutto dal punto di vista statico, è stato l'intervento sul complesso "Garibaldi", in cui la struttura "podio" collega le basi dei tre edifici a torre. CEAS ha diretto i lavori delle opere strutturali nell'ambito di un team multidisciplinare. L'attività è stata particolarmente impegnativa per via delle coraggiose e complesse soluzioni strutturali adottate, nonché per le altissime prestazioni dei materiali impiegati (calcestruzzi con classe di resistenza fino a C60/75). Nello stesso comparto, in collaborazione con ATM Azienda Trasporti Milanese, CEAS ha svolto la progettazione funzionale dei parcheggi interrati, di particola-



Porta Nuova Garibaldi – Podio – Piazza Gae Aulenti con la struttura in acciaio dei canopy in fase di realizzazione



Porta Nuova Garibaldi – Torre Unicredit – La struttura in acciaio dello spire dall'interno

re complessità in relazione alle connessioni viabilistiche della nuova viabilità di quartiere e ai numerosi vincoli strutturali imposti dal Podium e dalla torre Unicredit, oltre che da tutti gli edifici al contorno. Particolarmente ardita la soluzione di ventilazione naturale dell'autorimessa, che con la realizzazione di "spazi scoperti a forma d'Uovo" si integra perfettamente nello stupefacente landscape di piazza Gae Aulenti.

Museo Fondazione Prada

Si tratta di un'articolata riconfigurazione architettonica di una vecchia distilleria del 1910 che combina sette edifici preesistenti con 3 nuove costruzioni. Un luogo destinato a modificare ed arricchire la vita culturale di Milano con nuovi spazi post-industriali. Abbiamo rivestito un ruolo centrale nella realizzazione dell'opera coordinando l'intera fase progettuale di ingegnerizzazione dell'intervento, seguendo tutti i temi specifici relativi a strutture, impianti elettrici e meccanici, sistemi di sicurezza antintrusione, sistemi antincendio, acustica ed efficienza energetica.

In particolare, è stato importante l'intervento relativo alla torre-museo, vero e proprio landmark dell'intero complesso.

L'adozione di strutture metalliche ha avuto un ruolo fondamentale durante la costruzione, in quanto impiegate come vincolo "attivo", collegato all'edificio in c.a. attraverso una serie di martinetti idraulici. Il vincolo nella fase definitiva è stato poi trasferito al "tube", un tirante inclinato in c.a.p. gettato in opera, che collega la fondazione su pali con la sommità dell'edificio. Sia a breve che a lungo termine è stato così possibile monitorare e regolare gli spostamenti della torre, riducendone in maniera determinante la loro evoluzione nel tempo.



Museo Fondazione Prada – Facciata est dell'edificio Podium (Edificio J) con finiture eseguite in Alluminium Foam



Museo Fondazione Prada – Struttura in acciaio dell'edificio Podium (Edificio J) in fase di realizzazione

XXVII CONGRESSO DEL CTA A BOLOGNA: CRONACHE E BILANCI

Il XXVII Congresso del Collegio dei Tecnici dell'Acciaio si è svolto a Bologna dal 3 al 5 ottobre 2019, nelle prime due giornate nel maestoso salone del Podestà di Palazzo Re Enzo, splendido esempio di costruzione medievale nel cuore della città, e nella terza giornata presso l'ateneo bolognese.

È la prima volta che un congresso CTA si svolge nella regione Emilia Romagna. La manifestazione vanta ormai oltre cinquant'anni di attività: la prima edizione si tenne a Pisa nel 1967, un anno dopo la nascita del CTA.

L'avvio ai lavori è stato dato giovedì 3 ottobre, con l'introduzione da parte del presidente ing. **Emanuele Maiorana**, il benvenuto dell'Università Alma Studiorum di Bologna da parte del prof. **Alberto Montanari** ed il saluto dell'Ordine degli Ingegneri di Bologna da parte dell'ing. **Andrea Gnudi**. Successivamente si è entrati nel vivo delle relazioni generali, sulla ricerca e sulle realizzazioni. Tra le due relazioni generali, hanno portato i loro saluti il geom. **Giancarlo Coracina**, già presidente del CTA e l'ing. **Franco De Pizzol**, a nome di UNICMI.

Nel corso della prima relazione generale, il prof. **Walter Salvatore** dell'Università di Pisa ha svolto un lungo excursus tra le memorie legate al tema della ricerca (pari al 70% delle 102 memorie, pubblicate in due volumi di atti per oltre 1000 pagine), proponendo anche una panoramica delle ricerche a livello europeo. È stato messo in evidenza come il ruolo del progettista sia preminente nella concezione strutturale e pertanto egli deve essere aiutato nella comprensione dei fenomeni fisici e nella piena conoscenza dei mezzi che la scienza e la tecnologia gli mettono a disposizione per il suo lavoro. Scienza e progetto, pur con scopi e linguaggi diversi, devono procedere parallelamente ed è estremamente necessario, per una buona progettazione, uno sviluppo culturale che va ben oltre le semplici ricette normative.

La relazione generale sulle realizzazioni è stata tenuta dal prof. **Salvatore Giacomo Morano** dell'Università di Firenze il quale, in modo molto originale, ha accostato alcune delle opere presentate al convegno ad altre che sono state recentemente costruite,



per mettere in evidenza alcune particolarità che emergevano dalla lettura delle memorie che abbracciavano molti campi: edifici residenziali, grandi opere ed i ponti in particolare, nonché alcune realizzazioni speciali. Tutti esempi da cui trarre spunti utili per la progettazione.

A conclusione della mattinata, il prof. **Raffaele Landolfo**, dell'Università di Napoli Federico II, ha descritto il progetto di ricerca EQUALJOINTS, svolto a livello europeo e di cui l'università partenopea deteneva il coordinamento.

