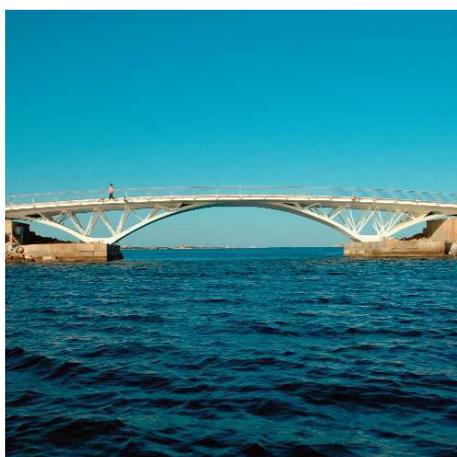
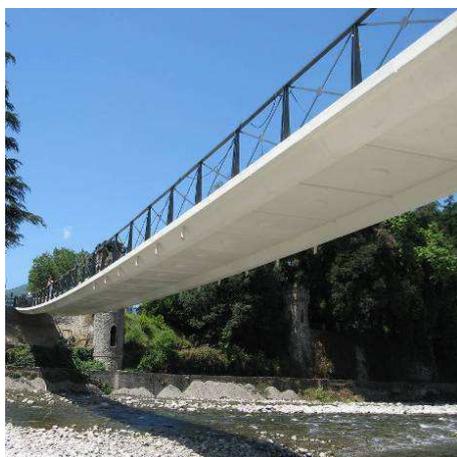


PREMI aicap 2011 REALIZZAZIONI IN CALCESTRUZZO STRUTTURALE



***PREMI aicap 2011
REALIZZAZIONI IN CALCESTRUZZO STRUTTURALE***

CATEGORIA EDIFICI

OPERA VINCITRICE

***NUOVA SEDE REGIONALE DELLA PROTEZIONE CIVILE A FOLIGNO -
EDIFICIO DELLE SALE OPERATIVE***

Palazzo Lombardia - La nuova sede della Regione Lombardia a Milano

Complesso edilizio di Porta Nuova Garibaldi a Milano

Progetto C.A.S.E. - L'Aquila

CATEGORIA OPERE INFRASTRUTTURALI

OPERA VINCITRICE

PASSERELLA SUL TORRENTE LIMA A BAGNI DI LUCCA

Ponte strallato sulla S.S. 554 nell'area metropolitana di Cagliari

***Nuovo cavalcaferrovia di Certosa Milanese nel nodo di intersezione
delle linee storiche con l'Autostrada A4***

Ponte tra la Maddalena e l'isola di Caprera

Linea AV Roma-Napoli – Viadotto "Caivano" ad archi multipli

PREMI aicap 2011
REALIZZAZIONI IN CALCESTRUZZO STRUTTURALE

EDIFICI

Premio conferito a:

**NUOVA SEDE REGIONALE DELLA PROTEZIONE CIVILE
A FOLIGNO - EDIFICIO DELLE SALE OPERATIVE**

“L’opera denota una forte peculiarità e si caratterizza per una forma architettonica a cupola, che ben si integra con un impianto strutturale di particolare efficienza, il cui schema, di costruzione appoggiata lungo il contorno e isolata alla base, ne fa un unicum originale.

Il sistema degli elementi portanti ne rende chiaramente percepibile il funzionamento statico, decisamente innovativo.

Il calcestruzzo strutturale vi assume un’evidenza espressiva che ne determina l’architettura, ove il risalto delle nervature ricorda i migliori esempi del disegno strutturale di opere in calcestruzzo armato della tradizione italiana.”



OPERA VINCITRICE DEL PREMIO PER LA CATEGORIA EDIFICI

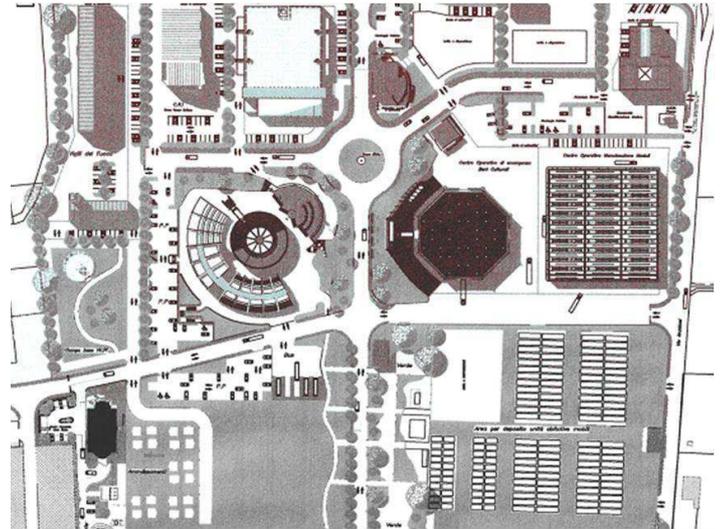
NUOVA SEDE REGIONALE DELLA PROTEZIONE CIVILE A FOLIGNO - EDIFICIO DELLE SALE OPERATIVE

E' probabilmente vero, in linea di massima, che nella storia del pensiero umano gli sviluppi più fruttuosi si verificano spesso nei punti d'interferenza tra due diverse linee di pensiero.

Queste linee possono avere le loro radici in parti assolutamente diverse della cultura umana, in diversi tempi ed in ambienti culturali diversi o di diverse tradizioni religiose; perciò, se esse veramente si incontrano, cioè, se vengono a trovarsi in rapporti sufficientemente stretti da dare origine ad un'effettiva interazione, si può allora sperare che possano seguire nuovi ed interessanti sviluppi.

Werner Heisenberg (premio Nobel per la Fisica nel 1932)

Planimetria generale del nuovo Centro Regionale Umbro della Protezione Civile, con localizzazione dell'edificio delle Sale Operative.



Premessa

L'opera costituisce il risultato più significativo di una ricerca progettuale svolta in occasione della costruzione del nuovo Centro Regionale Umbro della Protezione Civile. L'obiettivo consisteva nel mostrare, con realizzazioni concrete, l'importanza del coinvolgimento dell'Architettura nel problema sismico attuale. In una concezione olistica della progettazione le tecniche della Base Isolation (BI), da utilizzare per costruire in zone ad elevata pericolosità sismica, anziché limitare le scelte compositive, aprono nuove strade ad una ricerca riguardante forme architettoniche capaci di mobilitare sinergie utili per il miglioramento della qualità antisismica degli edifici. L'esempio presentato intende anche dimostrare come oggi occorra superare i requisiti della famosa triade vitruviana *firmitas, venustas, utilitas*, nella quale occorre modificare il primo termine in "motus, deformatio, separatio".

Presentazione dell'edificio

La costruzione rappresenta il cuore funzionale del nuovo Centro Regionale della Protezione Civile. La configurazione d'insieme riproduce la forma di una falsa cupola avente 32 metri di diametro. L'intera struttura poggia solo su 10

isolatori elastomerici disposti lungo il perimetro di base. Un sistema di eleganti doppie vele a struttura aperta riporta su di essi i carichi dei tre piani soprastanti, lasciando visibile un solaio composto da nervature che si intersecano dando luogo ad un'articolata serie di spazi vuoto-pieno. Dal primo livello, in corrispondenza degli appoggi, partono 10 semiarchi di cemento armato che si incontrano in corrispondenza della copertura del terzo livello. Alla chiave degli archi è appeso un nucleo formato da due tubi concentrici, realizzati in cemento armato precompresso con barre *dywidag* ritesabili, nei quali sono contenuti i percorsi verticali (scale ed ascensore). Il tubo centrale è prolungato senza appoggio al disotto del piano di campagna per contenere l'extracorsa dell'ascensore. I solai di piano sono sostenuti dal nucleo centrale appeso e dagli archi perimetrali. Si è realizzato così un edificio a struttura compatta dotato di ampi spazi privi di pilastri. La struttura così concepita ha consentito anche di soddisfare la richiesta di un piano-terra praticabile senza ricorrere alla configurazione dell'edificio su *pilotis*, notoriamente pernicioso dal punto di vista sismico.

La morfologia architettonica e la configurazione del sistema strutturale

sono state progettate con l'obiettivo di assicurare elevate prestazioni in occasione di eventuali attacchi sismici grazie alle sinergie che possono essere mobilitate con il sistema della BI.

Obiettivi di una ricerca progettuale

L'impostazione strutturale dell'edificio, sebbene insolita, è nata come naturale risultato di una ricerca progettuale mirata verso la utilizzazione sinergica ottimale fra morfologia architettonica e requisiti antisismici con riferimento all'impiego delle tecniche di BI. In sostanza, si è trattato di ottimizzare l'accoppiamento ai fini antisismici di:

- un'appropriata morfologia architettonica con
- i requisiti di funzionamento della BI quando questa tecnica
- è applicata ad un sistema strutturale formato da
- elementi di cemento armato normale e precompresso.

Nella sua essenza la BI, progettata in modo appropriato, può assicurare le condizioni di un forte disaccoppiamento dinamico fra il moto orizzontale di una costruzione e quello del terremoto, attenuando fortemente le accelerazioni sismiche trasmesse:

- alle strutture (protezione delle strutture)
- agli elementi secondari (protezione dei completamenti architettonici),
- ai contenuti (protezione degli impianti e degli arredi).

Le ultime due prestazioni costituiscono una caratteristica che soltanto la tecnica della BI è in grado di fornire, in alternativa alle stesse prestazioni che potrebbero essere ottenute con le soluzioni progettuali tradizionali basate prevalentemente sulla ricerca di un'elevata resistenza degli elementi strutturali.

Fattori che rendono efficace la Base Isolation

La BI consente di controllare la risposta sismica di una costruzione soprattutto quando questa dovesse essere coinvolta da un terremoto molto violento. Ciò in quanto una singolarità del comportamento dei dispositivi multistrato gomma-acciaio del tipo HDRB (*High Damping Rubber Bearing*), funzionanti a taglio, usati in questo progetto, consiste nel fatto che la loro capacità di riduzione è tanto maggiore quanto maggiore è l'intensità dell'attacco sismico.

I fattori progettuali che rendono efficace l'impiego delle tecniche della BI possono essere elencati nei requisiti prestazionali indicati di seguito.

(1) Elevato valore del periodo di oscillazione isolato ($T_{IS} > 2$ secondi). Gli spostamenti della costruzione devono avvenire con lente oscillazioni, ovvero con basse accelerazioni uguali a quelle di un lungo pendolo che, come la costruzione progettata, abbia un periodo naturale T_{IS} di 2,6 secondi. Questo valore, molto lontano da quello corrispondente al campo delle frequenze dominanti che caratterizzano i moti sismici, assicura una forte riduzione della domanda. Quando si raggiungono questi valori la domanda sismica trasmessa in termini di accelerazioni si attenua fortemente diventando quasi indipendente dall'intensità del terremoto. In occasione di un terremoto di progetto con una PGA del suolo di 0,49g, corrispondente nel sito in questione ad un periodo di riferimento di 950 anni ($C_U = 2$),

la costruzione risponde come un corpo quasi indeformabile con spostamenti degli isolatori di ± 40 centimetri in ogni direzione orizzontale.

(2) Rapporto dei periodi di oscillazione ($T_{IS}/T_{BF} > 3$). Occorre che la costruzione protetta, più che resistenza, possieda compattezza, ovvero sia di per sé poco deformabile, in particolare nelle direzioni orizzontali. Sono gli isolatori che, in occasione di un terremoto violento, devono deformarsi consentendo spostamenti molto ampi. Queste prestazioni si ottengono quando il rapporto fra il periodo di oscillazione isolato T_{IS} e quello T_{BF} che avrebbe la costruzione protetta se fosse a base fissa è sufficientemente alto. In tal caso la costruzione oscilla lentamente come un corpo rigido, la cui partecipazione a questo primo modo è dell'ordine del 99% (sic!). Fra l'altro, ciò rende ben definito e facilmente riproducibile, perfino con semplici modellazioni, il comportamento dinamico dell'intero complesso.

Il sistema strutturale dell'edificio progettato, benché possieda ampi solai privi di pilastri, ha una notevole compattezza strutturale (indeformabilità) specialmente nel confronto delle azioni orizzontali; compattezza notevolmente maggiore di quella di un tipico sistema strutturale intelaiato.

(3) Forma della costruzione. Effetti di Rocking. La forma della costruzione con baricentro basso riduce gli effetti di rocking. Ciò riduce pertanto le variazioni di forza assiale che agiscono sugli isolatori durante le eventuali oscillazioni sismiche, migliorandone la capacità di controllo progettuale.

(4) Forma della costruzione. Regolarità morfologica. La forma molto regolare con la quale è stata progettata la costruzione rispetta al massimo ogni requisito di regolarità strutturale.

(5) Disposizione degli isolatori. Centrifugazione delle rigidità.

La costruzione, essendo sostenuta totalmente da 10 isolatori elastomerici disposti lungo il perimetro della sezione di base, assicura una modesta influenza dell'effetto di eventuali

sollecitazioni torsionali.

Fattori migliorativi della capacità strutturale del cemento armato

(6) Compressione dei semiarchi. Gran parte del peso della struttura è sostenuta dal nucleo centrale precompresso che riporta il carico sui semiarchi esterni sollecitandoli prevalentemente a compressione, come vuole il funzionamento corretto delle strutture ad arco.

(7) Centratrice della compressione dei semiarchi. Anche in presenza di azioni sismiche orizzontali la centratrice della compressione è favorita dai collegamenti orizzontali stabiliti dagli orizzontamenti dei solai, collegati anch'essi allo stesso nucleo centrale. Rimangono pertanto sempre contenute le sollecitazioni di flessione dei semiarchi le cui dimensioni sono derivate prevalentemente dalle esigenze architettoniche (finestrature ed elementi frangisole), anziché da quelle richieste per il rispetto dei requisiti di resistenza. Nelle condizioni estreme di progetto infatti, tenuto conto di tutti i fattori di sicurezza parziali richiesti dalle norme, i fattori C/D (capacità/domanda) ai quali si richiede di non superare l'unità, solo in alcuni punti sono risultati di poco inferiori a 2.

(8) Punti critici. Di fatto, nelle parti strutturali potenzialmente impegnate dalla resistenza ai terremoti non sono presenti zone critiche nelle quali possano prodursi forti delle sollecitazioni, come sono per esempio accade nei nodi dei telai sismo-resistenti, tali da richiedere fra l'altro particolari accorgimenti esecutivi.

Riconoscimenti ottenuti

Già prima della sua realizzazione, l'interesse del progetto è stato riconosciuto in ambito internazionale, tanto da essere stato inserito nella homepage del sito Earthquake Architecture del CUREE (Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering), che ha dato anche un ampio spazio all'illustrazione delle fasi costruttive.

Committente

Regione Umbria:
Ing. Luciano Tortolioli (Direttore),
Ing. Alberto Merini (Responsabile del
procedimento),
Ing. Sandro Costantini (Direzione lavori)

Imprese

A.T.I. Giovannini Costruzioni S.p.A. (mandataria),
CO.M.I.T. di Aldo Novelli (mandante),
CLER - Coop. Lavoratori Elettrici Scarl
(mandante)

Ideazione e Progetto

Prof. Ing. Alberto Parducci
con la collaborazione di
Arch. Guido Tommesani (architettura),
Ing. Alfredo Marimpietri (esecutivo strutturale),
Ing. Marco Mezzi (calcolo strutturale);

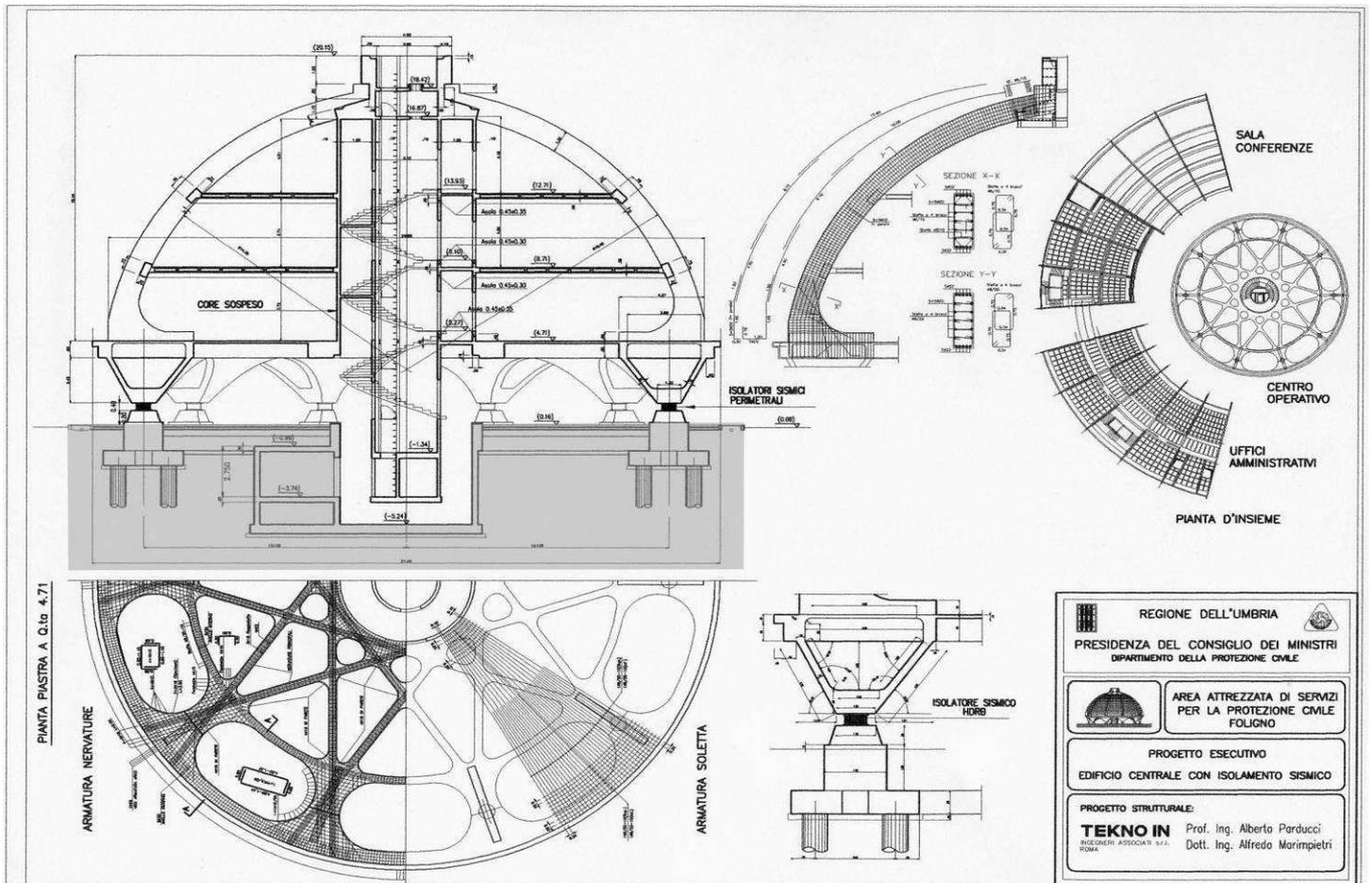
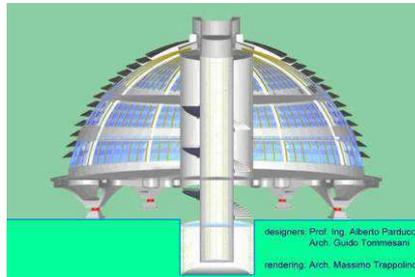
Isolatori Sismici

FIP Industriale S.p.A. - Padova

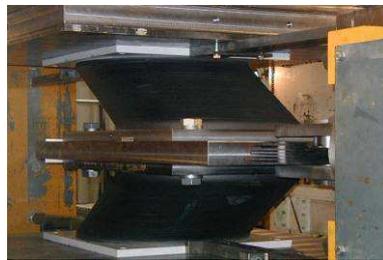
Impiantistica

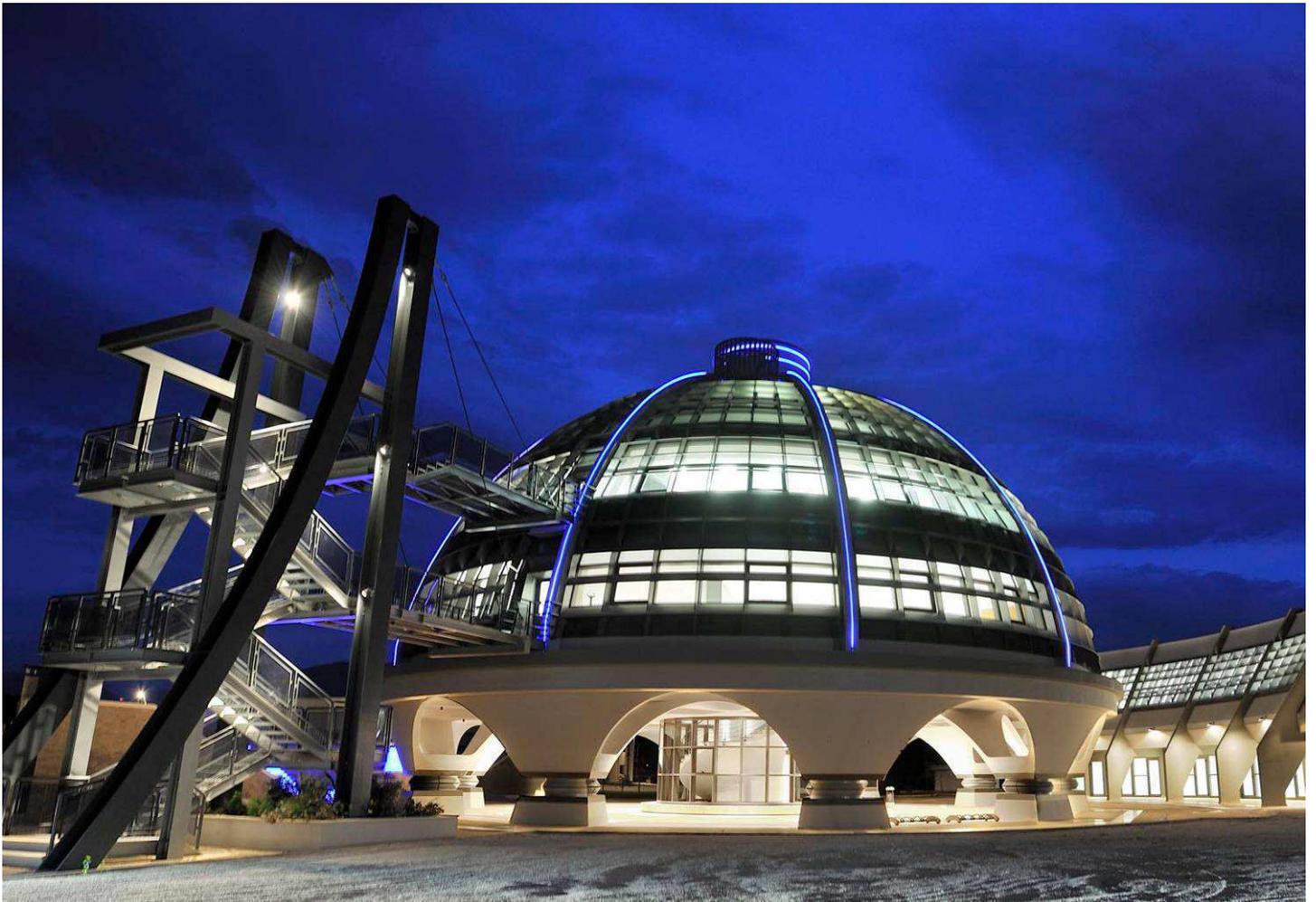
Ing. Fausto Vinti (impianti termici)
P.I. Sergio Aristei (Impianti elettrici)

Data di ultimazione dei lavori: 13 aprile 2010









PALAZZO LOMBARDIA – LA NUOVA SEDE DELLA REGIONE LOMBARDIA A MILANO



Descrizione introduttiva

Il progetto di Palazzo Lombardia a Milano prende avvio dal Piano Integrato di Intervento per la riqualificazione dell'area cittadina Garibaldi-Repubblica-Varesine.

Il complesso, la cui costruzione è terminata nel 2010, è situato tra via Pola e l'asse viario di viale Melchiorre Gioia e ricopre una superficie di circa 33.700 metri quadrati. Il nome di Palazzo Lombardia è stato conferito al complesso a seguito di un sondaggio web istituito dalla Regione, che ha dato modo ai cittadini di votare, tra alcune alternative, il nome favorito per la Nuova Sede.

La nuova sede si presenta costituita da quattro volumi sinusoidali di nove piani ciascuno che ne disegnano la caratteristica forma planimetria, al cui interno si sviluppa una piazza pubblica coperta ed una torre di 42 piani con un'altezza finale di circa 161,30 metri, che ne fanno attualmente l'edificio più alto della città di Milano e dell'intera nazione.

L'obiettivo per il quale è stato realizzato questo progetto era di poter riunire in un unico luogo tutti gli uffici e le attività amministrative attualmente dislocate in varie sedi all'interno della città di Milano. Questa decisione ha comportato vari benefici, primo tra i quali l'abbattimento di circa 25 milioni di euro annui di spesa d'affitto da parte della Regione Lombardia per il mantenimento di tutte le sedi decentrate; con la costruzione del Palazzo si è inoltre determinata un'ottimizzazione delle energie per fornire alla cittadinanza

un prodotto amministrativo sempre più competitivo ed al passo con la velocità di cambiamento della società, in special modo in sintonia con le esigenze dell'imprenditoria lombarda; la costruzione del complesso ha inoltre messo in moto una riqualificazione dell'area Garibaldi-Isola che per anni è stata oggetto di degrado, fornendo un forte segnale di controtendenza in questo momento difficile del mercato dell'edilizia. Per la sua realizzazione sono stati stanziati circa 400 milioni di euro, cifra importante immessa nel mercato dell'edilizia lombarda e nazionale.

Questa nuova opera non è fine a stessa, ma il carattere con la quale è stata ideata ha permesso che vi si trovassero spazi non solo per uffici ma anche sale per convegni, spazi per la lettura, mediateche e biblioteche, archivi ed un auditorium, facendone così una nuova casa per l'amministrazione pubblica ma anche uno spazio di vita nuovo ed aperto soprattutto a tutta la cittadinanza milanese e lombarda.

La sede

Al piano terra, direttamente affacciati sulla piazza coperta e sugli spazi pedonali aperti al pubblico, sono stati inseriti spazi commerciali per la piccola e media ristorazione, negozi e servizi. Tra questi, a breve, verranno collocati anche un asilo, una palestra, una sala per esposizioni, ed uno sportello Poste Italiane a testimonianza di voler continuare un legame con il quartiere circostante.

Il primo piano è caratterizzato da una prevalenza di funzioni miste pubblico-privato, in cui trovano posto sale riunioni e salette per convegni, archivi, una biblioteca ed una mediateca.

Dal secondo all'ottavo piano dei corpi "bassi" sinusoidali hanno trovato collocazione gli uffici con 526 postazioni operative a piano, suddivise in 4 aree per assessorato, 4 per direttori generali, 34 per dirigenti, 105 uffici singoli ed oltre 300 postazioni open space.

L'edificio torre è stato adibito agli uffici politico-amministrativi, del protocollo regionale, agli uffici di rappresentanza della Presidenza, oltre a uno speciale Spazio Regione in cui verranno promosse iniziative e servizi offerti dalla Lombardia.

Anche in questo progetto, come attualmente sul grattacielo Pirelli, nella parte più alta della torre e sul lato che guarda verso la piazza coperta, è stato realizzato uno spazio destinato alla cittadinanza attraverso l'inserimento di un belvedere, che potrà essere adibito ad ospitare mostre ed eventi, oltre che le funzioni di rappresentanza della Presidenza.

L'impianto strutturale

- Fondazioni

Il sistema di fondazioni dell'intero complesso edilizio è differente a seconda che ci si trovi al di sotto dei corpi bassi oppure della torre.

Le fondazioni dei corpi bassi sono state realizzate con plinti isolati collegati da una

soletta strutturale dello spessore di 12 cm, impiegata anche come pavimentazione del secondo piano interrato.

Il sistema di fondazioni dell'edificio torre ha richiesto lavorazioni particolari. Precisamente il terreno è stato consolidato mediante la formazione di colonne di jet-grouting di diametro 1500 mm, aventi interasse variabile fra 3.0 e 3.50 m, spinte a profondità variabile fra 12 e 22 m. In questo modo è stato possibile conferire al terreno una rigidità differente in funzione delle pressioni variabili trasmesse dalla soprastante struttura, riducendo l'entità dei cedimenti differenziali fra il nucleo centrale e le colonne disposte sul perimetro. La struttura di fondazione consiste in una piastra di calcestruzzo armato avente spessore massimo 4 m nella sua parte centrale, con riduzione a 2 m nella zona periferiche. Il getto della piastra, vista l'imponente superficie, è avvenuto per strati orizzontali di spessore 1 m, dei quali in quello più basso è stato utilizzato calcestruzzo autocompattante, allo scopo di semplificare e rendere più affidabili le operazioni di getto in zone ove il quantitativo di armatura presenta forti concentrazioni.

- Elevazioni degli edifici circostanti la torre

In questi corpi, aventi maglia strutturale 6.25x6.00 m, si sono impiegate differenti tecnologie costruttive. Nei piani interrati si è operato con travi in spessore in calcestruzzo armato e solai prefabbricati in calcestruzzo armato presollecitato di tipo alveolare. Dalla quota 0.0 fino alla quota +12 m, gli impalcati sono in getto di calcestruzzo armato con spessore 26cm, mentre per i piani superiori si è utilizzata una tecnologia semiprefabbricata che prevede l'impiego del sistema misto CSP, costituito di colonne in acciaio tubolari, travi PREM e solai in lastre tralicciate. L'adozione della tecnologia di solai in calcestruzzo armato fino alla quota +12m trova la sua giustificazione nel fatto che a tale quota, nelle zone prospicienti la piazza e nelle zone porticate, la maglia delle colonne si raddoppia, rendendo necessaria la presenza di un piano di scambio, assicurato da travi in calcestruzzo armato di altezza 190 cm, sorreggenti le colonne dei piani sovrastanti. Le colonne poste a sostegno di tali travi hanno diametro 1200mm, mentre le colonne tipiche degli edifici hanno diametro pari a 650 mm.

La stabilità laterale degli edifici è assicurata dai nuclei scale ascensori servizi che fungono da elementi taglio resistenti.

- Le strutture di completamento

a. Il 'Velario'

Si tratta di una struttura realizzata nella parte più alta della torre e sul lato che guarda verso la piazza coperta, concepita come uno spazio destinato alla cittadinanza attraverso l'inserimento di un belvedere, che potrà essere adibito ad ospitare mostre ed eventi, oltre che le funzioni di rappresentanza della Presidenza. Allo scopo di aumentarne al massimo la fruibilità pubblica, esso è servito da un ascensore dedicato, funzionante 24 ore su 24.

La struttura è di tipo reticolare in acciaio, con schema a colonne pendolari, stabilizzate da un sistema di controvento di piano al livello 42 e due controventi verticali laterali per la limitazione degli spostamenti trasversali.

b. La copertura della 'Piazza Città di Lombardia'

La copertura della piazza interna ha funzione e valore simbolico di un comune spazio vitale per i cittadini, ed è elemento di grande impatto architettonico.

La struttura portante è realizzata da un sistema spaziale reticolare a doppia curvatura, con elementi tubolari aventi diametro esterno 355 mm e spessori variabili fra 12 mm e 20 mm. La stabilità di insieme, sotto le azioni orizzontali, è assicurata da due elementi reticolari trasversali disposti alle estremità del sistema e da otto crociere disposte a due a due simmetricamente lungo i lati di maggiore lunghezza. La stabilità di forma del sistema è affidata a cavi orizzontali presollecitati, collegati agli elementi tubolari mediante elementi verticali.

Gli elementi di chiusura consistono in cuscini a tripla membrana di ETFE (etilene co-tetrafluoroetilene) gonfiati da aria compressa distribuita mediante circuito controllato. Allo scopo di ridurre le incertezze di comportamento connesse alla possibilità di fenomeni di insaccamento del carico di neve, sono stati disposti, al disotto dei cuscini, cavetti di acciaio, di diametro 3 mm, aventi il compito di limitarne la deformazione verticale, sostenendoli in caso di un loro cedimento.

c. L'eliperficie

L'eliperficie a pianta circolare si trova sulla sommità del nucleo ascensori e servizi denominato "CORE 4" di Palazzo Lombardia. Essa è costituita da un disco di atterraggio di 34 m di diametro, circondato sul perimetro da una rete di protezione anticaduta di larghezza 2 m. L'accesso alla superficie di volo è realizzato con due scale a rampa elicoidale realizzate in carpenteria

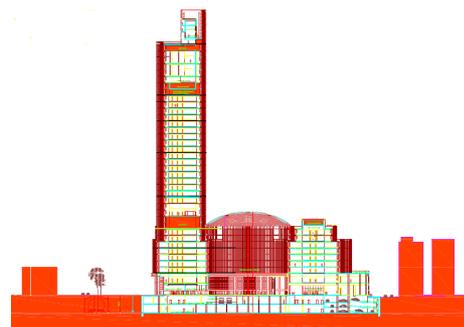
metallica, disposte sul perimetro.

La struttura portante è realizzata in carpenteria metallica, con travi principali a doppio T saldate, di altezza variabile da 130 cm a 40 cm. La struttura principale è composta da 16 travi disposte in simmetria radiale con un angolo reciproco di 22,5°.

Tra di esse sono disposti dei profili secondari che realizzano anelli poligonali concentrici con interasse di circa 1,04 m.

