

La nuova torre Unipol a Milano

The new Unipol Tower in Milan

Prof. Ing. Massimo Majowiecki, Ing. Giovanni Berti* | MJW Structures

La torre Unipol, è ora parte dello skyline di Milano nella zona di Porta Nuova. L'edificio è alto 125 m, il sistema strutturale principale è composto da due nuclei centrali in cemento armato e un diagrid esterno in acciaio che sostiene i solai e la facciata in vetro che avvolge completamente l'edificio come una pelle. All'ingresso, una pensilina orientata verso l'esterno dell'edificio accoglie il visitatore, conducendo all'atrio dove si apre un ambiente open space dal piano terra fino alla sommità dell'edificio.

The Unipol Tower is now part of the Milan skyline near Porta Nuova. The building is 125 meters high, the main structural system is composed by two central concrete cores and an external steel diagrid which sustains the floors and a glass cover which completely surrounds the building as a skin. At the entrance, a canopy roof directed toward the exterior of the building welcomes the visitor, leading to the hall where there is an open space from the ground to the top of the building.



Fig. 1 | Vista assonometrica del modello BIM e dell'edificio in cantiere

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

1 Descrizione del progetto strutturale

1.1 Caratteristiche generali

La Torre UnipolSai a Milano è costituita da una pianta di forma ellittica (asse maggiore di 52 m, asse minore di 31,3 m), con 23 piani fuori terra fino a raggiungere una quota massima di 118 m circa dal piano campagna.

L'impostazione generale del progetto prevede che ogni piano tipico si sviluppi su circa 850 m², ogni piano presenta una superficie ridotta rispetto all'ellisse principale dando luogo ad un grande volume interno alto quanto l'edificio stesso a partire dal piano terra (figura 1).

I 23 piani fuori terra, fatta eccezione per il piano terra ed il piano primo, sono interamente destinati ad accogliere uffici e le funzioni di ausilio agli uffici stessi. Al piano primo è attribuita la zona di accoglienza e distribuzione ai piani superiori, mentre al piano terra sono attribuite altre destinazioni ad uso collettivo quali auditorium ed altro.

La struttura si sviluppa anche sotto terra occupando tutta l'area del lotto, il quale risulta già predisposto con fondo scavo a circa -10 m dal piano campagna e diaframmi/berlinesi costruiti su tutto il perimetro dell'area. I piani interrati sono destinati a autorimessa e locali tecnici necessari per il funzionamento degli impianti.

Sono previsti due piani interrati lato torre, di cui il secondo a quota -8,00 m poggia direttamente sulla platea di fondazione e 3

piani nella porzione di lotto esterno alla torre, fino a raggiungere la quota di -9,20 m.

1.2 Struttura in elevazione fino al livello 17

Le strutture principali dell'edificio, nella sua parte in elevazione, dal livello 0 al 17 sono caratterizzate come segue.

I nuclei centrali in c.a. (a seguire denominati dall'inglese "cores"): sono posti all'interno dell'impronta di piano in posizione approssimativamente speculare. Essi racchiudono i vani scale ed ascensore oltre ai cavedi impiantistici. Lo spessore delle pareti in c.a. è pari a 60 cm fino al piano +6, mentre si riducono in parte a 40 cm oltre tale livello.

Il diagrid: è composto da una maglia triangolare di aste con modulo tipico (composto da due triangoli) di altezza pari a 6 interpiani; occupa tutta la superficie esterna dell'edificio fuori terra. I diagonali risultano inclinati di circa 70° rispetto al piano orizzontale. La connessione con gli impalcanti avviene ogni 3 piani ovvero in corrispondenza dei nodi di incrocio dei diagonali, evitando pertanto che gli impalcanti intermedi trasmettano delle azioni taglianti e flessionali lungo lo sviluppo dei diagonali. Le travi di impalcato concorrenti nel nodo tra i diagonali contribuiscono attivamente al meccanismo resistente del diagrid (figura 2).

Il piano tipo: nella versione esecutiva del progetto gli impalcanti sono costituiti da travi in acciaio e soletta piena in calcestruzzo.

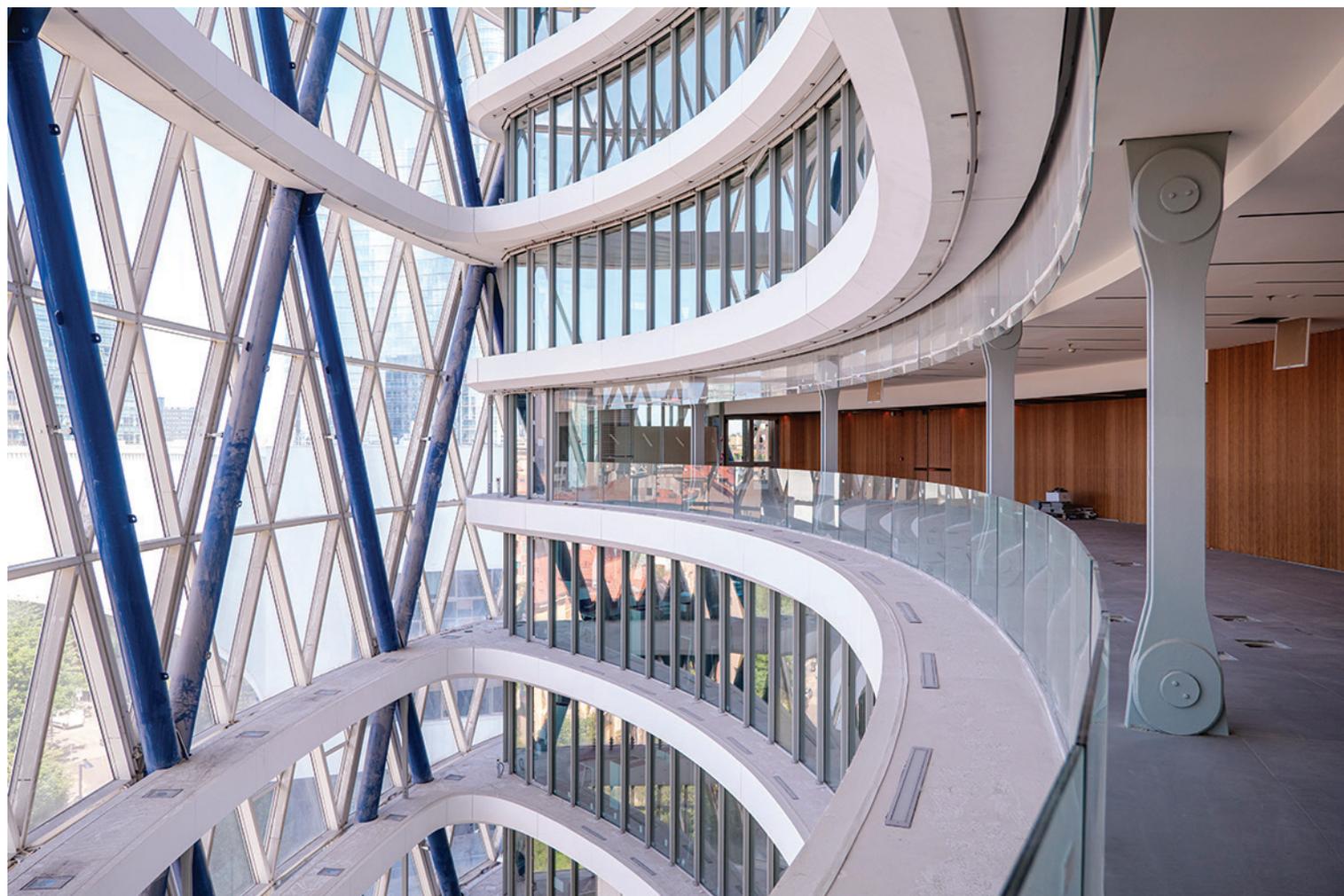


Fig. 2 | Vista interna della parte frontale del diagrid (Foto Marco Garofalo)

