

Il test del vento

Per Porta Nuova Garibaldi l'analisi delle sollecitazioni eoliche è stata eseguita mediante una campagna sperimentale presso i laboratori del CRIACIV di Prato che ospita la prima galleria del vento costruita in Italia per l'analisi dei fenomeni aerodinamici sugli edifici. Oggetto dell'analisi la Torre A, la più importante per mole e altezza

Alessandro Aronica

Tra gli interventi che oggi stanno rinnovando lo skyline di Milano, quello più rilevante è rappresentato dal progetto di riqualificazione di Porta Nuova, situato tra la stazione Garibaldi, il quartiere Isola e piazza della Repubblica. Tale intervento è il risultato di un lavoro e un impegno partecipato che ha coinvolto una cordata di imprenditori dei quali Hines è il developer capofila di un gruppo di investitori nazionali ed internazionali.

Porta Nuova ha raccolto la sfida di riqualificare un'area dismessa per oltre 50 anni che ha rappresentato una ferita aperta nel tessuto urbano della città per lungo tempo.

Situata in uno dei nodi intermodali più importanti di Milano, l'area di Porta Nuova nasce dalla ricomposizione dei quartieri Garibaldi, Varesine e Isola. Qui sorgeranno un importante centro direzionale, un'area residenziale, una commerciale ed anche centri espositivi e culturali. Il masterplan dell'area, vista l'importanza strategica per la città, è stato affidato ad una delle firme più importanti nel panorama internazionale quale lo studio statunitense Pelli Clark Pelli Architects. Ad oggi il lotto più avanzato nella sua cantierizzazione è quello di Porta Nuova Garibaldi che si colloca appunto tra la stazione Garibaldi e viale Melchiorre Gioia. Al suo interno gli edifici più eloquenti sono le tre torri progettate dallo studio suddetto che ospiteranno principalmente uffici e attività commerciali ed espositive ad altezza piazza. Se la paternità architettonica del progetto è americana, quella strutturale è assolutamente italiana. Il progetto strutturale è stato infatti realizzato negli uffici di Milano della MSC Associati S.r.l. ed è a firma dell'ing. Danilo Campagna. Il progetto ha visto inoltre l'importante supervisione del Prof. Antonio Migliacci del Politecnico di Milano, nonché socio fondatore della MSC Associati ed è stato coordinato dagli ingegneri Claudia Gregis ed Alessandro Aronica. Delle tre torri quella più considerevole, per la sua imponenza è la Torre A che diventa vera e propria icona dell'intervento di Porta Nuova Garibaldi. Questo edificio infatti conta 4



piani interrati e 32 fuori terra per un'altezza totale in copertura, misurata dal piano piazza, di oltre 140 m.

Sulla copertura della Torre A, su un lato, verrà inoltre posizionata una guglia reticolare metallica chiamata "Spire" alta altri 85 m e questo porterà il punto più alto della Torre A ad essere sopra la quota dei 225 m fuori terra. Nelle tre torri, recependo la cultura progettuale tipicamente italiana, è prevista la realizzazione delle strutture portanti in cemento armato.

Per questi progetti, in particolare, sono state messe in campo le eccellenze tecnologiche presenti nella filiera dei calcestruzzi proponendo quanto di più sviluppato possa trovarsi, non solo sul mercato, ma anche nel campo della ricerca universitaria. Tra le varie miscele adottate si evidenzia soprattutto l'utilizzo di calcestruzzi ad alte prestazioni C60/75, per la prima volta in Italia in un intervento di tali dimensioni, al fine di poter ridurre la sezione delle colonne. La re-

sistenza meccanica non è stata l'unica peculiarità dei calcestruzzi, infatti si sono anche definiti nel progetto particolari calcestruzzi di classe C30/37 caratterizzati da bassi calori di idratazione, utilizzati nei getti massivi delle fondazioni.

