

L'edificio sede di BNL - BNP Paribas di piazza San Fedele a Milano presenta otto piani fuori terra (piano terra, ammezzato, dal 1° al 5° e copertura) e due piani interrati. La struttura portante dell'edificio è costituita da un'ossatura esclusivamente in cls armato fatta eccezione per otto pilastri dell'ex salone circolare centrale a piano terra realizzati con struttura mista acciaio-calcestruzzo. In pianta l'edificio presenta una forma anulare addossata ad un corpo classico che espone la facciata principale sulla piazza. I solai presentano diverse tipologie costruttive e diverse altezze. Gli impalcati della zona anulare sono a struttura incrociata mentre gli altri solai sono ad orditura monodirezionale in calcestruzzo alleggerito da camera d'aria. La maggior parte dei solai presenta uno spessore pari a 30 cm. I carichi verticali sono trasmessi in fondazione tramite pilastri e muri in c.a. ad eccezione di 16 pilastri della zona circolare che risultano in falso sulla trave estradossata in c.a. presente al piano ammezzato ed avente altezza pari a 150 cm. Le fondazioni, di tipo diretto, sono costituite da una serie di plinti (che per alcuni pilastri risultano nervati), da travi rovesce e da cordoli per i muri in cemento armato.

PROGETTO

Gli interventi strutturali principali previsti nel progetto di appalto ("ante" NTC2008) sono stati:

- realizzazione di quattro nuovi impalcati nella zona interna circolare ai livelli tra il 1° piano e il 4° piano aventi destinazione d'uso uffici: i nuovi impalcati metallici circolari sono composti da un corpo centrale, realizzato in officina, costituito da 8 spezzoni di profili HEB disposti a 45° saldati a completa penetrazione. La struttura è poi completata in opera con profili HEB uniti agli spezzoni con coprighiunti bullonati a completo ripristino e da profili HEA, disposti su 3 anelli, e profili IPE collegati con giunti a squadretta ai profili HEA. I profili principali appoggiano su mensole realizzate con piatti di acciaio formanti un corpo monolitico "ammorsate" ai pilastri esistenti attraverso barre filettate Dywidag opportunamente pretesate; in modo che le reazioni dei profili metallici vengano trasferite ai pilastri attraverso l'attrito acciaio-calcestruzzo;
- demolizione di sedici pilastri in c.a. esistenti nell'anello interno, ad esclusione dei pilastri di facciata 116 e 107 dal 4° piano al piano copertura: la demolizione comporta il rinforzo della trave circolare di bordo, che sostiene i vari impalcati, con travi metalliche calandrate opportunamente spinottate alla trave esistente per riprendere la torsione dovuta alla forma curva della trave, che appoggeranno alle estremità su nuove colonne metalliche poste in adiacenza agli otto pilastri rimanenti del salone circolare;
- realizzazione in copertura di una pensilina vetrata con struttura portante in acciaio fronte Piazza San Fedele e di una copertura vetrata con struttura portante in acciaio nella zona circolare: l'intervento prevede la realizzazione delle strutture portanti in carpenteria metallica a sostegno della nuova copertura ed i montanti, per non gravare direttamente sui solai esistenti, insisteranno su un graticcio di travi poste all'intradosso del solaio di copertura esistente e su travi calandrate in acciaio poste al quarto piano;

ADEGUAMENTO SISMICO E STRUTTURALE

I LAVORI DI **ADEGUAMENTO ALLE NORMATIVE** IMPONGONO ATTENTE E DETTAGLIATE ANALISI SUL CAMPO. UN'INDAGINE SU UN EDIFICIO DEGLI ANNI '50 RIVELA UNA **BUONA PROGETTAZIONE**

Arturo Donadio, Vito Cafaro, Christian Locatelli - S.P.S. S.R.L. - Milano

A sinistra: zona interna circolare dove verranno realizzati i nuovi impalcati metallici

- realizzazione di due vani ascensore e demolizione di un vano ascensore esistente: la realizzazione del nuovo vano ascensore comporta la demolizione di alcuni solai preservando parte delle armature dei solai esistenti che saranno poi ammassate ai nuovi getti di calcestruzzo; le relative fondazioni saranno impostate alla quota di quelle attuali. La demolizione del vano ascensore esistente comporta la realizzazione di nuovi solai ed il rinforzo con profili metallici delle travi circostanti a seguito della ridistribuzione dei carichi verticali;
- realizzazione di una scala in acciaio esterna: l'intervento prevede la realizzazione del corpo fondale di tipo indiretto su micropali e della struttura metallica di sostegno della nuova scala;
- rinforzo delle fondazioni degli otto pilastri centrali, realizzata tramite allargamento della fondazione e costruzione di nuovi 4 rostri di irrigidimento della platea intermedi ai 4 già esistenti.

ENTRATA IN VIGORE NTC 2008

Le complesse procedure di appalto poste in essere dal Committente, con continui interscambi con Parigi hanno dilatato i tempi dell'affidamento, facendo temporalmente rientrare il progetto nell'ambito delle NTC2008.

L'intervento di adeguamento sismico della struttura, conformemente con quanto previsto al punto C8.4.1 della Circolare del 2 febbraio 2009 ("Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008"), si è reso necessario a seguito della ristrutturazione che prevede la realizzazione di nuovi solai metallici nella zona circolare interna dell'edificio, con un conseguente

incremento di carico e di massa, e perché la prevista demolizione di 16 pilastri che poggiano in falso su una trave circolare centrale al piano ammezzato e la realizzazione di due nuovi vani scala-ascensore modifica le caratteristiche di rigidità dell'intero edificio.

CAMPAGNA DI INDAGINI E RISULTATI

Per conoscere lo stato effettivo delle strutture esistenti sono state eseguite prove e rilievi, la scelta di numero, tipo e ubicazione delle prove è stata determinata anche sulla scorta del materiale "d'epoca" di cui si era in possesso.

Del progetto originale si avevano a disposizione: i disegni esecutivi dell'impalcato tipologico e di gran parte dei restanti impalcati con l'esclusione di copertura, quinto piano, zona del terrazzo di quarto piano, solaio di piano terra nella zona al di sopra del caveau, alcune scale e setti;

