



NUOVI MATERIALI E TECNOLOGIE NEGLI EDIFICI ALTI

Pietro Crespi*

* Politecnico di Milano, Dipartimento di Ingegneria Strutturale
Piazza Leonardo da Vinci 32, 20133 Milano, Italy

Sommario. *La disponibilità di materiali da costruzione aventi specifiche caratteristiche prestazionali, rende oggi possibile la realizzazione di alti edifici (altezze sull'ordine almeno dei 180 m circa) aventi snellezza e leggerezza abbinate a forme architettoniche sempre più originali. In queste situazioni, le strutture di tali edifici devono far fronte, oltre che ai carichi permanenti e variabili dovuti alla gravità, anche alle forze orizzontali dovute al vento, che crescono al crescere dell'altezza della costruzione, nonché a quelle del sisma. In Milano, per tali altezze costruttive ha significato l'azione del vento. L'organizzazione e il dimensionamento delle strutture verticali atte a sopportare le forzanti eoliche rappresenta quindi il principale problema strutturale di questi alti edifici.*

Per un dimensionamento ottimale della struttura, diventa quindi fondamentale la descrizione accurata dell'azione eolica agente. Spesso i carichi da vento definiti dalle normative non sono adeguati a descrivere fedelmente l'azione del vento sull'edificio. Può pertanto essere utile una caratterizzazione della velocità di riferimento del vento nel sito, che tenga conto anche della direzionalità dei venti di progetto. Risulta inoltre indispensabile, in particolar modo nel caso di edifici a geometria complessa, la sperimentazione in galleria del vento, a strato limite, su modelli in scala dell'edificio e del suo contesto urbano al fine di ricavare le forze globali e le pressioni locali agenti sull'edificio stesso.

Dalle misurazioni ottenute in galleria del vento, si ricavano le forzanti eoliche da applicare all'edificio per il dimensionamento delle strutture di controvento atte a garantire sia la stabilità (SLU) che il buon funzionamento in esercizio (SLE). Da questo punto di vista, oltre ai classici parametri di controllo, quali lo spostamento in sommità e lo spostamento relativo di interpiano, assume un'importanza notevole il controllo della massima accelerazione la quale, al fine di garantire il comfort degli occupanti, deve mantenersi al di sotto di certi limiti. Tale accelerazione si può determinare attraverso la stima dell'amplificazione dinamica della risposta strutturale dell'edificio sottoposto all'azione del vento, che può essere contenuta limitando i periodi propri della struttura.

A tal fine possono essere utili l'impiego di calcestruzzi ad alta resistenza (HSC), per aumentare la rigidità delle strutture di controventamento, e l'utilizzo di appositi dispositivi di smorzamento (TMD).

Gli argomenti ora descritti verranno illustrati con particolare riferimento agli edifici alti attualmente in fase di realizzazione a Milano.

Nuevos materiales y tecnologías en los edificios altos

Pietro Crespi

Dep. de Ingeniería Estructural, Politécnico de Milán

Sumario. *En la actualidad, la disponibilidad de materiales de construcción provistos de específicas características de rendimiento, hace posible la realización de altos edificios (de aproximadamente 180 m. de altura como mínimo) dotados de esbeltez y ligereza, junto a formas arquitectónicas cada vez más originales. En estas situaciones, las estructuras de dichos edificios deberán hacer frente, además de las cargas permanentes y variables debidas a la gravedad, también a las fuerzas horizontales debidas al viento, que crecen al aumentar la altura de la construcción, además de las del sismo. En Milán, a la realización de dichas alturas de construcción, le afecta de forma significativa la acción del viento. La organización y el dimensionamiento de las estructuras verticales finalizadas a soportar la presión producida por el viento representa, por lo tanto, el principal problema estructural de estos altos edificios.*

Para realizar un dimensionamiento óptimo de la estructura cobra una importancia fundamental la descripción detallada de la acción eólica presente. A menudo las cargas por viento definidas por las normativas no son adecuadas para describir fielmente la acción del viento sobre el edificio. Por consiguiente, puede ser útil una caracterización de la velocidad de referencia del viento en el sitio, que también tenga en cuenta la direccionalidad de los vientos de diseño. Además, resulta indispensable, en particular en el caso de edificios de geometría compleja, la experimentación en túnel de viento, en capa límite, sobre modelos en escala del edificio y de su marco urbano, con el fin de conocer las fuerzas globales así como las presiones locales que actúan sobre el propio edificio.

De las mediciones obtenidas en el túnel de viento, se deducen los valores de la presión producida por el viento, que se tienen que aplicar al edificio para realizar el dimensionamiento de los arriostramientos finalizados a garantizar tanto la estabilidad (ELU), como el buen funcionamiento durante el servicio (ELS). Desde este punto de vista, además de los clásicos parámetros de control, tales como el desplazamiento lateral en la parte superior del edificio y el desplazamiento relativo entre plantas, cobra una importancia considerable el control de la máxima aceleración, la cual, para asegurar el confort de los ocupantes, deberá mantenerse por debajo de ciertos límites. Dicha aceleración, puede determinarse a través de la evaluación de la amplificación dinámica de la respuesta estructural del edificio sujeto a la acción del viento, que puede reducirse limitando los periodos propios de la estructura.

A tal fin puede resultar útil el uso de hormigones de alta resistencia (HAR), para aumentar la rigidez de los arriostramientos, así como la utilización de específicos amortiguadores de masa (TMD).

Los temas que se acaban de describir, se explicarán en el detalle haciendo referencia, en particular, a los edificios altos que se están realizando en Milán actualmente.

(ELU) Estado límite último

(ELS) Estado límite de servicio

(TMD) Tuned mass damper

1 INTRODUZIONE

La crescente attenzione nei riguardi della sostenibilità economica e ambientale delle costruzioni fa assumere un'importanza sempre maggiore all'ottimizzazione degli elementi strutturali degli edifici, in particolar modo per gli edifici alti. In queste costruzioni, infatti, l'incidenza del costo delle strutture su quello dell'intera opera è notevole, tanto che l'interazione tra tipologia strutturale e organizzazione architettonica, in termini di forma e distribuzione degli spazi funzionali, rappresenta uno degli aspetti fondamentali della progettazione.

La struttura degli edifici alti deve fare fronte, oltre che agli usuali carichi gravitazionali, permanenti o variabili, anche alle azioni orizzontali esercitate dal vento e dal sisma, mediante gli elementi di controventamento che, se opportunamente dimensionati, consentono di:

- contenere gli spostamenti totali e di interpiano, garantendo la funzionalità;
- ridurre le accelerazioni, assicurando il benessere degli utenti;
- economizzare e massimizzare le superfici utili.

Nel seguito verranno sintetizzate alcune considerazioni sullo stato dell'arte nella concezione e nell'evoluzione delle tipologie strutturali degli edifici alti.

Molto importante è la scelta dei materiali da costruzione da impiegare nella realizzazione delle strutture degli edifici alti, che deve tener conto di varie proprietà tra le quali: la resistenza meccanica, la rigidità, la duttilità, la durabilità e la resistenza al fuoco. Inoltre, alcune problematiche che condizionano la selezione del materiale da costruzione più appropriato sono: la semplicità del processo costruttivo, il costo d'impianto, la velocità di realizzazione, l'impatto ambientale e i vincoli di tipo storico-artistico del sito. Il cemento armato si dimostra un materiale da costruzione molto efficiente nel soddisfare i requisiti sopra indicati, specialmente da quando sono disponibili i calcestruzzi ad alte prestazioni (HPC) e ad alta resistenza (HSC). Alcune delle proprietà di questi calcestruzzi innovativi verranno evidenziate nel seguito alla luce dell'impiego nella realizzazione di edifici alti.

La valutazione corretta delle azioni e degli effetti del vento sulle strutture di un edificio è un'operazione complessa, che può essere affrontata numericamente o sperimentalmente. Mentre l'impiego della fluidodinamica computazionale (CFD, Computational Fluid Dynamic) è riuscito solo recentemente a ricostruire numericamente i quadri pressori agenti su un edificio immerso nel moto turbolento dell'aria; la sperimentazione in galleria del vento a strato limite sviluppato ha ormai una tradizione consolidata ed è in grado di fornire le informazioni necessarie per un'ottima progettazione, evidenziando anche possibili problemi legati all'instaurarsi di fenomeni dinamici potenzialmente instabili.

Sotto l'azione del vento turbolento, il moto dell'edificio può indurre negli occupanti diverse reazioni fisiche (nausea, capogiri, vertigini,...) o psicologiche che possono far perdere valore economico ai piani alti. Essendo eccessivamente oneroso ridurre il moto in modo da renderlo impercettibile anche in caso di tempesta di vento, l'obiettivo progettuale diventa quello di trovare un giusto compromesso tra impiego di risorse economiche e sufficiente livello di comfort per gli occupanti accettando che, per determinati tempi di ritorno dell'azione, la struttura possa essere messa temporaneamente fuori esercizio.

2 GLI EDIFICI ALTI

Considerando l'uso cui è destinato l'edificio alto da realizzare, si possono evidenziare i seguenti scopi significativi:

- difensivo (le torri);
- comunicativo (i campanili);
- impiantistico (le ciminiere, le antenne per telecomunicazioni);
- residenziale o terziario;
- come landmark o espositivo (vedi il caso della Tour Eiffel).

