

# **LA REALIZZAZIONE DELLE PIASTRE COMMERCIALI A SERVIZIO DELLA TORRE ISOZAKI NELL'AMBITO DEL NUOVO PROGETTO CITYLIFE A MILANO. ASPETTI TECNOLOGICI E PROGETTUALI DELLE STRUTTURE REALIZZATE CON CAVI POST-TESI SCORREVOLI**

**Michele Capè<sup>1</sup>, Francesco Bianchi<sup>2</sup>, Piero Umberto Perucchini<sup>3</sup>, Filippo Bozza<sup>4</sup>, Carlo Segato<sup>5</sup>, Gianfranco Cesana<sup>6</sup>, Franco Mola<sup>7</sup>**

<sup>1</sup> Studio Capè Ingegneria delle Costruzioni – Milano

<sup>2</sup> Tensacciai Srl – Milano

<sup>3</sup> Studio Perucchini – Gavirate

<sup>4</sup> Studio Perucchini – Gavirate

<sup>5</sup> ECSD S.r.l., Engineering Consulting & Structural Design – Milano

<sup>6</sup> Colombo Costruzioni SpA – Lecco

<sup>7</sup> Dipartimento ABC – Architettura, Ingegneria delle Costruzioni ed Ambiente Costruito, Politecnico di Milano

## **SOMMARIO**

Nel lavoro vengono illustrati il progetto e l'esecuzione delle strutture della piastra Est e del Podio di competenza della nuova Torre Isozaki collocata nell'ambito dell'intervento denominato Citylife in Milano.

Citylife è il progetto di riqualificazione del quartiere storico della Fiera Campionaria a Milano disegnato dagli architetti Arata Isozaki, Daniel Libeskind e Zaha Hadid.

La memoria tratta in dettaglio delle problematiche affrontate dal gruppo di lavoro durante la progettazione esecutiva delle strutture e delle successive fasi esecutive. In particolare si affrontano i temi riguardanti l'interazione fra la Torre e le strutture adiacenti della Piastra Est, gli aspetti statici e deformativi generati dalla presollecitazione di sistemi staticamente indeterminati e la loro variabilità temporale associata al comportamento reologico del calcestruzzo.

I problemi progettuali affrontati hanno richiesto la formulazione di specifiche scelte e soluzioni tecnologiche in virtù delle notevoli luci strutturali e degli elevati carichi di esercizio.

Particolare interesse ha rivestito il problema relativo al progetto ed alla dislocazione di svincoli provvisori nel tessuto strutturale onde evitare effetti parassiti durante le fasi di trasferimento della presollecitazione e alla valutazione dell'evoluzione temporale del regime statico conseguente alla loro successiva chiusura e relativo funzionamento quali vincoli posticipati.

Nel lavoro vengono inoltre evidenziate le peculiarità dell'impiego della presollecitazione nel garantire il rispetto dei tempi contrattuali e le esigenze di produzione, attraverso una razionale programmazione delle fasi di costruzione, basate su cicli di getto e scasso con tempi ridotti a pochi giorni, favoriti dall'impiego delle tecnologie di post-tensione.

## **SUMMARY**

In the present paper, the design and construction of the East Plaza and Podium of the new Isozaki Tower of the CityLife complex in Milan are presented. CityLife is the name for the masterplan of the requalification of the historic area where the Milan Trade Center had traditionally been located. The architectural design was conceived by three worldwide famous architects: Arata Isozaki, Zaha Hadid and Daniel Libeskind. The structural design for the Plaza and the Podium, carried out right before and even during the construction phase, was a challenging task, since many issues needed to be thoroughly analyzed: i.e., the interaction between the Isozaki Tower and the rest of the lower structures, the capacity and the flexibility of the statically undetermined post-tensioned slabs systems and the evolution of the stress and deformation patterns in the post-tensioned slabs due to the complex rheology of concrete. The above mentioned problems required new advanced technological solutions to be provided, in order for the structures to guarantee the desired capacity levels, since exceptional loads and long spans were the basic design prerequisites.

During the construction, it was also necessary to introduce temporary joints into the slabs, during the post tensioning phases: after the stresses were transferred to the concrete cross section, the joints were closed and thus began acting as delayed restraints for the slab systems, whose effects over time needed to be thoroughly investigated.

The present paper discusses all of the above mentioned issues, presenting the analyses carried out during the design phases and the strategies that were adopted during the construction phase, in order to provide effective, time- and cost-efficient solutions exploiting state of the art technology for very quick casting, curing and post-tensioning cycles.

## 1. IL PROGETTO

La Piastra Est e il Podio, progettati dall'architetto giapponese Arata Isozaki e dall'architetto italiano Andrea Maffei, sono le costruzioni che occupano l'area ai piedi della Torre Isozaki. L'area si sviluppa dalla viabilità interrata a sud e a ovest fino alla Metropolitana MM5 a nord e al Palazzo delle Scintille a Est, con una superficie in pianta di circa 20.000 m<sup>2</sup> su tre livelli, per un totale di oltre 50.000 m<sup>2</sup> di spazi coperti. Tali strutture sono destinate in parte a parcheggi, in parte ad aree commerciali, in parte a zone verdi e alla piazza. Ai piedi della Torre è presente una copertura in acciaio con luci di circa 30m che costituisce l'elemento di giunzione fra Podio e Torre al di sopra della piazza.

Strutturalmente la Piastra Est è divisa in tre corpi di fabbrica sismicamente indipendenti, collegati fra loro da dispositivi in grado di trasmettere solamente l'azione di taglio verticale. La posizione dei giunti è indicata in Figura 1. La piastra è indipendente dalla torre ad esclusione degli appoggi puntuali dei solai ai vari livelli, costituiti da dispositivi attraverso i quali vengono trasmesse solamente azioni verticali.