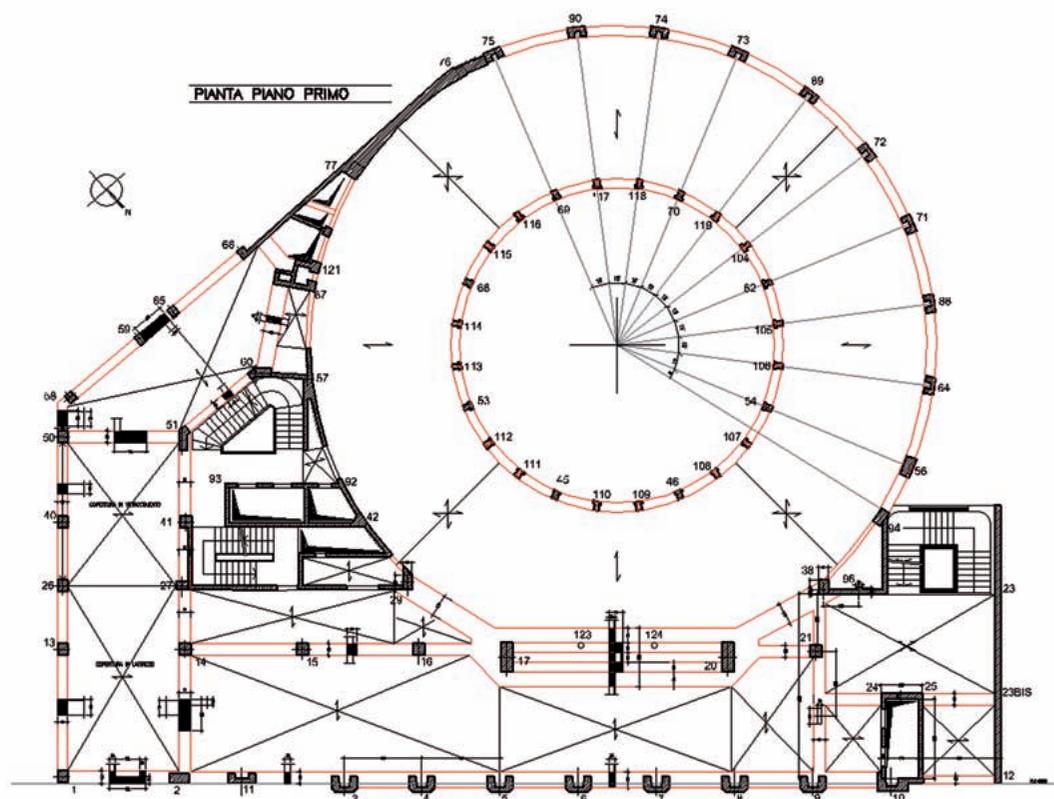
I calcoli del progettista inerenti i solai tipologici, le travi principali di ogni impalcato, i pilastri dell'edificio e il "portale" della zona dell'atrio;

Le prescrizioni sui materiali del progettista;

La relazione di collaudo tecnico amministrativo.

Il materiale a disposizione garantiva quindi una buona conoscenza preliminare della struttura, coprendo nel suo complesso l'80% dell'edificio.

Le prove eseguite sono state sui calcestruzzi e sugli acciai, "assaggi" nei nodi trave-pilastro per verificare la realizzazione dei dettagli costruttivi strutturali, prove endoscopiche per l'individuazione degli spessori



Pianta primo piano esistente

strutturali e delle finiture connesse. Le prove sono state tarate al fine di ottenere una conoscenza della struttura di livello LC2 (Conoscenza Adeguata).

In cantiere si sono riscontrate alcune problematiche che hanno portato a una revisione della posizione delle indagini da eseguire.

Per la presenza di amianto e di altre fibre minerali e per il persistere dell'attività nel caveau interrato e degli uffici della filiale al piano terra della banca non è stato qui possibile eseguire indagini, con l'eccezione del prelievo dei provini di cls per il piano terra, una volta risolto il problema della presenza di amianto e di fibre minerali le indagini sono proseguite, ma il persistere dell'attività dell'agenzia al piano terra, interrato e caveau ne ha richiesto la revisione delle posizioni.

La presenza di locali tecnici della banca ancora attivi al quinto piano e dei locali adibiti ad uffici, spogliatoi e magazzino di cantiere al piano primo ha portato allo spostamento delle posizioni di alcune prove in particolare modo quelle riguardanti le indagini sui nodi strutturali; inoltre al piano ammezzato è stato possibile eseguire le indagini sui nodi solamente dal sopra non potendo indagare l'armatura inferiore delle travi. Per quanto concerne le prove di caratterizzazione dei materiali nei piani a cui è stato possibile eseguirle si è comunque rispettata l'indicazione di prelevare un provino di cls ogni 300 m² di superficie, mentre su richiesta della DL strutturale si è provveduto a prelevare 3 campioni di barre di armatura per ogni piano di edificio in luogo di un campione a piano come originariamente previsto.

Per le ispezioni nei nodi strutturali, si è rispettata l'indicazione di verificare la disposizione dell'armatura nel 15% degli elementi. Si è dunque riusciti ad ottenere il livello di conoscenza minimo che ci si era inizialmente prefissati di concerto con la DL e il collaudatore inoltre, la scelta di prelevare 3 spezzoni di armatura ad ogni piano ha portato per le sole barre di acciaio a raggiungere un livello di conoscenza LC3 (Conoscenza Accurata)

INDAGINI SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Le ispezioni eseguite hanno confermato che le opere strutturali esistenti sono state realizzate secondo le conoscenze tecniche dell'epoca di realizzazione.

Le indagini sui nodi strutturali hanno confermato quanto previsto nelle parti di progetto originale note e rintracciate, nei casi in cui non si aveva la rappresentazione di progetto hanno mostrato analoghi criteri di progettazione e realizzazione.

In fase di costruzione originaria le staffe dei pilastri furono sostituite aumentando diametro e passo da Ø5/10" e Ø5/15" a Ø6/15" e Ø6/20" rispettivamente.

Per le travi si denota come il taglio sia stato affidato in prevalenza ai ferri piegati, secondo le consuetudini dell'epoca, presentando una scarsa staffatura (normalmente Ø6/20"). Nei pilastri si è riscontrata in corrispondenza dei cambi di sezione la ripiegatura dei ferri verticali, o, in alcuni casi, il posizionamento dei ferri di ripresa all'esterno delle staffe, e

si è evidenziata una scarsa presenza di staffe (normalmente Ø6/15" o Ø6/20") lungo tutto il pilastro. Nei setti murari si è evidenziata l'esigua armatura presente corrispondente all'"armatura universale" realizzata tramite barre Ø8 o Ø10 a passo 50 cm verticali e inclinate di 30° rispetto all'orizzontale nelle due direzioni.

INDAGINI SUGLI SPESSORI

I risultati delle prove sugli spessori, eseguite tramite endoscopio, mostrano una buona concordanza con quanto previsto in progetto: gli spessori dei solai variano tra 28 e 30 cm a fronte di un valore di progetto pari a 30 cm, per i solai principali di luce maggiore. Per i solai secondari di luce modesta, si è riscontrata una situazione variabile, essendo questi realizzati con diverse tipologie. Si sono trovati sia solai in laterocemento di spessore di 30 cm, sia solai in getto pieno con spessore compreso questo tra i 18 e i 30 cm.

INDAGINI SUI MATERIALI

Le indagini sui materiali hanno riguardato prove a rottura su carote di cls e prove di trazione su barre di armatura.

Calcestruzzo

Si riportano nel seguito i risultati ottenuti per ogni piano con l'indicazione del valor medio di resistenza cubica.

