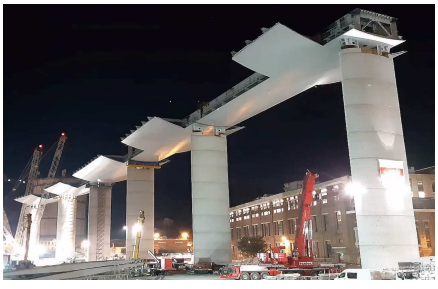
PREMI aicap 2020
REALIZZAZIONI DI OPERE IN CALCESTRUZZO



I testi degli articoli di presentazione,
le foto e i disegni delle opere
sono tratti dalla documentazione presentata
con la candidatura ai Premi **aicap** 2020

PREMI aicap 2020
REALIZZAZIONI DI OPERE IN CALCESTRUZZO

CATEGORIA EDIFICI

"SCHEGGIA DI VETRO" IN MILANO

EDIFICIO INTERRATO CON COPERTURA A PIASTRA POST-TESA

TEATRO DONIZETTI DI BERGAMO

CATEGORIA OPERE INFRASTRUTTURALI

NUOVA PIATTAFORMA LOGISTICA NEL PORTO DI TRIESTE

PONTE SUL FIUME TAGLIAMENTO

PONTE FILOMENA DELLI CASTELLI SUL FIUME SALINE (PESCARA)

PONTE SAN GIORGIO DI GENOVA (*)

PONTE SUL FIUME IRAI A CHANDRAPUR (INDIA) (*)

(*) Opere non ammesse al concorso in mancanza dell'autorizzazione a partecipare da parte della proprietà.

PREMI *aicap* 2020
REALIZZAZIONI DI OPERE IN CALCESTRUZZO

EDIFICI

Premio conferito a:

“SCHEGGIA DI VETRO” - MILANO

La Torre, sita in Milano e detta “La Scheggia di vetro”, è un esempio d’avanguardia di progettazione e di esecuzione delle strutture in calcestruzzo.

Il progetto complessivo è stato svolto necessariamente con l’ausilio del BIM.

L’impiego dei calcestruzzi - compresi quello ad alte prestazioni e le miscele speciali - in tutte le parti della struttura rappresenta bene le possibilità del calcestruzzo strutturale per ogni tipo di opera, in particolare anche per gli edifici alti, dove ha trovato applicazione relativamente recente in tutto il mondo, ora anche in Italia.

È anche rilevante la caratterizzazione delle sollecitazioni eoliche sulla Torre, studiata in galleria del vento.

In definitiva, il progetto strutturale fa buon uso del materiale nell’integrarsi con quello architettonico, in un risultato di originale valore espressivo.

“SCHEGGIA DI VETRO” IN MILANO

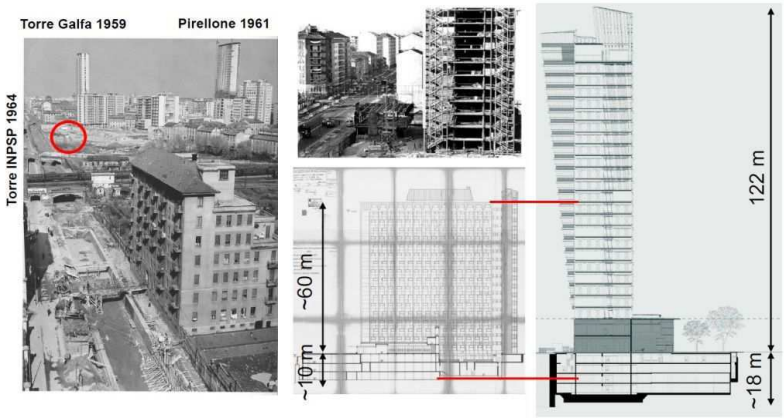
La riqualificazione dell’area di Porta Nuova a Milano non si è arrestata con il completamento dei primi lotti Garibaldi,Varesine ed Isola ma si sta ampliando rispetto a quello che è il nucleo originale. La trasformazione urbanistica che Porta Nuova ha introdotto nella città è stata copernicana, tanto da definire uno dei centri direzionali più importanti non solo di Milano ma addirittura della nazione. Questo quartiere infatti è stato scelto da moltissime società quale sede dei propri uffici di rappresentanza caratterizzati dalle firme degli architetti più importanti nel panorama nazionale ed internazionale.
Questa esplosione urbanistica, che ha vissuto la sua prima fase tra il 2008 ed il 2015, oggi sta allargandosi verso le aree attigue estendendosi nord nord e sud in quanto, il grosso successo ottenuto del quartiere originario, ha attratto molti investitori (anche esteri) per la riqualificazione e riutilizzo di aree ed edifici posti nelle immediate vicinanze di Porta Nuova.
Il nuovo edificio “La scheggia di vetro”, realizzato dall’impresa Colombo Costruzioni di Lecco e terminato nel 2020, è appunto parte di questo nuovo sviluppo urbanistico tutt’ora in atto.

Rendering architettonico

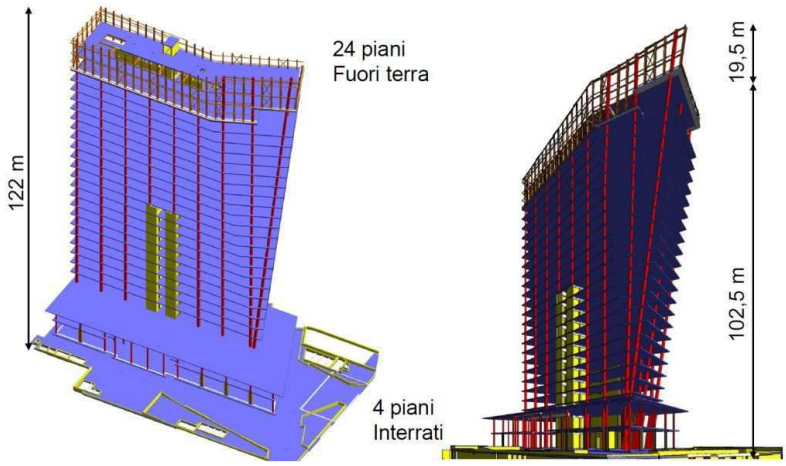
Edificio INPS preesistente alla costruzione della torre

La nuova torre sostituisce un edificio molto conosciuto dai Milanesi, perché era quello della vecchia sede dell'INPS, costruito negli anni '60 del secolo scorso, che si elevava per 18 piani fuori terra con una superficie di circa 40.000 metri quadrati e rimasto operativo fino al 2012.

Fasi di demolizione ex edificio INPS

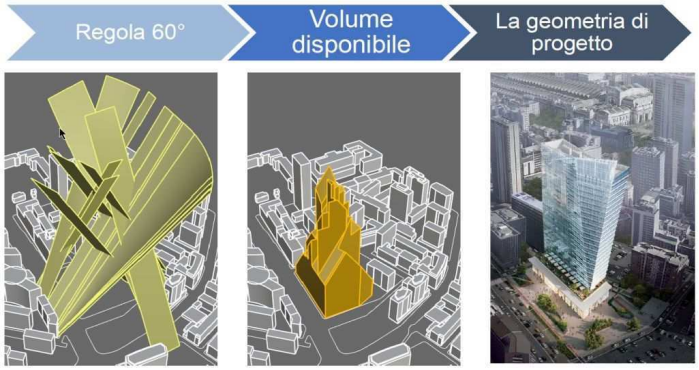


Confronto tra il vecchio edificio e la nuova torre

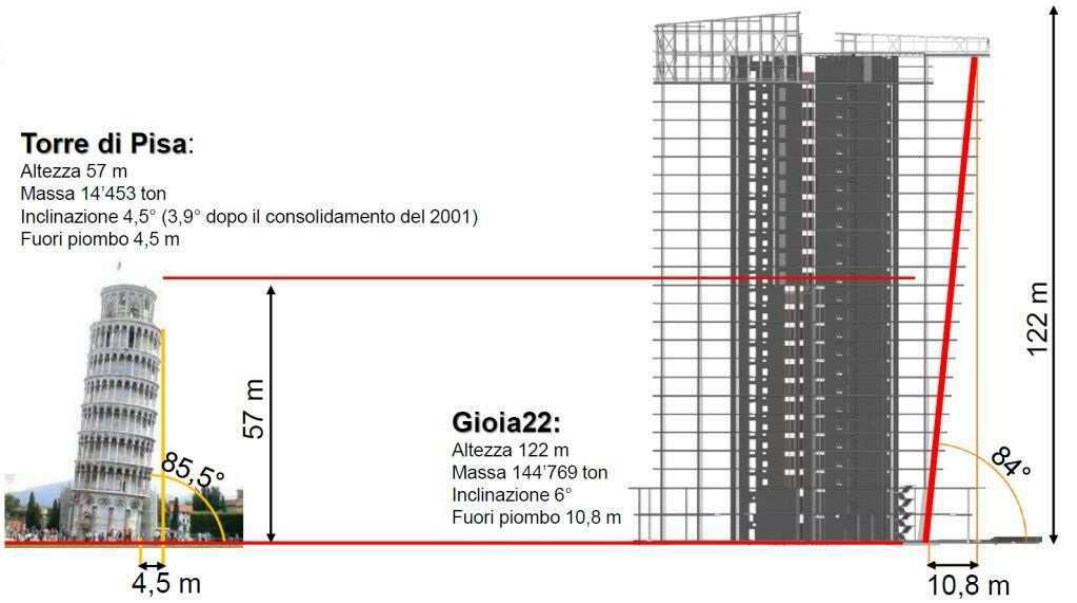


Principali caratteristiche geometriche della scheggia di Vetro

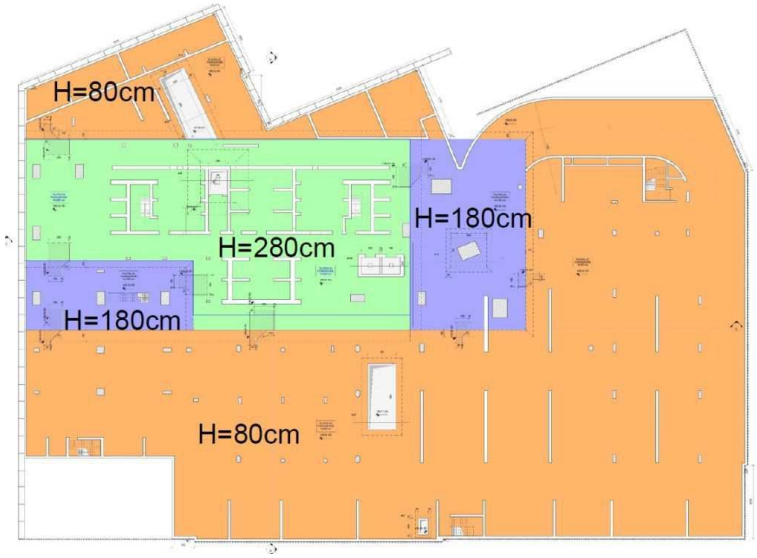
Il nuovo edificio, caratterizzato da un'altezza fuori terra superiore ai 120 m, si sviluppa su quattro piani interrati, per un'estensione totale di 26.046 m^2 e su ventiquattro piani fuori terra, per un'estensione totale pari a 42.386 m^2.