Lungo i confini la piastra risulta variamente connessa alle strutture adiacenti. In particolare, lungo la viabilità interrata la piastra costituisce un vincolo orizzontale per le spinte del terreno alle spalle della strada, mentre lungo la metropolitana essa funge in vario modo da appoggio per le solette di scavalco della metropolitana stessa e per le strutture dalla piazza.



Figura 1-Posizione dei giunti

Le strutture a quota +117 e +124 sono per lo più adibite a parcheggi, aree impianti e parco, risultando descritte da una maglia tipica, anche se non regolare, di 8x8 m, con luci massime che localmente raggiungono i 14 m. La struttura a quota +129 è invece per lo più adibita ad aree commerciali; essa è caratterizzata da una maglia doppia rispetto a quella sottostante.

Gli impalcati a tutti i livelli sono stati eseguiti con solette in getto di calcestruzzo post-tense.

I principali fattori che hanno influenzato la progettazione sono:

- I cedimenti differenziali fra Torre e Piastra nelle fasi di costruzione e a lungo termine;
- Le grandi dimensioni dei corpi di fabbrica fra giunti strutturali;
- La rilevante intensità delle azioni permanenti nella zona adibita a parco;
- La notevole irregolarità nella distribuzione in pianta e in elevazione delle rigidezze.

Per quanto riguarda i cedimenti di subsidenza indotti dalla costruzione della Torre, sono stati adottati due accorgimenti progettuali: il primo è consistito nel costruire una platea di fondazione ad anello attorno alla base fondale della Torre, capace di uniformare il campo degli abbassamenti delle prime due file di pilastri, onde evitare eccessive distorsioni a livello dei solai; il secondo è stato quello di consentire, per le fasi di costruzione, una regolazione verticale della quota di appoggio dei solai della Piastra sulla Torre, calibrata sulla base degli esiti del monitoraggio fondale condotto in corso d'opera con riferimento al sistema Piastra-Torre.

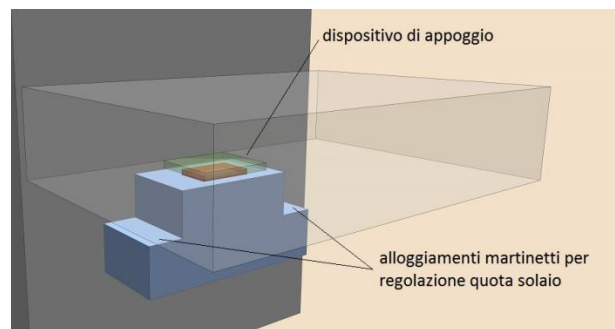


Figura 2-Dettaglio di regolazione della quota di appoggio dei solai

A tale proposito, come schematicamente rappresentato in Figura 2, sono stati progettati opportuni recessi nelle mensole di appoggio dei solai per consentire l'inserimento e la messa in carico di martinetti e il successivo spessoramento dei dispositivi di appoggio fino all'ottenimento delle condizioni di progetto.

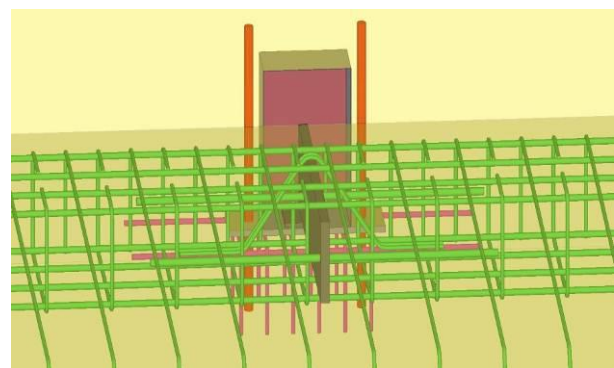


Figura 3-Schema di giunto provvisorio

Per quanto riguarda le grandi dimensioni dei corpi di fabbrica, al fine di minimizzare gli effetti del ritiro sulla presollecitazione delle solette, e per conseguire una migliore organizzazione del cantiere, è stata prevista la suddivisione di ogni impalcato in campi di getto che sono stati

provvisoriamente resi indipendenti con giunti metallici in grado di trasmettere solamente le azioni taglianti verticali.

Ulteriori giunti provvisori sono anche stati previsti in corrispondenza di setti, muri e nuclei, in modo tale da potere trasmettere interamente la forza di presollecitazione ai solai, minimizzando gli effetti iperstatici. Uno schema di tali giunti è mostrato in Figura 3.

## 2. I SOLAI A CAVI POST-TESE

La struttura progettata in sede architettonica è caratterizzata da una maglia molto differente per geometria, che varia da una dimensione di 8 metri di luce a situazioni in cui si raggiungono i 14-15 metri di luce con schemi strutturali a campata semplice. I solai posti a livello +117 sono per la maggior parte destinati a parcheggio, caratterizzati da carichi di progetto molto contenuti, mentre per i solai posti a livello +122 e +129 le strutture sono soggette ad azioni permanenti dell'ordine di 35-40 kN/m<sup>2</sup> e ad azioni variabili di 15-30 kN/m<sup>2</sup> spesso distribuite su campate con luci di 16-18m, in assenza di continuità. Da qui è emersa la necessità di dovere utilizzare una tecnologia costruttiva che consentisse di controllare le deformazioni flessionali, di evitare l'insorgenza di fenomeni fessurativi e di garantire affidabili livelli di durabilità.