In quanto segue ci si focalizzerà sulla tipologia di edificio alto attualmente più significativa, quella a destinazione residenziale o per uffici. Lo sviluppo di questa categoria di edifici alti è significativamente relazionato ai progressi fatti nella conoscenza delle problematiche strutturali, dei materiali da costruzione, dei sistemi impiantistici e delle tecnologie legate al trasporto in altezza delle persone.

In seguito al crescente sviluppo in altezza di questa tipologia di edifici, recentemente si è anche cominciato a distinguere tra edifici alti in senso stretto (tall buildings), comprendendo tutti quelli di altezza inferiore ai 300 m, e supergrattacieli (super-tall buildings), aventi invece altezze superiori ai 300 m.

Nella Tabella 1 vengono sintetizzati alcuni casi salienti dell'evoluzione degli edifici alti, si può notare come questa sia avvenuta in pochi anni, a partire dalla seconda metà del XIX secolo, con una progressiva accelerazione nello sviluppo in altezza che ha raggiunto il suo massimo negli ultimi decenni. Nella Figura 1 sono riportati alcuni degli edifici alti più rappresentativi, per dimensioni e tipologia costruttiva.

Anno di ultimazione	Nome	Città	Piani	Quota ultimo solaio (guglia)	Stato
1873	Equitable Life Building	New York	8	43 m	Demolito
1889	Auditorium Building	Chicago	17	82 m (106 m)	Esistente
1890	New York World Building	New York	20	94 m (106 m)	Demolito
1894	Manhattan Life Insurance Building	New York	18	106 m	Demolito
1899	Park Row Building	New York	30	119 m	Esistente
1908	Singer Building	New York	47	187 m	Demolito
1909	Met Life Tower	New York	50	213 m	Esistente
1913	Woolworth Building	New York	57	241 m	Esistente
1930	40 Wall Street	New York	70	(283 m)	Esistente
1930	Chrysler Building	New York	77	282 m (319 m)	Esistente
1931	Empire State Building	New York	102	381 m (449 m)	Esistente
1969	John Hancock Center	Chicago	100	343 m (457 m)	Esistente
1972	World Trade Center (North tower)	New York	110	417 m (528 m)	Demolito
1974	Willis Tower	Chicago	108	442 m (527 m)	Esistente
1998	Petronas Towers	Kuala Lumpur	88	379 m (452 m)	Esistente
2004	Taipei 101	Taipei	101	448 m (508 m)	Esistente
2007	New York Times	New York	52	227 m (319 m)	Esistente
2008	Shanghai World Financial Center	Shanghai	101	492 m	Esistente
2010	Burj Khalifa	Dubai	162	636 m (828 m)	Esistente

Tabella 1: Cronistoria di alcuni edifici alti significativi



Chrysler Building



Empire State Building



John Hancock Center



World Trade Center



Willis Tower



Petronas Towers



Taipei 101



New York Times



Burj Khalifa

Figura 1: Alcuni degli edifici alti più prestigiosi

Negli edifici alti vi è un forte legame tra struttura e forma architettonica. Nella struttura si possono riconoscere due tipi di sistemi che interagiscono tra loro:

- sistemi strutturali concepiti per i carichi gravitazionali (solai, colonne, pareti);
- sistemi strutturali concepiti per resistere alle azioni orizzontali (strutture di controventamento), che assumono rilevanza crescente con l'altezza dell'edificio, condizionandone anche l'architettura.

Dal punto di vista dei materiali da costruzione impiegati nella realizzazione delle strutture, gli edifici alti possono essere classificati in:

- strutture in acciaio: elevate prestazioni meccaniche, leggerezza e facilità di assemblaggio. È la tipologia più usata per i supertall buildings soprattutto per la rapidità di esecuzione; aspetti negativi sono l'elevato costo e la scarsa resistenza all'incendio;
- strutture in calcestruzzo armato (ad alte prestazioni): più economiche di altre tipologie, consentono di ottenere delle costruzioni dotate di notevole rigidità;
- strutture composte acciaio-calcestruzzo: consentono di avere costruzioni molto rigide e con ridotte dimensioni delle colonne e dei setti.

In funzione delle diverse tipologie di sistemi di controventamento, gli edifici alti

possono essere classificati come segue [1, 2]:

- Telaio semirigido: in cui le azioni orizzontali vengono assorbite dalle colonne, dalle travi e in parte dalle connessioni. Consente di raggiungere altezze dell'ordine di 10 piani.
- Telaio rigido: si oppone alle azioni orizzontali mediante la deformazione flessionale del telaio costituito da colonne e travi rigidamente connesse tra loro. Idoneo per edifici fino a 30 piani.
- Telaio rigido associato a sistemi di controventamento: in questo caso le azioni orizzontali vengono ripartite tra il telaio e le pareti di taglio (nel caso di struttura in c.a.) o i controventi con diagonali (nel caso di strutture in acciaio). Consente di raggiungere anche i 50 piani con snellezze che vanno da 8 a 10 e ampi spazi tra le colonne (6÷9 m).
- Telaio con belt-trusses o outriggers: al telaio si associano un elemento controventante di spina più un sistema di mensole orizzontali che collegano il nucleo centrale con le colonne esterne, in sommità o anche a quote intermedie. In questo modo la struttura, soggetta alle azioni orizzontali, beneficia di un contributo irrigidente legato alla messa in trazione delle colonne sopravento, consentendo il raggiungimento di 40÷80 piani.
- Tubo telaio perimetrale: costituito da una struttura scatolare controventante esterna formata da colonne con interasse 2÷4 m e travi di altezza 90÷150 cm, associate ad un telaio interno su cui si scaricano solo i carichi gravitazionali. Idoneo per 40÷100 piani, consente interasse tra le colonne interne fino a 20 m.
- Tubo telaio perimetrale con diagonali esterne: presenta una struttura scatolare controventante esterna costituita da colonne, travi e maxidiagonali in facciata su cui si scaricano sia i carichi orizzontali che quelli gravitazionali. L'assenza di colonne interne consente di ottenere ampi spazi liberi interni.
- Strutture reticolari spaziali: costituite da una struttura principale reticolare, essenzialmente in acciaio su cui si scaricano sia le azioni orizzontali che quelle verticali. Consente di raggiungere notevoli altezze (70÷150 piani).
- Strutture a mensola controventata internamente: a pianta quadrangolare e costituite da quattro grandi travi che collegano il nucleo controventato con gli spigoli dell'edificio. L'altezza raggiungibile è di circa 160 piani.
- Strutture con pianta a Y e core centrale: sistema adottato in edifici di recente realizzazione che consente snellezze ridotte e possibilità di avere ambienti maggiormente illuminati naturalmente.

Nel caso di edifici di particolare snellezza (superiore a 10) potrebbe poi essere necessario integrare le strutture di controventamento con sistemi attivi o passivi di dissipazione quali gli smorzatori a massa accordata (tuned mass damper).

3 I NUOVI CALCESTRUZZI

I calcestruzzi ad alte prestazioni (HPC) e ad alta resistenza (HSC) di nuova generazione, con classi di resistenza rispettivamente comprese tra C45/55 e C60/75 e tra C70/85 e C100/115, possono, se opportunamente ottimizzati, rendere l'impiego del calcestruzzo molto competitivo, rispetto ad altri materiali, per la costruzione di edifici alti. Infatti, oltre a possedere un'elevata resistenza a compressione a maturazione completata, manifestano anche un veloce indurimento che consente una rapida

scasseratura. Basti pensare come, dopo un giorno di maturazione, la resistenza di un calcestruzzo C60/75 possa essere anche otto volte superiore a quella di un C35/45. Migliori prestazioni si riscontrano anche a livello di modulo di elasticità statico: nel calcestruzzo HPC C60/75 questo è 1,4 volte maggiore che nel C35/45.

I calcestruzzi HPC sono caratterizzati anche da elevata durabilità, si riscontrano infatti una maggiore resistenza ai cicli di gelo e disgelo, un minore assorbimento capillare e un'elevata resistenza al fenomeno della carbonatazione. La spiegazione di questa proprietà dei calcestruzzi HPC va ricercata nel basso valore del rapporto acqua/cemento (tipicamente 0,3÷0,4) con cui vengono realizzati che li rende molto compatti e, di conseguenza, poco permeabili. Ricordiamo che un'elevata durabilità è fondamentale per ottenere delle lunghe vite di esercizio con bassi costi di manutenzione, anche a fronte di costi di impianto più elevati, al fine di minimizzare il costo della costruzione sull'intero ciclo di vita, sicuramente rilevante per un edificio alto.

I vari elementi strutturali che compongono l'edificio alto sfruttano in modo diverso le succitate proprietà dei calcestruzzi HPC: per i pilastri sono fondamentali l'elevata resistenza e durabilità, per i muri di controvento la resistenza e la rigidità (per contenere gli spostamenti orizzontali) e per i solai la resistenza a breve termine (per la scasseratura anticipata) e il modulo elastico (per ridurre la freccia istantanea).