Si tratta di un lavoro supportato da molte università europee e da produttori di acciaio, tra cui Arcelor, che aveva lo scopo di analizzare il comportamento dei nodi trave colonna da impiegare in telai sismoresistenti, e di arrivare a costituire una serie di dati di prequalificazione di alcuni nodi tipici. È ora in atto la disseminazione di questi risultati che metterà a disposizione dei progettisti molti dati utili: si tratta di arrivare a nodi omologati, con le relative regole di calcolo, che garantiscano sia la resistenza che la duttilità richieste dalle norme. Negli USA la prequalificazione è adottata da anni. Pur essendo diverso l'approccio Americano da quello EU, resta il fatto che molti sforzi si stanno facendo per rendere più agevole e sicura la progettazione.

La seconda giornata, altrettanto densa d'incontri, è stata caratterizzata da due relazioni ad invito e da altri interventi. Per prima una breve presentazione, svolta dall'ing. **Beatrice Pomaro** dell'Università di Padova, su un accordo tra l'Università di Padova e il governo del Cameroun, avente il fine di preparare ingegneri civili per sviluppare le strutture dirigenziali ed operative del paese. Si tratta di un'iniziativa molto utile e sostenuta anche dal nostro Stato: il Presidente della Repubblica Mattarella si è recato personalmente a premiare i primi laureati dei corsi organizzati con i docenti italiani.

È seguita la relazione ad invito del prof. **Massimo Majowiecki** dal titolo: "Recenti realizzazioni di sistemi strutturali in acciaio". Sono state descritte con molti dettagli e curiosità, tre spettacolari strutture: il Pedestrian Bridge di Perth, lo stadio della città di Yaoundé in Cameroun, in corso di completamento, ed infine la nuova sede Unipol di Milano, edificio per uffici



molto appariscente che raggiungerà la quota massima di 100 metri ed è situato nel meraviglioso centro direzionale di Porta Garibaldi di Milano, uno dei siti iconici di Milano.

È stata quindi la volta della relazione del prof. **Charles Clifton** dell'Università di Auckland della Nuova Zelanda dal titolo: *"Low damage design of steel structures"*. La Nuova Zelanda è un paese che ricorda molto il nostro: ha infatti una forma che ricorda molto il nostro stivale, ha una superficie che si avvicina ai trecentomila chilometri

quadrati ed è caratterizzata da un'altissima sismicità. Ciò che ci distingue molto da loro è la densità abitativa. Si sta parlando di una popolazione che non arriva ai 5 milioni di abitanti contro i nostri oltre 60 milioni. L'intensità devastante dei sismi che in modo ricorrente colpiscono il paese ha fatto sì che si siano sviluppati molti studi e molte tecniche per contrastarne l'effetto. Clifton ha mostrato come si possono ridurre i danneggiamenti, specie sulle strutture secondarie, agendo sulle modalità di collegamento con le parti strutturali. Queste, per essere dissipative, devono avere la capacità di deformarsi senza portare a collasso le membrature. Devono quindi essere facilmente riparabili in alcuni elementi locali che hanno la funzione di essere dei "fusibili", facilmente removibili e sostituiti in caso di grande danneggiamento. Viene nel contempo assicurata la caratteristica di ricentrabilità post sisma dell'edificio.

Ultimo intervento in ordine di tempo è quello del prof. **Vincenzo Piluso** dell'Università di Salerno. Nell'incontro sono stati mostrati gli avanzamenti del progetto europeo FREEDAM che, parallelamente ad EQUALJOINTS, sta analizzando tipologie di nodi ad attrito che potrebbero rientrare nel futuro in una serie di nodi omologati. Si tratta di un lavoro lungo e complesso portato avanti da più università europee.

I pomeriggi delle prime due giornate del congresso sono stati dedicati alle sessioni parallele, nelle quali i congressisti hanno potuto presentare i propri lavori. Giovedì 3 ottobre le sessioni parallele sono state sette (alluminio e acciaio inossidabile, realizzazioni, edifici esistenti, architettura, ponti 1, strutture composte e profili sottili 1), quelle del giorno successivo sono



state invece undici (profili sottili 2, vetro e strutture offshore, fatica e corrosione, robustezza ed edifici alti, sessione speciale lasteicon, isolamento e dissipazione, controventi, sismica, collegamenti, fuoco e monitoraggio e ponti 2).

Nel pomeriggio di venerdì si è anche svolta l'assemblea dei soci del CTA. Il presidente ed i collaboratori hanno illustrato il lavoro fatto nel campo dell'organizzazione di convegni e corsi, ed è stata infine fatta una breve carrellata sull'andamento della

rivista Costruzioni Metalliche, da un anno circa affiancata dalla pubblicazione dei Quaderni del CTA.

Che dire alla fine di questi due intensi giorni?

Si può dire che alcuni filoni di ricerca, legati al mondo produttivo e della progettazione, si sono delineati forse in modo più evidente in questi ultimi anni. Tra questi se ne sottolineano almeno tre: le strutture realizzate con profili di lamiera sottile piegati a freddo, le strutture per il miglioramento sismico del patrimonio edilizio che si caratterizzano per la loro sicurezza, durabilità e soprattutto economicità rispetto ad altre tipologie di intervento, più diffuse solo perché il mondo della costruzione in acciaio ha ancora poca popolarità in special modo tra i costruttori ed i progettisti generali. Il terzo tema, in via di sviluppo, è quello della zincatura a caldo delle strutture, protezione che può assicurare durabilità ragguardevoli. In particolare nei nostri climi, si raggiungono ormai oltre cento anni di protezione assicurata. E non solo: recenti studi hanno dimostrato che anche la resistenza al fuoco può incrementarsi sino a 30 minuti. E ciò permette usi dell'acciaio zincato veramente ragguardevoli in alcuni settori quali tettoie e autorimesse non interrato. È auspicabile che anche in Italia vengano poi adeguate le norme attualmente vigenti di Prevenzione Incendi, norme prescrittive alquanto rigide per gli edifici citati.