La soluzione più idonea è risultata quella di piastra continua in calcestruzzo armato, gettata in opera e presollecitata con cavi scorrevoli non aderenti. Questa tecnologia costruttiva prevede l'utilizzo di trefoli aventi diametro di 0.6" (15.7 mm), aventi sezione nominale 150 mm<sup>2</sup>, con tensione caratteristica di rottura  $f_{pk}=1860$  N/mm<sup>2</sup> e tensione allo 0.1% di deformazione residua  $f_{p0.1,k}=1670$  N/mm<sup>2</sup>. I singoli trefoli sono rivestiti da una guaina in polietilene ad alta densità (H.D.P.E.) dello spessore di 1.5mm che viene estrusa a caldo sull'acciaio durante la fase di viplatura in stabilimento interponendo uno strato di lubrificante petrolifero tra acciaio e vipla. Il rivestimento di grasso e plastica rappresenta una doppia protezione alla corrosione per l'acciaio ed allo stesso tempo impedisce al trefolo di aderire al calcestruzzo nel quale esso è inserito. Un significativo vantaggio della post-tensione non aderente rispetto a quella a cavi iniettati risiede nel fatto che è possibile massimizzare l'eccentricità dei cavi nella sezione, stante il loro ridotto diametro, migliorando così sensibilmente la prestazionalità dei solai di piccolo spessore. Sotto l'aspetto tecnologico i cavi non aderenti garantiscono poi un minor coefficiente di attrito rispetto a quelli aderenti, riducendo le perdite medie a pochi punti percentuali. Oltre a queste prerogative riveste particolare importanza anche il fatto che il processo di protezione dell'acciaio, che viene curato direttamente in stabilimento in fase produttiva attraverso controlli elettronici dimensionali garantisce l'affidabilità e l'omogeneità di prodotto nonché il controllo sul risultato finale, eliminando le delicate operazioni di iniezione dei cavi in cantiere.

La molteplicità delle casistiche strutturali incontrate in fase di progettazione e la rilevanza delle azioni applicate ha richiesto l'impiego di cablaggi di dimensione sino a 19 trefoli, non usuali per strutture di solaio. Il sistema di presollecitazione è stato fornito da TENSACCAI, che ha seguito in cantiere con i propri tecnici le fasi di installazione di tutti i dispositivi forniti. In particolare si è installato sia il sistema monotrefolo 1C15 nei piani di parcheggio sino a

quello multitrefolo MTA115 da 19 trefoli, entrambi omologati secondo le linee guida del Benestare Tecnico Europeo ETAG013, sia per post-tensione scorrevole che aderente.

Le maglie strutturali dei solai variano da un minimo di 8m per i livelli di parcheggi ad un massimo di 18m per i solai del podio. Le strutture di impalcato sono state progettate utilizzando solette di spessore variabile da 25cm a 60-90cm in dipendenza delle necessità funzionali. Lo spessore maggiore è stato impiegato per soddisfare la condizione limite relativa a solai con severe azioni permanenti e forti luci, in assenza di continuità strutturale.



Figura 4- L'armatura di un solaio a cavi post-tesi

Le finalità del progetto strutturale sono state orientate al dimensionamento di una struttura che in condizioni quasi-permanenti fosse sottoposta prevalentemente a sforzo normale, riducendo le azioni flessionali, onde da un lato controllare lo stato di spostamento trasversale, dall'altro ridurre il rischio fessurativo, fissando valori limite delle tensioni di trazione nel calcestruzzo al disotto di 1 MPa.

Dal punto di vista logistico il sistema offre il vantaggio di poter procedere alla tesatura dei cavi dopo soli 2-3 giorni dal betonaggio, rendendo possibile il disarmo immediato delle casseforme con loro totale recupero. Un ulteriore e non trascurabile vantaggio consiste inoltre nel poter eseguire il betonaggio del successivo solaio trovando appoggio sul solaio inferiore già completamente disarmato, essendo quest'ultimo già di per sé in grado di assolvere a tale compito, in assenza delle azioni permanenti portate e variabili di esercizio, oppure reso idoneo allo scopo dosando opportunamente il livello di presollecitazione.

La struttura, di cui in Figura 4 è mostrata l'armatura, è caratterizzata da limitati spostamenti trasversali, assenza di fessurazioni e ottima tenuta all'acqua. Questo risultato è reso possibile da una serie di accorgimenti operati sui giunti di costruzione, risultato di un lavoro di continuo ed approfondito affinamento che ne ha permesso l'assemblaggio utilizzando materiali affidabili e di costo contenuto, facilmente reperibili sul mercato e di agile messa in opera. Ne deriva una significativa semplificazione delle lavorazioni e, congiuntamente, una riduzione dei tempi di lavoro e di impiego di mano d'opera specializzata. Alla fine del processo si ottengono elementi strutturali molto affidabili e di grande qualità ad un costo competitivo.

La geometria dei cavi è, in linea di principio, disposta lungo la superficie funicolare delle azioni quasi permanenti, utilizzando in massimo grado le eccentricità compatibili con lo spessore



del solaio e con quelli di ricoprimento. Gli ancoraggi, ove il trefolo è bloccato, sono generalmente allineati sull'asse baricentrico della sezione, evitando l'insorgenza di flessioni locali che possono indurre dannose sovratensioni nel calcestruzzo. Le sezioni resistenti sono così sottoposte a distribuzioni di tensioni normali pressoché uniformi sotto le azioni di lunga durata, con conseguenti ridotti spostamenti trasversali, sia istantanei che differiti. Analogamente lo stato tensionale membranale, che risulta in genere assai contenuto, dà luogo a stati deformativi nel piano di modesta entità, tali da arrecare disturbo pressoché trascurabile alle strutture verticali di perimetro costituite dalle colonne, non richiedendo l'introduzione di svincoli provvisori. Lo stato deformativo membranale è pertanto in massima parte dovuto alla deformazione di ritiro del calcestruzzo ed a tale riguardo opportuni accorgimenti devono essere assunti per i getti delle varie porzioni di solaio.