I calcestruzzi HPC e HSC possono essere sia di tipo normale sia autocompattante (SCC, self compacting concrete). Il calcestruzzo SCC è caratterizzato da elevata fluidità allo stato fresco, in assenza di segregazione, che ne consente la messa in opera senza vibrazione, autocompattandosi per effetto della gravità (semplicità e velocità di posa). L'impiego dei calcestruzzi autocompattanti è quindi molto utile in getti di piccolo spessore o in presenza di armature molto fitte. L'inconveniente maggiore nell'impiego degli SCC è la necessità di sigillare perfettamente i casseri per evitare il reflusso del calcestruzzo, tale operazione rappresenta un onere economico e temporale aggiuntivo.

Tra i vari tipi di calcestruzzi HPC/HSC si vogliono menzionare in particolare i nuovi "limestone concrete" (LSC) aventi caratteristiche di SCC e prodotti senza impiego di aggiunte di materiali fini (es. fumo di silice) o acceleranti, che sono stati oggetto di una recente campagna di caratterizzazione presso il Politecnico di Milano [3]. Lo sviluppo di questi calcestruzzi è stato motivato dal tentativo di eliminare alcuni inconvenienti legati all'utilizzo del fumo di silice negli HPC, tra i quali: l'elevato costo (4÷5 volte quello del cemento), il maggior ritiro e la tendenza a rapida essiccazione con conseguente micro fessurazione [4, 5]. Questo programma di ricerca ha consentito lo sviluppo di LSC, con caratteristiche di SCC, contraddistinti da un buon comportamento reologico e un rapido sviluppo della resistenza meccanica. Inoltre, lo studio del mix-design ha permesso di formulare diverse ricette del LSC specifiche per i vari componenti tipici di un edificio alto:

- per travi, pilastri e solette: LSC con alta resistenza e rigidità;
- per setti e muri: LSC con elevata rigidità e resistenza alla temperatura;
- per muri di contenimento: LSC con bassa permeabilità ed elevata durabilità nei confronti dell'aggressione da parte di sali e sostanze inquinanti.

A riprova della competitività dell'impiego dei calcestruzzi HPC/HSC rispetto ad altri materiali da costruzione nella realizzazione di edifici alti [6], nella Tabella 2 si prende in considerazione l'influenza del materiale su diversi aspetti legati all'efficienza dell'edificio alto (i simboli +, 0 e - indicano rispettivamente buona, neutra e cattiva prestazione). Si può notare come i calcestruzzi ad alte prestazioni siano molto

performanti nei confronti di tutti gli aspetti considerati [2].

In merito al costo di costruzione, la Tabella 3 [7] riporta un confronto dei costi relativi di colonne in cemento armato, acciaio e a sezione composta acciaio-calcestruzzo (normalizzati a un calcestruzzo HPC). Si può notare come i calcestruzzi HPC ed ancor più gli HSC siano competitivi con le strutture a sezione composta acciaio-calcestruzzo, mentre le sezioni in acciaio risultino le più costose in assoluto. L'impiego di calcestruzzi ad alte prestazioni autocompattanti, pompabili fino a 300 m di altezza e con moderne tecnologie di cassetta consentono il completamento di un piano di un edificio a torre in 4÷5 giorni lavorativi, raggiungendo le tempistiche di costruzione tipiche delle strutture in acciaio, storicamente considerate più rapide da realizzare.

Critero	Cemento armato (NSC)	Cemento armato (HPC, HSC)	Acciaio	Composto acciaio-cls
Costo di costruzione	+	++	0	++
Peso edificio	0	+	++	+
Rigidezza	++	++	0	+
Libertà in pianta	0	0	++	+
Resistenza al fuoco	++	++	-	+
Tempo di costruzione	-	+	++	++
Superficie utile	-	+	++	+
Totale	3	9	7	9

Tabella 2: Confronto delle prestazioni di diversi materiali da costruzione







Sezione	Caratteristiche	Costi relativi
	840×840 mm HPC ($f_{ck} = 60$ MPa) 6Y24 bars, R10-360 ties	1,00
	600×600 mm HSC ($f_{ck} = 120$ MPa) 8Y24 bars, Y32-200 ties	0,79
	660×660 mm HSC ($f_{ck} = 120$ MPa) 8Y24 bars, R10-360 ties	0,77
	740×8 CHS acciaio ($f_{sk} = 250$ MPa) riempito con HPC ($f_{ck} = 60$ MPa)	0,98
	570×8 CHS acciaio ($f_{sk} = 250$ MPa) riempito con HSC ($f_{ck} = 120$ MPa)	0,71
	acciaio ($f_{sk} = 350$ MPa), ali 600×40 mm, anima 520×40 mm	2,21

Tabella 3: Costo di costruzione di colonne per diversi materiali

4 L'AZIONE DEL VENTO

La continua sfida in altezza nella edificazione pone sempre nuove problematiche legate alla descrizione dell'azione del vento e delle sue conseguenze [8, 9].

Innanzitutto occorre ricordare che le statistiche di velocità e direzione del vento attualmente utilizzate nell'ingegneria sono ricavate dalle registrazioni effettuate dalle stazioni meteorologiche a una quota di 10 m, dalle quali vengono estrapolate le velocità del vento a tutte le quote mediante diversi modelli analitici. L'altezza dello strato limite

terrestre stimata dai modelli che stanno alla base dei codici normativi è 200÷400 m che, alla luce delle recenti rilevazioni effettuate con palloni sonda meteorologici, si è dimostrata insufficiente. L'impiego di tali profili di velocità nella progettazione di supergrattacieli è quindi quantomeno discutibile. I più recenti modelli dello strato limite, come quello adottato dall'ESDU, stimano in modo più corretto la profondità dello stesso in 2000÷3000 m, anche in presenza di elevate velocità. Questi modelli sono però applicabili solo a venti uniformi generati da differenze barometriche in regioni continentali. Profili di velocità adatti a descrivere venti generati dalle tempeste tropicali sono ancora argomento di ricerca.

I moderni supergrattacieli sono caratterizzati da geometrie sempre più complesse e da snellezze elevate, questo comporta una maggiore difficoltà a garantire un adeguato livello di comfort percepito. Tradizionalmente ciò è ottenuto limitando le accelerazioni dell'edificio sotto l'azione del vento turbolento in condizioni di esercizio (associate a un periodo di ritorno di 10 anni). La definizione delle accelerazioni limite è basata sia su analogie con il moto su mezzi di trasporto, sia sulla sperimentazione con simulatori di moto in laboratorio e sulla cima degli edifici alti realizzati, confrontando le accelerazioni misurate con le sensazioni di disturbo percepite dall'uomo [10]. L'idoneità di queste limitazioni anche negli attuali supergrattacieli è ancora da valutare. Le strategie di intervento per limitare il valore delle accelerazioni prevedono modifiche della massa e/o della rigidezza strutturale o l'introduzione di sistemi di smorzamento supplementari. Tali tecniche di limitazione del moto risultano però inefficaci quando le oscillazioni dell'edificio sono dovute al distacco di vortici alternato che è influenzato solo dalla forma dell'edificio. In questo caso si dovranno attuare interventi che modificano la geometria dell'edificio quali l'adozione di spigoli smussati, rastremazioni, arretramenti, cambio della sezione trasversale con l'altezza e introduzione di aperture.

La già accennata complessità della geometria dei nuovi edifici alti rende poi indispensabile la sperimentazione in galleria del vento al fine di determinare le forzanti eoliche da utilizzare nella progettazione [11]. Una delle più utilizzate tecniche di sperimentazione in galleria del vento è la HFFB (High Frequency Force Balance), basata sulla misurazione delle risultanti al piede di un modello rigido in scala dell'edificio mediante una bilancia aerodinamica. Questa tecnica permette un'adeguata determinazione delle forze di progetto in quegli edifici in cui risulta dominante il primo modo di vibrare della struttura, ipotesi che nel caso dei supergrattacieli può non essere verificata. In alternativa è possibile utilizzare la tecnica di misurazione e integrazione delle pressioni locali che, differentemente dalla HFFB, consente di studiare accuratamente il comportamento di edifici in cui risultino significativi anche i modi di vibrare superiori al primo. Ovviamente l'accuratezza dei risultati forniti da questa tecnica dipende fortemente dalla numerosità e dalla distribuzione delle prese di pressione installate sulla superficie del modello dell'edificio. Nella sua versione HFPI (High Frequency Pressure Integration), grazie alla recente disponibilità di scanner di pressione ad alta frequenza (~1000 Hz), consente anche di acquisire storie temporali della pressione nei vari punti dell'edificio impiegabili per uno studio della sua risposta dinamica nel dominio del tempo. La sperimentazione in galleria del vento di modelli aeroelastici degli edifici rappresenta il livello di complessità massimo delle indagini che possono essere condotte nel tentativo di caratterizzarne il comportamento sotto l'azione del vento; tuttavia, questa tipologia di indagine viene riservata a situazioni molto

particolari per via dell'elevato costo e della difficoltà di riprodurre in modo adeguato la reale rigidezza dell'edificio nel modello in scala.