L'impalcato è realizzato con una soletta in c.a. di spessore 21,0 cm, gettato su una palle dello spessore di 4,0 cm.

Nel rispetto della Normativa vigente, la struttura è stata dimensionata considerando anche la presenza di un'opportuna azione sismica, nelle componenti sia orizzontali che verticali.



Le tecniche costruttive

- Il sistema di cassetture e l'impianto di alimentazione del calcestruzzo

Per poter procedere alla realizzazione della struttura rispettando i tempi di consegna, si è proceduto con l'utilizzo di una tecnologia mista ibrida calcestruzzo/acciaio prefabbricata per la costruzione delle colonne e l'utilizzo di un sistema innovativo autorampante fornito da Doka Italia per la costruzione del nucleo. La medesima società ha fornito anche le cassetture impiegate per la realizzazione degli impalcati.

La tecnologia delle casseforme consiste in una combinazione di sistemi atti ad ottimizzare i risultati in termini di efficienza, sicurezza e qualità. Innovativi sistemi autorampanti, abbinati a moderni sistemi di cassetture per pareti e solai, sono stati integrati con dispositivi di protezione e movimentazione automatica, con l'obiettivo di realizzare un vero e proprio "cantiere rampante" che si sviluppasse verso l'alto in modo rapido e sicuro e con un ridotto supporto dei tradizionali mezzi di sollevamento.

Il nucleo centrale è stato realizzato con il sistema autorampante SKE, impiegato anche sul cantiere dell'edificio più alto del mondo, la Burj Dubai Tower. SKE è un sistema automatico adatto per strutture di qualsiasi forma e altezza, che permette l'avanzamento delle casseforme unitamente ai ponti di servizio e getto in un'unica soluzione e senza l'ausilio della gru.

Il sistema è costituito da 45 mensole SKE 50 sulle quali vengono installati 930 metri quadrati di cassaforma a travi Top50, ed è stato studiato in modo da poter essere adattato alla geometria variabile della torre mediante la rimozione di appositi moduli. Quattro unità autorampanti sono state interamente dedicate alla movimentazione della pompa di distribuzione del calcestruzzo, anch'essa auto avanzante su cremagliera disposta all'interno di un vano ascensori.

Per ogni ciclo di lavoro settimanale della durata media di 5,5 giorni, sono stati gettati fino a 930 metri quadrati di elevazioni. I tempi di realizzazione, già contenuti grazie all'impiego dei sistemi autoavanzanti, sono stati ulteriormente compressi grazie all'impiego del sistema a tavoli, la soluzione più economica e veloce per la realizzazione dei solai gettati in opera. Il sistema a tavoli Dokamatic è dotato di dispositivi di sicurezza integrati e di apposite attrezzature che ne velocizzano la movimentazione e che vengono impiegati nel cantiere, quali il carrello DF per la traslazione orizzontale e

la nuova piattaforma di sollevamento TLS per la traslazione verticale, senza l'impiego della gru.

Per adattarsi alla geometria dei piani della torre che va rastremandosi con l'aumentare della quota, il sistema a tavoli Dokamatic è stato integrato con moduli ridotti lungo il perimetro della pianta, per agevolarne la movimentazione.

Due piattaforme di sollevamento TLS sono state previste sui lati lunghi dei solai, dotate di movimentazione idraulica, completamente autonome rispetto alla gru, per la traslazione dei tavoli al solaio successivo.

A totale garanzia di sicurezza per gli operatori in quota, il perimetro dei solai è stato dotato del sistema di protezione Windshield, costituito da un manto in lamiera grecata, capace di consentire la protezione sia del piano interessato dalla lavorazione, costituente la sezione di getto, che di quello sottostante. Il sistema è stato movimentato automaticamente su profili GCS, con le stesse modalità dei sistemi auto avanzanti, mentre i piani sottostanti alla protezione sono stati messi in sicurezza, lungo tutto il perimetro, da appositi parapetti.

Il blocco scale, durante le fasi di getto, si è sviluppato in altezza con tre-quattro piani d'anticipo rispetto alla realizzazione dei solai ed alla posa delle colonne PCM di CSP onde evitare interferenze fra le diverse attrezzature e lavorazioni.

Per poter spingere il calcestruzzo sino all'ultimo piano, nelle immediate vicinanze della torre sono state posizionate due pompe carrellate che attraverso un sistema di distribuzione formato da condotti in acciaio, hanno costantemente rifornito il braccio di distribuzione finale posto in sommità al cassero autoavanzante, con una capacità di estensione di 32 m di diametro.

- Le colonne

Allo scopo di ridurre i tempi di costruzione delle colonne, che rappresentavano un nodo critico del programma lavori, si è adottata una innovativa tecnologia costruttiva consistente nell'utilizzo di casseri metallici prefabbricati costituiti da tubi entro i quali sono già predisposte le gabbie di armatura metallica delle colonne. Questa tecnologia è stata utilizzata a partire dal 16° piano, permettendo di ridurre drasticamente i tempi di costruzione.

Le colonne, assemblate presso l'officina della Soc. CSP Prefabbricati, consistono in una camicia esterna in acciaio Fe 430 B dal diametro di 600 mm e dallo spessore di 6.2 mm, avente funzione di cassero, al cui interno è stata introdotta, utilizzando

appositi distanziatori, l'armatura metallica prevista dal progetto strutturale. L'altezza dei casseri, autoportanti nelle fasi di costruzione degli impalcati è stata in alcuni casi assunta pari a quella standard fissata in 3600 mm per coprire l'interpiano d'appartenenza, oppure è stata assunta variabile per approntare due o tre piani in un'unica soluzione. Ogni concio di pilastro era dotato in sommità di mensole per l'appoggio delle travi e dei solai. Tutte le mensole hanno concesso ampio spazio attraverso asole predisposte nel tubo al passaggio delle barre orizzontali dei nodi colonna-solai e del successivo getto di calcestruzzo. Si è in questo modo realizzata una costruzione monolitica in calcestruzzo armato, avente nodi perfettamente efficienti per garantire un affidabile comportamento della struttura sotto le azioni orizzontali del vento e del sisma.

La congiunzione tra i vari conci è avvenuta attraverso due sistemi; il primo di tipo provvisorio è consistito nell'utilizzo di barre filettate con interposti quattro dadi e altrettante rondelle, il secondo, definitivo realizzato attraverso le barre di attesa d'armatura presenti all'interno della colonna pilastro. Tutte le colonne in sommità sono dotate di apposito gancio di sollevamento per permettere il tiro al piano da parte della gru di cantiere.

Questa soluzione ha permesso di fatto di effettuare con un solo tiro di gru tutte quelle operazioni che sarebbero state necessarie per l'approntamento ed il getto di una singola colonna con la metodologia tradizionale, ovvero tiro in quota dei casseri, dell'armatura e dei sistemi di messa in sicurezza. L'utilizzo dei Pilastri Cerchiati Misti di CSP ha permesso di fatto di ottenere una media di 5.5 giorni per la realizzazione del rustico di ogni piano della torre, invece degli 8 necessari con struttura tradizionale; ciò si è tradotto in un notevole risparmio di tempo che per questo cantiere ha significato vedere completata l'intera struttura con ben 60 giorni di anticipo sul programma lavori.

- Le strutture orizzontali

Tutti i solai della torre hanno un comportamento a piastra bidirezionale ed occupano una superficie di circa 32.000 metri quadrati con uno spessore di 35 cm. Essi sono stati alleggeriti mediante l'inserimento di sfere Ø 270 mm in polietilene ad alta densità PEHD tra la maglia di armatura inferiore e la maglia superiore.

I moduli prefabbricati comprendenti le armature longitudinali e le sfere di alleggerimento, impiegati per i getti,

raggiungevano dimensioni notevole, ognuno di essi sviluppava una superficie complessiva di circa 34 m² con un peso contenuto in appena 500 kg/m². Queste prerogative hanno permesso di poter approntare sino a 1000 metri quadrati di solaio a settimana.

L'utilizzo di questa tecnologia per i solai ha generato vantaggi anche dal punto di vista strutturale, in particolare migliorando la risposta sismica, in quanto tale solaio con comportamento a piastra consente un risparmio sino al 30% di peso proprio rispetto a quello gettato in opera.

L'approntamento e il getto del solaio è avvenuto in maniera rapida e cadenzata da una sequenza di operazioni ben codificate. Dapprima sono state approntate le casseforme con i distanziatori per garantire la resistenza al fuoco, successivamente tirati al piano i moduli sulle casseforme attraverso la gru di cantiere, integrata l'armatura con le barre aggiuntive previste in progetto, e dei connettori per lo stato limite di punzonamento, si è proceduto al getto dei primi 10÷12 cm di calcestruzzo per evitare il fenomeno del galleggiamento ed il successivo completamento del getto dopo circa 2 ore.

I materiali

Le strutture della torre e degli edifici circostanti sono tutte in calcestruzzo armato e per la loro realizzazione si sono utilizzate differenti tipologie di calcestruzzo. Gli elementi costruttivi che hanno richiesto la massima resistenza del materiale sono le colonne della torre, per le quali la resistenza caratteristica a compressione a 28 giorni, misurata su cubi, è stata prefissata pari a 55 MPa. A questo riguardo è interessante osservare che l'altezza dell'edificio non richiede resistenze particolarmente elevate per limitare gli ingombri strutturali. Infatti, con la resistenza prevista, il rapporto medio fra l'area totale delle colonne e quella utile dell'impalcato è risultato dell'ordine del 3%. La composizione dei calcestruzzi è stata pertanto rivolta a valorizzare la loro prestazionalità in termini di lavorabilità, compattezza e qualità, esaltando le loro prerogative in termini di durabilità. Le caratteristiche assunte per i vari elementi strutturali sono le seguenti: per le fondazioni si è utilizzato un calcestruzzo C30/37, autocompattante (SCC flow > 65 cm) per lo strato inferiore, con l'obiettivo di garantire un'adeguata lavorabilità, data la notevole estensione del getto; per il nucleo si è utilizzato un calcestruzzo C45/55 con classe di consistenza S5; per gli orizzontamenti si è utilizzato un

calcestruzzo C40/50 con classe di consistenza S5.

Le prove effettuate sui calcestruzzi posti in opera hanno evidenziato l'eccezionale bontà di tali materiali in quanto hanno mostrato come i valori di resistenza caratteristica assunti per la progettazione in realtà possano considerarsi come valori medi di resistenza, dati i bassissimi valori di dispersione ottenuti dalle carote prelevate in sito. Per quanto riguarda l'acciaio, invece, si sono impiegate le seguenti tipologie: acciaio per barre di armatura ordinaria tipo B450C; acciaio armonico in trefoli stabilizzati per i tiranti delle paratie e per i solai alveolari; acciaio per le strutture in carpenteria metallica, di diverse qualità a seconda della struttura di completamento.

In particolare si distinguono:

- Acciaio S355J2 per i tubi normalizzati della copertura della Piazza Città di Lombardia, per le travature principali dell'Auditorium e per i totem (colonne) del velario, in modo tale da garantire sia una resistenza elevata che un'adeguata saldabilità.

- Acciaio S355J0 per tutte le altre strutture dell'Auditorium e del Velario, che non presentano saldature di forza per i collegamenti dei diversi elementi strutturali.

Peculiarità non strutturali

- Sostenibilità energetica

Il nuovo edificio è dotato di impianti capaci di trarre energia direttamente dal sottosuolo e dalla luce solare, riducendo al minimo l'impatto ambientale e abbattendo di fatto i costi di gestione per il comfort climatico durante l'anno.

Per la climatizzazione è stato approntato un sistema a "travi fredde", con utilizzo di pompe di calore ad acqua di falda sia per il riscaldamento che per il raffreddamento.

Il consumo energetico è interamente elettrico, con una potenziale compensazione – fino al 9,3% – ottenuta attraverso l'utilizzo di elettricità generata da pannelli fotovoltaici, incorporati nelle facciate laterali della torre.

Il sistema di climatizzazione sfrutta la presenza del cosiddetto "muro climatico", un'intercapedine tra facciata esterna e vetri interni dove viene trasferita l'aria di scarico che raccoglie il calore solare per essere diversamente utilizzata a seconda delle stagioni.

- Facciate continue

La facciata a doppia pelle costituisce un cosiddetto muro climatico ed è realizzata, dall'esterno verso l'interno, da una cellula contenente un vetrocamera, un'intercapedine d'aria e un vetro singolo

di protezione verso l'ambiente interno.

Le cellule sono separate dalla struttura interna da un'intercapedine d'aria di circa 1 metro all'interno della quale sono previste le lamelle verticali di protezione solare e un pavimento galleggiate in grigliato metallico con funzione di camminamento tecnologico per la manutenzione degli elementi; l'aria primaria di rinnovo immessa negli spazi "ufficio", prima di essere espulsa, è richiamata nell'intercapedine a svolgere la funzione di mitigazione della temperatura dell'intercapedine stessa sia durante la stagione invernale che estiva.

La facciata interna, che riprende il disegno di quella esterna, è costituita da un vetro stratificato sorretto solo lungo i lati corti da profili estrusi in lega di alluminio, con la presenza di porte apribili dal personale autorizzato per poter accedere al camminamento di servizio atto alla pulizia delle vetrate interne.

Il dimensionamento delle cellule e del sistema di aggancio delle stesse alla struttura portante nasce da una attenta analisi delle pressioni del vento e soprattutto dei picchi massimi registrati nella simulazione della galleria del vento, in cui è stato creato un modello in scala 1:400 dell'edificio, che ha evidenziato delle zone con pressioni del vento variabile da 60-70 Kg/m² sino al valore massimo di 330 Kg/m². Questo dato ha permesso di poter ottimizzare e diversificare gli spessori dei vetri e dei profili e di fornire una tecnologia di estrema qualità, testata con parametri ambientali severi.

Complessivamente sono state posate 75.000 m² di facciata trasparente e a doppia "pelle". L'edificio è dotato di una facciata fotovoltaica integrata che provvede in parte al suo fabbisogno energetico. Lungo i fronti minori della torre, le vetrate sono state integrate con cellule fotovoltaiche con una potenza totale di circa 160 KWp per una produzione di energia stimata intorno ai 135.000 kWh/anno ed un risparmio di CO² pari a circa 94 ton/anno.

Il generatore fotovoltaico è integrato nelle due facciate della torre centrale esposte verso sud e sud-ovest ed occupa oltre 100 m di altezza a partire dalla quota di 40 metri. Ciascuno dei 450 moduli è formato da 120 celle monocristalline ad alta efficienza per una potenza di 350 Wp per modulo. Tutta la struttura modulare è concepita in modo da far fronte ai carichi dinamici del vento ed alle turbolenze indotte della sagoma della torre e per massimizzare la produzione di energia elettrica compatibilmente con le esigenze

di semitrasparenza.

- Gestione della sicurezza e della logistica in cantiere

Un cantiere delle dimensioni di quello di Palazzo Lombardia, inserito nel congestionato spazio urbano della zona di Milano Garibaldi non poteva non porre considerevoli problemi di logistica di cantiere, la cui gestione è stata oggetto di attento studio.

Alcuni dei problemi di logistica affrontati con successo sono stati:

–la presenza di 5 gru a torre con raggi di copertura medi pari a circa 50 m, che necessariamente interferivano fra loro, e con altezza variabile da 50 a 70 m, delle quali quella a servizio della torre ha dovuto raggiungere nel tempo un'altezza massima di 200 m;

–la presenza di fino a 6 autogru carrate con portata da 75 a 200 t a supporto delle gru a torre, che, con l'avanzamento delle strutture degli edifici, hanno dovuto poter essere posizionate sui solai a quota 0.00, con la conseguente necessità di puntellare gli stessi, in quanto non progettati per sorreggere carichi così elevati;

–la presenza di 3 autopompe per il getto del calcestruzzo, delle quali 2 con braccio fino a 62 m di lunghezza, anch'esse spesso posizionate sopra i solai, con la necessità di disporre le conseguenti opere di puntellamento;

–un numero rilevante (mai inferiore a 20) di mezzi d'opera minori (gruette, dumpers, escavatori, piattaforme) sempre in circolazione in cantiere;

–una media, nei periodi di punta, di circa

7000 m³/mese di calcestruzzo gettato, che ha comportato la circolazione in cantiere di circa 30 autobetoniere al giorno;

–una media di circa 20 autotreni al giorno per il rifornimento dei materiali necessari per la costruzione, che dovevano essere immediatamente scaricati prevedendo la contemporanea posa in opera dei materiali stessi, a causa dell'assoluta indisponibilità di spazi di cantiere per lo stoccaggio;

–la presenza di una rampa di accesso al fondo scavo per consentire la realizzazione dei lavori di scavo, di sbancamento e di fondazione (circa 260.000 m³ di terreno), nonché la realizzazione delle strutture fino a piano terra, con la conseguenza di non poter operare sull'intera superficie destinata allo sviluppo della costruzione e con la necessità, quindi, di rinviare nel tempo la realizzazione di quella parte di struttura che incide sull'area occupata dalla rampa per poter continuare ad alimentare i 3 piani interrati.

Ulteriori vincoli alla gestione delle operazioni di cantiere sono stati posti dai tempi esecutivi estremamente ristretti, che hanno comportato la necessità di dover adottare turni di lavoro prolungato: due turni su tutti gli edifici bassi e tre turni sulla torre, nonché dalle tecnologie costruttive sempre più avanzate adottate in corso d'opera per ridurre i tempi di esecuzione, quali l'adozione, a partire dal 16° livello della torre, dei pilastri cerchiati misti. Tra i più notevoli e specifici accorgimenti di sicurezza, relativi alle caratteristiche costruttivo-strutturali, posti in essere

proprio per incrementare la sicurezza sul luogo di lavoro si ricordano infine:

–l'adozione di casseri rampanti con sollevamento a mezzo gru, per l'esecuzione dei vani scala degli edifici bassi, con sottoponte completamente chiuso, per evitare qualsiasi caduta dall'alto dei materiali e per salvaguardare gli addetti ai lavori;

–l'adozione di cassero rampante con movimentazione idraulica, per l'esecuzione del vano scala della torre, con due ordini di sottoponti completamente chiusi;

–l'adozione di uno scudo protettivo alto circa 10 m con movimentazione idraulica, che si sviluppava lungo l'intero perimetro dell'edificio torre, posto a protezione degli impalcati sui quali erano in corso lavorazioni e quindi a protezione anche dei due impalcati sottostanti, oltre a quello in esecuzione;

–la realizzazione degli sbalzi per gli edifici bassi a mezzo di tavoli di lavoro già completamente corredati dei parapetti di protezione;

–l'adozione su tutti i prospetti degli edifici di una particolare mantovana avente larghezza superiore a 3 m, e quindi di gran lunga più ampia di quelle prescritte dalla norma attiva sui ponteggi, in grado di garantire una ulteriore protezione dalla caduta di materiale dall'alto, estesa sull'intero perimetro della Torre.

Committente: Regione Lombardia

Progetto architettonico:

Pei Cobb Freed & Partners Architects (USA) con Caputo Partnership e Sistema Duemila (ITA)

Responsabile di progetto architettonico: Arch. Henry N. Cobb

Direzione lavori: Infrastrutture Lombarde S.p.A.

Impresa Appaltatrice: Consorzio Torre (Consorzio Stabile Techint Infrastrutture, C.M.B. Società Cooperativa, Impregilo S.p.A., CILE S.p.A., Sirti S.p.A., Costruzioni Giuseppe Montagna srl, Consorzio Cooperative Costruzioni – CCC, Pessina Costruzioni S.p.A.)

Impresa Leader del Consorzio: Impregilo S.p.A. –

Presidente e Direttore Generale: Ing. Gaetano Salonia

Progetto esecutivo, costruttivo strutturale e coordinamento generale della progettazione:

Prof. Ing. Franco Mola – ECSD srl - Milano

Progetto esecutivo e costruttivo impiantistico: Tecnion Scarl

Progetto costruttivo facciate: Technical Service srl / Gisam S.p.A.

Progetto esecutivo copertura Piazza delle Città Lombarde: Ing. Bassignana - Polar GlassinSystem srl

Direttore Tecnico: Ing. Vinicio Scerri

Direttore di Cantiere e Dirigente Sicurezza: Ing. Guglielmo Fariello

Affidataria Impianti elettrici e speciali: Sirti S.p.A.

Casseforme: Doka Italia S.p.A.

Strutture verticali e travi: CSP Prefabbricati S.p.A.

Carpenteria metallica: Cordioli & C. S.p.A. – gruppo Tosoni

Solai alleggeriti: Cobiax Technologies srl

Solai prefabbricati: gruppo Vela S.p.A.

Solai alveolari: gruppo Centro Nord S.p.A.

Impianti antincendio: Eusebi Impianti S.p.A.

Assemblaggio e montaggio facciate vetrate: ATI C.N.S. S.p.A. - I.S.A. S.p.A.

Impianti ascensori: ThyssenKrupp Elevator Italia S.p.A.

Ulteriori dettagli sulle prove dinamiche di collaudo del complesso sono riportate nella memoria "Palazzo Lombardia: proprietà modali e collaudo dinamico" di A. Cigada, E.Mola, F.Mola, M.Vanali, G.Stella, presentata alle Giornate AICAP di Padova 2011.



Fondazione della Torre



Trave alta in c.a.



Colonne in c.a. della Torre



Solai in c.a. gettati in opera



Colonne in c.a. della Torre



Solai in c.a. gettati in opera



Solaio alleggerito con sfere in polietilene tipo Cobiax



Vano scala-ascensori-servizi della Torre



Copertura della Piazza delle Città Lombarde

Struttura di copertura del Velario



Velario: struttura in carpenteria metallica del belvedere



Parete in Ceppo Lombardo



**Superficie totale
del Piano Integrato d'Intervento:**
230.338 m²

Superficie totale dell'intervento (slp.):
87.000 m²

**Superficie totale occupata
dal complesso Altra Sede:**
30.000 m²

**Superficie costruita
complessiva:**
190.000 m²

Spazi con funzioni pubbliche:
4.500 m²

Superficie parcheggi:
35.150 m²

Inizio lavori: 30/10/2006

Fine lavori (strutture):
dicembre 2009

Importo contrattuale dei lavori:
400 milioni di euro circa



Montaggio delle facciate



Rendering della copertura della Piazza delle Città Lombarde



COMPLESSO EDILIZIO DI PORTA NUOVA GARIBALDI A MILANO



Figura 1: Masterplan area Porta Nuova Garibaldi

Il progetto di Porta Nuova Garibaldi

L'area di Porta Nuova Garibaldi, che costituisce uno dei lotti del più vasto intervento di Porta Nuova a Milano, è ad oggi quella più avanzata dal punto di vista cantieristico. Questa area si estende tra Piazza Sigmund Freud, antistante la stazione ferroviaria di Milano Porta Garibaldi, e viale Melchiorre Gioia.

Il masterplan dell'area di Porta Nuova Garibaldi prevede la costruzione di un nuovo centro direzionale che ospiterà attività terziarie (50.485 m²), residenziali (15.000 m²), ricettive (15.000 m²), commerciali (10.000 m²) e manifestazioni espositive pubbliche (20.000 m²). Il quartiere si sviluppa su un doppio livello: una piazza posta a circa sei metri sopra al livello stradale che sarà collegata direttamente con il parco urbano e le funzioni terziarie e residenziali ed un "podio" che si sviluppa nei tre piani interrati al di sotto del piano piazza.

Attorno al "podio", che costituisce la suddetta piazza, sorgono tre Torri direzionali concepite dall'Architetto Cesar Pelli di cui la più alta, con la guglia, sfiorerà i 225 metri di altezza. Alle Torri si affiancano due edifici a destinazione uffici e commerciale progettati da +Arch. e l'Hotel Gilli da Studio Architetto Benati.

Il progetto strutturale

La progettazione è durata più di tre anni, a causa delle difficoltà legate all'altezza

degli edifici ed all'interferenza con i sottoservizi e le infrastrutture esistenti (gallerie del Passante ferroviario e della linea Milano Greco) e in via di realizzazione (galleria linea MM5 e nuovo tunnel stradale "Porta Nuova").

La complessità e la delicatezza dell'intervento, in un'area così fortemente antropizzata, ha richiesto uno studio preventivo ed un monitoraggio continuo delle infrastrutture esistenti durante le fasi di costruzione delle tre Torri.

Analogamente a quanto è avvenuto più in generale per l'intero intervento Porta Nuova, anche il progetto strutturale di Porta Nuova Garibaldi è stato sottoposto ai criteri di valutazione ambientale imposti dalla certificazione LEED (Leadership in Energy and Environmental Design).

Dal punto di vista strutturale, la certificazione ambientale ha comportato l'impiego di calcestruzzi e armature caratterizzati da elevate quantità di materiale riciclato di post-consumo e di post-produzione industriale. Nello specifico, delle 12000 tonnellate di acciaio utilizzate per la costruzione delle Torri e dell'area podio ben 10200 tonnellate, pari a circa 85 %, sono state prodotte dal recupero di rottami ferrosi.

Per quanto riguarda il calcestruzzo mediamente il 15% della pozzolana presente nei cementi è risultata essere materiale di risulta proveniente dall'industria siderurgica. Il progetto

strutturale ha dedicato particolare attenzione alle specifiche tecniche, anche in relazione alla richiesta prequalifica per i calcestruzzi ad alte prestazioni previsti nel progetto.

Una delle scelte fondamentali che si è dovuto affrontare nelle fasi preliminari della progettazione è come si dovessero concepire le strutture portanti in modo da rendere realizzabile quella che, nello stadio primordiale, era puramente un'idea architettonica rappresentata dal masterplan dell'Architetto Cesar Pelli.

Definire la tipologia dell'impianto strutturale e i relativi materiali è risultato essere una delle operazioni più delicate nell'iter della progettazione di un'opera così imponente.

In questa fase ci si è trovati quindi a doversi confrontare con tutte le contingenze relative ad una piuttosto che ad un'altra opzione progettuale.

Per Porta Nuova Garibaldi è stata fatta una scelta ben precisa, ovvero quella di realizzare tre Torri la cui struttura portante fosse eseguita integralmente in cemento armato.

Tale decisione rappresenta il risultato di un complesso problema costituito da molteplici variabili di natura sia tecnica che economica e culturale.

Da prima si vuole sottolineare come la realizzazione di un'opera rilevante, quale il progetto in questione, voglia rispecchiare, per quanto riguarda la componente

strutturale, la classica cultura scientifica del cemento armato propria della tradizione tecnica italiana. Questo aspetto, che nel suo profondo è legato sentimentalmente ad una determinata dottrina culturale, vede in pratica un più concreto riflesso economico. In tutto l'iter realizzativo, che va dalla progettazione fino alla costruzione, un maggior "know how" del materiale utilizzato si riflette direttamente in un minor costo legato alla progettazione ed alle maestranze di cantiere. In secondo luogo, attraverso opportune analisi economiche di "value engineering", si è dimostrato che, per le altezze delle tre Torri del complesso in oggetto, il costo delle strutture in calcestruzzo si è rivelato competitivo con quello relativo alle medesime edificate in acciaio. Infatti, in un'economia globale sempre più fluttuante, una maggior stabilità del prezzo delle materie prime è la miglior garanzia sulla stabilità dei budget disponibili nello sviluppo del progetto.

In questa ottica l'adozione del calcestruzzo si è rivelata vantaggiosa dal punto di vista economico poiché la variazione dei costi di tale materiale, legata a fattori economici più nazionali che esteri, è risultata più contenuta.

Viceversa, la preferenza verso strutture in acciaio, sarebbe stata più rischiosa in quanto il costo di questa materia prima è invece più condizionato dai mercati internazionali.

Definito lo schema ed i materiali costituenti le strutture portanti, in merito al progetto delle tre Torri, si è fatta inoltre una scelta sicuramente innovativa legata all'utilizzo di calcestruzzi ad alte prestazioni. Porta Nuova Garibaldi è in realtà uno dei primi cantieri in Italia a prevedere l'impiego di calcestruzzi gettati in opera con resistenze superiori a quelle mediamente designate per questo materiale.

Di fatto la scelta è stata agevolata anche dalla semplificazione della legislazione tecnica che ne regola l'utilizzo. Infatti con l'avvento delle nuove norme tecniche NCT2008, entrate in vigore in modo definitivo nel Luglio 2009, viene data la possibilità al progettista di avvalersi di calcestruzzi ad alte prestazioni, denominati HPC, le cui resistenze siano comprese tra $55 < R_{ck} < 85$ MPa, semplificando le procedure tecniche che ne disciplinano l'uso. Nella precedente normativa DM96 l'impiego di questi materiali era più difficoltoso in quanto occorreva un'autorizzazione esplicita del Servizio Tecnico Centrale del Ministero LL.PP. su parere del Consiglio

Superiore dei Lavori Pubblici.

Attualmente, già dall'emanazione delle NTC 2005, ripreso poi nelle NTC 2008, l'iter per l'utilizzo di calcestruzzi ad alte prestazioni tipo HPC è stato decisamente semplificato: per questo tipo di calcestruzzi secondo il punto 4.1 della NCT 2008 viene consentito l'utilizzo a patto che "tutte le grandezze meccaniche e fisiche che hanno influenza sulla resistenza e durabilità del conglomerato siano accertate prima dell'inizio dei lavori tramite un'apposta sperimentazione preventiva e la produzione segua specifiche procedure per il controllo di qualità".

Di fatto, con una procedura di prequalifica, è stato possibile l'impiego di questi calcestruzzi sicuramente più prestazionali rispetto a quelli usualmente utilizzati nei cantieri italiani.

Le analisi economiche per la scelta dei calcestruzzi.

La scelta delle classi di calcestruzzo da utilizzare per i diversi elementi strutturali è stata ottimizzata attraverso uno studio realizzato in collaborazione con il CIS-E (Consorzio per Costruzioni dell'Ingegneria Strutturale in Europa) del Politecnico di Milano. Grazie a questo lavoro è stato possibile individuare, tra le varie possibili combinazioni tra i diversi elementi strutturali e le relative classi di resistenza dei calcestruzzi, quella più vantaggiosa dal punto di vista economico. In particolare le analisi di value-engineering sono state eseguite per la Torre A che rappresenta, per superfici di solaio e per la propria altezza, la Torre più importante dell'intervento di Porta Nuova Garibaldi. Questo edificio infatti conta 4 piani interrati e 32 fuori terra per un'altezza totale in copertura, misurata dal piano piazza, di oltre 140 m. Inoltre, in sommità della torre, è presente una guglia architettonica chiamata "Spire" che è realizzata da una struttura reticolare metallica.

Definito il layout preliminare delle strutture si sono analizzate le implicazioni tecnico-economiche legate all'utilizzo di calcestruzzi tradizionali o ad alte prestazioni, autocompattanti o meno.

Si sono quindi valutati i costi della struttura (calcestruzzo, acciaio e casseforme) e la tempistica di costruzione (giorni necessari per la cassetatura, posa armatura, getto e scasseratura).

Nella Tabella 1 si presentano quattro combinazioni di materiali impiegabili per la realizzazione degli elementi strutturali in c.a., selezionate tra tutte quelle esaminate durante l'iter progettuale e organizzate in ordine crescente di prestazioni.

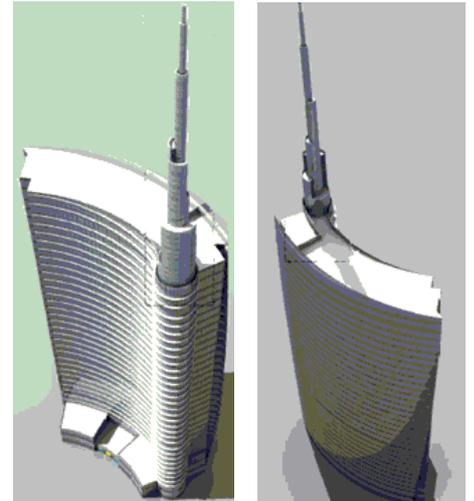


Figura 2: Rendering della Torre A

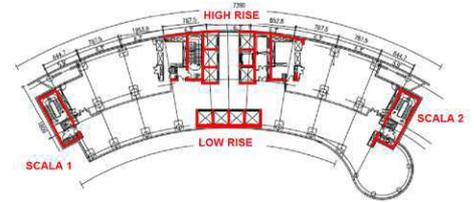


Figura 3: Pianta piano tipo della Torre A

Il caso I ipotizza la realizzazione della torre senza impiegare i calcestruzzi HPC, i casi successivi considerano invece un impiego via via crescente di calcestruzzi HPC con l'obiettivo di minimizzare i volumi di getto e le sezioni degli elementi strutturali. Il calcestruzzo C60/75 selezionato è un HPC, di tipo SCC, con basso rapporto acqua/cemento ($\leq 0,35$), lavorabile per 120' e pompabile fino a 150 m di altezza. Nella Tabella 2 vengono riassunti il diametro delle colonne e lo spessore dei muri (minimo e massimo) associati ai quattro casi indagati, ottenuti ripetendo il dimensionamento degli elementi strutturali a parità di condizioni di verifica (nei confronti di resistenza e deformabilità).

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

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

Tabella 1: Combinazioni di classi di calcestruzzo indagate

Tabella 2: Dimensioni degli elementi verticali nelle diverse combinazioni indagate

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

Tabella 3: Costo unitario dei calcestruzzi considerati (€/m³)

Nel caso IV si è considerata tutta la struttura in elevazione realizzata in calcestruzzo HPC. Questa soluzione consente di ridurre il volume di getto dei solai (920 m³ in meno sull'intero edificio) diminuendone lo spessore di circa 2,5 cm a parità di deformabilità flessionale e resistenza al punzonamento.

Tale riduzione comporta però un aumento di armatura flessionale (circa 50 t complessivamente). Inoltre, lo spessore inferiore dei solai in HPC garantisce solo un modesto decremento dei carichi agenti sulla struttura, non consentendo una riduzione delle sezioni degli elementi verticali.

