

# LA NUOVA SEDE DEL COMUNE DI BOLOGNA: IL PROGETTO STRUTTURALE

<b>1</b>	<b>SOMMARIO .....</b>	<b>2</b>
<b>2</b>	<b>DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE .....</b>	<b>2</b>
2.1	<i>Strutture in elevazione .....</i>	4
2.1.1	Travi miste acciaio-cls degli impalcati .....	5
2.1.2	Strutture verticali e dettagli d'attacco trave-pilastro.....	5
2.1.3	Copertura frangisole a Vela .....	8
2.2	<i>Strutture di fondazione.....</i>	11
2.3	<i>Sottostrutture particolari .....</i>	11
2.3.1	Cavalletto della Hall .....	11
2.3.2	Travi reticolari di trasferimento sul filo b.A.....	12
2.4	<i>Note sull'Impiego dei Materiali.....</i>	13
2.5	<i>Considerazioni in merito alla protezione al fuoco degli elementi strutturali...</i>	13
2.5.1	Strutture portanti con funzione statica .....	13
2.5.2	Diagonali metallici dei controventi.....	14
2.5.3	Verifica al fuoco .....	14
<b>3</b>	<b>ANALISI DELLA STRUTTURA .....</b>	<b>15</b>
3.1	<i>Il modello numerico .....</i>	15
3.1.1	Parametri di calcolo analisi dinamica .....	16
3.1.2	Principali risultati dell'analisi dinamica .....	17
3.1.3	Accorgimenti costruttivi per minimizzare l'interazione sismica tra sottostrutture .....	18
3.2	<i>Il modello sperimentale : prova in galleria del vento.....</i>	19
3.2.1	Prove effettuate .....	19
3.2.2	Programma di prove del modello 1:50.....	19
3.2.3	Realizzazione del modello 1:50.....	19
3.2.4	Risultati delle prove per il modello 1:50.....	20
3.2.5	Programma di prove del modello 1:1.....	22
3.2.6	Realizzazione del modello 1:1 .....	22
3.2.7	Risultati delle prove per il modello 1:1.....	23
<b>4</b>	<b>CREDITS.....</b>	<b>25</b>

# 1 SOMMARIO

Il Consiglio Municipale di Bologna ha commissionato alla Nuovo Comune Società Consortile a.r.l., la realizzazione di un nuovo insediamento esteso su un'area di 33.000 m2 e destinato a ospitare gli uffici municipali. Si è ravvisata infatti la necessità di raggruppare, presso un'unica sede, i 1.000 dipendenti del Comune, attualmente distribuiti in 21 luoghi diversi della città.

La nuova sede Municipale è situata dietro la stazione ferroviaria centrale, presso il quartiere Bolognina, dove prima sorgeva un mercato ortofrutticolo all'ingrosso. Il progetto è inteso a riqualificare l'area e ricongiungerla al centro città.

L'impostazione concettuale data dal progettista architettonico, in funzione delle specifiche della committenza, è così riassumibile... "Il concetto di design si articola sul frazionamento di una singola massa in tre blocchi distinti e destinati ad attività diverse. I tre blocchi di diversa altezza sono uniti da una tettoia ombreggiante ripiegabile, un atrio d'ingresso sviluppato su quattro piani e un nuovo spazio pubblico digradante.

La tettoia ombreggiante ha la doppia funzione di proteggere dalle radiazioni solari e dare un senso di coesione architettonica al complesso. L'ampia tettoia unica, che costituisce l'elemento più connotante del design, si ripiega come un gigantesco "origami" posato sui vari edifici e sovrastante un terrazzo panoramico. Il progetto prevede anche la realizzazione di uno spazio da destinare a negozi, uffici, servizi e impianti sportivi".

(Mario Cuccinella Architects).

Bologna City Council commissioned a new 33,000 m2 office building to house their Municipal head offices. They needed to bring together 1,000 employees currently scattered in 21 locations throughout the city.

The new building is situated behind the central train station in the Bolognina district on the site of the former fruit and vegetable wholesale market. The project seeks to upgrade the area and re-connect it to the city centre.

"The design concept is to break a single mass into three distinct blocks destined for different activities. The three blocks of different heights are unified by a folding shading roof, a four storey atrium entrance and a new sloping public space.

The shading roof serves the dual purpose of providing solar protection and lending architectural cohesion to the complex. This large single cover is the defining element of the design. It is folded like a giant "origami" that rests gently on the various buildings above a panoramic terrace. The programme includes space for shops, offices, services and sports facilities."

(Mario Cuccinella Architects).

## 2 DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE

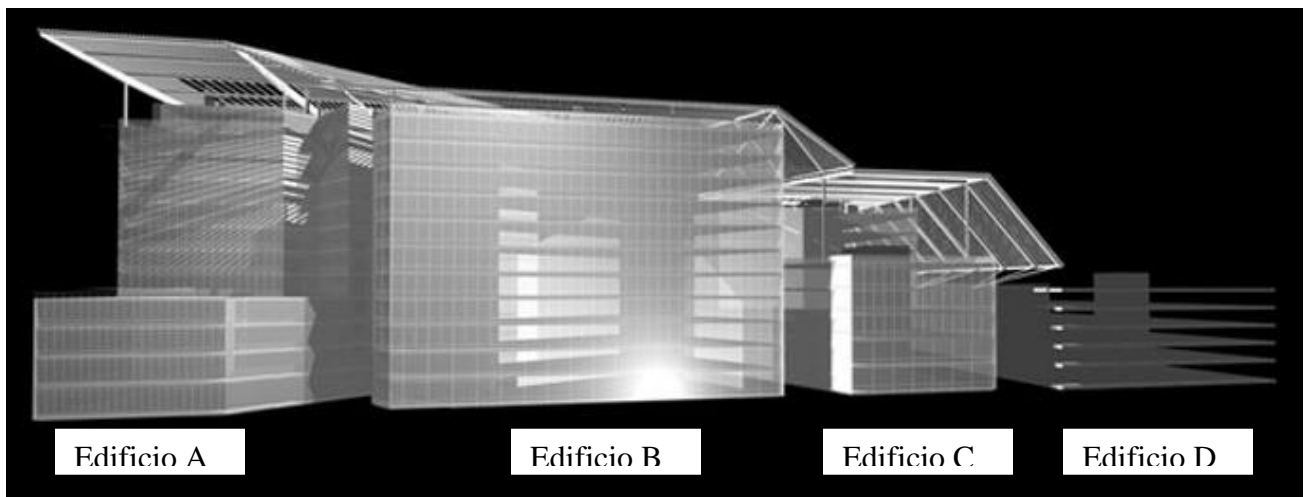
Il complesso edilizio, illustrato in fig.1, è costituito essenzialmente da quattro edifici in elevazione, raccordati in basso da una "piastra" interrata ed in sommità da un'unica copertura a vela.



**Figura 1: fotografia della sede unica del comune di Bologna**

I corpi di fabbrica fuori terra sono sinteticamente denominati:

- Edificio A: torre A per uffici
- Edificio B: torre B per uffici
- Edificio C: blocco servizi obbligatori e non obbligatori
- Edificio D: parcheggio.



**Figura 2: Schema degli edifici che compongono il complesso edilizio**

L'insieme presenta dimensioni rilevanti e caratteristiche geometriche e morfologiche articolate, si è quindi previsto di suddividerlo in corpi di fabbrica indipendenti, separati da giunti di dilatazione e oscillazione sismica (fig.2). Le strutture in carpenteria metallica degli edifici sono state realizzate impiegando per pilastri, travi e elementi di controvento un totale di 1.957.000[kg] di acciaio, mentre le strutture della copertura realizzata in alluminio pesano 1.390.000[ton].

In questo articolo, in accordo con l'interesse specifico editoriale, vengono illustrati principalmente le costruzioni metalliche corrispondenti agli edifici A e B ed alla copertura a vela.

## 2.1 Strutture in elevazione

I due edifici presentano caratteristiche dimensionali e distributive simili, si è quindi adottata per entrambi la medesima impostazione strutturale (fig.3).

Più precisamente la struttura in elevazione è costituita da telai di travi e pilastri in acciaio, dimensionati per sopportare i carichi statici verticali; irrigiditi orizzontalmente da nuclei scala ed ascensori in c.a. e da controventi metallici, deputati a resistere ad azioni orizzontali indotte da sisma e vento.