5 LA TORRE GARIBALDI-REPUBBLICA

5.1 Descrizione della torre

Tra gli edifici alti che stanno sorgendo a Milano, uno tra i più significativi è la torre A dell'area Garibaldi-Repubblica (Figg. 2, 3), progettata dall'architetto Cesar Pelli e le cui strutture sono state sviluppate dallo Studio MSC Associati. Il progetto fa parte di un'operazione di riqualificazione urbanistica che prevede la costruzione di tre torri, di cui la torre A è la più alta, più altri edifici aventi diverse destinazioni d'uso (residenze, uffici e spazi pubblici), nell'area antistante la stazione ferroviaria di Porta Garibaldi.

La torre A presenta 32 piani fuori terra e 4 piani interrati. Assunta come quota di riferimento quella della piazza antistante la torre, i piani interrati si sviluppano al di sotto di essa per circa 12 m, la quota della copertura della torre è a 140 m e, in sommità, è presente una guglia ornamentale di 85 m che porta l'altezza complessiva dell'edificio a 225 m (237 m dallo spiccatto di fondazione). Per la costruzione delle tre torri, viste le altezze, implicazioni economiche hanno portato a scegliere una struttura in calcestruzzo armato con pilastri, setti e solai in getto pieno eseguito in opera anziché in carpenteria metallica, riservando quest'ultima al solo traliccio della guglia. Nella pianta dei piani tipici si possono riconoscere 4 nuclei (left core, right core, high-rise core e low-rise core), che accolgono le scale e gli ascensori della torre, nei primi 13 piani (Fig. 4); dal 14° piano alla copertura i nuclei si riducono a 3 scomparendo il "low-rise core". Le colonne sono disposte lungo tre allineamenti (parco, spina e piazza), oltre che sotto la proiezione della guglia.



Figura 2: Vista d'insieme dell'area di progetto

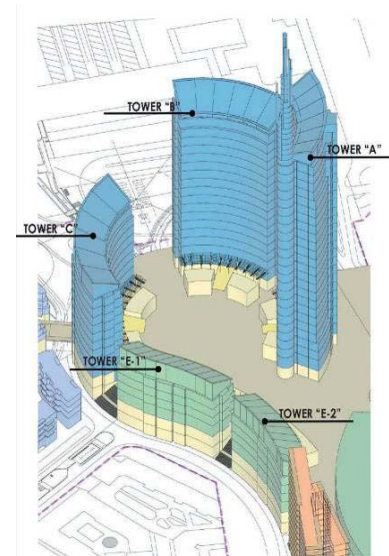


Figura 3: Localizzazione delle torri

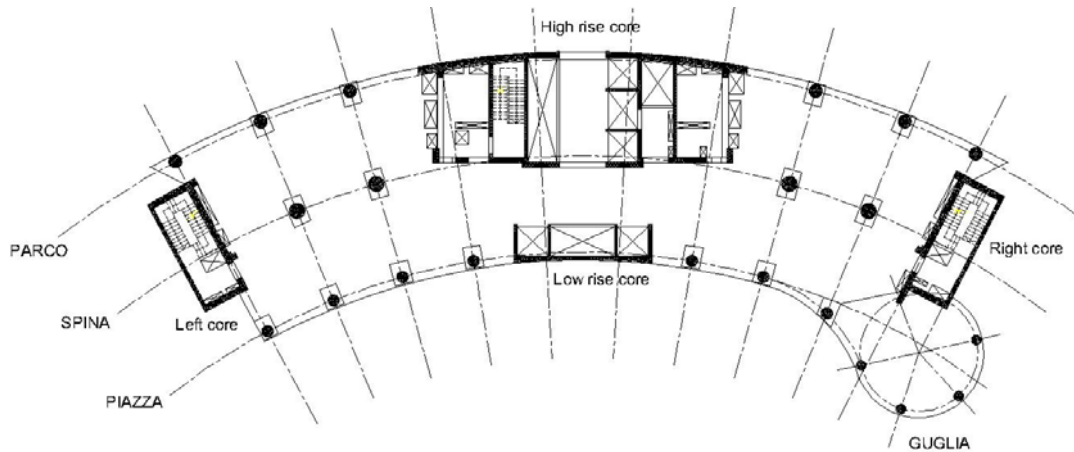


Figura 4: Pianta dei piani dal 3 al 13

Le colonne hanno sezione circolare con diametro variabile da un minimo di 45 cm a un massimo di 135 cm in dipendenza della loro posizione e del piano di appartenenza. I muri, oltre che svolgere la funzione di appoggio per i campi di solaio adiacenti, fungono da controventatura della struttura. La loro sezione varia con l'altezza e con la posizione, nella parte fuori terra il loro spessore è compreso tra 20 cm e 80 cm. I solai sono piastre bidirezionali in getto pieno con capitelli in corrispondenza dei pilastri per far fronte al problema del punzonamento, il loro spessore varia in funzione della destinazione d'uso dei vari piani: 22,5 cm con capitelli di 45 cm per i piani ad uso ufficio e 25 cm con capitelli di 47,5 cm per i piani destinati a funzioni tecnico-impiantistiche (31° e 32°). Si ha poi una piastra di ripartizione di 150 cm alla sommità del low-rise core, sulla quale insistono le due colonne di facciata dei piani soprastanti. La fondazione è costituita da una platea in c.a. di spessore 220 cm, che si estende sotto l'intero edificio, al fine di ottenere una distribuzione dei carichi il più possibile uniforme sul terreno.

I carichi gravitazionali previsti sulla struttura della torre sono: 2 kN/m² permanente di piano, 3 kN/m² sovraccarico per i piani ufficio, 4 kN/m² sovraccarico per i piani a destinazione commerciale (dal terra al 2), 7,5 kN/m² sovraccarico per i piani a destinazione tecnica o impiantistica (31 e 32) e 0,75 kN/m² per il peso della facciata. Le relative risultanti complessive alla base della torre sono riportate in Tabella 4.

Tipologia carico	Intensità [MN]
Peso proprio platea di fondazione	116,90
Peso proprio dei piani interrati	137,04
Peso proprio dei piani fuori terra	369,59
Peso proprio dell'intera struttura	623,53
Peso edificio a vuoto (peso proprio, permanenti, facciate)	872,24
Peso complessivo edificio (peso a vuoto + sovraccarichi)	1105,18

Tabella 4: Carichi gravitazionali applicati alla torre

5.2 L'impiego dei calcestruzzi ad alte prestazioni

Fin dalla fase di progettazione preliminare delle strutture della torre si sono analizzate le implicazioni tecnico-economiche legate all'utilizzo di calcestruzzi tradizionali o ad alte prestazioni, autocompattanti o meno. Si sono quindi valutati i costi della struttura (calcestruzzo, acciaio e casseforme) e la tempistica di costruzione (giorni

necessari per la cassetatura, posa armatura, getto e scassetatura). Nella Tabella 5 si presentano quattro combinazioni di materiali impiegabili per la realizzazione degli elementi strutturali in c.a, selezionate tra tutte quelle esaminate durante l'iter progettuale e organizzate in ordine crescente di prestazioni. Il caso I ipotizza la realizzazione della torre senza impiegare i calcestruzzi HPC, i casi successivi considerano invece un impiego via via crescente di calcestruzzi HPC con l'obiettivo di minimizzare i volumi di getto e le sezioni degli elementi strutturali. Il calcestruzzo C60/75 selezionato è un LSC, di tipo SCC, con basso rapporto acqua/cemento ($\leq 0,35$), lavorabile per 120' e pompabile fino a 150 m. Nella Tabella 6 vengono riassunti il diametro delle colonne e lo spessore dei muri (minimo e massimo) associati ai quattro casi indagati, ottenuti ripetendo il dimensionamento degli elementi strutturali a parità di condizioni di verifica (nei confronti di resistenza e deformabilità). Per i solai e per le fondazioni valgono gli spessori riportati nel paragrafo precedente.

Classe calcestruzzo	Caso I	Caso II	Caso III	Caso IV
Colonne	C45/55	C60/75	C60/75	C60/75
Muri	C35/45	C35/45	C60/75	C60/75
Solai	C45/55	C45/55	C45/55	C60/75
Fondazioni	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37

Tabella 5: Combinazioni di classi di calcestruzzo indagate

Elemento		Caso I	Caso II	Caso III	Caso IV
Diametro colonne (cm)	Parco	80 ÷ 125	60 ÷ 110	50 ÷ 110	50 ÷ 110
	Spina	60 ÷ 150	60 ÷ 135	55 ÷ 130	55 ÷ 125
	Piazza	60 ÷ 140	60 ÷ 100	50 ÷ 120	50 ÷ 120
	Guglia	55 ÷ 100	45 ÷ 85	45 ÷ 85	45 ÷ 85
Spessore muri (cm)	Left	30 ÷ 60	30 ÷ 60	30 ÷ 40	30 ÷ 40
	Right	30 ÷ 60	30 ÷ 60	30 ÷ 40	30 ÷ 40
	Low-rise	20 ÷ 50	20 ÷ 50	20 ÷ 30	20 ÷ 30
	High-rise	30 ÷ 80	30 ÷ 80	30 ÷ 60	30 ÷ 55

Tabella 6: Dimensioni degli elementi verticali nelle diverse combinazioni indagate

L'impiego di calcestruzzi ad alte prestazioni ha consentito quindi di ottenere elementi strutturali di minori dimensioni, permettendo così di aumentare la superficie utile in relazione alla superficie totale di piano (un aumento di 103 m² per le colonne e 617 m² per i muri sull'intera torre). Inoltre si fa notare che l'utilizzo di calcestruzzo HPC, grazie alla maggiore resistenza a breve termine, consente una rimozione dei casseri in tempi brevi rendendo vantaggiosa la costruzione dei nuclei con la tecnica dei casseri rampanti, che ben si presta anche all'utilizzo di calcestruzzi SCC.