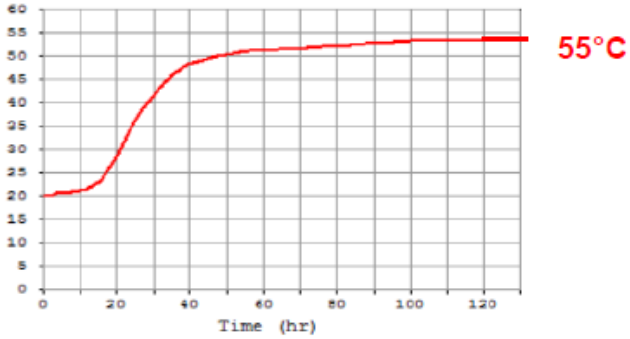
La regola dei 60°alla base della forma della geometria della torre



Il confronto con un monumento storico



Fondazioni a platea diretta

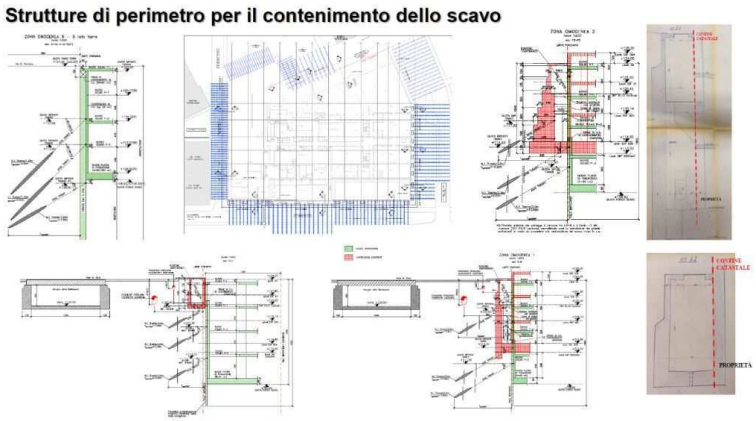


Calcestruzzi fondazionali C28/35 SCC LH. Curva adiabatica per miscele a basso calore di idratazione

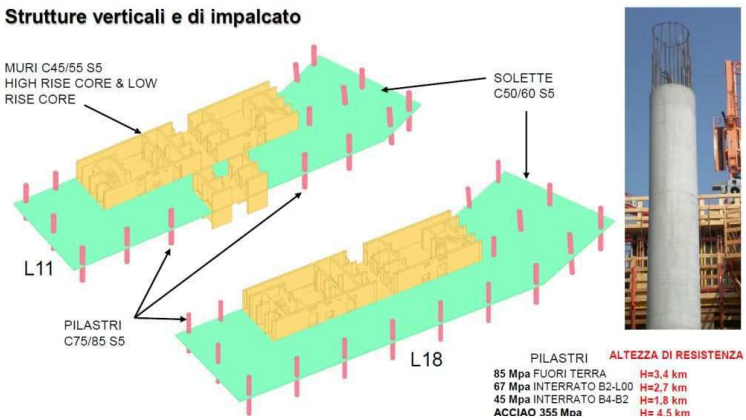
Pannello di prefessurazione per sistema di impermeabilizzazione di tipo a vasca bianca

Strutture di perimetro per il contenimento dello scavo

Il piano delle fondazioni della torre si colloca ad una quota di circa 18 m rispetto al livello della sede stradale; tale circostanza ha richiesto un attento studio delle opere di contenimento dei terrapieni perimetrali allo scavo. Nel dettaglio sono state progettate paratie multi tirantate, con diaframmi in c.a. di spessore 80 cm sul lato nord ed est e con berlinesi in micropali di acciaio sui restanti lati, al fine di consentire la realizzazione dello scavo sul filo del perimetro della fondiaria.



Sezioni di perimetro per il contenimento degli scavi

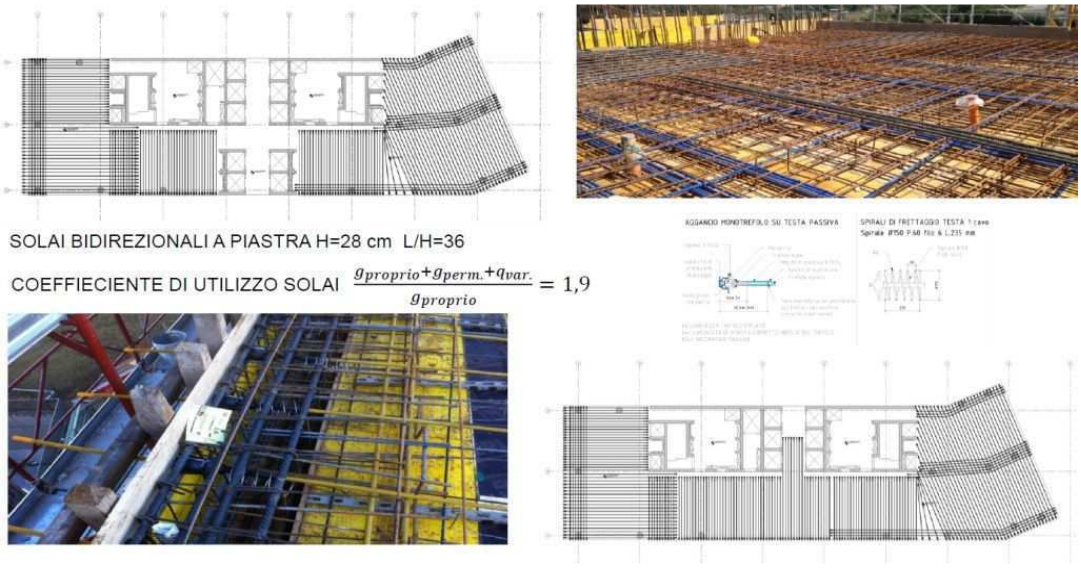


Posizione colonne di impalcato

Lo spessore della platea di fondazione risulta pari a 280 cm sotto i muri in cemento armato della torre, pari a 180 cm sotto la restante sagoma della torre e pari a 80 cm nelle rimanenti aree.
Per questi getti sono stati utilizzati calcestruzzi di classe C28/35 XC2 SCC LH, caratterizzati da un ridotto calore di idratazione al fine di limitare possibili fessurazioni indotte dai sensibili gradienti termici caratterizzanti i getti massivi.
I nuclei di controventamento della torre, ai quali prevalentemente è affidato l'equilibrio alle azioni orizzontali, come sisma e vento, sono stati realizzati con calcestruzzi C45/55 XC3 S5. In particolare è presente un nucleo primario denominato HIGH RISE CORE, collocato nella zona centrale della torre lato est, che si sviluppa per tutta l'altezza del fabbricato. Al suo interno sono presenti 6 vani ascensore, un vano montacarichi utilizzato anche come ascensore di soccorso, due vani scale, i servizi igienici e alcuni locali tecnologici.
Sempre nella zona centrale, ma sul lato ovest, è invece presente un nucleo secondario, denominato LOW RISE CORE, che si sviluppa dal piano fondazione al piano quindicesimo, il quale contiene quattro vani ascensore. Come comunemente accade per gli edifici alti, al fine di limitare i tempi di collegamento tra la hall di ingresso e i vari piani uffici, gli ascensori presenti nell'HIGH RISE CORE collegano la hall di ingresso con i piani più alti della torre, mentre gli ascensori presenti nel LOW RISE CORE quelli più bassi.
Per la realizzazione dei getti in calcestruzzo dei CORE sono stati impiegati speciali casseri rampanti, i quali hanno permesso di far evolvere la costruzione di questi elementi strutturali prima della realizzazione dei solai sottostanti, consentendo quindi un'ottimizzazione dei tempi di realizzazione in relazione alla separazione della cantierizzazione degli impalcati di piano.
All'interno del CORE centrale è stata montata una pompa rampante con braccio estendibile che, ricevendo le miscele di calcestruzzo mediante una potente stazione di pompaggio situata al piano terra, ha permesso l'agevole getto dei muri dei CORE e degli impalcati della torre.
Per quanto concerne gli impalcati di piano, al fine di limitarne lo spessore nella parte fuori terra, questi sono stati realizzati con piastre monolitiche in calcestruzzo tipo C50/60 XC3 S5, armate con barre in acciaio tipo B450C e cavi in trefoli viplati in acciaio armonico ad alta resistenza, tesati successivamente all'iniziale maturazione del getto.
Tale tecnologia costruttiva ha permesso di contenere lo spessore dei solai in soli 28 cm, anche in alcune campate che raggiungono gli 11 metri di luce, permettendo in tal modo di ottimizzare la sezione altimetrica strutturale dell'intero edificio. Lo studio di speciali mix design e additivi presenti nel conglomerato cementizio ha permesso di ottenere delle buone resistenze (>25 Mpa) in soli due giorni dal getto, permettendo quindi di realizzare in breve tempo la post tensione e consentendo all'impalcato di raggiungere celermente l'autoportanza con più rapida rotazione e riutilizzo dei casseri.