Il getto del solaio è di norma condotto per porzioni non eccedenti 900-1200m<sup>2</sup>, onde evitare di indurre sollecitazioni eccessive nelle colonne, che seppure mitigate dal rilassamento del calcestruzzo, potrebbero comunque essere tali da richiedere l'introduzione di svincoli provvisori. Differenti considerazioni devono invece condursi per le strutture verticali di elevata rigidità quali setti e nuclei, variamente disposti lungo la superficie del solaio. Per questi elementi infatti l'introduzione di svincoli provvisori è obbligatoria ed a tale scopo, particolare attenzione è stata posta all'individuazione della corretta posizione dei giunti di contrazione onde minimizzare le perdite di presollecitazione dovute all'insorgenza degli stati tensionali indotti dal vincolo offerto dalle strutture verticali di grande rigidità alla libera deformazione membranale dei solai.

Gli impalcati degli interrati della Torre Isozaki sono stati così divisi in superfici separate fra loro da giunti provvisori simili a quello illustrato in Figura 5, che sono rimasti attivi per 4÷5 mesi, trascorsi i quali si è provveduto a ripristinare il tessuto monolitico del solaio. I giunti provvisori sono realizzati mediante lame in acciaio affiancate e collegate a due superfici affacciate e connesse con bulloni disposti in fori asolati, tali da consentire movimenti relativi di tipo membranale fra le due superfici collegate. La chiusura dei giunti avviene serrando i bulloni, saldando le piastre fra loro e saturando lo spazio lasciato inizialmente libero con getto di materiale cementizio espansivo.

Altri aspetti, non propriamente strutturali, ma di grande importanza per quanto riguarda il livello prestazionale delle strutture, attengono alle necessità impiantistiche. I solai debbono infatti permettere il passaggio delle colonne impiantistiche, spesso per comodità collocate in prossimità delle colonne strutturali, lungo i loro assi di tracciamento.

Questa necessità, che pone problemi non facilmente risolvibili in presenza di strutture intelaiate, per le quali lungo gli assi di tracciamento delle colonne sono disposte le travi, può agevolmente essere risolta in presenza di solai aventi schema di piastra su appoggi concentrati adottando l'accorgimento di disporre i cavi non sull'asse dei pilastri, bensì a cavallo di essi consentendo così la possibilità di realizzare passaggi anche lungo gli assi di tracciamento delle colonne.

Questo modo di operare è stato adottato per tutte le colonne, nel rispetto di ingombri geometricamente standardizzati onde favorire eventuali operazioni di carotaggio del calcestruzzo senza provocare il taglio accidentale dei cavidotti.

Altra prerogativa, assai vantaggiosa per la distribuzione impiantistica, consiste nella possibilità di disporre di un intradosso piano, senza la presenza di sottosporgenze e senza giunti di accostamento, inevitabili invece con l'uso di elementi prefabbricati, ottenendo così un intradosso faccia a vista assai apprezzato anche in sede di progetto architettonico. Solo in alcune situazioni si è resa necessaria l'introduzione di capitelli ribassati ove le azioni di taglio e momento flettente assumevano valori tali da richiedere rinforzi locali per potere sviluppare una conveniente resistenza nei confronti dello stato limite di taglio-punzonamento.



Figura 5- Particolare dei giunti provvisori

Infine, sotto l'aspetto propriamente esecutivo, vi è da osservare che l'esigenza di dovere disporre un banchinaggio continuo per la costruzione dei solai non è fattore limitante il loro impiego. Attualmente sono infatti a disposizione sul mercato banchine altamente tecnologiche che consentono un rapido montaggio/smontaggio, permettendo anche di mantenere in posizione i puntelli, utilizzando materiali che assicurano molti riutilizzi delle casseforme.



Figura 6- Intradosso finito di un solaio di grande luce

Prendendo in considerazione il sistema di cassetta costituito da puntelli e travi metalliche in alluminio e pannelli a struttura metallica sui quali è montato un manto in legno multistrato protetto da resina fenolica, è possibile stimare fra 0.15 e 0.30 h/m<sup>2</sup> l'incidenza complessiva della manodopera per l'impiego delle casseforme per solai di altezza inferiore ai 3.50 m, comprensiva di movimentazione in cantiere, messa in opera, disarmo e pulizia. Utilizzando questo tipo di

casserature, estremamente leggere e movimentabili anche manualmente, è possibile conseguire una ridotta interferenza con le altre lavorazioni di cantiere, grazie al minimo utilizzo delle apparecchiature di sollevamento. Studiando sin dalle prime fasi del progetto la suddivisione in superfici parziali dell'intera superficie del solaio è possibile rendere estremamente veloce la realizzazione della struttura, riuscendo a riutilizzare fino a 3 volte al mese il cassero, con un notevole risparmio negli oneri di noleggio ed ottimo risultato finale, come evidenziato nella Figura 6, ove è riprodotto l'intradosso di un solaio di grande luce.

Relativamente alle operazioni di tesatura ed in particolare per l'utilizzo dei martinetti è richiesto uno spazio di circa 80cm avanti l'ancoraggio, lungo l'asse del cavo e le operazioni di tesatura vengono registrate per ogni singolo cavo. L'obiettivo di queste misure è quello di verificare che l'allungamento misurato si collochi all'interno dell'intervallo di allungamento minimo e massimo teorico di riferimento, calcolato in fase di progetto sulla base della forza di presollecitazione prescritta per il cavo. In questo modo viene a configurarsi un procedimento di controllo puntuale e affidabile circa la reale entità delle forze di presollecitazione introdotte nella soletta attraverso i cavi.