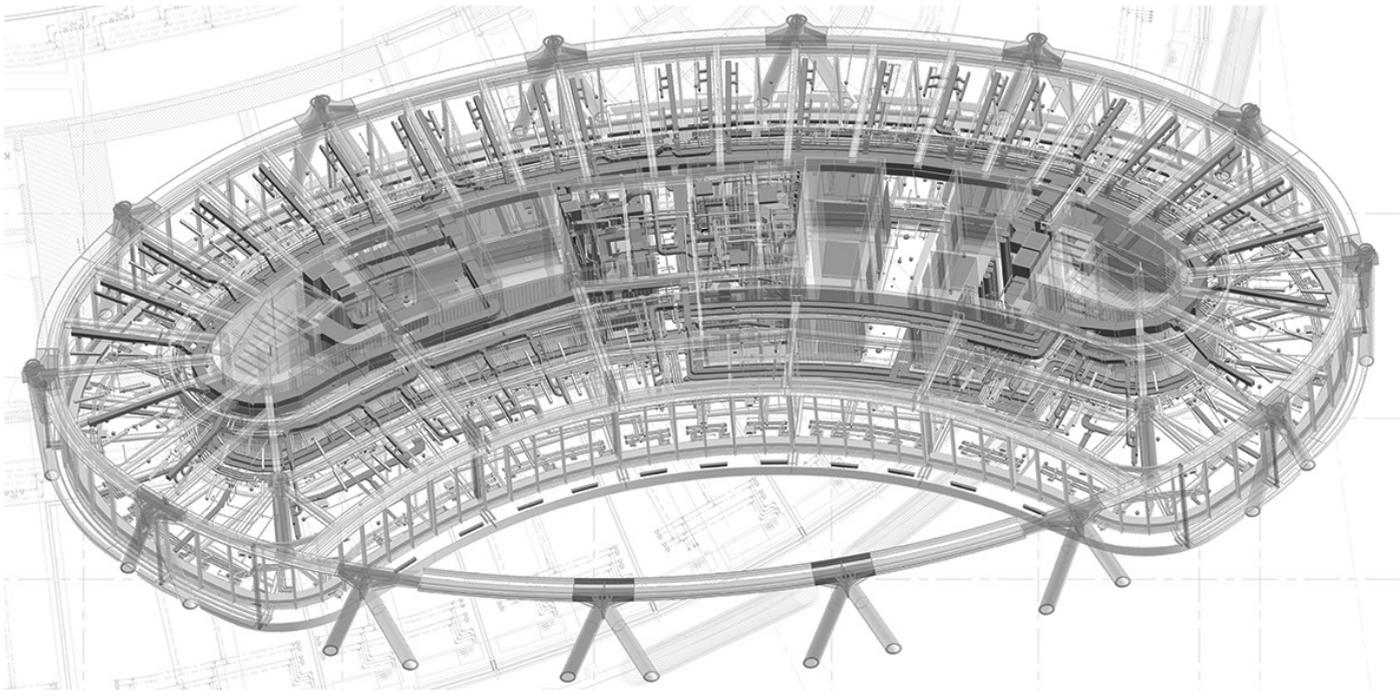


Fig. 3 | Vista assometrica del modello tridimensionale del piano tipico

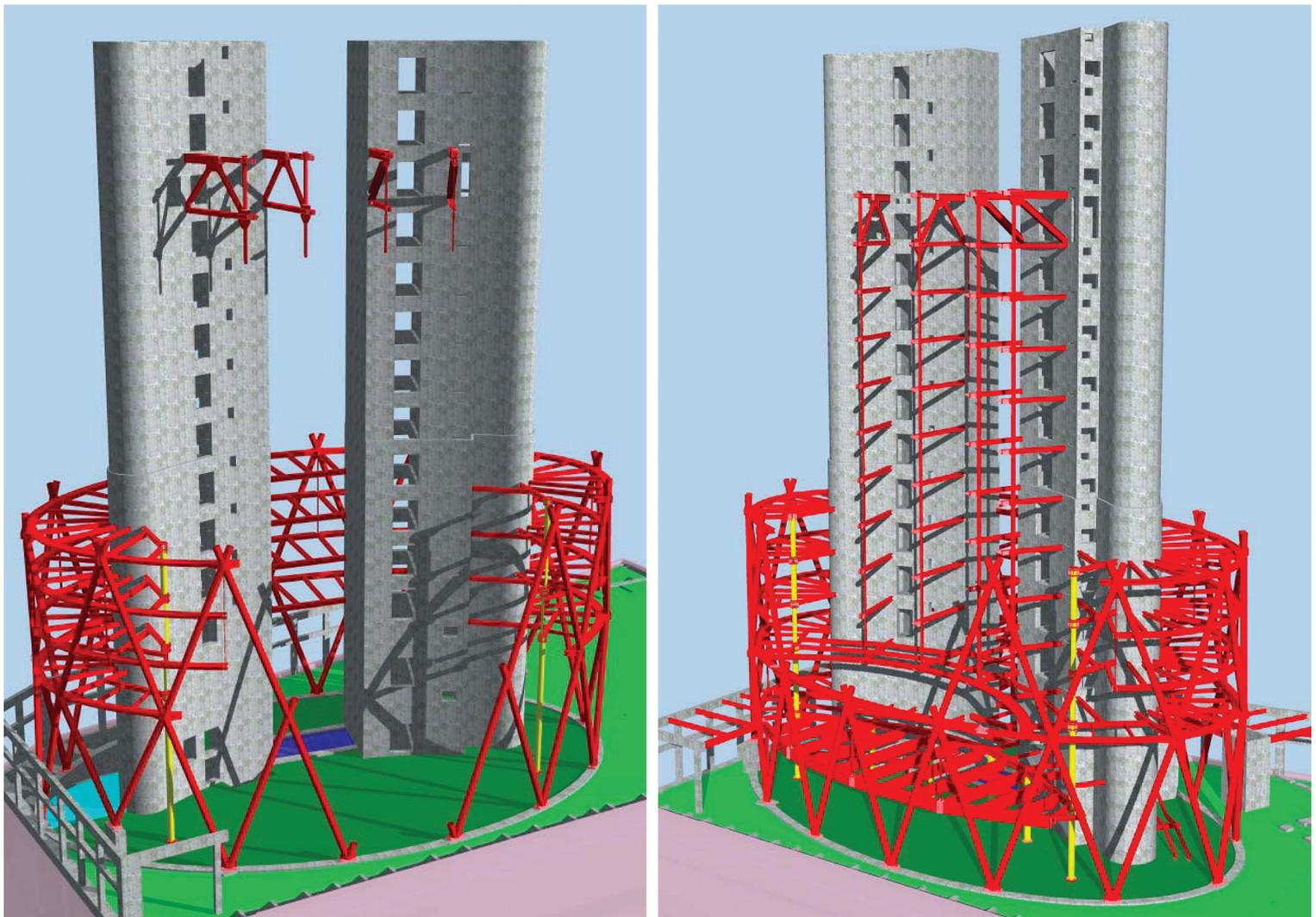


Fig. 4 | Sistema di appensione dei solai connesso ai cores



Fig. 5 | Diagrid e facciata sopra il livello 20 (Foto Marco Garofalo)

I piani tipo fondamentali sono il tipo P2 ed il tipo P5. Le due tipologie si suddividono ulteriormente in due tipi, ovvero in piano tipo “appeso” e piano tipo “principale”. Si definiscono piani principali gli impalcati che si legano con il nodo del diagrid. Si definiscono piani appesi i due impalcati intermedi tra gli anelli i quali sono supportati tramite dei pendini connessi al nodo immediatamente superiore (figura 3).

I pilastri e pendini zona concava: nella zona concava, laddove l’impalcato si distanzia dalla facciata, è prevista l’introduzione di 6 colonne in acciaio posizionate a 1,5 m dal bordo esterno del solaio. Le 4 colonne centrali verranno appese fino al livello 11, ad un

sistema di reticolari in acciaio posto al piano tecnico (tra i piani 11 e 12), tali colonne risultando elementi tesi verranno denominate “pendini”. Dal livello 12 al 17 le colonne proseguono come pilastri soggetti a compressione con sezione tubolare in acciaio (figura 4).

1.3 Struttura in elevazione dal livello 17 al livello 23

Le strutture principali dell’edificio nella sua parte in elevazione, dal livello 17 al 18 sono caratterizzate come segue.

I Piani: In questo caso la ripetitiva dei piani viene a mancare, e ogni impalcato risulta differente da quello sottostante. In particolare, le dimensioni in pianta si rastremano ad ogni piano, soprattutto sul lato sud. Gli impalcati sono costituiti sempre da travi in acciaio e soletta piena in c.a.

I cores: Anch’essi piano per piano si modificano adattandosi alle esigenze architettoniche funzionali dei piani relativi.

Il diagrid: La regolarità della maglia del diagrid, dal 17 livello in su, viene alterata. Gli impalcati in questo caso sono collegati ai nodi del diagrid solo fino al livello 20. Dal livello 20 in su il diagrid “perde” la funzione di supporto ai carichi verticali mantenendo l’unica funzione di sostegno della facciata (figura 5).

I Pilastri: I pilastri della zona concava rientrano sempre di più seguendo l’arretramento del solaio. Sul lato nord, dal livello 20

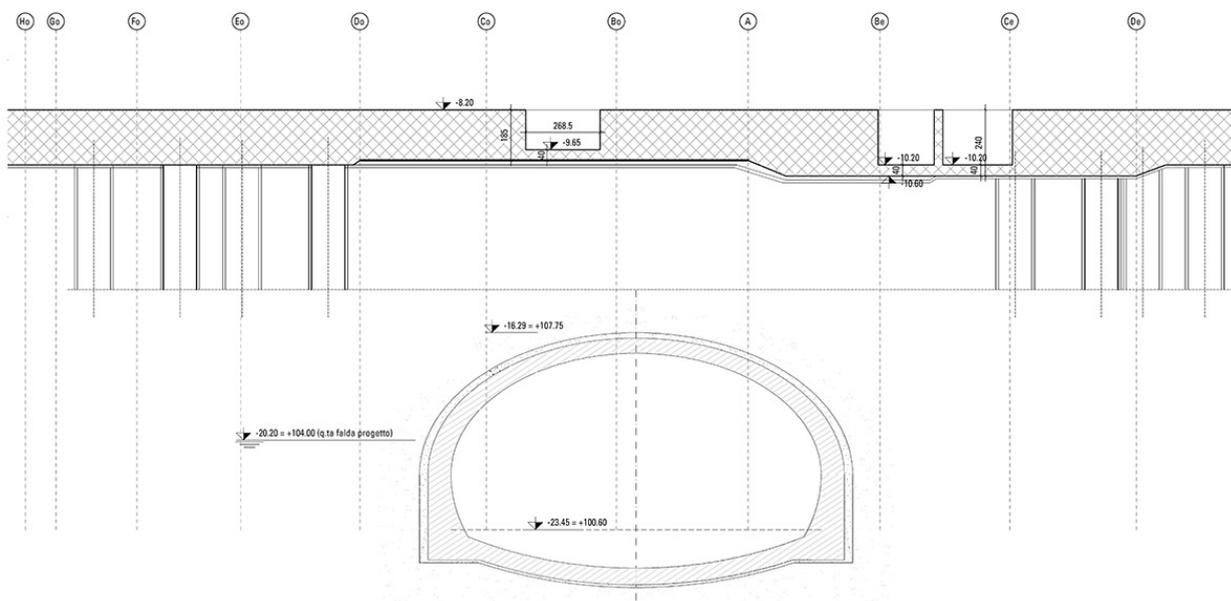


Fig. 6 | Sezione con in evidenza la galleria ferroviaria dell’alta velocità e la fondazione della torre

al 23 vengono introdotte una serie di colonne (poggianti in falso sulle travi radiali disposte tra i Cores e i nodi del diagrid), al fine di sostenere gli impalcati là dove, nei piani inferiori, tale funzione era svolta dal diagrid.

1.4 Strutture di fondazione

Ai piani interrati le strutture sono quasi interamente in conglomerato cementizio armato. Si distinguono due livelli interrati sotto l'area di sedime dell'edificio e tre piani interrati, di altezza di interpiano minore, nella zona esterna alla proiezione della torre. In questa parte di interrato sono presenti esclusivamente parcheggi, mentre nella restante zona, oltre ad ulteriori parcheggi, sono presenti le funzioni impiantistiche di supporto al complesso edilizio.

Lo scavo investe una superficie complessiva di circa 3600 m², ha forma quadrilatera, con dimensioni massime in pianta di 86 x 52 m circa, ed ha profondità variabile tra 10,65 m (in corrispondenza del passante ferroviario) e 13,40 m.