Ma anche nel settore tradizionale dei ponti e degli edifici antisismici è stato mostrato come l'acciaio è senza alcun dubbio uno dei materiali che per molti motivi (caratteristiche meccaniche elevate, facilità di costruzione e montaggio, rispetto della sostenibilità) dovrebbe essere ai primi posti nella costruzione di opere d'arte. Purtroppo motivi di tradizione e di usi locali, ma



XXVII CONGRESSO DEL CTA A BOLOGNA: CRONACHE E BILANCI



soprattutto di disinformazione, non lasciano all'acciaio lo spazio che gli potrebbe competere. Da molti è stato sottolineato come il CTA debba potenziare la propria attività di formazione di buon livello presso il mondo dei professionisti (in particolare del mondo degli Architetti) e dell'Industria.

Anche la terza giornata, svolta presso l'Università di Bologna, plesso Belmeloro, è stata molto intensa e seguita.

Alla mattina ben quattro conferenze, di cui le prime due ad opera del prof. **Marco Savoia** dell'Università di Bologna, riguardante *analisi di vulnerabilità sismica di capannoni* e del prof. **Gianmario Benzoni** dell'Università di California, riguardo gli isolatori. A seguire la relazione dell'ing. **Mario de Miranda**, past presidente CTA, dal titolo *"Ponti di grande luce e sfide dell'uomo e dell'Ingegneria"* ed infine una tavola rotonda dal titolo *"Esperienze e progetti per il ponte sullo Stretto"* a cui hanno partecipato i proff. **Giulio Ballio, Giorgio Diana e Federico M. Mazzolani**, cronaca di un'avventura che li ha visti protagonisti nell'ultimo trentennio.

Particolarmente apprezzate le due serate post lavori: al giovedì l'apericena ai mercati generali, sessione che ha visto una permanenza fino ad oltre l'una di notte. Al venerdì, la cena di gala nel salone del Podestà a Palazzo Re Enzo, con la partecipazione di oltre cento persone, allietata da una validissima orchestra di fiati, e da fuochi artificiali che venivano lanciati dalla piazza Maggiore: erano i fuochi dei festeggiamenti per il patrono della città, San Petronio. Una festa nella festa!

Ultima ma non meno importante la premiazione di ben cinque studenti con un assegno di 1000 euro ciascuno. La cosa è significativa per due ragioni: la ripresa di questa tradizione del CTA con la collaborazione di altri Enti (Ordini Ingegneri di Padova, di Milano, di Bologna e Istituto Italiano della Saldatura) e soprattutto il coinvolgimento di persone che si affacciano per la prima volta al mondo del lavoro dopo anni di studio, giovani ben motivati che si spera diventino nostri colleghi e possano poi continuare nel solco di tantissimi ingegneri e docenti che li hanno preceduti con lo stesso entusiasmo che ha chi esercita quest'arte.

In conclusione, un piacevole evento: tutti soddisfatti alla fine. Gli organizzatori, che vedono premiato il loro lavoro di preparazione durato più di un anno; i partecipanti, che hanno portato e condiviso i loro lavori con tanti ricercatori, professionisti e tecnici del loro mondo; gli sponsor che hanno sostenuto in modo vario un notevole sforzo economico per far sì che la manifestazione potesse svolgersi. Arrivederci tra due anni alla prossima edizione del congresso!

Riportiamo qui di seguito l'elenco delle memorie presentate, divise per sessioni (Le memorie complete sono acquistabili dal CTA scrivendo a: cta@ctanet.it).

ALLUMINIO ED ACCIAIO INOSSIDABILE

- **Caratterizzazione meccanica di elementi strutturali in acciaio inossidabile realizzati con processo di additive manufacturing attraverso test su provini a trazione e tecnica di digital image correlation** - Manzi J., Laghi V., Palermo M., Trombetti T.
- **Progettazione assistita da prove di laboratorio di strutture in acciaio inossidabile** - Manzi J., Laghi V., Palermo M., Trombetti T.
- **Comportamento flessionale di pannelli sandwich multi-strato compositi in acciaio-schiuma d'alluminio** - Latour M., Rizzano G., D'Aniello M., Landolfo R., Babcsan N. Trombetti T.
- **Valutazione del momento ultimo di travi in lega d'alluminio a sezione rettangolare cava mediante il metodo dello spessore efficace** - Nastri E., Pilluso V.
- **Comportamento sismico di portali in leghe di alluminio** - Mazzolani F. M., Formisano A., Rodontini E.
- **Prove sperimentali monotone e cicliche su leghe di alluminio** - Mazzolani F. M., Formisano A., Rodontini E.
- **Comportamento meccanico della flangia della colonna inflessa di giunti saldati in alluminio** - Zazzara L., Brando G., De Matteis G.

REALIZZAZIONI

- **Nuovo studentato per l'università "La Bicocca" in viale Innovazione a Milano** - Market H., Ciocca M., Costa G., Balocchi L., Mercado F., Masiello G., Mori M.
- **Struttura di trasporto dei magneti toroidali per il progetto di fusione nucleare "Iter"** - Valle N., Costa G., Balocchi L., Sartori L.
- **Facciate continue per il nuovo terminal crociere "A. Vespucci" del porto di Civitavecchia** - Costa G., Balocchi L., Paparcone R., Molinari R.
- **Travi reticolari spaziali di acciaio innovative per la tutela dei siti archeologici: indagini sperimentali** - Di Lorenzo G., Babilio E., Chiumento G., Formisano A., Landolfo R.
- **Una nuova soluzione strutturale e funzionale per lo stadio San Paolo di Napoli ad alta tecnologia, sostenibile e family-friendly** - Frongillo P., Iovane G., Faggiano B., Castelluccio R., D'Agostino P., Mazzolani F.M., Landolfo R.
- **Una struttura in acciaio a grandi luci per un ampliamento isolato alla base: "La Cicogna" al Il Policlinico di Napoli** - De Luca A., Guidi L.G.
- **Il nuovo collegamento fra l'aeroporto e la stazione di Bologna: il People Mover** - Matildi G., Matildi C. V., Barrasso P., Ricci F., Isani S.