Figura 7- Cavi di post-tensione disposti su tre livelli

### 3. CENNI DI ANALISI STRUTTURALE

#### 3.1 La modellazione per elementi finiti

La modellazione delle piastre commerciali della torre Isozaki è stata condotta utilizzando un solutore ad elementi finiti che ha consentito di valutare gli effetti relativi alla interazione suolo-struttura nonché quelli associati alle deformazioni a lungo termine del calcestruzzo, in particolare la variazione della forza di presollecitazione e le variazioni di sforzo e deformazione indotte dai vincoli posticipati. La complessità dei problemi da analizzare e la limitatezza dei tempi a disposizione ha consigliato di operare dapprima su un modello parziale ma sufficientemente articolato, tale da permettere, attraverso la sua analisi dettagliata, di ottenere risultati affidabili e ben rappresentativi del comportamento strutturale riguardato nella sua totalità. La modellazione è stata tarata su un modello di base comprendente i tre impalcati su una striscia di solaio calibrata sulla larghezza ricorrente di 8,0 m e comprendente cinque campate di 8,0 m di luce ciascuna. La modellazione di solai post tesi con codice di calcolo ad elementi finiti ha origine da un disegno di base dove vengono definiti i giunti di getto, i sistemi di svincolo e l'andamento planimetrico dei cavi. Da questa schematizzazione si sviluppa

la modellazione attraverso l'assemblaggio di elementi mono e bidimensionali.

Nella modellazione due problemi di particolare delicatezza hanno riguardato la descrizione della interazione fra il cavo e la struttura e la modellazione dei giunti provvisori. Per quanto riguarda il primo problema, si tratta di descrivere l'azione scambiata fra i cavi curvilinei con gli elementi di solaio. Questa operazione può farsi direttamente applicando le azioni equivalenti alla presollecitazione, concentrate sulle testate di ancoraggio e distribuite lungo il tracciato del cavo. In maniera alternativa può procedersi modellando il cavo quale elemento fittizio avente massa trascurabile e modulo elastico identico a quello del calcestruzzo, onde lasciare immutata la massa strutturale totale rendendo meccanicamente omogeneo il complesso cavo-solaio. Questo secondo modo, sebbene meno immediato rispetto al primo, è tuttavia più adatto per l'implementazione informatica e ad esso si è fatto riferimento nella costruzione del modello. Relativamente al secondo problema, sono da distinguersi i giunti provvisori, disposti al contorno su elementi essenzialmente rigidi, da quelli interni di separazione fra due superfici contigue di impalcato. Nel primo caso si tratta semplicemente di modificare le caratteristiche cinematiche del vincolo per tenere conto dei gradi di libertà concessi dal giunto provvisorio, mentre nel secondo la modellazione ha riguardato elementi di collegamento con comportamento elastico in grado di trasferire la sola azione tagliante trasversale.

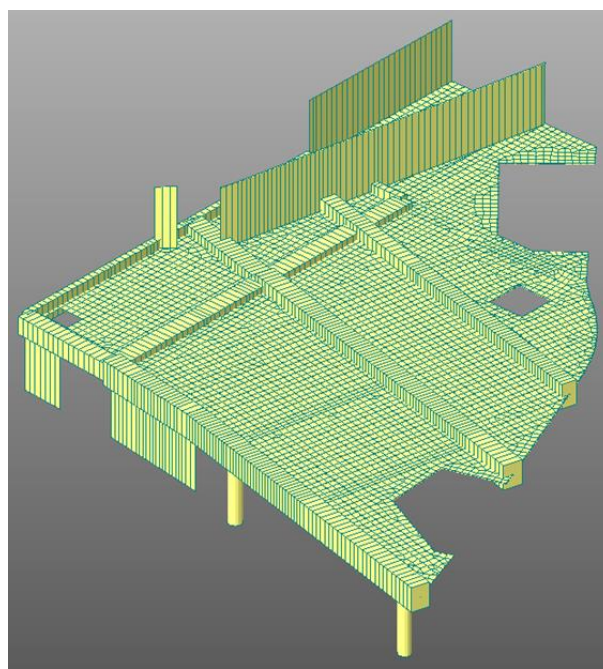


Figura 8 – Disposizione planimetrica delle strutture portanti e, inizialmente, portate nella Piastra

La progettazione è stata condotta rispettando due prescrizioni atte a garantire da un lato un affidabile e durabile comportamento nella fase di esercizio, dall'altro una opportuna copertura nei confronti dell'instaurarsi di meccanismi fragili allo stato limite ultimo. Precisamente, nella misura di sicurezza in esercizio, per la combinazione di azioni rara si è posto il limite superiore di 1 MPa per la tensione di

trazione nel calcestruzzo, mentre allo stato limite ultimo di taglio-punzonamento la massima sollecitazione tagliante è stata mantenuta non superiore a 1,9 volte quella resistente del solo calcestruzzo. In questo modo si è in larga misura ridotto il rischio di evenienza di fenomeni fessurativi nonché di formazione di meccanismi fragili connessi al cedimento degli elementi compresi nell'impianto resistente per taglio-punzonamento.

La complessità e la variabilità degli schemi statici e delle tipologie di azioni applicate ha richiesto specifiche e mirate modellazioni per le varie parti in cui è stato suddiviso l'intero complesso. Particolare attenzione è stata posta nella modellazione di parti fortemente impegnate sotto l'aspetto statico-deformativo, quali solai di elevata snellezza, schema statico in appoggio semplice ed elevate azioni permanenti. Per queste parti, la necessità di limitare gli incrementi deformativi di natura viscosa, ha comportato l'introduzione di elevate azioni di presollecitazione, i cui effetti nella fase iniziale hanno dovuto essere attentamente valutati, anche prescrivendo di operare per fasi, onde evitare l'instaurarsi di fenomeni fessurativi nella condizione di carico in assenza delle forti azioni permanenti. Altri aspetti di significativo interesse hanno riguardato la modellazione di travi continue fungenti da supporto per impalcati pure continui di elevata snellezza. Per questi elementi è stato essenziale da un lato disporre di una modellazione raffinata per cogliere gli effetti locali introdotti dalla compatibilità del comportamento cinematico fra elementi monodimensionali e bidimensionali, dall'altro valutare con affidabilità la variazione temporale della forza di presollecitazione, la cui elevata intensità ha richiesto aree metalliche significative cui sono conseguiti valori non trascurabili del fattore di accoppiamento sezionale. Da segnalare infine situazioni di delicata evoluzione dello schema statico, per le quali parti strutturali di elevata rigidità, inizialmente portate dagli impalcati, sono state nel tempo ad essi solidarizzate, dando luogo a fenomeni ridistributivi che hanno fortemente modificato l'assetto statico deformativo del complesso. Le singolarità progettuali ora discusse sono illustrate nella Figura 7 ove è riportata una configurazione di armatura di presollecitazione disposta su triplo strato e nella Figura 8 ove è rappresentata la modellazione riguardante la presenza di elementi trave fungenti da vincolo lineare per i solai e di elementi tipo parete inizialmente sostenute dai solai e successivamente operanti da vincolo posticipato per essi.