ANALISI STRUTTURALI SULLA TORRE A

Per le strutture della Torre A si sono impiegate diverse tipologie di calcestruzzo. Per la platea di fondazione, di spessore 2,2 m, sono stati utilizzati calcestruzzi C30/37. Questa fondazione è stata impostata su diaframmi profondi oltre 40 m (chiamati "barrette") e posizionati planimetricamente in corrispondenza delle strutture verticali. I pilastri hanno sezione variabile da 160 x 160 cm a 45 cm di diametro e sono di classe C35/45 nei piani interrati e C60/75 nei piani fuori terra. La differenziazione delle classi di resistenza lungo l'altezza è dovuta ad evitare problemi tensionali di interfaccia tra calcestruzzi molto diversi all'imposta sulla fondazione. I muri di controvento, di spessore tra i 90 e i 20 cm a seconda dell'elemento e della quota altimetrica, sono di classe C35/45 a eccezione dei tronchi tra il piano terra ed il piano secondo che, a causa di una riduzione della sezione legata al layout architettonico, sono stati previsti in classe di resistenza C45/55. I solai sono costituiti da piastre bidirezionali in cemento armato pieno di classe C45/55 e sono di altezza pari a 22,5 cm nei piani a destinazione uffici e pari a 25 cm nei piani a destinazione commerciale e tecnica. Al fine di limitare i fenomeni di punzonamento in prossimità delle colonne sono stati previsti dei capitelli di spessore aggiuntivo pari a 22,5 cm. La Spire in copertura è stata invece progettata come struttura reticolare con acciaio di tipo S355JR. Il progetto strutturale della Torre A può essere riassunto schematicamente nelle seguenti fasi :

Masterplan di Porta Nuova Garibaldi.



IL PROGETTO

Porta Nuova Garibaldi

Developer: Hines

Investitori: Hines Developer European Fund, Milano Assicurazioni, TIAA-CREF

Progettazione: Pelli Clarke Pelli Architects

Progetto esecutivo: Adamson Associates Architects/ Tekne

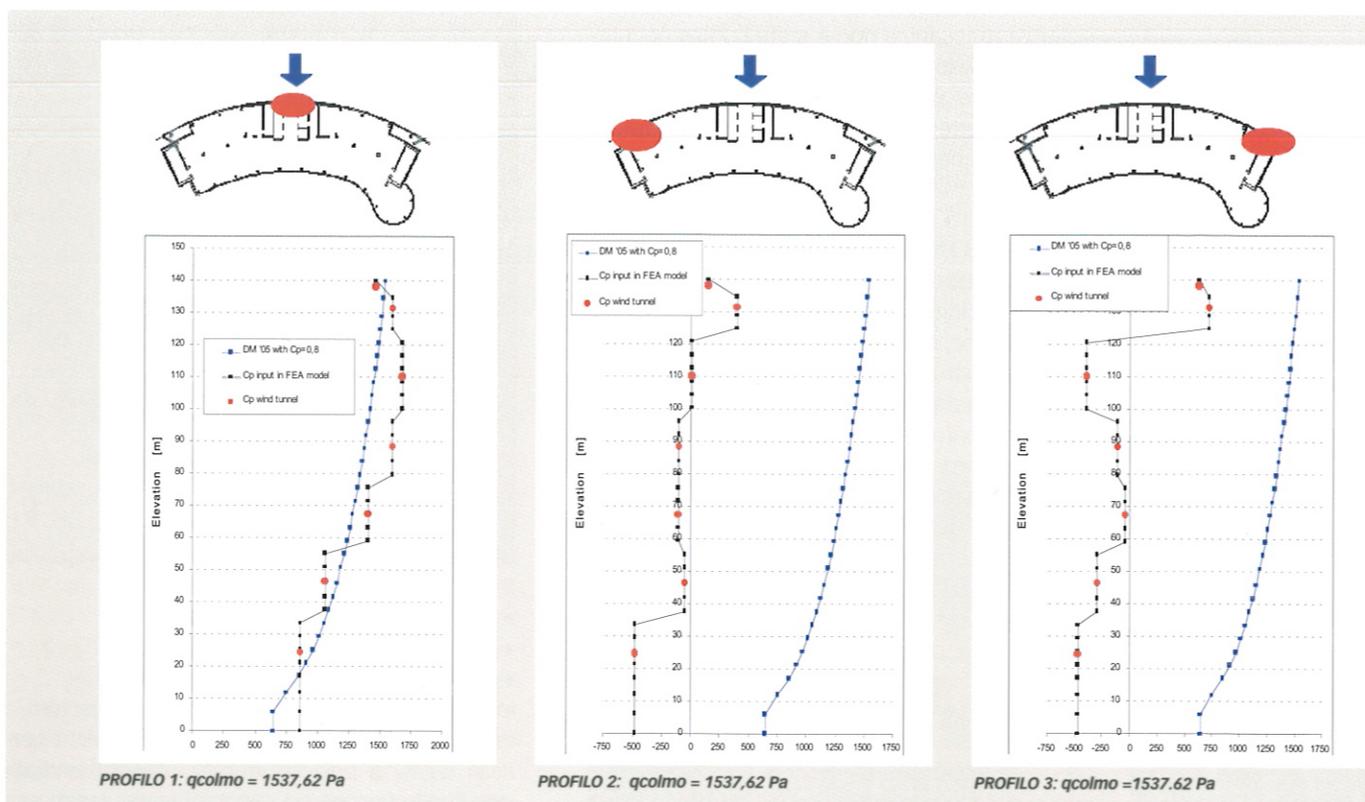
Progettazione strutturale: MSC Associati S.r.l.