Copertura: $R_{cm} = 21,38 \text{ N/mm}^2$

5° Piano: $R_{cm} = 24,98 \text{ N/mm}^2$

4° Piano: $R_{cm} = 26,07 \text{ N/mm}^2$

3° Piano: $R_{cm} = 23,08 \text{ N/mm}^2$

2° Piano: $R_{cm} = 22,90 \text{ N/mm}^2$

1° Piano: $R_{cm} = 20,57 \text{ N/mm}^2$

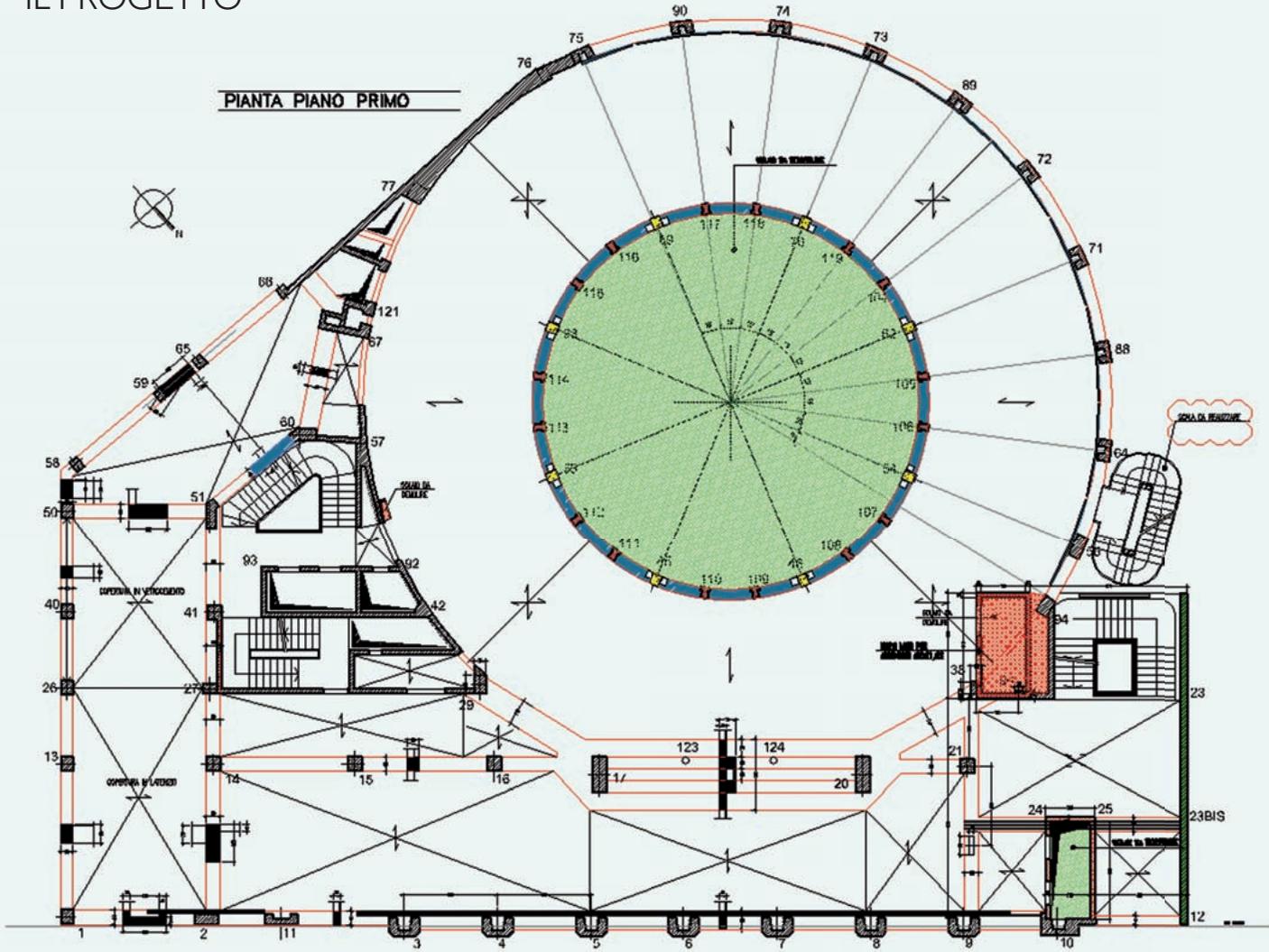
Piano Ammezzato: $R_{cm} = 24,90 \text{ N/mm}^2$

A questo piano è stato riscontrato per una prova il valore di $R_c = 36,2 \text{ N/mm}^2$ che può essere considerato frutto di una situazione puntuale rispetto ai valori riscontrati negli altri prelievi. Questo concorda con il

Assaggio" nodo trave pilastro, con evidenza dei ferri piegati e staffe.



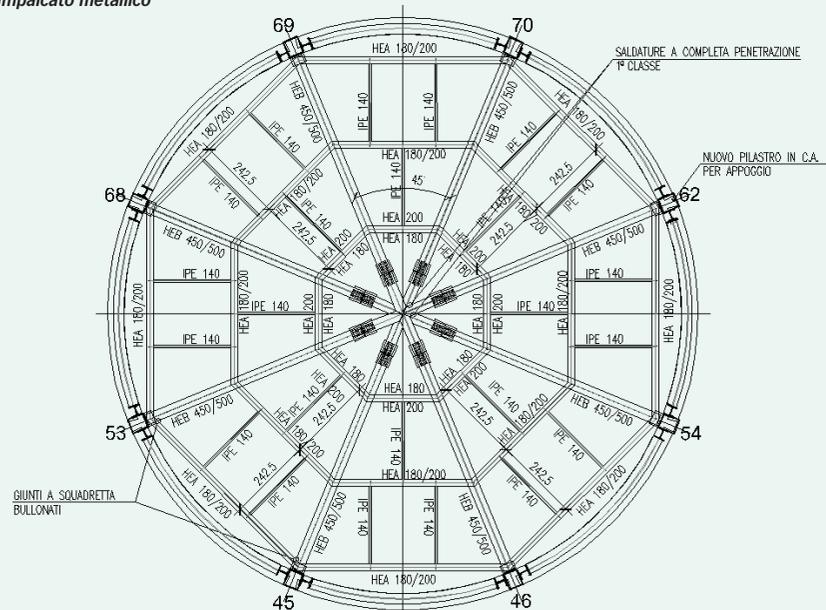
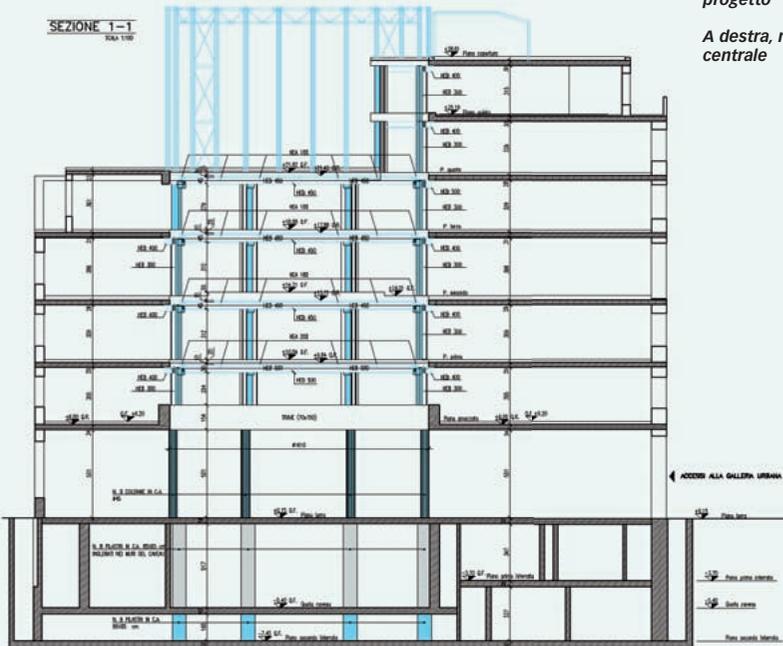
IL PROGETTO



sopra, pianta primo piano con interventi di progetto

A sinistra, sezione con interventi di progetto

A destra, nuovo impalcato metallico centrale



fatto che il provino in esame è stato estratto dal pilastro del portale principale, il quale presenta dei tassi di lavoro più elevati rispetto al resto delle strutture e con quanto affermato dal progettista nella relazione sui "criteri generali di progetto della struttura", nella quale si evidenzia che in alcuni casi è stato prescritto un dosaggio di cemento di 400 kg/m³ contro i 300 kg/m³ normalmente previsti.