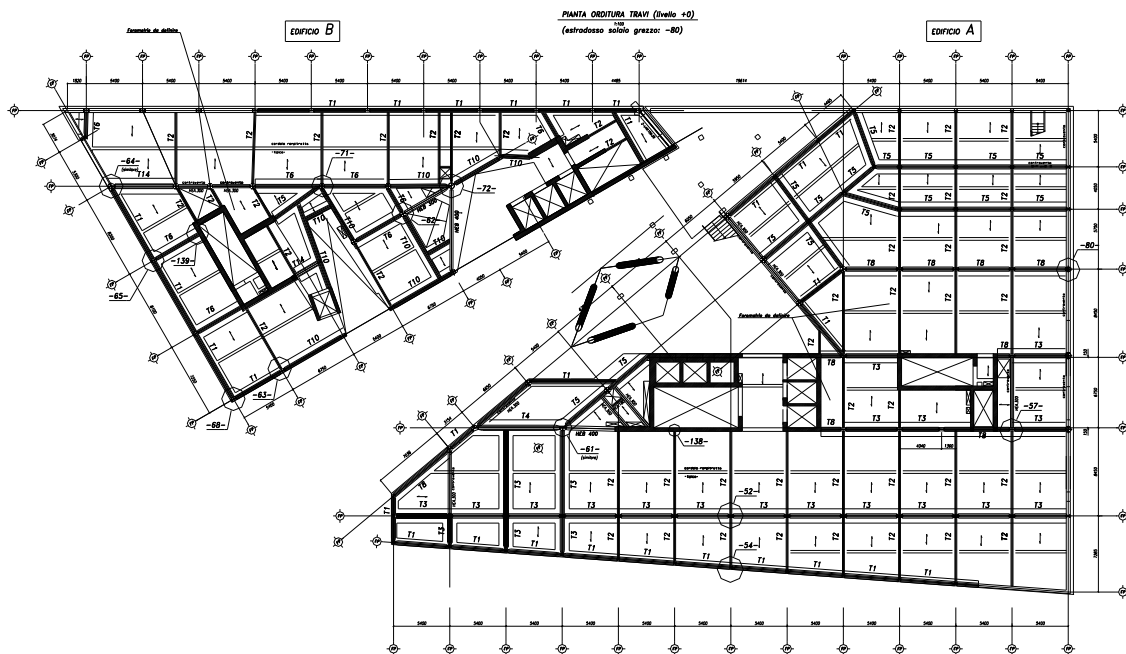


Figura 3: Vista in pianta degli edifici A e B

I pilastri in elevazione sono costituiti da profili laminati in acciaio di tipo semplice o composto in modo da assicurare elevata capacità portante con ridotto ingombro delle sezioni.

Le travi in elevazione sono in acciaio parzialmente collaboranti con il solaio, oppure del tipo misto acciaio-calcestruzzo.

Nei piani interrati la struttura intelaiata è realizzata prevalentemente in cemento armato, con solai di tipo “predalle”, alleggeriti, aventi soletta inferiore in cemento armato e getto integrativo con caldana armata. Questi solai costituiscono quindi impalcati con ipotizzabile comportamento membranale rigido nel proprio piano, capaci di distribuire le azioni orizzontali fra i diversi elementi resistenti alle azioni orizzontali in.

### 2.1.1 Travi miste acciaio-clc degli impalcati

Gli interpiani e gli spessori previsti dei pacchetti non strutturali unitamente alla necessità di garantire spazi impiantistici nel controsoffitto hanno portato all’adozione per gli impalcati degli edifici A e B di travi metalliche realizzate in piatti saldati, con ali diseguali, sull’inferiore delle quali viene appoggiata la lastra prefabbricata del solaio. Sull’anima e sull’ala superiore sono predisposti connettori a piolo di tipo Nelson (o equivalenti) per ottenere la solidarizzazione tra il profilo metallico ed il calcestruzzo di completamento del solaio.

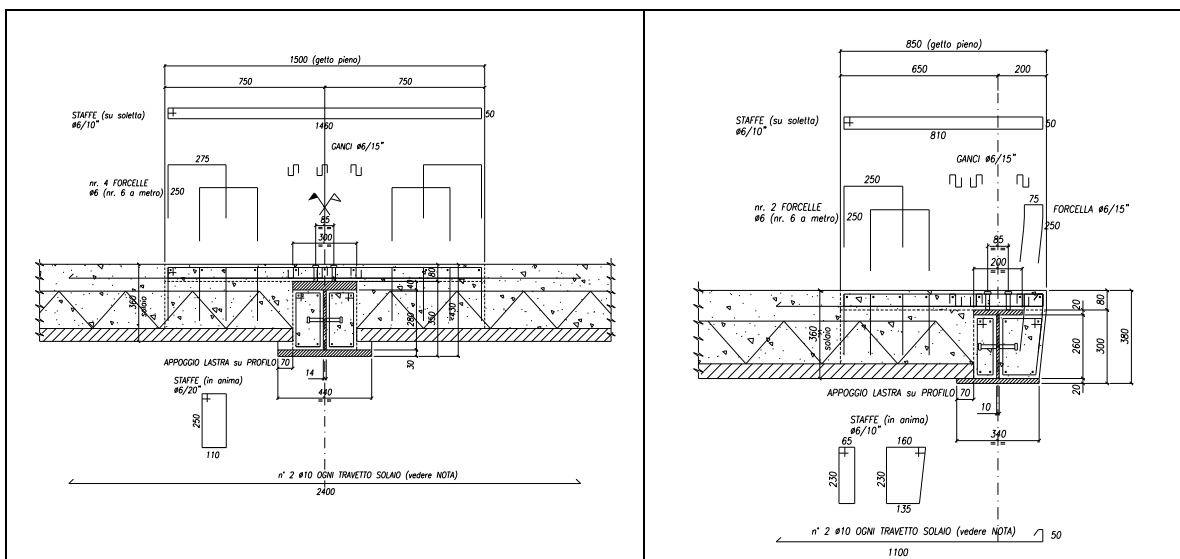


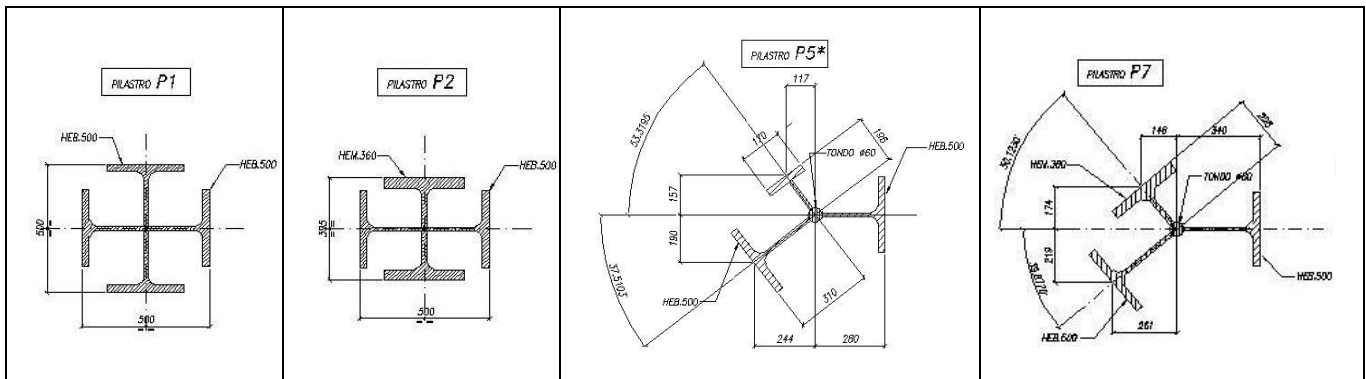
Figura 4: Sezioni tipiche di trave collaborante

L’esiguo spessore (8cm) che é possibile adottare per la soletta collaborante soprastante l’ala superiore del profilo metallico implica il ricorso ad una collaborazione parziale tra cls e acciaio nella misura minima imposta dalla normativa, con il beneficio della riduzione delle deformazioni statiche e delle vibrazioni a livello di confort funzionale. In figura 4 è illustrata la sezione tipica adottata per il calcolo delle caratteristiche meccaniche e della capacità resistenti di progetto Rd della sezione mista.

### 2.1.2 Strutture verticali e dettagli d’attacco trave-pilastro

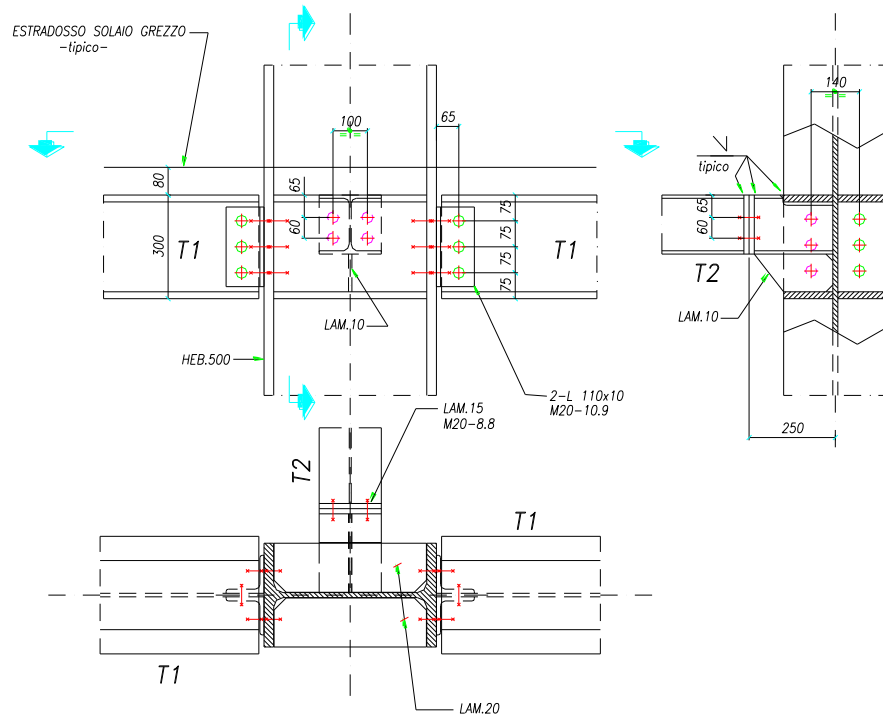
In fig.5 sono riportate alcune sezioni trasversali tipiche utilizzate per assolvere alla funzione di pilastri. Le sezioni composte, ottenute da profili a doppio T permettono di ottenere ottimi caratteristiche meccaniche e disposizioni variabili per il collegamento con le travi di piano e di controvento in accordo con il lay-out in pianta.