Progettazione Impiantistica: Buro Happold/ Ariatta

General Contractor: Colombo Costruzioni Lecco

- definizione dei carichi verticali;
- definizione delle forzanti orizzontali;
- definizione della struttura resistente;
- soluzione del problema e analisi dei risultati.

In primo luogo sono stati definiti i carichi verticali legati ai pesi strutturali, i carichi verticali dovuti alle finiture e i carichi variabili legati alla destinazione d'uso delle superfici di piano e/o ad esigenze impiantistiche. Per un edificio di queste dimensioni le analisi legate all'equilibrio delle forzanti orizzontali rappresentano una delle discipline di ingegneria più difficili, sia per la complessità legata alla definizione delle forzanti, sia per il modo in cui viene raggiunto l'equilibrio interno e con i vincoli a terra. Le sollecitazioni orizzontali sono tipicamente rappresentate delle forzanti eoliche e da quelle sismiche. Per la Torre A di Porta Nuova Garibaldi l'analisi delle sollecitazioni eoliche è stata eseguita mediante una campagna sperimentale presso i laboratori del CRIACIV di Prato (Università di Firenze) che ospita la prima galleria del vento costruita in Italia per l'analisi dei fenomeni aerodinamici sugli edifici. In particolare è stato realizzato un modello rigido in scala 1:350 della Torre A e degli edifici limitrofi, montati su una piattaforma girevole del diametro di 2 m, simulando quindi un'area di indagine di 700 m di diametro intorno alla torre. La particolarità del test condotto consiste nel aver riprodotto lo strato limite del vento ovvero, attraverso la regolazione dell'altezza di particolari "box" in legno collocati prima del modello, si è riusciti a ricreare l'andamento variabile delle velocità del vento in funzione dell'altezza dal suolo, riuscendo quindi a simulare la rugosità specifica dell'area. Il modello della Torre A è stato monitorato attraverso 140 sensori (trasduttori di pressione di tipo piezoelettrico) distribuiti sulla superficie esterna dell'edificio che hanno permesso di rilevare puntualmente le pressioni esercitate dal vento sulla torre. Alla base della torre è stata inserita inoltre