Il valore medio di resistenza a questo piano ottenuto scartando questa prova è:

Piano Ammezzato: $R_{cm} = 21,13 \text{ N/mm}^2$

Piano Terra: $R_{cm} = 24,03 \text{ N/mm}^2$

Piano interrato: $R_{cm} = 28,28 \text{ N/mm}^2$

A questo piano è stato riscontrato per una prova il valore di $R_c = 36,0 \text{ N/mm}^2$ che può essere considerato frutto di una situazione puntuale rispetto ai valori riscontrati negli altri prelievi.

Il valore medio di resistenza a questo piano ottenuto scartando questa prova è:

Piano interrato: $R_{cm} = 28,28 \text{ N/mm}^2$

Fondazioni: $R_{cm} = 33,70 \text{ N/mm}^2$

I risultati ottenuti presentano una discreta omogeneità sia in corrispondenza di ogni piano sia complessiva. Si riscontrano dei valori di resistenza considerevolmente migliori per quanto riguarda le fondazioni, probabilmente dovuti da fattori di migliore facilità di lavorazione e condizioni di maturazione ottimali. Si riporta di seguito il valore medio globale ottenuto tenendo in conto di tutti i provini nel loro complesso scartando i risultati di prova eccezionalmente alti di $R_c = 36,2 \text{ N/mm}^2$ e $R_c = 36,0 \text{ N/mm}^2$: $R_{cm} = 23,32 \text{ N/mm}^2$. I risultati mostrano che i calcestruzzi hanno una resistenza cubica corrispondente alle attese progettuali per le norme vigenti all'epoca della costruzione. Il Regio Decreto del 16 novembre 1939 n°2229: "Norme per la esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice od armato" prevedeva all'articolo 16 che la resistenza del calcestruzzo fosse almeno tripla rispetto alle tensioni di progetto e comunque non inferiore a 12 N/mm². Il massimo tasso di lavoro di progetto per l'edificio è pari a 9,6 N/mm² in un singolo caso per la sezione di base del pilastro del portale, attestandosi normalmente tra i 5,0 e i 6,0 N/mm². In base a quanto prescritto dalla normativa in vigore all'epoca della costruzione, considerando che il tasso di lavoro del c.l.s. era fissato a un terzo della sua resistenza si ricava per i tassi di lavoro normalmente riscontrati: $R_c = 6,0 \times 3 = 18,0 \text{ N/mm}^2$.

In linea con i valori riscontrati nelle prove.

Acciaio

I risultati ottenuti si riportano in un diagramma di tensione-deformazione che viene di seguito riportato. L'allungamento è stato misurato su una lunghezza di 5 diametri nell'intorno della mezzaria della barra, comprendente quindi la zona di strizione dell'acciaio,



"Assaggio" sui setti, con evidenza dell'armatura "universale" inclinata di 30° rispetto all'orizzontale.

come da procedimenti in vigore all'epoca della costruzione dell'edificio. Il diagramma mostra chiaramente l'esistenza di due distinti gruppi di acciai, il primo gruppo (Gruppo A), più numeroso, con resistenze più elevate e minori allungamenti rispetto al secondo gruppo (Gruppo B). I valori medi di snervamento e rottura per i due gruppi sono i seguenti:

Gruppo A: $f_{ym} = 310,87 \text{ N/mm}^2$; $f_{Rm} = 439,60 \text{ N/mm}^2$

Gruppo B: $f_{ym} = 253,83 \text{ N/mm}^2$; $f_{Rm} = 352,17 \text{ N/mm}^2$

Entrambi i gruppi di acciaio hanno le caratteristiche tipiche dell'acciaio dolce o ferro omogeneo prescritto in progetto. Il Regio Decreto del 16 novembre 1939 n°2229: "Norme per la esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice od armato" prevedeva all'articolo 16 per questo tipo di acciaio le seguenti caratteristiche: Carico di rottura a trazione: compreso tra 4200 e 5000 kg/cm² (compreso tra 420 e 500 N/mm²). Limite di snervamento: non inferiore a 2300 kg/cm² (230 N/mm²).

Allungamento di rottura: non inferiore al 20%

Entrambi i gruppi di acciaio rispettano il limite di snervamento previsto dalla normativa vigente all'epoca della costruzione. L'acciaio del gruppo A rispetta i limiti di carico di rottura, ma è meno duttile di quanto prescriveva la normativa avendo un allungamento mediamente pari a circa il 18% contro il 20% richiesto. L'acciaio del gruppo B rispetta i limiti di allungamento essendo mediamente pari al 20,4% contro il 20% richiesto, ma risulta meno resistente di quanto richiesto, avendo un carico di rottura medio pari a circa 350 N/mm² contro i N/mm² richiesti. Per le verifiche di calcolo si è deciso di utilizzare cautelativamente solo le caratteristiche dell'acciaio di tipo B.

VALORI DI PROGETTO DELLA RESISTENZA DEI MATERIALI

I valori di calcolo di resistenza dei materiali sono ricavati tramite l'utilizzo di Fattori di Confidenza (FC) che sono stati valutati in maniera differenziata per i

vari materiali in accordo con il punto C8A.1.B.4 della già citata Circolare del 2 febbraio 2009

Calcestruzzo

Dalle prove effettuate sul calcestruzzo dell'edificio si è ricavato che la resistenza cubica media vale:

Resistenza cubica media $R_{cm} = 23,15 \text{ N/mm}^2$

da cui si ricava:

modulo elastico medio $E_{cm} = 28300 \text{ N/mm}^2$

Il numero di prove effettuate (verifiche limitate) unite alle indicazioni progettuali portano (tabella C8A.1.2 della Circolare del 2 febbraio 2009) a un livello di conoscenza LC2 (Conoscenza Adeguata) a cui corrisponde un fattore di confidenza:

$FC = 1,2$

Per la verifica degli elementi e meccanismi fragili oltre al fattore di confidenza bisogna tenere in conto anche del coefficiente di sicurezza parziale sui materiali, mentre per le verifiche degli elementi e meccanismi duttili questo non verrà considerato, in accordo con quanto esposto nel paragrafo C8.7.2 della Circolare del 2 febbraio 2009. Per le verifiche dei setti sia a taglio che a flessione e le verifiche a taglio di travi e pilastri si è quindi utilizzato:

$f_{cv1} = (23,15 \times 0,83) / (1,2 \times 1,5) = 10,67 \text{ N/mm}^2$

Per le verifiche a flessione di travi e pilastri si è utilizzato:

$f_{cv2} = (23,15 \times 0,83) / 1,2 = 16,01 \text{ N/mm}^2$

Acciaio per strutture in c.a.