La modellazione generale degli edifici con struttura a telai in acciaio (edifici A e B) é stata condotta sulla base dell'ipotesi di collegamento trave pilastro di tipo flessibile (incernierato): sotto tale ipotesi il ruolo di struttura controventante sismo-resistente diventa esclusivo dei nuclei e setti in c.a. il cui conseguente dimensionamento opera a favore di sicurezza, cosí come a favor di sicurezza risulta essere il dimensionamento con schema a doppio appoggio delle travi d'impalcato e la valutazione degli spostamenti sismici d'interpiano.



**Figura 5: Sezioni tipiche dei pilastri**

Ai fini dello sviluppo, in fase di progetto costruttivo, dei dettagli di attacco trave-pilastro il concetto ispiratore dovrá richiamarsi alle ipotesi sovraespote: é quindi consentita l'adozione di tipologie di dettaglio di tipo flessibile (collegamento a taglio, incernierato, schema indicativo A) e/o di tipo semi-rigido (schema indicativo B) con grado di trasmissione massimo del momento negativo agli appoggi pari al 30% del valore corrispondente ad incastro perfetto.



**Figura 6: Schema attacco trave T1 – pilastro tipo A (flessibile)**

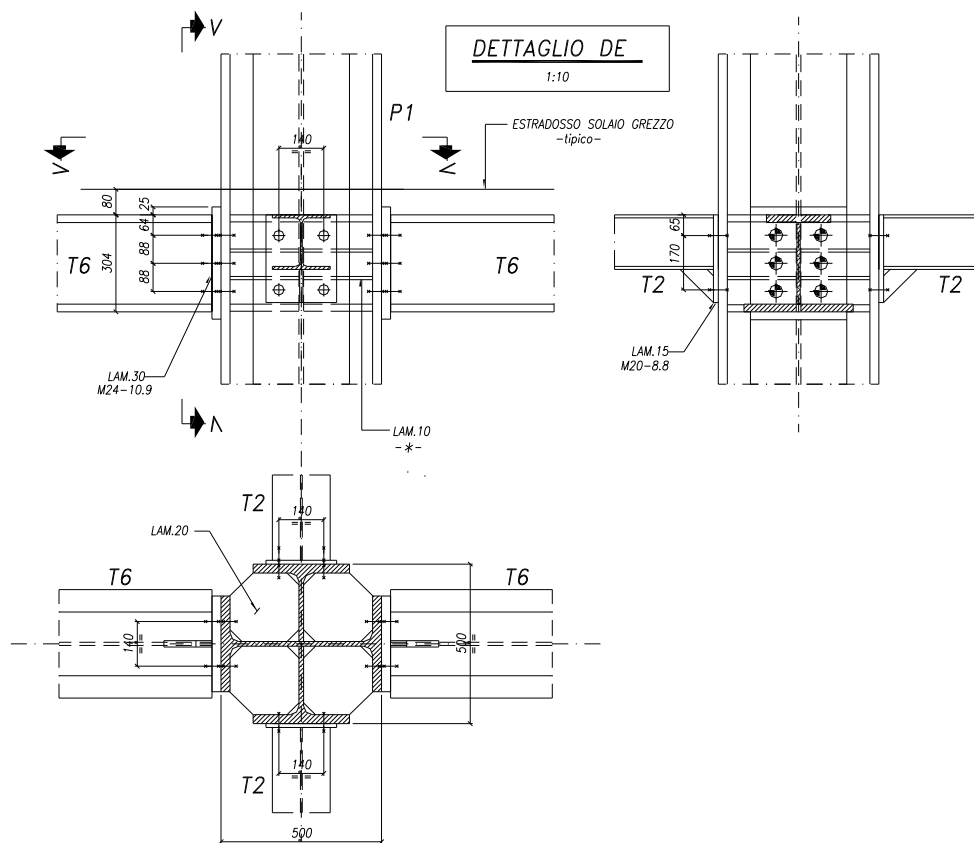


Figura 7: schema attacco trave T1 - pilastro tipo B (semirigido)

### 2.1.3 Copertura frangisole a Vela

La soluzione costruttiva adottata rappresenta il punto di arrivo di un percorso evolutivo compiuto in collaborazione con i progettisti architettonici.

Tale percorso è passato attraverso un numero diverso di proposte, di cui elenchiamo le fondamentali:

- Copertura di travi lamellari a sezione variabile
- Struttura reticolare spaziale a doppio strato con aste tubolari circolari
- Grigliato di travi scatolari con copertura in tubi circolari in alluminio

La terza proposta è risultata essere alla fine la più aderente alle esigenze sia architettoniche sia tecnico-economiche richieste ed è quindi stata adottata.

Tutti gli edifici sono, pertanto, coperti totalmente o parzialmente da una copertura a “vela” costituita da un doppio ordito di travi a sezione scatolare ottenute accoppiando profili a doppio ‘T’, che segue l’andamento delle strutture degli edifici sottostanti, su cui trovano i punti di appoggio in corrispondenza delle colonne di sostegno in profilo tubolare di altezza variabile; un’ulteriore orditura di tubi in alluminio di sezione Ø180x5 e Ø180x15 (a seconda delle luci con passo variabile da 50 a 150 cm), costituisce il grigliato frangisole.

La struttura vela è controventata, in falda e in parete, con funi spirroidali ad alta resistenza e presollecite.





**Figura 8: vista laterale degli edifici e della copertura**

Le travi, in acciaio S355J0 per l'interno e S355J2 per le strutture esposte, sono configurate ed ordite secondo le generatrici rette di una superficie rigata o su direttrici individuate su superfici piane, in accordo con la giacitura dei tubi scelta in funzione della protezione solare.

In ordine a facilitare la esecuzione ed il montaggio della copertura, le travi saranno ordite su superfici piane ottenendo, in accordo con la configurazione geometrica, moduli preassemblabili costituiti da travi diritte (in corrispondenza delle zone piane di copertura) e sghembe (nelle zone tra edifici) semplicemente appoggiate sugli edifici.

Tra un edificio e il suo contiguo, la vela rispetta l'esigenza di voler mantenere i corpi di fabbrica indipendenti per azioni e deformazioni orizzontali; pertanto essa è stata suddivisa, secondo lo schema di fig.9?, nei seguenti 4 corpi, che sovrastano gli edifici A,B,C e D:

copertura A + cascata AB

copertura B + cascata BC

copertura C + cascata CD

telaio di appoggio su D

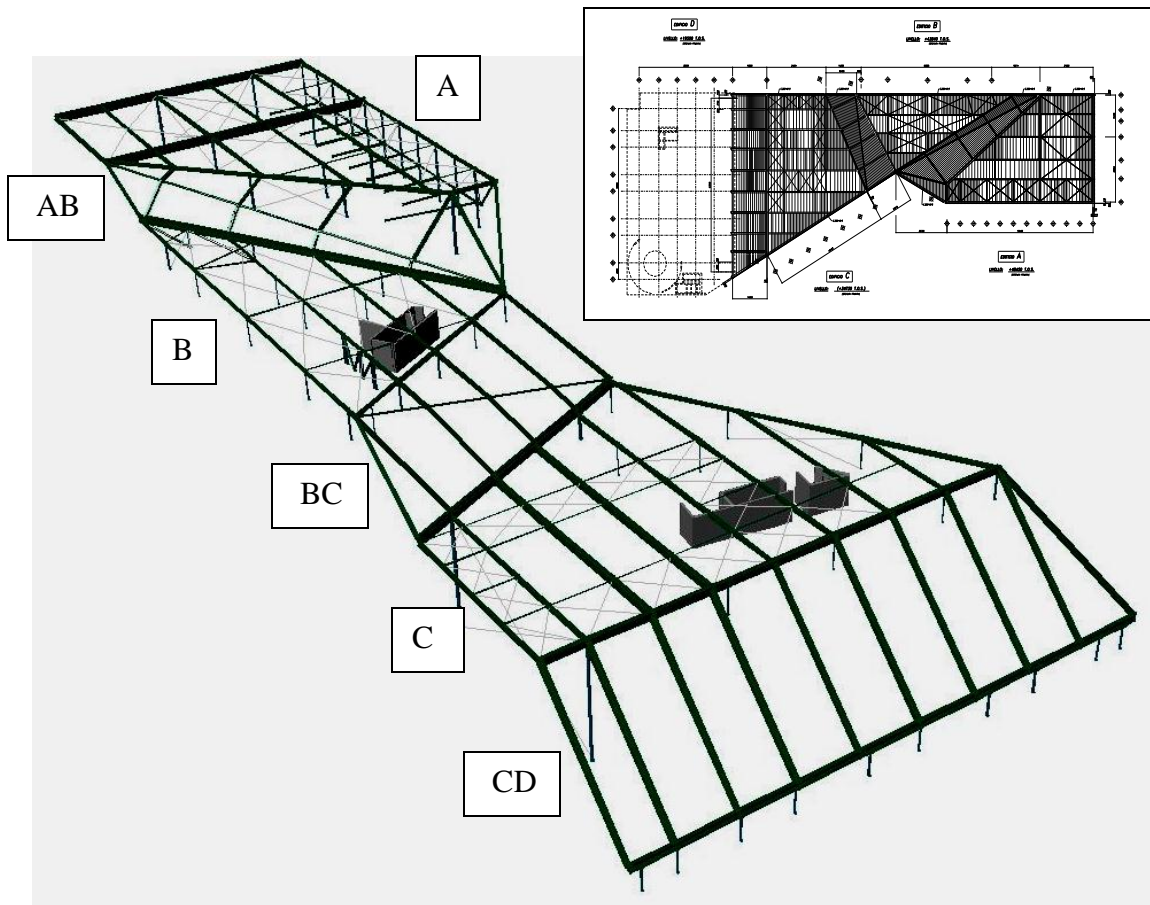


Figura 9: Schema copertura frangi sole

Separare le zone della copertura è stata possibile inserendo fra un corpo e il suo prossimo apposti appoggi scorrevoli, i quali permettono ad ogni corpo spostamenti orizzontali e rotazioni indipendenti, pur mantenendo la funzione di appoggio verticale (vedi Figura 10)