EDIFICI ESISTENTI

- **Telai controventati in acciaio per l'adeguamento della scuola primaria di Conselice (RA)** - Peroni M., Fabbi I., Gentilini E., Minguzzi N.
- **Perdite economiche dovute a danneggiamento sismico di capannoni industriali esistenti: ruolo dell'involucro edilizio** - Cantisani G., Della Corte G.
- **Progetto di interventi di adeguamento sismico di telai in c.a. mediante dissipatori ad attrito** - Barbagallo F., Bosco M., Florida A., Marino E. M., Rossi P.P.
- **Progettazione di dissipatori metallici isteretici nell'adeguamento sismico di edifici in c.a.** - Ferraioli M., Lavino A., Mandara A.
- **Riqualificazione integrata con esoscheletro in ottica lyfe cycle thinking: applicazione a un edificio esistente** - Zanni J., Marini A., Belleri A., Riva P., Simonetti F.
- **Esoscheletri tipo diagrid per la riqualificazione degli edifici esistenti in ottica life cycle** - Labò S., Passoni C., Belleri A., Marini A., Riva P.
- **Stato dell'arte sugli esoscheletri in acciaio per il retrofit sismico di costruzioni esistenti in calcestruzzo armato** - Di Lorenzo G., Colacurcio E., Di Filippo A., Massimilla A., Formisano A., Landolfo R.

ARCHITETTURA

- **Ruolo, collocazione ed evoluzione costruttiva delle strutture tubolari nel campo industriale e architettonico - il ruolo odierno del laser tube cutting** - Durante S., Trolese E., Raso S.
- **Architettura in acciaio del Novecento e procedure BIM. Il caso studio di una scuola ad Ostia** - Brusaporci S., Abita M., Di Donato D.
- **Tre nuovi padiglioni per la fiera di Bologna** - Pistoletti P., Maestrelli P., Varni S., D'Amore R., Sciarra M.
- **Realtà aumentata per il patrimonio perduto dei ponti in ferro del XIX secolo a Roma** - Morganti R., Tosone A., Di Donato D., Abita M.
- **Nuovo polo industriale e terziario a Crespellano (BO) l'acciaio protagonista delle strutture e dell'architettura** - Camorani F., Conti T.
- **La carpenteria metallica negli edifici ad uso commerciale ecosostenibili: l'esempio del Green Retail Park a Torino** - Finzi B., Savoldelli M., Madioum H.
- **Restauro e conservazione della prima sede della compagnia pompieri di Torino denominata "Caserma delle fontane di Santa Barbara"** - Masera D.

PONTI

- **Progetto ottimo dei dispositivi FPS per ponti isolati in funzione delle condizioni di sito** - Castaldo P., Ripani M., Amendola G., Gino D.
- **Realizzazione di un attraversamento pedonale, ciclabile ed equestre sul fiume Ombrone a Grosseto** - Costa G., Balocchi L., Grandelis F., De Carlo A.
- **La linea di influenza "speciale": uno strumento utile alla costruzione dell'oscillogramma delle tensioni all'interno della procedura per le verifiche a fatica dei ponti** - Bertocelli A., Silvestri S.
- **Ponti ad arco a spinta compensata efficaci ed economici: esempi di realizzazione recenti in Polonia** - Zanon R., Rademacher D., Ochojski W., Lorenc W.

XXVII CONGRESSO DEL CTA A BOLOGNA: CRONACHE E BILANCI

- **Signature bridge in Delhi - criteri e concezione progettuale della ingegneria di costruzione** - de Miranda M., Gnechchi Ruscone E., Marinini L., Origone L.
- **Signature bridge in Delhi - metodi di analisi e verifica nel management nel controllo delle fasi esecutive** - de Miranda M., Gnechchi Ruscone E., Marinini L., Origone L.
- **Ponte strallato sul fiume Crati - Cosenza** - Vaccarezza M., Pistoletti P., Roggero P., Sciarra M.
- **Ponte strallato sul fiume Elsa** - Pistoletti P., Maestrelli P., Varni S., Bovolenta A., Linzi M.
- **Dai ponti metallici di derivazione militare tipo Bailey ai moderni ponti metallici temporanei a struttura modulare a pannelli** - Micheloni M., La Monica M., Migliorati G., Astone C., De Pizzol F. -
- **Viadotto Darsena a Napoli: un bi-trave con fitta diaframmatura per affrontare le curvature molto strette** - De Luca A., Guidi L.G., Lucibello G., L'Arciprete A.
- **Riqualificazione della S.P. n. 46 "Rho-Monza": il viadotto sulla S.S.n.35 "dei Giovi"** - Matildi G., Matildi C.V., Barrasso P., Lucchi D., Isani S.