In figura 6 è evidenziato come nell'area in cui insiste la fondazione della torre sia presente una galleria ferroviaria, la cui sommità dista dall'intradosso della platea circa 6 m. Questo aspetto è risultato essere una importante sfida progettuale in quanto gli eventuali cedimenti fondazionali non dovevano andare a inficiare la percorribilità della galleria di alta velocità. A tale scopo i pali sono stati inseriti solo a margine della galleria considerando la parte sull'impronta del passante posta sul vuoto. In questo modo si è ottenuto di non avere trasferimento di carichi verticali tra la torre e la galleria dell'alta velocità.

2. Analisi strutturale numerica e sperimentale

2.1 Modello di calcolo agli elementi finiti

2.1.1 Descrizione generale

Il modello comprende l'intero complesso strutturale, dagli interrati fino alla copertura ed è essenzialmente composto da:

- Elementi finiti tipo Beam, opportunamente svincolati alle estremità, atti a simulare gli elementi strutturali monodimensionali;
- Elementi finiti tipo Shell, atti a simulare gli elementi strutturali bi-dimensionali, sono stati utilizzati solo negli interrati;
- Elementi finiti tipo Load patch aventi unicamente funzione distributiva del carico, sono stati utilizzati per il carico delle solette di impalcato e per la facciata;
- Elementi finiti tipo Rigid Link XY atti a simulare il comportamento di piano rigido di ogni orizzontamento.
- Elementi finiti tipo Rigid Link XYZ atti a simulare elementi

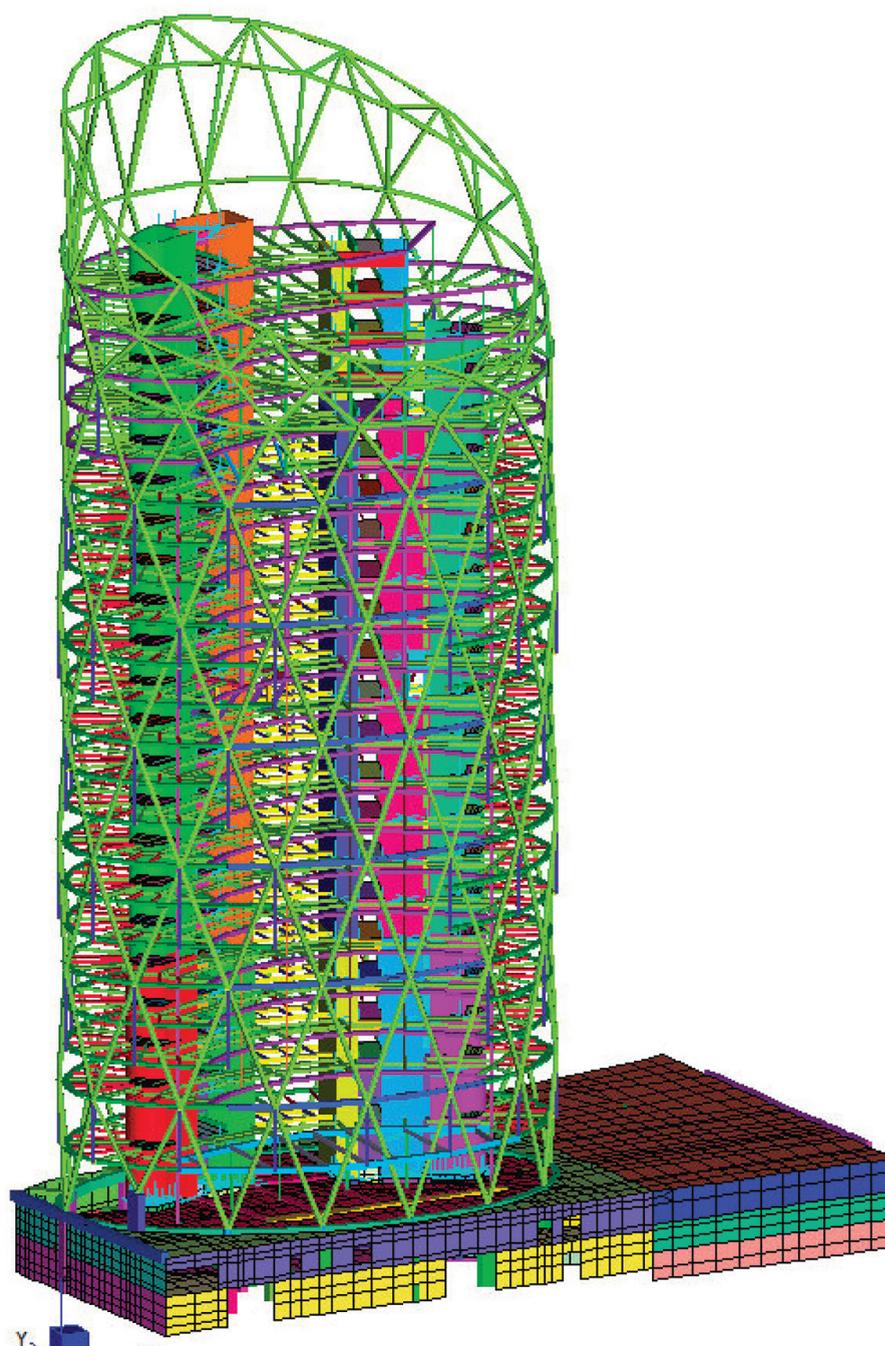


Fig. 7 | Vista prospettica del modello di calcolo della torre escluse le aree di carico e link rigidi di piano

infinitamente rigidi, sono stati utilizzati soprattutto nella modellazione dei Cores (figura 7).

Le proprietà meccaniche elastiche degli elementi strutturali sono valutate in automatico dal software in funzione della sezione geometrica e del modulo elastico assegnato.

Ad esclusione degli elementi metallici, le proprietà meccaniche assegnate agli elementi vengono, in alcuni casi, modificate in funzione della risposta strutturale ricercata:

Il modulo elastico dei Cores è stato assegnato pari a 35000 MPa per l'analisi sotto carichi verticali;

Il modulo elastico dei Cores per analisi sotto i carichi orizzontali è stato modificato in funzione del grado di fessurazione raggiunto, come verrà dimostrato in seguito;

L'inerzia flessionale delle travi in acciaio-clc, viene assunta pari

all'inerzia dei soli profili metallici (trascurando la collaborazione con la soletta), in quanto per le finalità del modello globale tale variabile non è influente.

2.1.2 Sistema di vincolo

Relativamente ai vincoli esterni, tutte le strutture di elevazione, a partire dalla quota di fondazione si considerano incastrate alla base.

Relativamente ai vincoli interni, si riportano le ipotesi di vincolo più significative.

Ai fini dell'analisi della struttura soggetta alle azioni orizzontali, gli orizzontamenti sono da considerarsi infinitamente rigidi nel loro piano in quanto soddisfano quanto richiesto dalla norma, 7.2.6. NTC2008.

Nel modello tale assunzione è realizzata tramite il collegamento di tutti i nodi appartenenti a ciascun impalcato con dei rigid link XY i quali rendono uguali tra di loro tutti gli spostamenti nel piano orizzontale.

Le travi di impalcato si considerano incernierate ai Cores.

I nodi tra le aste del diagrid si considerano capaci di trasmettere momento.

Il collegamento tra le travi di impalcato e il diagrid viene realizzato come descritto in figura 8.

In particolare, si evidenziano i seguenti elementi:

A) **OFFSET RIGIDO PIANO PRINCIPALE:** Un beam fittizio, infinitamente rigido di lunghezza 37 cm, collegato rigidamente al nodo diagrid e incernierato all'estremità collegata alla trave radiale (figura 8).

In questo modo, l'elemento funge da mensola rigida atta a simulare le eccentricità: i) Della connessione tra la trave radiale e il diagrid; ii) Del pendino di appensione dei piani intermedi.

I nodi di estremità del tirante delle reticolari di appensione non sono vincolati dai Rigid Link di piano, al fine di lasciare libera la deformazione assiale del tirante stesso.

B) **APPLICAZIONE DEL CARICO DELLE FACCIATE:** Il carico del

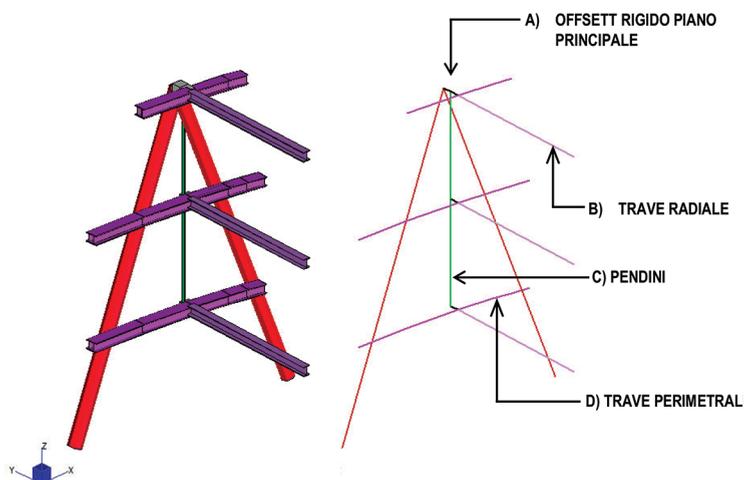


Fig. 8 | Schematizzazione dell'appensione nel modello di calcolo



Fig. 9 | Dettaglio del sistema di facciata (Foto Marco Garofalo)



Fig. 10 | Modello realizzato nella galleria del vento del Politecnico di Milano

vento è stato applicato al modello mediante aree di carico aventi una eccentricità rispetto al punto schema del nodo strutturale del diagrid di 0,85 m. Le aree di carico che modellano la facciata esterna trasmettono l'azione del vento e il sistema di vincolo della facciata al diagrid: nel punto sommitale la facciata è collegata al nodo del diagrid in modo che possa trasmettere forze in tutte le direzioni, nei punti laterali la facciata può trasmettere solamente forze nella direzione normale al vetro ma non carichi verticali mentre nel punto terminale la facciata trasmette forze solamente nella direzione normale al vetro ed è vincolata al solaio nel piano orizzontale.

2.2 Analisi della struttura in galleria del vento

2.2.1 Descrizione del modello in galleria del vento

Le prove in galleria del vento sono state realizzate dal dipartimento di Meccanica del Politecnico di Milano [1] con particolare attenzione alla facciata esterna in vetro ed ai carichi alla base della torre. I test sono stati effettuati utilizzando un modello rigido in scala 1:100 della struttura e simulando il profilo di velocità del vento di turbolenza caratteristici del sito e gli edifici circostanti di prossimità (figura 10).