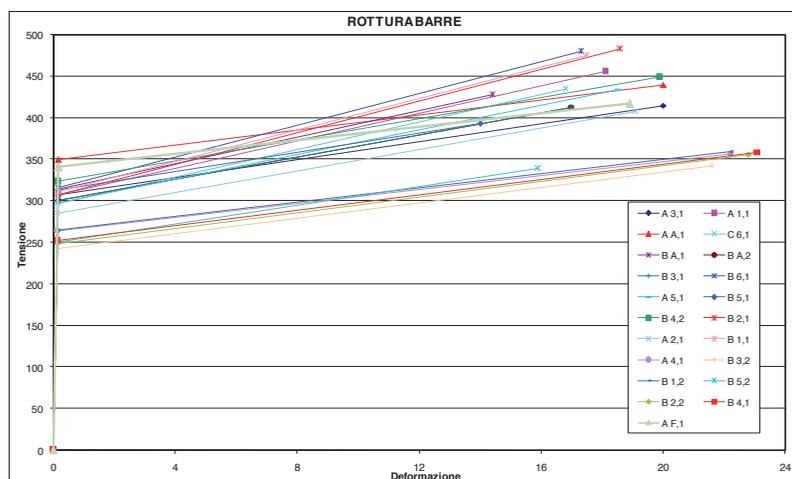
Dalle prove effettuate sull'acciaio dell'edificio si è evidenziata la presenza di due diversi gruppi di acciaio ed il valore di snervamento medio dell'acciaio di qualità inferiore è risultato:

$f_{ym} = 253,83 \text{ N/mm}^2$

Il numero di prove effettuate (verifiche esaustive) unite alle indicazioni progettuali portano (tabella C8A.1.2 della Circolare del 2 febbraio 2009) a un livello di conoscenza LC3 (Conoscenza Accurata) a cui corrisponde un fattore di confidenza:

$FC = 1,0$

Diagramma tensione-deformazione per le armature.



Si è operato analogamente a quanto fatto per il cls. Dunque per le verifiche dei setti sia a taglio che a flessione e le verifiche a taglio di travi e pilastri si è utilizzato un valore pari a:

$f_{sv1} = 253,83 / (1,0 \times 1,15) = 220,72 \text{ N/mm}^2$

Per le verifiche a flessione di travi e pilastri si è utilizzato invece un valore pari a:

$f_{sv2} = 253,83 / 1,0 = 253,83 \text{ N/mm}^2$

ANALISI SISMICA

Come previsto dalla Tabella C8A.1.2 riportata al cap. C8A.1.B.3 della Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 02.02.2009 n° 617 e facendo riferimento al livello di conoscenza LC2, la risposta sismica dell'edificio in oggetto è stata determinata mediante un'analisi dinamica modale associata allo spettro di risposta di progetto.

Sono stati pertanto considerati, un numero di modi tali per cui la massa partecipante totale è risultata non inferiore all'85% e la combinazione di tali forme modali allo scopo di determinare sollecitazioni e spostamenti complessivi è stata valutata utilizzando una combinazione quadratica completa (CQC), come prescritto dalla normativa vigente. Per determinare gli spettri di risposta da utilizzare nell'analisi sismica si è proceduto individuando le coordinate geografiche del sito in oggetto, gli altri parametri sismici considerati sono:

Vita Nominale: $V_n = 50$ anni

Classe d'uso II: $C_u = 1$

Categoria del sottosuolo: Cat. B

Categoria topografica: T1

Coeff. Amplif. Topog.: $S = 1.2$

Fattore di struttura: $q = 1.5$

in accordo con quanto riportato al par. C8.7.2.4 "Metodi di analisi e criteri di verifica" della Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 02.02.2009 n° 617. In particolare si è ritenuto opportuno scegliere il valore più cautelativo per il fattore di struttura q privilegiando la massimizzazione delle azioni di progetto come previsto per le verifiche relative a comportamenti fragili. Si è scelta la categoria del sottosuolo in accordo con quanto riportato in letteratura per il Centro di Milano. In base a questi parametri si ricavano il periodo di riferimento per la costruzione in oggetto (V_R) ed il periodo di ritorno per la definizione dell'azione sismica (T_R) associata allo Stato limite di Salvaguardia della vita:

$V_R = 50 \times 1.0 = 50$ anni

$T_R = 475$ anni

Per il periodo di ritorno di 475 anni associato allo SLV si ricavano i seguenti parametri sismici:

$a_g = 0,27 \text{ g}$

$F_0 = 2,353$

$T_C^* = 0,429$

Per valutare le azioni assiali, flettenti e di taglio agenti sulle strutture portanti verticali (pilastri e pareti di taglio) ed

orizzontali (travi) sono stati schematizzati tre diversi telai spaziali facendo ricorso al programma di calcolo agli elementi finiti MIDAS GEN 2010 V1.1.

In particolare, la metodologia adottata ai fini di cogliere in modo completo la risposta strutturale dell'edificio in oggetto sotto l'azione di carichi verticali e/o orizzontali ha previsto i seguenti livelli di analisi:

1) telaio spaziale rappresentante l'edificio per la sola parte fuori terra, con vincolo di incastro perfetto in corrispondenza dello spiccato dal piano terra per le strutture verticali ed ipotesi di piano rigido per ciascun impalcato fuori terra. Tale schematizzazione è stata utilizzata per ricavare tutte le azioni di verifica per le strutture fuori terra (travi, pilastri e pareti di taglio).

Questo telaio risulta più rigido e da quindi azioni maggiori negli elementi resistenti; è pertanto cautelativo l'utilizzo dei risultati provenienti da questo modello per le verifiche;

2) telaio spaziale rappresentante l'edificio per la sola parte fuori terra, con vincolo di incastro perfetto in corrispondenza dello spiccato del piano terra per le strutture verticali (il tutto come già previsto nel modello n. 1), eliminando però l'ipotesi di piano rigido ed andando a simulare il comportamento dell'impalcato con elementi bidimensionali di tipo "plane stress" al fine di cogliere le azioni assiali nelle travi dovute agli effetti membranali di piano che altrimenti non possono essere quantificate;

3) telaio spaziale rappresentante l'intero edificio (sia fuori terra che entro terra), con vincolo di incastro in corrispondenza dell'estradosso delle fondazioni per le strutture verticali, ipotesi di piano rigido per ciascun impalcato fuori terra e vincolo alla traslazione in direzione x ed y per i nodi in corrispondenza del piano terra e dei livelli interrati (struttura vincolata ai muri di bordo interrati). Tale schematizzazione si è resa necessaria per ricavare le azioni sollecitanti nei setti ai piani interrati, valutando così

lo smorzamento delle azioni flessionali. Nelle modellazioni esposte si è quindi fatto ricorso all'utilizzo di:

elementi monodimensionali a 2 nodi di tipo "beam" per le travi di piano ed i pilastri;

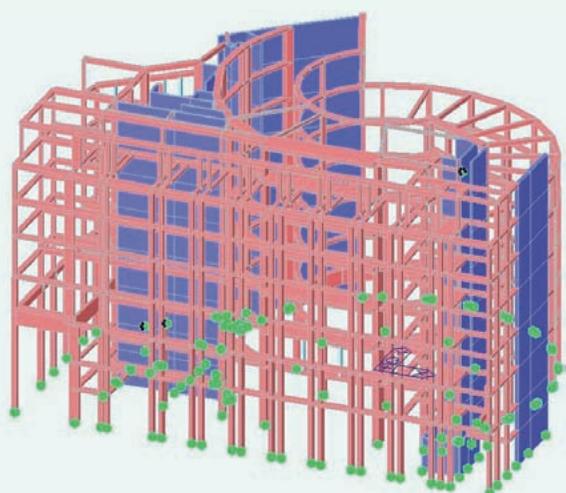
elementi bidimensionali a 4 nodi di tipo "wall" per le pareti ed i nuclei di controvento (elemento dotato di rigidezza nel piano e rigidezza rotazionale lungo la direzione verticale);

elementi bidimensionali a 3 o 4 nodi di tipo "plane stress" per la cappa degli impalcati fuori terra (elemento di tipo membranale dotato unicamente di rigidezza nel piano). I carichi verticali che concorrono a determinare la massa sismica agente ad ogni livello sono stati applicati, in funzione delle relative aree di influenza, come carichi uniformemente distribuiti sulle travi o, qualora ciò non fosse compatibile con la natura degli elementi impiegati, come forze concentrate in corrispondenza dei nodi.