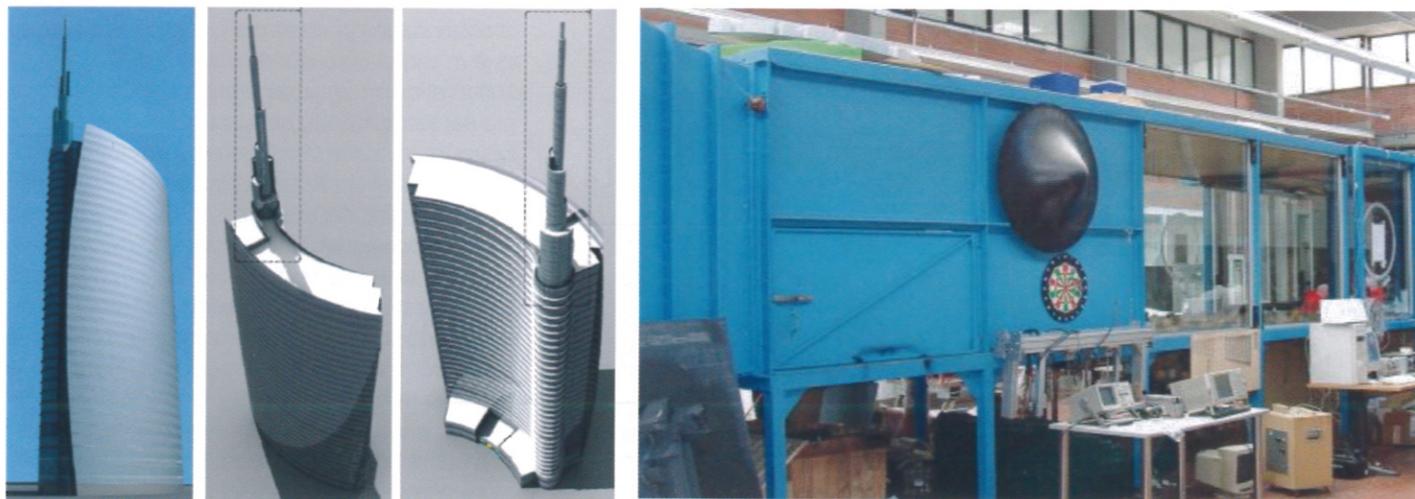
una bilancia aerodinamica a 5 componenti che ha reso possibile acquisire le forze ed i momenti globali al piede della torre dovuti all'azione del vento incidente (reazioni vincolari alla base). La presenza degli edifici limitrofi nel modello sottoposto al test ha quindi permesso di valutare le interferenze che questi ultimi offrono alla fluidodinamica del vento sulla Torre A. Inoltre la piattaforma girevole su cui è stato montato l'intero modello ha consentito di investigare la distribuzione delle pressioni del vento in relazione dell'angolo di incidenza tra il vento e la torre. Nel test condotto si sono analizzate 16 diverse orientazioni del vento, indagando settori dell'angolo giro ogni $22,5^\circ$. Questo tipo di campagna sperimentale ha permesso quindi di definire con accuratezza le

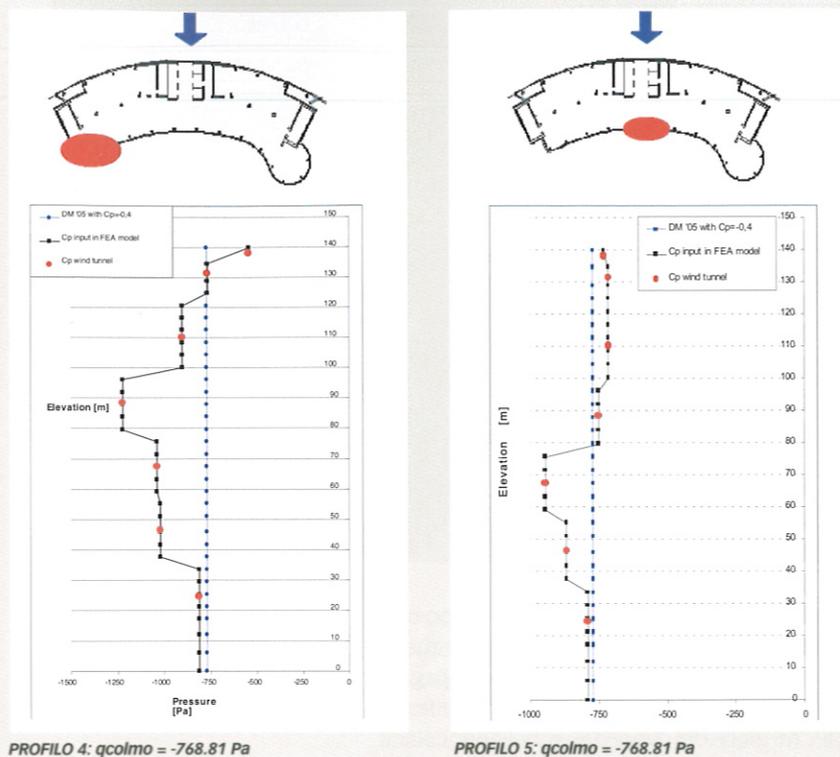
pressioni del vento sulle facciate della Torre A. Al termine del test condotto uno degli aspetti teorici più importanti è risultato essere quello legato all'analisi dei profili del vento da utilizzare come input di carico sull'edificio. Per le analisi numeriche eseguite il decreto legislativo utilizzato è stato quello delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al DM 14-09-2005 (NTC-2005) cogente al momento dello sviluppo del progetto esecutivo della torre.