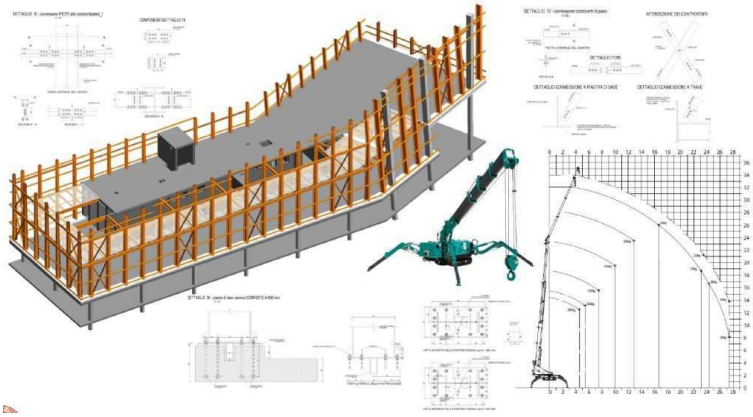
Esempio sistema di casseratura dei muri di elevazione con casseri rampanti

I nuclei di controventamento della torre, ai quali prevalentemente è affidato l'equilibrio alle azioni orizzontali, come sisma e vento, sono stati realizzati con calcestruzzi C45/55 XC3 S5. In particolare è presente un nucleo primario denominato HIGH RISE CORE, collocato nella zona centrale della torre lato est, che si sviluppa per tutta l'altezza del fabbricato. Al suo interno sono presenti 6 vani ascensore, un vano montacarichi utilizzato anche come ascensore di soccorso, due vani scale, i servizi igienici e alcuni locali tecnologici.
Sempre nella zona centrale, ma sul lato ovest, è invece presente un nucleo secondario, denominato LOW RISE CORE, che si sviluppa dal piano fondazione al piano quindicesimo, il quale contiene quattro vani ascensore. Come comunemente accade per gli edifici alti, al fine di limitare i tempi di collegamento tra la hall di ingresso e i vari piani uffici, gli ascensori presenti nell'HIGH RISE CORE collegano la hall di ingresso con i piani più alti della torre, mentre gli ascensori presenti nel LOW RISE CORE quelli più bassi.
Per la realizzazione dei getti in calcestruzzo dei CORE sono stati impiegati speciali casseri rampanti, i quali hanno permesso di far evolvere la costruzione di questi elementi strutturali prima della realizzazione dei solai sottostanti, consentendo quindi un'ottimizzazione dei tempi di realizzazione in relazione alla separazione della cantierizzazione degli impalcati di piano.
All'interno del CORE centrale è stata montata una pompa rampante con braccio estendibile che, ricevendo le miscele di calcestruzzo mediante una potente stazione di pompaggio situata al piano terra, ha permesso l'agevole getto dei muri dei CORE e degli impalcati della torre.

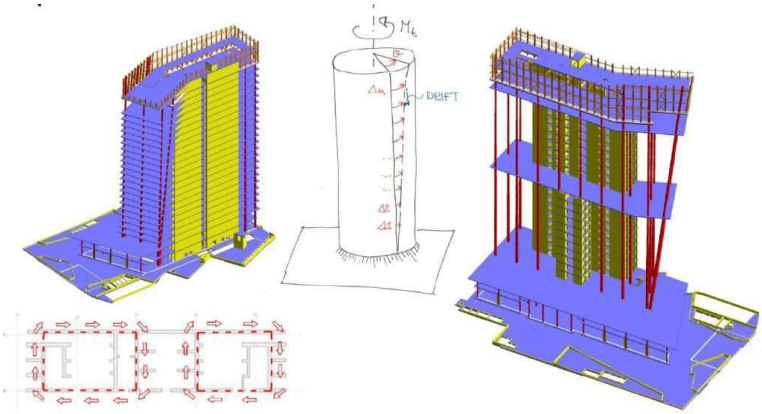


Impalcati di piano con solai postesi in opera

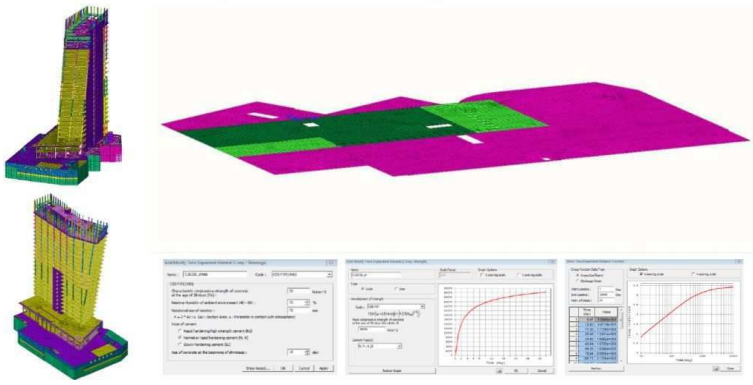
Per quanto concerne gli impalcati di piano, al fine di limitarne lo spessore nella parte fuori terra, questi sono stati realizzati con piastre monolitiche in calcestruzzo tipo C50/60 XC3 S5, armate con barre in acciaio tipo B450C e cavi in trefoli viplati in acciaio armonico ad alta resistenza, tesati successivamente all'iniziale maturazione del getto.
Tale tecnologia costruttiva ha permesso di contenere lo spessore dei solai in soli 28 cm, anche in alcune campate che raggiungono gli 11 metri di luce, permettendo in tal modo di ottimizzare la sezione altimetrica strutturale dell'intero edificio. Lo studio di speciali mix design e additivi presenti nel conglomerato cementizio ha permesso di ottenere delle buone resistenze (>25 Mpa) in soli due giorni dal getto, permettendo quindi di realizzare in breve tempo la post tensione e consentendo all'impalcato di raggiungere celermente l'autoportanza con più rapida rotazione e riutilizzo dei casseri.



La Top Sail in copertura in carpenteria metallica

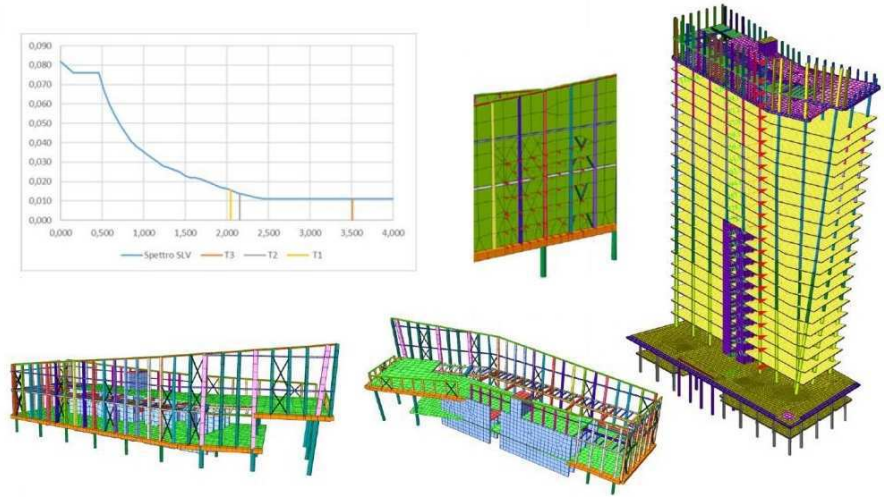


Il problema della torsione



L’analisi di costruzione per fasi considerando gli effetti viscosi

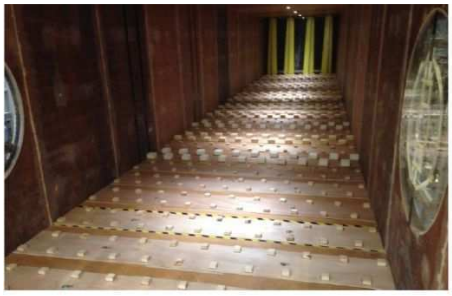
Particolari analisi sono state condotte in relazione agli spostamenti differenziali orizzontali degli impalcati di piano, indotti dalla torsione permanente dovuta all’inclinazione della facciata sud, valutando con attenzione il campo deformativo differito nel tempo, correlato con il comportamento viscoso del calcestruzzo.



Modelli FEM utilizzati per le analisi strutturali della torre

STUDIO DELLO STORICO DELLE VELOCITA' E DIREZIONI DEL VENTO PER LA DEFINIZIONE DEL PROFILO DI PROGETTO

Lo studio sperimentale delle sollecitazioni eoliche

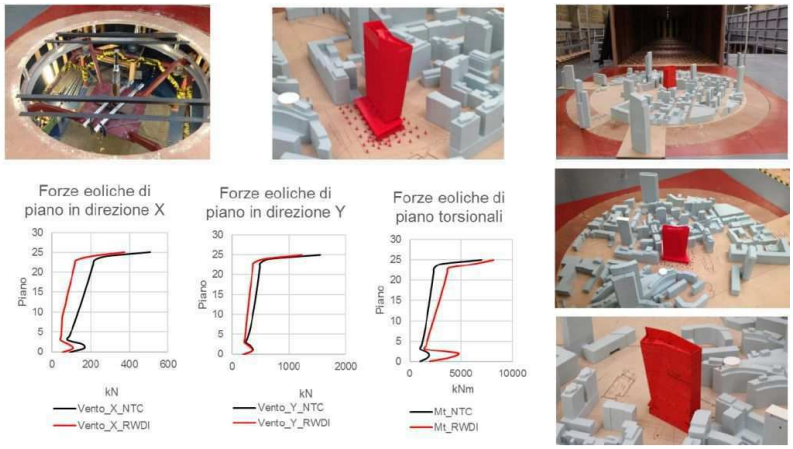


Modello in scala 1:300
montato su piattaforma girevole di 2,4 m di diametro.
Ricostruzione in scala degli edifici di perimetro presenti in un raggio di fino a 600 m

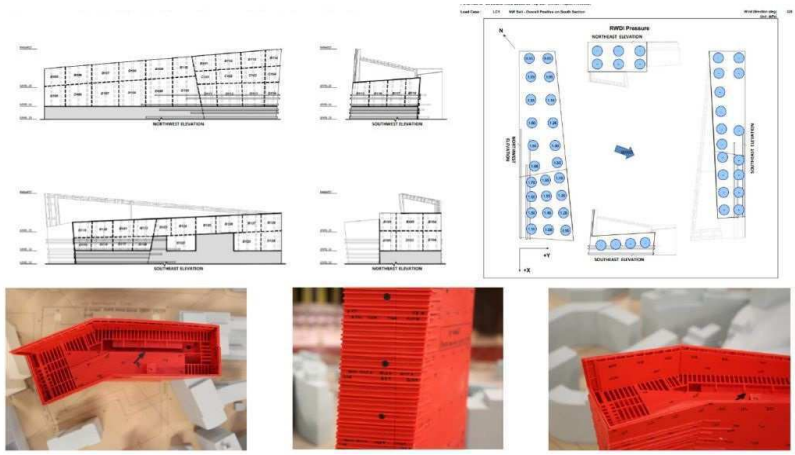
Studi in galleria del vento finalizzati a determinare:

- Carichi di vento per progetto delle strutture.
- Carichi di vento per progetto delle facciate.
- Pedestrian comfort.
- Hexaust Re-ingestion