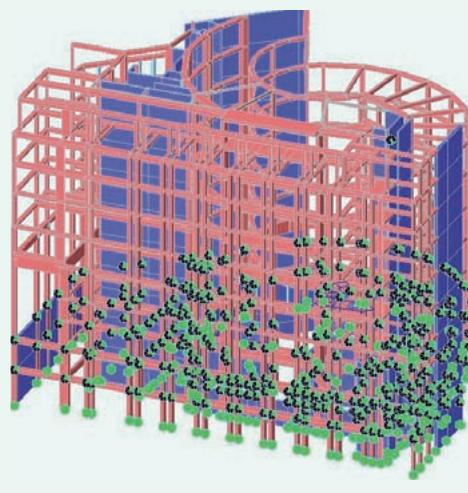
I risultati del calcolo sono costituiti dalle azioni in tutti gli elementi costituenti il telaio nelle combinazioni di tipo SLU, SLE rara e sismica. I risultati ottenuti mediante l'analisi modale dei tre modelli F.E.M. mostrano come la struttura risulta essere caratterizzata da una certa "flessibilità generale" avendo come periodo proprio del primo modo di vibrare nel modello n.1 (quello più rigido) un valore pari a 1,42 secondi e nel modello n.3 (quello meno rigido) un valore pari a 1,62 secondi. Tale caratteristica risulta del resto tipica e coerente con la progettazione strutturale risalente all'epoca dell'edificazione della struttura in oggetto.

Lo spostamento massimo in sommità dell'edificio esistente risulta pari a 3,9 cm, mentre lo spostamento massimo con le varianti di progetto risulta pari a 4,7 cm, con un incremento di circa il 20%. Inoltre si può vedere come la quasi totalità della massa partecipante è attivata dai primi modi di vibrare che sono quelli caratterizzati da un periodo più alto e quindi più distanti dal "plateau" dello spettro di progetto, con valori di accelerazione più bassi.

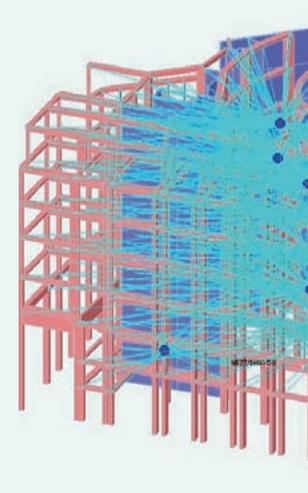
ANALISI DI SISTEMA



Vincoli a terra modelli 1 e 2.



Vincoli a terra modello 3.



Vincolo di piano rigido telaio 1.

VERIFICHE E RINFORZI DELLE PARETI DI CONTROVENTO ESISTENTI

Le azioni nelle pareti di controvento sono state ricavate dai due modelli globali F.E.M. n. 1 e n. 3.

Nei controventi in elevazione si sono considerate le azioni derivanti dal primo modello (incastro perfetto al piano terra) in quanto più cautelative mentre le azioni nei piani interrati sono state ricavate dal modello completo (modello 3).

Per la verifica a flessione in ogni sezione il momento resistente, associato al più sfavorevole valore dello sforzo normale e calcolato come per le situazioni non sismiche, deve risultare superiore o uguale al relativo momento esterno di calcolo:

$$M_{sd}(N) \leq M_{rd}(N)$$

dove:

$M_{sd}(N)$ = momento sollecitante associato allo sforzo normale N

$M_{rd}(N)$ = momento resistente associato allo sforzo normale N

Nelle verifiche svolte si è visto come la rottura sia nella maggioranza dei casi lato calcestruzzo con acciaio snervato, e in pochi casi lato acciaio.

La resistenza a taglio è valutata secondo quanto esposto nel DM 2008 al paragrafo 4.1.2.1.3.2 come indicato al paragrafo 7.4.4.2.2, in particolare con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" è stata calcolata come segue:

$$V_{Rsd} = 0,9 \times d \times A_{sw} / s \times f_{yd} \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \times \text{sen}\alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" è stata calcolata come segue:

$$V_{Rcd} = 0,9 \times d \times bw \times \alpha \times f'_{cd} \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

Dove α è l'inclinazione delle armature resistenti a taglio e θ l'inclinazione dei puntoni compressi di cls.

Per determinare l'angolo θ si è cercato di eguagliare la resistenza lato c.l.s. e lato acciaio, questo però portava a una troppo esigua inclinazione delle bielle compresse, per cui si è adottato il minimo valore previsto in normativa pari a $21,8^\circ$, che comporta $\text{ctg}\theta=2,5$.

Come resistenza a taglio di progetto è stata considerata la minore tra le due sopra definite.

I risultati ottenuti mostrano come sia sempre dimensionante la rottura lato acciaio con resistenza al massimo pari alla metà di quella fornita dal c.l.s.

La resistenza a scorrimento è valutata secondo quanto esposto nel DM 2008 al paragrafo 7.4.4.2.2; sui possibili piani di scorrimento deve risultare:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s}$$

dove:

$$V_{Rd,s} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd}$$

I tre contributi rappresentano rispettivamente l'effetto spinotto delle armature verticali, il contributo delle armature inclinate, il contributo della resistenza per attrito e valgono:

$$V_{dd} = \min (1,3 \times \Sigma A_{sj} \times \sqrt{f_{cd} \times f_{yd}} ; 0,25 \times f_{yd} \times \Sigma A_{sj})$$

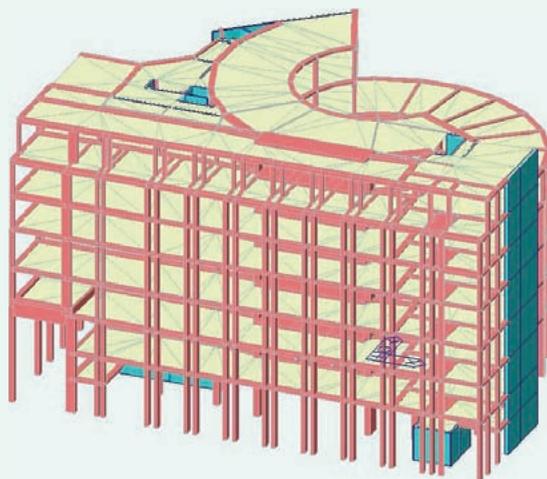
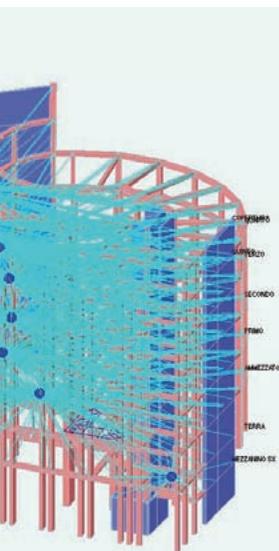
$$V_{id} = f_{yd} \times \Sigma A_{sj} \times \cos\Phi_i$$

$$V_{fd} = \min (\mu_f \times [(\Sigma A_{sj} \times f_{yd} + N_{Ed}) \times \xi + M_{Ed} / z ; 0,5\eta \times f_{cd} \xi \times l_w \times b_w])$$