Questa normativa prevedeva un periodo di ritorno dell'azione eolica pari a 500 anni, superiore a quello previsto dal precedente DM 1996 e dalle attuali NTC 2008 pari a 50 anni. Questa differenza si è tradotta in un aumento del 12,2 % (pari ad αr) della velocità di riferimento del vento e del 26

Viste prospettive della Torre A (a sinistra).

Vista generale della galleria del vento.





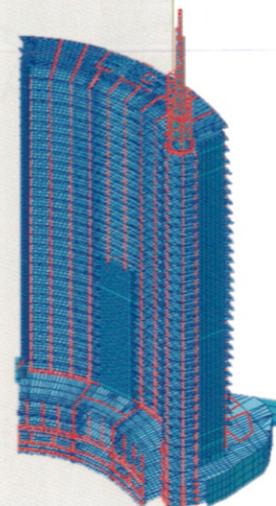
Particolare della fase di costruzione della Torre A.

% (pari ad α^2) delle pressioni statiche equivalenti calcolate analiticamente. In secondo luogo sono stati confrontati i valori delle pressioni acquisite dal test in galleria con quelle previste dalla normativa. In particolare è risultato interessante comparare i profili verticali del vento ottenuti sperimentalmente con quelli proposti dalle NTC 2005. Per questo confronto si è utilizzato un coefficiente di topografia $c_t = 1$, un coefficiente di rugosità $k_r = 0,22$, una quota $z_0 = 0,30$ m, una quota minima $z_{min} = 8$ m, un coefficiente di pressione pari a $+0,8$ per il sopravvento ed un coefficiente pari a $-0,4$ per il sottovento. I dati sperimentali sono invece quelli registrati dai sensori piezoelettrici collocati sul modello strumentato considerando un angolo di incidenza del vento pari a 90° rispetto all'asse circonferenziale della Torre A come mostrato nelle successive immagini. Il profilo 1 mostra come, per una verticale centrale della Torre, l'andamento delle pressioni sperimentali sopravvento sia molto simile a quello teorico. I profili 2 e 3 mostrano invece come, su verticali laterali della torre, i risultati ottenuti dalle indagini sperimentali delle pressioni sopravvento siano differenti da quelli previsti dalla normativa. Lo stesso tipo di andamento è riscontrabile sulla torre nella parte sottovento: in particolare si nota come sul profilo verticale centrale 5 ci sia una discreta aderenza tra i risultati sperimentali e quelli teorici mentre questo andamento venga perso sul profilo laterale 4. L'analisi di questi confronti evidenzia come nelle parti centrali della Torre, dove la velocità del vento è con buona approssimazioni ortogonale alle facciate, i risulta-

ti sperimentali siano abbastanza congruenti con quelli teorici calcolabili con le NTC2005. Al contrario, dove il versore della velocità del vento non è più ortogonale alle facciate dell'edificio, ci sia una divergenza più marcata tra i risultati teorici e quelli sperimentali. Questa circostanza è riconducibile alle maggiori turbolenze sui bordi della torre dovute anche all'interazione del moto del vento con gli edifici limitrofi presenti. Tale confronto evidenzia come la risultante delle pressioni sperimentali sia spesso minore di quella ottenuta applicando la normativa di riferimento. Questo risultato risulta apprezzabile, per esempio, anche nelle comparazioni proposte. Quello che risulta sicuramente meno evidente è come questa risultante abbia un'eccentricità maggiore rispetto a quella teorica. Questo aumento può tradursi in un maggior impegno statico delle strutture di controvento legato ad effetti torsionali più importanti. Questi infatti risultano essere maggiori quanto più è elevata l'eccentricità tra il baricentro delle pressioni ed il centro delle rigidità e quanto più sono marcati i fenomeni di turbolenza sulle facciate perimetrali. I risultati legati a queste considerazioni hanno reso necessario definire con estrema cura gli scenari di carico del vento di progetto. In particolare, per ognuna delle 16 direzioni del vento analizzate, si sono definite 5 distribuzioni di pressioni sulle facciate che massimizassero rispettivamente le reazioni vincolari al piede della Torre: i due tagli T_x , T_y , i momenti flettenti M_x , M_y ed il momento torcente M_t . Fissata la direzione del vento, le massimizazioni delle 5 componenti delle reazioni vincolari ai