Nel caso IV si è considerata tutta la struttura in elevazione realizzata in calcestruzzo HPC. Questa soluzione consente di ridurre il volume di getto dei solai (920 m³ in meno sull'intero edificio) riducendone lo spessore di circa 2,5 cm a parità di deformabilità flessionale e resistenza al punzonamento. Tale riduzione comporta però un aumento di armatura flessionale (circa 50 t complessivamente). Inoltre, lo spessore inferiore dei solai in HPC garantisce solo una modesta riduzione dei carichi agenti sulla struttura, non consentendo una riduzione delle sezioni degli elementi verticali.

Ai fini della scelta della migliore combinazione di calcestruzzi da impiegare è stata quindi condotta un'analisi del costo di costruzione, basata sui valori di mercato del 2007, data in cui è stato effettuato questo studio comparativo, tenendo conto dei costi

dei materiali, della cassetta, della manodopera e della variazione economica legata al mutamento della superficie calpestabile. L'aumento della superficie calpestabile, infatti, permette un aumento di valore del costruito a pari superficie totale edificata, vantaggio non trascurabile essendo elevato il numero di piani dell'edificio e la zona di pregio dell'edificio stesso. Si è anche tenuto conto dell'influenza sulla tempistica del cantiere, e dei suoi risvolti economici, in relazione alla possibilità di scasseratura in tempi brevi dei calcestruzzi HPC e SCC. I prezzi del calcestruzzo utilizzati per l'analisi economica sono riportati nella Tabella 7. Il costo di pompaggio considerato è 6 €/m³ più una quota fissa di 160 €. La manodopera per la posa del calcestruzzo ha un'incidenza di 15 €/m³. Il costo dell'acciaio d'armatura è 1,17 €/kg, comprensivo di messa in opera, mentre la cassetta incide per 38,5 €/m² nel caso di calcestruzzo non autocompattante. Per calcestruzzo autocompattante si ha un onere aggiuntivo legato alla sigillatura dei casseri valutabile in una persona/giorno ogni 150 m², allo stesso tempo si può stimare una riduzione a metà della tempistica del getto e a 1/5 della relativa manodopera. Da queste considerazioni scaturisce la valutazione economica riportata in Tabella 8.

Calcestruzzo	C30/37	C35/45	C45/55	C60/75
Non SCC	72	78	105	155
SCC	82	87	113	163

Tabella 7: Costo unitario dei calcestruzzi considerati (€/m³)

Calcestruzzo	Caso I	Caso II	Caso III	Caso IV
Non SCC	11906	11835	11863	12238
SCC	12164	12066	11971	12439

Tabella 8: Costo complessivo della torre (k€)

Le configurazioni più vantaggiose risultano la III e la II, rispettivamente per l'impiego di calcestruzzi autocompattanti e non, anche se con piccole differenze, mentre la soluzione più costosa è sempre la IV. Risulta quindi conveniente usare calcestruzzi HPC per i pilastri e per i muri, mentre non si notano grandi vantaggi impiegando calcestruzzo C60/75 per gli impalcati. A valle di questa analisi economica, tenendo conto anche di alcune implicazioni tecniche, si è scelto di realizzare la torre con l'assortimento di calcestruzzi del caso II nella versione SCC.

Un'altra problematica affrontata è quella legata allo sviluppo del calore di idratazione, tipico dei getti massivi delle platee di fondazione. Il gradiente termico, dovuto alla differenza di temperatura tra il centro della platea e la parte corticale, si traduce nella nascita di trazioni superficiali non trascurabili, specialmente nei primi giorni dopo getto, quando il conglomerato non ha ancora raggiunto la sua piena resistenza, causandone la fessurazione. Si è quindi scelto, a seguito di analisi termoelastiche e indagini sperimentali su un campione in scala reale di una porzione di platea fondazionale, di utilizzare un calcestruzzo C30/37 SCC ottenuto mediante l'impiego di speciali additivi ritardanti della presa e dello sviluppo del calore di idratazione, realizzando le platee di fondazione mediante due semigetti (mitigando la produzione di calore) e irruvidendo artificialmente la superficie del primo getto (ovviando ai problemi di insufficiente aderenza all'interfaccia tra le due fasi di getto).

Una nota conclusiva va spesa per menzionare il fatto che gli edifici del complesso Garibaldi-Repubblica hanno ottenuto la certificazione LEED (Leadership in Energy and

Environmental Design) relativa alla sostenibilità ambientale delle opere. Dal punto di vista strutturale ciò è stato possibile impiegando calcestruzzi e acciai con un elevato contenuto di riciclato, sia esso di post-consumo o di post-produzione industriale.

5.3 La sperimentazione in galleria del vento

L'altezza dell'edificio e la bassa sismicità del sito fanno rendere la torre A più sensibile alle azioni del vento che non a quelle del sisma. Data la particolare geometria della torre e la presenza della guglia in posizione eccentrica, per valutare nel modo più accurato possibile gli effetti aerodinamici, si sono determinate le azioni eoliche agenti sulla costruzione mediante una campagna sperimentale condotta nel 2006 presso la galleria del vento del CRIACIV (Università di Firenze) su un modello in scala della torre e del suo contesto urbano. In Figura 5 è riportata una vista di insieme della galleria del vento utilizzata che è di tipo aspirato (con ventilatore a valle della camera di prova) a circuito aperto, con una sezione di lavoro larga 2,4 m, alta 1,6 m e lunga 4 m.

Per simulare correttamente le condizioni reali è stato generato uno strato limite all'interno della galleria ponendo, per tutta la sua lunghezza, dei cubetti di legno di diverse dimensioni in grado di fornire una rugosità opportuna, oltre che quattro elementi verticali (spires) di altezza 100 cm all'imbocco della galleria, in grado di generare turbolenza con una scala maggiore dei vortici (Fig. 6).



Figura 5: Vista d'insieme della galleria del vento



Figura 6: Camera di prova

Le prove in galleria del vento hanno riguardato la misura delle pressioni sulla superficie esterna e la misura delle forze alla base della torre. Il modello della torre, di tipo rigido, è stato realizzato in materiale plastico, in scala 1:350, in modo da garantire una buona riproduzione dei particolari, la forabilità ai fini dell'inserimento delle prese di pressione e la presenza di un volume cavo all'interno in cui alloggiare i cavi e i trasduttori di pressione. L'ambientazione esterna alla torre, che non è sede di misurazioni, è stata realizzata in modo da garantire una corretta riproduzione degli ostacoli (edifici, strade, zone alberate) nella zona immediatamente circostante la torre stessa. Il modello e la sua ambientazione sono stati poi collocati sulla piattaforma rotante della camera di prova (Fig. 7), avente diametro di 2 m.



Figura 7: Modello della torre e ambientazione

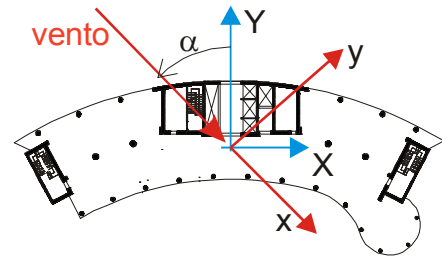


Figura 8: Sistemi di riferimento

Dopo una prima fase di calibratura del profilo del vento incidente sul modello, sono state eseguite le misure di pressione, in campo dinamico, ad una velocità di $17 \div 20$ m/s (in modo da ridurre il più possibile gli effetti di una non corretta scalatura del numero di Reynolds), per 16 diverse direzioni di incidenza del vento (da 0° a 315° , con passo $22,5^\circ$), mediante rotazione in senso orario della piattaforma della camera di prova (Fig. 8). L'angolo $\alpha = 0^\circ$ corrisponde alla direzione normale alla facciata lato parco.

Nel modello della torre A sono state inserite 140 prese di pressione così ripartite: 47 sulla facciata lato parco, 52 su quella lato podio, 15 sul Right Core e 14 sul Left Core. La posizione delle prese di pressione è stata definita col metodo dei topoi, suddividendo la superficie della torre in 140 aree di influenza nel baricentro delle quali è stata collocata la presa di pressione (Fig. 9), la cui misura di pressione si ritiene rappresentativa dell'intera area di influenza di competenza. Le prese di pressione sono poi collegate a dei trasduttori di pressione di tipo piezoelettrico, in grado di trasformare la pressione in segnale elettrico, mediante dei piccoli tubi in materiale plastico del diametro di circa 1 mm. I trasduttori di pressione, di dimensioni alquanto contenute, sono alloggiati all'interno del modello della torre e consentono l'acquisizione simultanea di più segnali a una frequenza di campionamento di 250 Hz, permettendo un'accurata descrizione del campo di pressione sulla struttura.