### 3.2 Le analisi a lungo termine

Diversi e di differente implicazione sulla misura della sicurezza dell'intero complesso sono i vari aspetti che devono essere tenuti opportunamente in conto nella analisi a lungo termine. Fra questi, di peso determinante è la stima della variazione temporale della forza di presollecitazione e del suo valore finale. In secondo luogo, l'elevatissimo grado di indeterminazione statica del complesso deve essere indagato con sufficiente approfondimento, tenendo conto di come tale grado sia raggiunto attraverso l'introduzione di vincoli di tipo posticipato, in sistemi reologicamente non omogenei, data la differente età dei calcestruzzi dai quali essi sono costituiti. Stime non sufficientemente affidabili delle forze di presollecitazione e dell'assetto statico del complesso potrebbero dare luogo ad errori non tollerabili nelle misure di sicurezza negli stati limite di esercizio, cui potrebbero

conseguire valutazioni inaffidabili circa le prestazioni strutturali in termini di durabilità. La complessità del problema, che coinvolge situazioni tipiche del comportamento in esercizio delle strutture e non modifica sostanzialmente la misura della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi, richiede attente e raffinate analisi, in quanto errori nella misura della sicurezza in esercizio possono comportare l'insorgenza di malfunzionamenti difficilmente correggibili o richiedenti massicce allocazioni di risorse per la loro rimozione, con risultati non sempre determinanti e risolutivi. Analisi non sufficientemente approfondite possono pertanto condurre a seri insuccessi progettuali, che possono evitarsi solo attraverso un approccio il più possibile consistente alla risoluzione dei vari problemi.

A questo riguardo le grandezze che devono essere valutate, tenendo conto della loro evoluzione temporale e della loro interazione sono la forza di presollecitazione e le reazioni che insorgono nei vincoli sovrabbondanti preesistenti nonché in quelli introdotti durante le varie fasi costruttive, di tipo posticipato. Queste evoluzioni ed interazioni si sviluppano all'interno di un sistema avente geometria e vincoli variabili nel tempo, a seguito delle fasi costruttive, con assetto statico definitivo raggiunto solo a fine costruzione. Sotto l'aspetto reologico il sistema presenta poi disomogeneità più o meno marcate in conseguenza delle differenti età dei calcestruzzi costituenti le varie parti, delle loro classi di resistenza e dei tempi di applicazione delle sollecitazioni.

Una analisi raffinata deve pertanto, in linea di principio, tenere conto di tutte queste caratteristiche, operando per fasi, studiando gli effetti della variabilità della geometria e dei vincoli, fino alla fine della costruzione, a partire dalla quale la struttura, assunto il suo aspetto definitivo, può essere riguardata quale complesso reologicamente non omogeneo a geometria e schema statico invarianti nel tempo. La estrema complessità di una tale analisi non può essere che affrontata mediante programmi di calcolo automatico fortemente specializzati, attualmente disponibili. Tali programmi, ad elementi finti, sono in grado di operare analisi per fasi, tenendo conto della variabilità reologica dei materiali e della interazione fra le forze di presollecitazione e le azioni applicate, restituendo risultati relativi a predefiniti istanti temporali, attraverso sequenze protratte fino a coprire l'intero arco di vita delle strutture. La modellazione del comportamento reologico del calcestruzzo può essere in genere a priori prescelta con riferimento ai modelli reologici di maggiore affidabilità, in particolare quelli suggeriti dai codici di misura della sicurezza o anche modelli più raffinati, interpretanti risultati di indagini sperimentali e approfondimenti teorici di maggiore dettaglio. Seppure analisi di questo tipo siano in grado di descrivere con precisione il comportamento strutturale, il loro livello di affidabilità richiede di essere comunque validato attraverso opportune analisi complementari e considerazioni, che, seppure approssimate, possano essere condotte attraverso calcolazioni agili e certe, che siano in grado fornire risultati il cui confronto con quelli ottenuti mediante analisi di tipo informatico, possano garantire la affidabilità e la congruità di questi ultimi. A questo riguardo possono effettuarsi alcune considerazioni basate da un lato su premesse di solida consistenza, dall'altro su valutazioni circa la reale complessità del problema, onde verificare se sia possibile, ricorrere a formulazioni classiche, di tipo esatto o di ottima approssimazione, su cui potere basare