Lo studio svolto presso la galleria del vento RWDI di Londra

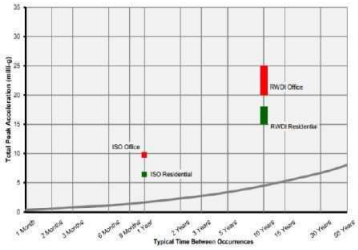


I modelli testati presso la galleria del vento RWDI di Londra



Le analisi di dettaglio sulla Top Sail

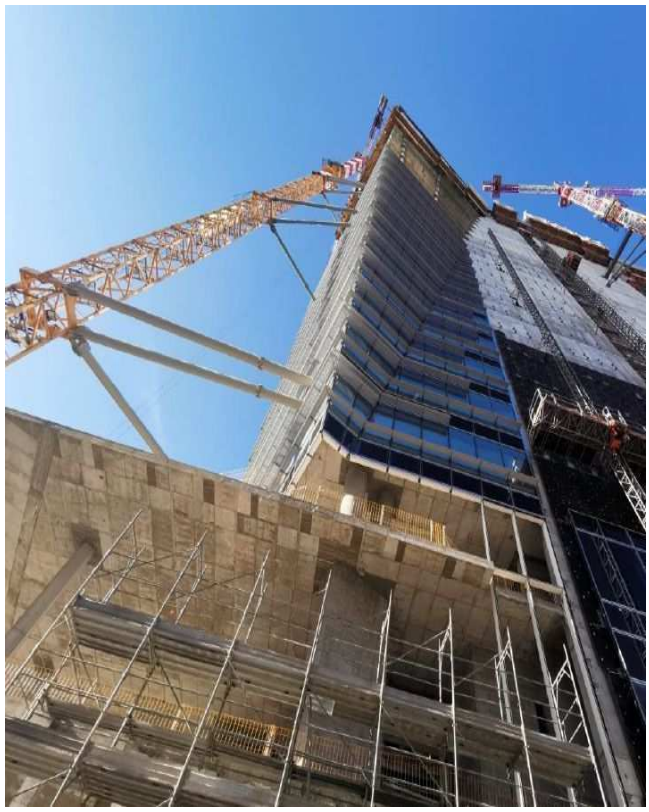
La caratterizzazione delle sollecitazioni conseguenti all’azione eolica è stata eseguita mediante uno studio sperimentale in galleria del vento presso i laboratori della RWDI di Londra. Nel dettaglio è stato dapprima eseguito uno studio della microclimatologia locale del sito, dove sono stati analizzati i dati storici in termini di intensità e direzione del vento. Successivamente è stato realizzato un modello in scala 1:350 della torre, compresi gli edifici di prossimità sul quale, mediante apposite turbine, è stato riprodotto il profilo dello strato limite del vento di progetto, opportunamente scalato con il numero di Reynolds.
In relazione a ciò, le analisi condotte sono state multidisciplinari e hanno permesso l’ottimizzazione di diversi temi progettuali.



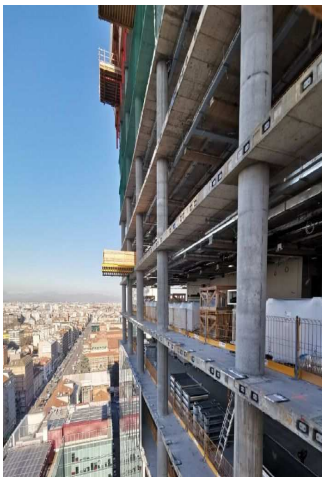
Return Period (Years)	Peak Accelerations[2] Total - [X, Y and torsional components] (milli-g)
1	1.6 - [0.70, 1.6, 0.75]
5	3.4 - [1.4, 3.3, 1.6]
10	4.5 - [1.9, 4.4, 2.0]

Le analisi di comfort sulla Torre

MSC Associati S.r.l.



Immagini dal cantiere



Immagini dal cantiere

Ulteriori dettagli sul progetto dell'opera sono riportati nella memoria "Nuovo edificio Scheggia di Vetro" di D. Campagna e A. Aronica (MSC Associati S.r.l., Milano), presentata a Italian Concrete Days 2020.

Promotori economici: COIMA, COIMASGR
Progettista architettonico: Pelli Clarke Pelli Architects
Progettista strutturale: MSC Associati srl architettura e ingegneria
Progettista impianti: ARIATTA Ingegneria dei Sistemi srl
Consulenti per le analisi in galleria del vento: RWDI Consulting Engineers and Scientists
Progettista esecutivo architettonico: Mpartner srl
Impresa di costruzione: COLOMBO Costruzioni

EDIFICIO INTERRATO CON COPERTURA A PIASTRA POST-TESA

INFORMAZIONI GENERALI SULL'OPERA

- Struttura polifunzionale seminterrata in calcestruzzo armato precompresso gettato in opera, con locali privi di sostegni intermedi e luci libere di circa 24 metri
- *Ubicazione dell'opera:* Comune di Lucca (LU)
- *Committente:* Villa Santo Stefano Società Agricola srl
- *Progettazione Architettonica:* ReP - Rocco e Puccetti Architetti (LU)
- *Progettazione strutturale:*
  Ing. Petra Obrietan - Ing. Alessio Angioni - Ing. Massimo Maffeis - Maffeis Engineering SpA (VI)
- *Progettazione impiantistica:* Studio Intre (LU)
- *Direzione Lavori strutturale:* Ing. Massimo Viviani - Lucca
- *Direzione Lavori architettonica:* Arch. Massimo Rocco – Lucca
- *Realizzazione dell'opera:*
  Impresa Guidi Gino spa (*opere edili*)
  S.E.A. S.A.S. di Campatelli Stefano & C. / Idraulica Dami srl (*impianto idraulico*)
  Martinelli Impianti srl (*impianto elettrico*)
  Nardo Giovanni srl (*pavimentazioni*)
  Tecnoserramenti srl (*infissi e rivestimenti esterni*)
  Martin Ranft Stuck & Restaurierung (*rivestimenti pareti e soffitti*)
  Holzrausch GMbH (*allestimento interni*)
- *Ultimazione dei lavori strutturali*: dicembre 2019

1. SCELTE DI PROGETTO

Viste le esigenze architettonico-funzionali, nonché il contesto ambientale nel quale si inserisce la struttura, risultava impensabile l'impiego di una tecnologia costruttiva ordinaria. Inoltre, data la natura seminterrata della struttura, la copertura presenta un ricoprimento di terreno, integrandosi nella tenuta dell'azienda agricola che la ospita.

Considerati i carichi permanenti importanti e le grandi luci da coprire, è stato necessario ricorrere ad una struttura particolare, ideando una copertura a piastra con nervature a doppia curvatura che seguono l'andamento architettonico delle superfici di intradosso ed estradosso. L'intera struttura è stata precompressa con cavi post tesi. La soluzione così concepita ha soddisfatto completamente le esigenze del cliente.

1. Scavi

2. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

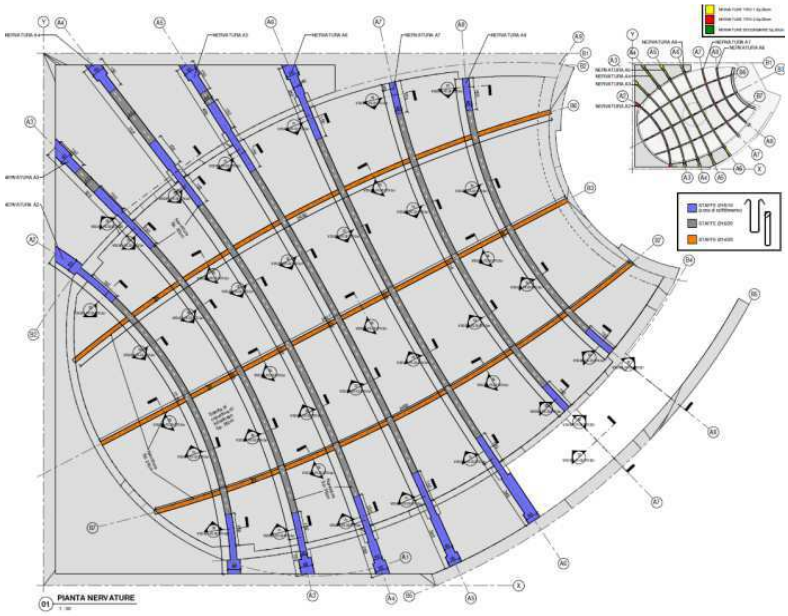
L'edificio è una struttura polifunzionale seminterrata a pianta ovale, che presenta una copertura nervata, con intradosso a doppia curvatura.

Dopo aver individuato la soluzione dal punto strutturale, è stato necessario definire in modo ottimale i tracciati delle nervature principali e secondarie. Per fare questo sono stati utilizzati software di programmazione parametrica per definirne l'andamento ottimale.

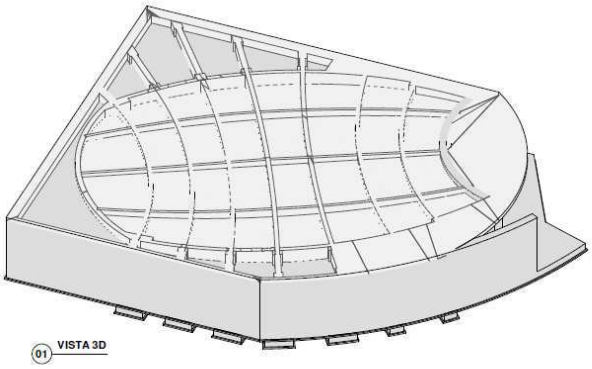
A causa della complessità dell'intradosso della copertura, l'intero edificio è stato progettato in BIM, in modo da avere a disposizione anche un modello tridimensionale definito in ogni suo punto.

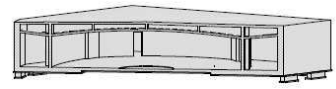
Questo ha sicuramente semplificato la fase di resa grafica, per facilitare a sua volta la fase esecutiva di cantiere.

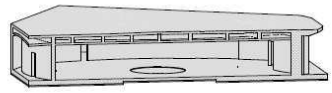
2. Armatura delle nervature

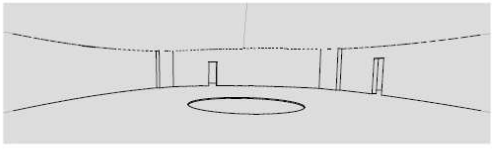


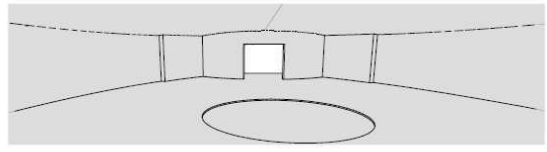
3. Viste generali di progetto











3. COMPORTAMENTO STRUTTURALE

La struttura pluriconnessa è stata schematizzata con elementi finiti capaci di evidenziare correttamente lo stato di sollecitazione. Una volta definito lo schema statico della struttura, si è costruito un modello parametrico, dal quale è stato ricavato il modello di calcolo, e successivamente sono state estratte le caratteristiche di sollecitazione per tutte le verifiche di sicurezza e funzionalità.

4. COSTRUZIONE DELLA STRUTTURA

Vista la complessità dell'edificio, si sarebbero potute riscontrare molte difficoltà operative: in realtà la definizione del progetto nei minimi dettagli ha semplificato la costruzione.
I banchinaggi sono stati progettati ad hoc, l'armatura è stata definita nel dettaglio, così come la successione dei getti, la pretensione e il controllo della deformazione.