Ai fini della scelta della migliore combinazione di calcestruzzi da impiegare è stata quindi condotta un'analisi del costo di costruzione, basata sui valori di mercato del 2007, data in cui è stato effettuato lo studio comparativo, tenendo conto dei costi dei materiali, della cassetta, della manodopera e della variazione economica legata al mutamento della superficie calpestabile. L'aumento della superficie calpestabile, infatti, permette un aumento di valore del costruito a pari superficie totale edificata, vantaggio non trascurabile essendo elevato il numero di piani dell'edificio e la zona di pregio dell'immobile stesso. Si è anche tenuto conto dell'influenza sulla tempistica del cantiere, e dei suoi risvolti economici, in relazione alla possibilità di scasseratura in tempi brevi dei calcestruzzi HPC e SCC.

I prezzi del calcestruzzo utilizzati per l'analisi economica sono riportati nella Tabella 3. Il costo di pompaggio considerato è 6 €/m³ più una quota fissa di 160 €. La manodopera per la posa del calcestruzzo ha un'incidenza di 15 €/m³. Il costo dell'acciaio d'armatura è 1,17 €/kg, comprensivo di messa in opera, mentre la cassetta incide per 38,5 €/m² nel caso di calcestruzzo non autocompattante. Per calcestruzzo autocompattante si ha un onere aggiuntivo legato alla sigillatura dei

casseri valutabile in una persona/giorno ogni 150 m², allo stesso tempo si può stimare una riduzione a metà della tempistica del getto e ad 1/5 della relativa manodopera. Da queste considerazioni scaturisce la valutazione economica riportata in Tabella 4.

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

I calcestruzzi utilizzati nel progetto delle Torri

Lo studio comparativo svolto ha quindi permesso di individuare la soluzione più competitiva dal punto di vista economico per la scelta delle diverse classi di resistenza dei calcestruzzi. Nel progetto delle Torri si sono definiti pertanto i calcestruzzi di seguito elencati.

Per le platee di fondazione, di spessori variabili da 1,8 a 2,5 m, sono stati utilizzati calcestruzzi C30/37. In particolare, la fondazione della Torre A è stata impostata su diaframmi profondi oltre 40 m, chiamati "barrette", di classe C30/37 posizionati planimetricamente in corrispondenza delle strutture verticali. La fondazione della Torre C è stata invece impostata su pali di diametro di 80/100 cm profondi da 23 a 64 m di classe di resistenza C25/30.

I pilastri, di sezione variabile da 160 x 160 cm a 45 cm di diametro, sono di classe C35/45 nei piani interrati e C60/75 nei piani fuori terra. La differenziazione delle classi di resistenza lungo l'altezza è stata intrapresa per evitare problemi tensionali

Elemento [cm]	Caso I	Caso II	Caso III	Caso IV
Pilastri Parco	80 ÷ 125	60 ÷ 110	50 ÷ 110	50 ÷ 110
Pilastri Spina	60 ÷ 150	60 ÷ 135	55 ÷ 130	55 ÷ 125
Pilastri Piazza	60 ÷ 140	60 ÷ 100	50 ÷ 120	50 ÷ 120
Pilastri Spire	55 ÷ 100	45 ÷ 85	45 ÷ 85	45 ÷ 85
Muri Sinistra	30 ÷ 60	30 ÷ 60	30 ÷ 40	30 ÷ 40
Muri Destra	30 ÷ 60	30 ÷ 60	30 ÷ 40	30 ÷ 40
Muri Low-rise	20 ÷ 50	20 ÷ 50	20 ÷ 30	20 ÷ 30
Muri High-rise	30 ÷ 80	30 ÷ 80	30 ÷ 60	30 ÷ 55

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

Tabella 4: Costo complessivo della torre (k€)

di interfaccia tra calcestruzzi molto diversi all'imposta sulla fondazione. Per le torri A e B i muri di controvento, di spessore tra i 20 e i 90 cm a seconda dell'elemento e della quota altimetrica, sono di classe C35/45 ad eccezione dei tronchi tra il piano terra ed il piano secondo della Torre A che, a causa di una riduzione della sezione legata al layout architettonico, sono stati previsti in classe di resistenza C45/55.

Per la Torre C, a causa dei problemi legati al peso di un controvento impostato sulle gallerie del passante ferroviario, si è utilizzato, per questo elemento, un calcestruzzo alleggerito di tipo LC35/38 con peso specifico di 1900 daN/m³. Per limitare lo squilibrio delle rigidità flessionali con gli altri controventi della Torre, questi ultimi sono stati realizzati con calcestruzzi ordinari di classe C30/37. Per le tre Torri i solai sono costituiti da piastre bidirezionali in cemento armato pieno di classe C45/55 di spessore pari a 22,5 cm nei piani a destinazione uffici e di spessore pari a 25 cm nei piani a destinazione commerciale e tecnica. Al fine di limitare i fenomeni di punzonamento in prossimità delle colonne sono stati previsti dei capitelli di spessore aggiuntivo pari a 22,5 cm. La Spire posizionata sulla copertura della Torre A è stata invece progettata come struttura reticolare con acciaio di tipo S355JR.

La prequalifica dei calcestruzzi

Fissate le classi di resistenza dei vari calcestruzzi previsti in progetto, in particolare per quelli ad alte prestazioni HPC, si sono dovute definire le caratteristiche necessarie per la prequalifica del materiale e del fornitore. In tali requisiti, riportati nelle specifiche tecniche del progetto, si è dovuto fornire una chiara evidenza della qualità dei calcestruzzi prescritti nel progetto. Questa "qualità" è stata caratterizzata attraverso la definizione delle proprietà intrinseche del conglomerato cementizio (resistenza,

modulo elastico, densità, viscosità, consistenza, lavorabilità ecc..) per le diverse miscele in progetto, con particolare riguardo agli aspetti legati alla produzione, al trasporto e alla messa in opera in cantiere.

Di fatto, nelle specifiche allegata al progetto, si è dovuta definire l'intera filiera di produzione del calcestruzzo non limitandosi al solo requisito prestazionale legato, in modo riduttivo, alla resistenza cubica caratteristica (R_{ck}). Nella prequalifica si sono definite in maniera chiara ed esaustiva le caratteristiche fisico-chimiche dei materiali e ciò ha richiesto il supporto di tecnici qualificati, quali i tecnologi del calcestruzzo. Queste figure sono risultate fondamentali già nella fase preliminare e definitiva del progetto al fine di individuare compiutamente le classi e le caratteristiche dei calcestruzzi utilizzati nel progetto strutturale.

Per il complesso di Porta Nuova Garibaldi si è avuto un prezioso contributo scientifico dalla società Enco s.r.l. che ha messo a punto le miscele dei conglomerati cementizi, poi confezionati dalla Holcim, con opportuni additivi della Tecnochem Italiana.

La decisione legata all'utilizzo di calcestruzzi prestazionali è risultata una scelta progettuale sicuramente innovativa in quanto si è sdoganato molto del bagaglio tecnico accumulato nell'ambiente della ricerca universitaria. La necessità di produrre volumi di calcestruzzo notevolmente superiori a quelli tipicamente prodotti nel campo sperimentale, ha evidenziato le criticità tecniche legate a questi processi produttivi. La competenza dei tecnologi coinvolti ha saputo risolvere tali problematiche, dando concretezza ad una produzione più intensiva e tecnologicamente mirata di questi conglomerati.

Per il cantiere di Porta Nuova Garibaldi è stata allestita una centrale di betonaggio appositamente dedicata in grado di confezionare autonomamente tutte le miscele previste nel progetto strutturale.

Oltre ad affrontare le problematiche legate alla resistenza, si è poi affrontato il problema connesso alla lavorabilità delle miscele in funzione della tipologia dei getti.

Particolare attenzione è stata posta sulla fluidità delle miscele in modo da garantire soprattutto la corretta costipazione in elementi strutturali fortemente armati.

La scelta di calcestruzzi autolivellanti tipo SCC (Self Compacting Concrete) è risultata essere garanzia di una maggior durabilità. Infatti la forte riduzione di

possibili segregazioni degli inerti, che comprometterebbe la durabilità delle barre di armatura, si riflette in una migliore garanzia sulla realizzazione delle strutture gettate in opera. Questa proprietà è stata congiuntamente valutata con la necessità di studiare miscele "pompabili" a quote rilevanti per le operazioni di getto di elementi fino a 150 metri di altezza. Vista la complessità logistica del cantiere è stata inoltre perfezionata una serie di miscele al fine di ottenere una lavorabilità superiore ai 120 minuti. Tutte queste necessità hanno portato alla realizzazione di opportune miscele, contraddistinte da specifici additivi, che ne conferiscono le caratteristiche richieste.

Calore di idratazione delle platee massive delle Torri

Lo sviluppo del calore di idratazione, tipico dei getti massivi delle fondazioni, è stata una delle problematiche affrontata durante il corso della progettazione strutturale. Per tali elementi, queste problematiche, si sono manifestate in maniera più accentuata per la nascita di gradienti termici maggiori dovuti alle differenze di temperatura tra il centro della platea e la parte corticale più esterna.

Tale differenza si traduce nella nascita di trazioni all'estradosso di valore non trascurabile, specialmente nei primi giorni del getto quando il conglomerato non ha ancora raggiunto la sua piena resistenza caratteristica e risulta quindi caratterizzato da valori di resistenze a trazioni decisamente inferiori rispetto a quelle di progetto riscontrabili a 28 giorni.

Risulta interessante sottolineare che, nella redazione delle specifiche tecniche di progetto, prima ancora di realizzare opportune sperimentazioni appositamente dedicate (possibili solo dopo aver individuato il fornitore ufficiale dei calcestruzzi), sono state definite le caratteristiche termo-meccaniche delle miscele per la realizzazione dei getti massivi di fondazione delle Torri.

Successivamente, dopo aver individuato il fornitore dei calcestruzzi, a seguito di opportuna gara d'appalto svolta utilizzando le specifiche come capitolato tecnico prestazionale, sono stati eseguiti specifici studi per realizzare le miscele previste in progetto. In particolare sono state realizzate delle analisi termoelastiche attraverso simulazioni tridimensionali realizzate con gli elementi finiti ed indagini sperimentali condotte su un campione in scala reale rappresentativo di una porzione delle platee fondazionali.

Per quanto riguarda le simulazioni

numeriche queste sono state svolte attraverso analisi ad elementi finiti, eseguite da Enco s.r.l., che hanno definito un continuo solido rappresentante le fondazioni su barrette della Torre A.

Queste analisi hanno simulato l'esecuzione per fasi dei getti, considerando sia la produzione specifica di calore dei getti nel tempo sia le condizioni al contorno in termini di temperatura. In particolare per l'intradosso della platea è stato assunto una condizione termica di "serbatoio di calore" a temperatura costante mentre la temperatura dell'estradosso è stata assunta ciclicamente variabile simulando la variazione della temperatura tra il giorno e la notte.

Per quanto riguarda la sperimentazione su modello in scala reale si è realizzato un campione di prova, delle dimensioni in pianta di 4 x 4 m, altezza 2,2 m, armato con 6 strati incrociati di Φ 26 all'intradosso ed all'estradosso, rappresentante verosimilmente una porzione tipica delle platee della Torre A.

Per simulare l'adiabaticità membranale del getto reale sono stati inseriti dei pannelli di materiale termoisolante di spessore pari a 10 cm sui casseri perimetrali del campione di prova.

Il monitoraggio temporale dello sviluppo del calore, dovuto alla maturazione del conglomerato cementizio, è stato eseguito mediante adeguata strumentazione. Nello specifico sono stati inseriti all'interno del getto di prova una serie di termocoppie a diverse altezze di getto e due "Logger" con frequenza di lettura ogni 15 minuti che hanno permesso di registrare i gradienti termici nell'arco del tempo. Dopo circa un mese dal getto il campione prova è stato sollevato per verificare il grado di costipazione del calcestruzzo al di sotto delle armature inferiori. I risultati ottenuti dalla simulazione numerica e dalla sperimentazione su modello reale di prova sono stati fondamentali per definire il mix design delle miscele poi utilizzate per le platee delle Torri.

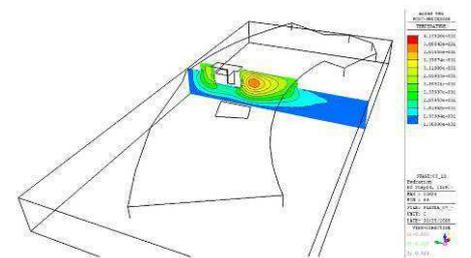


Figura 4: Temperature all'interno della platea

In particolare si è arrivati alla conclusione di frazionare in due semigetti gli spessori delle platee proprio per evitare gradienti termici troppo elevati. Sono state quindi inserite nella parte corticale del primo semigetto delle armature atte ad eliminare il rischio fessurazioni nella zona di estradosso. La notevole fluidità del calcestruzzo utilizzato, compresa tra le classi S5 ed SCC, richiesta per garantire un ottimo grado di costipazione tra le barre di armature, ha creato un problema indiretto relativamente al fatto che la superficie di estradosso del semi getto completato si è presentata molto liscia. Al fine di evitare una riduzione dell'aderenza con il getto superiore di seconda fase si è provveduto a migliorare il "grip" della ripresa irruvidendo artificialmente, poche ore dopo il getto, la superficie di estradosso del getto di prima fase.

Gli studi condotti hanno quindi permesso di individuare i più idonei mix design per i calcestruzzi e gli accorgimenti realizzativi per evitare la nascita di fessurazioni corticali sull'estradosso dei getti, ciò al fine di garantire la durabilità della struttura progettata mediante una corretta protezione delle armature superiori.

Principali problematiche strutturali analizzate

Dal punto di vista generale il progetto di Porta Nuova Garibaldi è risultato essere tecnicamente articolato, in quanto si sono dovute affrontare delicate problematiche strutturali legate al fatto di realizzare un complesso di grandi dimensioni in un territorio fortemente antropizzato, dove la

presenza di infrastrutture e sottoservizi ha condizionato fortemente molte scelte progettuali. Uno degli aspetti più interessanti della progettazione è stato quello legato alle analisi svolte sulla Torre A relativamente alla definizione dei carichi eolici di progetto ed alle interazioni con l'adiacente manufatto del nuovo Tunnel di Porta Nuova.

Vista la considerevole altezza dell'edificio, pari a 140 m misurati sulla copertura del piano 32° e 225 m sulla sommità della guglia, le analisi legate all'equilibrio delle forzanti orizzontali ha rappresentato una delle discipline di ingegneria più difficili, sia per la complessità legata alla definizione delle forzanti, sia per il modo in cui viene raggiunto l'equilibrio interno e con i vincoli a terra.

Le sollecitazioni orizzontali principali, al fine del dimensionamento delle strutture di controvento, sono risultate essere quelle eoliche. Per la Torre A di Porta Nuova Garibaldi l'analisi di queste sollecitazioni è stata eseguita mediante una campagna sperimentale presso i laboratori del CRIACIV di Prato (Università di Firenze), che ospita la prima galleria del vento costruita in Italia per l'analisi dei fenomeni aerodinamici sugli edifici. Queste analisi sono state eseguite in collaborazione con l'Ing. Pietro Crespi e la società Amis di Milano.

Per questo studio è stato realizzato un modello rigido in scala 1:350 della Torre A e degli edifici limitrofi, montati su una piattaforma girevole del diametro di 2 m, simulando quindi un'area di indagine di 700 m di diametro intorno alla Torre.

La particolarità del test condotto consiste nel aver riprodotto lo strato limite del vento ovvero, attraverso la regolazione dell'altezza di particolari "box" in legno collocati prima del modello, si è riusciti a ricreare l'andamento variabile delle velocità del vento in funzione dell'altezza dal suolo, riuscendo quindi a simulare la rugosità specifica dell'area.

Il modello della Torre A è stato monitorato attraverso 140 sensori (trasduttori di pressione di tipo piezoelettrico) distribuiti sulla superficie esterna dell'edificio che hanno permesso di rilevare puntualmente le pressioni esercitate dal vento sulla Torre.

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

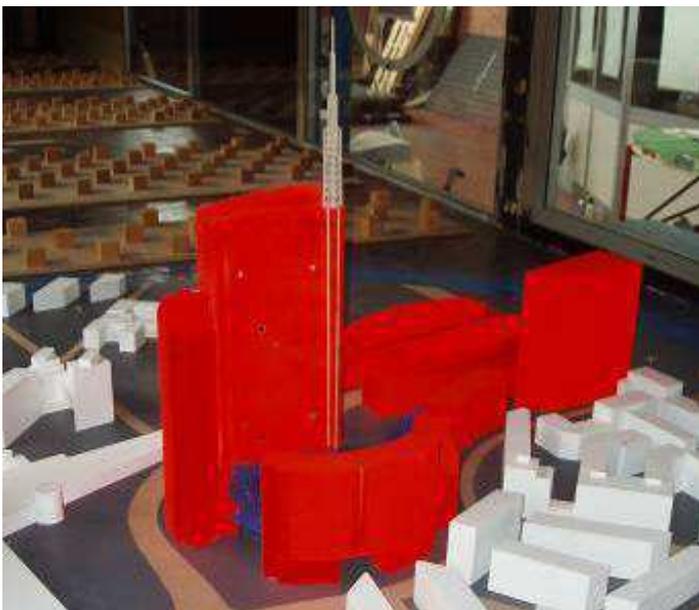


Figura 5: Modello provato in galleria del vento

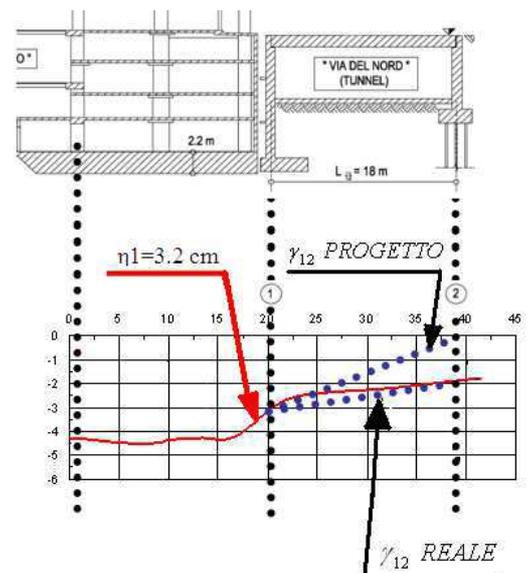


Figura 6: Andamento dei cedimenti differenziali

In secondo luogo, oltre a tutti gli aspetti legati alle progettazioni delle strutture fuori terra, si è dovuto studiare l'interazione tra le fondazioni della Torre A e l'adiacente tunnel di Porta Nuova, realizzato prima della costruzione della Torre stessa. In particolare si sono analizzate le distorsioni angolari impresse al tunnel dovute alla realizzazione successiva della Torre. L'elevato peso dell'edificio, superiore alle 100.000 tonnellate, ha creato infatti dei cedimenti differenziali sulle strutture verticali del tunnel che si sono tradotti in distorsioni angolari dell'impalcato di copertura.

In questo caso il problema più complesso è stato quello di individuare un sistema di fondazioni della Torre sufficientemente rigido per limitare gli spostamenti differenziali superficiali e garantire la sicurezza statica e la funzionalità in esercizio del tunnel.

La soluzione più idonea è stata identificata in un sistema fondazionale indiretto costituito da una platea in calcestruzzo impostata su diaframmi di grandi dimensioni (sezione 1,20 x 2,5 m, e con lunghezza superiore ai 40 m) chiamati "barrette" che hanno permesso di trasferire in profondità i carichi della Torre, limitando i cedimenti verticali superficiali.

In questo modo si sono ridotti, rispetto alla soluzione di fondazioni di tipo diretto, anche i cedimenti differenziali verticali sulle strutture del tunnel e quindi le distorsioni angolari conseguenti.

Il collaudo statico di tali "barrette" ha richiesto l'applicazione del metodo a celle Osterberg per via dell'elevato carico verticale di esercizio.

Le tematiche legate all'altezza della Torre A e alle sue fondazioni non sono state le uniche che hanno contraddistinto la progettazione strutturale di Porta Nuova Garibaldi. Sicuramente il progetto strutturale della Torre C ha rappresentato un altro comparto in cui si sono dovute valutare attentamente specifiche problematiche progettuali. Delle tre Torri in progetto, la Torre C, è quella di minor altezza; questo edificio infatti conta 3 piani interrati e 12 fuori terra raggiungendo un'altezza totale, calcolata dallo spiccatto di fondazione, di circa 70 m. Le principali problematiche strutturali non si sono riscontrate dunque per l'altezza della Torre, ma bensì per le interferenze in fondazione con le infrastrutture esistenti.

In particolare la Torre C è stata ubicata sul tracciato delle gallerie ferroviarie del passante ferroviario nella tratta Garibaldi - Repubblica.

La sovrapposizione planimetrica tra le strutture della Torre e della galleria nord e sud del passante è praticamente totale come illustrato nella figura 7.

Le analisi preliminari hanno dimostrato che un sistema fondazionale di tipo diretto, quale una fondazione a platea, non sarebbe stato possibile in quanto il peso della Torre sarebbe stato trasferito direttamente sulle gallerie del Passante generando sulle stesse stati tensionali inaccettabili. Infatti le gallerie ferroviarie si trovano solamente 11 m al di sotto della quota di imposta delle Torre C e questa circostanza ha posto un delicato problema sulla definizione del sistema fondazionale dell'edificio.

La scelta progettuale adottata è stata quella di fondazioni indirette al fine di trasferire il carico verticale della Torre al di sotto della quota di imposta delle gallerie.

Con questa soluzione progettuale si sono limitati gli stati tensionali aggiuntivi che, in questa configurazione, sono risultati compatibili con la statica in esercizio delle gallerie. Il sistema di fondazioni è stato realizzato da tre palificate, eseguite a lato delle gallerie, che costituiscono tre allineamenti di appoggio continuo delle platea.

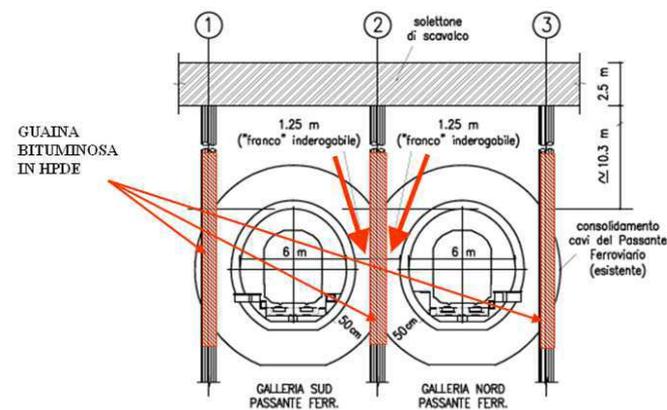
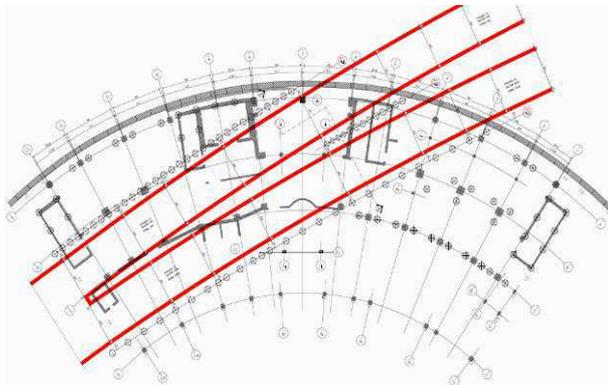


Figura 7: Sovrapposizione Torre C – Passante Ferroviario; sezione sulle gallerie ferroviarie

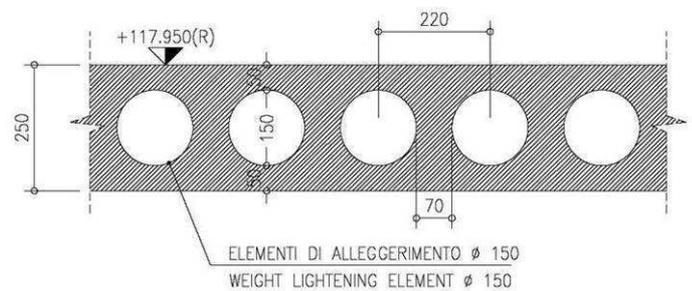


Figura 8: Particolare della sezione della platea fondazionale

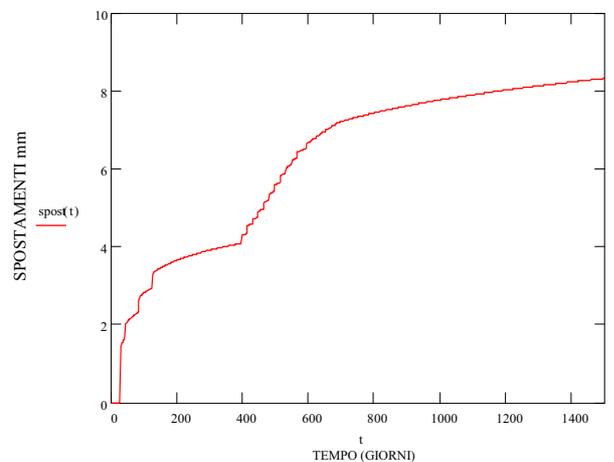


Figura 9: Spostamenti elasto viscosi della platea

In questa condizione statica di progetto la platea non è risultata più essere un elemento di fondazione ma bensì un impalcato che, appoggiato sugli allineamenti di pali, è stato progettato per sorreggere la Torre sovrastante.

Questa struttura di fatto ha definito "un ponte interrato" a scavalco delle gallerie le cui pile, costituite dai pali, scaricano i carichi verticali al di sotto della quota di imposta dei tunnel ferroviari, anche grazie alla forte riduzione dell'attrito laterale tramite la predisposizione di un'interfaccia in guaina bituminosa di HPDE.

Nel complesso iter progettuale l'elemento discriminante è stato sicuramente la deformabilità della platea, in quanto eccessivi spostamenti verticali nella sua parte centrale avrebbero potuto comprimere il terreno al di sopra delle gallerie riportando sulle stesse il peso della Torre. Questa situazione avrebbe quindi reso inefficiente il sistema fondazionale indiretto in progetto.

La deformabilità flessionale della platea è stata un elemento dominante nella progettazione strutturale.

In particolare, al fine di limitare i pesi della platea mantenendo contestualmente un'elevata rigidità sezionale, si è optato per realizzare una sezione di altezza pari a 2,5 m alleggerita con appositi elementi metallici come illustrato nella figura 8.

Definite le caratteristiche strutturali è stata effettuata un'analisi di costruzione per fasi attraverso un'applicazione progressiva dei carichi sulla platea simulando quindi la costruzione nel tempo della Torre C. Questa successione temporale dell'applicazione dei carichi ha permesso di valutare lo spostamento nel punto di maggior deformabilità considerando gli effetti differiti nel tempo legati al fluage del calcestruzzo della platea. In particolare è stata utilizzata la funzione di viscosità presente nel CEB FIP MODEL CODE 90 che ha consentito di definire l'evoluzione temporale dello spostamento flessionale della platea in relazione alle caratteristiche reologiche del calcestruzzo e all'evoluzione temporale dell'applicazione dei carichi (costruzione per fasi successive dei piani della Torre).

L'andamento temporale degli spostamenti nel punto di maggior deformabilità della platea è rappresentato nel grafico rappresentato nella figura 9.

Allo spostamento flessionale della platea è stato sommato quello di progetto calcolato sulla testa dei pali, legato alla deformabilità longitudinale degli stessi ed alla deformazione del sistema palo - terreno. Questo spostamento globale è risultato quindi essere l'abbassamento

verticale globale massimo nel punto di maggior deformazione della platea.

Al fine di escludere interazioni tra il terreno sovrastante le gallerie e l'intradosso della platea sotto il magrone di fondazione è stato inserito uno strato altamente deformabile costituito da sabbia e polistirolo.

Conclusioni

Il progetto di Porta nuova Garibaldi si è prefigurato quindi come un cantiere innovativo relativamente all'utilizzo dei calcestruzzi di nuova generazione. Questi conglomerati cementizi sono stati caratterizzati non solo da resistenze superiori a quelle tradizionali, ma anche da particolari proprietà specifiche quali l'elevata lavorabilità e bassi calori di idratazione. Sicuramente la parte innovativa è correlata anche ai molteplici aspetti di costruzione legati alle considerevole altezze degli edifici. In particolare si evidenziano i sistemi "self climbing", caratteristici dei casseri autosollevanti, utilizzati per la realizzazione dei muri di controvento piuttosto che particolari sistemi di cassetta utilizzati per la realizzazione dei solai.

Uno degli aspetti significativi, legato alla progettazione strutturale di Porta Nuova Garibaldi, è stato l'accurato studio preventivo svolto, dedicato alla progettazione strutturale, alla scelta dei materiali ed alla definizione delle fasi cantieristiche per la realizzazione delle Torri.

Sicuramente il "know-how" sviluppato durante la cantierizzazione di questo lotto immobiliare è stato di fondamentale ausilio ai successivi cantieri, nell'ambito dello stesso P.I.I., dei comparti Isola e Varesine.

Non ultimo, va ricordato che le attività dei professionisti incaricati dei collaudi statici degli edifici in costruzione nelle diverse aree del progetto Porta Nuova, sono coordinate dal Prof. Migliacci con la collaborazione della Soc. AMI Consulting s.r.l. di Milano. Ciò al fine di omogeneizzare le operazioni di collaudo, in particolare le prove sui materiali in opera e le prove di carico, vista la particolare complessità e le varietà delle soluzioni adottate nelle diverse aree, facenti però parte di un progetto unitario nella sua concezione e per la sua finalità.

Ad oggi, i lavori per la realizzazione delle strutture portanti delle Torri sono quasi terminati e i milanesi stanno iniziando a cogliere le forme degli edifici in progetto, fino a poco tempo fa visibili solo nei rendering architettonici.

Questa percezione rende più vicino il termine dei lavori di realizzazione del complesso di Porta Nuova Garibaldi che si prefigurerà come un importante nuovo polo nella vita cittadina meneghina.

Sicuramente Porta Nuova darà una nuova immagine alla città di Milano che si presenterà con un nuovo volto per l'appuntamento internazionale dell'Expo del 2015.

Committente

Hines Italia SGR S.p.A.
Società di gestione del Fondo immobiliare "Porta Nuova Garibaldi"

Costruzione

Impresa Colombo Costruzioni di Lecco (General Contractor)

Progetto strutturale delle tre Torri

Ing. Danilo Campagna,
MSC Associati S.r.l.

Supervisione strutturale

Prof. Antonio Migliacci
(socio fondatore di MSC Associati S.r.l.)

Coordinamento delle attività progettuali

Ing. Claudia Gregis
Ing. Alessandro Aronica

Masterplan

Architetto Cesar Pelli



Posa delle armature del diaframma costituente uno dei pali di fondazione su cui è impostata la platea della Torre A. Nella parte sommitale della gabbia di armatura sono visibili le due piastre in acciaio per l'allocatione dei martinetti idraulici della Load Test appositamente installati per eseguire la prova di collaudo a carico verticale. Durante tale prova, denominata "Celle di Osterberg", i pistoni, collocati a circa 30 m di profondità, sono stati pressurizzati fino ad ottenere un carico totale di circa 2500 tonnellate pari a circa 1,2 volte il carico di esercizio del singolo diaframma. L'immagine è relativa alla posa del primo segmento di armatura, lungo circa 12 metri, che è stato seguito da altri 3 tronchi altrettanto lunghi per raggiungere un'altezza complessiva del diaframma di oltre 40 m.

Particolare della posa delle armature della fondazione della Torre A.



Particolare della posa delle armature della platea della Torre C.

Tubi di alleggerimento nello spessore della platea della Torre C

Fasi di costruzione degli edifici. A destra la Torre A e a sinistra la Torre B.

Vista notturna del cantiere. A sinistra la Torre A, in centro la Torre B e a destra la Torre C.



Fase di costruzione della Torre A.

In basso a destra è visibile la realizzazione del piano primo interrato dell'area podio tra le tre Torri. Nel centro immagine sono visibili i casseri rampanti dei nuclei di controvento.

Più a destra quello della scala laterale, a sinistra (dietro) quello dell'Hi-Rise Core che si sviluppa su tutta l'altezza della Torre A. Davanti (tre piani più basso) quello dell' Low-rise core che invece termina al piano 15°. Sopra il cassero rampante dell'Hi-Rise Core è visibile la pompa per il getto che si solleva contemporaneamente al cassero oleodinamico.

Fase di costruzione della Torre B.

In basso è visibile il banchinaggio e la posa dell'armatura di un solaio di impalcato.

Al centro della fotografia è invece visibile l'estensione del braccio della pompa per i getti del calcestruzzo che, come per la Torre A, è solidale al cassero rampante dell'Hi-Rise Core della Torre B.





Fase di costruzione delle Torri.
A destra il particolare delle colonne della Torre A che si posizionano sulla verticale della guglia metallica che verrà installata in copertura.
Nella parte centrale è visibile il banchinaggio del piano primo interrato del Podio.

Vista zenitale dell'area podio tra le Torri.
In fase di completamento il solaio del primo interrato del podio.

A destra la Torre B mentre a sinistra la Torre C

Particolare della fase di realizzazione delle fondazioni del Podio dell'ala est.
Al centro dell'immagine è visibile l'impalcato di copertura delle strutture della nuova linea metropolitana M5 che si trova al di sotto del piano delle fondazioni.



Fig. 25: Particolare di armatura di un solaio a piastra della Torre A.

Fig. 19: Particolare delle strutture dell'area Retail (2° piano fuori terra) antistante la Torre A.



Particolare del piano a doppia altezza collocato al piano secondo della Torre B.