un giudizio circa la correttezza dei risultati ottenuti per via informatica. Relativamente alle varie problematiche vi è da osservare che sono disponibili soluzioni esatte o pressoché tali per quanto concerne la valutazione della evoluzione della forza di presollecitazione nelle sezioni di elementi staticamente determinati, così come relativamente alla evoluzione dello stato di sollecitazione e deformazioni in complessi reologicamente omogenei costruiti per fasi successive. L'utilizzo di tali soluzioni è in grado pertanto di fornire utilissimi risultati in quanto i soli aspetti che esse non sono in grado di tenere in conto riguardano l'interazione fra la forza di presollecitazione e le reazioni dei vincoli staticamente indeterminati nonché la non omogeneità strutturale associata alla differente età dei calcestruzzi. Con riferimento a questi due aspetti possono farsi alcune importanti osservazioni. Precisamente, relativamente alla interazione fra le forze di presollecitazione e le reazioni dei vincoli sovrabbondanti si deve tenere conto che la presollecitazione è di tipo non aderente, cosicché l'interazione con i vincoli è solamente dipendente dagli spostamenti che tali vincoli inducono nelle sezioni ove sono applicate le testate dei cavi. Tali spostamenti modificano ed anche in modo consistente lo stato di sollecitazione del sistema, ma hanno influenza del tutto trascurabile sulla entità della forza di presollecitazione essendo i cavi non aderenti alla struttura lungo il loro percorso. Ne deriva che l'analisi dello stato di presollecitazione può effettuarsi con ottima precisione trascurando l'interazione con i vincoli staticamente indeterminati, applicati nelle varie fasi costruttive. Detta dunque  $N_0$  la forza impressa al sistema ed  $N_{\text{oeff}}$  quella efficace, depurata delle perdite istantanee dovute all'attrito, al rientro dei cunei di ancoraggio ed al rilassamento dell'acciaio, assunto questo fenomeno praticamente istantaneo, considerata la sua velocità, nettamente più elevata rispetto al fenomeno viscoso, la variazione a lungo termine di tale forza, indotta dalla viscosità e dal ritiro del calcestruzzo può calcolarsi per via esatta, [1], o anche ricorrendo alla relazione di ottima approssimazione

$$\Delta N/N_0 = k_\varphi (k_o + k_{sh}/\varphi) \quad (1)$$

essendo rispettivamente  $k_o = N_{\text{oeff}}/N_0$ ,  $k_{sh}$  il rapporto fra la azione nel cavo indotta in campo elastico per effetto del ritiro, supposto il cavo rigido, e la forza  $N_o$ ,  $\varphi$  il coefficiente di viscosità. Per la funzione  $k_\varphi$  vale poi la relazione, [2]

$$k_\varphi = \omega\varphi / (1 + \chi\omega\varphi) \quad (2)$$

essendo  $\omega$  il fattore di accoppiamento sezionale,  $\chi$  il coefficiente di aggiustamento del modulo.

L'utilizzo della (1) fornisce, a fronte di calcolazioni agili e di semplice controllo, risultati di ottima approssimazione ed affidabilità. Per quanto riguarda l'introduzione dei vincoli posticipati, se si trascura la disomogeneità strutturale e si assume che tutti i vincoli posticipati vengano introdotti al medesimo istante, detto  $X$  il vettore delle reazioni dei vincoli sovrabbondanti, conseguenti alla applicazione delle azioni esterne e della forza di presollecitazione,  $X_e$  l'analogo vettore, assumendo tali vincoli quali preesistenti, può scriversi

$$X = X_e \xi(t, t_o, t^*_o) \quad (3)$$

Essendo  $\xi$  la funzione di vincolo posticipato, la cui valutazione può effettuarsi in modo esatto, [3] ed essendo rispettivamente  $t$  il tempo di misura della reazione  $X$ ,  $t_o$  il tempo di applicazione delle azioni e  $t^*_o$  il tempo di formazione del vincolo posticipato. Detti poi  $S$ ,  $S_e$ ,  $S_o$ , gli stati sollecitativi nel sistema a vincoli posticipati, in quello a vincoli preesistenti ed in quello in assenza di tali vincoli, risulta:

$$S = S_o(1 - \xi) + S_e \xi \quad (4)$$

Infine, in forma approssimata, ma di grande affidabilità, può assumersi

$$\xi = (\varphi(t, t_o) - \varphi(t_o, t^*_o)) / (1 + \chi\varphi(t, t^*_o)) \quad (5)$$

Per tenere conto della sequenza temporale con cui si sono introdotti i vincoli, per la (2) sussistono anche formulazioni convenientemente generalizzate, ottenute, sia utilizzando formulazioni semplificate per i modelli di viscosità, [4], sia operando in forma generale, [5].

Attraverso l'utilizzo delle (1),(2),(3),(4),(5), è pertanto possibile ottenere soluzioni di grande affidabilità circa gli effetti strutturali indotti dalle azioni esterne e dalla forza di presollecitazione conseguenti alla introduzione dei vincoli posticipati. Le calcolazioni relative sono semplici e certe, richiedendosi solamente analisi di tipo elastico ed il computo di funzioni le cui espressioni sono note, in quanto descrittive della legge reologica del modello di viscosità assunto. E' stato pertanto possibile validare le analisi raffinate effettuate mediante supporto informatico, rilevandone l'affidabilità dei risultati. Nondimeno, la progettazione strutturale è stata condotta sulla base delle precedenti relazioni, utilizzando l'analisi informatica quale strumento di verifica finale del complesso così progettato.

Le analisi condotte hanno mostrato una modesta variazione temporale della forza di presollecitazione, a causa dei ridotti valori dei fattori di accoppiamento sezionale, che si sono rivelati significativi soltanto per quegli elementi che, a causa dell'elevato impegno statico, hanno richiesto forze di presollecitazione assai elevate. In ogni caso gli effetti differiti dovuti alla deformazione viscosa ed al ritiro del calcestruzzo non hanno comportato variazioni superiori al 10%-15% della forza di presollecitazione iniziale. Questa circostanza permette, nella applicazione della (3), utilizzando la forma approssimata (5), di assumere la forza di presollecitazione quale azione costante nel tempo, riferendo tale forza al suo valore medio dato dalla relazione  $N_m = (N_{\text{oeff}} + N(\infty))/2$ . Per variazioni della forza di presollecitazione fino al 15% ed anche oltre, una simile approssimazione è praticamente ininfluenza sui risultati, altrimenti è necessario, solo per gli effetti dovuti a tale forza, assumere per la (5) espressioni più precise. La applicazione delle relazioni precedenti a modelli parziali, rappresentativi del comportamento medio dell'intero complesso, hanno evidenziato una perdita di tensione, di tipo sezionale, dell'ordine del 15% di  $N_o$  ed un valore dello stesso ordine di grandezza è stato rilevato per l'effetto parassita indotto dalla chiusura degli svincoli provvisori. La azione efficace di presollecitazione, da prendersi in conto ai fini delle misure di sicurezza in esercizio ed allo stato limite ultimo è