Il modello è stato progettato secondo il criterio di modello rigido

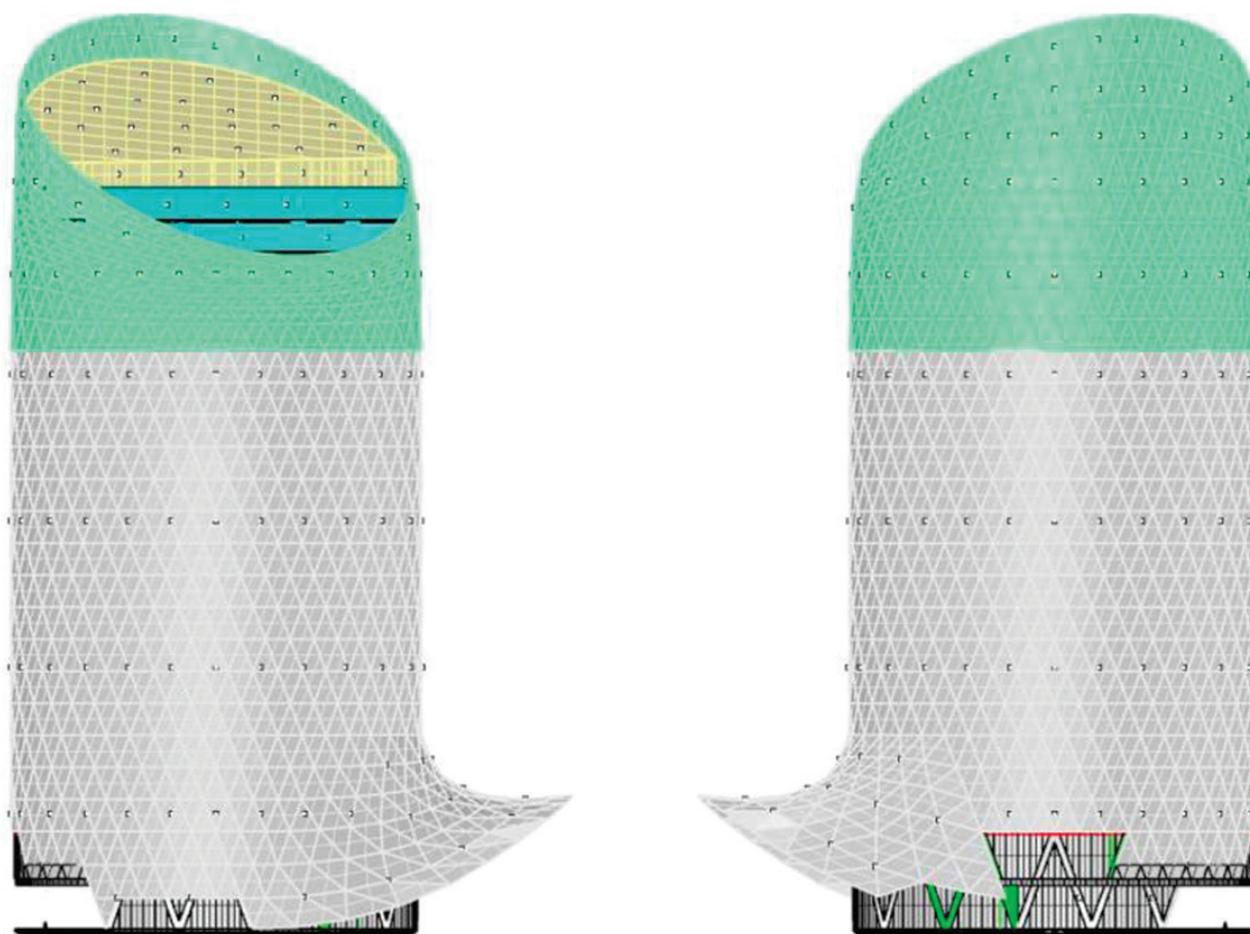


Fig. 11 | Posizione delle prese di pressione sul modello

che riproduce la geometria della struttura al vero (superficie aerodinamica e dettagli geometrici) senza deformarsi od oscillare sotto l'azione del vento, trascurando quindi il comportamento dinamico della struttura.

La misura della distribuzione di pressione sull'edificio è stata effettuata mediante la realizzazione di punti di misura distribuiti in modo discreto sia sull'intradosso che sull'estradosso della facciata. Un tubo in materiale plastico effettua il collegamento pneumatico dalla superficie esterna (punto di misura, denominato anche presa di pressione o pressure tap) al trasduttore che effettua la misura (scanner di pressione).

La torre è stata strumentata con un totale di 256 prese di pressione (figura 11) e il modello è stato vincolato a terra mediante una bilancia estensimetrica a 6 componenti per la misura delle forze e dei momenti aerodinamici in fondazione. Le prese sono state distribuite omogeneamente su tutta la torre su piani paralleli al livello stradale. Altre prese seguono l'andamento della canopy e della serra o sono collocate all'interno del cavedio.

2.2.2. Risultati delle prove sperimentali in galleria del vento

I coefficienti di pressione che risultano dalle prove in galleria del vento sono comprensivi sia della parte statica che della parte dinamica del vento, tengono conto quindi sia del profilo del vento che della sua turbolenza, degli edifici circostanti, della turbolenza generata dall'edificio stesso e della correlazione tra le pressioni

sulla superficie dell'edificio.

Le forze e momenti misurati alla base dell'edificio sono espressi come coefficienti adimensionali di forza e di momento:

$$C_{Fx} = \frac{\bar{F}_x}{q \cdot B \cdot H}; \quad C_{Fy} = \frac{\bar{F}_y}{q \cdot B \cdot H}; \quad C_{Mx} = \frac{\bar{M}_x}{q \cdot B \cdot H^2};$$

$$C_{My} = \frac{\bar{M}_y}{q \cdot B \cdot H^2}; \quad C_{Fi} = \frac{\bar{F}_i}{q \cdot B \cdot H}$$

dove F_x , F_y e M_i sono rispettivamente le forze e momenti misurati dalla bilancia dinamometrica alla base del modello, q è la pressione dinamica media alla quota di riferimento H_{ref} . I momenti sono ridotti nel punto centrale dell'ellisse alla base del modello. I coefficienti di forza e di momento sono stati ottenuti depurando eventuali effetti statici dovuti al peso del modello e quindi sono significativi dei soli effetti aerodinamici.

I valori delle grandezze usate per adimensionalizzare i coefficienti di forza e di momento sono:

- $H = 120$ m
- $B = 52$ m
- $U = 32$ m/s
- $r = 1,225$ kg/m³
- $q = 0,627$ kN/m²

La stima del valore di picco è stata effettuata utilizzando lo stesso metodo statistico usato per definire i picchi di pressione. I picchi sono riferiti al percentile 78 della distribuzione, ovvero con probabilità di superamento del 22%. I coefficienti forniti sono comprensivi sia della statica che della parte dinamica del vento pertanto tengono conto sia del profilo del vento che della sua turbolenza, degli edifici circostanti, della turbolenza generata dall'edificio stesso e della correlazione tra le pressioni sulla superficie dell'edificio. Di conseguenza i carichi estremi devono essere calcolati moltiplicando il coefficiente di picco per la pressione dinamica media. Per il calcolo di si deve utilizzare la velocità di progetto alla quota di riferimento H_{ref} .

2.2.3 Calcolo delle pressioni equivalenti

Al fine di calcolare le azioni sulla struttura a partire dai dati

a distribuzioni di pressioni predefinite detti PSMs. A partire dalla conoscenza dei modi strutturali e dei loro effetti sulla struttura, dei PSMs e dei loro effetti e delle storie temporali dei coefficienti di pressione misurati in galleria del vento, è stato possibile ottenere per ogni angolo di attacco la storia temporale degli effetti prodotti dal vento sulla struttura.

Al fine di procedere a tali analisi si sono estratte dal modello di calcolo della torre le superfici laterali esposte all'azione del vento e si è costruita una interpolazione che consentisse di ricostruire l'intera distribuzione di pressione sulla torre a partire dai valori misurati in corrispondenza dei pressure tap. Una rappresentazione della mesh di calcolo estratta dal modello di calcolo e della interpolazione su di essa costruita è riportata in figura 12.

Al fine di verificare in via preliminare i risultati ottenuti, si sono comparati le forze aerodinamiche ottenute dal modello con quelle

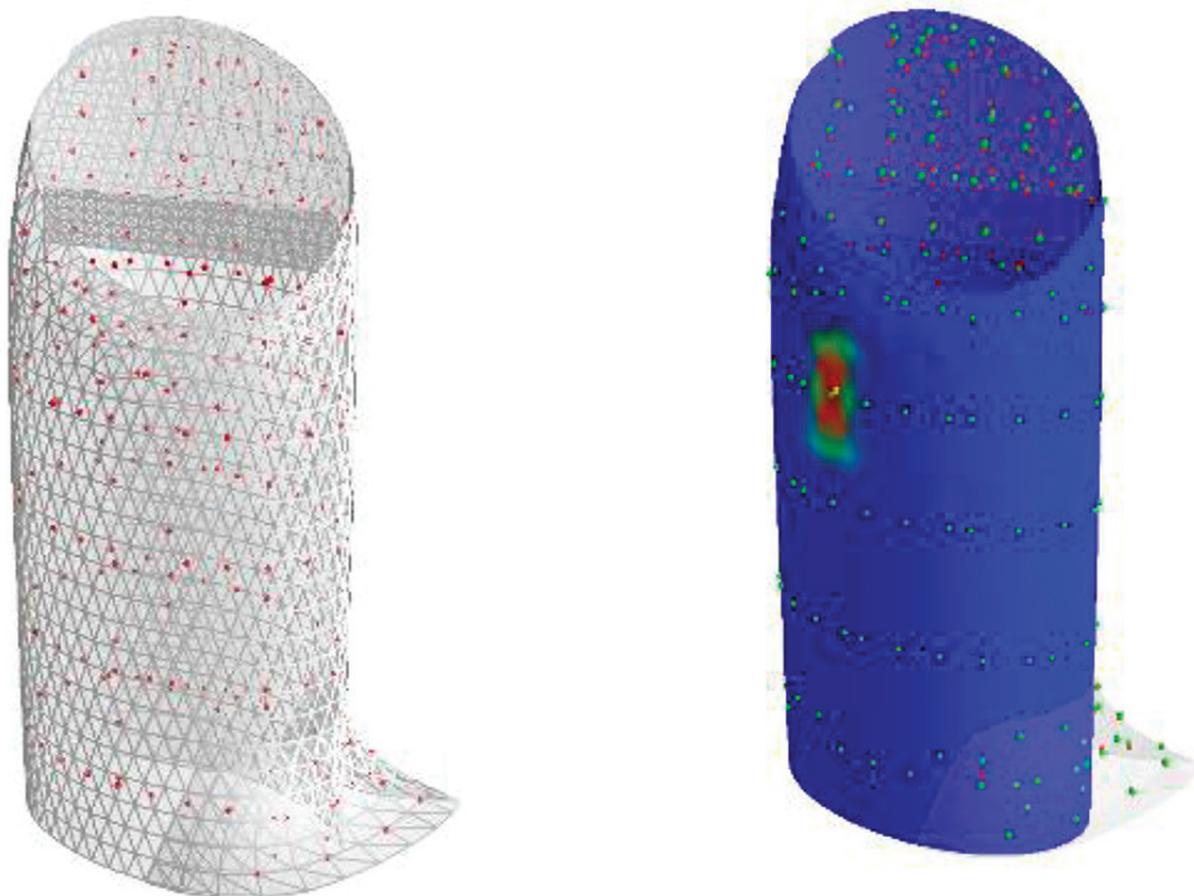


Fig. 12 | Modello di calcolo: mesh della superficie della torre e pressure taps (in rosso), area di influenza del pressure tap E0518