5. CONCLUSIONI

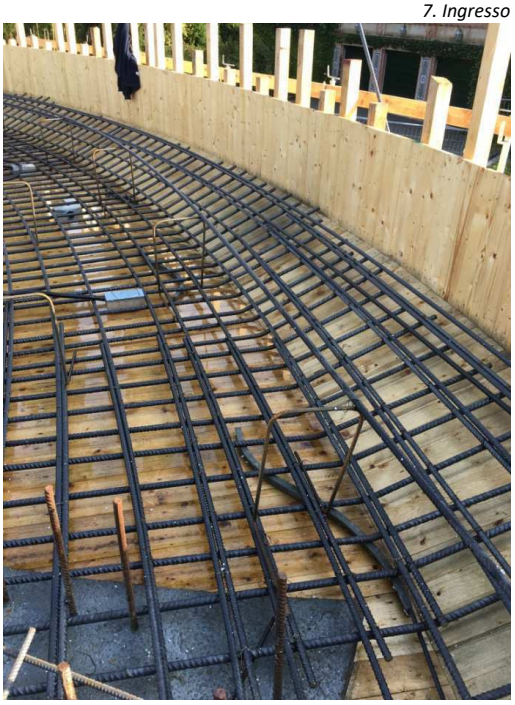
Nel complesso la struttura è risultata un'efficace risposta alla necessità di ottenere un ampio spazio coperto, nel rispetto di tutti i vincoli tecnici, economici e paesaggistici imposti dal committente.
La struttura, come si evince dalle foto, risulta essere molto leggera e impercettibile dall'interno.
Essa si inserisce con delicatezza nel contesto in cui è stata inserita, integrandosi perfettamente nel paesaggio stesso, pur essendo un'opera ardita e complessa dal punto di vista ingegneristico.

4. Getto dei muri interni

5. Getto dell'intradosso della copertura

6. Banchinaggio dell'ingresso

7. Ingresso



8. Posa dell'armatura sull'ingresso

9. Posa dell'armatura delle nervature

10. 11. Tesatura dei cavi

12. Banchinaggio dell'intradosso della copertura

13. Vista interna al grezzo

14. Vista interna

15. Vista aerea

16. Vista dell'ingresso

17. L'edificio completato

TEATRO DONIZETTI DI BERGAMO

Un ambizioso accostamento tra restauro e prefabbricazione

Sono giunti al termine lo scorso Dicembre i lavori di restauro e riqualificazione del principale teatro della città di Bergamo intitolato a Gaetano Donizetti, una struttura con oltre duecento anni di storia e con un volume molto importante che coinvolge visivamente sia la parte alta che la parte bassa della città.
La facciata storica è stata costruita con un calcestruzzo architettonico primordiale di inizio '900, gli elementi dei volumi laterali sono stati invece oggetto di interventi di ampliamento a cavallo tra gli anni '70 e '80 a opera dell'Architetto Pizzigoni attraverso l'impiego di un calcestruzzo di seconda generazione.
Oggi il Teatro Donizetti, a fronte delle opere di ristrutturazione e riqualificazione iniziate nel 2018, racconta una sorta di storia del calcestruzzo, un materiale molto caratterizzante per Bergamo, storicamente e culturalmente città di costruttori. La volontà di progettisti e architetti in accordo con la Sovrintendenza e la direzione artistica, è stata dunque quella di proseguire con l'utilizzo di un materiale cementizio evoluto al fine di rendere omogenea e contemporanea l'immagine architettonica del Teatro.
Il progetto realizzato da Arassociati di Milano e dallo studio Berlucchi di Brescia, prevedeva la riqualificazione dei volumi esterni e della torre scenica attraverso l'utilizzo di materiali che si inserissero in modo non invasivo in una struttura preesistente e che fossero espressione di innovazione e tecnologia, conservandone la facciata storica e le parti di pregio architettonico. A livello visivo, le facciate laterali e la torre scenica del Teatro Donizetti sono oggi un insieme di pannelli in calcestruzzo in differenti tonalità di rosa.
Magnetti Building, da duecento anni operante nel settore dell'edilizia, si è occupata dello studio e dell'ingegnerizzazione dei pannelli di rivestimento, ma anche dei processi di installazione ed esecuzione dell'opera intervenendo sia su strutture esistenti che di nuova realizzazione. Si tratta di circa 800 lastre, elementi prevalentemente piani di grandi dimensioni ma di spessore ridotto, 3-4 cm. Alcune di queste sono state poi realizzate tridimensionalmente per la riproduzione delle lesene verticali sul prospetto laterale dei camerini e degli ambienti polivalenti.
Il materiale utilizzato è la malta Effix prodotta da Italcementi, che presenta elevate prestazioni meccaniche e un'alta durabilità grazie al suo mix design. Le lastre sono rinforzate internamente da una rete in fibra di vetro, applicata sui punti di sospensione e ancoraggio, che garantisce un comportamento post fessurativo parzialmente duttile e sicurezza al prodotto in caso di danneggiamento.
Partendo da un'indagine colorimetrica del Teatro al fine di ricercare delle tonalità che si avvicinassero il più possibile alle colorazioni presenti su tutta la struttura esistente e attraverso il dosaggio di ossidi all'interno della malta, sono state selezionate le cinque gradazioni di rosa e giallo più idonee ad armonizzarsi con il volume. Dopo un lungo percorso di qualche centinaia di campioni e dopo aver sondato diversi livelli di finitura tramite trattamenti superficiali di varia natura, è stato raggiunto il livello desiderato dalla direzione artistica e dalla Sovrintendenza con un trattamento di microsabbiatura, protetta da uno strato idrorepellente. Una finitura volutamente non liscia che dona al Teatro un effetto antico e moderno allo stesso tempo.
L'esperienza di Magnetti Building nel campo della prefabbricazione ha consentito di individuare sistemi di installazione inseriti già nella fase di produzione e dotati di un sistema di micro regolazione per la messa in planarità delle lastre durante il montaggio, realizzati nello stabilimento di Carvico.
Complice lo stop forzato a causa della pandemia, la produzione delle lastre ha attraversato più stagioni, esponendo il materiale a differenti condizioni ambientali nella fase più delicata della sua maturazione. Al fine di prevenire fenomeni di fessurazione nelle ore successive alla operazioni di getto della malta, nel reparto produttivo di Magnetti Building sono stati adottati speciali accorgimenti e attrezzamenti per attuare la maturazione umida delle lastre tramite immersione in acqua.
In parallelo all'attività di ingegnerizzazione e produzione, il materiale e il prodotto finale sono stati validati con test eseguiti presso il Politecnico di Milano. In particolare, la conformità delle lastre ai requisiti richiesti dalla destinazione di installazione è stata ottenuta con prove di urto da corpo molle e corpo rigido, secondo standard internazionali.
Un progetto ambizioso studiato ad hoc, di cui Magnetti Building è particolarmente fiera: contribuire all'opera di riqualificazione del Teatro Donizetti è un valore aggiunto per un'azienda da sempre legata al territorio bergamasco. Magnetti Building si è dimostrata capace di modificare e adattare i propri processi e

i propri standard produttivi in relazione alle richieste di una realizzazione particolarmente esigente dal punto di vista cantieristico e di progettazione.

PROGETTO ARCHITETTONICO

L'opera architettonica per il rinnovamento delle facciate

I prospetti laterali sono disegnati ricercando una coerenza formale tra i volumi attuali e le nuove addizioni in modo da rendere omogenea e contemporanea l'immagine architettonica del teatro, rispettando le parti storiche, regolarizzandole nella forma. L'immagine architettonica perciò corrisponderà a quella delle masse volumetriche semplici, rivestite nei corpi bassi con pietra grigia locale (ceppo o similare) a tagli a correre per il basamento e diversificate verticalmente nei piani superiori utilizzando elementi modulari opachi chiari (in materiale ricomposto gres tipo kerlite) nelle tonalità rosate simili all'esistente ed alternati in ragione delle aperture; di fatto l'ordine delle facciate viene ridisegnato includendo i nuovi corpi scala in modo da schermare le irregolarità delle rampe.

In particolare viene ridisegnata la facciata verso la piazza Cavour segnalando la presenza della sala auditorium e delle sale prova oltre che l'ingresso della biglietteria e del nuovo bar coinvolgendo inoltre con continuità anche il nuovo corpo dei camerini mediante un ordine regolare di serramenti e di "lesene" segnati solo dai marcapiani.

Nella proposta progettuale il volume del corpo scenico verrà regolarizzato e rivestito con pannelli in "fibrocemento" colorato inglobando anche le falde inclinate esistenti tramite una copertura leggera esterna continua, impostata alla quota massima del lucernaio antifumo. Verrà così conferita all'interno del contesto urbano un'immagine unica e semplice a tutta la torre segnata solo con dei tagli di luce tenue a filo parete.

Lo spazio del nuovo padiglione-ristorante, realizzato sulla copertura piana del Ridotto, verrà proposto con leggerezza come una serra trasparente e luminosa che completa il terrazzo con il pergolato.

Volume preesistente

TAVOLE ESECUTIVE DI PRODUZIONE MAGNETTI

La composizione

Il materiale utilizzato per la realizzazione dei pannelli, come da richiesta del progettista, è la malta "i. design EFFIX ARCA"® fornita da Italcementi.

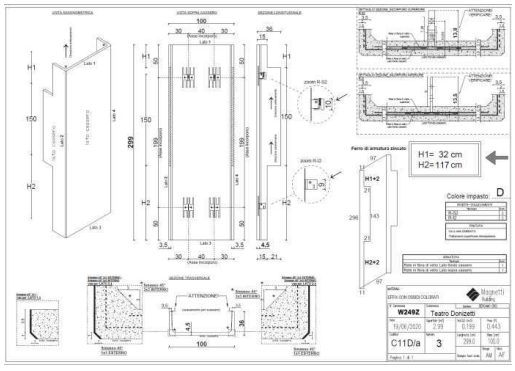
Al fine di ottenere le n.5 colorazioni richieste sono stati utilizzati pigmenti a base di ossidi colorati.

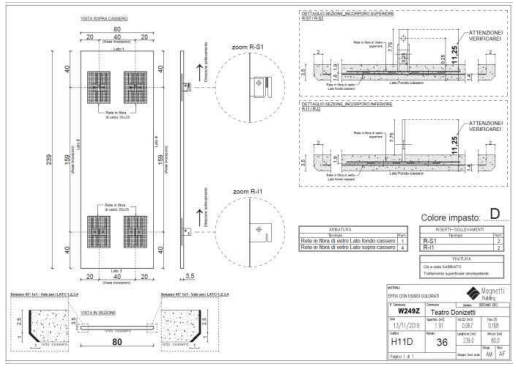
Gli incorpori per la sospensione dei pannelli stessi sono realizzati in acciaio zincato a caldo.