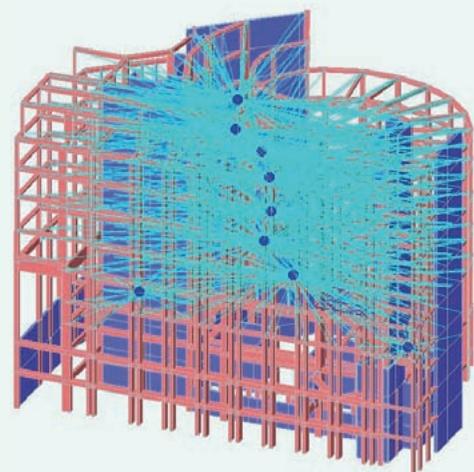
In questo caso il maggior contributo è dato dalla resistenza per attrito che rappresenta tra il 70 e l'80% del contributo totale a seconda dei casi, il secondo contributo è quello dovuto alle armature inclinate che forniscono dal 15 al 20% della resistenza del setto, la parte restante è data dall'effetto spinotto delle armature verticali.

VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE

I risultati ottenuti dalle verifiche a pressoflessione sono stati nel complesso positivi. Tutti i setti nei piani interrati e al di



Elem. "plane-stress" per lo studio del comportamento membranale degli impalcati nel telaio 2.



Vincolo di piano rigido telaio 3.

sopra del piano ammezzato sono risultati verificati. Al piano terra sono risultati non verificati 4 setti su 8 (50%), al piano mezzanino 2 setti su 8 (25%), al piano ammezzato 1 setto su 8 (12%). In tutti questi casi la differenza tra azioni sollecitanti e azioni resistenti si è attestata tra il 10% e il 30%. Quindi nel complesso i setti che non soddisfano le verifiche sono pochi in numero ed inoltre in questi casi la resistenza offerta risulta prossima alle sollecitazioni agenti rendendo così possibili interventi di rinforzo locale.

VERIFICHE A TAGLIO

Tutti i setti del secondo interrato, del piano terra e al di sopra del primo piano sono risultati verificati. Al primo interrato non sono verificati 3 setti su 8 (37%), al piano mezzanino 3 setti su 8 (37%), al piano ammezzato 1 setto su 8 (12%), al piano primo 1 setto su 8 (12%). In tutti i casi la differenza tra azioni sollecitanti e azioni resistenti si è attestata tra il 10% e il 40%. Per cui i setti non verificati sono in numero ridotto e per questi risultano possibili interventi di rinforzo locale in quanto la loro resistenza risulta di poco inferiore alle sollecitazioni agenti.

CRITERI DI RINFORZO

Nonostante i setti siano debolmente armati la quantità di acciaio presente si è dimostrata in grado di offrire, nella maggior parte dei casi, una adeguata resistenza alle azioni di progetto. Inoltre dove questo non è avvenuto, il divario tra resistenza richiesta e resistenza offerta è risultato tale da poter permettere di operare tramite il rinforzo dei setti esistenti senza dover ricorrere all'inserimento di nuovi elementi sismo resistenti (setti, controventi) che avrebbe implicato significative ricadute dal punto di vista architettonico. Il rinforzo a flessione dei setti è stato realizzato tramite il ringrosso della sezione resistente utilizzando un malta ad alta resistenza e il posizionamento di una armatura

aggiuntiva verticale a flessione all'interno dello strato di malta. Il rinforzo a taglio dei setti è stato realizzato tramite l'utilizzo di fibre di carbonio orizzontali.

La tensione allo SLU a cui possono assoggettarsi le fibre è determinata con le formule indicate nelle CNR-DT 200/2004 integralmente recepite dal DM 14/02/2008.

VERIFICHE E RINFORZI DI TRAVI E PILASTRI

Essendo le forze orizzontali assorbite per la quasi totalità dalle pareti verticali, sui pilastri sono risultate più gravose le azioni di "telaio" allo SLU rispetto alle azioni sismiche. I pilastri sono risultati tutti verificati sia nei riguardi delle azioni di pressoflessione che nei riguardi delle azioni taglianti. Anche per le travi la combinazione più gravosa di carico è risultata generalmente quella agli SLU rispetto a quella sismica: fatta eccezione per le travi circolari interne, dove si è effettuata la rimozione dei pilastri. In questo caso è risultata più gravosa la combinazione sismica per la presenza di azioni assiali di trazione, che le armature progettate all'epoca idonee per luci modeste non sono risultate in grado di trasmettere. Tutte le travi sono risultate verificate nei riguardi delle azioni taglianti; le azioni più gravose, come già detto, risultano dalle combinazioni allo SLU, e nelle combinazioni sismiche non si perviene mai all'inversione del taglio per cui la presenza dei ferri piegati garantisce sempre il raggiungimento di resistenze a taglio superiori alle sollecitazioni. Le travi sono risultate verificate anche nei riguardi della flessione con l'eccezione delle travi di facciata verso Piazza S.Fedele e le travi della facciata circolare interna, per le quali si è provveduto alla progettazione di un adeguato rinforzo. Per il rinforzo delle travi circolari centrali si è provveduto all'aumento di

Mensola in acciaio del progetto di appalto.

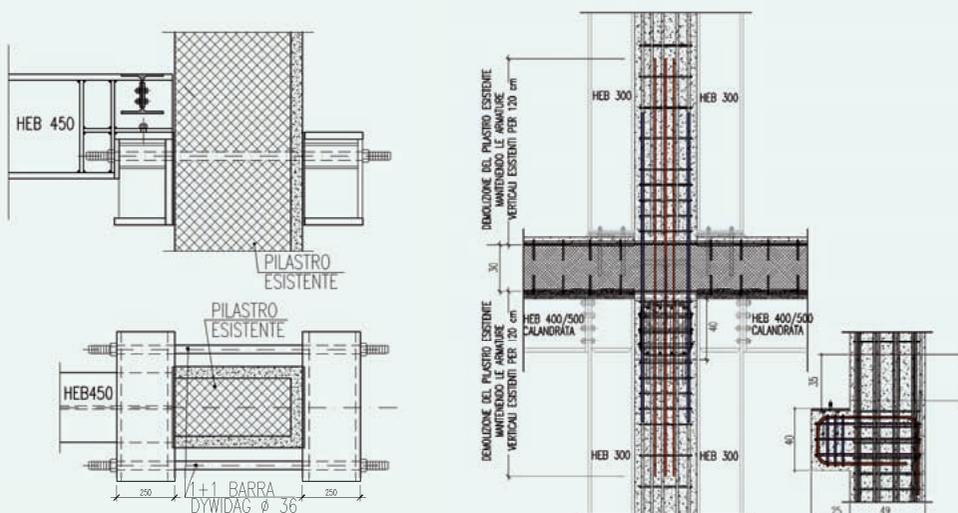
Nuova mensola in c.a. per sostegno impalcati metallici.

Zona terrazzo al quarto piano.

Revisione intervento portale metallico di quarto piano.

Revisione intervento portale metallico di quarto piano - particolare collegamento travi radiali.