pertanto risultata pari a circa il 70% di  $N_0$ . Questo valore, che ha permesso la progettazione del sistema di presollecitazione in tutti i suoi dettagli, è stato pienamente confermato dalle analisi compiute in sede di verifica utilizzando il modello di calcolo per elementi finiti e considerando l'evoluzione dell'assetto strutturale attraverso le varie fasi costruttive.

## CONCLUSIONI

L'impiego di strutture di impalcato in getto di calcestruzzo strutturale presollecitato con cavi non aderenti si è rivelata scelta decisiva e vantaggiosa nella costruzione delle piastre commerciali a servizio della Torre Isozaki nel complesso CityLife in Milano. Questa tipologia strutturale ha infatti permesso di realizzare impalcati caratterizzati da forti irregolarità in pianta e da maglie assai diversificate, consentendo di operare con successo in sede progettuale per individuare le soluzioni ottimali per quanto riguarda i livelli prestazionali e la durabilità degli elementi strutturali. La presollecitazione ha infatti permesso di mantenere in esercizio, sotto la combinazione rara delle azioni, livelli di tensione di trazione nel calcestruzzo assai contenuti e tali da rendere pressoché trascurabile il rischio connesso all'evento fessurativo. In questo modo si è potuto fare affidamento, in ogni situazione di comportamento interessante l'esercizio della costruzione, su una risposta lineare delle strutture di impalcato ampliando opportunamente i limiti di snellezza degli elementi strutturali, mantenendo sotto stretto controllo lo stato deformativo degli stessi, sia di tipo istantaneo che differito. Le modalità costruttive, pur se necessitanti di opportuni ed essenziali accorgimenti, sono state rese agili ed efficaci utilizzando tecniche di cassetta basate su sistemi industrializzati che hanno permesso di procedere con velocità e sicurezza nella costruzione. Riguardo gli accorgimenti particolari che hanno dovuto essere introdotti, particolare ruolo hanno assunto i giunti provvisori che hanno dovuto essere disposti per segmentare i getti di impalcato e per isolare tali getti dagli elementi verticali di elevata rigidità onde consentire, durante la fase di presollecitazione, lo sviluppo delle libere deformazioni assiali e flessionali degli impalcati, evitando l'insorgenza di fenomeni parassiti in grado di contrastare significativamente gli effetti della presollecitazione. I vari accorgimenti introdotti, descritti ai punti precedenti, hanno richiesto una particolare attenzione, professionalità e conoscenza delle motivazioni circa la necessità di inserimento dei giunti. In ogni situazione la risposta è stata di alto livello, garantendo una perfetta esecuzione che ha trovato immediato riscontro nella regolarità e nella totale conformità al progetto con cui si sono svolte tutte le operazioni, in particolare la presollecitazione degli impalcati. Sotto l'aspetto dell'analisi le strutture hanno richiesto approfondite indagini, supportate da modelli di calcolo ad elementi finiti attraverso i quali si sono potute descrivere tutte le fasi di comportamento delle strutture, anche tenendo conto del loro avanzamento nel tempo. Di particolare significato le analisi a lungo termine, attraverso le quali si è potuta stabilire la affidabilità dei livelli di presollecitazione e l'entità dei fenomeni parassiti conseguenti alla chiusura dei giunti provvisori, che ha portato alla introduzione di vincoli posticipati nel complesso strutturale. Le analisi svolte hanno potuto essere validate mediante modelli semplici ma di ottima approssimazione, che hanno confermato la affidabilità dei

risultati ottenuti mediante modellazione per elementi finiti. Vi è peraltro da osservare che l'agilità delle valutazioni approssimate ha costituito la base delle considerazioni progettuali dalle quali sono scaturite la definizione delle caratteristiche e in modo più ampio, la concezione dei vari elementi strutturali, lasciando poi ai modelli più complessi il compito di verificare nella forma finale la affidabilità delle strutture così progettate. Questo processo, applicato sistematicamente, ha consentito di progettare l'impianto strutturale in forma ottimizzata, rispettando pienamente le regole dei codici di misura della sicurezza, in alcuni casi imponendo misure più restrittive orientate all'ottenimento di più elevati livelli prestazionali.

## BIBLIOGRAFIA

- [1] Mola, F., Analisi generale in fase viscoelastica lineare di strutture e sezioni a comportamento reologico non omogeneo, Studi e Ricerche, Italcementi S.p.A., Bergamo Editrice, Vol.8, 1986
- [2] Mola, F., Long-term analysis of R.C. and P.C. structures according to Eurocode 2, Proc. Of Int. Symp. On European Concrete Standards in Practice, Copenhagen, Denmark, 1997.
- [3] CEB/FIP Manual "Structural effects of time dependent behaviour of concrete", CEB Bulletin 142/142bis, Georgi St. Saphorin, C H.,1984.
- [4] Chiorino, M.A., Mola, F., Analysis of linear visco-elastic structures subjected to delayed restraints, Fundamental Research on Creep and Shrinkage of Concrete, Martinus Nijhoff Publishers, The Hague,1982.
- [5] Mola, F., Gli effetti della viscosità nei ponti a travata continua. Evoluzione degli schemi strutturali. Ponti e Viadotti: Concezione, Progetto, Analisi, Gestione. Pitagora Ed., Bologna, 2000.