Come controllo della qualità delle risultanti alla base del modello della torre ottenute per integrazione delle pressioni misurate localmente, si sono effettuate delle ulteriori prove, nelle stesse condizioni, collocando il modello su una bilancia aerodinamica. Le misure hanno dato valori analoghi confermando quindi in modo indiretto la bontà della mappatura delle prese di pressione sulla superficie del modello e dell'ipotesi di pressione costante sulle stesse.

La valutazione delle forzanti eoliche si basa sulla conoscenza della velocità di riferimento v_{ref} , definita come il massimo valore della velocità media misurata in intervalli di 10 minuti a 10 m dal suolo in campo aperto, del sito in questione. Questo valore corrisponde a una velocità con periodo di ritorno $T_R = 50$ anni, cioè con una probabilità di superamento su base annua del 2%. In Milano la velocità di riferimento v_{ref} prevista dalla normativa è pari a 25 m/s. Per quanto riguarda la caratterizzazione della rugosità del sito si sono assunti i seguenti valori dei coefficienti previsti dal profilo definito dalla normativa: coefficiente di topografia $c_t = 1$, coefficiente di rugosità $k_r = 0,22$, quota $z_0 = 0,30$ m, quota minima $z_{min} = 8$ m.

Data l'impossibilità pratica di strumentare con delle prese di pressione la guglia posta sulla sommità dell'edificio (per le ridotte dimensioni dei suoi elementi alla scala del modello), si è scelto di valutarne le forze mediante una seconda campagna condotta su un modello della sola guglia in scala 1/100 posto sulla bilancia aerodinamica.

Le pressioni misurate dalle prese durante le prove in galleria sono state normalizzate rispetto alla pressione corrispondente alla “quota di riferimento” z_{ref} assunta pari a 140 m (quota della copertura in scala reale). Per le prove sulla guglia la quota di riferimento è stata fissata a 200 m (circa la sommità della guglia). Nella Tabella 9 sono riportati i valori della pressione di riferimento p_{ref} alle diverse quote e per i diversi periodi di ritorno considerati, con cui sono state fatte le normalizzazioni.

Per gli angoli di incidenza del vento indagati si sono determinate le cinque configurazioni di coefficienti di pressione C_p associate ai massimi di Gumbel (che hanno una probabilità di superamento del 2% su base annua) dei tagli (V_x , V_y) e dei momenti (M_x , M_y , M_z) alla base della torre nel riferimento locale x , y (nella direzione del vento e ortogonalmente, Fig. 8). In totale si avranno quindi 80 (= 16×5) quadri di coefficienti di pressione C_p , del tipo di quello riportato in Figura 10, che massimizzano le azioni alla base della torre da impiegare nella progettazione dell’edificio [12, 13].

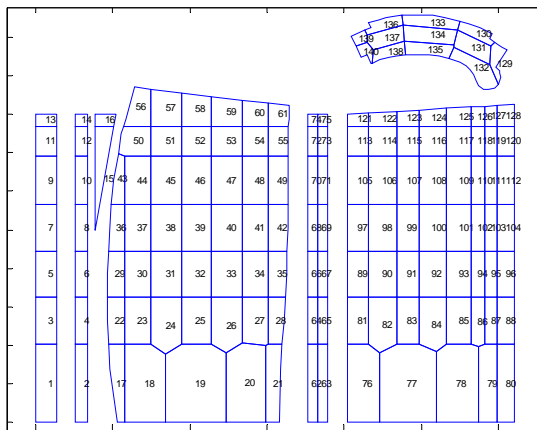


Figura 9: Aree di influenza e celle di pressione

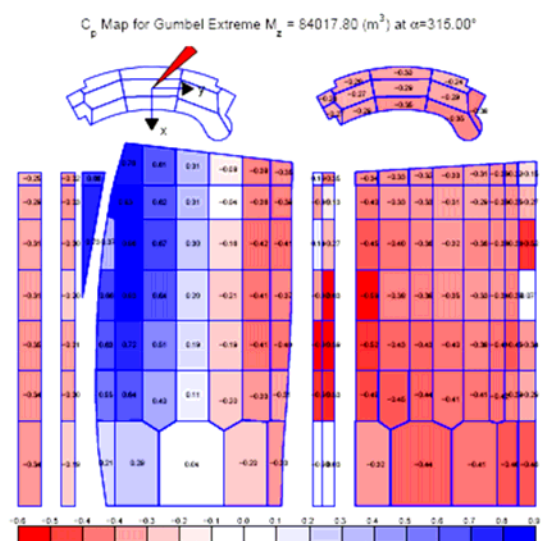


Figura 10: Mappa dei coefficienti di pressione

	p_{ref} [Pa]	
	Torre ($z_{ref}=140$ m)	Guglia ($z_{ref}=200$ m)
$T_R = 500$ anni	1924	2091
$T_R = 50$ anni	1527	1660
$T_R = 10$ anni	1244	1352

Tabella 9: Valori della pressione di riferimento

5.4 Modellazione strutturale ed effetti dinamici del vento

L’analisi strutturale della torre sotto l’azione dei carichi gravitazionali e da vento è stata condotta con l’ausilio di un modello numerico a elementi finiti implementato col codice di calcolo Midas Gen. Nel modello della torre si sono schematizzati i pilastri con elementi beam, i solai e i setti con elementi plate, i controventi della guglia con elementi truss e la platea di fondazione è stata considerata poggiante su un letto di molle, per un totale di elementi impiegati pari a 108383 (102822 plates + 5385 beams + 178 trusses). Le azioni del vento sono state applicate al modello a elementi finiti in corrispondenza

dei bordi dei piani come forze per unità di lunghezza, ricavate moltiplicando la pressione locale per l'altezza di influenza di ogni piano.

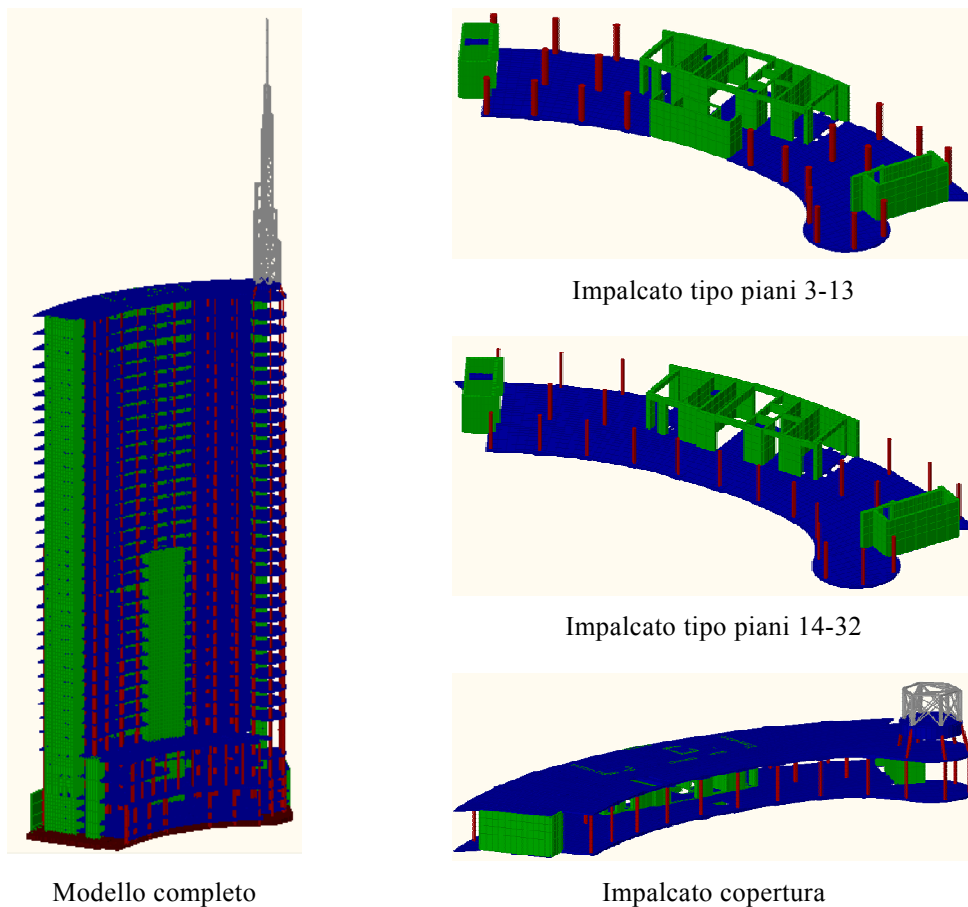


Fig. 11: Alcune viste del modello a elementi finiti della Torre A

Oltre alle forze quasi-statiche del vento determinate attraverso i coefficienti di pressione, si sono applicate al modello della torre anche le “forze risonanti”, forze statiche equivalenti che tengono in conto gli effetti dinamici del vento [14, 15]. Queste forze sono state determinate per le sole seguenti sette direzioni di incidenza del vento: 0° , 90° , $157,5^\circ$, 180° , $247,5^\circ$, 270° , 315° ; che rappresentano le direzioni dei quattro quadranti principali più le tre direzioni in cui sono massime alcune risultanti alla base.