PROFILI SOTTILI

- **Influenza delle forature sulla risposta torsionale di profili mono-simmetrici in parete sottile** - Bernuzzi C., Montanino A., Simoncelli M.
- **Modellazione numerica di partizioni in cartongesso finalizzata alla valutazione delle prestazioni sismiche nel piano** - Shakeel S., Fiorino L., Landolfo R.
- **Prove cicliche quasi-statiche nel piano su tamponature di facciata assemblate a secco: risultati preliminari** - Shakeel S., Fiorino L., Landolfo R.
- **Pareti di taglio in CFS controventate con lamiere sottili di acciaio: criteri di progettazione sismica proposti per la prossima versione dell'EN1998** - Fiorino L., Campiche A., Landolfo R.
- **Sistema di controventamento innovativo per le strutture leggere in CFS: pianificazione di un progetto di ricerca** - Campiche A., Fiorino L., Landolfo R.
- **Prove di stabilità su colonne tubolari quadre e rettangolari formate a freddo** - Poursadrollah A., D'Aniello M., Campanella G., Landolfo R., De Martino A.
- **Connessioni innovative tra travi a sezione aperta e colonne tubolari eseguite grazie all'impiego del taglio laser** - Piscini A., Morelli F., Salvatore W.
- **Valutazione dell'instabilità dinamica di aste in acciaio** - Bassetti M., Belleri A., Marini A.
- **Strategie progettuali per aste presso-inflesse in parete sottile e con forature a passo** - Baldassino N., Bernardi M., Bernuzzi C., Simoncelli M.
- **Studio numerico e sperimentale di pareti a taglio in costruzioni leggere in piegati a freddo di acciaio** - Baldassino N., Zandonini R., Zordan M.
- **Effetto degli sforzi residui sul comportamento a fatica dei profilati in acciaio formati a freddo usati nell'industria delle scaffalature** - Kanyilmaz A., Castiglioni C. A., Menghini A.
- **Risposta sismica di telai duali in acciaio con pannelli metallici a taglio con differente capacità dissipativa** - Brando G., De Rosa G., De Matteis G.

VENTO E STRUTTURE OFFSHORE

- **Le prove in galleria del vento per i due hangar con struttura in acciaio del parco carbone della nuova centrale termoelettrica a Dubai, UAE** - Dall'Aglio F., Monini G., Rizzioli A.
- **Studio analitico della stabilità dinamica di elementi strutturali mono- e bidimensionali piani smorzati** - Majorana C., Pomaro B.
- **Controllo delle vibrazioni indotte dai vortici su una ciminiera metallica mediante Tuned Mass Damper** - Perotti F., Rodigari D., De Col R.
- **Ampliamento del porto di Itapoá: progettazione e messa in opera della fondazione della nuova banchina portuale** - Cruciano N. P., Piacentini L., Dall'Aglio F.
- **Servizi di supporto al programma di integrità strutturale di un terminale di rigassificazione situato nel mare Adriatico** - Finzi B., Rossini L., Armorina S.

FATICA E CORROSIONE

- **Corrosione atmosferica di acciaio al carbonio e zincato: confronto tra previsioni della normativa e risultati sperimentali** - Bolzoni F., Beretta S., Gastaldi M., Fusco O., Mazzon N.
- **Effetti indotti dal taglio laser su acciai strutturali S235-S460 per applicazioni a fatica ad alto numero di cicli** - Zanon G., Bursi O. S., Scardi P., Bison P., Valli A.
- **Difetti superficiali di materiale base e saldature: un caso studio** - Maiorana E., Dabalà M.
- **Resistenza di connessioni saldate eseguite con taglio laser 3D fra colonne circolari e travi IPE passanti** - Di Benedetto S., Latour M., Rizzano G.
- **Effetto negativo di momento flettente e taglio sul carico localizzato di lastre in acciaio** - Maiorana E., Tetougueni C. D., Zampieri P., Pellegriano C.

ROBUSTEZZA E EDIFICI ALTI

- **Influenza dell'effetto catenaria sul fattore di amplificazione dinamica nell'analisi di collasso progressivo** - Ferraioli M., Lavino A.,

Mandara A.

- **Formulazione e validazione di una procedura di pushdown modale per l'analisi del collasso progressivo di edifici intelaiati in acciaio** - Ferraioli M., Lavino A., Mandara A.
- **Patterns strutturali per edifici alti ispirati alle linee isostatiche** - Cascone F., Faiella D., Mele E.
- **Un metodo semplificato per la progettazione preliminare di strutture nucleo - outrigger** - Alavi A., Aloschi F., Mele E.
- **L'efficienza strutturale nella progettazione degli edifici alti in acciaio** - De Matteis G., Corlito V.

ISOLAMENTO STRUTTURALE E DISSIPAZIONE SUPPLEMENTARE

- **Progetto di sistemi incrudenti isolati alla base con DFPS su base affidabilistica** - Castaldo P., Alfano G., Amendola G., Ferrotto M. F.
- **Progetto di sistemi degradanti isolati alla base con DFPS su base affidabilistica** - Castaldo P., Alfano G.
- **Metodologia di progetto per il controllo del drift residuo: applicazione ad un sistema accoppiato** - Montuori R., Nastri E., Tagliaferro B.
- **Studio sulla sovraresistenza dei link di sezione HEA tramite simulazioni FEM** - Manganiello L., Montuori R., Nastri E., Piluso V.
- **Valutazione del comportamento di connessioni trave-colonna tradizionali (RBS) ed innovative (FREEDAM) su una struttura in scala reale sottoposta a test pseudo-dinamici** - Di Benedetto S., Ferrante Cavallaro G., Francavilla A.B., Latour M., Piluso V., Rizzano G.
- **Analisi numerica di lastre di acciaio sollecitate a taglio con foratura tipo butterfly** - Monsef Ahmadi H., De Matteis G.