Dettaglio di un nodo travi - pilastro all'intradosso del piano primo della Torre A. Sono visibili gli sfalsamenti degli intradossi delle travi voluti al fine di agevolare il passaggio delle armature di intradosso delle travi stesse e decongestionare le armature nel nodo.

Questo dettaglio è stato progettato al fine di avere una migliore garanzia sulla costipazione dei getti in questi nodi strutturali fortemente armati.

Nella parte retrostante è visibile l'intradosso di un solaio a piastra che costituisce un impalcato della torre.



Vista d'insieme della costruzione delle Torri.

A sinistra la Torre C, più bassa, completata nelle strutture. Più a destra la Torre B e successivamente la Torre A.

Sulla facciata laterale del muro della scala della Torre A sono visibili i numeri disegnati al fine di permettere alla cittadinanza di seguire la costruzione delle Torri. In particolare, in questa fotografia, si vede il n°23 che corrisponde al piano 23-esimo della Torre A.

Il suo completamento arriverà al piano 32.

Vista della Torre C completata nella realizzazione delle strutture portanti.

Fase di costruzione della Torre A (ripresa dal livello Piazza nella zona dei pilastri della Guglia). In basso a sinistra è visibile la posa dei primi elementi di facciata.





Fase di costruzione della Torre A.

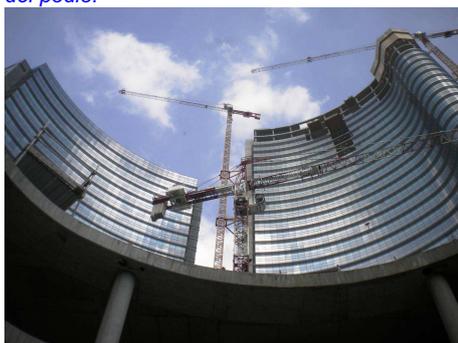


Fase di costruzione della Torre A. Ancora un'immagine presa dal livello Piazza nella zona dei pilastri della Guglia.



Vista della Torre B (imbiancata da una nevicata) con le facciate lato piazza quasi completate.

Vista delle Torri A (a destra) e B (a sinistra) dalle forometrie di aereazione dei piani interrati del podio.



Vista frontale della Torre C (presa dalla Torre A) con le facciate lato piazza completate.

Si possono notare sui lati della facciata lato strada, le sagome volute dall'architetto Cesar Pelli che danno alla torre una larghezza maggiore percepita rispetto a quella reale dell'edificio.

Sulla copertura della Torre C è inoltre presente una vela, chiamata Top Sail, più alta del piano di calpestio del solaio, progettata per nascondere i macchinari impiantistici.



Vista della Torre B con le facciate lato piazza completate. A destra il particolare delle facciate della Torre A in prossimità della zona guglia.



Vista della Torre B con le facciate lato piazza completate. Sul lato di sinistra è visibile il rivestimento in pietra utilizzato per le scale laterali.





Rendering architettonico del progetto di Porta Nuova.



Vista della Torre A con le facciate lato Parco in fase di completamento. Sul lato di sinistra è visibile il dettaglio della struttura portante della facciata creato al fine di realizzare la sagoma laterale della Torre.



Rendering architettonico della Torre A vista dai futuri giardini di Porta Nuova. E' visibile il profilo bombato realizzato con le strutture di facciata voluto dall'architetto Cesar Pelli. Nella parte retrostante è visibile la Torre C.



Rendering architettonico delle tre Torri. In particolare sulla copertura della Torre A è visibile la geometria architettonica e le finiture della guglia chiamata Spire la cui altezza è di circa 85 m oltre il piano di copertura della Torre. Questa struttura sarà posizionata sulla copertura della Torre A che si trova a quota 142 m sopra il livello piazza (piano 32). La Spire verrà montata parzialmente con la gru a lato della scala e successivamente, nella parte più alta, mediante l'ausilio di un elicottero bimotore tipo Ericson. Il montaggio con elicottero è previsto mediante il sollevamento di 4 tronchi del peso di circa 9 tonnellate cadauno.

PROGETTO C.A.S.E. – L'AQUILA



La storia del Progetto C.A.S.E. a L'Aquila, con la realizzazione di alloggi sismicamente isolati per quindicimila persone in soli nove mesi, è stata unica e fortemente innovativa per molti versi nel panorama dell'ingegneria e nella storia delle ricostruzioni post-terremoto. A cominciare dalla gestione tecnica e organizzativa, assunta da Eucentre e dal Consorzio Forcase su incarico del Dipartimento della Protezione Civile, con una forte integrazione tra le funzioni progettuali e direzionali e le attività cantieristiche, in genere affidate ad un general contractor. Il team ha avuto il compito di ideare e gestire una sfida dai numeri impressionanti: 725.000 mc di scavi, 264.000 mc di calcestruzzo, 240.000 mq di cassetture, 32.850 tonnellate di armatura in acciaio, 14.530 tonnellate di colonne in acciaio, solo per le piastre sottostanti gli edifici.

In estrema sintesi il Progetto C.A.S.E. è stato, sotto il profilo tecnico, la realizzazione di 185 edifici (4.449 appartamenti) di elevato standard tecnologico e ambientale e assoluta sicurezza sismica, con relative urbanizzazioni e spazi verdi collettivi, in un tempo record di nove mesi.

L'idea che ha consentito il raggiungimento di tali obiettivi è stata la concezione dell'edificio prototipo sismicamente isolato: un edificio di tre piani per circa 80 persone realizzato con tecnologie prefabbricate al di sopra di piastre sismicamente isolate, queste realizzate in serie, in modo sostanzialmente indipendente dal terreno sottostante e dagli edifici soprastanti. Ciò ha consentito di partire immediatamente con i cantieri, senza dover attendere la progettazione

della porzione abitativa.

Fattori decisivi nella fase di realizzazione delle piastre sono stati, oltre alla concezione progettuale e cantieristica, la massima standardizzazione, l'ampio ricorso a sistemi modulari, l'utilizzo di tecnologie prefabbricate e pre-assemblate, l'impiego di calcestruzzi autocompattanti e performanti, la flessibilità delle soluzioni impiegate.

Il Progetto C.A.S.E. ha registrato l'utilizzo più esteso al mondo d'isolatori sismici in ambito di edilizia civile.

IL PROGETTO PROTOTIPO

I 185 edifici realizzati nell'ambito del Progetto C.A.S.E., per quanto differenti ed articolati, sono riconducibili ad un unico progetto di riferimento, il progetto prototipo. Il prototipo si compone di due parti: la porzione inferiore, costituita dalle due piastre strutturali e dal sistema di isolamento, e la porzione superiore, costituita da un edificio di tre piani.

Le due parti, pur costituendo un unico organismo, sono concepite come indipendenti e rispondono ad esigenze differenti a diversi livelli, dal piano progettuale a quello realizzativo.

Il progetto della porzione inferiore viene infatti concepito come prototipo da ripetere, concettualmente immutato, tante volte quante sono gli edifici. Viene pertanto spinto ad un livello esecutivo estremamente ottimizzato sotto il profilo cantieristico, al fine di poter iniziare immediatamente la costruzione e di raggiungere elevati livelli di produzione, sull'idea di una catena di montaggio organizzata per fasi lavorative. In realtà il progetto esecutivo delle piastre subirà diversi affinamenti volti ad ottimizzare

ulteriormente dettagli costruttivi e tempi e a consentire adattamenti a situazioni differenti. Rimane tuttavia un progetto tipo di riferimento, realizzato sotto il controllo del Consorzio Forcase, che provvede direttamente all'organizzazione logistica dei cantieri, agli ordinativi dei materiali, alla programmazione dei getti e delle forniture.

L'edificio soprastante, al contrario, sostanzialmente svincolato strutturalmente dal sistema sottostante, viene sviluppato solo a livello preliminare e viene utilizzato come prototipo di riferimento per una gara di progettazione e costruzione chiavi in mano, nel rispetto di parametri vincolanti. La strategia, quasi opposta, ha diverse ragioni ed obiettivi: la differenziazione dei soggetti coinvolti (anche per ovvie ragioni di capacità produttiva), la naturale diversificazione del costruito, il coinvolgimento di progettisti e tecnici esterni.

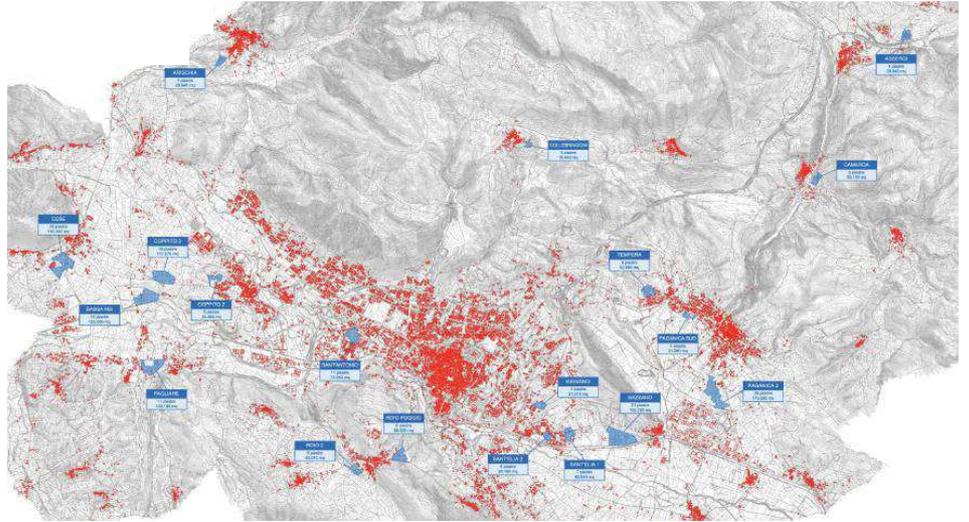
IL SISTEMA DELLE PIASTRE

Il prototipo, nella porzione inferiore, è costituito da tre elementi fondamentali:

- la sottostruttura di fondazione, rigidamente vincolata al suolo;
- i dispositivi di isolamento, caratterizzati da una elevata deformabilità in direzione orizzontale e da una notevole rigidità in direzione verticale;
- la sovrastruttura, libera di muoversi nel piano, in funzione della flessibilità e della capacità di spostamento degli isolatori.

Il proposito principale del sistema a piastra isolata è quello di garantire l'assenza di deformazioni strutturali tali da comprometterne l'utilizzo in seguito ad azioni sismiche di forte intensità.

Localizzazione definitiva delle aree selezionate per gli insediamenti del Progetto C.A.S.E. all'interno del territorio comunale dell'Aquila. Laddove possibile si è preferito posizionare i nuovi quartieri in prossimità di funzioni e nuclei urbani colpiti dal sisma privilegiando aree già destinate all'espansione edilizia.



Il concetto guida della progettazione è quello di fare in modo che il complesso abitativo diventi un elemento pressoché indipendente rispetto al moto del terreno. Idealmente, infatti, tanto più l'edificio è "scollegato" dal suolo, tanto più quest'ultimo non risentirà di eventuali azioni di natura sismica.

I dispositivi di isolamento, nonché i collegamenti infrastrutturali, devono essere in grado di assorbire senza danneggiamento l'evento sismico di progetto.

A scopo cautelativo, per evitare fenomeni di collasso o esplosioni, è previsto che i componenti dei dispositivi di isolamento e le connessioni tra impianti pericolosi, come ad esempio le condutture del gas,

abbiano una "riserva" di capacità rispetto al limite definito dall'azione sismica.

Nella loro configurazione finale le due piastre hanno entrambe spessore 50 cm, dimensioni in pianta pari a 21 m x 57 m e sono distanziate tra loro di 270 cm.

La piastra superiore è sostenuta da 40 colonne (10 allineamenti di 4 colonne), disposte secondo una maglia regolare 6 m x 6 m: 3 campate lungo la dimensione trasversale e 9 campate lungo la dimensione longitudinale.

La protezione sismica degli edifici soprastanti è garantita attraverso un sistema di isolamento posizionato tra la sommità delle colonne, progettate sia in acciaio sia in calcestruzzo armato, e la piastra superiore.

Il sistema di isolamento è costituito da 40 dispositivi tipo friction pendulum.

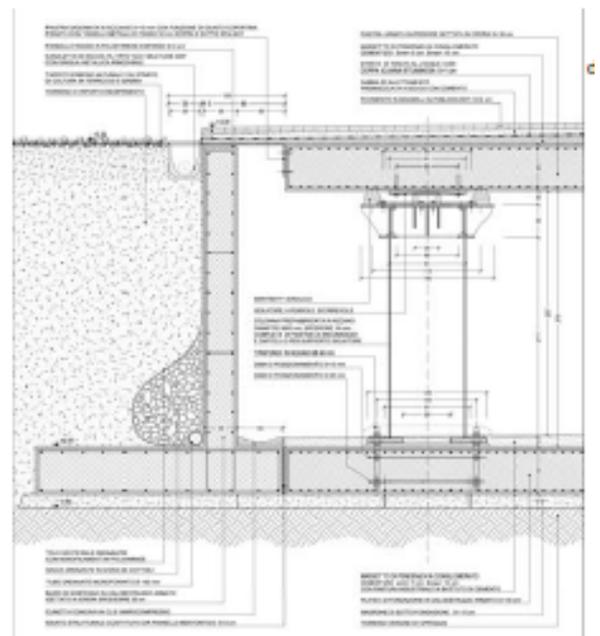
Il piano compreso tra le due piastre, oltre a consentire il transito e la distribuzione delle principali dorsali impiantistiche a soffitto, è sfruttato come autorimessa interrata, con un corsello centrale e 36 potenziali stalli per autovetture in corrispondenza delle campate laterali.

GLI EDIFICI

Al di sopra del sistema delle piastre sono stati realizzati edifici di tre piani di circa 1.700 mq ciascuno, con circa 25 appartamenti di taglio differente ed una ricettività di circa 80 persone.



Sezione trasversale dell'edificio prototipo



Dettaglio costruttivo del nodo terreno - sistema di piastre isolate



*Schizzi prospettici di studio
Rendering tridimensionale utilizzato per illustrare
le ipotesi progettuali d'arredamento e distribuzione interna
Studi tridimensionali*

La progettazione e la realizzazione degli edifici sono state oggetto di una gara pubblica fortemente incentrata su criteri prestazionali, che ha portato alla selezione di 16 soggetti e quindi a 16 tipologie caratterizzate da differenti soluzioni architettoniche e differenti sistemi costruttivi strutturali, accomunati da tempi di assemblaggio estremamente rapidi (tempo massimo per il completamento integrale di un edificio 80 giorni).

Complessivamente il 20% degli edifici è stato realizzato con ossatura portante in carpenteria metallica, il 30% con strutture prefabbricate o semiprefabbricate in calcestruzzo armato, il 50% con sistemi costruttivi in legno (Platform frame, a pannelli portanti con strati incrociati, a telai travi-pilastri).

Oltre alle strutture, la costruzione degli edifici si è caratterizzata per l'ampio ricorso a tecnologie a secco, ad elementi a stratigrafia complessa, a componenti prefabbricati e pre-assemblati (dalle centrali, ai balconi, alle cellule bagno), con importanti risultati sotto il profilo di tempi, qualità, sostenibilità ambientale ed efficienza energetica.

LA PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE DELLE PIASTRE ANTISISMICHE

La progettazione strutturale dell'intervento ha costituito sin dall'inizio un ruolo di fondamentale importanza. L'esigenza imprescindibile era quella di redigere in tempi rapidissimi un progetto strutturale dotato della massima flessibilità che consentisse un inizio dei lavori quasi immediato (8 giugno 2009) e che garantisse un elevato standard di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche.

Si è immediatamente proceduto alle indagini per l'individuazione delle possibili tecnologie costruttive compatibili con il programma temporale prefissato, esplorando le capacità di produzione del mercato nazionale. Non sarebbe stato possibile apportare significative variazioni in corsa al progetto, non solo a causa dei tempi assai ridotti previsti per la realizzazione delle opere e del relativo approvvigionamento di macchinari e materiali, ma anche per la notevole inerzia del meccanismo produttivo che, data la mole, non poteva rispondere rapidamente a richieste di modifica.

È stata pertanto necessaria una standardizzazione estrema della produzione in cantiere che tendesse fortemente alla industrializzazione del processo costruttivo a favore sia delle attività di esecuzione sia delle attività di controllo. In fase progettuale erano

obbligatorie le esigenze di rendere quanto più possibile il progetto indipendente dalle caratteristiche dei terreni, totalmente ignote (essendo i siti di costruzione ancora in fase di selezione), e dalla tecnologia costruttiva degli edifici, ancora in fase di definizione o perfezionamento.

Dal punto di vista cantieristico, per ogni singolo basamento, si sono previste cinque macrofasi distinte:

- opere di movimento terra;
- realizzazione delle platee di fondazione;
- posa dei pilastri;
- posa dei dispositivi antisismici;
- realizzazione della platea superiore;

Ciascuna macrofase è stata a sua volta suddivisa in sottofasi specifiche, per un totale di 14 lavorazioni esplicitamente descritte in seguito. Conseguentemente alla scelta di non ricorrere ad un general contractor, è stato necessario svolgere direttamente le attività di:

- identificazione dei fornitori di materiali e manodopera e predisposizione dei relativi contratti;
- coordinamento degli ordini per gli approvvigionamenti in cantiere;
- gestione delle istruzioni esecutive in cantiere relativamente a tracciamenti e approntamento della viabilità di cantiere.



FASE 1_ Scavo ultimato per la realizzazione della sottostruttura



FASE 2_ Getto del piano di regolarizzazione in calcestruzzo a basso dosaggio di cemento



FASE 3_ Tracciamento per la posa degli ancoraggi di base per le colonne metalliche



FASE 4_ Posa degli ancoraggi di base delle colonne metalliche dopo la posa dell'armatura inferiore e la realizzazione delle sponde perimetrali



FASE 5_ Getto e stagliatura del calcestruzzo per la platea di base



FASE 6_ Tirisfondi affioranti della platea di fondazione per l'ancoraggio delle colonne metalliche



FASE 7_ Posa e centraggio di una colonna metallica



FASE 8_ Posa ultimata dei dispositivi antisismici in sommità alle colonne



FASE 9_ Predisposizione delle puntellazioni di sostegno del piano di casseratura della soletta superiore



FASE 10_ Predisposizione dei pannelli modulari per la realizzazione del piano di casseratura



FASE 11_ Getto e stagliatura della piastra superiore



FASE 12_ Basamento isolato prima della rimozione dei puntelli di sostegno della piastra superiore

Fasi realizzative del sistema di piastre isolate

Tutto ciò diversamente da quanto tradizionalmente accade nell'ambito dei lavori pubblici, e non solo, quando la stazione appaltante identifica un solo appaltatore, cui demanda le tre fasi sopraelencate.

Tralasciando il notevole risparmio economico derivante dalla scelta effettuata, si sottolinea come una soluzione alternativa risultasse non compatibile con i tempi di realizzazione previsti. Si consideri infatti l'immane mole di informazioni progettuali, soggette a continue modifiche ed ottimizzazioni, che si sarebbe dovuta trasmettere al soggetto esterno incaricato del coordinamento generale dell'esecuzione delle opere con tutte le ripercussioni in termini di tempo necessario e possibilità di errori per l'interscambio dei continui aggiornamenti. Non era possibile pensare che un soggetto esterno potesse efficacemente e rapidamente coordinare il flusso delle informazioni progettuali con la filiera produttiva, anch'essa in via progressiva di definizione.

All'ufficio forniture e gestione approvvigionamenti del Consorzio, in continuo contatto con la divisione progettazione e con la divisione direzione del cantiere, è spettato come primo compito l'identificare forniture e manodopera per l'esecuzione delle opere. La pianificazione di partenza dei lavori ha portato ad individuare le seguenti

necessità in termini di forza produttiva:

- tre imprese specializzate nel movimento terra per scavi, reinterri e realizzazione della viabilità di cantiere;
- due fornitori di calcestruzzo in grado di garantire una produzione di punta di oltre 5.000 mc/giorno di calcestruzzo;
- un fornitore di acciaio per calcestruzzo armato in grado di fornire di più di 400 t al giorno;
- due fornitori di pilastri in acciaio in grado di fornire e posare 80 pilastri al giorno ciascuno;
- due fornitori di dispositivi antisismici in grado di fornire 80 apparecchi al giorno ciascuno o in alternativa un pari numero di dispositivi di appoggio temporanei in acciaio da sostituire successivamente con isolatori definitivi mediante il sollevamento della piastra superiore;
- tre fornitori di manodopera e di sistemi di casseratura in grado di assemblare tutto il materiale sopraelencato (posa delle armature, operazioni di casseratura e getto del calcestruzzo) con una produttività totale media a regime di 17 basamenti completi a settimana.

La pianificazione prevedeva, come già sottolineato, che a partire dall'8 giugno si desse inizio ai lavori. Per ciascuna area d'intervento era necessaria la preparazione generale, per la realizzazione di recinzioni e strade di

cantiere, che richiedeva, nelle previsioni, mediamente 2 giorni. Successivamente, conclusa l'attività propedeutica, le lavorazioni dovevano svilupparsi progressivamente, ad effetto domino, per la realizzazione di più basamenti in contemporanea mano a mano che vi era la possibilità di operare.

Nella figura si riassume la sequenza di ciascuna macro-fase dandone una breve descrizione sintetica.

OPERE DI MOVIMENTO TERRA

Tracciamento: operazioni svolte da tecnici topografi incaricati, sotto gli ordini della direzione lavori; scavo e movimenti terra: scavo medio di 4.000 mc per piastra, dato ovviamente condizionato dalla topografia esatta dell'area d'intervento. Lavori eseguiti da Midal spa, Co.Ge.Fer. spa, Codimar srl.

REALIZZAZIONE DELLA PLATEA DI FONDAZIONE

Realizzazione del piano di regolarizzazione di 15 cm in magrone per un totale di 200 mc di materiale, casseratura delle sponde laterali (78 mq per uno sviluppo lineare di circa 160 m), posa delle armature inferiori, fornitura e posa degli ancoraggi per i pilastri metallici, posa delle armature superiori (in totale circa 60 t di acciaio in pannelli pre-assemblati), operazioni di getto (circa 600 mc). Lavorazioni eseguite dal Gruppo

Bison Consorzio Edile C.M., Zoppoli & Pulcher spa e Sacaim spa, con l'esclusione della posa degli inserti metallici a carico dei fornitori dei pilastri in acciaio. L'interferenza delle lavorazioni è minima in termini cantieristici data l'ampia superficie d'intervento di quasi 1.200 mq, il coordinamento delle attività è però indispensabile per evitare di dover fermare completamente i lavori.

FORNITURA E POSA DEI PILASTRI

Fornitura e posa dei pilastri metallici e relativo inghisaggio.

La soluzione principale scelta per la realizzazione dei pilastri è stata l'acciaio, utilizzando lamiere di spessore pari a 15 mm calandrate e saldate. Lavori eseguiti da Edimo Metallo spa/Taddei spa e da Cordioli & C. spa.

Per far fronte a potenziali difficoltà di approvvigionamento dei pilastri metallici dovuta ad una sovra-produzione delle opere in c.a. delle platee di fondazione sono stati inoltre ordinati pilastri in calcestruzzo armato di sezione quadrata, con lato pari a 80 cm, realizzati dal gruppo Bison.

POSA DEI DISPOSITIVI ANTISISMICI O DEGLI APPOGGI PROVVISORIALI

Fornitura e posa dei dispositivi antisismici. Per adeguare la produzione in cantiere alle capacità produttive delle due ditte fornitrici, limitate in fase iniziali dagli inevitabili tempi tecnici minimi di realizzazione di apparecchi ad alta precisione meccanica costituiti da materiali di alta tecnologia, è stato necessario avvalersi, nel 30% circa dei casi, di apparecchi di appoggio provvisori costruiti in tradizionale carpenteria metallica che sono stati successivamente sostituiti con i dispositivi definitivi contemporaneamente ai lavori di costruzione degli edifici (la fornitura e i lavori di sollevamento e sostituzione, altamente specialistici, sono stati svolti direttamente da Alga spa e Fip Industriale spa, mentre la posa diretta prima del getto di appoggi definitivi o provvisori è stata a carico di Bison, Zoppoli e Sacaim per le evidenti interferenze con le opere di cassetatura della soletta superiore). Grazie alla scelta di apparecchi di appoggio temporanei le interferenze delle fasi lavorative sono state minime.

Nella fase di approvazione dei progetti costruttivi per la produzione è insorta la necessità di un coordinamento diretto tra i fornitori di pilastri e di isolatori per la compatibilità dei sistemi di ancoraggio,

così come per i sistemi di cassetatura modulare.

REALIZZAZIONE DELLA PIASTRA SUPERIORE

Casseratura, posa delle armature ed operazioni di getto del conglomerato cementizio armato, rimozione delle cassette e pulizia di cantiere per la singola piastra, pronta quindi per dare inizio alle lavorazioni necessarie alla realizzazione degli edifici. Lavori ancora eseguiti da Bison, Zoppoli e Sacaim.

Per la realizzazione delle piastre superiori si è adottato un sistema di cassette modulari a telaio con disarmo rapido a caduta, che in associazione alle elevate caratteristiche del calcestruzzo (modificate in relazione alle variazioni climatiche con il passaggio dall'estate all'inverno) hanno consentito di procedere con lo scasso parziale dopo un giorno dal getto e con lo scasso totale dopo poco più di 3 giorni. La costruzione degli edifici al di sopra delle piastre è iniziata dopo soli 7 giorni di maturazione.

Tali scelte operative sono state abbinata ad un meticoloso controllo delle caratteristiche dei materiali.



1



2



3

1 - Posa di un pannello di armatura unidirezionale preassemblata

2 - Colonne metalliche prima dell'inghisaggio definitivo con isolatori installati

3 - Posa isolatore a singola curvatura. I fermi provvisori (elementi rossi) sono stati smontati a piastra superiore ultimata.

4 - Isolatore posato su colonna in acciaio

5 - Operai intenti a vibrare il calcestruzzo appena gettato per realizzare la piastra superiore.

6 - Basamento ultimato pronto per dare inizio alla realizzazione degli edifici. Si notano gli appoggi temporanei in acciaio che saranno sostituiti in seguito dagli isolatori definitivi



4



5



6



Vista aerea dei cantieri

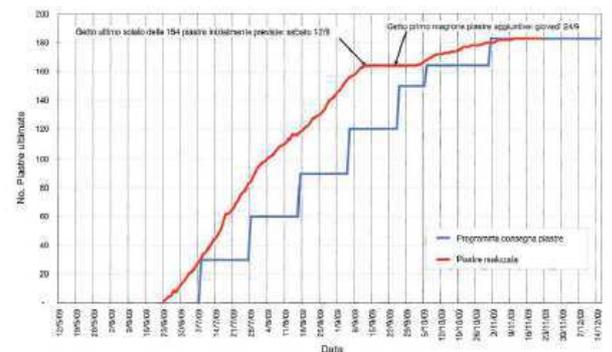


Diagramma di verifica delle date di consegna delle piastre

Come già preventivato in fase di simulazione progettuale, appare evidente la complessità della logistica dei trasporti (si pensi che si operava in un territorio gravemente colpito dal terremoto) e delle forniture con particolare riferimento al calcestruzzo, che poteva raggiungere punte di 5.000 mc al giorno e quindi imponeva una pianificazione delle risorse finalizzata a non superare il numero totale di 8 getti (tra platee e piastre superiori) per le tre imprese impegnate. I getti dovevano essere programmati con la logica di garantire una certa continuità di flusso in cantiere e quindi essere divisi in una media di circa 2, 3 ogni otto ore, con una maggiore velocità di esecuzione nelle ore notturne per l'assenza di traffico cittadino (60 viaggi di autobotti per fondazione o piastra superiore).

Sempre per la logistica si è operato suddividendo le aree di intervento nella zona est ed ovest di L'Aquila. La ripartizione geografica dei cantieri ha consentito a ciascuna impresa responsabile dei lavori di operare su porzioni più limitate del territorio, riducendo al minimo i tempi e gli oneri conseguenti alla movimentazione di personale e mezzi. I primi cantieri a prendere avvio nel maggio 2009 sono stati quelli di Cese di Preturo, ad est, e di Bazzano, ad ovest. Il cantiere di maggiori dimensioni è stato quello di Paganica 2,

con 25 edifici.

Operando sette giorni su sette su tre turni lavorativi quotidiani, la durata media delle lavorazioni per il singolo basamento è risultata di 17 giorni, con un vantaggio rispetto al crono programma iniziale di circa 7 giorni per basamento.

Nel grafico sono sintetizzate in modo efficace tutte le informazioni riguardanti l'avanzamento dei lavori eseguiti (in rosso) rispetto alle previsioni progettuali (linea azzurra).

La scalettatura della linea blu rappresenta le date previste per i lotti di consegna dei basamenti terminati alle imprese impegnate nella realizzazione degli edifici. In ascissa è riportato il tempo dei lavori suddiviso in settimane, in ordinata il numero di piastre completate.

L'inizio lavori è stato l'8 giugno. Il tratto costante orizzontale a 164 piastre realizzate è dovuto al fatto che inizialmente era prevista la realizzazione di 164 edifici, numero poi aumentato a 185.

Significativo è risultato, a fine lavori, il collaudo del sistema di isolamento sismico, effettuato con prove dinamiche in scala 1 a 1 su edifici effettivamente realizzati, permettendo alle persone di rimanere negli alloggi e di affacciarsi dai balconi, con spostamenti indotti mediante appositi attuatori sulla porzione isolata superiori ai 20 centimetri.

Tempi medi a regime per l'esecuzione del singolo basamento

Operazione	Durata
Tracciamenti	1 giorno
Esecuzione degli scavi	3 giorni
Getto magrone e tracciamento	1 giorno
Posa dell'armatura (platea)	2 giorni
Getto platea	1 giorno
Posa pilastri	1 giorno
Posa isolatori	1 giorno
Posa del cassero e dell'armatura del solaio	4 giorni
Getto solaio	1 giorno
Rimozione del cassero e pulizia	2 giorni
Tempo totale per la realizzazione della sottostruttura	17 giorni

Gli aspetti descritti sono limitati alla realizzazione dei basamenti antisismici, che hanno rappresentato uno degli aspetti concettualmente più innovativi del progetto, sia sotto il profilo progettuale, sia sotto il profilo tecnologico e realizzativo.

Una descrizione generale del Progetto C.A.S.E. è contenuta nel libro "L'Aquila. Il Progetto C.A.S.E.", edito da IUSS Press (novembre 2010), con oltre 400 pagine, 600 fotografie e 200 disegni tecnici e diagrammi.

Un approfondimento tecnico relativo alla qualità, alle caratteristiche e ai controlli dei calcestruzzi impiegati è contenuto, oltre che nel libro citato, nel Focus dedicato dal numero 2/2010 del Giornale dell'Ingegnere.



Ubicazione

L'Aquila

Stazione appaltante

Dipartimento della Protezione Civile

Ideazione, progetto esecutivo e D.L.

Ing. Gian Michele Calvi (Consozio ForCASE)

Coordinamento esecutivo

piastre in c.a. e infrastrutture

Ing. Paolo Petrucco

Coordinamento della sicurezza

in fase di esecuzione

Dott. Maurizio Ardingo

Responsabile unico del procedimento

Ing. Mauro Dolce

(Dipartimento della Protezione Civile)

Imprese esecutrici dei lavori (piastre)

RTI GDM Costruzioni-Gruppo Bison S.p.A.

Zoppoli e Pulcher S.p.A.

Sacaim S.p.A.

Fornitura calcestruzzi

Colabeton S.p.A. - S.M.I. s.r.l

Fornitura acciaio per armatura

La Veneta Reti s.r.l.

Fornitura pilastri in acciaio

Cordioll & C. S.p.A.

R.T.I. Edimo Metallo S.p.A. - Taddei S.p.A

Fornitura isolatori sismici

Alga S.p.A.; FIP Industriale S.p.A.

Data di ultimazione

19 febbraio 2010

I numeri del progetto

INIZIO LAVORI _ 8 giugno 2009

CONSEGNA DELLE PRIME PIASTRE _ 11 luglio 2009

COLLAUDO STATICO _ 22 novembre 2010

COSTO DI REALIZZAZIONE PIASTRE ANTISISMICHE _ 160.134.377 € IVA esclusa

COSTO COMPLESSIVO DI REALIZZAZIONE PROGETTO C.A.S.E. _ 705.133.982 € IVA esclusa

NUMERO DI PIASTRE REALIZZATE _ 185

NUMERO DI AREE DI CANTIERI _ 19

CUBATURA COMPLESSIVA DI SCAVI _ 725.000 m³

CUBATURA DI CALCESTRUZZO GETTATO _ 264.000 m³

SUPERFICIE COMPLESSIVA DI CASSERATURE _ 240.000 m²

PESO DELL'ACCIAIO PER ARMATURE _ 32.855 t

PESO DELL'ACCIAIO PER LE COLONNE _ 14.530 t

NUMERO DI PILASTRI IN ACCIAIO _ 6.208

NUMERO DI PILASTRI IN CALCESTRUZZO ARMATO _ 1.120

NUMERO DI ISOLATORI SISMICI IMPIEGATI _ 7.328



PREMI aicap 2011
REALIZZAZIONI IN CALCESTRUZZO STRUTTURALE

OPERE INFRASTRUTTURALI

Premio conferito a:

PASSERELLA SUL TORRENTE LIMA A BAGNI DI LUCCA

“L’opera si inserisce in modo ottimale nel delicato contesto territoriale, caratterizzato dal fiume che attraversa il borgo, bordato da argini rivestiti in pietra e da edifici antichi di piccola volumetria.

Il suo ingombro visuale ne risulta minimo.