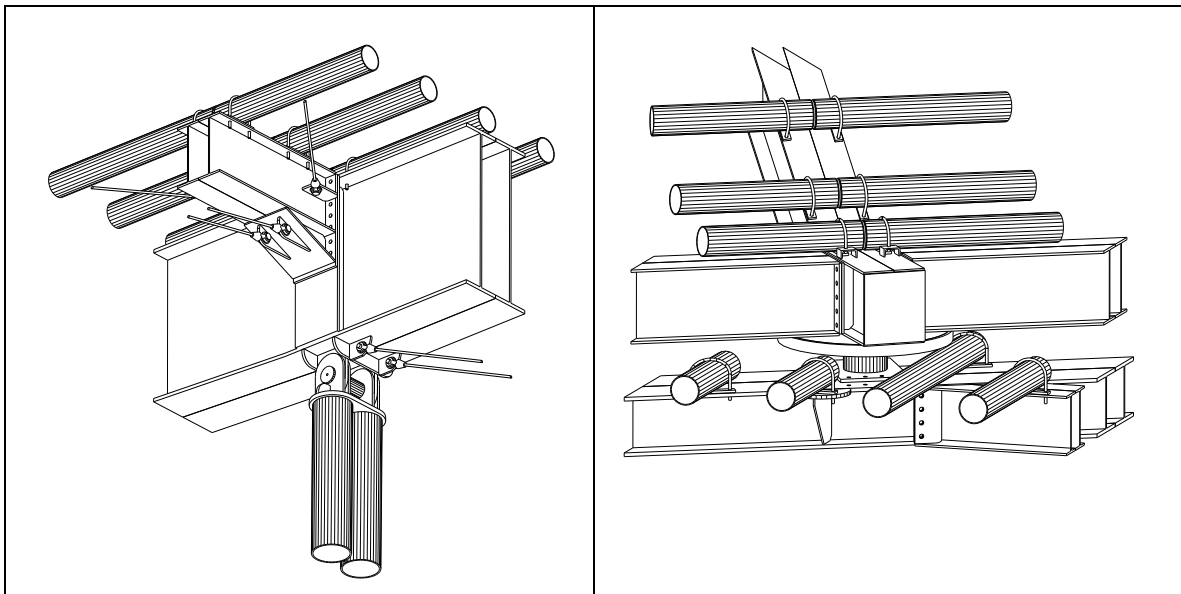


Figura 10: disegni di particolari della copertura

## **2.2 Strutture di fondazione**

I due edifici presentano una altezza elevata e quindi scaricano sulle fondazioni elevati carichi concentrati.

Inoltre i due fabbricati più alti sono inseriti in una “piastra” di altezza molto inferiore, costituita dai piani e dagli elementi costruttivi di raccordo.

In considerazione di tali caratteristiche, e delle informazioni ad oggi disponibili sul terreno di fondazione, si è ritenuto opportuno prevedere l’adozione di una platea di adeguato spessore, impostata su fondazioni profonde.

I ridotti abbassamenti dei pali di fondazione, assieme al benefico effetto di collegamento e distribuzione fornito dalla platea, consentono di contenere entro limiti accettabili i cedimenti differenziali, anche in presenza di carichi non uniformi.

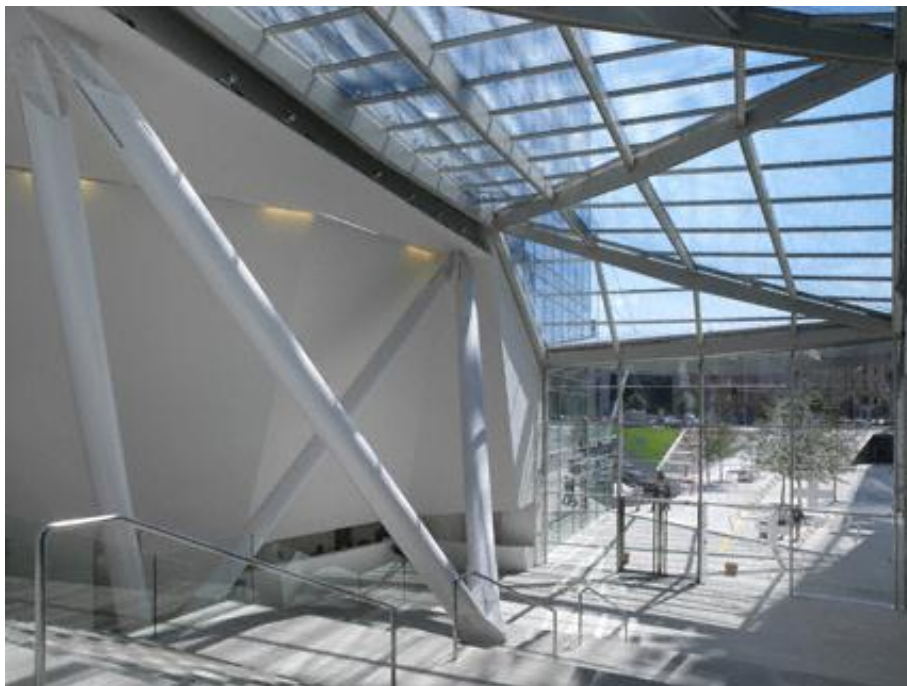
La portanza dei pali sarà fornita prevalentemente dall’attrito laterale e i pali saranno di tipo trivellato e gettato in opera.

## **2.3 Sottostrutture particolari**

### **2.3.1 Cavalletto della Hall**

La Hall dell’edificio A si presenta come un grande spazio che la piazza e l’edificio stesso condividono (fig.11).

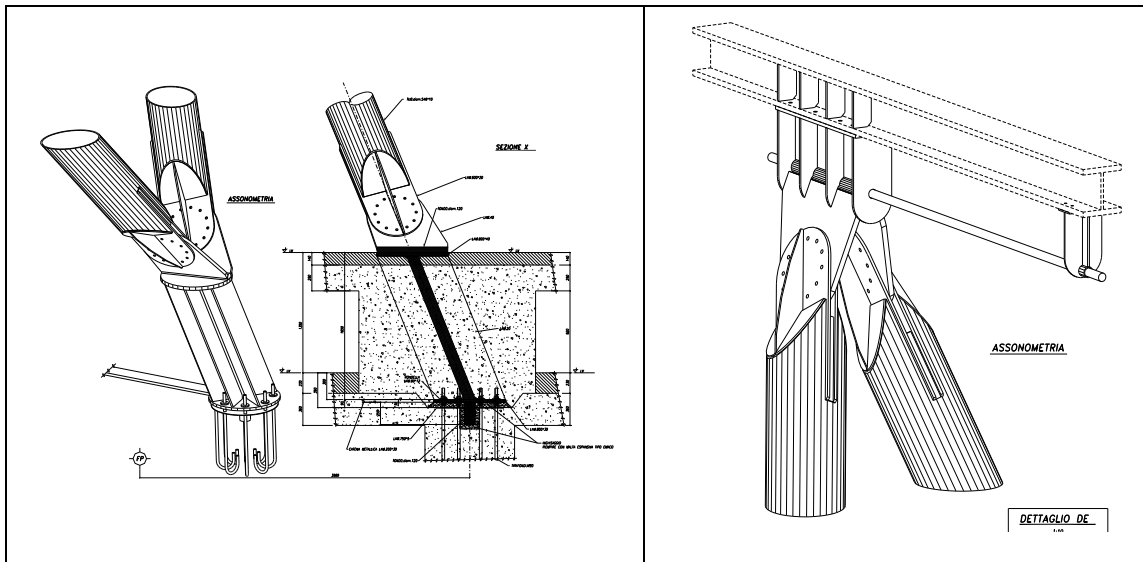
Per ottenere questo effetto, sulla facciata sud/ovest dell’edificio A i pilastri si sviluppano dal livello +12 sino livello +2, dove si interrompono per lasciare spazio a un cavalletto formato da profili tubolari in acciaio (546.0x10.0), poi riempiti di cls.



**Figura 11: foto del cavalletto della Hall**

Sarà infine fatto un richiamo alle prescrizioni riportate nell’Eurocodice 4, secondo le quali è possibile raggiungere determinati livelli di protezione al fuoco per i grandi tubi che sostengono la facciata principale dell’edificio A (altresi definiti come “Cavalletto

della Hall”), riempiendo gli stessi di calcestruzzo armato, lasciando completamente a vista l’esterno del tubo (fig.12).



**Figura 12: dettagli del punto di attacco del cavalletto**

Completano la funzione di sostegno della facciata 2 travi reticolari saldate, formate da profili a doppio ‘T’ (HEM 300) : una posta fra i livelli +2 e +3 e l’altra fra i livelli +7 e +8 (vedi fig.13a).

### **2.3.2 Travi reticolari di trasferimento sul filo b.A**

Anche il telaio posto sul filo b.A, in corrispondenza della hall, fra i livelli -1 e +2, lascia spazio a una maglia di luce maggiore; mentre fra i picchetti 8.A e 10.A, dal livello +2 sino al +5, si apre al passaggio della struttura portante la scala principale dell’edificio A. Anche in questo caso, per sostenere i pilastri in falso, si è fatto ricorso a tre travi reticolari di trasferimento saldate, formate da profili a doppio ‘T’ (HEB 300): una posta fra i livelli +5 e +6, l’altra fra i livelli +7 e +8 e l’ultima fra i livelli +10 e +11 (fig.13b).