CONTROVENTI

- **Controventi dissipativi nei telai sismo-resistenti: BDB vs BRB** - Taiyari F., Mazzolani F. M.
- **Caratterizzazione sperimentale di una struttura a telaio a due piani equipaggiata con dispositivi "Crescent Shaped Braces"** - Palermo M., Silvestri S., Incerti A., Gasparini G., Trombetti T., Mazzotti C.
- **Progetto delle colonne di telai con controventi concentrici a V inversa** - Barbagallo F., Bosco M., Florida A., Marino E.M., Rossi P.P.
- **Confronto della prestazione sismica di telai controventati progettati in accordo all'EC8** - Barbagallo F., Bosco M., Gui A., Marino E.M., Rossi P.P.
- **Interazione dinamica terreno-struttura di edifici in acciaio** - Aprile V., Pagliaroli A., Brando G.
- **Progettazione sismica di strutture con controventi concentrici: proposte per il prossimo EC8** - Costanzo S., D'Aniello M., De Martino A., Landolfo R.

SISMICA

- **Approccio multi-criterio per la valutazione del danno sismico alle tamponature di edifici monopiano in acciaio** - Scozzese F., Zona A., Della Corte G.
- **Progettazione sismica ed analisi preliminari di una parete prefabbricata ibrida acciaio-calcestruzzo** - Piattoni Q., Zona A., Freddi F., Leoni G., Dall'Asta A., Argentoni A.
- **Uso della teoria della fatica oligo-ciclica per la valutazione del danno in telai non controventati in acciaio** - Bernuzzi C., Rodigari D., Simoncelli M., De Col R.
- **Metodo di progettazione per resistenza e duttilità** - Nunziata V.
- **Analisi critica della sovra-resistenza nei link corti di controventi eccentrici** - Capaldo C., Montuori R., Nastri E., Piluso V., Pisapia A.
- **Analisi statiche non lineari di strutture ibride con collegamenti innovativi plugand-play** - Poursadrollah A., D'Aniello M., Landolfo R., De Martino A.

COLLEGAMENTI

- **Giunti trave-colonna per scaffalature metalliche: modelli evoluti a elementi finiti** - Baldassino N., Bernardi M., Bernuzzi C., Simoncelli M.
- **Analisi di strutture in acciaio non conformi: elementi finiti vs approccio analitico** - Andreini M., Beltramello O., La Mendola S., Tartaglia R., D'Aniello M., Landolfo R.
- **Studio di fattibilità sull'utilizzo degli slide hinge joints in strutture resilienti** - D'Antimo M., Demonceau J.F., Latour M.
- **Progettazione in capacità dei giunti in acciaio** - Vild M., Bajer M., Wald F., Šabatka L., Kolaja D.
- **LOKIBASE dispositivo per l'isolamento sismico di scaffalature metalliche portapallet - analisi di ottimizzazione** - Ferrari M.
- **Resistenza flessionale di giunti flangiati nel caso di profili cavi** - Caprio D., D'Aniello M., Faggiano B., Iovane G., Landolfo R., Couchaux M., Hjjaj M.

FUOCO E MONITORAGGIO

- **Criteri di ottimizzazione del progetto esecutivo** - Maiorana E.
- **Applicazione del fire safety engineering a un edificio multipiano in acciaio** - Weiss A., Tondini N., Pustorino S.
- **Le strutture metalliche come elemento fondamentale per la costruzione di un'opera in c.a.: l'esempio della torre Prada a Milano** - Finzi B., Carni V., Salaris R.
- **Sistema real time di monitoraggio strutturale attivo di infrastrutture e di edifici** - Di Costa A., Raimondi F.M., Scibilia N.
- **Le vernici intumescenti per la protezione antincendio di strutture in acciaio: analisi sperimentale e modellazione** - De Silva D., Bilotta A., Nigro E.
- **Valutazione della sicurezza strutturale antincendio di un edificio esistente in acciaio applicando i criteri della fire safety engineering** - De Silva D., Bilotta A., Nigro E.

CONCORSO PREMI DI LAUREA A.A. 2018-2019



Durante la cena di gala del XXVII Congresso del Collegio dei Tecnici dell'Acciaio, a Palazzo Re Enzo a Bologna, il 4 Ottobre 2019, si è tenuta la cerimonia di consegna dei premi di laurea per il biennio 2018 e 2019. Si tratta di 5 premi di laurea da € 1.000 ciascuno messi in palio da C.T.A., Fondazione Ingegneri Padova, Ordine Ingegneri Milano, Ordine Ingegneri Bologna e Istituto Italiano della Saldatura.

La commissione esaminatrice, presieduta dalla Prof.ssa Elena Mele e composta dal Prof. Claudio Bernuzzi, dal Prof. Attilio De Martino, dal Prof. Vittorio Nascé e dall'Ing. Alberto Vintani, ha selezionato i vincitori dei cinque premi messi in palio dal CTA, dalla Fondazione Ingegneri di Padova, dall'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Milano, dall'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Bologna e dall'Istituto Italiano della Saldatura. Un sesto lavoro è stato degno di menzione e pertanto invitato a presentare una sintesi per la pubblicazione nella rivista Costruzioni Metalliche.

I premi sono stati consegnati sotto forma di attestato e di assegno da € 1.000 dagli ex Presidenti del CTA presenti al congresso, intrecciando idealmente un filo tra una parte all'altra del Paese così che ogni Ente premiasse la sede universitaria più distante.

L'iniziativa riprende una tradizione che si era interrotta negli ultimi anni, anche a seguito della confluenza di ACAI in UNICMI. Il Consiglio Direttivo del Collegio si è attivato per poterla ripristinare e la partecipazione dalle Università di Napoli, Milano, Salerno, Modena Reggio Emilia e Genova ne ha confermato il grande interesse. Dodici candidature, che avremmo voluto premiare tutte.

Partendo dal presupposto che l'acciaio nelle costruzioni è da

sempre strumento ideale nella ricerca di espressioni architettoniche innovative e all'avanguardia, l'oggetto della tesi doveva riguardare tematiche relative a ricerche di tipo sia teorico che sperimentale sia pratico-applicativo, nonché all'impiego dell'acciaio nella realizzazione.