grezzi raccolti in galleria del vento si è fatto uso della procedura descritta in [2]. In particolare, tale procedura consente di calcolare la risposta strutturale facendo uso dei modi propri di vibrazione della struttura (in accordo con i metodi classicamente utilizzati) e di correzioni introdotte per prendere in conto anche l'effetto dei modi ad alta frequenza non esplicitamente considerati nel calcolo. Tali correzioni, sviluppate secondo la metodologia delle correzioni statiche, sono ottenute a partire dalla risposta statica della struttura

misurate tramite bilancia durante le prove in galleria del vento riscontrando un buon accordo tra di esse. Si riportano in figura 13 i valori di forze e momenti (calcolati rispetto all'origine del sistema di riferimento del modello di calcolo) resi non dimensionali rispetto alla pressione dinamica (integrale del C_p sulla superficie della torre in scala reale).

Al fine di calcolare la risposta strutturale all'azione dinamica del vento, si sono considerati esplicitamente i primi 30 modi della

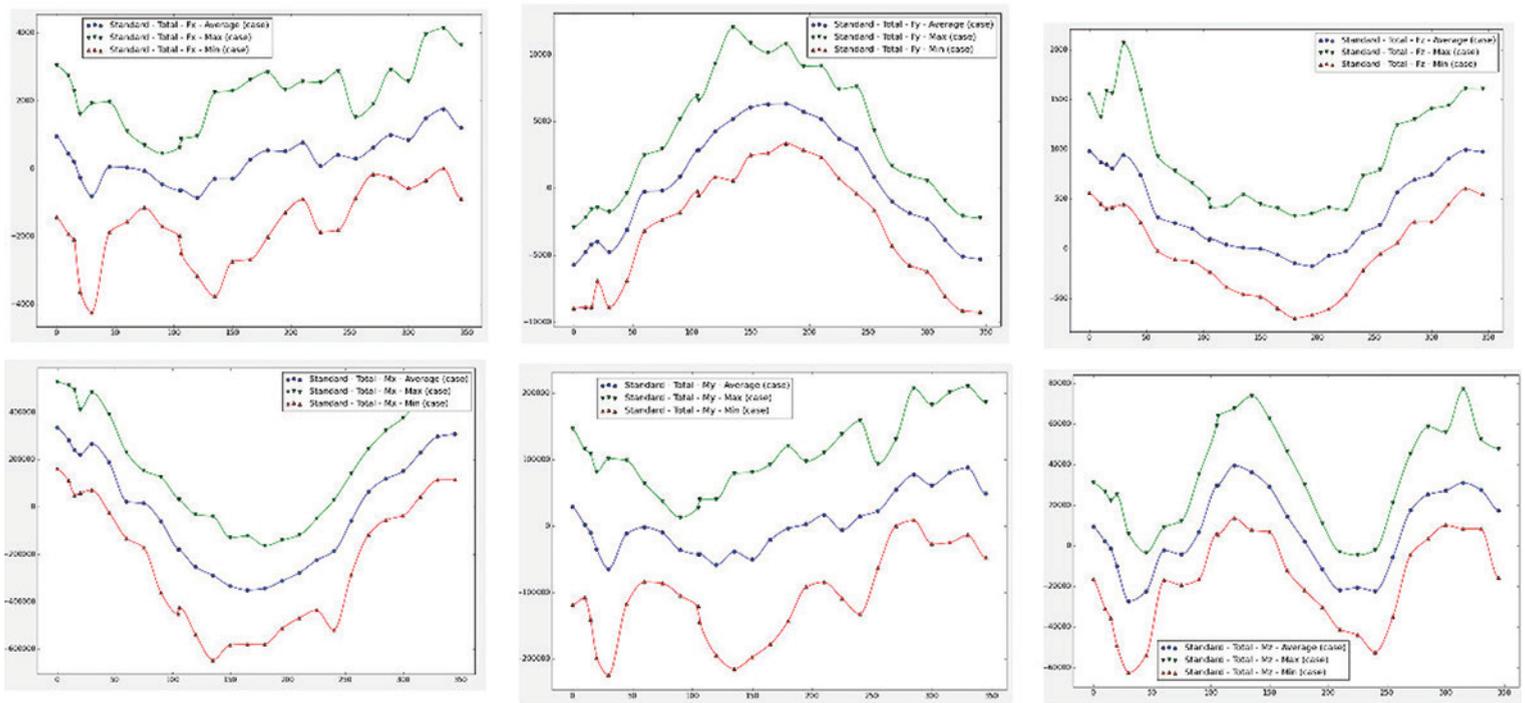


Fig. 13 | Forze e momenti alla base ottenuti tramite integrazione del Cp.



Fig. 14 | Primi tre modi strutturali utilizzati per le analisi dinamiche all'azione del vento.

struttura e si è considerato per ognuno di essi uno smorzamento pari al 3%. Una figura riportante i primi 3 modi strutturali considerati è proposta in figura 14.

Successivamente, si sono estratti 19 PSMs rispettivamente 8 per la superficie laterale, 8 per la serra superiore e 3 per il canopy

inferiore. Una overview dei primi 4 PSMs estratti per la superficie laterale è mostrata in figura 15.

Analisi preliminari hanno mostrato che i risultati ottenuti, in termini di valore massimo registrato durante le simulazioni, sono insensibili con buona approssimazione alla presenza dei PSMs,

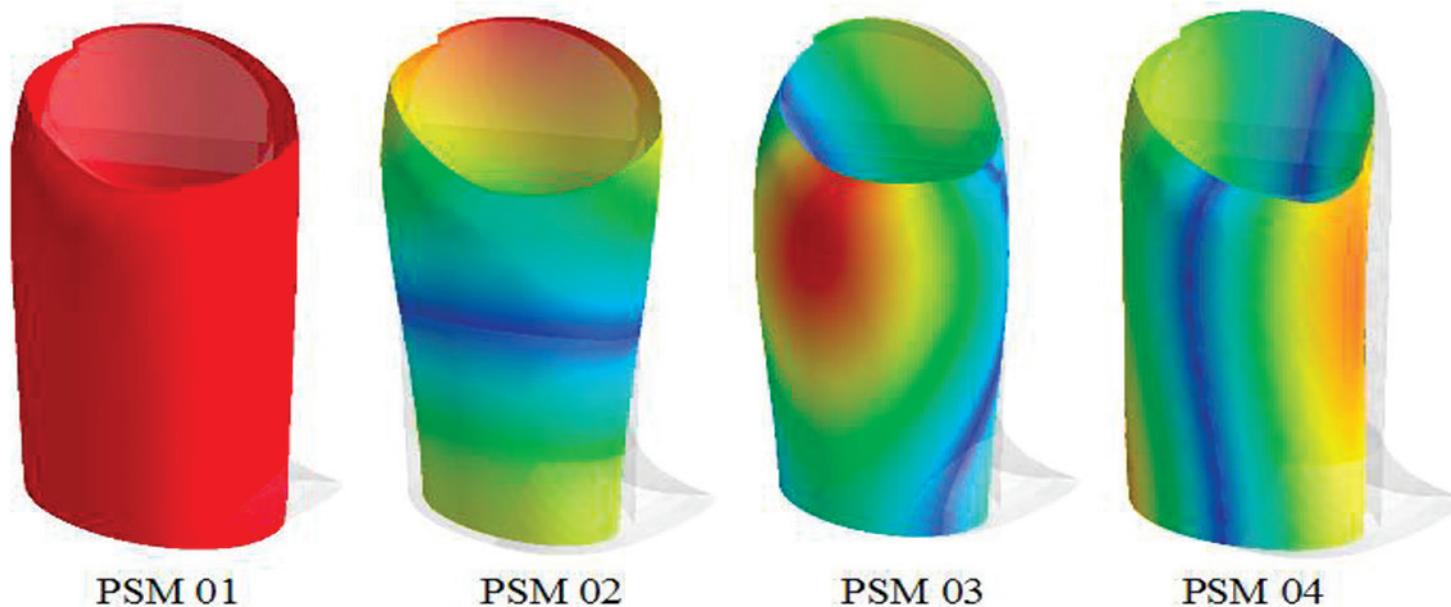


Fig. 15 | Primi quattro PSMs relativi alla superficie laterale utilizzati per le analisi dinamiche all'azione del vento.