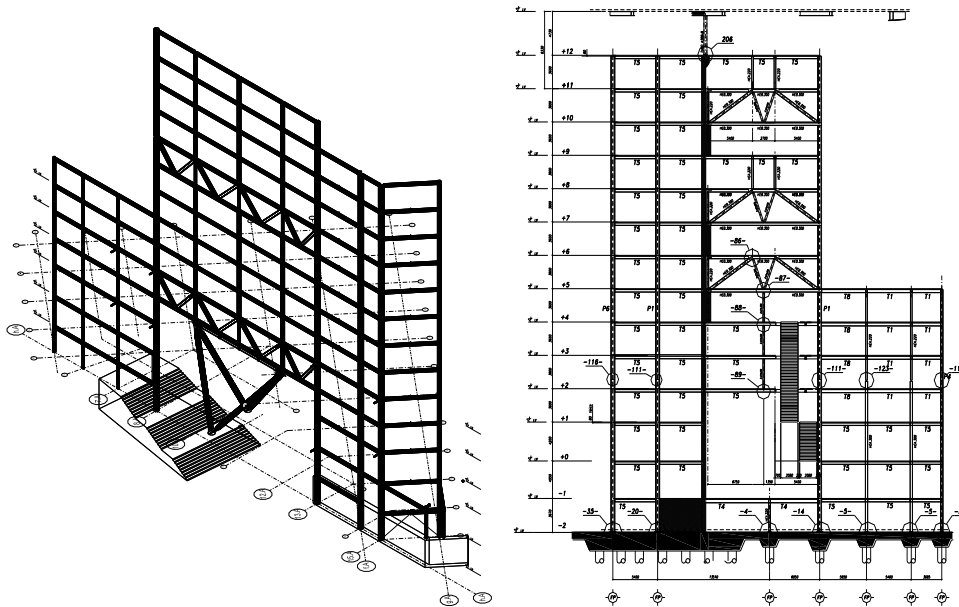


Figura 13 a;b: schema della struttura a cavalletto e delle travi di trasferimento

## 2.4 Note sull'Impiego dei Materiali.

Particolare cura è stata posta nella scelta esecutiva dei materiali, del loro accoppiamento e dei loro trattamenti protettivi. Ciò allo scopo di garantire la piena rispondenza dei materiali alla richiesta prestazionale di progetto ed a quello di garantire la durabilità strutturale di progetto dell'opera.

A tal fine particolare cura, per quanto inerente le strutture metalliche, è stata posta nel controllo dell'instaurarsi di correnti galvaniche per accoppiamento di elementi strutturali con elementi di finitura od impiantistici. La protezione nei confronti dell'ossidazione degli elementi in acciaio è stata raggiunta equivalentemente con l'impiego di:

- acciai autopassivanti;
- acciai zincati a caldo (verniciati o non);
- elementi dotati di trattamenti protettivi.

Questi ultimi sono stati impiegati solo nelle zone dove ne risultava agevole la manutenzione; per essi è stata richiesta sabbiatura ad acciaio nudo (classe Sa3), alla quale sono state applicate due mani di minio antiruggine e successivamente due mani di vernice epossidica. Le saldature principali e quelle sottoposte a carichi ciclici sono state oggetto di verifica radiografica e comunque realizzate a completa penetrazione.

## 2.5 Considerazioni in merito alla protezione al fuoco degli elementi strutturali

### 2.5.1 Strutture portanti con funzione statica

Per le strutture in c.a. la resistenza al fuoco è stata assicurata mediante un adeguato spessore del copriferro, mentre per le strutture in acciaio è stato realizzato un idoneo rivestimento protettivo .

## 2.5.2 Diagonali metallici dei controventi

Nel caso dei diagonali in acciaio delle reticolari verticali di controventamento, è stata considerata la loro presenza necessaria esclusivamente per assorbire gli incrementi di sollecitazione generati da eventi sismici di rilevante entità. Secondo le normative vigenti l'evento di un incendio è considerato una situazione eccezionale e pertanto non va inserito nelle combinazioni di carico in cui sia già presente il sisma; per cui la protezione al fuoco risulta essere pleonastica. E' stato proposto pertanto di non adottare per tali diagonali in acciaio alcuna protezione al fuoco.

Le reticolari che svolgono una qualche funzione portante per carichi statici sono invece state protette mediante idonei rivestimenti protettivi, secondo quanto prescritto nel Parere di Conformità Antincendio Torri Uffici A e B .

## 2.5.3 Verifica al fuoco

I tubi che formano il cavalletto della Hall hanno funzione statica principale, per cui è stata necessaria per loro una protezione R120 come il resto della struttura portante della Hall. Di seguito è riportato un esempio della verifica al fuoco che è stata effettuata:

Dati:

- il diametro:  $d = 546 \text{ mm}$
- lo spessore:  $e = 10 \text{ mm}$
- azione normale sollecitante di progetto per temperature normali (SLU):  
 $E_{D,N} = 150 \text{ ton}$
- momento sollecitante di progetto per temperature normali (SLU): trascurabile
- azione normale resistente di progetto per temperature normali (SLU):  
 $R_{D,N} = 345 \text{ ton}$
- fattore di riduzione di  $E_{D,N}$  per situazioni eccezionali:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,l}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,l} Q_{k,l}} \cong \frac{1}{1.4} = 0.7$$

il livello di carico per il progetto in caso d'incendio è (cfr. prEN1994-1-2:2003 §4.1):

$$\eta_{fi,t} = \frac{E_{fi,d,t}}{R_d} \cdot 0.95 = \frac{E_d \cdot \eta_{fi}}{R_d} \cdot 0.95 \cong 0.3$$

Pertanto, secondo quanto riportato in prEN1994-1-2:2003 §4.2.3.4 (cfr. Table 4.7 allegata di seguito – figura 14), è possibile riempire di calcestruzzo armato l'interno dei tubi del cavalletto della Hall, i quali presentano le seguenti caratteristiche:

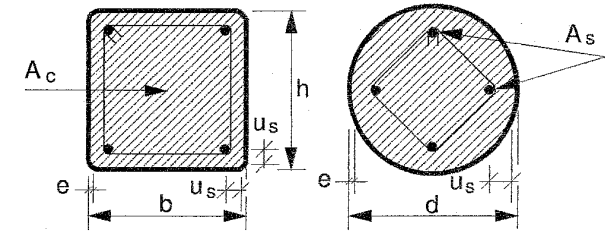
- $\eta_{fi,t} \leq 0.47$
- diametro:  $d > 450 \text{ mm}$

Si fa inoltre in modo che l'armatura rispetti le seguenti condizioni:

- $\frac{A_s}{A_c + A_s} > 6.0\%$
- distanza fra l'interno del tubo e la barra  $u_s > 50 \text{ mm}$

I tubi raggiungono in questo modo una Resistenza al Fuoco Standard pari a R120.

**Table 4.7: Minimum cross-sectional dimensions, minimum reinforcement ratios and minimum axis distance of the reinforcing bars of composite columns made of concrete filled hollow sections**

 steel section: $(b/e) \geq 25$ or $(d/e) \geq 25$		Standard Fire Resistance				
		R30	R60	R90	R120	R180
1	Minimum cross-sectional dimensions for load level $\eta_{fi,t} \leq 0,28$					
1.1	Minimum dimensions h and b or minimum diameter d [mm]	160	200	220	260	400
1.2	Minimum ratio of reinforcement $A_s / (A_c + A_s)$ in (%)	0	1,5	3,0	6,0	6,0
1.3	Minimum axis distance of reinforcing bars $u_s$ [mm]	-	30	40	50	60
2	Minimum cross-sectional dimensions for load level $\eta_{fi,t} \leq 0,47$					
2.1	Minimum dimensions h and b or minimum diameter d [mm]	260	260	400	450	500
2.2	Minimum ratio of reinforcement $A_s / (A_c + A_s)$ in (%)	0	3,0	6,0	6,0	6,0
2.3	Minimum axis distance of reinforcing bars $u_s$ [mm]	-	30	40	50	60
3	Minimum cross-sectional dimensions for load level $\eta_{fi,t} \leq 0,66$					
3.1	Minimum dimensions h and b or minimum diameter d [mm]	260	450	550	-	-
3.2	Minimum ratio of reinforcement $A_s / (A_c + A_s)$ in (%)	3,0	6,0	6,0	-	-
3.3	Minimum axis distance of reinforcing bars $u_s$ [mm]	25	30	40	-	-

NOTE: The values of the load level  $\eta_{fi,t}$  have been reduced by 5%, compared to ENV values, following the new procedure in EN 1994-1-1.