ANALISI E PROGETTAZIONE AD AMPIO RAGGIO

MIDAS/Gen, proposto da **CSPFea s.c.** e impiegato per le analisi effettuate per l'intervento di Porta Nuova Garibaldi, risolve integralmente tutte le problematiche di analisi e progettazione di qualsiasi tipologia strutturale, dalle più complesse alle più semplici, in zona sismica e non (edifici multipiano, edifici industriali, torri, tralicci, silos, ogni tipologia di fondazione, completa interazione terreno struttura, ponti, infrastrutture stradali, strutture in muratura) con qualsiasi materiale. MIDAS/Gen è predisposto per ottemperare alle NTC08 e successiva circolare del febbraio 2009, inclusi: gerarchia delle resistenze, verifiche secondo NTC08 e controlli su centri di rigidità, centri delle masse, drift di piano, edifici a nucleo ecc. Sono inoltre implementate anche le verifiche secondo gli Eurocodici, Stati Limite Ultimi e Stati Limite di Esercizio, inclusa l'analisi delle fessurazioni. La libreria di elementi finiti è molto vasta e comprende: beam a sezione variabile, truss resistenti a sola trazione e/o compressione, elementi Wall per pareti antisismiche, plate, solid, plane stress, plane strain, piastre irrigidite ortotrope ecc. Ulteriori caratteristiche: Interfaccia GUI avanzata, Analisi Pushover completa e affidabile, Analisi per Fasi di Costruzione, Precompressione, Post-tensione e fenomeni lenti del calcestruzzo, Carichi Mobili, Non linearità statiche e dinamiche, Progetto Sezioni Acciaio - Calcestruzzo Armato - CAP, Gerarchia delle resistenze, Meshatore automatico, Progetto di solette e pareti, Calore di idratazione anche per fasi.



diversi tempi di prova (e quindi le rispettive distribuzioni di pressione sulla superficie della torre) sono state individuate attraverso l'acquisizione dei dati registrati dalla bilancia aerodinamica posta alla base del modello della Torre A. Con questa logica operativa sono state definite $5 \times 16 = 80$ distribuzioni di pressioni corrispondenti alle combinazioni elementari di carico di vento da utilizzare per le analisi strutturali. Oltre le pressioni statiche misurate sul modello durante il test sperimentale sono state definite le "pressioni risonanti" dovute agli effetti dinamici del vento. Queste pressioni aggiuntive sono state definite sulla conoscenza della densità spettrale di potenza dei momenti vincolari registrati temporalmente con la bilancia aerodinamica e sulla conoscenza delle frequenze proprie di vibrazione della torre.

I CARICHI SISMICI

Per quanto riguarda la definizione dei carichi sismici si è invece utilizzato un approccio numeri-

co classico ottenuto attraverso analisi di tipo modale. In particolare sono stati utilizzati i riferimenti tecnici presenti nel testo integrato dell'Allegato 2 - Edifici - all'Ordinanza 3274 come modificato dall'OPCM 3431 del 3/5/2005 e nell'Eurocodice 8 Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, December 2003. I parametri caratteristici dell'analisi sismica condotta sono stati:

ZONA SISMICA 4

Accelerazione sismica di progetto $a_g = 0.05.g = 0.491 \text{ m/s}^2$

Categoria di terreno C

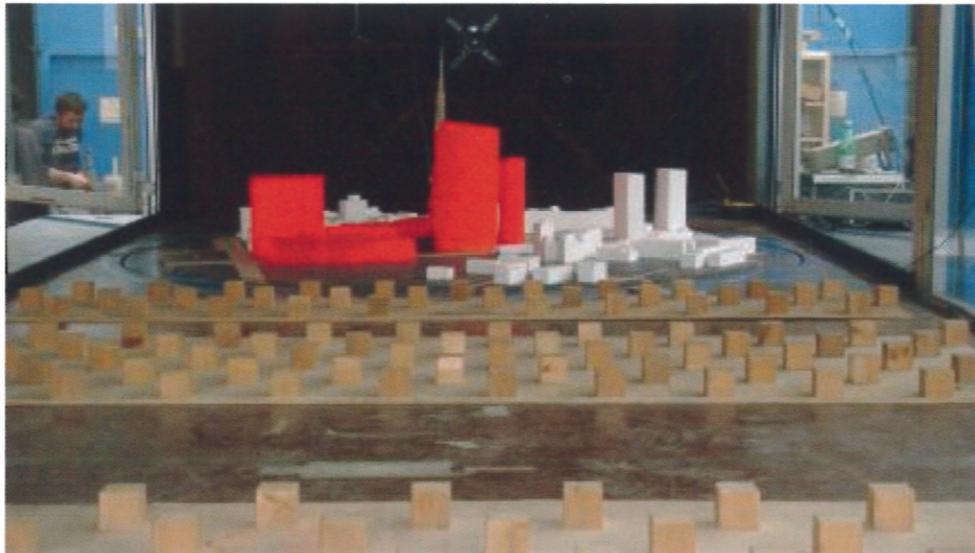
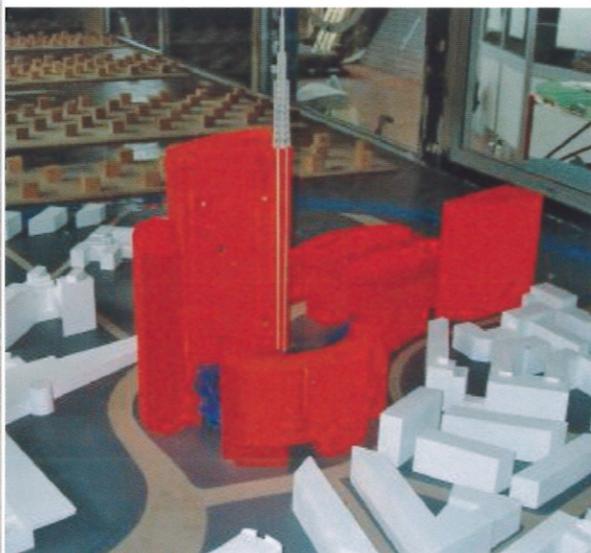
Fattore di struttura orizzontale = 2,688

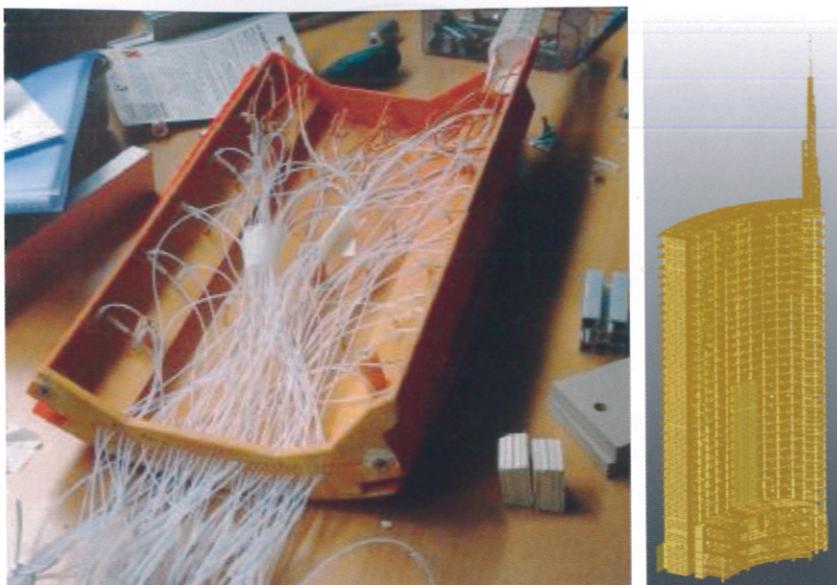
Fattore di struttura verticale = 1,5

Il secondo step di analisi è stato quello di definire un modello meccanico, sollecitato dalle forzanti di progetto, che permettesse di definire l'equilibrio interno delle strutture e quindi le azioni di progetto sui singoli elementi. Nel

Modello provato in galleria del vento (a sinistra).

Box in legno per simulare la rugosità dell'area.





Sensori piezoelettrici per la rilevazione delle pressioni.