L'eterogeneità degli argomenti ha evidenziato in quante possibili applicazioni sia utilizzabile l'acciaio; come riportato nel regolamento "particolarmente versatile per espressioni architettoniche innovative e all'avanguardia".

I candidati hanno avuto modo di cimentarsi per la prima volta con un concorso tecnico, i partecipanti al congresso di apprezzare alcuni scorci della ricerca scientifica italiana.

I propositi ed auspici per il futuro sono che l'acciaio trovi sempre più uno spazio ampio nel panorama delle costruzioni quale soluzione possibile, e probabilmente in determinati casi unica, per risolvere molteplici problematiche.

Sono risultati vincitori:

Eugenio Alaio: "Adeguamento sismico degli edifici esistenti tramite Diagrid dissipativa"

Silvia Vela: "Economic and environmental effects of circular and resilient design strategies on the life cycle of a single-storey steel building"

Pierluigi Frongillo: "Lo stadio San Paolo di Napoli: soluzione strutturale e funzionale ad alta tecnologia, sostenibile e family-friendly"

Elena Elettore: "Design and analysis of steel seismic resilient frames equipped with self-centering column bases with friction devices"

Kristian Gjoka: "I beam to CHS column joints using laser-cutting technology. An analytical approach"

Oltre alle tesi di cui sopra, destinatarie dei Premi messi in palio, la Commissione giudicatrice ritiene degno di menzione il seguente elaborato:

Fabrizio Aloschi: "Steel Outrigger Systems for Tall Buildings"

L'autore della tesi sarà invitato a presentare una sintesi del suo lavoro per la pubblicazione su Costruzioni Metalliche.

Per maggiori informazioni:

<http://www.collegiotecniciacciaio.it/2019/10/30/concorso-premi-laurea-2018-2019/>

CASE IN ACCIAIO

PASSIVHAUS

CASACLIMA

DOMOTICA

SICUREZZA



Il benessere ha trovato casa

C.da Cesine, 8 | 83040 Chiusano di San Domenico (AV) | T. 0825 988952 | info@irdom.it | www.irdom.it

Da più di settant'anni in prima linea

per gli approfondimenti
tecnico scientifici della cultura
del costruire con l'acciaio

**I QUADERNI DEL CTA
BULLONERIA STRUTTURALE**

PREZZO DI COPERTINA € 15;

Prezzo per gli abbonati € 10;

prezzo per gli studenti abbonati € 5.

**La pubblicazione viene spedita gratuitamente
a tutti i Soci di C.T.A.**





Abbiamo creato un sistema di informazione globale per gli appassionati di ingegneria

- **INGENIO** è una Testata tecnica che nasce dalla volontà di rispondere alle esigenze di informazione e aggiornamento tecnico nel settore delle costruzioni.
- Il cuore del sistema di informazione è il portale: www.ingenio-web.it, integrato da un Magazine digitale e cartaceo, una Newsletter tematica di approfondimento e un'area video.
- Il motore di INGENIO è la diffusione delle conoscenze tecniche, per questo ha puntato sulla pubblicazione di articoli tecnici di approfondimento, e non solo sulle news del settore.
- Oggi INGENIO conta su una banca dati di oltre 10.000 articoli, tutti disponibili gratuitamente sul portale.



PER L'AMPLIAMENTO DELL'AEROPORTO MARCO POLO DI VENEZIA

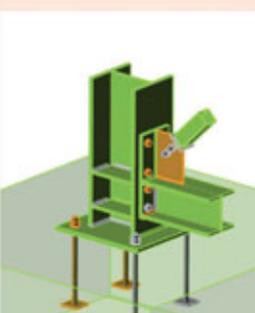
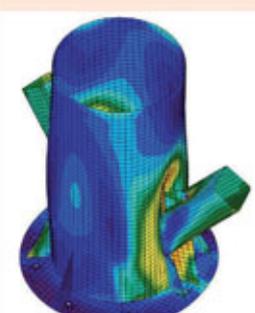
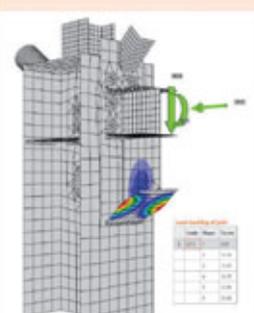
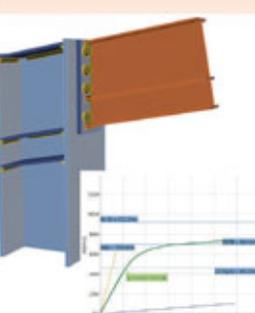
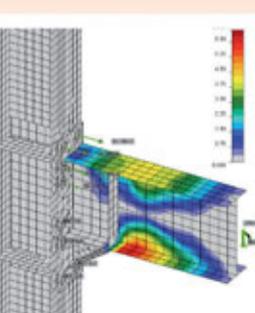
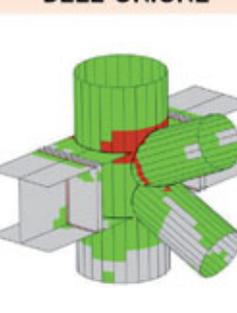