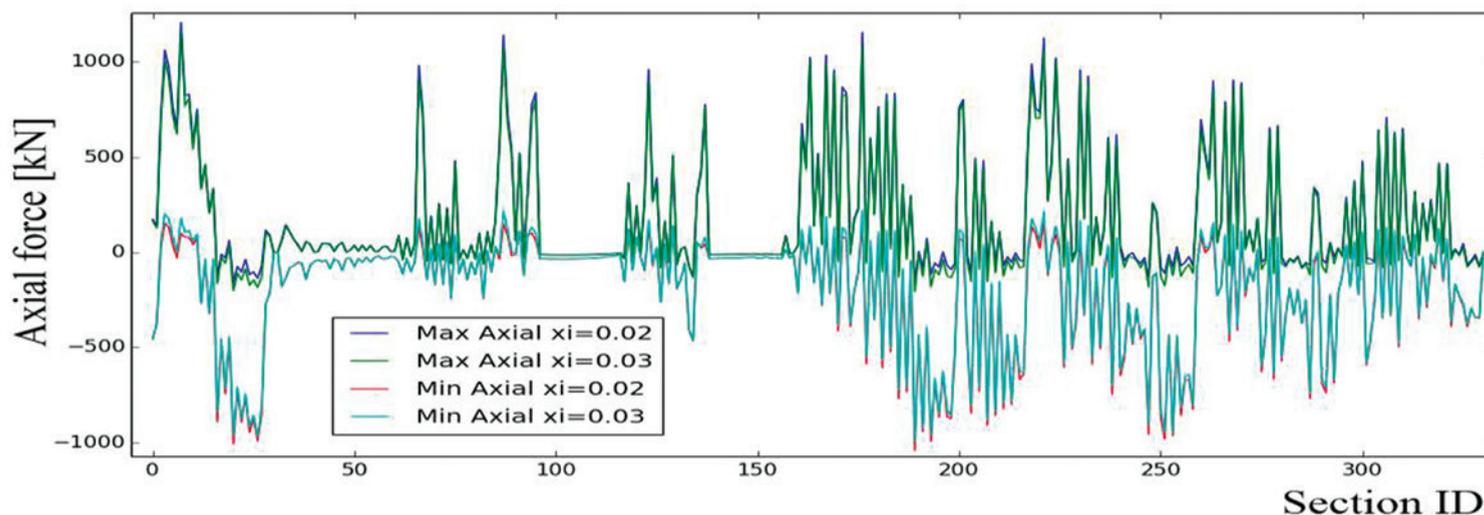


Fig. 16 | Confronto tra sforzi assiali massimi ottenuti a 0 gradi con $\xi = 0,02$ e $\xi = 0,03$.

così dimostrando che il numero di modi strutturali considerati è adeguato a caratterizzare la risposta globale della struttura all'azione del vento. Ulteriori test, svolti con angolo di incidenza pari a zero gradi, hanno mostrato anche una buona stabilità dei risultati ottenuti rispetto al numero dei modi utilizzati (confermando quanto ottenuto al punto precedente).

Si riportano inoltre in figura 16 gli sforzi assiali massimi in 330 elementi strutturali ottenuti considerando smorzamento pari a 3% per tutti i modi e pari a 2%.

I calcoli sono infine stati svolti per tutti gli angoli di attacco per cui erano disponibili i dati di galleria del vento (ovvero incidenze uniformemente distribuite tra 0 e 360 gradi con step da 15 gradi più alcuni angoli supplementari, risultando in un totale di 27 condizioni di vento).

La velocità a cima torre (corrispondente ad una quota di 100 m) è stata considerata pari a 32 m/s in accordo con quanto specificato nella Tabella 3.3.1 del DM 2008. Tali analisi dinamiche sono state

protratte per approssimativamente 90 min in scala reale per ogni condizione di vento.

Durante tali simulazioni si sono monitorati 330 elementi strutturali uniformemente ripartiti sulla struttura registrandone le azioni interne estreme oltre che le risultanti globali in termini di azioni alla base.

Una volta completate le simulazioni i risultati ottenuti per tutte le condizioni di vento sono stati involuppati pervenendo alla definizione degli involuppi di progetto.

Una volta che sono stati calcolati gli involuppi di progetto, i Carichi Statici Equivalenti (ESWLs) sono stati estratti seguendo una procedura simile a quella riportata in [2]. In particolare, gli ESWLs sono calcolati come combinazioni lineari dei PSMs precedentemente introdotti e definiti in modo che l'involuppo degli ESWLs approssimi gli involuppi effettivamente misurati durante le simulazioni dinamiche di cui sopra.

Grazie a opportune modifiche della procedura di estrazione, gli

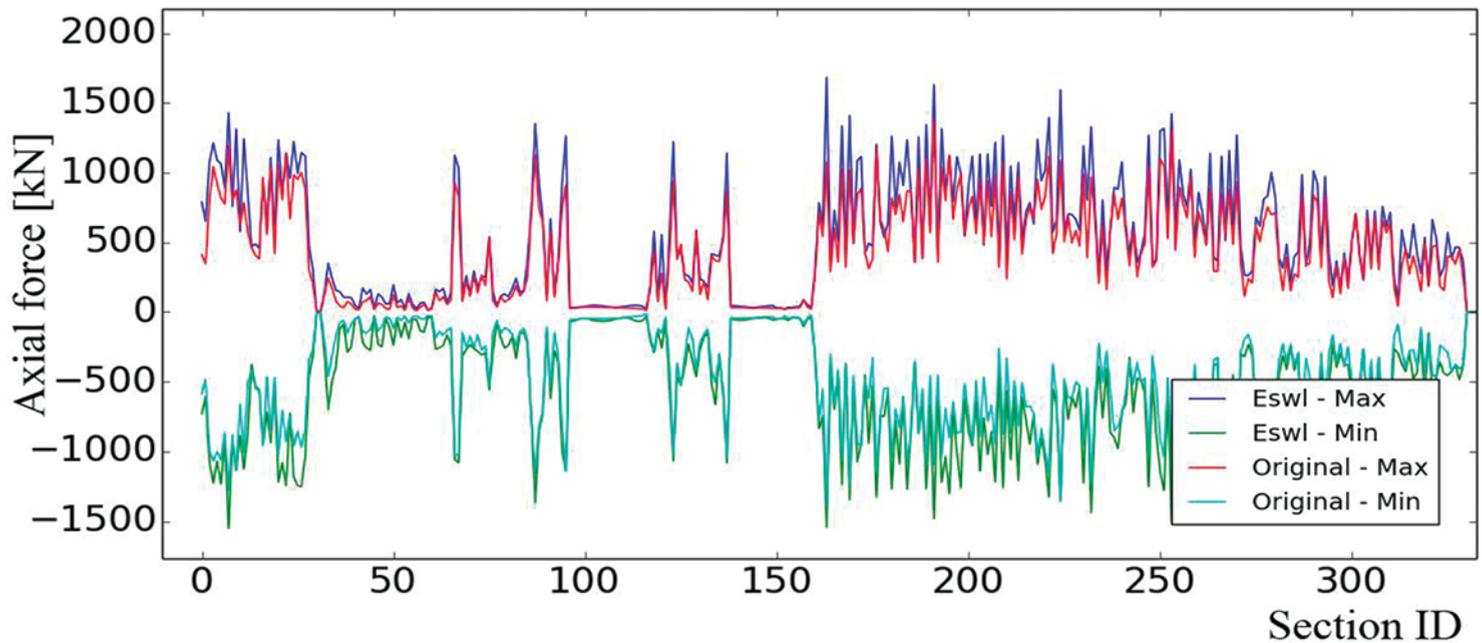


Fig. 17 | Confronto tra involucro ottenuto dalle simulazioni dinamiche e quello riprodotto dagli ESWLs.

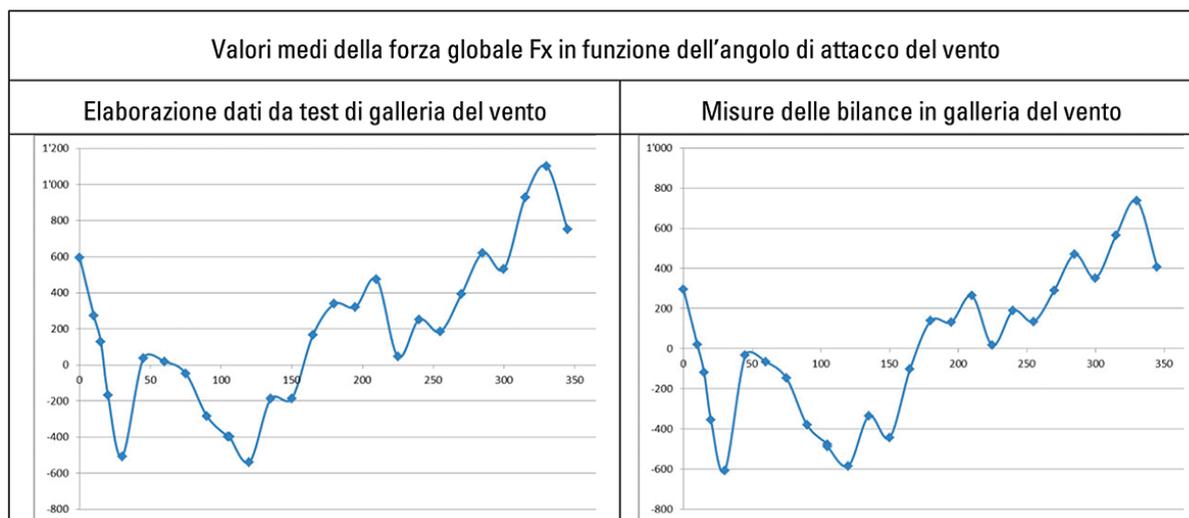


Fig. 18a | Valori medi della forza globale Fx in funzione dell'angolo di attacco del vento

ESWLs non sono differenziati per la ricostruzione dell'involucro dei massimi e dei minimi e risultano essere a favore di sicurezza nella quasi totalità dei casi con l'eccezione di minime differenze irrilevanti ai fini della progettazione.

Dall'applicazione di tale procedura è stato possibile ottenere Carichi Statici Equivalenti che, una volta involuppati tra loro, riproducono gli effetti sulla struttura prodotti da analisi dinamiche complete, effettuate per tutte le condizioni di vento. A titolo di esempio, il confronto tra gli sforzi assiali di design ottenuti per mezzo delle simulazioni dinamiche negli elementi considerati (indicati con Original) e quelli riprodotti da 10 Carichi Statici Equivalenti è riportato in figura 17. Analoghe procedure sono state ripetute per ottenere gli ESWLs relativi ai momenti flettenti soprattutto con riferimento alle travi di copertura della serra superiore.

2.2.4 Reazioni globali alla base

Per un primo confronto del valore dell'azione del vento applicata al modello di calcolo e risultante dalle prove in galleria del vento si è scelto di prendere come riferimento il valore delle azioni globali alla base. Nelle tabelle 1, 2 e 3 e nei grafici riportati nelle figure 18a e 18b, sono confrontati i valori che si ottengono dall'elaborazione dei dati delle time history dei coefficienti di pressione delle prove in galleria del vento e quelli indicati dalle bilance durante le stesse prove.