L'INTERVENTO



sezione con getto di betoncino collegato alla trave esistente tramite spinotti in acciaio e con l'aggiunta dell'armatura necessaria ad assorbire le azioni di trazione. Per la flessione delle travi di facciata il rinforzo delle sezioni si è ottenuto tramite il posizionamento di bandelle di acciaio all'estradosso o all'intradosso della trave.

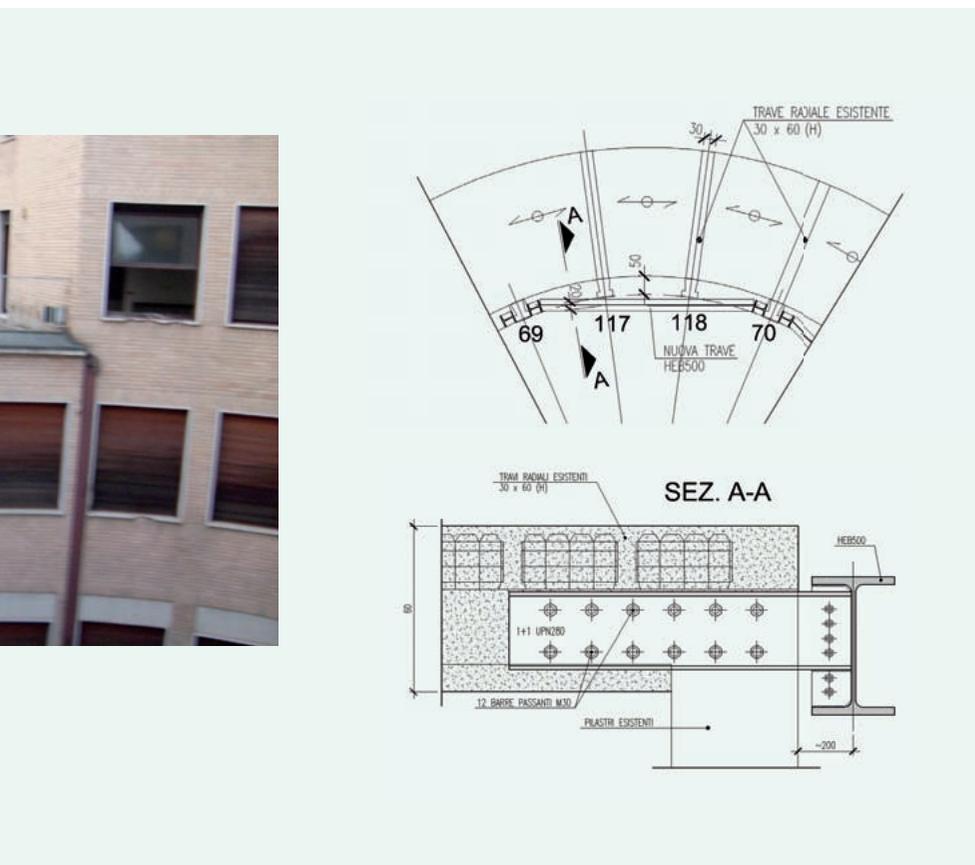
VARIANTI

In corso di revisione del progetto e anche durante le fasi di costruzione sono state apportate alcune importanti varianti. In primo luogo, per maggiore facilità di esecuzione e più semplice manutenzione, l'intervento sui pilastri centrali rimanenti che inizialmente prevedeva il rinforzo degli stessi con camicia in betoncino e la realizzazione di mensole realizzate con piatti di acciaio formanti un corpo monolitico "ammorsate" ai pilastri esistenti attraverso barre filettate Dywidag opportunamente pretesate è stato sostituito con l'intervento di demolizione e ricostruzione dei pilastri che ha anche permesso di realizzare le mensole in c.a. gettate in opera monolitica con i pilastri, evitando così di dover controllare annualmente la tesatura delle barre Dywidag. Inoltre durante le fasi di scavo per liberare le fondazioni, constatando la buona consistenza del terreno, l'impresa ha deciso di procedere a una campagna di indagini con prove penetrometriche per stabilire la reale capacità portante del terreno. Indagini che non era stato possibile effettuare in fase progettuale. I risultati della campagna di indagini e le successive verifiche hanno portato a constatare che, per la buona portanza del terreno, non era più strettamente necessario allargare la base delle fondazioni, inoltre i cedimenti previsti con ipotesi cautelative risultavano di bassa entità. L'aumento dei carichi e, conseguentemente, delle pressioni al di sotto della fondazione, comportava la necessità di eseguire il rinforzo della fondazione stessa realizzando quattro rostri aggiuntivi, in quanto quelli esistenti

non risultavano verificati per carenze lato acciaio. Si è resa necessaria anche la revisione dell'intervento di realizzazione dei portali metallici con travi calandrate in acciaio di terzo piano nella zona al di sotto della terrazza. Infatti durante i lavori si è scoperto che il solaio del terrazzo circolare di quarto piano era realizzato con solaio monodirezionale poggiante su travi radiali, e non, come nel resto dell'impalcato circolare, tramite un solaio incrociato con appoggi sulle travi circolari interna ed esterna: anzi in questa porzione di solaio tale trave è risultata assente. Quindi si è deciso di realizzare i portali con travi rettilinee in acciaio tra pilastro e pilastro in modo da non avere effetti torsionali che non avrebbero potuto essere ripresi tramite collegamento al solaio come nelle altre zone. Le travi radiali che non trovano più appoggio nei pilastri eliminati vengono prolungate tramite "protesi" realizzate con profili UPN accoppiati fino alla nuova trave metallica del portale che fornisce loro un nuovo appoggio.

CONCLUSIONI

L'attenta e buona progettazione eseguita all'epoca della costruzione (primi anni 50) unita a una realizzazione conforme al progetto ha portato la struttura ad avere buone riserve di resistenza, che si sono dimostrate superiori a quanto si poteva prevedere e in grado di sopportare, con limitati interventi di rinforzo, azioni orizzontali che non venivano considerate negli anni in cui è stato edificato il palazzo. Aver avuto la possibilità di rintracciare disegni, calcoli e collaudo ha fornito un aiuto essenziale alla conoscenza del fabbricato, delle sue funzionalità e dei dettagli costruttivi, permettendo uno studio preliminare che ha consentito di effettuare indagini mirate e molto ben focalizzate sui diversi elementi strutturali. Questo aspetto, unito alla qualità di esecuzione e alla conformità al progetto, ha permesso di avere una buona se non ottima conoscenza dei materiali e delle strutture dell'edificio, consentendo l'utilizzo di fattori di confidenza più favorevoli e



Dati riassuntivi

Committente: BNL – BNP Paribas.

Impresa esecutrice: Rizzani de Eccher S.p.A., Via Buttrio, Fraz. Cargnacco, Pozzuolo del Friuli, Udine.

Progettisti Architettonico per il progetto definitivo: Freyrie & Pestalozza Architetti Associati, Via Pietrasanta 14, Milano.

Progettista Architettonico per il progetto di appalto: Arch. Giancarlo Bentivoglio, Studio Bentivoglio, Via Ceradini 15, Milano.

Progettista Architettonico per la revisione e D.L. generale: Arch. Maurizio Tosi, STARCHING Studio Architettura Ingegneria, Ripa di Porta Ticinese 75, Milano.

Progettista delle strutture: Ing. Arturo Donadio, S.P.S. S.r.l. Via M. Gioia 64, Milano.

D.L. delle strutture: Ing. Mauro Eugenio Giuliani, Redesco Progetti s.r.l., Via Gioberti, 5, Milano.