Immagine del modello a elementi finiti della Torre A (a destra).

campo dell'ingegneria strutturale questi modelli vengono realizzati attraverso tecniche di analisi numerica che discretizzano il continuo solido strutturale in un numero finito di elementi. Tali analisi, che vengono definite appunto "analisi ad elementi finiti", consentono quindi di definire un modello elasto-meccanico in grado di descrivere la distribuzione spaziale della struttura in termini di geometria, di massa, di punti di applicazione delle forzanti, e per ultimo, di descrivere il comportamento elastico strutturale. In particolare per la Torre A è stato definito un modello realizzato con il programma ad elementi finiti Midas Gen dove ogni elemento strutturale è stato simulato con il più opportuno elemento elastico. Si sono utilizzati elementi di tipo beam per modellare elementi lineari quali travi e pilastri, elementi di tipo shell per simulare elementi di tipo piano come pareti e solai. Sono stati inoltre impiegati elementi truss per simulare gli elementi di controvento della Spire (bracing). Per alcuni elementi strutturali sono state definite ulteriori proprietà come ad esempio la deformabilità a taglio degli elementi beam nel caso di elementi tozzi, la costante di Winkler per elementi di fondazione e particolari link di connessione rigida (rigid link) dove si è ritenuto opportuno inserire questo tipo di vincolo. Il modello totale è risultato essere composto da 108385 elementi finiti (102822 elementi shell, 5385 elementi beam e 178 elementi truss) per un totale di 104792 nodi.

Un volta stabiliti i carichi di progetto e il modello della struttura è stato risolto il problema numerico in termini di spostamenti e rotazione dei nodi ed è quindi stato possibile definire le sollecitazioni sugli elementi strutturali nelle diverse combinazioni di carico. Le verifiche successive sono state pertanto svolte applicando i tradizionali metodi della scienza delle costruzioni.

CONSIDERAZIONI SUI RISULTATI

Risulta sicuramente interessante evidenziare le considerazioni più salienti legate alle diverse analisi svolte. Come prima nota si riporta il confronto tra le sollecitazioni dovute alla forzante eolica con quella sismica. In particolare, il caso studiato ha fatto emergere come sulla Torre A i carichi di vento siano risultati preponderanti su quelli sismici. Questo risultato è dovuto a diversi fattori: il primo e più importante, è quello inerente alla bassa sismicità della zona su cui sorge la torre. Milano è storicamente una città che a memoria non ricorda eventi sismici eccezionali e drammatici come invece accaduto per altre città d'Italia; ad esempio: Reggio Calabria, Messina o più recentemente l'Aquila. Questa memoria storica è riscontrabile nelle norme tecniche di progettazione che, nella zonazione della pericolosità sismica del territorio nazionale, attribuiscono a Milano una scarsa sismicità. In secondo luogo il basso valore della forzante sismica è legato anche ad una caratteristica di elasticità intrinseca dell'edificio. La Torre A è infatti dotata di un significativo valore del primo periodo proprio di vibrazione, pari a circa 4,2 sec. e questo fa sì che l'ordinata associata al primo periodo nel diagramma dello spettro sia modesta rispetto a quella che si avrebbe in edifici più rigidi, caratterizzati appunto da periodi di vibrazione minori. Come seconda considerazione, a conclusione delle analisi eseguite, si vuole evidenziare che su questo edificio sono state svolte, oltre alle classiche analisi di resistenza meccanica allo stato limite ultimo, delle importanti analisi di deformabilità legate allo stato limite di esercizio. Tra le più interessanti risulta quella dove è stato valutato il campo di accelerazioni orizzontali sugli impalcati più alti in relazione all'applicazione di un campo di pressioni del vento con un periodo di ritorno pari a 10 anni. I risultati ottenuti nelle analisi svolte hanno evidenziato che, nel progetto della Torre A, la rigidità dei controventi in cemento armato ha permesso di limitare le accelerazioni orizzontali di piano al di sotto dei limiti di comfort ritenuti accettabili dalle normative di riferimento. Questo ha di fatto evitato la necessità di inserire sistemi strutturali di smorzamento artificiale del periodo proprio quali i tuned mass damper.

CONCLUSIONI

Ad oggi il termine dei lavori strutturali per la realizzazione della Torre A, ad eccezione del montaggio della Spire, è previsto per i primi mesi del 2011. Seguirà successivamente un periodo di tempo congruo per il completamento delle finiture ma l'impegno di tutti i professionisti e delle maestranze che lavorano per la costruzione di questo ambizioso progetto permetterà a Porta Nuova di rappresentare egregiamente Milano in vista dell'Expo del 2015.

Si ringrazia l'Ing. Pietro Crespi e la società Amis di Milano per l'importante lavoro di consulenza svolto nelle analisi strutturali sopra descritte.