**Figura 14: resistenza al fuoco per tubi riempiti di calcestruzzo**

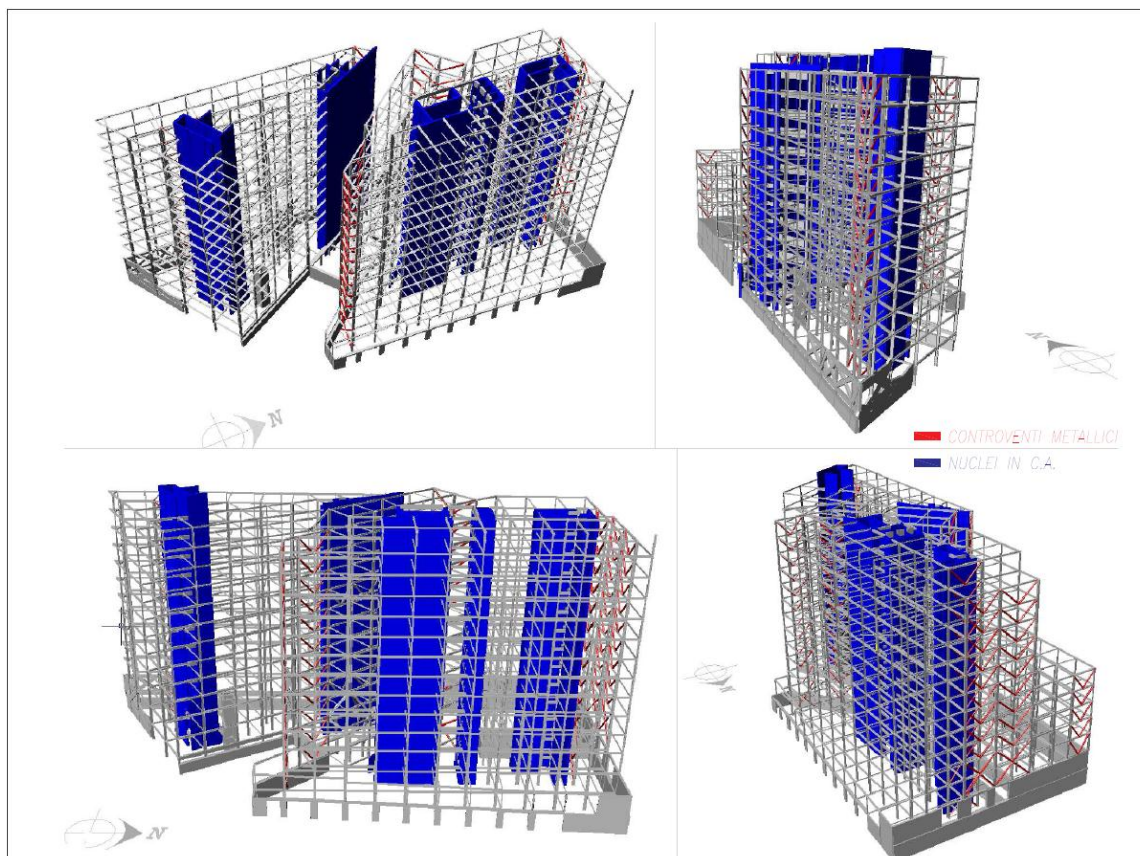
## 3 ANALISI DELLA STRUTTURA

### 3.1 Il modello numerico

E' stata condotta un'analisi statica e dinamica modale via vettori di Ritz senza condesazione di piano.

La struttura è costituita da un doppio ordito di travi accoppiate a doppio 'T', che segue l'andamento delle strutture degli edifici sottostanti, su cui trova i suoi punti di appoggio.

La schematizzazione strutturale è stata eseguita con modelli di differente grado di semplificazione in modo da ottenere un buon grado di affidabilità mediante un confronto critico dei risultati. L'analisi strutturale è stata eseguita secondo le raccomandazioni contenute nella norma "Analisi di strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo" (CNR 10024/86).



**Figura 15: viste assometriche del modello di calcolo**

La valutazione complessiva dell'attendibilità dei risultati dell'analisi strutturale automatica è stata eseguita con il confronto tra modelli e l'ordine di grandezza con semplici calcoli di larga massima eseguiti con metodi tradizionali.

Questa procedura permette di minimizzare gli errori insiti nel processo di analisi di strutture complesse.

Le modellazioni sono state eseguite considerando l'interazione suolo-sistema fondale-elevazione.

Le analisi svolte hanno tenuto conto del fatto che l'azione sismica produce sollecitazioni e spostamenti maggiori di quelle del vento e la normativa non prevede la contemporaneità dei due tipi di azioni. L'azione del vento è stata comunque presa in considerazione per motivi legati alla protezione al fuoco dei controventi metallici in appositi modelli.

### **3.1.1 Parametri di calcolo analisi dinamica**

In accordo con la normativa vigente al momento della progettazione si ha:

- Coefficiente di intensità sismica : 0.04
- Coefficiente di fondazione : 1.00
- Coefficiente di struttura : 1.20
- Coefficiente di Protezione sismica : 1.40
- Risposta massima  $R_0$  : 1.00



- Periodo per il quale se  $T$  minore di  $T_0$   $R=R_0 : 0.80$
- Esponente (Exp) in  $R=R_0/(T/T_0)^{Exp} : 0.67$
- Coefficiente  $K_v$  per sisma verticale : 0.20
- Smorzamento Viscoso (  $0.05 = 5\%$  ) : 0.05

Fattori di partecipazione per il calcolo delle masse:

Condizione	Commento	Fattore di Partecipazione
1	PP struttura	1.00
2	PP solaio	1.00
3	Finitura	1.00
4	Q -Uffici	0.50
5	Q -Ristorante	0.50
6	Q -Negozi	1.00
7	Q -Archivi	1.00
8	Q -Piazza	1.00
9	Q -Asilo	0.50
10	Q -Tetti	0.33
11	Q -Impianti	1.00
12	Q -Scale	1.00
13	P grigliato	1.00
14	Q-ghiaccio	0.33

Direzioni d'ingresso del Sisma

- Direzione 1 Angolo in pianta 0.00 [°]
- Direzione 2 Angolo in pianta 90.00 [°]
- Direzione 3 Angolo in pianta 180.00 [°]
- Direzione 4 Angolo in pianta 270.00 [°]

### 3.1.2 Principali risultati dell'analisi dinamica

Analisi modale edificio A: direzione d'ingresso 1 angolo 0°:

Modo	Periodo [sec]	MassaModale	Mmi/Mmtot	Sum Mmi/Mmtot
7	1.00	1.1e+006	43	43
10	0.21	5.7e+005	23	66
9	0.68	1.9e+005	8	74
8	0.83	1.2e+005	5	78
6	1.27	4.2e+004	2	80
4	2.24	1.4e+002	0	80
3	2.54	9.5e+001	0	80
1	2.99	1.1e+001	0	80
5	1.74	6.2e+000	0	80
2	2.62	3.8e-001	0	80

### 3.1.3 Accorgimenti costruttivi per minimizzare l'interazione sismica tra sottostrutture

Fra gli edifici A e B è presente una copertura in acciaio e vetro che è stata vincolata in direzione verticale agli edifici stessi. Bisognava fare in modo che la copertura in caso di sisma risultasse scorrelata dinamicamente dai due edifici, cioè che non andasse a condizionare i movimenti relativi del complesso A e del complesso B. Questo per scongiurare gravose sollecitazioni sulla copertura e deformazioni del ricoprimento in vetro nel caso di sisma.



**Figura 16: particolare della connessione fra la copertura e gli edifici A e B**

Perciò come si può notare da Figura 16 il particolare costruttivo che lega la copertura agli edifici è formato da due funi pretese che vincolano il moto della copertura in direzione verticale ma lasciano libero il movimento orizzontale: in questo modo la copertura risulta isolata sismicamente dagli altri due edifici. E' stato predisposto anche un adeguato spazio fra le pareti delle torri e la copertura metallica per evitare fenomeni di martellamento durante il sisma.

## **3.2 Il modello sperimentale : prova in galleria del vento**

### **3.2.1 Prove effettuate**

In sede di progettazione definitiva del sistema strutturale è stato considerato necessario procedere ad una progettazione assistita da sperimentazione (EC1;pto.8).

L'indagine sperimentale è stata condotta presso la Galleria del Vento del Politecnico di Milano e si è articolata in due differenti fasi:

- Prove in galleria del vento su modello completo in scala 1:50 di “Sede Servizi Unificati del Comune di Bologna”.
- Prove in galleria del vento su un modulo di copertura della struttura, costituita da una schiera di tubi, in scala 1:1.

### **3.2.2 Programma di prove del modello 1:50**

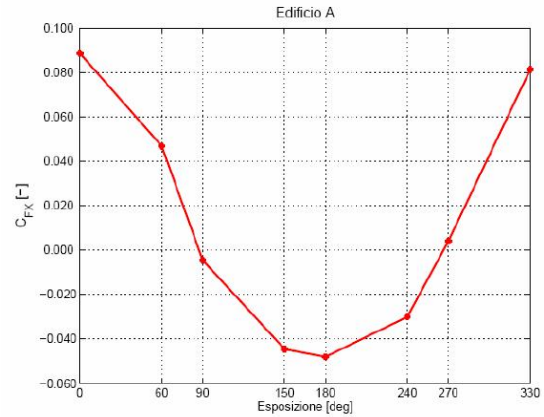
Il programma di prove si è articolato nei seguenti punti:

- 1) Realizzazione di un modello aerodinamico rigido della “Sede Servizi Unificati del Comune di Bologna” Predisposizione di bilance dinamometriche per la lettura dei carichi globali sulla copertura e di un numero significativo di punti di misura della pressione superficiale distribuiti sugli edifici. Allestimento dello stesso in camera di prova.
- 2) Definizione delle caratteristiche del vento per il sito in esame in accordo con la normativa Eurocodice I e definizione dello strato limite terrestre simulato in termini di profilo del vento, intensità di turbolenza, lunghezze di scala integrale e densità di potenza spettrale.
- 3) Misura dei carichi medi sulla copertura per otto diversi angoli di esposizione e due livelli di velocità del vento incidente.
- 4) Misura della distribuzione di pressione superficiale per otto diversi angoli di esposizione e due livelli di velocità del vento incidente.

### **3.2.3 Realizzazione del modello 1:50**

Le prove in galleria del vento sono state effettuate su un modello in scala 1/50 (fig. 17) del complesso architettonico.