Anche la sua realizzazione ha permesso un impatto del cantiere limitato alle due spalle, le quali peraltro non emergono dall’argine storico e vi sono perfettamente mimetizzate, senza mai interferire con l’alveo.

La tecnica del nastro teso è innovativa per l’Italia e questa applicazione, con la sua luce di 87 m, la freccia di 1,7 m e l’impalcato di spessore 40 cm, ne costituisce un primato.

La Commissione ritiene che l’opera possa rappresentare un interessante esempio per futuri interventi in contesti ambientali analoghi.”



OPERA VINCITRICE DEL PREMIO PER LA CATEGORIA OPERE INFRASTRUTTURALI

PASSERELLA SUL TORRENTE LIMA A BAGNI DI LUCCA



SCELTE DI PROGETTO

Lo studio del nuovo attraversamento sul torrente Lima a Bagni di Lucca è stato sviluppato secondo diverse direttrici in modo da determinare la soluzione che meglio si inserisse nel contesto urbanistico ed edilizio del luogo.

L'abitato di Bagni di Lucca, e in particolare l'area oggetto della nuova passerella, Ponte a Serraglio, è caratterizzato da un sistema edilizio di fabbricati collocati per larga parte in fregio al torrente, di altezza modesta e di buona qualità architettonica. Il posizionamento del collegamento tra le due sponde è stato definito in accordo con i tecnici della Soprintendenza della provincia di Lucca unitamente all'Autorità di Bacino del Fiume Serchio. La scelta è ricaduta sul punto di maggiore altezza spondale per garantirsi verso i fenomeni di piena del corso d'acqua e sulla congiungente tra il parco di villa "Fiori" in sponda sinistra e la fontana di acqua calda termale "la Cova" in sponda destra. La lunghezza dell'attraversamento è pari a 87,00 metri con un dislivello modesto tra le due sponde, inferiore al metro. La scelta della struttura della passerella è stata operata tra diverse soluzioni alternative e precisamente di tipo sospeso, strallato, ad arco, a travata, in sistema combinato arco-trave e a nastro teso. La soluzione sospesa è stata scartata per l'impossibilità di posizionare i piloni di sostegno dei cavi sulla sponda destra o, in alternativa, in alveo.

La soluzione strallata di tipo asimmetrico, con pilone in sponda sinistra è stata studiata fino a livello definitivo con l'evidenza di un forte impatto sia per il pilone che per l'altezza della trave d'impalcato. La soluzione ad arco e ad arco-trave a via inferiore, sviluppata sempre a livello definitivo, con arco in legno lamellare e rapporti geometrici ordinari, presentava un ingombro visivo non trascurabile dell'alveo, modificava sensibilmente le viste prospettive del lungo fiume e presentava costi di realizzazione che uscivano dall'ambito fissato dall'Amministrazione Comunale di Bagni di Lucca per la realizzazione dell'opera.

La soluzione a nastro teso in cemento armato precompresso ha mostrato un ottimo accordo con i vari vincoli fissati sia dal punto vista estetico che tecnico-economico. Il nuovo attraversamento si presenta esile, con soli 40 cm di spessore e organizzato secondo una forma concava, tipica delle strutture di questo tipo, con pendenza media inferiore al 5%, perfettamente inserita nel contesto edilizio circostante.

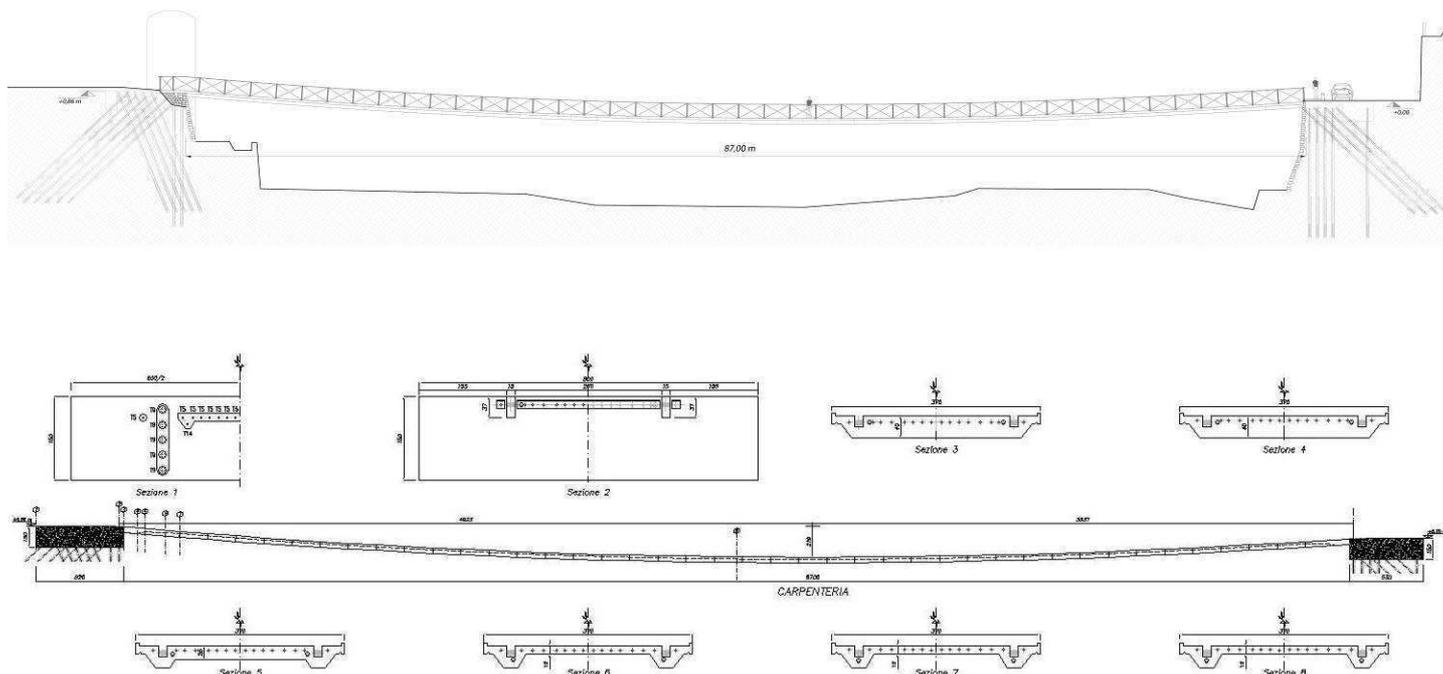
DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

La nuova passerella collega le due sponde distanti, in luce netta, 87,00 metri con una larghezza utile di 3,20 metri. La sezione trasversale è costituita da un nastro compatto di calcestruzzo dello spessore costante di 15 cm con due

ringrossi ai lati per un'altezza complessiva di 40 cm. La larghezza fuori tutto della sezione trasversale è pari a 370 cm.

L'armatura ordinaria in acciaio B450C è destinata a sostenere le azioni locali dei carichi di servizio e a contrastare le azioni trasversali che si sviluppano per effetto della precompressione. Le barre sono di piccolo diametro, 8 mm, sufficientemente diffuse in tutta la sezione. L'armatura tesa longitudinale è costituita da due sistemi resistenti: il primo destinato al sostegno della struttura durante le fasi costruttive e il secondo per la precompressione della struttura completata. I cavi di sospensione sono caratterizzati da due gruppi di 45 trefoli 0,6" s del tipo 1670/1860, indicando rispettivamente la tensione caratteristica di snervamento convenzionale (1%) e rottura, organizzati in forma rettangolare con cinque strati da nove trefoli ciascuno. I due gruppi vengono alloggiati in un'apposita scanalatura e posizionati alla quota baricentrica della sezione. Il sistema di precompressione è costituito da due ordini di cavi: il primo con 16 cavi da 4 trefoli posizionati in asse alla soletta di 15 cm di spessore ed il secondo con due cavi da 12 trefoli ciascuno, per complessivi 88 trefoli del medesimo tipo utilizzato per i cavi di sospensione.

La forma della sezione e il posizionamento dei cavi è stato studiato in modo da mantenere costante, per quanto sia possibile, la posizione del baricentro in tutte le varie fasi costruttive e di esercizio.



Prospetto e carpenteria

L'andamento longitudinale della passerella è stato studiato in modo da limitare la pendenza media di salita e discesa entro il valore del 5% che caratterizza la completa accessibilità dell'attraversamento. Le due sponde sono collocate a quota diversa, e hanno portato a una definizione geometrica della struttura con una distanza netta di 87,00 metri in fase di esercizio e 87,60 durante le fasi costruttive prima della precompressione con un dislivello tra gli estremi di 93 cm. La massima freccia in condizione permanente è stata assunta pari a circa 1,70 m.

Il sistema di fondazione rappresenta per le strutture sospese in genere, e in particolare per quelle a nastro teso, l'elemento economico di maggiore interesse. La costruzione di una struttura di questo tipo impone lo studio di opere fondali caratterizzate da elevatissima portanza per i carichi orizzontali, non facilmente raggiungibile con sistemi diretti o indiretti tradizionali. La definizione geotecnica del sottosuolo significativo per la diffusione delle azioni orizzontali, condiziona altresì pesantemente la fattibilità economica dell'opera.

Nel caso in questione le due sponde sono caratterizzate dalla presenza di roccia arenaria di buona consistenza a partire da circa 2-3 metri di profondità.

Scartando la possibilità di fondazioni dirette per motivi esecutivi ed economici, è stata studiata la soluzione con micropali del diametro di 20 cm armati con anima

tubolare metallica 127/12.5 con acciaio tipo Fe510.

I micropali sono stati organizzati in tre gruppi disposti secondo direttrici non coincidenti in modo da trasferire il carico trasmesso dalla passerella allo strato roccioso esclusivamente a mezzo di azioni normali. Il calcestruzzo utilizzato per le sottostrutture è di classe di resistenza C35/45 mentre per l'impalcato è stato elevato a C40/50 con additivi GRACE per la riduzione del ritiro.

COMPORTEMENTO STRUTTURALE

Lo studio della struttura a nastro teso presenta particolarità sia per la natura del comportamento non lineare sia per l'influenza delle caratteristiche reologiche del materiale utilizzato.

Le equazioni di forma notevoli per strutture sospese sono riconducibili essenzialmente a parabola, catenaria o logaritmica; rispettivamente per i casi di carico uniforme orizzontale, disposto lungo il cavo o infine nel caso dell'uniforme tensione [1],[2].

La deformabilità del nastro modifica in modo sostanziale lo studio del comportamento ed impone il ricorso a tecniche di soluzione di tipo numerico in grado di schematizzare la rigidità della struttura tenendo conto anche della variazione di lunghezza nel tempo a seguito della viscosità e del ritiro del calcestruzzo.

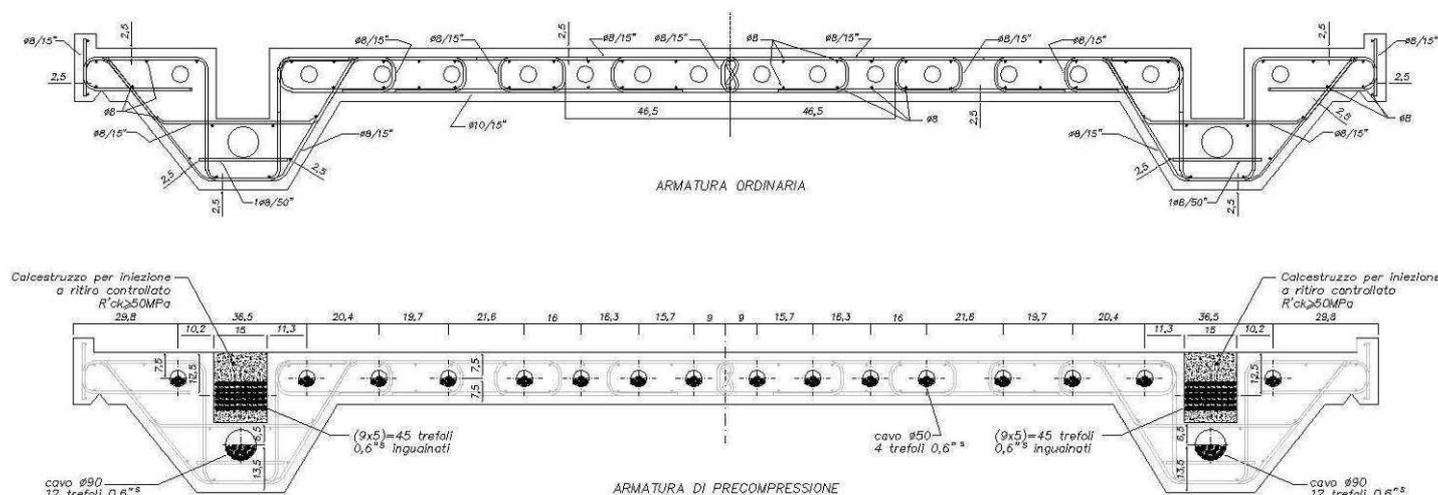
L'analisi del comportamento strutturale è stata fatta sulla base delle diverse fasi in

cui si è trovata la struttura nel corso della costruzione e dell'esercizio.

Il montaggio dei cavi di sospensione è caratterizzato dalla sezione trasversale e dal carico applicato limitato al solo cavo. Il montaggio dei conci prefabbricati è realizzato sui cavi di sospensione e con i carichi aggiuntivi rappresentati dai conci prefabbricati unitamente ai getti di completamento terminali e di riempimento delle connessioni trasversali tra i conci e delle due scanalature longitudinali dei cavi di sospensione.

La precompressione realizza il trasferimento del carico di pretensione dei trefoli alla sezione trasversale con un accorciamento del nastro che si riflette in una diversa conformazione geometrica a minor freccia e in un parziale trasferimento del carico permanente dai cavi di sospensione alla sezione reagente. I carichi permanenti e di servizio si applicano sulla struttura ormai completa con area reagente costituita dal calcestruzzo e dall'acciaio solidarizzato alla struttura per iniezione di malta nei condotti di passaggio. Le deformazioni differite, ritiro e viscosità, rappresentano accorciamenti variabili in funzione del tempo e della tensione applicata [3],[4].

I corrispondenti accorciamenti realizzano una variazione di forma della struttura con riduzione della freccia e incremento della trazione complessiva che va a distribuirsi nell'acciaio e nel calcestruzzo modificando quindi il campo di tensione significativo per la viscosità.



Armatura ordinaria e di precompressione

Il calcolo è stato sviluppato con software direttamente prodotto dalla società SE.I.CO. srl e in grado di integrare la funzione di accorciamento nel tempo discretizzandola in intervalli finiti significativi con parametri derivati dalle indicazioni Europee [5].

COSTRUZIONE DELLA STRUTTURA

La costruzione della struttura segue fedelmente le fasi già indicate nell'analisi del comportamento strutturale. In via preliminare è stata verificata la geometria dell'opera in relazione alle imposte sia per quanto riguarda la luce sia per il dislivello da superare.

Le particolari strutture di fondazione caratterizzate da un fitto reticolo di pali diversamente inclinati, hanno imposto un'attenta verifica del posizionamento della macchina perforatrice per ogni palo in modo da limitare gli errori geometrici entro limiti tecnicamente accettabili (5-10 cm).

La successiva realizzazione dei blocchi di ancoraggio non ha presentato particolari difficoltà fatta eccezione per il posizionamento dell'armatura metallica, studiata tenendo conto delle numerose interferenze presenti sia per i pali e tiranti di fondazione sia per le testate e i condotti dei cavi di sospensione e precompressione.

Durante la costruzione delle fondazioni sono stati realizzati in cantiere i conci prefabbricati da porre in opera sulle funi di sospensione.

L'armatura metallica è stata completamente assemblata in stabilimento e trasportata in cantiere pronta per l'inserimento nel cassero di getto. La realizzazione dei conci è stata eseguita utilizzando una coppia di casseri

disposti su una guida metallica sagomata secondo la forma della passerella al termine della precompressione.

La successione delle operazioni prevedeva il getto di un concio per volta con successivo spostamento sulla guida ed affiancamento del cassero vuoto da gettare in modo da simulare l'effettiva posizione dei conci sui cavi di sospensione. Il risultato è costituito da una serie di giunti perfettamente aderenti ed in grado di limitare le azioni parassite per il concentramento delle tensioni di contatto tra concio e concio.

Dopo il getto dei due blocchi di fondazione sono stati passati i cavi di sospensione. Il passaggio dei cavi è stato preceduto dal posizionamento delle funi di vincolo in grado di sostenere i cavi privi di ancoraggio e di garantire la sicurezza delle maestranze durante le lavorazioni.

Le successive fasi di lavoro riguardano il posizionamento dei conci sui cavi di sospensione, il pretensionamento dei cavi di precompressione e le finiture dell'intera struttura.

CONCLUSIONI

La nuova passerella sul torrente Lima, secondo la tipologia del nastro teso in calcestruzzo armato precompresso, di primato nazionale per lunghezza, realizza un collegamento stabile tra le due sponde con una struttura esile, con ridotto spessore d'impalcato ed in grado di inserirsi nel contesto architettonico dell'abitato di Bagni di Lucca senza forzature estetiche o con ingombri visivi eccessivi.

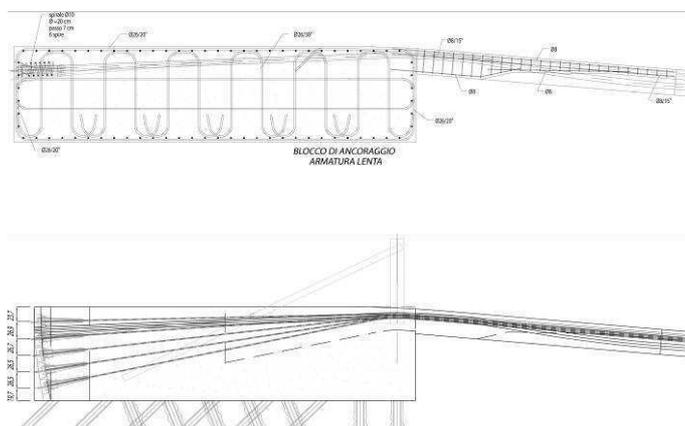
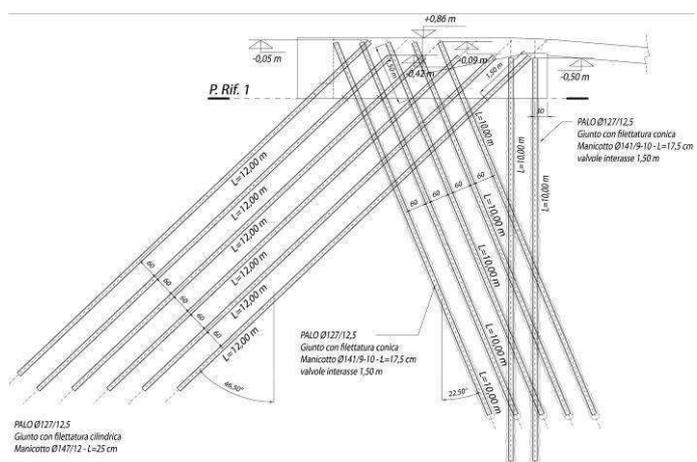
Lo studio di dettaglio della struttura, tenendo presente le variazioni del legame costitutivo nel tempo con gli effetti di ritiro e viscosità del calcestruzzo, ha consentito

la costruzione per fasi senza ingombri d'alveo.

Nel complesso la struttura è risultata un'efficace soluzione al problema dell'attraversamento del torrente Lima nell'abitato di Bagni di Lucca nel rispetto di tutti i vincoli tecnici, economici e paesaggistici imposti dall'Amministrazione committente unitamente ai vari Enti competenti in tema di pareri per le Opere Pubbliche.

BIBLIOGRAFIA

- [1] J. Strasky - (2005) *Stress ribbon and cable-supported pedestrian bridges*, Thomas Telford, London
- [2] W.J. Lewis - (2003) *Tension Structures, Form and behaviour*, Thomas Telford, London
- [3] A. Migliacci, F. Mola - (2003) *Progetto agli stati limite delle strutture in c.a., parte seconda*, Casa Editrice Ambrosiana, Milano
- [4] C. Menn - (1986) *Prestressed Concrete Bridges*, Springer-Verlag, Wien
- [5] UNI EN 1992-1-1:2005 Eurocodice 2, UNI, Milano



Blocco di ancoraggio

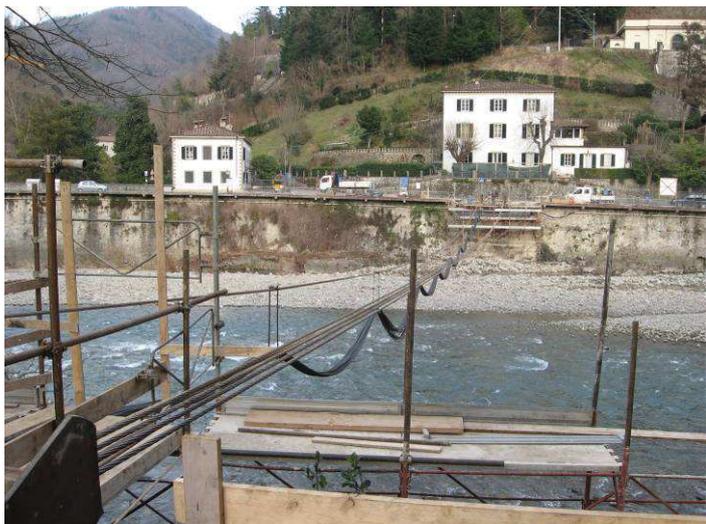
Fasi di tesatura



Prefabbricazione dei conci

Parte terminale del nastro





Passaggio dei cavi di sostegno
Montaggio dei conci



Ubicazione dell'opera
Comune di Bagni di Lucca (LU),
località Ponte a Serraglio

Committente e proprietario
Amministrazione Comunale di Bagni di Lucca

Progettazione e Direzione dei lavori
Ing. Massimo Viviani
SE.I.CO. –
Servizi Ingegneria e Consulenza srl, Lucca

Costruzione dell'opera
Impresa
GUIDI GINO SpA,
Castelnuovo Garfagnana (LU)

Ultimazione dei lavori
21 giugno 2009

Collaudo



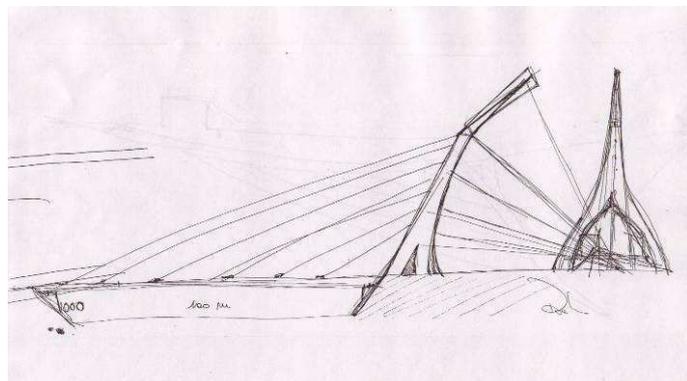
Inaugurazione





PONTE STRALLATO SULLA S.S. 554 NELL'AREA METROPOLITANA DI CAGLIARI

*La tecnica può essere strumentale alla forma
ma anche la forma può essere strumentale alla tecnica.
In questo progetto tecnica ed estetica
si sono fuse liberando la forma*



L'idea del progetto parte da varie motivazioni:

- riqualificazione del territorio;
- realizzazione di un "opera d'arte" d'impatto e di architettura;
- fondere tecnica ed estetica.

Interamente costruito in cemento armato precompresso, collega l'agglomerato metropolitano di Cagliari con la Cittadella Universitaria e con il Policlinico.

Caratteristiche le forme dell'unica antenna a Y rovescia inclinata ed arcuata e quelle dell'impalcato a sezione alare, marcato dalle costolature in rilievo che segnano il passo degli stralli ospitando le testate dei cavi di precompressione trasversale.

Posto ai confini dell'area metropolitana di Cagliari nella strada di collegamento tra i Comuni di Monserrato e Sestu, costituisce la porta dell'importante Polo Universitario e con la sua imponenza funge da elemento caratterizzante e di richiamo, punto di riferimento geografico.

L'opera si inserisce in un contesto periferico degradato in fase di riqualificazione anche attraverso la realizzazione del polo universitario: dai laboratori alle aule, al complesso ospedaliero del policlinico. Prevala un alto contenuto tecnologico e innovativo della costruzione.

L'opera si cala in questo contesto in una sorta di ideale continuità.



Si pone in una critica intersezione a raso di una ancor più critica arteria viaria: la S.S. 554. Un tempo remota circonvallazione del centro abitato di Cagliari e Hinterland, si trova oggi soffocata dalla disordinata crescita dell'area metropolitana e ingolfata nelle sue intersezioni semaforiche a raso.

L'opera è il primo di tanti ponti in programma per l'eliminazione delle suddette intersezioni.

La scelta tipologica a stralli, sicuramente desiderata per la sua caratterizzazione estetica, è stata comunque imposta da problematiche tecniche determinate dalle condizioni al contorno.

Si aveva infatti la necessità di scavalcare la S.S. 554 senza appoggi intermedi, con essa la corsia di accelerazione e decelerazione dello svincolo e un sottopasso ferroviario, il tutto per una luce di 82.50 m. D'altra parte il vincolo determinato dal franco libero di 5.50 m sulla strada sovrappassata e la limitazione delle livellette sul ponte e della estensione dei rilevati di accesso hanno imposto un'altezza massima di impalcato di 2 m. A questo punto le uniche soluzioni possibili erano la realizzazione di un ponte ad arco a via inferiore, un ponte sospeso o un ponte strallato e la scelta è quindi caduta su quest'ultimo.

Il cavalcavia è interamente in cemento armato, ordinario per antenna e spalle e precompresso per l'impalcato e i blocchi di ammarro.

L'antenna ha un'altezza di 59 m e sulla sua sommità si staglia un imponente becco forato in acciaio inox avente esclusiva funzione estetica di slancio dell'opera.

L'impalcato è interamente precompresso con precompressione longitudinale, trasversale e dalla componente orizzontale di tiro degli stralli.

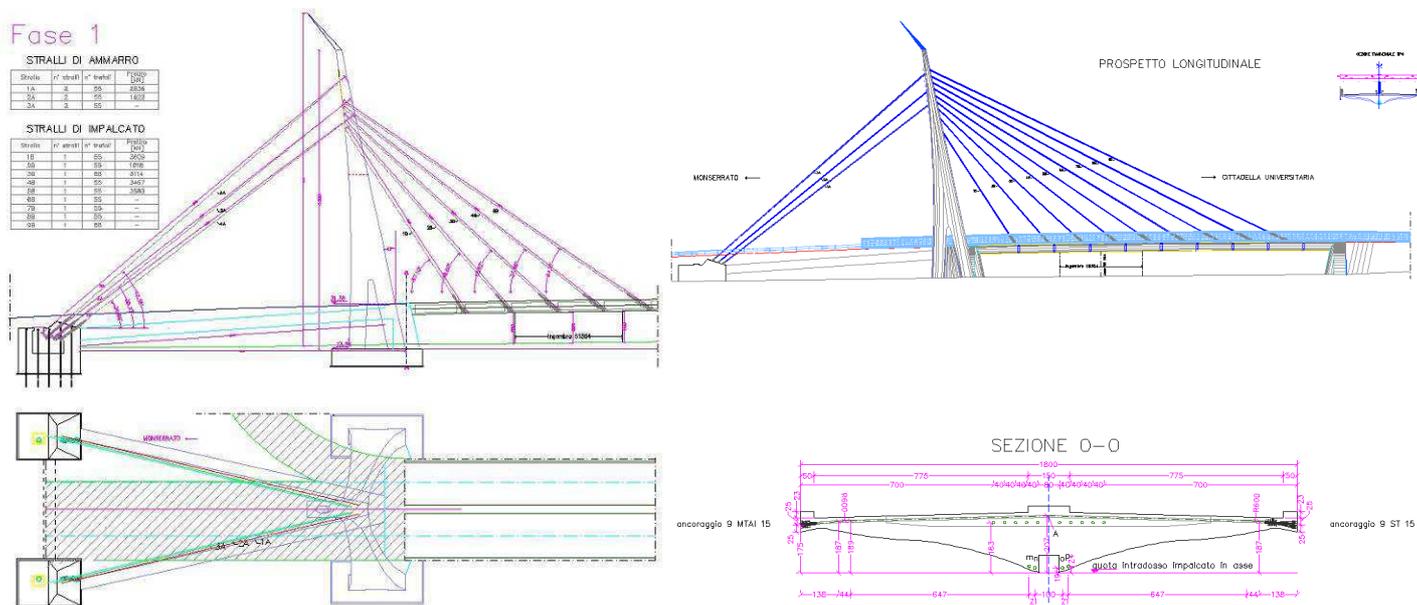
Questi ultimi hanno un'originale configurazione ad arpa-ventaglio, nove su un unico piano centrale quelli di sospensione, sei divaricati su due piani di tre stralli quelli di ammarro. Questi ultimi si ancorano su dei ciclopici blocchi di calcestruzzo collegati tra loro e con l'antenna tramite dei grossi puntoni interrati in c.a., ulteriormente vincolati al suolo da 20 tiranti attivi in trefoli da 90 ton che attraversandoli fino in sommità li precomprimono incrementandone la sicurezza al sollevamento e alla fessurazione. L'importanza dell'opera e la necessità di garantirla dalla minima perdita di verticalità dell'antenna, hanno imposto il ricorso a fondazioni speciali profonde. Esse sono costituite da un sistema di 210 micropali profondi 11 m e aventi sezione di 240 mm armati con tubi in acciaio $\Phi 168,3 \times 10$.

Interamente gettata in opera, l'antenna è stata edificata in 12 conci mediante casseri rampanti e l'impalcato in due sole fasi su centina a terra. L'antenna rappresenta sicuramente l'elemento più caratteristico e movimentato e perciò il più complesso da realizzare.

La tradizionale forma ad "Y" rovescia è stata rivisitata introducendo alcune varianti.

La forma ad Y è leggibile sia sulla vista laterale sia sulla vista frontale.





Disegni di progetto

Ognuna delle due gambe è infatti longitudinalmente sdoppiata alla base per poi riunirsi a breve altezza. La sezione trasversale delle gambe è trapezoidale per accompagnare il traffico veicolare in manovra di svolta sulle rampe da e verso il ponte.

L'intera antenna è fortemente inclinata all'indietro. Tale inclinazione aumenta gradualmente alla crescere dell'altezza dal suolo descrivendo un arco di circonferenza per poi terminare con una spezzata dovuta alla sovrapposizione dell'inclinatissimo becco in acciaio inox.

Si sviluppa per 82.5 m di lunghezza e 18 m di larghezza. La sezione alta 2 m è caratterizzata da un esile profilo alare con raccordi curvilinei, alleggerita mediante una cavità che ne costituisce poi il nucleo torsionalmente resistente. Sulla rigidità

torsionale si basa infatti l'intero equilibrio dell'impalcato ai carichi eccentrici, essendo sostenuto da un piano centrale di stralli. Contribuiscono a questo equilibrio l'incastro realizzato sull'antenna e i due ciclopici apparecchi d'appoggio a doppio effetto (reagenti a carico negativo) posizionati sulla spalla.

La monotona linearità delle forme è spezzata continuamente dalle nervature trasversali poste in corrispondenza dell'attacco degli stralli. Oltre ad avere una funzione estetica rivestono funzione statica in quanto irrigidimento ospitante i cavi di precompressione trasversale.

Oltre la precompressione trasversale è presente una leggera precompressione longitudinale, integrante la ben più consistente forza di precompressione esercitata dalla componente orizzontale

degli stralli di sospensione. Questi ultimi sono costituiti da nove fasci di cavi da 55 trefoli zincati del diametro super (150 mmq) disposti ad inclinazione variabile tipo fun (ad arpa-ventaglio).

La precompressione trasversale, necessaria all'equilibrio delle forti reazioni vincolari esercitate dagli stralli, è realizzata prima della sospensione del ponte, mentre la precompressione longitudinale, necessaria solo in fase di esercizio, sarà inserita a opera completa.

Gli appoggi sono del tipo unidirezionale a doppio effetto reagenti a un carico negativo da -4000 kN e positivo da +5000 kN. Lo scorrimento ammissibile è ± 100 mm.

Fase costruttiva dei blocchi di ammarro



Realizzazione dell'antenna



Committente

Amministrazione Provinciale di Cagliari

Progetto generale

Ufficio tecnico Provincia di Cagliari

Progetto e calcoli strutturali del ponte strallato

Ing. Pietro Paolo Mossone

Direttore dei Lavori

Ing. Piero Trombino – Studio Lotti e Associati

Responsabile del procedimento

Ing. Michele Camoglio

Realizzazione

Impresa Ing. Raffaello Pellegrini s.r.l.

Fornitori

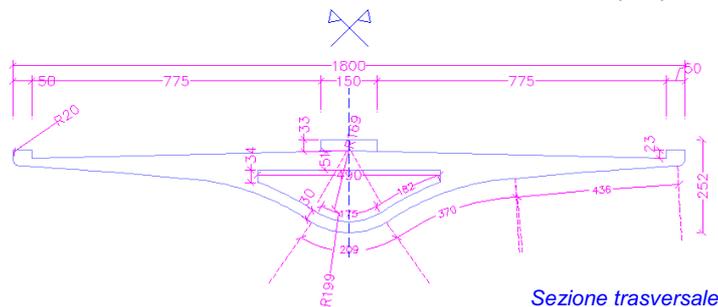
Casseforme: PERI S.p.A.