La determinazione delle forze risonanti si basa sulla conoscenza della densità spettrale di potenza (PSD, Power Spectral Density) dei momenti registrati alla base della torre nel riferimento locale (M_x , M_y , M_z) e nel riferimento globale (M_X , M_Y , M_Z), ottenibile mediante trasformazione nel dominio delle frequenze delle storie temporali di tali grandezze acquisite durante le prove con bilancia aerodinamica. Occorre inoltre conoscere i primi modi di vibrare della torre, sia in termini di frequenza che di forma dell'autovettore. In particolare, come si vedrà nel paragrafo successivo, nel caso in esame si ha l'associazione del primo modo di vibrare con il momento M_X , del secondo modo col momento M_Y e del terzo modo col momento M_Z (attorno all'asse verticale della torre). Gli incrementi di momento alla base dell'edificio per effetto dei fenomeni dinamici, detti momenti risonanti M_{res} , si valutano (nelle tre direzioni) con la relazione:

$$M_{res,i} = g_{res,i} \cdot \sqrt{\frac{\pi}{4\zeta_j} \cdot f_j \cdot S_{M,i}(f_j)} \quad (1)$$

dove f_j e ζ_j sono rispettivamente la frequenza propria e il coefficiente di smorzamento (assunto pari al 5%) del j -esimo modo di vibrare, $S_{M,i}(f_j)$ è la PSD del momento nella i -esima direzione campionata in corrispondenza della frequenza propria f_j e $g_{res,i}$ è il fattore di picco risonante nella i -esima direzione dato da:

$$g_{res,i} = \sqrt{2 \cdot \ln(f_j \cdot T)} + \frac{0,5572}{\sqrt{2 \cdot \ln(f_j \cdot T)}} \quad (2)$$

dove $T = 600$ s è il periodo di osservazione, cioè la durata delle singole storie temporali considerate, nella scala reale dei tempi. La Tabella 10 mostra un confronto tra i momenti quasi-statici derivati dall'integrazione delle pressioni (M_{Gumbel}) e i corrispondenti momenti risonanti (M_{res}), adimensionalizzati rispetto alla pressione alla quota di riferimento $z_{ref} = 140$ m e per $T_R = 50$ anni.

	0°	90°	157,5°	180°	247,5°	270°	315°
$M_{res,X}$	36309	32802	32978	32578	28830	34273	44942
$M_{Gumbel,X}$	642000	-168000	-276500	-541000	-413430	-144000	-121620
$M_{res,Y}$	33849	44314	36625	63070	57896	56830	40117
$M_{Gumbel,Y}$	-35100	-193000	534500	-144000	240520	190000	-391740
$M_{res,Z}$	77736	66426	72608	61251	58614	87077	86565
$M_{Gumbel,Z}$	-57900	73000	47500	82500	80300	64100	-111000

Tabella 10: Confronto tra momenti risonanti e momenti quasi-statici (Gumbel) espressi in m^3

Le forze statiche equivalenti nelle due direzioni X e Y ($F_{res,X}$, $F_{res,Y}$) e i momenti torcenti $\Gamma_{res,Z}$ attorno all'asse verticale, alla quota z_i del piano i -esimo, valgono:

$$F_{res,X}(z_i) = M_{res,Y} \cdot \frac{m(z_i) \cdot \varphi_2(z_i)}{\sum_{i=1}^n m(z_i) \cdot \varphi_2(z_i) \cdot z_i}$$

$$F_{res,Y}(z_i) = -M_{res,X} \cdot \frac{m(z_i) \cdot \varphi_1(z_i)}{\sum_{i=1}^n m(z_i) \cdot \varphi_1(z_i) \cdot z_i} \quad (3)$$

$$\Gamma_{res,Z}(z_i) = M_{res,Z} \cdot \frac{I(z_i) \cdot \varphi_3(z_i)}{\sum_{i=1}^n I(z_i) \cdot \varphi_3(z_i)}$$

dove $m(z_i)$ e $I(z_i)$ sono rispettivamente la massa e il momento d'inerzia dell' i -esimo piano e $\varphi_m(z_i)$ è il valore dell'autovettore dell' m -esimo modo alla quota z_i .

Per tener conto della non contemporaneità dei massimi delle forze quasi-statiche F_{qs} e delle forze risonanti F_{res} , nelle varie direzioni, dall'analisi della correlazione tra le storie temporali acquisite si sono ricavati dei coefficienti di non-contemporaneità γ_i in grado di combinare correttamente i massimi delle varie grandezze [16]:

$$F(\alpha) = \gamma_Y(\alpha) \cdot (F_{qs,X} + F_{res,X}) + \gamma_X(\alpha) \cdot (F_{qs,Y} + F_{res,Y}) + \gamma_Z(\alpha) \cdot (F_{qs,Z} + F_{res,Z}) \quad (4)$$

5.5 Analisi numeriche

Oltre alle consuete analisi lineari, in presenza delle condizioni di carico di progetto, si sono anche condotte analisi di frequenza, per evidenziare eventuali effetti risonanti indotti dalla forzante eolica, analisi in presenza di non linearità geometrica per tener conto dell'effetto instabilizzante dei carichi verticali e una analisi di costruzione per fasi per valutare in modo preciso la distribuzione dei carichi di piano tra i nuclei di controventamento e le colonne, di rigidezza assiale molto diversa. Dovendo garantire il comfort dell'edificio, risulta particolarmente interessante la verifica di deformabilità della torre, sulla quale ci soffermeremo nel seguito.

Le analisi delle frequenze proprie della torre sono state condotte su 4 diversi modelli in cui si sono variati dei parametri in modo da evidenziarne l'influenza sui risultati. Il modello è stato considerato con e senza l'ipotesi di piano rigido, su suolo elastico o con incastro alla base e con rigidezza flessionale piena o ridotta degli elementi verticali (per tener conto della fessurazione). Le analisi hanno confermato che, data la notevole rigidezza delle piastre di solaio nel loro piano, l'ipotesi di diaframma di piano risulta assolutamente accettabile. Nella Figura 12 vengono riassunti i risultati dell'analisi di frequenza del modello impiegato per le verifiche di deformabilità.

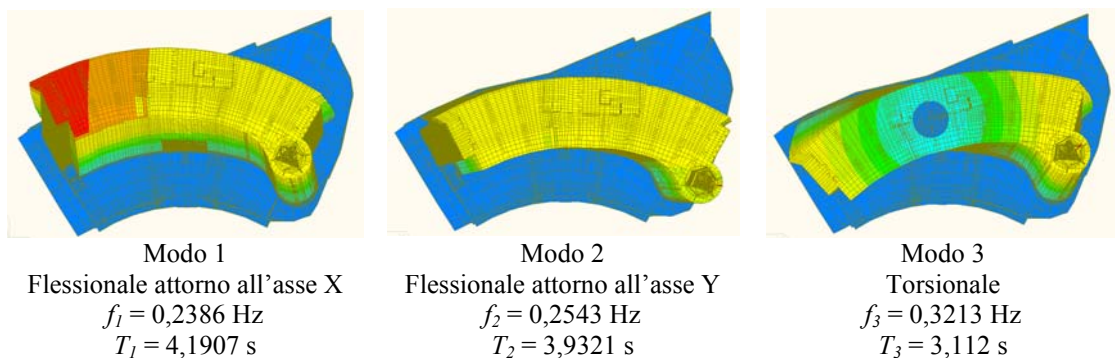


Figura 12: Primi tre modi di vibrare della torre

Considerando la concomitanza delle azioni quasi-statiche del vento e delle forze risonanti così come definito in (4), si è osservato che allo stato limite ultimo ($T_R = 500$ anni) l'accurato dimensionamento delle strutture della torre e l'impiego di calcestruzzi HPC fanno sì che l'incremento di sollecitazione nelle colonne e nei setti dovuto agli effetti dinamici non superi mai il 4%. Considerando invece lo stato limite di esercizio ($T_R = 10$ anni), nella Figura 13 si diagramma lo spostamento massimo degli ultimi due impalcati, nelle 7 direzioni di vento incidente esaminate, confrontandolo con la limitazione $H/500$ (dove $H = 140$ m è l'altezza della torre). Allo stesso modo nella Figura 14 si prende in considerazione lo spostamenti relativo di interpiano a tre livelli significativi confrontandolo con la limitazione $h/600$ (indicando con $h = 4,075$ m l'altezza dell'interpiano tipo). Si può notare che le verifiche di deformabilità sono sempre soddisfatte tranne che per due direzioni di incidenza del vento (0° e $157,5^\circ$) in cui lo spostamento di interpiano al piano terra risulta eccessivo ($s_{di} = h/523$).