Annegata nel getto per tutta la superficie dei pannelli è presente una rete in fibra di vetro allo scopo di trattenere possibili distaccamenti causate da rotture accidentali (ad es. forti urti).

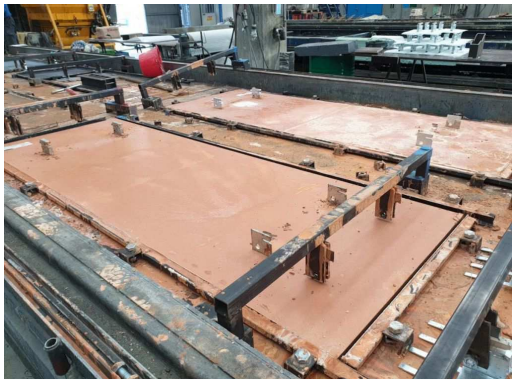
Nelle pagine a seguire le schede esecutive delle tipologie di pannelli più ripetitive.

I pannelli di rivestimento





Le viste di progetto

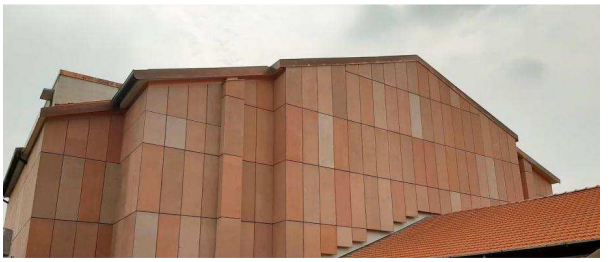


Produzione

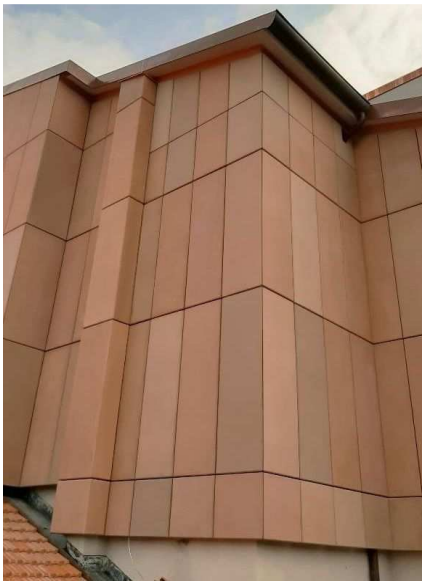
Sistema di supporto

Montaggio

Rivestimento torre scenica ultimato



Rivestimento camerini ultimato



Progetto architettonico:
Arassociati di Milano e Studio Pezzetti

Progettisti strutturali generali:
Studio SPC e Prof. Giorgio Croci

Direzione lavori strutturale: Ing. Alessandro Bozzetti

Progettista delle componenti e strutture metalliche di facciata:
Ing. Franco Melocchi

Responsabile scientifico test di laboratorio su materiali e lastre:
Prof. M.Colombo del Politecnico di Milano

Imprese appaltatrici dell'intervento complessivo di restauro:
Fantino Costruzioni Spa e Notarimpresa SpA

Studio, ingegnerizzazione e installazione dei pannelli di rivestimento: Magnetti Building

PREMI *aicap* 2020
REALIZZAZIONI DI OPERE IN CALCESTRUZZO

OPERE INFRASTRUTTURALI

Premio conferito a:

NUOVA PIATTAFORMA LOGISTICA NEL PORTO DI TRIESTE

La nuova banchina nel porto di Trieste è costituita da una piastra nervata in calcestruzzo priva di giunti e delle dimensioni di circa 65000 m^2; la piastra è portata da pali di grosso diametro su cui poggia tramite dispositivi del tipo "friction pendulum", che la isolano sismicamente.

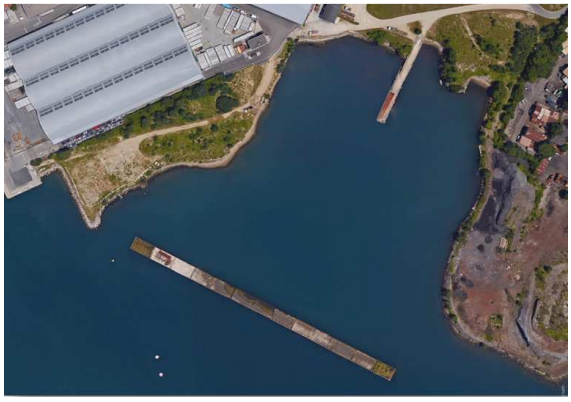
Le eccezionali dimensioni dell'opera, che hanno richiesto l'impiego di circa 140.000 m^3 di calcestruzzo, le severe condizioni di esposizioni e le difficoltà di esecuzione costituiscono un esempio eccellente delle potenzialità offerte dal cemento armato precompresso unito alle più recenti innovazioni nel campo dell'ingegneria antisismica.

NUOVA PIATTAFORMA LOGISTICA NEL PORTO DI TRIESTE

INFORMAZIONI GENERALI SULL'OPERA
Ubicazione: Porto di Trieste - zona sud-est
Proprietario: Autorità di Sistema Portuale del Mare Adriatico Orientale – Porto di Trieste
Concessionario: HHLA PLT Italy srl – Trieste (Direttore del Concessionario: dott. Ing. Paolo Bassi)
Data di ultimazione: 24 settembre 2020
ATTORI COINVOLTI
Progetto esecutivo generale: STUDIO ALTIERI S.p.A. - Thiene
Progetto esecutivo strutturale: ALPE PROGETTI S.r.L - Udine
RUP: Dott. Ing. Eric Marcone (Autorità di Sistema Portuale del Mare Adriatico Orientale)
Direzione dei lavori: Dott. Ing. Carlo Glauco Amoroso (HMR S.r.L. - Padova)
Direzione operativa delle strutture: Dott. Ing. Francesco Alessandrini (ALPE PROGETTI S.r.L. - Udine)
Coordinatore della sicurezza in fase di esecuzione: Per. Ind. Ed. Carlo Del Frate
Impresa costruttrice: I.CO.P. S.p.A. – Basiliano (UD)

IL PROGETTO IN GENERALE
Nell'ambito dei "Lavori di realizzazione della piattaforma logistica in area portuale compresa tra lo Scalo Legnami e l'ex-Italsider e conseguenti opere di collegamento - PROG. APT 1563 - Primo Stralcio", è stata realizzata un'estesa area di banchina portuale (12,3 ha) di cui una parte consistente (8 ha circa) consta di una piastra in calcestruzzo armato post-teso che poggia su pali realizzati a mare di diametro 1270mm (parte interna, 6,5 ha) e su cassoni preesistenti o su pali di diametro 1600mm (parte fronte mare).
Il progetto, che si inserisce nell'ambito del futuro modello di sviluppo del porto giuliano in direzione sud est, consiste nell'infrastrutturazione della zona compresa fra lo Scalo Legnami e l'area della Ferriera di Servola (zona evidenziata in giallo nella figura).
I lavori hanno consentito la realizzazione di un nuovo accosto attrezzato per navi Ro-Ro e portacontainer, la creazione di nuovi piazzali per merci e container, la possibilità di utilizzare le aree retrostanti per le operazioni portuali e/o l'accatastamento e la movimentazione, l'intermodalità completa tra navi, gomma e ferro.
L'area oggetto di intervento rientra nel SIN (Sito di Interesse Nazionale) di Trieste. Fa parte del "TRIESTE HUB – A EUROPEAN SUPER STRUCTURE", cofinanziata dall'Unione Europea. Il costo complessivo delle opere è stato di circa 130 milioni di €, coincidente a quello stimato e finanziato inizialmente. Tutti i lavori sono stati collaudati.

Baia nella situazione iniziale



In generale i lavori eseguiti hanno compreso:

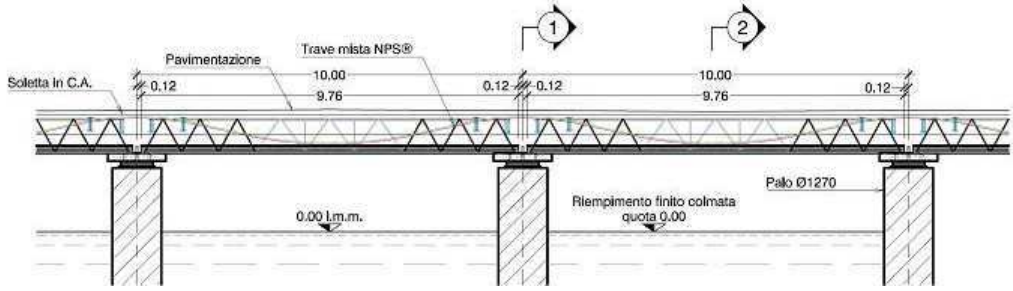
1. Bonifica ambientale dei fondali marini ricadenti nelle aree di intervento e delle aree a terra (bonifica a mare certificata -CAB- e messa in sicurezza provvisoria -MISP- di tutte le aree a terra in concessione anch'esse certificate).
2. Realizzazione di una cassa di colmata, di quasi ½ milione di m^3, con perimetro a tenuta.
3. Realizzazione di una banchina funzionale in cap soprastante la zona di colmata, i cassoni e la zona Ro-Ro.
4. Realizzazione di un cunicolo servizi sottobanchina.
5. Realizzazione di pavimentazione in c.a. controterra nella zona esterna alla banchina pensile.
6. Realizzazione di impianti e di raccolta e trattamento delle acque di falda captate (TAF) e delle acque di colmata (TAC).
7. Impianto idrico, elettrico, TCCV, controllo varchi, antincendio.
8. Opere stradali e ferroviarie.
9. Deviazione e tombamento del torrente Baiamonti e dello scarico a mare di emergenza dell'impianto di depurazione AcegasAPS-AMGA.

IL PROGETTO DELLE OPERE IN CALCESTRUZZO

La grande particolarità di questa opera, con specifico riferimento al Premio AICAP, è la realizzazione di una piastra pensile in calcestruzzo continua (senza giunti) della dimensione di oltre 6.5 ha. Al di sotto della piastra è stata realizzata una cassa di colmata (non ancora riempita) di circa ½ milione di mc, opportunamente confinata sul perimetro da opere in acciaio e calcestruzzo (palancolate, pareti combinate, pali secanti e CSM).