Le proprietà del vento naturale caratteristico del sito di costruzione sono state simulate in camera di prova così come descritto nel capitolo 3. Sono stati inclusi nel set-up sperimentale gli edifici già esistenti, sulle basi delle informazioni fornite dal Cliente, che sono stati ritenuti più significativi. La futura possibile costruzione di edifici di notevole sviluppo nei pressi della struttura potrebbe significativamente modificare i carichi eolici forniti nella presente relazione e deve essere accuratamente valutata.



**Figura 17: modello 1:50 e grafico tipico dei coefficienti di forza sulla copertura**

Basandosi sulle dimensioni della camera di prova a bassa velocità della Galleria del vento del Politecnico di Milano, si è deciso per un valore di scala geometrica pari a modello vero  $\lambda_l = L_{\text{modello}}/L_{\text{vero}} = 1/50$ . Tale fattore consente di realizzare un modello con apprezzabili dettagli geometrici e con al tempo stesso un basso effetto di bloccaggio (meno del 8%).

Il modello è stato realizzato secondo il criterio di modello rigido, ovvero come modello statico che riproduce i dettagli geometrici della struttura al vero, senza una mirata progettazione finalizzata a riprodurre la dinamica della struttura. Lo scopo di un modello di questo tipo è la corretta analisi aerodinamica della struttura, approccio valido in assenza di grandi fenomeni di natura aero-elastica.

Gli edifici sono stati realizzati in materiale mdf di spessore 20mm e pensati interamente smontabili per permettere l'accesso in ogni parte interna del modello per l'installazione e verifica della strumentazione di misura.

La copertura, consistente al vero in una schiera di tubi di diametro pari a 168.3mm, è stata riprodotta in scala geometrica sul modello mediante tubi di ottone di diametro pari a 3.5mm, saldati a telai sempre di ottone.

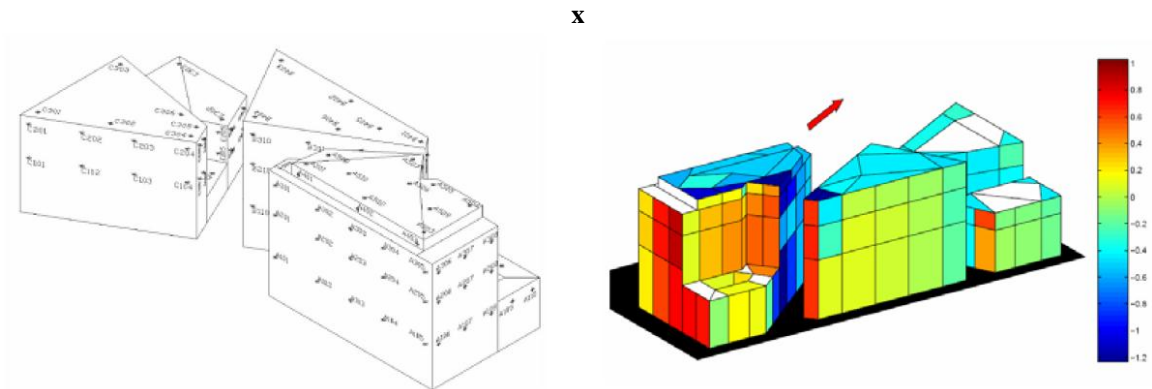
La copertura dell'ingresso principale, hall, è stata realizzata in forex e preventivamente predisposta per la misura dei carichi aerodinamici annegando all'interno delle parti a sbalzo le connessioni pneumatiche verso la strumentazione.

### 3.2.4 Risultati delle prove per il modello 1:50

L'analisi del comportamento aerodinamico delle coperture degli edifici non ha evidenziato singolarità; ovvero le quattro coperture hanno mostrato un comportamento simile e variazioni di carico attese variando l'angolo di esposizione. I coefficienti di forza forniti sono rappresentativi di una struttura al vero sufficientemente rigida le cui proprietà strutturali non la rendano suscettibile di eccitazione dinamica dovuta al vento turbolento; nel caso la struttura al vero abbia modi di vibrare a basse frequenze e con bassi livelli di smorzamento strutturale, ipotizzata l'assenza di significativi effetti aeroelastici, i coefficienti sperimentali ricavati dalle prove su modello rigido possono comunque essere utilizzati considerando opportuni coefficienti di amplificazione dovuti al contenuto in frequenza della turbolenza vicino alla frequenza fondamentale della struttura.

Con riferimento ai coefficienti di forza medi è possibile osservare:

- L'edificio "A" presenta spinte significative nelle direzioni X ed Y (piano della copertura) per angoli di esposizione rispettivamente di 0 e 240 deg con coefficienti dell'ordine di  $C_F = 0,1$ . Si riscontra inoltre una certa forza di portanza in quattro diverse esposizioni.
- L'edificio "B" mostra la condizione più gravosa, con una spinta laterale in entrambe le direzioni di riferimento, per un vento proveniente da 60 deg ( $C_{FX} = 0,04$   $C_{FY} = 0,055$ ): situazione in cui la cascata è direttamente esposta al flusso incidente. Si conferma la presenza di una forza di portanza, come per l'edificio precedente, nelle esposizioni 150-180 deg.
- L'edificio "C" presenta il carico eolico più significativo nelle direzioni X ed Y per angoli di esposizione rispettivamente di 150-180 e 60-90 deg con coefficienti maggiori nella seconda direzione, dell'ordine di  $C_F = 0,08$ .
- L'edificio "D" evidenzia coefficienti di forza minori rispetto agli altri edifici. Ciò è dovuto in parte alla quota minore della copertura, in parte alla mancanza di cascate che mostrino una superficie resistente maggiore al vento incidente.



**Figura 18: Schematizzazione dei risultati ottenuti dalla prova in galleria del vento**

Dallo studio della distribuzione di pressione sulle superfici degli edifici sono state ricavate informazioni sia in termini di valor medio che di componente fluttuante grazie all'utilizzo di trasduttori di pressione con alta prontezza di risposta.

I carichi sono presentati in termini di coefficienti di pressione sperimentali adimensionali in punti discreti distribuiti sulla struttura; sono stati predisposti un totale di 224 punti di misura. Il carico eolico è presentato sia come valore medio che come valore estremo avente una probabilità di eccedenza pari a 0.02, ovvero pari a quella della velocità del vento di progetto.

Con riferimento ai dati sperimentali misurati si è osservato:

- Il valor medio del coefficiente di pressione non è mai superiore al valore previsto.
- Sono presenti aree di depressione significativa, in particolare vicino agli spigoli degli edifici dove avviene il distacco del flusso; questo comportamento è altresì atteso e riportato in letteratura. I valori più negativi del coefficiente di pressione medio sono dell'ordine di  $\bar{C}_p = -1,5$ , riscontrato sul tetto dell'edificio "B" (Tap B401) in prossimità dello spigolo sopravvento. Tale valore rientra comunque nelle

attese per strutture di questo tipo. Depressioni marcate sono inoltre presenti nel corridoio tra gli edifici “A” e “B” per angolo di esposizione 240 deg.

- L’analisi dei valori estremi ha fornito significative informazioni circa il picco del coefficiente di pressione ed è stato utilizzato per la definizione di un carico eolico statico di progetto equivalente che consideri il contributo dovuto alla dinamica del vento turbolento. I valori di picco sono compresi in un range che varia dalla massima depressione riscontrata sull’edificio “C” (Tap C206, esposizione 150 deg),  $\bar{w} = 1,85 \text{ KN/m}^2$  ( $\bar{C}_p = -4,99$ ) alla pressione massima  $\bar{w} = 0,96 \text{ KN/m}^2$  ( $\bar{C}_p = 2,59$ ) riscontrata sempre sull’edificio “C” (Tap C209, esposizione 180 deg).

### 3.2.5 Programma di prove del modello 1:1

Lo scopo per il quale sono state eseguite le prove è stato stimare il comportamento aeroelastico di un modulo della copertura di “Sede Servizi Unificati del Comune di Bologna” investigando in particolare su fenomeni di eccitazione da distacco di vortici.

Il programma di prove si è articolato nei seguenti punti:

- Realizzazione di un modulo della copertura, costituita da un fascio di tubi, in scala 1:1. Tale modello riproduce le caratteristiche dinamiche del fascio di tubi. Allestimento dello stesso in camera di prova.
- Misura delle accelerazioni e spostamenti dei tubi investiti dalla vena fluida per cinque diversi angoli di incidenza del vento in un range di velocità tra 7 e 16m/s.

Le prove sono state condotte in un flusso a bassa turbolenza ritenendo questa la condizione più critica per il fenomeno di eccitazione da distacco di vortici.

### 3.2.6 Realizzazione del modello 1:1

Sulla base dei disegni forniti dal progettista strutturale è stato realizzato un modello in scala 1:1 di una porzione della copertura della struttura. Tale struttura è stata realizzata con i materiali di progetto ed i tubi sono ancorati alle estremità secondo le medesime condizioni di vincolo del progetto. Il modulo di copertura realizzato presentava quindi, limitatamente alla schiera di tubi, le stesse caratteristiche strutturali e dinamiche della copertura in opera.