Stralli e sistemi di precompressione:
TENSACCAI S.p.A.**Date (inizio/fine)**

2002-2010



Vista prospettica



Sezione trasversale



Vista tre quarti

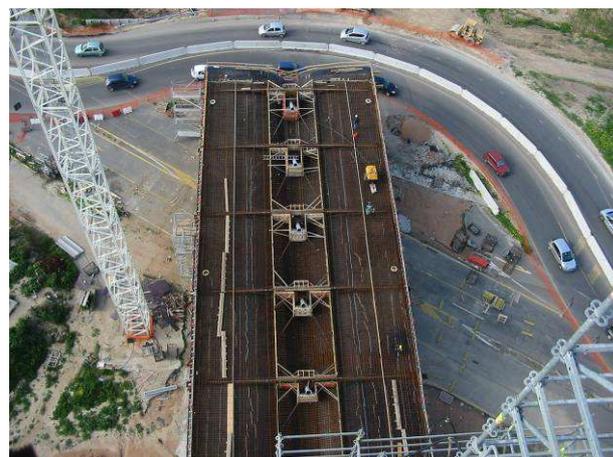
Vista tre quarti anteriore



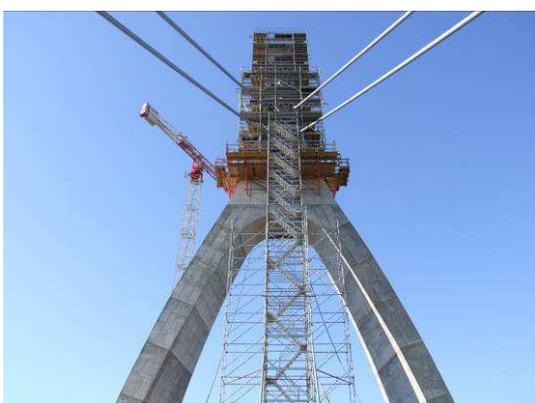
Apparecchi d'appoggio

Casseforme e puntelli





Preparazione al getto della soletta



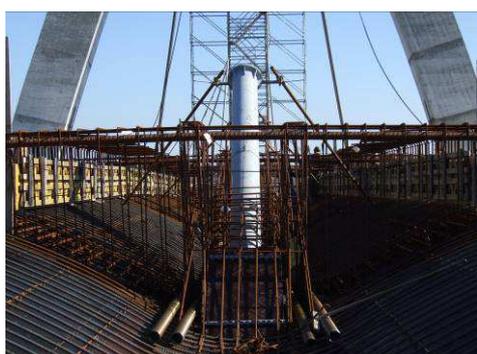
Ancoraggio degli stralli



Collaudo

Vista frontale

Preparazione al getto dell'impalcato

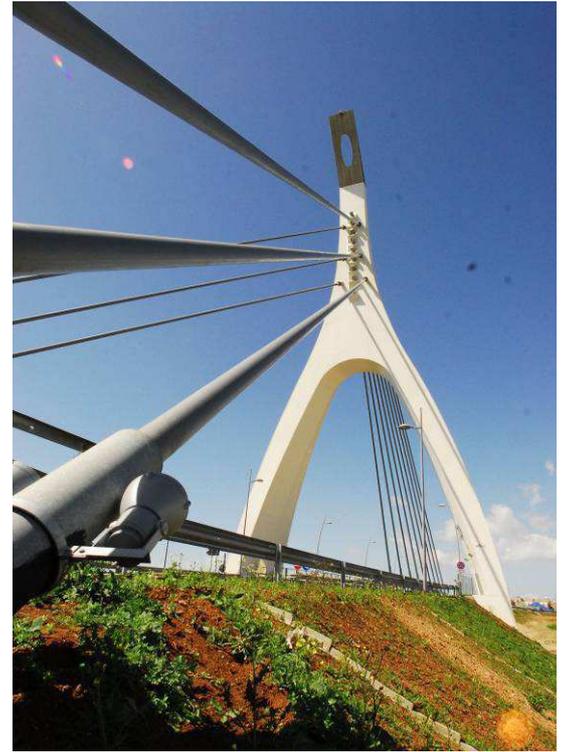




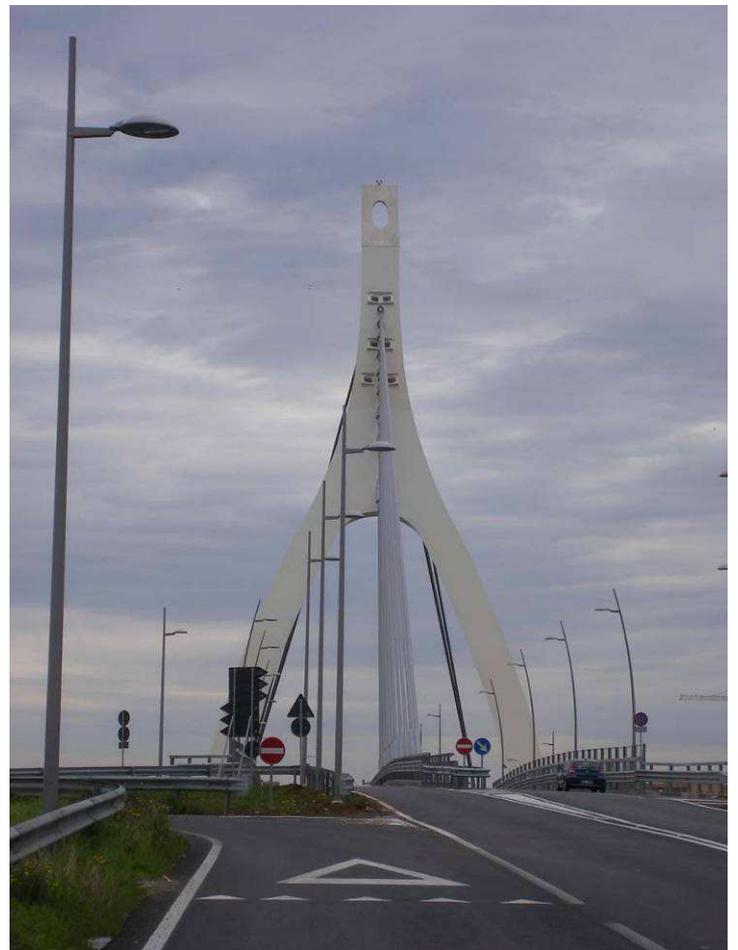
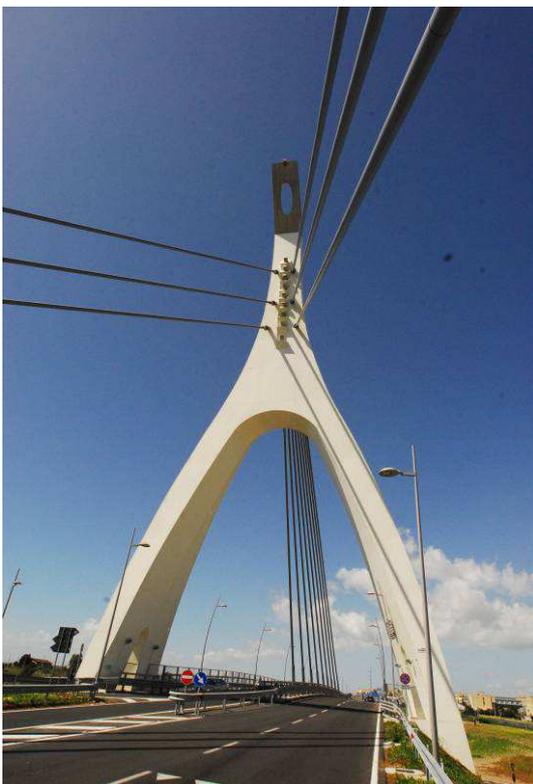
Prospettiva frontale



Vista frontale



Dettaglio dell'ancoraggio degli stralli di ammarro





NUOVO CAVALCAFERROVIA DI CERTOSA MILANESE NEL NODO DI INTERSEZIONE DELLE LINEE STORICHE CON L'AUTOSTRADA A4

Figura 1 – Il nodo di Certosa durante i lavori di realizzazione della galleria artificiale affiancamento alle linee storiche



INTRODUZIONE

L'autostrada A4 in uscita da Milano, direzione Torino, si trova ad intersecare in località Certosa le linee ferroviarie storiche Milano-Novara e Milano-Domodossola e la nuova linea di alta capacità (AC) Milano-Torino (Fig.1). Quest'ultima viene superata grazie ad una galleria artificiale, progettata dagli stessi autori e realizzata l'anno prima dell'opera in esame.

Lo scavalco delle linee storiche era invece realizzato con due viadotti affiancati da 2 campate ciascuno, realizzati negli anni '70. Tuttavia, nell'ambito dei lavori dell'AC che hanno interessato questo nodo, si è deciso di sostituire tali strutture, che mostravano ormai i segni del tempo, con una nuova opera che permettesse l'allargamento della carreggiata stradale fino a contenere quattro corsie, eliminasse l'appoggio intermedio ed aumentasse il franco utile sulla ferrovia fino alla misura oggi richiesta da ferrovie pari a circa 7 metri.

L'opera si compone di due solettoni in c.a.p. (uno per carreggiata), la cui principale caratteristica è la fortissima obliquità. Ciascuna struttura, le cui dimensioni in pianta sono di 50,7 metri (il lato parallelo all'asse longitudinale) e di 27,9 metri (quello obliquo), presenta una luce libera di poco superiore a 47 metri ed un ingombro massimo sotto la livelletta autostradale sempre inferiore al metro (Fig. 2 e 3).

Il risultato è un'opera di elevato contenuto strutturale, di forte plasticità e snellezza che ha richiesto un notevole impegno sia nella fase di progettazione che di successiva realizzazione e varo, come descritto nelle pagine seguenti.

IL PROGETTO

Caratteristiche principali

L'elemento distintivo dei due solettoni di Certosa è la fortissima obliquità (61 gradi). Una piastra con tale caratteristica e con un rapporto luce/larghezza pari circa a 2, ha un comportamento estremamente complesso, in quanto sviluppa un campo tensionale con gradienti elevatissimi, ovvero con forti momenti torcenti. Queste sollecitazioni sono molto probabilmente la causa delle fessurazioni sviluppate dal vicino solettone di Firenze, il quale ha la stessa obliquità, ma luci e larghezza pari a circa l'80% di quello di Certosa.

Sin dalle prime analisi è stato infatti evidente che lo spessore disponibile, circa 80 cm, non sarebbe stato sufficiente perché, se è vero che la luce in retto dell'attraversamento è pari a circa 23 metri, è anche vero che i bordi liberi longitudinali hanno una lunghezza pari a 47 metri e che lungo tale bordo, in assenza di un ispessimento strutturale, si sarebbero ottenute sollecitazioni e deformazioni inammissibili. Pertanto, ci si è orientati sull'utilizzo di travi laterali estradossate di altezza complessiva pari a

2 metri. La determinazione della geometria di tali elementi ha tenuto in alta considerazione il fatto che rappresentassero l'elemento più fragile del sistema. Infatti, tralasciando per un attimo l'obliquità e considerando esclusivamente l'effetto flessionale in semplice appoggio, risulta evidente come la compressione nei martelli superiori delle travi può raggiungere valori molto elevati quando gli stessi abbiano un'area molto inferiore rispetto a quella complessiva della sezione. Inoltre, se si aggiungono gli effetti legati all'obliquità, emerge come le travi siano un polo di attrazione anche per le azioni torcenti, in aggiunta a quelle flettenti anzidette.

Alla luce di tali considerazioni e delle simulazioni numeriche eseguite, è stato possibile determinare la carpenteria delle travi di bordo, gli spessori strutturali e la disposizione dei cavi di precompressione, tali da rendere il sistema pienamente efficace. A tal fine è stato messo in campo anche una sistema di distorsioni degli appoggi. Infatti, i cinque appoggi di ciascun allineamento, a causa dell'obliquità e dell'iperstaticità della struttura, avrebbero mostrato un fortissimo sbilanciamento di carico l'uno con l'altro (con concentrazione sul vincolo esterno). Tale situazione poteva essere solo limitatamente migliorata differenziando l'interesse dei dispositivi; si è pensato quindi di introdurre una serie di distorsioni,

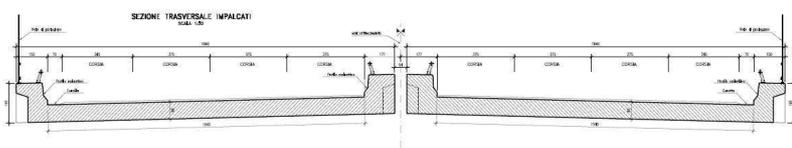


Figura 2 – Sezione trasversale dei due manufatti

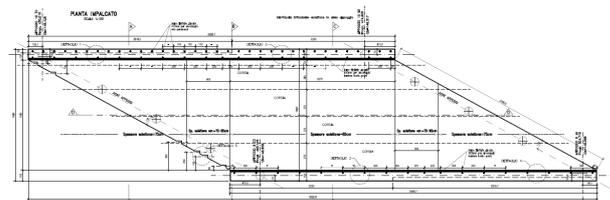


Figura 3 – Pianta del singolo manufatto

agendo appunto sulle quote degli appoggi, che permettesse una redistribuzione più uniforme sui dispositivi di vincolo e che nello stesso tempo mitigasse le azioni flessionali in mezzera delle travi di bordo e gli effetti torcenti a ridosso dell'angolo aperto dell'opera.

Si evidenzia infine che ciascun solettone, del peso complessivo di circa 2400 tonnellate, risulta estremamente poco sensibile alle azioni variabili da traffico. Tale fattore ha costituito un significativo vantaggio per la progettazione, in quanto nelle condizioni estreme di carico (minimo e massimo) la distribuzione dello stato tensionale/deformativo non subisce significative variazioni, facilitando lo studio della distribuzione della precompressione. Il fatto di non poter realizzare il manufatto nella sua posizione finale attraverso una banchinatura dal basso, in quanto la linea ferroviaria non poteva essere interrotta, ha reso necessaria la realizzazione delle due opere a tergo della spalla lato Milano ed il successivo varo a spinta. L'esercizio ferroviario è stato così mantenuto sempre attivo, anche durante le operazioni di varo. Tuttavia, tale situazione ha rappresentato una notevole complicità progettuale, in quanto la configurazione statica del varo (o meglio le molteplici configurazioni) risultavano fortemente differenti da quella finale di esercizio. Tuttavia i progettisti (anche grazie alle disponibilità tecnico-strutturali dell'impresa costruttrice) hanno ideato un originale sistema di varo (descritto nello specifico più avanti) che ha consentito di rendere praticamente inesistente l'impatto di tale situazione transitoria sulla soluzione progettuale finale dell'opera.

Il comportamento statico

Come già detto, la caratteristica fondamentale dell'opera risiede nella sua fortissima obliquità che complica notevolmente la comprensione del

comportamento statico della struttura. Nonostante infatti lo schema in semplice appoggio lungo i due lati obliqui, il comportamento dell'opera, diversamente da come si potrebbe supporre, è molto lontano da quello a trave poggiate. La struttura soggetta ai carichi verticali (di cui il peso proprio rappresenta più del 80% del carico massimo gravante) mostra una prevalenza a concentrare le sollecitazioni lungo la congiungente dei due angoli ottusi (linea di minore luce di circa di 27 metri), determinando un effetto assimilabile a quello di "sella di cavallo", per cui i lembi più esterni si trovano a rivestire un ruolo di elemento portato, più che portante. Secondo questo asse il comportamento è molto simile a quello di trave incastrata. Infatti, le regioni della soletta e delle travi di bordo in prossimità dell'angolo ottuso, mostrano forti trazioni all'estradosso, dovute agli effetti di incastro per la flessione primaria lungo il predetto asse, assieme a quelli di flessione secondaria lungo la direzione trasversale (obliqua). Tale situazione genera nelle travi di bordo uno stato tensionale flesso-torsionale (Fig. 4).

Le direzioni principali di trazione in tali regioni sono pertanto orientate con un'inclinazione maggiore rispetto a quella della congiungente i due angoli ottusi. Mentre accade che nelle regioni centrali del solettone le trazioni sono localizzate all'intradosso, secondo un angolo che è molto prossimo a quello che individua la suddetta congiungente, in quanto le linee di flusso tensionale tendono a seguire il percorso più breve (appunto quello della nota congiungente). Tuttavia, anche in queste zone le direzioni principali non si allineano perfettamente a quella della congiungente, in quanto risentono dell'effetto irrigidente delle travi di bordo e mostrano una rotazione verso la direzione ortogonale all'asse longitudinale.

Alla luce di queste considerazioni il progetto dell'opera ha perfezionato nel massimo dettaglio lo studio della carpenteria con un'ottimizzazione degli spessori strutturali. Dunque ai lembi laterali la soletta misura 0,75 metri, per arrivare, in prossimità degli angoli ottusi, allo spessore di 0,85 metri. Mentre per la trave di bordo si sono mantenute costanti le dimensioni del martello superiore ed è stata ringrossata la parte inferiore della sezione in prossimità dell'appoggio critico, per i primi 20 metri di trave. Questa soluzione ha permesso, tra l'altro, di realizzare un gradevole effetto estetico: sul prospetto laterale del viadotto è possibile individuare la sagoma di un ETR delle nostre ferrovie (Fig. 5).

La distorsione degli appoggi

Come anticipato, ciascuna spalla ospita cinque dispositivi di appoggio, due posizionati in corrispondenza della sagoma delle travi ed i restanti tre equispaziati lungo il lato obliquo del solettone. Tuttavia a causa della geometria della struttura detti dispositivi si trovano ad avere tassi di lavoro fortemente dissimili. Infatti lungo il lato obliquo, a causa degli effetti torsionali già descritti, la deformata tende ad avere una forma convessa. Pertanto l'appoggio estremo dell'angolo ottuso, da solo, portava il 60% del carico totale dell'allineamento (circa 685 tonnellate), mentre il dispositivo adiacente risultava praticamente scarico ed i restanti tre vincoli mostravano reazioni ad avere 180 tonnellate a scendere fino a 110 tonnellate su quello più esterno (angolo acuto).

Si è pensato dunque all'applicazione di una distorsione degli appoggi, introducendo un sistema di cedimenti volto a spostare parte del carico sugli appoggi intermedi e su quello dell'angolo acuto.

Appoggio n.	ante tonn	post distorsioni tonn (cm)
1	110	140 (3.9)
2	160	140 (2.1)
3	185	180 (1.0)
4	45	90 (0.4)
5	685	635 (-)

Tabella 1 – Confronto reazioni appoggi prima e dopo le distorsioni. Tra parentesi il valore teorico delle distorsioni imposte (verso l'alto)

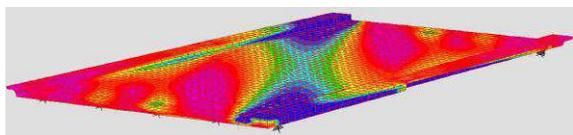


Figura 4 – Modello EF tridimensionale che mostra l'andamento delle tensioni principali sotto peso proprio



Figura 5 – Prospetto laterale con la sagoma stilizzata del treno ad Alta Velocità

In questo modo si è ottenuta una distribuzione più uniforme degli scarichi e soprattutto si è realizzata una efficace azione di mitigazione degli effetti torsionali localizzati nella regione dell'angolo ottuso.

La precompressione

Lo studio della migliore disposizione dei cavi di precompressione è stata un'operazione molto impegnativa, in quanto, come visto, l'andamento dei flussi tensionali presenta delle continue rotazioni, praticamente impossibili da far seguire ai tracciati dei cavi.

Un ulteriore livello di complicità è stato rappresentato dal fatto che lo studio degli effetti della precompressione non poteva essere effettuato sul modello agli elementi finiti nella sua configurazione definitiva. Infatti la piastra su dieci appoggi risulta fortemente iperstatica (la configurazione isostatica è con 3 appoggi) e pertanto l'introduzione delle forze equivalenti della precompressione si perdeva in reazioni vincolari non reali. Per superare tale ostacolo si poteva studiare la precompressione su un modello a parte e considerare successivamente la sovrapposizione degli effetti. Tuttavia, questa possibilità è stata scartata, in quanto la valutazione dello stato tensionale complessivo, per strutture modellate con elementi a piastra o solidi, come in questo caso, risulta molto più diretta attraverso la visualizzazione grafica, piuttosto che dall'analisi puntuale dei valori tensionali.

Per ovviare a tale scomodità ed utilizzare

un unico modello agli elementi finiti, è stato necessario annullare le iperstatiche della precompressione attraverso un apposito sistema di distorsioni vincolari.

Gli studi sulle piastre oblique del Leonhardt hanno fornito un utile spunto per la disposizione dei cavi di precompressione. È possibile distinguere tre famiglie: precompressione delle travi, precompressione longitudinale della soletta e precompressione trasversale (Fig.6).

Ciascuna trave ospita 7 cavi da 19 trefoli tipo 0,6" super. Con riferimento alla testata verso l'angolo ottuso, si parte con 6 cavi disposti su tre livelli (Fig.6-7). Essi presentano un tracciato rettilineo per circa 15 metri, ottenendo in questa zona un importante effetto di compressione soggetta in questa parte. Successivamente i sei cavi si allineano in basso, assieme ad un settimo cavo aggiuntivo, in modo da coprire la zona di massimo momento positivo, che anticipa sensibilmente la sezione di mezzeria. Quattro cavi si ancorano appena superata la zona centrale, mentre si portano fino all'altra testata solo tre cavi, risultando la parte finale della trave debolmente sollecitata.

Per la precompressione longitudinale della soletta, si è fatto uso di 24 cavi da 19 trefoli 0,6"super. Si è scelto di concentrare la distribuzione nella zona dell'angolo ottuso, dove i cavi sono disposti

verticalmente su due livelli (Fig.7), che poi sventagliano andando a raggiungere il lato opposto secondo interassi più elevati (Fig.6). Analogamente a quanto visto per le travi, alcuni cavi longitudinali della soletta sono stati mantenuti alti nella zona dell'angolo ottuso.

Trasversalmente invece, tutti i cavi sono perfettamente ortogonali all'asse longitudinale (Fig.6). Complessivamente per questa famiglia si hanno 43 cavi da 19 trefoli 0,5" super, con una maggiore concentrazione nel primo tratto (primi 20 metri) delle travi di bordo. I cavi che attraversano la zona critica dell'angolo ottuso sono stati mantenuti i più prossimi possibile al lembo superiore dove, come visto, maggiori sono le tensioni di trazione.

In definitiva il quantitativo di armatura di precompressione è risultato pari a circa 50 kg per metro quadrato di superficie.

L'armatura lenta

L'armatura lenta è stata dimensionata secondo lo stato limite di fessurazione. Infatti, a causa dei forti gradienti tensionali che si sviluppano per l'obliquità della struttura, il problema della fessurazione assume una rilevanza determinante ai fini della durabilità dell'opera.

È stato quindi effettuato un accurato studio dei livelli tensionali agenti sulle superfici più esterne (estradosso e intradosso) dell'opera e predisposta un'armatura tale da garantire l'assenza di fenomeni fessurativi.

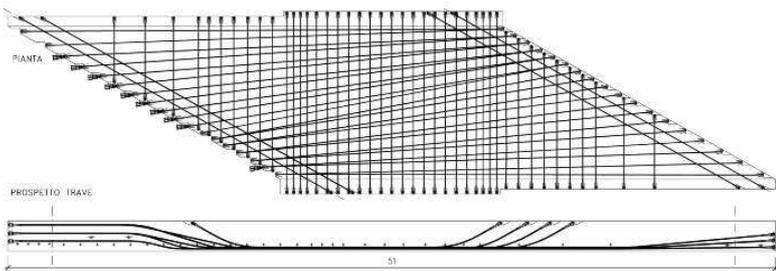


Figura 6 – Distribuzione dei cavi di precompressione

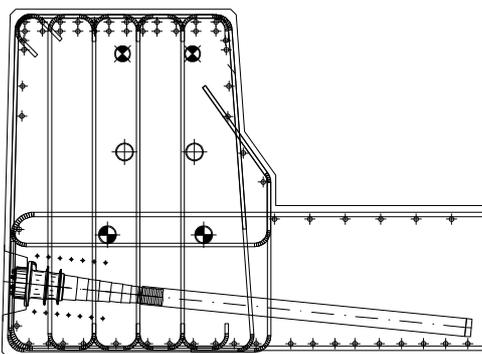


Figura 8 – L'armatura della trave laterale nel tratto iniziale



Figura 7 – Le testate dei cavi nella zona dell'angolo ottuso

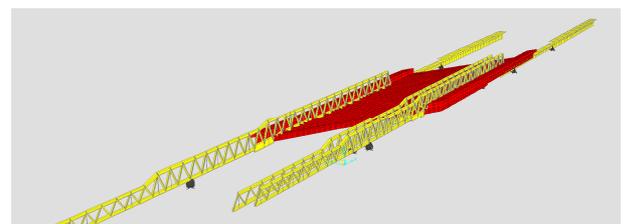


Figura 9 – Il modello agli elementi finiti per il varo dell'opera

È stata quindi disposta nella soletta una maglia base a doppia orditura, con barre $\phi 26$ passo 25 centimetri, raddoppiata nelle regioni critiche. Per le travi si è ritenuto opportuno disporre nel martello superiore un'abbondante armatura, realizzata da 14+14 barre $\phi 26$ a doppio strato, al fine di incrementare l'area resistente di tale elemento soggetto nelle zone di massimo momento positivo a elevati livelli di compressione. Nella zona inferiore, sono state disposte barre $\phi 26/25$. Un'importante staffatura è stata realizzata nel primo tratto di trave, costituita da $\phi 20/12,5$, a contrastare le forti sollecitazioni torsionali (Fig.8). Complessivamente la percentuale di armatura è risultata pari a circa 150 kg per metro cubo di calcestruzzo.

LA REALIZZAZIONE ED IL VARO

Considerata l'importanza del fascio di binari che passa sotto l'opera, si è dovuta escludere la possibilità di realizzare le strutture direttamente nella posizione definitiva. Tale soluzione avrebbe richiesto la realizzazione di almeno un supporto intermedio e di una importante centinatura per il sostegno del getto. La costruzione di queste strutture provvisorie ed il successivo getto in opera avrebbero quindi comportato dei tempi di interruzione dell'esercizio ferroviario non ammissibili. Si è dunque deciso di varare a spinta i due manufatti, precedentemente realizzati sul tratto di sede autostradale lato Milano, lasciato libero dalla deviazione temporanea della A4.

La preparazione del cantiere di fabbricazione ha comportato la costruzione di due muretti provvisori a T rovescia, realizzati in asse alle travi laterali del solettone (Fig.10). In questo modo il getto è potuto avvenire in quota, in modo da facilitare le successive operazioni di movimentazione dell'opera. Tali elementi sono stati progettati per essere utilizzati come veri e propri binari su cui far scivolare il solettone fino alla spalla lato Milano.

Il getto del primo solettone è avvenuto alla fine del mese di Gennaio 2009, nell'arco di 24 ore. I cavi sono stati tesati a meno di una settimana dal getto. Del resto, le prove su cubetti prelevati hanno mostrato una resistenza media a una settimana superiore ai 60 MPa, a fronte di una specifica di progetto per un calcestruzzo con R_{ck} (in esercizio) pari a 55 MPa.

Il varo della prima opera è avvenuto nel mese di Marzo.

Il varo

In una prima fase si è pensato di realizzare il varo mediante l'ausilio di un supporto intermedio, eventualmente le pile

stesse dell'opera preesistente da demolire, opportunamente adattate e rinforzate. In una seconda fase questa soluzione è stata abbandonata, in quanto richiedeva due fasi distinte di lavorazione con interferenza al traffico ferroviario; la prima per la demolizione dell'impalcato esistente, la seconda con la successiva rimozione degli appoggi intermedi.

Si è arrivati quindi alla soluzione definitiva che prevede il varo dell'intero manufatto, senza appoggi intermedi, su di una luce di poco inferiore ai 50 metri (superiore alla luce finale di calcolo per evitare interferenza con i baggioli già realizzati).

Tale soluzione prevede il varo a spinta del manufatto già completato e precompresso. Il superamento della luce di progetto viene effettuato grazie all'impiego di tre grandi tralicci in acciaio (Fig.11), che collegati al solettone, fuoriescono in avanti per una lunghezza superiore a quella di varo. I tralicci hanno sezione rettangolare (4 correnti) con una sezione di transizione che permette agli stessi di sormontare il solettone passando da una posizione intradossata, nella parte a sbalzo, ad una posizione estradossata, nel tratto in cui gli stessi tralicci si sovrappongono al solettone. La connessione tra i tralicci ed il solettone è realizzata in parte con delle barre verticali, ancorate nel solettone, in parte con i cavi stessi di precompressione longitudinale del solettone (4 per ciascun traliccio) che ne assicurano la connessione frontale.

La posizione planimetrica dei tralicci è stata studiata in modo da ripartire uniformemente il carico sugli stessi. Due tralicci sono pertanto accostati alla trave di bordo dal lato dell'angolo ottuso ed uno da quella dell'angolo acuto (Fig.9).

In fase di varo non è stato necessario utilizzare precompressione provvisoria, nonostante le sollecitazioni in tale contesto fossero sostanzialmente differenti da quelle in esercizio e nonostante il peso proprio rappresenti circa l'80% dei carichi totali agenti.

Per ridurre i momenti negativi massimi, opposti a quelli d'esercizio, che si sarebbero avuti con il solettone a circa metà del varo, si è preferito imporre delle distorsioni, sollevando i pattini d'arrivo sulla spalla lato Torino. Questi pattini, realizzati con un sistema idraulico apposito, hanno permesso infatti di mantenere il solettone in fase di varo con una geometria "concava", evitando trazioni significative all'estradosso delle travi di bordo. La regolazione delle reazioni vincolari, durante le fasi tensionali critiche di avanzamento del solettone, è quindi stata effettuata sulle slitte lato

Torino, con l'accortezza però di verificare, attraverso opportune operazioni di pesatura predisposte nella prima fase di avanzamento, anche la corretta distribuzione del peso proprio tra travi di varo e slitte lato Milano. Ciò ha permesso di accertare che le ipotesi progettuali di rigidità reciproca fossero correttamente rispettate e, di conseguenza, che le reazioni vincolari ad esse associate, sensibili anche a variazioni non previste di quota, fossero rispondenti ai modelli di calcolo.

Lo stesso sistema idraulico è stato utilizzato per staccare il solettone dalle travi di varo prima degli ultimi metri di spinta, durante i quali il solettone ha poggiato solo sui pattini posti sulle due spalle.

Anche le fasi di tesatura sono state studiate, oltre che per minimizzare le perdite e gli effetti localizzati, generati dalle forze di introduzione della precompressione durante le fasi di tiro dei diversi cavi, per limitare le trazioni prodotte in fase di varo all'estradosso delle travi di bordo, entro i valori di norma. Pertanto parte dei cavi di precompressione disposti lungo le travi laterali sono stati tesati a varo longitudinale concluso.

Terminata la movimentazione in direzione longitudinale del primo solettone, si è quindi provveduto ad effettuare una traslazione trasversale per posizionarlo nella sede definitiva (carreggiata direzione Milano) e per permettere il successivo varo, questa volta direttamente in posizione finale, del secondo solettone. Questa procedura ha permesso di allestire un solo campo di prefabbricazione e spinta, localizzato nella carreggiata direzione Torino.

Il primo solettone è stato gettato, nonostante le pessime condizioni meteorologiche, negli ultimi giorni del mese di Gennaio 2009 ed il suo varo longitudinale è terminato a fine Marzo. Il secondo solettone è stato gettato negli ultimi giorni del mese di Aprile ed il varo completato a Maggio. Per il calaggio ed il precarico sugli appoggi è stata sufficiente una settimana.

La fortissima obliquità geometrica ha caratterizzato anche le fasi di varo, comportando notevoli complicazioni. Nonostante il varo sia stato effettuato infatti lungo l'asse autostradale e quindi potesse apparire un'operazione sostanzialmente di traslazione longitudinale lungo tale asse (lo stesso dei tralicci di varo), la variazione delle reazioni verticali sui vari elementi di scorrimento (muretti di varo e slitte), durante

l'avanzamento, associata con la asimmetria tra lato destro e sinistro dovuta all'obliquità, ha comportato la nascita di forti coppie rotazionali. In altre parole i due angoli ottusi, uno avanzato lato Torino a Sud ed uno arretrato lato Milano a Nord, si sono caricati differenzialmente nelle diverse fasi di varo causando reazioni attrittive sbilanciate tra i due allineamenti ed in definitiva delle coppie che tendevano a far ruotare planimetricamente il manufatto. Questo fenomeno, in forma più blanda, esiste anche per le prime fasi di spinta di viadotti standard, ma si esaurisce rapidamente all'aumentare della lunghezza varata, sino a diventare completamente trascurabile dopo che sono state varate le prime due campate circa.

Un'ultima curiosità, da cui possono senz'altro essere tratti diversi spunti di riflessione è stata la seguente. Terminato il varo longitudinale il primo solettone ha poggato per alcuni giorni su degli appoggi provvisori che avevano una posizione planimetrica differente da quella degli appoggi definitivi (due appoggi per allineamento in corrispondenza delle travi di bordo). In questa configurazione non prevista, l'opera ha manifestato una freccia in mezz'ora facilmente apprezzabile ad occhio nudo (circa 8 cm). Nonostante il modello di calcolo prevedesse questo comportamento e fornisse dei valori tensionali associati compatibili con la resistenza del calcestruzzo utilizzato, l'effetto era senz'altro inusuale.