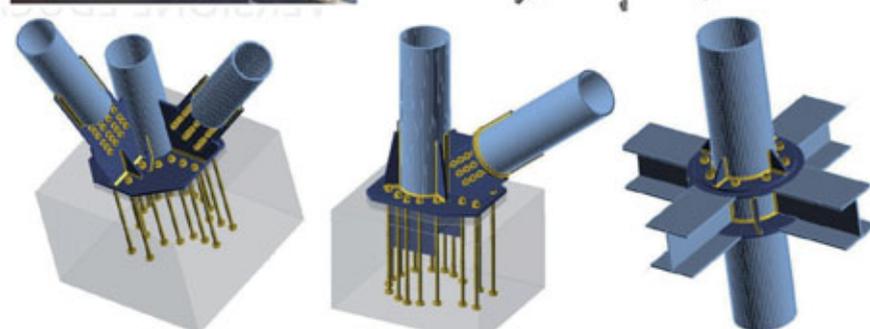
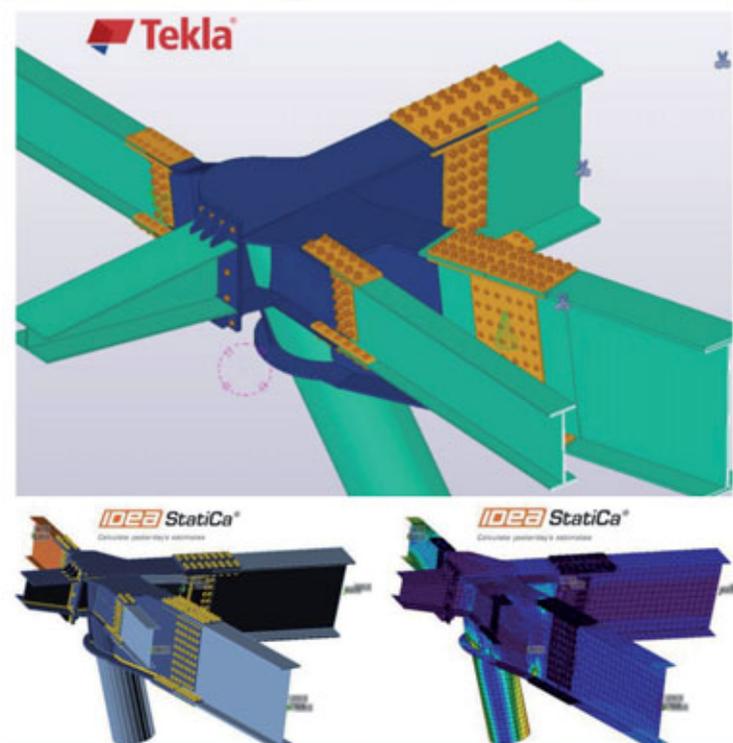
Travi e pilastri NPS[®] a struttura mista acciaio-calcestruzzo scelti perché in grado di garantire :

- > Portata di carichi elevati
- > Sezioni compatte
- > Robustezza
- > Grandi luci
- > Ottima gestione nell'interfaccia con strutture in opera e in acciaio
- > Montaggi notturni e affidabilità logistica

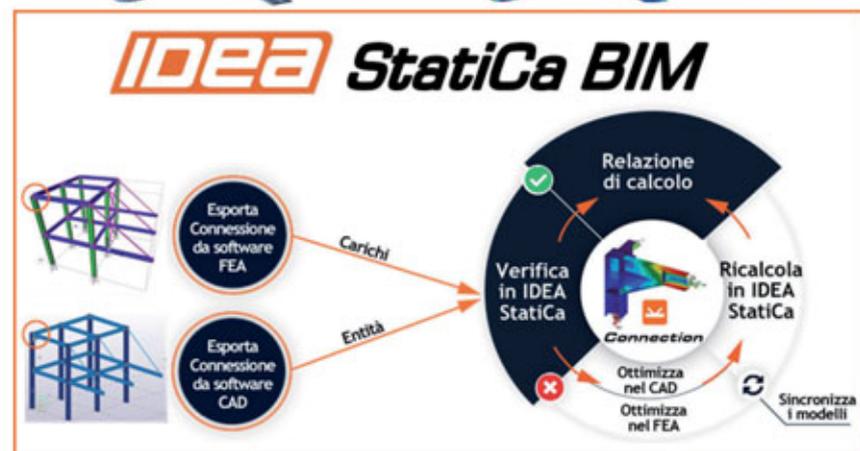
IDEA StatiCa Connection

LEADER MONDIALE PER LA VERIFICA FEM DI CONNESSIONI IN ACCIAIO GENERICHE
 BIM - ANALISI NON LINEARI - MULTILINGUA - NORME: 

<p>VERIFICA GLOBALE</p> 	<p>ANALISI DI SFORZO E DEFORMAZIONE</p> 	<p>ANALISI DI BUCKLING</p> 	<p>ANALISI DELLA RIGIDEZZA</p> 	<p>PROGETTAZIONE IN CAPACITÀ</p> 	<p>RESISTENZA DI PROGETTO DELL'UNIONE</p> 
---	--	---	--	---	--



Progetto di un utente IDEA: Ampliamento dell'Aeroporto Internazionale Aimé Césaire in Martinica



IDEA StatiCa BIM



PROVA LA VERSIONE COMPLETA PER 14 GIORNI

EISEKO COMPUTER S.R.L. Viale del Lavoro 17 - 37036 San Martino B. A. (VR)
 posta@eiseko.com +39 045 80 31 894 www.eiseko.com

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

CDJ *Win*

Computer Design of Joints
2020 Edition **FEA Connection**

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

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

- Elementi finiti 3D di tipo «tetraedo»
- Meshatura tridimensionale del nodo
- Soluzioni di elevatissima precisione
- Granularità meshatura personalizzabile

**Acquista CDJ *Win* con la
SuperRottamazione Sconto 50%**

ad es. CDJ *Win* Light LifeTime a soli € 300,00!
(offerta riservata ad utenti di software strutturali non STS, valida fino al 31/12/2019)

**Novità! Navigatore Fotorealistico
dell'intera struttura***

Visita il nostro sito www.stsweb.it per visionare i nostri video tutorials.

Richiedi una dimostrazione in connessione remota al seguente indirizzo email: cdj@stsweb.it



Software Tecnico Scientifico®

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

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