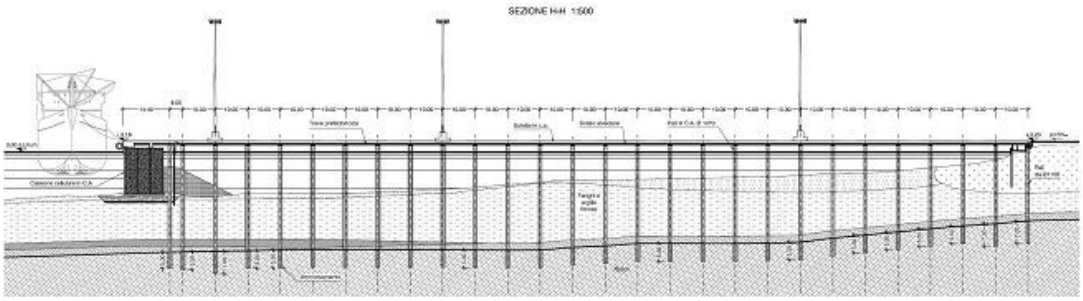
La banchina pensile presenta la caratteristica di essere appoggiata su pali trivellati mediante dei dispositivi di appoggio a doppio pendolo (friction pendulum) con funzione di isolatore sismico: siamo dunque di fronte ad una soletta continua della dimensione di circa 65000 m^2 completamente isolata dal punto di vista sismico che è, se non la più estesa, una delle più estese strutture al mondo monolitiche, continue ed isolate sismicamente.

Particolarmente interessante è stato il calcolo del sistema di isolamento, che ha dovuto comprendere una complessa analisi tridimensionale stante le variabili rigidezze del sistema dei pali (pali a rigidezza variabile per la diversa lunghezza libera e la diversa quota di ammorsamento) abbinata alla presenza dei dispositivi antisismici.

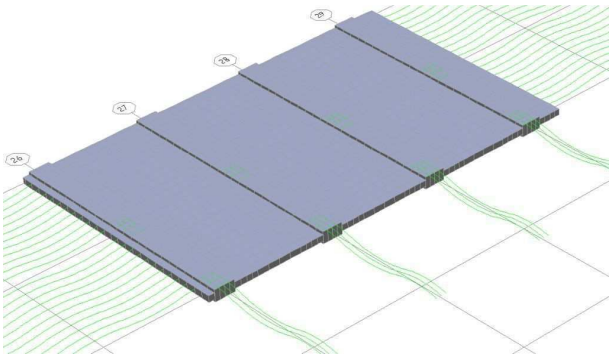


Sezione strutturale tipo: si notano le travi in acciaio-calcestruzzo, l'andamento sinuoso dei cavi di precompressione e gli appoggi sulla testa pali

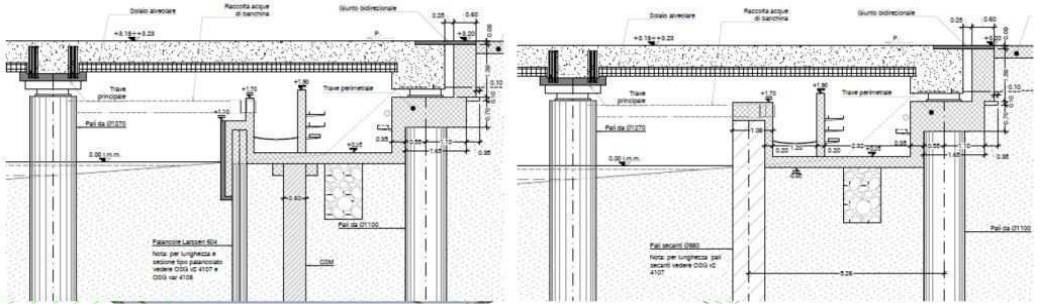
Sezione strutturale generale: la sezione individua il volume della cassa di colmata, i pali che raggiungono il sottostante flysch e i cassoni preesistenti sul fronte



Il calcolo è stato eseguito sulla base del metodo “displacement based seismic design”, per il quale è stata anche chiesta la consulenza del Prof. Michele Calvi e dell’Ing. Matteo Moratti, grandi esperti del settore. Altra particolarità è stata l’analisi di una struttura costruita per fasi e di dimensioni enormi, con problematiche termiche non usuali (getti a temperatura diversa, a diverso livello di maturazione e sviluppo di fluage sotto precompressione a tempi sfalsati, …). Tale problematica ha richiesto un reiterato e complesso controllo in fase esecutiva degli spostamenti agli appoggi, che si è rivelato soddisfacentemente congruente con le ipotesi progettuali iniziali.

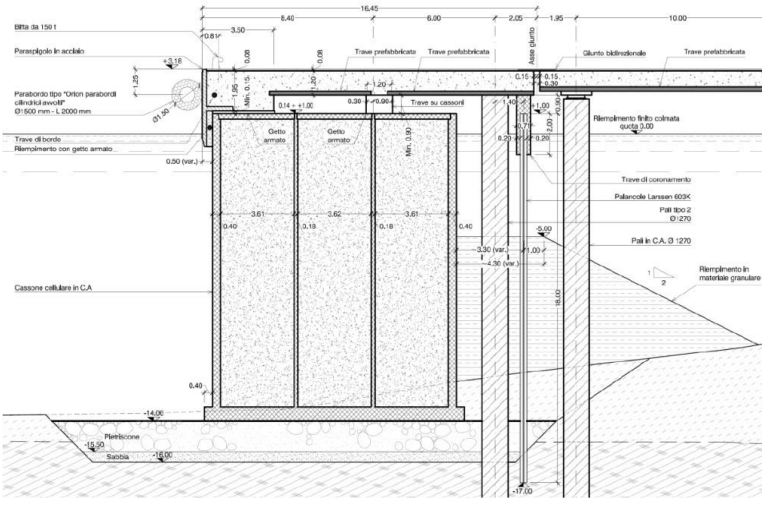


L’andamento sinuoso e concentrato della precompressione lungo le travi principali in una direzione e l’andamento diffuso in soletta nella direzione opposta



Sezione sottobanchina. Si notano il cunicolo laterale con le sottostrutture di contenimento (palancolate o pali secanti) e la diaframmatura in CSM impermeabilizzante

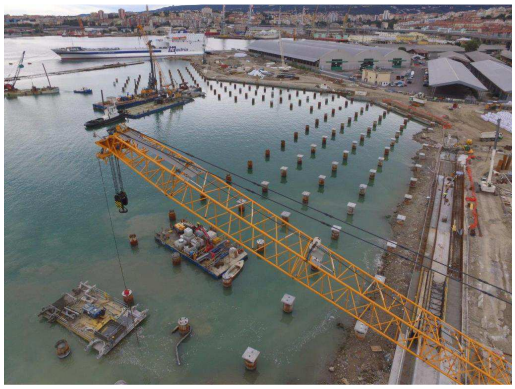
La sezione strutturale tipo in corrispondenza dei cassoni preesistenti, così come risultante dopo la perizia di variante finale



L'ESECUZIONE

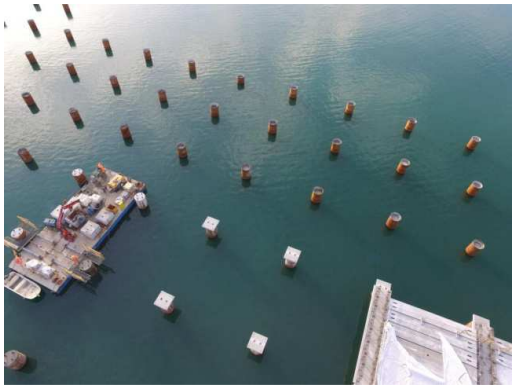
L'esecuzione della struttura della banchina è stata fatta per fasi con sezioni di soletta mediamente di circa 1200 m^2, via via gettate e precompresse bidirezionalmente con collegamento alle zone di impalcato precedentemente realizzate.

La banchina è stata realizzata a partire dal posizionamento sui pali di travi in acciaio-calcestruzzo, sulle quali a loro volta vengono appoggiati degli alveolari prefabbricati. Su questo "cassero nervato" viene poi gettata la soletta dello spessore medio di 52 cm post-tesa in corrispondenza delle travi principali in una direzione e in modo diffuso lungo la direzione perpendicolare. A completare l'opera è stata eseguita la pavimentazione, in FRC, incollata alla sottostante struttura, per dare le opportune pendenze con la finalità di scarico delle acque meteoriche e per garantire una superficie resistente alle sollecitazioni ambientali.



Fase iniziale costruzione pali

Fase iniziale costruzione impalcato



Pali, pulvini e impalcato

Fase di getto impalcato con sensore di temperatura

Impalcato a vari stadi di lavorazione

Appoggio travi con smorzatori sismici

Particolarmente gravosa è stata l'esecuzione dei pali trivellati in un ambiente ricolmo di detriti di ogni genere, tra cui anche i residui della demolizione di navi e grossi elementi in calcestruzzo e acciaio, che hanno richiesto una preventiva bonifica dei punti in cui si sono andati a realizzare i pali stessi.

ASPETTO ESTETICO ED INSERIMENTO NEL CONTESTO AMBIENTALE

Trattandosi di infrastruttura portuale, l'estetica si riduce alla realizzazione di un grande piazzale omogeneo, interrotto dai pali dell'illuminazione e da poche secondarie strutture fuoriterra (uffici prefabbricati, uffici di controllo, impianti di trattamento acque e aria). L'approccio estetico e funzionale è stato quello di rendere minime le strutture fuoriterra – tutte le vasche di raccolta acque e condutture servizi di ogni genere risultano interrate o posizionate sottoimpalcato - e organizzare il più visibile fronte mare in modo estremamente minimale e ordinato (utilizzo di velette di delimitazione in modo da ottenere un fronte mare omogeneo anche in caso di bassa marea, numero minimo di fender di dimensione non eccessiva, scalette e bitte di ormeggio in numero minimo, assenza di colonne servizi esterne).

L'aspetto ambientale di grande valenza è stato quello di riportare alla vita, con un grande e impegnativo lavoro di bonifica, un'area precedentemente soggetta a forte inquinamento e degrado e ottenere, al contempo, un volume notevole (1/2 milione di m^3) da dedicare a cassa di colmata.

CARATTERISTICHE INNOVATIVE DEL CALCESTRUZZO IMPIEGATO

I calcestruzzi impiegati sono di tipo classico ad elevata resistenza – C35/45 XS3 S5 per l'impalcato gettato in opera e C45/55 XS3 per la pavimentazione – additivato per soddisfare alle esigenze di rapidità di raggiungimento di resistenza per accelerare al massimo la precompressione, in genere applicata il 3° giorno dopo il getto. Ulteriore additivazione (o diverso mix design) è stata prevista per superare le forti variazioni climatiche (getti a basse e alte temperature, presenze saltuarie di forte vento, getti all'asciutto e in condizioni di pioggia…). Inoltre il calcestruzzo per la realizzazione della pavimentazione è stato additivato con fibre (metalliche, in basalto, sintetiche, a seconda della zona di posa e degli spessori da realizzare).