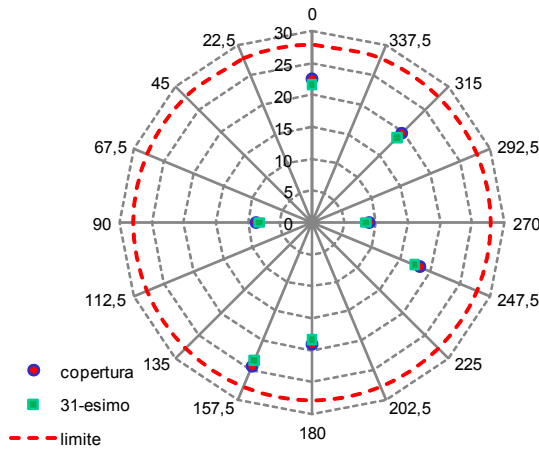


Figura 13: Spostamento assoluto in copertura

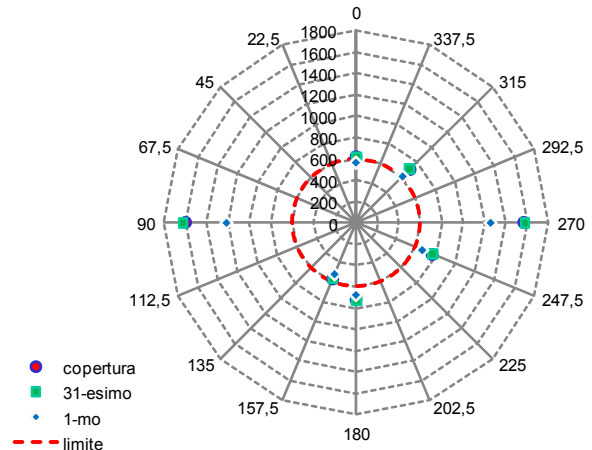


Figura 14: Spostamento di interpiano

Con procedimento analogo a quello adottato per il calcolo delle forze risonanti si possono poi stimare anche le accelerazioni nelle due direzioni X , Y e le accelerazioni angolari attorno a Z , alle varie quote di piano z_i , attraverso le seguenti relazioni [14, 15]:

$$\ddot{X}(z_i) = \frac{\sum_{i=1}^n F_{res,X}(z_i) \cdot \varphi_2(z_i)}{\sum_{i=1}^n m(z_i) \cdot \varphi_2^2(z_i)} \cdot \varphi_2(z_i)$$

$$\ddot{Y}(z_i) = \frac{\sum_{i=1}^n F_{res,Y}(z_i) \cdot \varphi_1(z_i)}{\sum_{i=1}^n m(z_i) \cdot \varphi_1^2(z_i)} \cdot \varphi_1(z_i) \quad (5)$$

$$\ddot{\theta}(z_i) = \frac{\sum_{i=1}^n \Gamma_{res,Z}(z_i) \cdot \varphi_3(z_i)}{\sum_{i=1}^n I(z_i) \cdot \varphi_3^2(z_i)} \cdot \varphi_3(z_i)$$

Le massime accelerazioni calcolate al piano copertura in condizioni di esercizio sono riportate in Tabella 11, dalla quale si evince che in tutte le direzioni l'accelerazione è inferiore al limite di accettabilità di 15 mg. Solo considerando la combinazione delle tre componenti, con un criterio tipo l'SRSS (square root of sum of square) per tener conto della non contemporaneità dei massimi nelle varie direzioni, si ricava un valore di accelerazione lineare di circa 34 mg nel punto più lontano dal centro di rotazione della torre. Tale valore eccede il limite di verifica, ma si tratta di una situazione puntuale che non inficia il buon comportamento in esercizio della torre.

	\ddot{X}	\ddot{Y}	$\ddot{\theta}$
Valore	0,026375 m/s ² 2,689 mg	0,018879 m/s ² 1,924 mg	0,010268 rad/s ²
Corrispondente direzione del vento	180°	315°	270°

Tabella 11: Accelerazioni massime al piano copertura ($T_R = 10$ anni)

6 CONCLUSIONI

La continua sfida in altezza delle costruzioni pone costantemente nuove problematiche strutturali nella realizzazione degli edifici alti. Questa situazione rappresenta un incessante stimolo alla ricerca e allo sviluppo di nuovi materiali da costruzione e nuove tecnologie. In questa ottica si è presentato il contributo che possono dare i calcestruzzi ad alte prestazioni, in particolare i limestone concrete (LSC) con formulazione autocompattante, nella realizzazione di edifici alti in cemento armato, con notevoli vantaggi sia di tipo economico che di ingombro geometrico in pianta.

La geometria sempre più complessa delle architetture moderne rende difficile la valutazione delle forzanti eoliche, determinanti nel dimensionamento delle strutture degli edifici alti, che non possono prescindere da una valutazione sperimentale in galleria del vento a strato limite sviluppato. A questo scopo si sono mostrate le tecniche sperimentali più avanzate sia per l'acquisizione della distribuzione delle pressioni sulla superficie dell'edificio sia per la valutazione degli effetti dinamici.

Le considerazioni precedenti sono state poi contestualizzate nel caso della torre A del complesso Garibaldi-Repubblica, in via di realizzazione in Milano. Si sono mostrate le conseguenze economiche e strutturali di diverse scelte nei calcestruzzi da impiegare e si è descritta accuratamente la valutazione degli effetti del vento sull'edificio. In questo caso l'impiego di calcestruzzi ad alte prestazioni ha consentito di contenere le dimensioni delle sezioni delle colonne e dei nuclei, garantendo nel contempo una sufficiente rigidità strutturale e permettendo di mantenere il periodo proprio della struttura ben al di sotto dei 5 s, evitando così l'impiego di dispositivi di smorzamento (TMD, tuned mass damper) per mitigare la risposta dinamica in condizioni di vento.

7 RINGRAZIAMENTI

L'autore intende ringraziare gli Ingg. Danilo Campagna e Alessandro Aronica, dello studio MSC Associati S.r.l., e l'Ing. Giovanni Franchi, della società AMiS S.r.l., per aver messo a disposizione la documentazione relativa al progetto strutturale della torre.

Un dovuto ringraziamento va a tutto lo staff della galleria del vento del CRIACIV tra cui, in particolare, agli Ingg. Stefano Pastò e Lorenzo Procino per l'assistenza nell'interpretazione dei risultati sperimentali.

Un sentito grazie va anche agli Ingg. Ivo Zoia, Michele Mongelli, Francesco Saibene, Alessandro Zichi e Luigi Cabras che, durante la preparazione delle loro tesi di laurea o di Master, hanno contribuito all'approfondimento delle tematiche trattate.

8 BIBLIOGRAFIA

- [1] B. S. Taranath – *Steel, Concrete & Composite Design of Tall Buildings* – McGraw-Hill, Second Edition, 1997.
- [2] J. Eisele, E. Kloft – *High-Rise manual - Typology and Design, Construction and Technology* – Edited by Johann Eisele, Ellen Kloft, Birkhauser, 2002.
- [3] Consorzio CIS-E – *Impiego dei calcestruzzi speciali* – Rapporto di ricerca interno, 2007.
- [4] M. Nehdi, S. Mindness, P. C. Aitcin – *Rheology of high-performance concrete:*

- Effect of ultrafine particles* – Cement and Concrete Research, Volume 28 (5), May 1998, Pages 687-697.
- [5] H. A. Toutanji, T. El Korchi – *The influence of silica fume on the compressive strength of cement paste and mortar* – Cement and Concrete Research, Volume 25 (7), October 1995, Pages 1591-1602.
- [6] A. Migliacci, P. Ronca, P. Crespi, G. Franchi – *Comprehensive strategy for HSC best performance in extensive applications of landmark works in Italy* – Proceedings of an International Conference on Advances in Engineering Structures, Mechanics & Construction (SMCD2006), Waterloo, Ontario, Canada, 14-17 May 2006, Springer, 853-863.
- [7] E. G. Nawy – *Fundamentals of High-Performance Concrete* – John Wiley, 2001.
- [8] E. Simiu, R. H. Scanlan – *Wind Effects on Structures - Fundamentals and Applications to Design* – John Wiley & Sons, 1996.
- [9] C. Borri, S. Pastò – *Lezioni di ingegneria del vento* – Firenze University Press, 2006.
- [10] K. C. S. Kwok, P. A. Hitchcock, M. D. Burton – *Perception of vibration and occupant comfort in wind-excited tall buildings* – Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 97 (2009), 368-380.
- [11] P. A. Irwin – *Wind engineering challenges of the new generation of super-tall buildings* – Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 97 (2009), 328-334.
- [12] CRIACIV – *Garibaldi-Repubblica complex in Milan: wind tunnel test assessment of pressures and forces in dynamic field* – Final report, Firenze, 10/07/2006.
- [13] CRIACIV – *Garibaldi-Repubblica complex in Milan: wind tunnel test assessment of forces in dynamic field on the antenna of the tower building* – Final report, Firenze, 27/09/2006.
- [14] Y. Zhou, A. Kareem – *Gust loading factor: new model* – Journal of Structural Engineering, 127:2, 2001, 168-175.
- [15] Y. Zhou, T. Kijewski, A. Kareem – *Aerodynamic loads on tall buildings* – Journal of Structural Engineering, 129:3, 2003, 394-404.
- [16] S. Pastò, L. Facchini, L. Procino, P. Spinelli – *Equivalent static wind loads on tall buildings* – Proceedings of the VI International Colloquium on Bluff Bodies Aerodynamics & Applications, Milan, 20-24 July 2008.