Come si può osservare dai dati riportati nelle tabelle 1, 2 e 3, i valori massimi delle azioni alla base risultanti dall'elaborazione dei dati provenienti dalla galleria del vento e dalle misurazioni delle bilance sono inferiori alle massime azioni risultanti dal modello di calcolo.

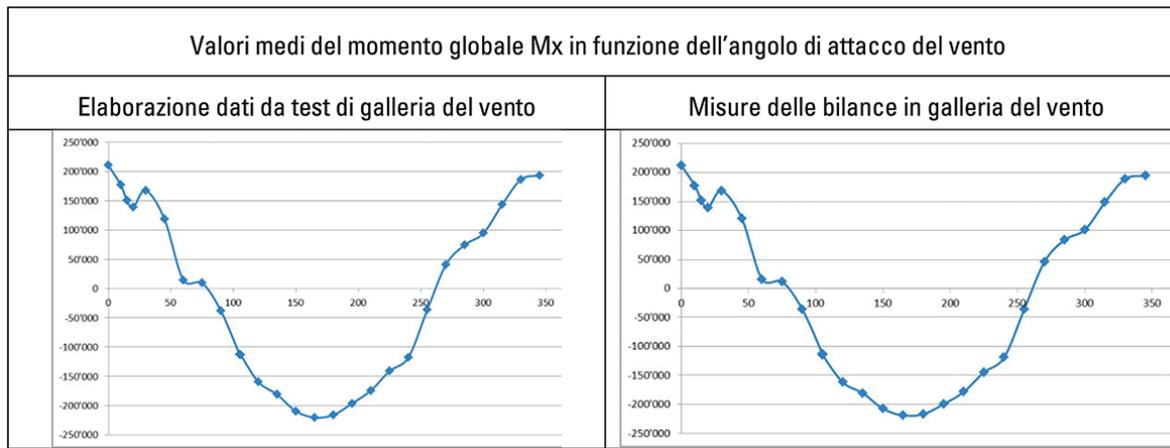


Fig. 18b | Valori medi del momento globale Mx in funzione dell'angolo di attacco del vento

Tab. 1 | Massime azioni globali alla base risultanti dall'elaborazione dei dati delle prove in galleria del vento:

R_x [kN]	R_y [kN]	R_z [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_z [kNm]
2661	7534	1296	405793	141020	48362

Tab. 2 | Massime azioni globali alla base risultanti dai dati forniti dalle bilance in galleria del vento:

R_x [kN]	R_y [kN]	R_z [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_z [kNm]
2453	6071	0	360408	142528	39692

Tab. 3 | Azioni globali alla base risultanti dal modello di calcolo impiegato per il dimensionamento della parte alta del diagrid e della serra

	R_x [kN]	R_y [kN]	R_z [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_z [kNm]
Vento X+	-4538	-8	-779	4439	-268305	1137
Vento X-	4011	-59	-794	3422	219246	-3184
Vento Y+	584	-12243	1804	810741	64683	3114
Vento Y-	-48	12256	-829	-814647	-15641	-1694
Vento torcente	-3	0	0	-48	22759	-52102

Massime sollecitazioni nelle aste

Con il procedimento sopra descritto sono state generate 10 condizioni di carico statiche equivalenti (ESWLs) per ricreare gli sforzi massimi negli elementi del modello e le reazioni alla base globali che si hanno elaborando i risultati della galleria del vento tenendo in conto anche dell'effetto risonante della parte dinamica del vento (considerando i modi di vibrare della struttura provenienti dal modello di calcolo) (figura 19).

Sono stati paragonati i risultati ottenuti applicando il vento da

normativa con quelli ottenuti applicando le ESWLs. Nella tabella 4 sono riassunte le percentuali di sfruttamento degli elementi nei due modelli.

2.3 Descrizione dei dettagli costruttivi

Le verifiche dei nodi più significativi presenti all'interno del diagrid, sono state eseguite mediante analisi non lineari su modelli ad elementi finiti. In particolare, per ciascuno dei nodi studiati, è stato realizzato un modello FEM tramite il software Straus7, dove piatti e profili sono stati modellati mediante elementi plate. L'analisi è stata condotta incrementando gli spostamenti impressi ricavati dal modello globale.

Tutti gli elementi che compongono i nodi studiati sono stati modellati in acciaio S355. In particolare, per lo svolgimento delle analisi non lineari, è stato utilizzato un legame costitutivo elasto-plastico dove la massima tensione raggiungibile nell'acciaio è pari a $355/\gamma_{M0} = 355/1,05 = 338$ Mpa.

Dal modello di calcolo globale della torre sono stati estratti gli spostamenti e gli squilibri nodali per la condizione di carico analizzata, in questo caso quando i carichi accidentali allo SLU sono massimizzati. In figura 20 sono mostrate due viste tridimensionali del modello FEM realizzato. Si noti che oltre agli spostamenti dei diversi elementi (applicati alle estremità) sono stati introdotti anche i carichi esterni agenti internamente al modello.

Infine, in figura 21, viene mostrato lo stato tensionale (tensioni di Von Mises) al raggiungimento del 100% del carico. Si noti come la tensione di snervamento sia raggiunta solo localmente, in corrispondenza della piastra centrale. La verifica si può considerare soddisfatta.

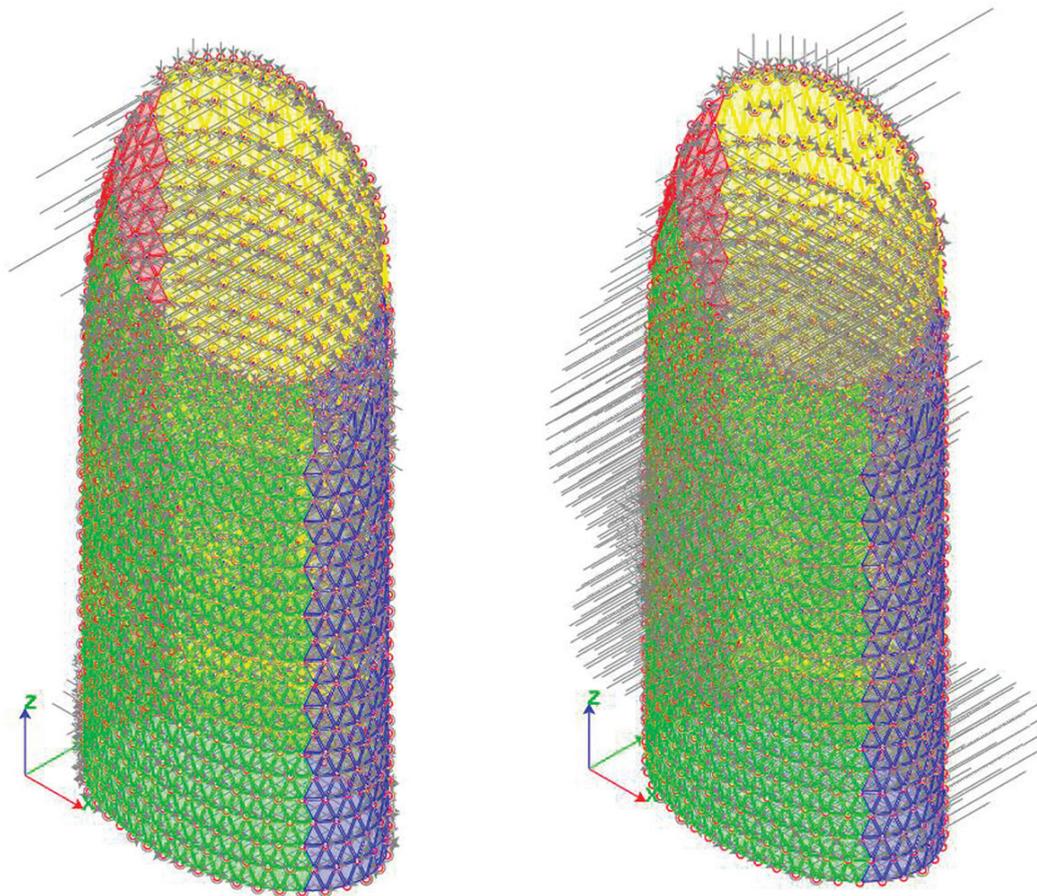


Fig. 19 | Visualizzazione grafica delle prime due condizioni di carico equivalenti applicate al modello di calcolo

Tab. 4 | Percentuali di sfruttamento negli elementi

Descrizione sezione	% sfruttamento carichi da normativa	A u m e n t o percentuale	% sfruttamento ESWLs
102 CHS_EN10210 508.0X40.0/diagrid alto	0.62	0%	0.62
103 CHS_EN10210 508.0X40.0/diagrid davanti	0.36	0%	0.36
201 CHS_EN10210 406.4X20.0/Anello_1	0.43	25%	0.54
202 CHS_EN10210 406.4X20.0/Anello_2	0.36	2%	0.37
203 CHS_EN10210 508.0X40.0/Anello_3	0.27	0%	0.27
204 CHS_EN10210 508.0X40.0/Anello_2b	0.28	0%	0.28
401 CHS_EN10210 193.7X12.0/Reticolare diagonali	0.43	69%	0.73
402 CHS_EN10210 273.0X20.0/Reticolare diagonali	0.7	0%	0.70
403 CHS_EN10210 193.7X12.0/Reticolare diagonali	0.58	46%	0.85
411 CHS_EN10210 508.0X40.0/Reticolare corrente alto	0.21	0%	0.21
412 CHS_EN10210 323.9X20.0/Reticolare corrente	0.4	8%	0.43

A seguito di questa comparazione si è deciso di incrementare la sezione degli elementi più sensibili all'azione del vento, cambiando le seguenti sezioni:

401 CHS_EN10210 193.7X16.0/Reticolare diagonali
402 CHS_EN10210 273.0X20.0/Reticolare diagonali
403 CHS_EN10210 193.7X16.0/Reticolare diagonali
411 CHS_EN10210 508.0X40.0/Reticolare corrente alto
412 CHS_EN10210 323.9X20.0/Reticolare corrente