Una volta calata sugli appoggi definitivi e

completate le operazioni di regolazione delle quote degli appoggi, l'opera ha quindi recuperato la deformazione, riallineandosi ai valori di freccia attesi e dimostrando così una notevole elasticità ed una sensibilità molto elevata rispetto al posizionamento planimetrico degli appoggi. Tale sensibilità è senza dubbio ancora dovuta alla fortissima obliquità ed all'effetto irrigidente sui lati longitudinali realizzato dalle travi di bordo. Anche se molte strutture in c.a.p. di grande luce posseggono una flessibilità apprezzabile ad occhio nudo, una deformabilità così evidente in piastre di luci similari è un fatto che ha sorpreso chi non aveva avuto modo di studiarne il comportamento attraverso il modello numerico.

CONCLUSIONI

Un insieme di condizioni al contorno fortemente stringenti hanno determinato la realizzazione di un'opera di scavalco delle linee ferroviarie storiche a Certosa che si distingue oltre che per le dimensioni imponenti e la forte snellezza anche per una serie di peculiarità legate alla fortissima obliquità ed al sistema di varo adottato.

Nonostante l'opera sia quindi unica nel suo genere, si possono comunque trarre alcune conclusioni di carattere generale e dunque valide anche per altre strutture in cemento armato in ambito stradale e ferroviario.

• Il varo a spinta del manufatto si è confermata una soluzione particolarmente efficace, sia dal punto di vista tecnico che da quello dei tempi e

costi di realizzazione. Il getto in opera permette infatti oggi di realizzare manufatti monolitici di ottima fattura che non necessitano di essere trasportati, movimentati e quindi solidarizzati in opera, con gli ovvi benefici tecnico-economici, che si hanno dalla eliminazione di ciascuna delle tre fasi citate. Il varo a spinta è sorprendentemente facile e spedito; tale tecnica dovrebbe sempre essere presa in considerazione quando si progettano luci importanti, sia che si tratti di strutture metalliche che di opere in c.a.p.

- Le strutture a via inferiore in c.a. e c.a.p. hanno delle grandi potenzialità che potranno trovare sicuramente delle interessanti applicazioni anche in altre situazioni. Contrariamente infatti alle strutture a via inferiore metalliche, le strutture in c.a.p. hanno una maggiore robustezza e quindi non soffrono di problemi di instabilità da urto accidentale che è invece il punto debole di quelle in acciaio.
- L'utilizzo di calcestruzzi ad alta ed altissima resistenza, soprattutto quando associati ad elevata duttilità per l'impiego di fibre, ha di fatto reso possibile la realizzazione di strutture in c.a. e c.a.p. con un comportamento molto differente da quello a cui eravamo abituati nel secolo scorso. Nel calcolo di queste strutture è necessario prestare particolare attenzione a problemi di snellezza, flessibilità e controllo della fessurazione.



Figura 10 – Realizzazione del muretto di varo sud e disposizione dei casseri.

Figura 11 – I tre avambecchi tralicciati



Figura 12 – La disposizione delle guaine dei cavi di precompressione con vista degli ancorotti degli avambecchi di varo



1

FASI REALIZZATIVE

1 – Allestimento delle casse-formi sul sedime autostradale lato Milano (che si scorge sullo sfondo) lasciato libero dalla deviazione temporanea del tracciato; lateralmente si possono notare i muretti di varo in c.a. su cui successivamente l'opera slitterà.



2

2 – Disposizione delle armature lente (strato inferiore già completato) e delle guaine dei cavi di precompressione



3

3 – Getto del calcestruzzo della soletta (sullo sfondo gli elementi anteriori degli avambecki a traliccio, già posizionati).

4 – Fasi iniziali del varo del primo solettone, gli avambecki non sono ancora arrivati sulla spalla lato Torino, il solettone si trova completamente sopra i muretti di varo.

5 – Particolare attacco avambecki; sono state utilizzate le testate dei cavi longitudinali di precompressione (si nota come due cavi della trave non sono stati tesati per evitare eccessive trazioni all'estradosso della trave nelle fasi di varo in cui la configurazione statica è completamente differente da quella finale).



4

6 – Particolare gruppo di spinta delle testate delle travi di bordo posizionato sopra i muretti di varo.



5

7 – Una fase di varo della prima opera (si nota come non c'è stata alcuna interferenza col servizio delle linee ferroviarie scavalcate, durante tutte le operazioni di movimentazione).

8 – Particolare dei pattini di scorrimento sulla spalla lato Torino (equipaggiati con martinetti idraulici utilizzati durante le fasi di varo per tenere sotto controllo le reazioni degli avambecki).

9 – Particolare del sistema di movimentazione che ha permesso, una volta concluso il varo longitudinale, di traslare il primo solettone fino alla posizione definitiva, lasciando lo spazio al secondo elemento.



6



7



8



9



Il viadotto autostradale preesistente con accanto la nuova galleria AV già realizzata

Concedente

RFI S.p.A.

Concessionario

TAV S.p.A.

Progettazione

TECNIMONT S.p.A.

INTEGRA s.r.l.

Prof. Ing. Marco Petrangeli

Realizzazione

Consorzio CAV.TO.MI.

General Contractor per la costruzione della nuova linea AC Torino-Milano

FIAT S.p.A.

Varo dei manufatti

Guerini Elio S.r.l.

Alta Sorveglianza

ITALFERR S.p.A.

L'opera è stata terminata nel mese di giugno 2009



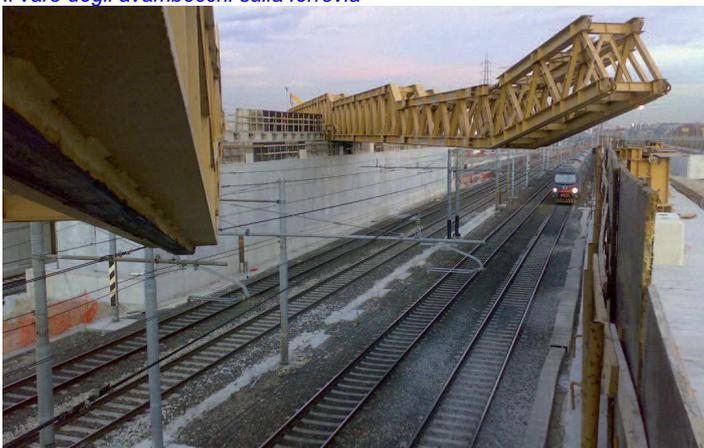
Una fase di spinta del primo solettone vista dalla variante autostradale

Il primo solettone è stato traslato, il secondo è pronto per il varo



Fase finale di spinta del secondo solettone; in primo piano i pattini idraulici

Il varo degli avambecchi sulla ferrovia



I due solettoni varati





Le due strutture in posizione finale.

La fortissima obliquità delle strutture è la causa del sorprendente effetto ottico per il quale le due strutture, che sono perfettamente identiche, risultano in foto molto differenti. Questo effetto si spiega facilmente se si considera che tutto il solettone di destra – quello della carreggiata Milano, visibile sullo sfondo – è molto più arretrato rispetto a quello di sinistra – carreggiata Torino.



PONTE TRA LA MADDALENA E L'ISOLA DI CAPRERA



L'INTERVENTO

L'opera si inserisce nell'ambito della realizzazione delle opere funzionali al Grande Evento relativo alla Presidenza Italiana del G8 previsto sull'isola de La Maddalena nell'agosto 2009 e riguarda la realizzazione di un nuovo ponte stradale di seconda categoria e pedonale che consente il collegamento tra l'isola de La Maddalena e l'isola di Caprera, in sostituzione del ponte temporaneo, unico esistente.

L'area d'intervento ricade nel cuore del Parco Naturale de La Maddalena all'interno di un paesaggio di rilevante valore naturalistico.

Il ponte copre una luce di totale di 52 m ed è suddiviso in modo simmetrico in tre campate: la campata centrale ha luce libera pari a 25 m e le due laterali di 13,5 m ciascuna. E' costituito da una doppia struttura reticolare tridimensionale secondo uno schema ad arco a via superiore volto ad un'elevata snellezza degli elementi. L'arco inferiore e l'impalcato superiore confluiscono in un unico elemento strutturale nel centro del ponte dove si è realizzata una connessione per i soli sforzi di taglio.

I vincoli dei due archi in corrispondenza delle estremità della campata centrale sono in grado di reagire a sollecitazioni di tipo flettente in tutti i piani mediante

l'adozione di dispositivi di appoggio bilatero disposti su tre punti complanari ed allineati a coppie. I vincoli delle spalle sono di solo appoggio verticale. L'arco inferiore è realizzato in calcestruzzo ad alte prestazioni, così come l'impalcato, al fine di ridurre gli spessori sino ad un minimo di 22 cm nel punto di congiunzione con l'arco superiore.

L'impalcato è stato post-teso con trefoli di acciaio armonico al fine di ottimizzare la risposta sotto i carichi di trazione conseguenti alla funzione statica di corrente superiore svolta all'interno del meccanismo reticolare globale della struttura.

La freccia dell'arco è pari a circa 5 m. Le bielle di collegamento tra il corrente superiore e quello inferiore, di diametro pari a 150 mm, sono costituite da un traliccio spaziale in acciaio. L'intera struttura è ricoperta da una resina polimerica di colore bianco che ne garantisce la durabilità e ne eleva il grado di finitura.

Gli effetti positivi della nuova struttura sono sostanzialmente connessi alla eliminazione di una soluzione temporanea preesistente che risultava del tutto inadeguata in relazione al valore estetico della struttura, alla limitata larghezza e ridotta capacità portante dell'impalcato, alla insufficiente altezza rispetto al piano

dello specchio marino e, infine, allo stato di degrado.

L'intervento ha mirato pertanto ad una qualificazione dell'area inserendo un elemento di elevata funzionalità e di pregio architettonico.

L'INSERIMENTO URBANISTICO E AMBIENTALE

L'area d'intervento si colloca al margine Sud-Est dell'isola della Maddalena, in località Punta Moneta, in un contesto di altissimo valore ambientale e naturalistico all'interno del Parco Nazionale dell'arcipelago de La Maddalena.

Il ponte di tipo Bailey, posto in corrispondenza dell'istmo lungo la diga artificiale tra la Maddalena e Caprera, aveva rimpiazzato nel 1990 il pregevole ponte storico tardo Ottocentesco che svolgeva il ruolo di collegamento tra le due isole, ormai inadeguato al traffico turistico estivo.

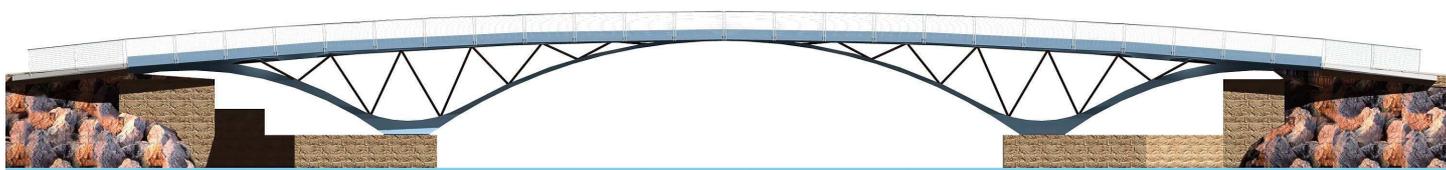
La posa del ponte di tipo Bailey aveva comportato la realizzazione sulle spalle originarie in granito, mantenute integre, di due pilastri, anch'essi in granito (sezione di base 2,4 x 6,4 m), che permisero di dividere convenientemente la luce totale della struttura, pari a circa 48 m, in tre campate diseguali secondo uno schema classico 10,0 + 27,8 + 10,0 m.

Vista satellitare dell'area d'intervento in cui si evidenzia la posizione del ponte attuale ad interruzione della diga artificiale dell'istmo



Ponte storico di Caprera denominato di "Garibaldi"





Vista in prospettiva del ponte

Il percorso del nuovo ponte realizzato, con un'altezza massima di circa 5,58 m rispetto al piano dell'acqua, si sviluppa al di sopra del mare lungo un asse rettilineo per circa 52 m. La sezione trasversale del ponte è larga 10 m, lo spazio dedicato al traffico veicolare è pari a 6 m. Sui lati vi sono due mensole rastremate che costituiscono uno spazio protetto pedonale e ciclabile ciascuno di larghezza pari a 1,8 m. Tale scelta consente di creare immediatamente una divisione tra veicoli e pedoni ricavando un suggestivo spazio panoramico ed è compatibile con il futuro allargamento della diga foranea e della relativa strada in sommità al rilevato. Lo spessore dell'impalcato superiore e della soletta inferiore sono variabili in relazione alle sollecitazioni statiche ed hanno un valore minimo di 0,22 m in corrispondenza della chiave dell'arco in prossimità della cerniera strutturale di mezzeria.

L'andamento altimetrico, a curvatura uniforme, risulta comunque conforme alla Normativa Italiana vigente relativamente all'abbattimento delle barriere architettoniche.

Da un punto di vista architettonico, il nuovo ponte si pone come un segno importante nel paesaggio, ma vi si inserisce con levità, per la leggerezza, la trasparenza e la semplicità degli elementi strutturali che lo costituiscono, per la scelta dei materiali e dei colori che appartengono al mondo marino e navale, per le forme che sembrano distillare in

geometrie rigorose segni naturali, citando esplicitamente il ponte storico originale.

L'OPERA

La struttura è costituita da quattro elementi fondamentali: le fondazioni e le spalle, l'arco inferiore, l'impalcato e gli elementi di collegamento tra le due strutture.

I VINCOLI PROGETTUALI

Il progetto è stato sviluppato con l'esigenza di risolvere le seguenti problematiche legate al contesto d'intervento:

1. realizzare un ponte con circa 52 m di luce totale (vincolo di tipo planimetrico);
2. realizzare una luce libera per la campata centrale di circa 25 m date l'interferenze con il braccio di mare (vincolo di tipo planimetrico);
3. realizzare una struttura che consentisse il passaggio dei mezzi della Guardia Costiera, prevedendo un corridoio libero minimo di 8 m di larghezza x 5 m di altezza al di sotto del ponte (vincolo di tipo altimetrico);
4. ridurre al minimo lo spessore dell'impalcato per minimizzare l'impatto dell'opera (vincolo altimetrico, estetico e funzionale);
5. adottare uno schema strutturale che non comportasse azioni orizzontali significative in corrispondenza delle spalle e delle pile data l'indisponibilità degli spazi per realizzare le necessarie opere di fondazione;

6. adottare uno schema che richiamasse il ponte storico detto "di Garibaldi";
7. massimizzare la durabilità dell'opera minimizzando i costi di manutenzione;
8. minimizzare i tempi e l'invasività delle fasi di costruzione dell'opera con particolare riferimento alle interazioni con il traffico (vincolo di contesto operativo).

A tali aspetti si aggiungevano gli obiettivi generali legati all'ottimizzazione dell'efficacia economica, alla rapidità di esecuzione e all'impatto estetico-ambientale della soluzione progettuale.

LE FONDAZIONI E LE SPALLE

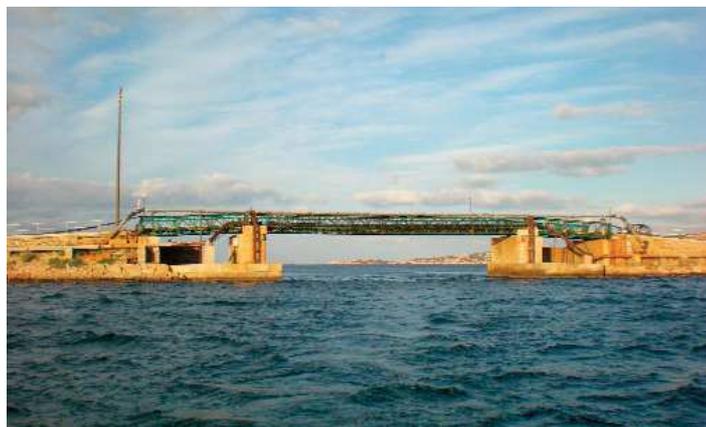
Le spalle sono costituite da fondazioni di tipo diretto in c.a. di spessore pari a 0,5 m poggianti sull'ammasso roccioso del rilevato, le sollecitazioni di compressione sono infatti molto ridotte grazie allo schema statico dell'intera struttura che, sotto l'azione dei carichi accidentali e permanenti e mediante gli spessori variabili dei differenti elementi strutturali, genera una configurazione di sforzo tale da indurre, per ciascun semi arco, una risultante globale delle forze sostanzialmente centrata all'interno delle fondazioni della campata centrale.

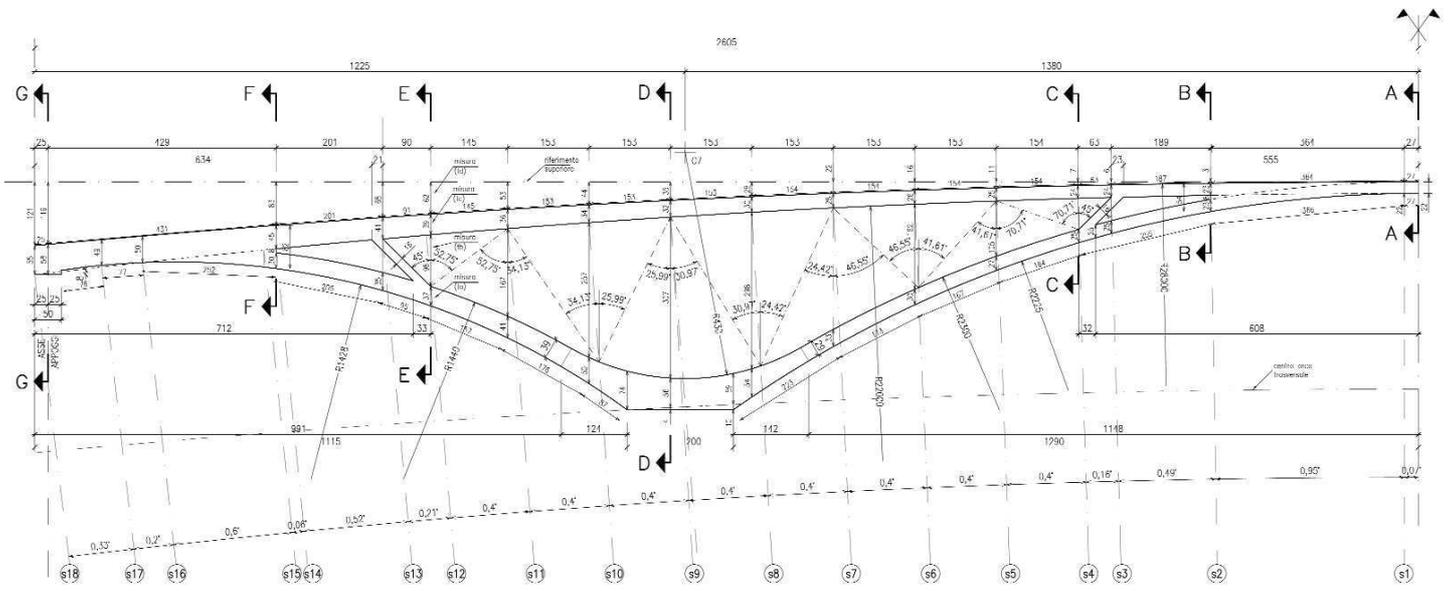
A causa delle sollecitazioni di trazione indotte dalle possibili configurazioni dei carichi mobili si è proceduto con la realizzazione di una coppia di tiranti profondi 21 m ed ancorati nella roccia sottostante il rilevato della diga foranea.

Cartolina d'epoca del ponte storico di Caprera



Vista dal mare del ponte temporaneo esistente





Schema delle geometrie longitudinali del ponte

Le fondazioni dell'arco centrale sono costituite da due plinti tozzi poggianti ciascuno su 24 micropali profondi circa 17 m conficcati nella roggia del substrato marino e realizzati con tecnica Roto-Odex. Le dimensioni del plinto sono, in pianta, pari a 6,5 m e 5 m con uno spessore di 1,45 m. L'appoggio dell'arco inferiore su ciascuna fondazione è costituito da 3 dispositivi tipo pot-bearing (acciaio su teflon) disposti in pianta secondo uno schema a triangolo equilatero in cui la linea del doppio appoggio è posta, parallelamente alla direzione trasversale del ponte, sul lato del mare e il singolo appoggio è posto sul lato delle spalle. Il singolo appoggio è reso bilatero tramite un tirante a trefolo d'acciaio armonico con lo scopo di compensare la coppia flettente di forze indotta dai carichi mobili ipotizzati nella configurazione di massimo carico dell'arco centrale e prevedendo scarichi i semiarchi laterali.

L'ARCO INFERIORE

Successivamente al getto delle fondazioni si è proceduto con la realizzazione dell'arco inferiore che ha spessore variabile tra un massimo di 60 cm, in corrispondenza del basamento al di sopra della fondazione, ed un minimo di 22 cm, all'innesto con la cerniera di chiave della campata centrale. Anche la larghezza dell'arco è variabile tra un minimo di 2,5 m, all'innesto con il basamento, ed un massimo di 6,5 m in corrispondenza della fusione con l'impalcato in chiave all'arco centrale e sulle spalle.

Alle zone di innesto tra l'arco inferiore e il basamento sono stati inseriti alcuni elementi di post-compressione trasversale per confinare il calcestruzzo compresso e per resistere agli sforzi di trazione trasversali indotti dalle geometrie strutturali marcatamente tridimensionali. Per il getto si è utilizzato calcestruzzo C50/60 di classe XF4.

La casseratura inferiore è stata predisposta con elementi modulari a pannelli e traversi in legno poggianti su plancato a sua volta sostenuto da travi reticolari in acciaio vincolate sui due basamenti in blocchi di granito del vecchio ponte.

ELEMENTI DI COLLEGAMENTO

Le bielle del traliccio spaziale di collegamento tra arco inferiore e superiore sono state assemblate completamente in officina e sono costituite da profili circolari cavi con diametro esterno pari a 150 mm e spessore di 12 mm. Le bielle costituiscono una maglia di appoggi puntuali (12 per ciascuna metà del ponte) della soletta d'impalcato con passo longitudinale di 3 m e trasversale di 2,5 m e confluiscono in 8 appoggi (sempre per ciascuna metà del ponte) sull'arco inferiore.

Fase di allestimento della fondazione degli archi



Sistema di casseratura dell'arco inferiore





Bielle assemblate in officina



Sistema di bielle posizionato in opera prima del getto dell'arco inferiore

L'IMPALCATO

L'impalcato è curvo coniugando, anche in questo caso, esigenze geometrico – funzionali, strutturali ed architettoniche.

I punti da collegare sulle due sponde si trovano, infatti, alla medesima quota altimetrica. Tale quota, però, è inferiore al franco minimo richiesto per il passaggio dei mezzi della Guardia Costiera (5 m) e richiede, quindi, una struttura curva in doppia pendenza, che consente di raccordare l'impalcato meglio e con più naturalezza ai percorsi.

La larghezza totale dell'impalcato è pari a 10 m. La sede stradale, data la peculiarità del contesto d'intervento è pari a 6 m.

Ai lati della sede stradale, protetti da una nervatura strutturale di altezza pari a 0,50 m e larghezza pari a 0,20 m, trovano la loro collazione due spazi panoramici - dedicati a pedoni e ciclisti - di larghezza 1,80 m. Tali spazi appaiono come due sbalzi laterali dal traliccio tridimensionale del ponte. Lo spessore in punta delle mensole è di 15 cm.

La piastra curva, con le due nervature strutturali longitudinali, assolve quindi alla duplice funzione statica di sostegno dei

carichi dell'impalcato e degli sbalzi laterali (favorevoli in termini di momenti flettenti trasversali alla direzione di percorrenza del ponte) e di tirante nel comportamento di trave reticolare su quattro appoggi con disconnessione flessionale nella mezzeria della campata centrale.

L'impalcato è stato quindi precompresso, mediante post-tensione, con trefoli di acciaio armonico (di tipo compatto e non aderente) al fine di ottimizzare la risposta sotto i carichi di trazione conseguenti dalla funzione statica di corrente superiore svolta all'interno del meccanismo reticolare globale della struttura. I cavi tesati dalle due spalle sono ovviamente disconnessi in corrispondenza della cerniera di mezzeria.

LE FINITURE

Il sistema strutturale principale così sinteticamente descritto è stato completato con impermeabilizzazione, finiture, parapetti, giunti di estremità, illuminazione, sistema di smaltimento delle acque meteoriche e segnaletica, dettagli ai quali è stata dedicata particolare attenzione.

E' importante sottolineare la coerenza tra materiali di finitura e ambiente circostante oltre alla leggerezza geometrica delle singole parti di cui è composto il ponte: il ricoprimento della struttura, con resina di tipo epossidica, garantisce la protezione nei confronti dell'azione aggressiva degli agenti atmosferici, i parapetti, dal disegno molto permeabile alla luce e in acciaio inox e mancorrente in teak, rimandano a geometrie e materiali tipicamente navale. L'asfalto è di colore rosso.

I marciapiedi presentano anch'essi una finitura superficiale in resina e tinteggiatura di colore bianco.

Il sistema di smaltimento delle acque comprende l'impermeabilizzazione del piano viario con una guaina liquida.

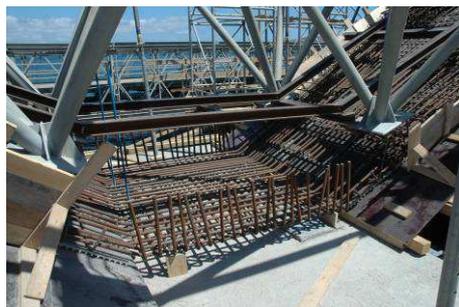
Il ponte è stato dotato di due sistemi di illuminazione: un segna-passo lungo i marciapiedi pedonali ed un sistema a proiettori che illumina in modo discreto le bielle in acciaio e l'intradosso degli archi inferiori.

Entrambi i sistemi sono basati su una tecnologia a led, sia per mantenere la logica della leggerezza, sia per garantire bassi costi di manutenzione e gestione.

Dettaglio in corrispondenza delle spalle dell'ancoraggio a tendere dei cavi di post-tensione dell'impalcato



Dettaglio in corrispondenza della chiave del ponte degli ancoraggi a tendere dei cavi di post-tensione e della cerniera di collegamento tra le due metà del ponte



Fasi di realizzazione

Stazione appaltante

Presidenza del Consiglio dei Ministri,
Struttura di Missione Unificata, soggetto Attuatore

Progetto concettuale definitivo

Ing. Gian Michele Calvi (Studio Calvi s.r.l.)

Progetto strutturale costruttivo

Ing. Giorgio Pedrazzi,
Ing. Carlo Beltrami (Lombardi Reico s.r.l.)

Direzione Lavori

Ing. Matteo Moratti,
Ing. Valter Frascaroli (Studio Calvi s.r.l.)

Coordinamento per la sicurezza in fase di esecuzione

Ing. Roberto Merlo (Studio Calvi s.r.l.)

Responsabile unico del procedimento

Ing. Carlo Guglielmi
(Provveditorato Interregionale OO.PP. Lazio-Abruzzo-Sardegna)

Impresa esecutrice dei lavori

A.T.I. Dott. Mario Ticca s.r.l., Sassari –
S.C.I.R. S.p.A., Cagliari –
Novaco s.r.l., Sassari

Forniture**Calcestruzzi ad alte prestazioni**

Unical S.p.A., Palau

Sistemi di centinatura

Doka Italia S.p.A., Milano

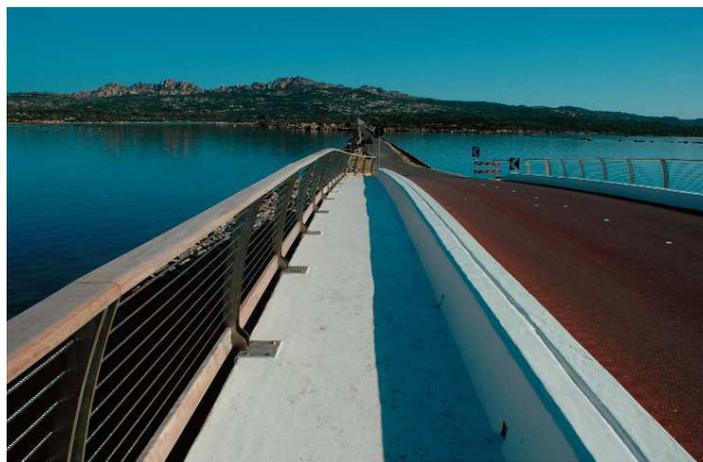
Strutture metalliche

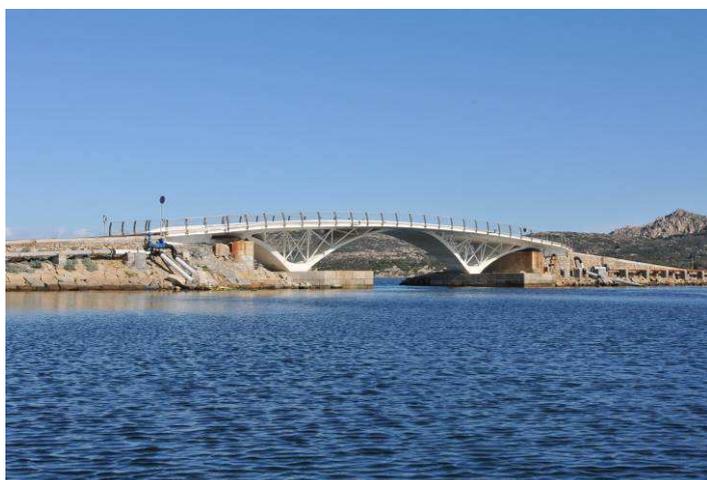
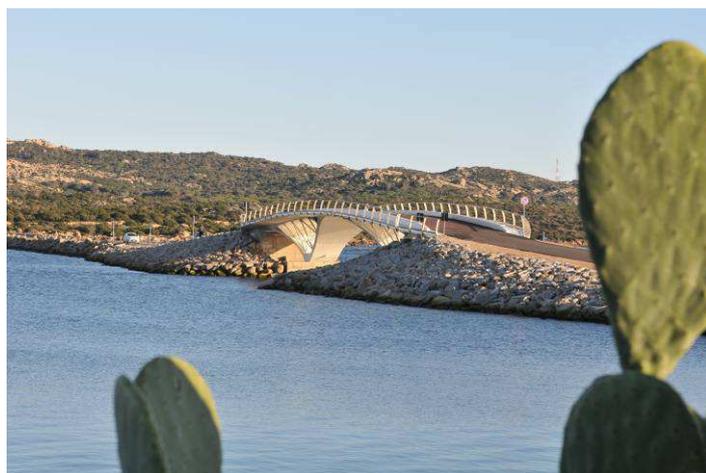
Impresarda s.r.l., Porto Torres

Apparecchi d'appoggio e giunti stradali

Alga S.p.A., Milano

Data di ultimazione 17 novembre 2009

Piano viario dell'impalcato, vista diurna
Opera ultimata



I numeri del progetto

INIZIO LAVORI _ 16 Aprile 2009
COLLAUDO STATICO _ 3 Settembre 2009
RIAPERTURA DEL TRAFFICO DEL PONTE _ 5 Settembre 2009
IMPORTO LAVORI _ 2.464.031,52 c I.V.A. esclusa
CATEGORIA DEL PONTE _ 2^a secondo NTC 2008
LUNGHEZZA PONTE _ 52 m
LUNGHEZZA MASSIMA CAMPATA _ 25 m
SCHEMA STRUTTURALE _ 3 campate (13,5m + 25m + 13,5m)
LUNGHEZZA IMPALCATO _ 10 m
MICROPALI DI FONDAZIONE ARCO _ 48 micropali di lunghezza pari a 18 m, diametro di perforazione 200mm
TIRANTI PER LE SPALLE _ 4 tiranti di 21 m di profondità
TIRANTI POST - TESI PER L'IMPALCATO _ 24 + 24 trefoli non aderenti compatiti, diametro 15,2mm, lunghezza 26m
ACCIAIO PER C.A. POSTO IN OPERA _ 100.000 Kg
CALCESTRUZZO GETTATO IN OPERA CLASSE C50/60 _ 140 mc
ACCIAIO PER STRUTTURE METALLICHE _ 12,000 Kg



LINEA AV ROMA – NAPOLI VIADOTTO “CAIVANO” AD ARCHI MULTIPLI



GENERALITÀ

Il viadotto, che è stato realizzato sulla nuova linea ad Alta Velocità Roma - Napoli, tra le progressive Km 200+392 e 202+834, in prossimità della nuova stazione Campania - Afragola, ha uno sviluppo complessivo di 2442 m, articolato su una sequenza di 74 archi in cemento armato di corda 33,00 m.

INTRODUZIONE

Per la realizzazione della nuova linea AV Roma - Napoli nei pressi del Comune di Caivano (NA) le comunità locali si mossero per sensibilizzare la Committenza ferroviaria RFI - TAV a studiare una soluzione, per il passaggio della linea nel proprio territorio, tesa a valorizzare e riqualificare il territorio stesso. Si decise quindi di rispondere a questa istanza con l'ideazione di una "opera d'arte", nel senso tradizionale dell'opera d'ingegneria, che riqualificasse il territorio, come lo furono negli anni '30 le "opere d'arte" delle grandi linee ferroviarie dell'epoca.

L'azione di sensibilizzazione diede luogo alla cosiddetta "Variante di Caivano" al progetto originario, riguardante una tratta

lunga quasi 6 km, che è consistita nella ideazione di tre nuovi tipi di opere d'arte: l'opera più importante fu di gran lunga il viadotto *Caivano* ad archi multipli, oggetto della presente memoria; il viadotto a capitelli conici di scavalco del canale dei Regi Lagni; le gallerie artificiali parapoggia d'approccio ai sottopassi dell'autostrada A1 RM-NA e della superstrada Nola - Villa Literno.