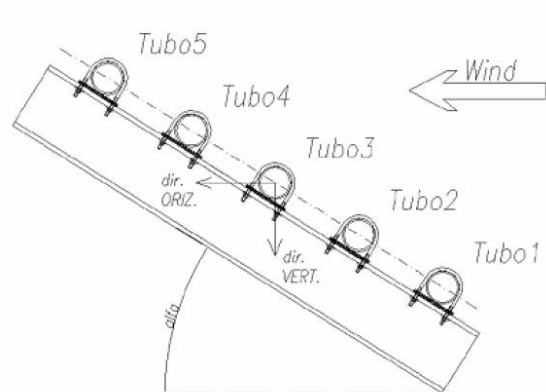
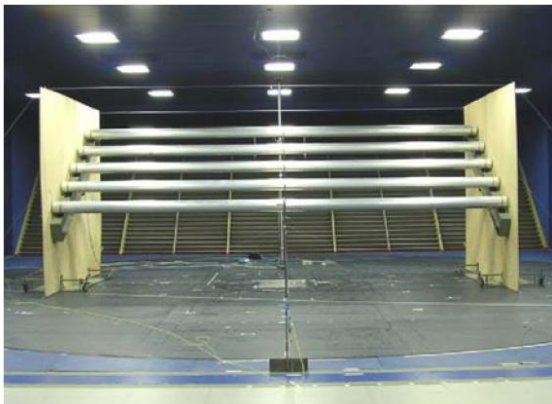


Figura 19: modello 1:1 in galleria del vento

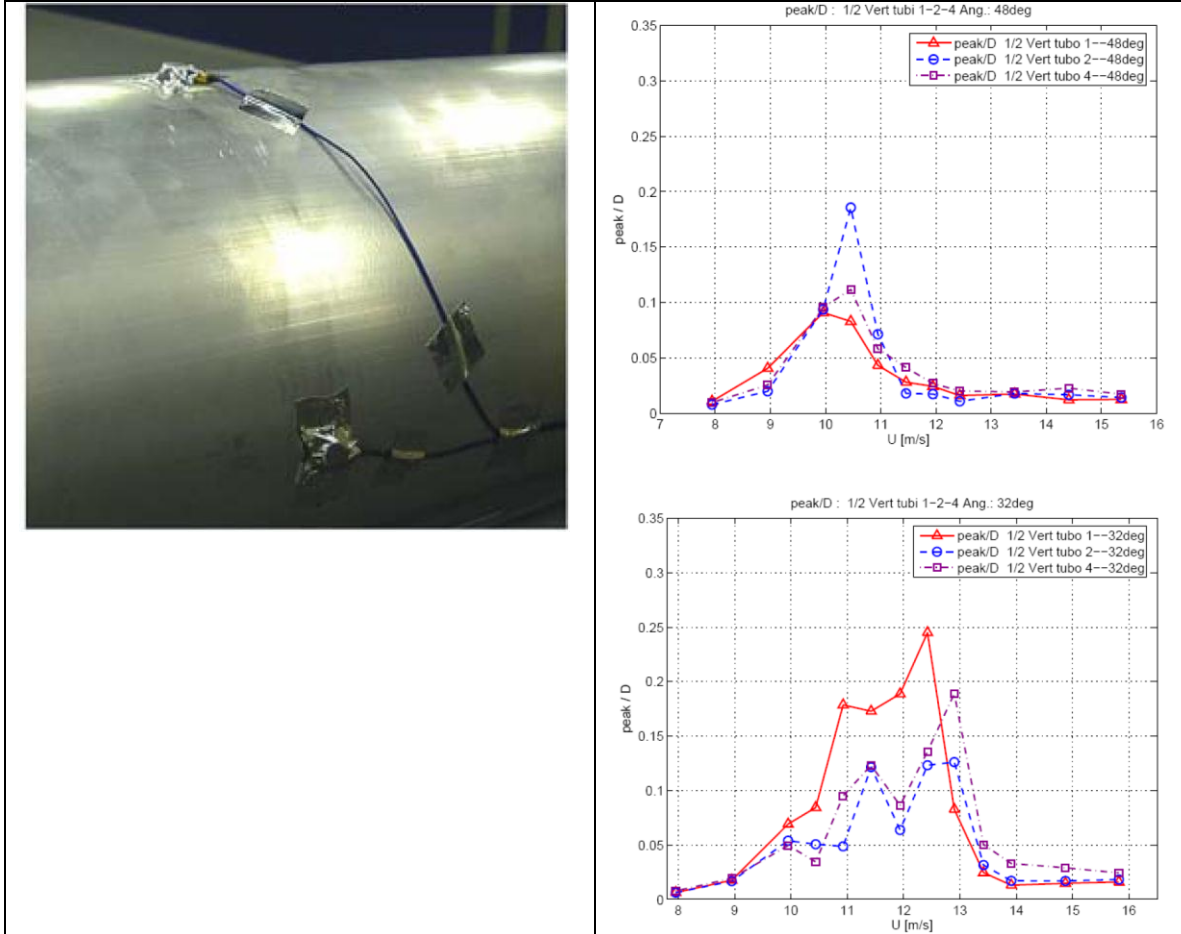
Questa premessa ha reso il modello appropriato per lo studio del comportamento aeroelastico della struttura, al fine di valutare correttamente l'interazione del vento con la schiera di tubi della copertura. Le dimensioni del modulo riprodotto erano tali da ritenerlo significativo del comportamento aerodinamico della copertura, essendo le dimensioni globali pari a 7m (sviluppo longitudinale dei tubi, caratteristico di una campata tipo della copertura), per 3m (una schiera di 5 tubi con interasse 0.60m). Il diametro esterno dei tubi era di 180mm, lo spessore di 5mm e il materiale Alluminio. Come da specifiche fra la trave portante ed i tubi sono stati interposti degli elementi di appoggio in neoprene; i tubi sono stati infine vincolati alla trave portante tramite un cavallotto di acciaio di diametro 16mm. Il supporto del modulo di tubi è stato progettato e costruito in modo da poter orientare il modello con angoli di incidenza del vento arbitrari, al fine di fornire una completa caratterizzazione della struttura. In particolare sono stati testati 5 angoli, individuati tra le inclinazioni possedute dalla struttura reale.

Il set-up sperimentale è stato completato dalla presenza di due end-plates di notevoli dimensioni ai lati del modello atti a garantire un campo fluidodinamico bidimensionale sul modello e limitare così in modo significativo eventuali problemi dovuti ad effetti di bordo (fig.19).

### **3.2.7 Risultati delle prove per il modello 1:1**

Sulla base delle misure sperimentali fornite dalla campagna di prove in galleria del vento, si riassumono nel seguito i risultati principali emersi.

La copertura è stata realizzata come una schiera di tubi a sezione circolare, con passo generalmente costante e campate di diverse lunghezze, mediamente pari a 7m ed eccezionalmente fino a 14m. I tubi, di diametro  $D$  pari a 0,18m, sono strutture di elevata snellezza ( $L/D$  circa 39) con una massa lineare contenuta (il materiale adottato è l'Alluminio) ed una soluzione di vincolo che è risultata fornire un livello di smorzamento molto contenuto (0,2%). Il Numero di Scruton per la struttura è quindi valutato pari a 2.3. E' possibile mostrare ed è noto da riscontri sperimentali associati alla corrente pratica progettuale che a bassi valori di  $Sc$  possono associarsi elevati livelli di eccitazione per distacco di vortici. In particolare, nel caso di cilindro a sezione circolare isolato con pari  $Sc$ , gli spostamenti massimi attesi sono dell'ordine di 0.3 diametri; gli effetti dovuti alla schiera e le condizioni al contorno possono diversamente concorrere nell'influenzare il fenomeno.



**Figura 20: schematizzazione dei risultati ottenuti dalla prova in galleria del vento**

I risultati sperimentali hanno mostrato la bontà della previsione fornendo spostamenti di picco dell'ordine di  $0,25D$ . Tale valore massimo è stato riscontrato per il primo tubo sopravento con un angolo di incidenza della schiera pari a  $32\text{deg}$  ed una velocità  $U$  di  $12,5\text{m/s}$  corrispondente ad una velocità ridotta  $U^*$  di  $6,5$ . Considerando il quarto tubo della schiera, significativo degli effetti di interazione del fascio, il massimo spostamento è stato misurato con il medesimo angolo di incidenza ed una velocità  $U$  leggermente superiore ( $13\text{m/s}$ ) raggiungendo un valore di  $0,19D$  (fig.20).

Spostamenti di queste entità sono stati riscontrati in molteplici configurazioni durante la campagna di prove e per tutti gli angoli di incidenza le ampiezze misurate sono state superiori alla soglia minima di  $0,1D$  ( $18\text{mm}$ ).

Dato che le velocità del flusso incidente in cui tale fenomeno è stato riscontrato, rientrano ampiamente nel range di velocità atteso per il sito di costruzione del complesso sono stati presi provvedimenti in fase di progettazione esecutiva per attenuare questo indesiderato fenomeno di vibrazione dei tubi.



## 4 CREDITS

**Committente:** Newco DUC Bologna spa

**OPEN PROJECT srl:**

Coordinamento progetto  
Rapporto con Enti per ottenimento autorizzazioni  
Direzione Lavori

**MCA Integrated Design srl**

Progetto architettonico, preliminare, definitivo, esecutivo  
Direzione artistica

**STUDIO TECNICO MAJOWIECKI**

Progetto strutture metalliche

**POLISTUDIO**

Progetto strutture in c.a.

**NIER ingegneria Spa**

Progetto impianti meccanici e direzione operativa

**BETA PROGETTI srl**

Progetto impianti elettrici, speciali e direzione operativa

**Progetto CMR Engineering Integrated service srl**

Space Planning

**Fadel**

Strutture metalliche degli edifici

**Officine Mora**

Carpenteria metallica della hall di ingresso, alzati e strutture della copertura vetrata

**Metalstrutture**

Strutture in acciaio e alluminio della vela di copertura

**Superfici:** 32.000 m<sup>2</sup>

**Progetto:** 2003-2008

**Realizzazione:** inizio lavori nel 2005, fine lavori nel 2008

**Importo complessivo dell'opera:** 75 milioni di Euro circa