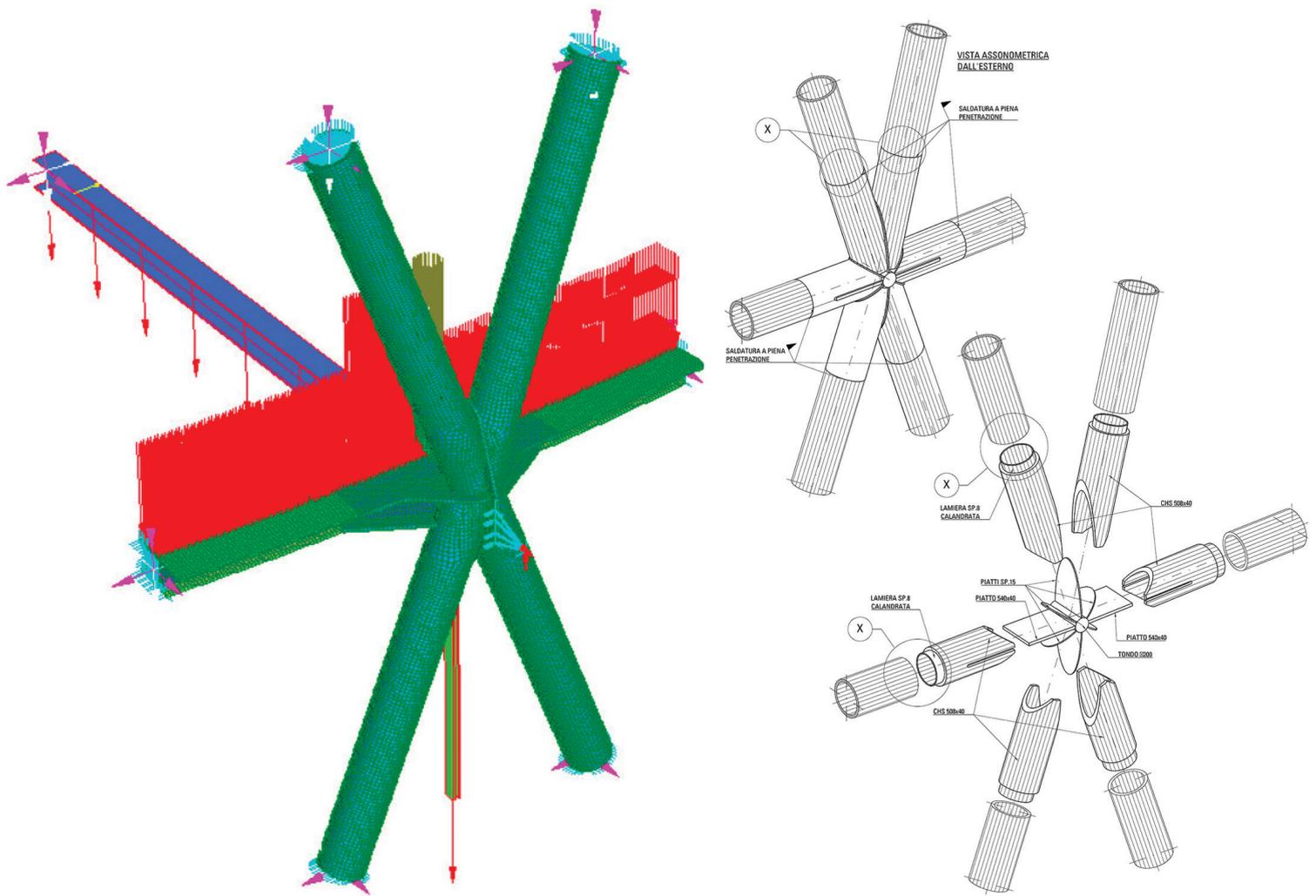


Fig.20 | Vista assometrica del modello FEM

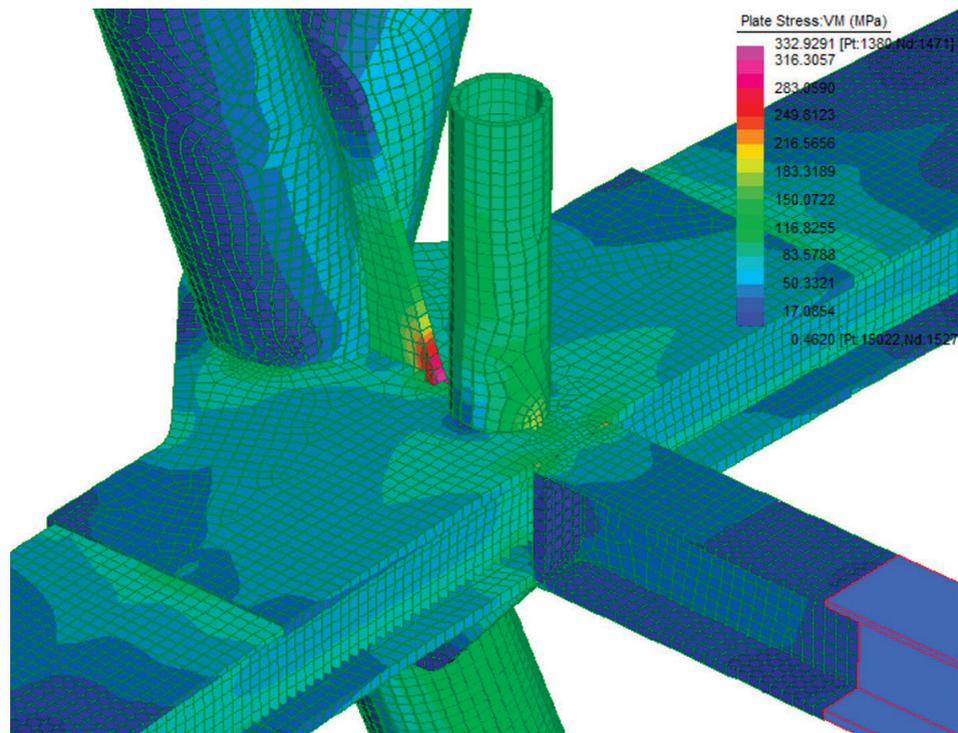


Fig. 21 | Tensioni di Von Mises - 100% del carico



Fig. 22 | Immagine del nodo in officina e installato in cantiere

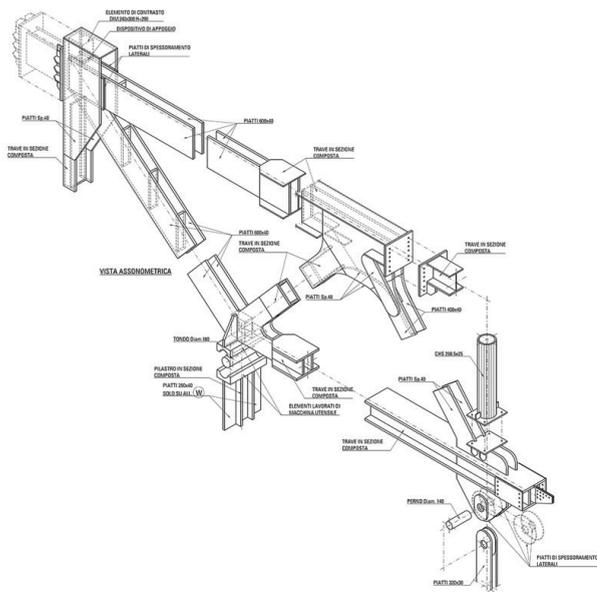


Fig. 23 | Disegno esploso di una reticolare di appensione e vista dei pendini installati (Foto Marco Garofalo)

3 Computo carpenteria metallica

Tipologia di acciaio da carpenteria:

Travi e lamiera per impalcati di piano: S355J0 – UNI EN 10025-2

Colonne circolari interne all' edificio: S355J0 – UNI EN 10219-2

Aste diagrid: S355J2 – UNI EN 10219-2

Telai principali di appensione ai livelli +11 e +17, pendini e strutture di appensione piani tipici: S460J0 – UNI EN 10025-2

Acciaio per Perni: 30CrNiMo8 (1.6508) – UNI EN 10083-1

Pioli connettori: S235J2 + C450 –EN ISO 13918

Travi e Lamiera per Opere di Fondazione: S355J0 – UNI EN 10025-2

Strutture diagrid – Acciaio S355: 1849 t

Strutture diagrid – Acciaio S460: 104 t

Colonne – Acciaio S355 133 t

Travi di piano – Acciaio S355 2116 t

Travi di piano – Acciaio S460 274 t

Supporto vetrate e strutture di particolare impegno costruttivo: 117 t

Scale metalliche ordinarie – Acciaio S355: 14 t

4 Credits

Committente: Unipol Assicurazioni – Meridiano Secondo S.r.l.

General Contractor: C.M.B. Cooperativa Muratori e Braccianti di Carpi

Fornitore della carpenteria metallica: Maeg Costruzioni S.p.a

Capo Progetto, Coordinamento Generale, Coordinamento della Sicurezza in fase di progetto, Progetto Architettonico, Interior Design, direzione dei lavori generale: MCA Mario Cucinella Architects

Progetto Strutturale Definitivo ed Esecutivo e Direzione Lavori Strutturale: MJW Structures Prof. Ing. Massimo Majowiecki

Collaboratori alla progettazione strutturale e direzione lavori:

Ing. Mario Chinni | Ing. Mario Fabbri | Prof. Luca Patrino, Università di Bologna

Progetto Impiantistico Definitivo ed Esecutivo: Deerns Italia SpA

Collaudatore statico: Prof. Ing. Francesco Ossola

5 Riferimenti

1. Politecnico di Milano, Dipartimento di Meccanica “Prove in galleria del vento torre Unipol” del 14 luglio 2016.
2. Patrino, L., Ricci, M., de Miranda, S., & Ubertini, F. (2016). An efficient approach to the evaluation of wind effects on structures based on recorded pressure fields. *Engineering Structures*, 124, 207-220.
3. Patrino, L., Ricci, M., de Miranda, S., & Ubertini, F. (2017). An efficient approach to the determination of Equivalent Static Wind Loads. *Journal of Fluids and Structures*, 68, 1-14.



Massimo Majowiecki

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



Giovanni Berti

Nato a Castel San Pietro Terme il 17 aprile 1983, Giovanni Berti si laurea nel 2008 in Ingegneria Civile all'Università di Bologna. Dal 2008 collabora continuamente con lo studio MJW Structures con ruolo di progettista strutturale specializzato nella modellazione numerica di strutture in acciaio, dalla fase di concezione fino a quella esecutiva e di costruzione.