CONCEZIONE PROGETTUALE

L'opera è stata ideata per ottenere le migliori prestazioni in termini di sicurezza strutturale, durabilità e deformabilità, ma la sua peculiarità è senz'altro essersi basata su una interpretazione originale del classico schema dei ponti ferroviari ad archi multipli di fine '800 (fig. 1), che, oltre al raggiungimento delle suddette prestazioni strutturali, grazie alla sua armonia architettonica contribuì alla valorizzazione ed alla riqualificazione dell'ambiente (fig. 2) grazie anche ad un attento studio finalizzato ad un equilibrato inserimento nel territorio.

L'adozione di questo schema ha consentito di raggiungere al meglio gli obiettivi che coincidono con i criteri di

giudizio alla base dell'assegnazione del premio AICAP 2011:

Eccezionalità: l'innovazione dell'opera risiede proprio nella riproposizione in chiave moderna di uno schema risalente all'inizio del XX secolo, con un aspetto assolutamente originale e riconoscibile rispetto a qualunque analogo realizzazione infrastrutturale.

Altro elemento peculiare di questa opera è l'assoluta assenza di qualunque dispositivo che necessiti specifica manutenzione, come apparecchi d'appoggio, giunti e dispositivi di protezione sismica, nel rispetto del requisito di durabilità in precedenza menzionato.

Estetica: il pregio estetico di questa opera risiede nell'armonia architettonica che, unita ad un equilibrato inserimento nel territorio, è la caratteristica principale di questo viadotto, in quanto concepito proprio a seguito di una precisa istanza di riqualificazione territoriale, ritenuta insufficiente o assente con la proposizione di un corrente viadotto ferroviario a pile e travata.



Figura 1: Viadotto Rivoli Bianchi



Figura 2: Vista prospettica del viadotto Caivano

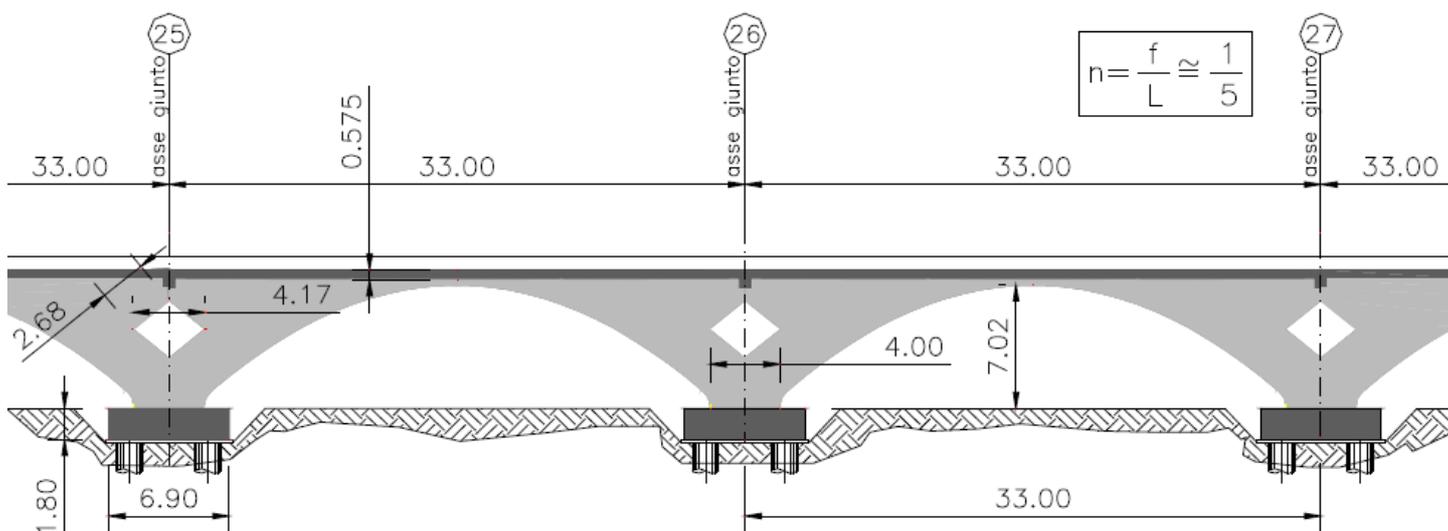


Figura 3: Sezione longitudinale

La caratterizzazione estetica dell'opera va oltre l'armonia legata al suo disegno d'insieme, grazie alla cura architettonica posta nei particolari, come la finestra romboidale in corrispondenza degli spiccati degli archi, che conferiscono leggerezza all'insieme, o come l'elemento di finitura prefabbricato in corrispondenza dello sbalzo, il tutto caratterizzato da un'omogeneità formale che esalta il rigore nella concezione.

Significatività di concezione e di esecuzione: l'opera possiede elevate prestazioni in termini di sicurezza strutturale, deformabilità e durabilità, vista la ridondanza vincolare dello schema statico adottato, con una prevalenza, nelle membrature principali, di uno stato di sollecitazione assiale rispetto a quello flessionale. L'efficienza dello schema statico ha consentito l'adozione di dimensioni strutturali modeste per la tipologia d'opera, con l'impiego di materiali da costruzione di caratteristiche meccaniche correnti, senza peraltro dovere ricorrere all'adozione di tecnologie come la precompressione, a tutto vantaggio della semplicità nella costruzione e quindi nel mantenimento di elevati standard qualitativi dell'opera.

Va dato, inoltre, risalito ad un processo esecutivo perfettamente ottimizzato, tale da indurre stati di sollecitazione temporanei ben inferiori a quelli che cementano l'opera in esercizio,

consentendo quindi di mantenere le dimensioni strutturali strettamente necessarie alla fase di esercizio dell'opera.

FORMA STRUTTURALE

Il viadotto è lungo circa 2442 m ed è costituito da 74 archi in cemento armato di forma parabolica, disposti su 2 file parallele ad interasse di 8,40m. Gli archi hanno corda di 33,00 m e freccia di 7,02 m (figg. 3-4). In corrispondenza delle reni presentano aree vuote romboidali che, oltre a rendere la struttura più leggera, creano, con la presenza di giunti sulle verticali passanti per gli assi delle fondazioni, l'effetto arco che limita da una parte la deformabilità verticale e dall'altra le coazioni indotte dalle variazioni termiche, dal ritiro, dagli eventuali abbassamenti differenziali delle fondazioni. L'arco ha altezza variabile da un minimo di 0,80 m in chiave, incluso lo spessore della soletta, ad un massimo di 4,00 m allo spiccato; lo spessore è, invece, costante e pari ad 1,00 m.

La soletta superiore, completata all'estremità degli sbalzi con dei cordoli di finitura prefabbricati, è larga 13,60 m ed ha uno spessore che varia da 0,60 m in mezzzeria a 0,50 m all'estremità.

La fondazione è realizzata mediante zattere di altezza 1,80 m che insistono su pali di grande diametro (fig. 5).

Ad ogni estremità del viadotto gli ultimi

due archi hanno le fondazioni collegate da catene longitudinali in cemento armato, in modo da bilanciare lo squilibrio della spinta orizzontale.

La parte terminale verso Roma presenta una livelletta in pendenza, contrariamente al resto della tratta caratterizzata da una livelletta orizzontale. Per questa parte d'opera, ad evitare di realizzare archi con freccia variabile, il viadotto giace su un rilevato di compenso ad altezza variabile con sommità parallela alla livelletta; in questo modo gli archi conservano la geometria corrente del viadotto spiccando dal rilevato anziché dal terreno di sedime.

Un ulteriore valore aggiunto della scelta progettuale è costituito dall'assenza, nel rispetto del requisito di durabilità in precedenza menzionato, di tutti quegli elementi che necessitano di specifica manutenzione, come apparecchi d'appoggio, giunti e apparecchi di protezione sismica, nonché di testate d'ancoraggio per cavi post-tesi, che sono parti che necessitano sempre di una maggiore attenzione a livello di protezione dall'aggressione degli agenti atmosferici.

MODALITÀ COSTRUTTIVE

Il successo di un'opera deriva dall'accurato studio delle forme strutturali e delle modellazioni per il calcolo del comportamento e della resistenza così come dall'accurato studio delle modalità costruttive.

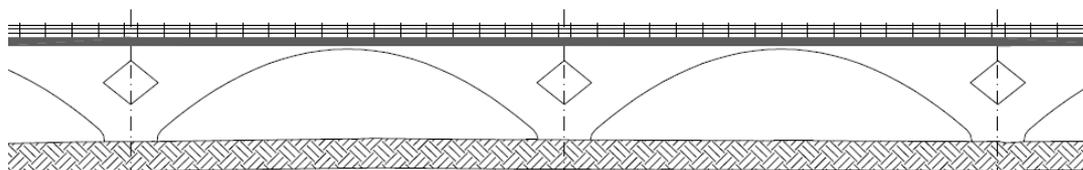


Figura 4: Prospetto

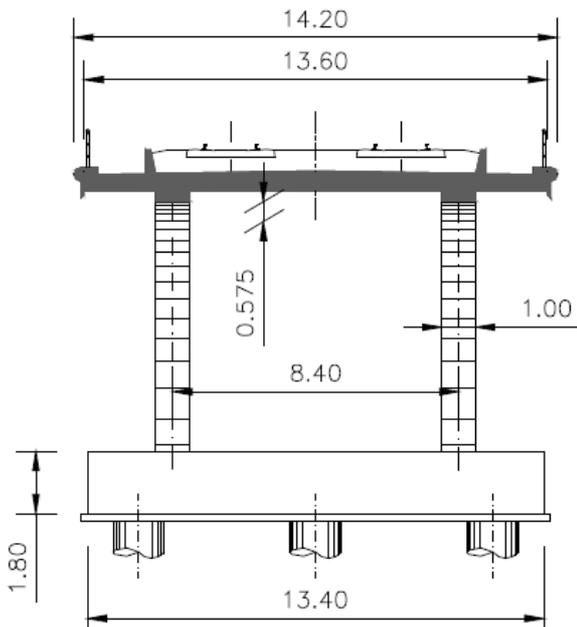


Figura 5: Sezione trasversale

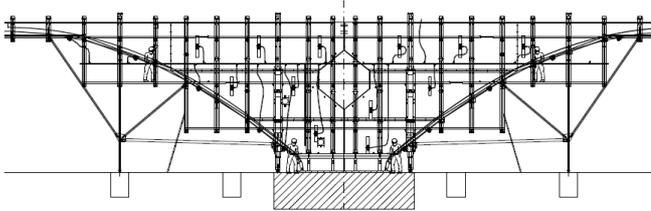


Figura 6: Casseforme di parete ed impianto di vibrazione

Questo assioma, in molte realizzazioni contemporanee, è dimenticato e trascurato, talché stati di sollecitazione per processi costruttivi indesiderati frequentemente superano quelli calcolati per le azioni che cimenteranno l'opera. Per tali motivi estrema attenzione è stata posta al processo costruttivo.

Eseguiti i pali di fondazione ed i dadi di spiccato, gli archi sono stati gettati in opera in casseforme costituite da pannelli metallici opportunamente sagomati in modo da definire con la loro impronta la geometria ed il decoro dell'arco.

Le casseforme sono state dotate di sportelli di getto raggiungibili mediante passerelle di servizio che, oltre a facilitare un eventuale controllo in fase di getto, hanno consentito di integrare la vibrazione mediante dispositivi ad aghi che hanno favorito il costipamento del calcestruzzo (figg. 6,7,10).

Lo studio della cassaforma è stato particolarmente accurato: gli spigoli vivi di carpenteria sono stati addolciti con smussi di 2,00 x 2,00 cm come nelle migliori tradizioni delle opere d'arte in cemento armato (fig. 9).

Il getto è stato fatto in due fasi: in una prima fase sono stati gettati i quattro

semiarchi a cavallo di un giunto, arrestando il getto all'intradosso della soletta; in una seconda fase è stata gettata la soletta. Le casseforme utilizzate per il getto di ciascuna coppia di semiarchi (articolate in cassaforma di faccia interna ed intradosso arco e cassaforma di faccia esterna) sono indipendenti dalle casseforme utilizzate per il getto della soletta e, rispetto a queste ultime, camminano in avanzamento. In particolare, le casseforme di intradosso arco hanno portato il peso di ciascuno dei due semiarchi a mezzo di due strutture reticolari. La movimentazione delle casseforme è avvenuta per scorrimento su quattro binari poggianti su plinti provvisori.

Le fasi di esecuzione possono sinteticamente riassumersi nel modo seguente:

- prima fase: posizionamento delle casseforme della faccia interna e d'intradosso della coppia di semiarchi;
- seconda fase: calaggio sull'intradosso dell'arco delle gabbie di armatura divise in tre blocchi principali: il blocco A, che parte dallo spiccato, si sviluppa in due semiarchi ed arma l'imposta e le reni; i

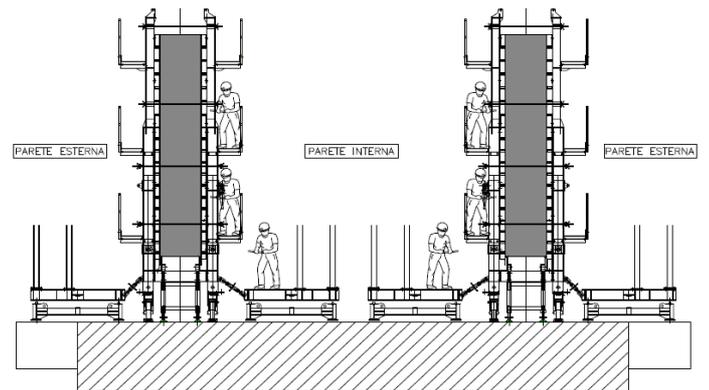


Figura 7: Sezione trasversale casseforme di parete

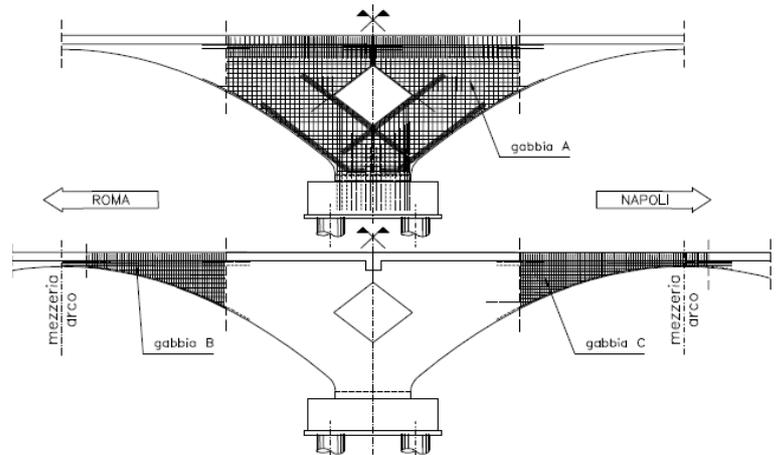


Figura 8: Gabbie d'armatura degli archi

blocchi B e C, che completano l'armatura fino all'asse delle chiavi (figg. 8,13,14);

- terza fase: posizionamento della cassaforma della faccia esterna di ciascuna coppia di semiarchi;
- quarta fase: collegamento tra loro delle casseforme interne ed esterne mediante appositi tiranti e getto dei quattro semiarchi;
- quinta fase: a maturazione avvenuta, spostamento prima trasversale delle casseforme interne ed esterne e poi, dopo una traslazione longitudinale, posizionamento in corrispondenza delle due coppie di semiarchi successive.

Prima dello scassero, i semiarchi che costituiscono ciascun arco risultavano uniti tra loro mediante tirantature provvisorie disposte nella sezione di giunto, in prossimità dell'estradosso degli archi stessi (figg. 11 e 12). In questo modo le sollecitazioni all'imposta sono state mantenute ad un livello molto ridotto ed inoltre è stato governato al meglio l'abbassamento dell'estremità degli sbalzi. Il ripristino della funzionalità del giunto attraverso il taglio delle giunzioni

provvisorie è stato effettuato dopo il completamento dei due archi adiacenti e prima del getto della soletta.

Lo scassero dei semiarchi è stato programmato solo dopo che il controllo di processo ha dimostrato che il calcestruzzo in opera ha raggiunto la resistenza prefissata. Nella programmazione questo tempo è stato fissato in 2 giorni, rispettando con ampio margine la prestazione di resistenza richiesta anche al fine di garantire l'alta qualità per la durabilità e la facciavista del conglomerato.

Questo risultato è stato ottenuto anche con un accurato studio del mix design (fig. 19).

Per velocizzare i tempi di posa in opera della soletta, si è fatto ricorso a gabbie di armatura tridimensionali prefabbricate poste su idonei distanziatori non ferrosi per garantire il copriferro.

Il getto della soletta ha seguito quello degli archi a due campate di distanza ed è avvenuto mediante una cassaforma divisa in tre parti, due esterne per il getto degli sbalzi ed una terza interna (figg. 15 e 16).

Il processo descritto è stato programmato per la realizzazione a regime, con un impianto-cassero, di un intero arco-piattaforma a settimana (33,00 m ogni settimana); mediante l'adozione di due impianti-cassero è stato possibile realizzare l'opera in soli 12 mesi.

Il completamento dell'impalcato è stato conseguito con il posizionamento delle velette prefabbricate il cui disegno, particolarmente curato, abbellisce notevolmente l'opera (figg. 17 e 18).

ANALISI STRUTTURALE

La complessità della struttura, così come i severi requisiti imposti da RFI, ha richiesto un'attenta ed approfondita analisi strutturale.

Il calcolo dello stato tensionale e deformativo negli archi è stato sviluppato mediante un'analisi ottimizzata agli elementi finiti: è stata modellata una porzione del viadotto formata da tre coppie consecutive di archi più una coppia



Figura 9: Cassaforma per il getto degli archi; fase di scassero

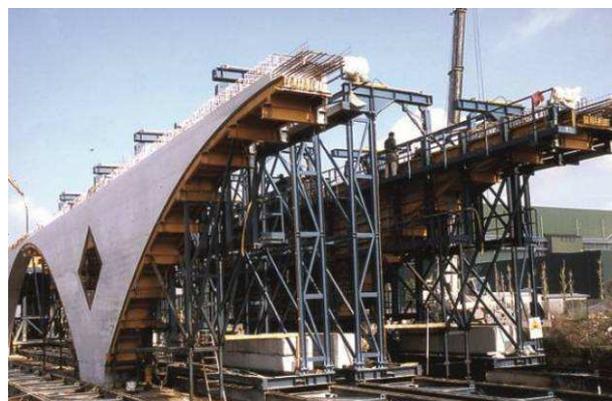


Figura 13: Cassaforma dell'intradosso e di parete

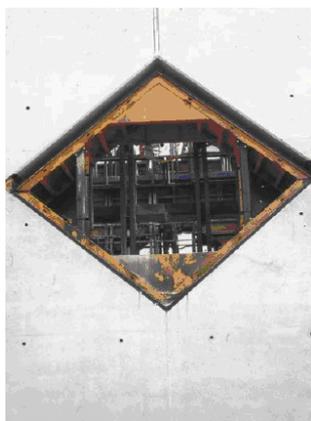


Figura 10: Casseforme di parete ed impianto di vibrazione

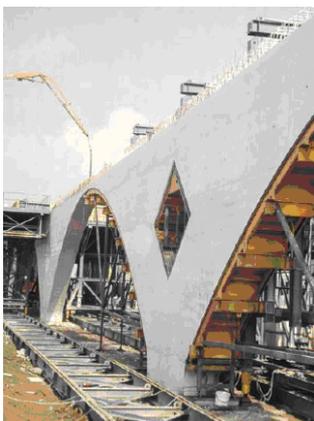


Figura 11: Tirantatura provvisoria

Figura 12: Sezione di giunto

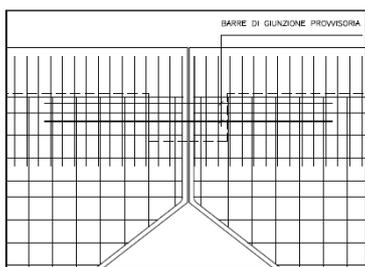


Figura 14: Viste d'assieme delle casseforme



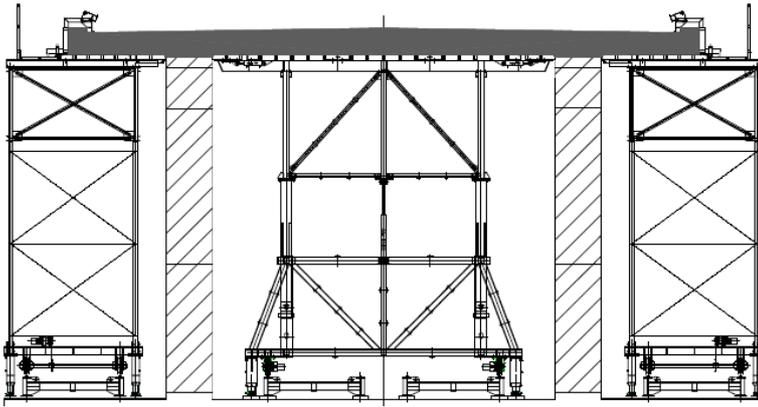


Figure 15 e 16: Casseforme per il getto della soletta



Figure 17 e 18: Particolare della veletta prefabbricata e posa in opera

di mezzi archi vincolati ad ogni estremità con glifi verticali per tener conto correttamente della parte di arco non inserita (fig. 20).

L'interazione terreno - struttura è stata definita modellando un'asta equivalente al palo nel terreno. Alla base dell'asta equivalente è stata applicata l'eccitazione sismica.

Allo scopo di tener conto della viscosità, per i carichi agenti permanentemente sono stati assunti moduli elastici diversi per i carichi permanenti ed istantanei (tabella 1).

Nell'analisi numerica sono stati utilizzati due differenti tipi di elementi: elementi bidimensionali per la soletta dell'impalcato, per gli archi e per i plinti; elementi lineari per le travi di fondazione e per i pali di fondazione.

Nella figura 21 è mostrata la mesh degli archi ottenuta per modifiche successive fino ad una sufficiente "obiettività" del modello di calcolo. Nella stessa figura, alla mesh sono sovrapposti i livelli delle tensioni principali massime che indicano

chiaramente il funzionamento ad arco del disegno strutturale.

La massima tensione raggiunge il valore di $7,50 \text{ N/mm}^2$ nella combinazione di carico TA1 (peso proprio, azioni permanenti, azioni legate al transito dei treni, 60% delle azioni dovute al vento ed alle variazioni termiche).

RFI ha imposto severi requisiti progettuali per le deformazioni verticali della piattaforma ferroviaria.

La tabella 2 mostra come i severi limiti siano largamente controllati grazie all'elevata rigidità della struttura dell'arco nel suo piano.

Il viadotto ricade in un'area ad elevato rischio sismico: l'analisi sismica è stata effettuata secondo le procedure e lo spettro di risposta del codice sismico italiano e di RFI, combinando vettorialmente l'azione orizzontale e quella verticale. Le masse considerate con l'azione sismica sono il peso proprio, il carico permanente ed un carico accidentale convenzionale di $120,0 \text{ KN/m}$. La determinazione delle azioni sismiche

orizzontali è avvenuta mediante analisi modale, con riferimento alle Norme Italiane, utilizzando il nuovo coefficiente di intensità sismica $S=9$ previsto dalla Regione Campania con delibera del Novembre 2002.

L'opera, che sotto l'azione dei carichi verticali ha una riserva di capacità portante maggiore di quella che si riscontra in una struttura tradizionale a travi appoggiate, manifesta un buon comportamento anche sotto l'azione dei carichi orizzontali. L'azione sismica longitudinale, infatti, piuttosto che sollecitazioni flettenti, determina nell'arco un incremento di sforzo normale. L'azione sismica trasversale, d'altro canto, viene fronteggiata dalla struttura attraverso un comportamento a telaio e non a mensola, come avviene nei ponti a pile isolate, con conseguente capacità di assorbimento dell'energia sismica in più zone resistenti e quindi con meccanismo di redistribuzione plastica delle sollecitazioni.

CARICHI AGENTI PERMANENTEMENTE		
	Valore	Modulo elastico:
Peso proprio:	$g_{11} = 25.00 \text{ KN/m}^3$	$E_x = E/(1+\nu_x)$ $E_x = 33\,700(1+2) = 11\,200 \text{ N/mm}^2$
Peso del ballast:	$g_{21} = 18 \cdot 0.8 = 14.4 \text{ KN/m}^2$	
Peso del materiale di finitura:	$g_{22} = 3.96 \text{ KN/m}^2$	
Effetti termici:	$\Delta T = \pm 15^\circ\text{C}$	
CARICHI ISTANTANEI		
Treno - Tipo A:	$q_1 = 132.0 \text{ KN/m}$ per ogni binario	$E_x = 33\,700 \text{ N/mm}^2$
Treno - Tipo B:	$q_1 = 80.0 \text{ KN/m}$ per ogni binario	
Coefficiente di incremento dinamico:	$q_2 = \Phi = \frac{1.44}{\sqrt{L_\phi - 0.2}} + 0.82 = 1.19$	
sovraccarico accidentale sui marciapiedi:	$q = 4.00 \text{ KN/m}^2$	
Carico del vento:	$q_5 = 2.50 \text{ KN/m}^2$	

Tabella 1: Analisi strutturale – Modulo elastico per i carichi permanenti ed istantanei

Normativa ferroviaria – Limite massimo ammissibile per le deformazioni indotte dal carico del treno	$\frac{\delta}{L} \leq \frac{1}{3000}$
Massima inflessione di calcolo sotto il carico del treno	$\Delta = -7.5 \text{ mm}$
$\frac{\delta}{L} = \frac{7.5}{33000} = \frac{1}{4400} < \frac{1}{3000}$	

Tabella 2: Controllo delle deformazioni

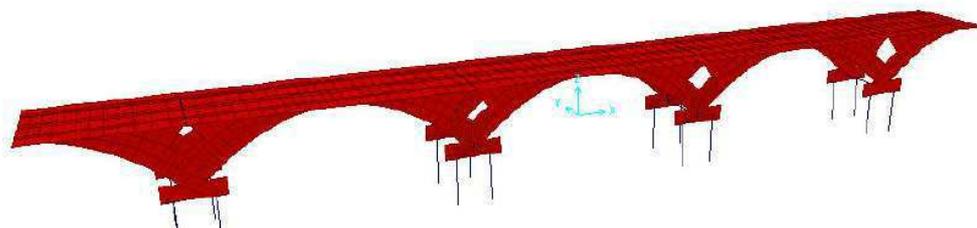


Figura 20: Modello tridimensionale ad elementi finiti

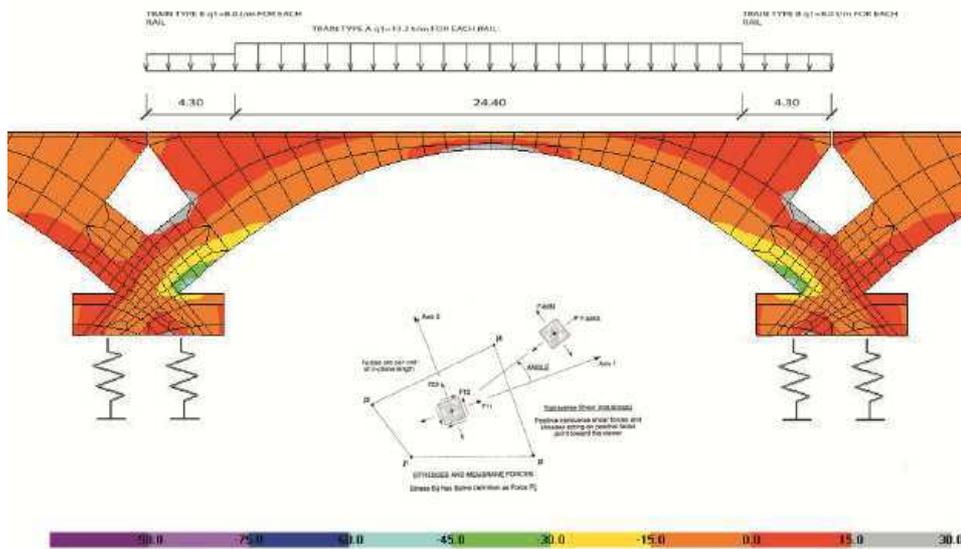


Figura 21: Tensioni nell'arco - Combinazione di carico TA1

OBIETTIVI	
Calcestruzzo	$\geq 35.0 \text{ MPa}$
Consistenza	S5
Slump	$\geq 210 \text{ mm}$
Mantenimento della lavorabilità	$\geq 90 \text{ minuti}$ anche nella stagione calda
Mantenimento ΔT esterno interno	$\ll 20^\circ\text{C}$
Assenza di fessure	
MIX ADOTTATA	
Cemento Portland	Tipo 325 a basso calore di idratazione
Additivo Glanium Sky	1.2% / cemento
Rapporto acqua/cemento	< 0.45
Diametro max inerte	32mm

Figura 19: Studio della mix

Progettista
Prof. Ing. Remo Calzona

Progetto esecutivo
CO.RE. Ingegneria S.r.l. –
Ing. Vincenzo Calzona

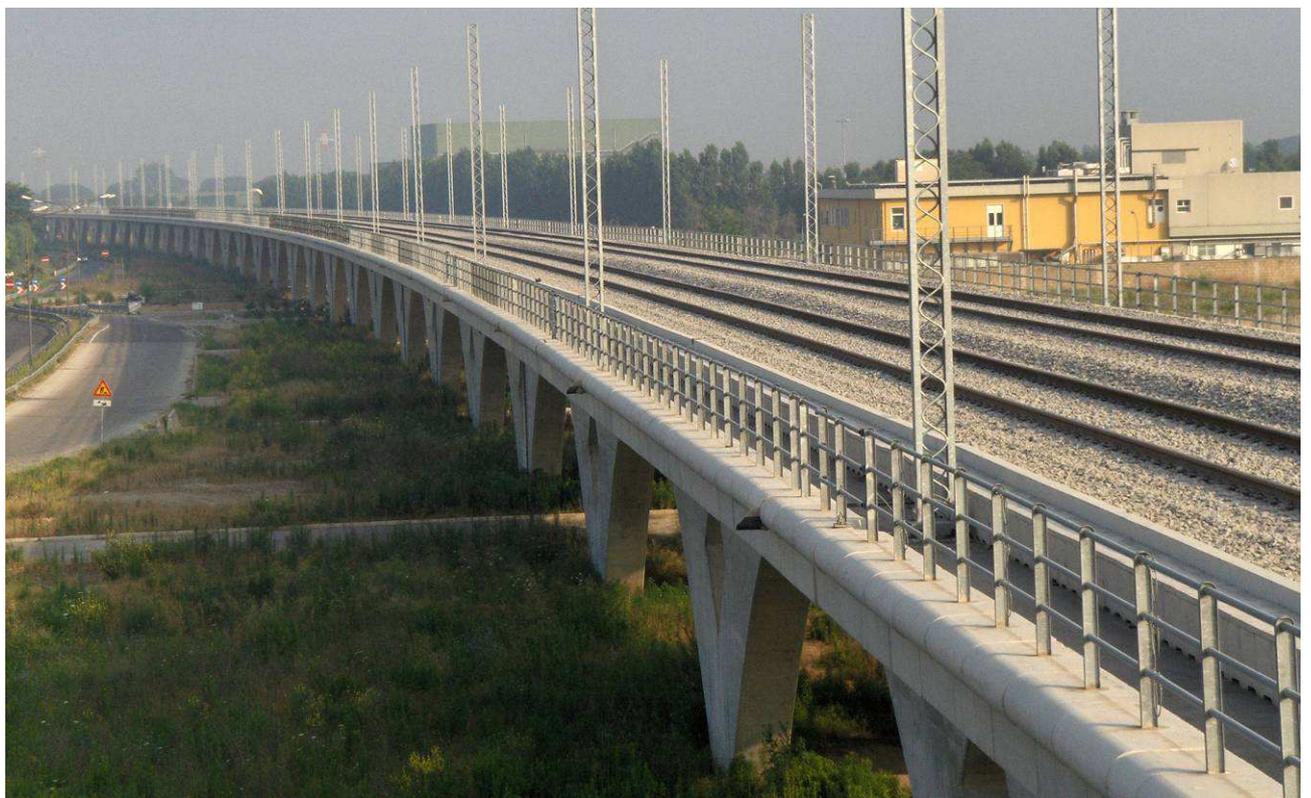
Processo costruttivo
Ing. Gabriele Nati –
Società Italiana per
Condotte d'Acqua S.p.A.

Ente Committente
RFI - Rete Ferroviaria Italiana
S.p.A.;
TAV - Treno Alta Velocità S.p.A.

Alta Sorveglianza
ITALFERR S.p.A.:
Ing. Assunto Pollastro,
Ing. Giuseppe Traini

Costruzione
Società Italiana per
Condotte d'Acqua S.p.A.
per conto del
Consorzio IRICAV UNO

L'opera è stata inaugurata il 5 dicembre 2009



PREMI aicap 2011 REALIZZAZIONI IN CALCESTRUZZO STRUTTURALE



EDIFICI

***Nuova sede regionale della Protezione Civile a Foligno –
Edificio delle sale operative***



***Palazzo Lombardia – La nuova sede della Regione
Lombardia a Milano***



***Complesso edilizio di
Porta Nuova Garibaldi a Milano***



***Progetto C.A.S.E.
a L'Aquila***



OPERE INFRASTRUTTURALI

***Passerella sul torrente Lima
a Bagni di Lucca***



***Ponte strallato sulla S.S. 554
nell'area metropolitana di Cagliari***



***Nnuovo cavalcaferrovia
di Certosa Milanese
nel nodo di intersezione
delle linee storiche con l'Autostrada A4***



***Ponte tra la Maddalena
e l'isola di Caprera***



***Linea AV Roma-Napoli –
Viadotto "Caivano" ad archi multipli***