A posteriori, si può dire che uno degli aspetti più interessanti maturati da questa esperienza è proprio la necessità di un pressoché continuo adattamento delle miscele dei calcestruzzi gettati, certamente facilitato dalla produzione in cantiere, con qualche sorpresa dovuta a inaspettate variazioni, talvolta inspiegabili, delle caratteristiche di miscele apparentemente del tutto omogenee.

I calcestruzzi sono stati controllati con grande attenzione e anche con l'utilizzo di tecniche recenti di controllo, quali l'inglobamento nei getti di sensori di temperatura rilevabili wireless dall'esterno, che hanno permesso di stimare la resistenza effettiva dei calcestruzzi in opera al fine di eseguire il più presto possibile le operazioni di precompressione.

Viste le grandi quantità di materiali impiegati (circa 140.000 m^3 di calcestruzzo, circa 12,7 milioni di kg di acciaio lento, circa 2 milioni di kg di acciaio da precompressione, circa 3,8 milioni di kg di acciaio da carpenteria – lamierini pali e palancole) e visto il controllo continuo, è stato possibile verificare l'omogeneità delle forniture con qualche sorpresa soprattutto nei calcestruzzi (elevata variabilità nei tempi di maturazione della resistenza in funzione della temperatura e discretamente elevata variabilità nelle resistenze, pur con l'utilizzo degli stessi materiali compositivi dei calcestruzzi) e negli acciai da precompressione (alta variabilità del modulo elastico e ottima costanza dei valori di snervamento/rottura).

LAVORAZIONI E FINITURE

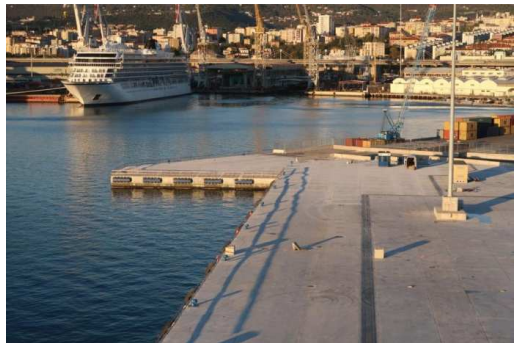
Per le finiture del piazzale, soggetto a grandi carichi e possibilità di usura, è stata preferita l'esecuzione di una pavimentazione in FRC gettata al di sopra della struttura portante dell'impalcato, in grado di presentarsi come difficilmente usurabile e degradabile e che, nel contempo, può venir facilmente riparata nel caso di rotture.

Tale pavimentazione e stata realizzata con l'ausilio di slipform a quattro cingoli utilizzate normalmente in pavimentazioni aeroportuali in grado di stendere fasce parallele di 5 m di larghezza e con calcestruzzi molto asciutti (classe di consistenza S1-S2) per minimizzare le problematiche dovute al ritiro. Tale tecnologia ha permesso una notevole omogeneizzazione dei calcestruzzi superficiali, sia nella finitura sia nella colorazione.

Il fronte mare è stato realizzato con velette prefabbricate di notevoli dimensioni (alte 3,5 m) in grado di garantire elevata estetica e resistenza.

Fase avanzata di costruzione dell'impalcato

Fronte banchina a fender montati



Situazione finale presso rampa RoRo

Situazione finale

ULTERIORE DOCUMENTAZIONE

Articoli e presentazioni che evidenziano in particolare:

a) Modalità e difficoltà esecutive incontrate nell'esecuzione dei pali di fondazione in c.a.
Pedrini F., Alessandrini F., Fedrigo D., Valusso D., *Pali a mare: aspetti critici nell'esecuzione e nel controllo*, 8° IAGIG Udine,2018
Bringiotti M., Nicastro D., Di Bari A., Giauni F., *Il progetto e la costruzione di una piattaforma logistica di 130.000 mq (I lotto) nel porto di Trieste*; Icop & Liebherr, accoppiata vincente di organizzazione cantieristica, logistica e macchine potenti ed efficienti, 8° IAGIG Udine,2018
Francesco Alessandrini, Dario Fedrigo, Luca Grillo, Federica Pedrini, Diego Valusso, *Pile Foundations of Trieste's New Logistic Platform*, DFI-EFFC International Conference on Deep Foundations and Ground Improvement, June 5-8,2018 – Rome

b) Redazione del progetto esecutivo con modalità BIM, vincita del premio TEKLA 2019 Italia, successiva partecipazione al premio TEKLA Europa
Piattaforma logistica di Trieste: un progetto BIM da 150 milioni, 7 Ottobre 2020 - in Newsletter Harpaceas /da Flavia Tarsilla
Piattaforma logistica di Trieste Fonte: 30 anni HARPACEAS More than BIM 10/20 Le nostre notizie

c) Partecipazione alla finale del concorso Previsioni BOVIAR AWARDS 2019 con una presentazione relativa all'esperienza con sensori termici nei calcestruzzi della piattaforma
Alessandrini Francesco, Fedrigo Dario, Michelin Eros, Pedrini Federica, Slobic Luca, Valusso Diego - ALPE PROGETTI srl società di ingegneria - *Determinazione continua della resistenza del calcestruzzo mediante sensori annegati nel getto: prime esperienze applicative*

d) Pubblicazione dell'esperienza con i sensori termici
Determinazione continua della resistenza del calcestruzzo mediante sensori annegati nel getto. Prime esperienze applicative, Alessandrini Francesco, Fedrigo Dario, Valusso Diego, Pedrini Federica, Michelin Eros, Slobic Luca, RASSEGNA TECNICA DEL FRIULI VENEZIA GIULIA & NOTIZIARIO INGEGNERI, rt 375, ANNO LXXI - GENNAIO/FEBBRAIO 2020

Presentazione di:

Francesco Alessandrini e Dario Fedrigo, ALPE PROGETTI srl Società di Ingegneria – Udine
Carlo Glauco Amoroso, HMR srl – Padova
Nicola De Biaggio, I.CO.P. spa – Basiliano (UD)

PONTE SUL FIUME TAGLIAMENTO

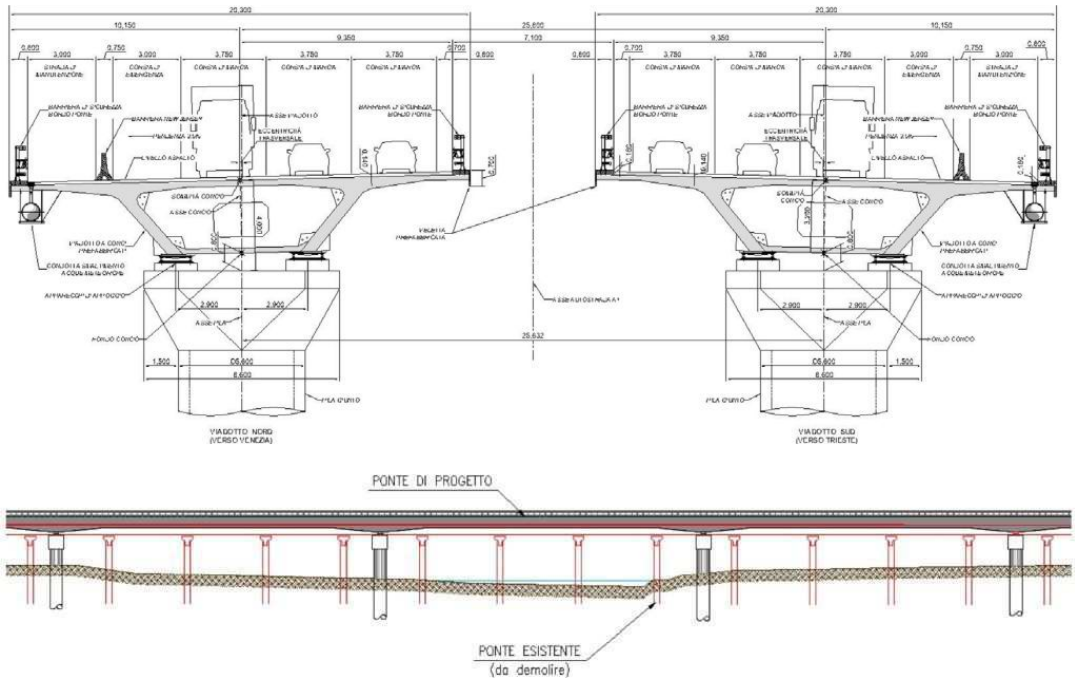
AMPLIAMENTO A4 CON LA TERZA CORSIA

Stazione Appaltante: Commissario Delegato per l'Emergenza del Traffico e della Mobilità su A4
Contraente Generale: Consorzio Tiliaventum Scarl costituito da
Rizzani De Eccher SpA e Impresa Pizzarotti & C. SpA
Progetto preliminare: Autovie Venete SpA
Progetto definitivo e Progetto esecutivo: R.T.P. Technital, 3TI Progetti Italia, Girpa Progetti e Sintel Engineering
Progettazione specialistica del ponte: Deal Srl
RUP: Ing. Enrico Razzini
Direttore dei Lavori: Ing. Denis Padoani
Direttore Tecnico del Consorzio Tiliaventum: Ing. Mario Monzali
Fornitura dell'attrezzatura specialistica: Deal Srl
Subappalto per la realizzazione dell'impalcato: Spic Srl
Varo primo concio carreggiata Nord: 18 novembre 2017
Varo ultimo concio carreggiata Sud: 12 luglio 2019
Inaugurazione ponte: 01 dicembre 2019

Il ponte sul fiume Tagliamento ed è costituito da due impalcati (uno per senso di marcia) ciascuno dei quali presenta una larghezza di 20,30 m.
Le caratteristiche generali dell'opera sono le seguenti:

- L'opera consiste in due viadotti affiancati, ognuno sede di una carreggiata;
- La lunghezza totale netta dell'impalcato nord è pari a 1518.13 m;
- La lunghezza totale netta dell'impalcato sud è pari a 1523.83 m;
- N. 20 campate con 19 pile per ogni carreggiata entro l'area golenale;
- Altezza tipica impalcato 3,20 m con incremento in prossimità delle pile fino ad un altezza massima di 4,00 m;
- Pile formate ciascuna da singolo fusto circolare cavo.

Entrambe le strutture sono costituite da un impalcato a cassone monocellulare in cemento armato precompresso a conci prefabbricati da realizzarsi con la tecnica dell'assemblaggio a sbalzi bilanciati. La tipologia di precompressione utilizzata è quella mista a cavi interni ed esterni. Lo schema statico finale degli impalcati risulta quindi a trave continua suddiviso da giunti di dilatazione.
L'organizzazione della piattaforma stradale prevede un cordolo esterno da 80 cm (comprensivo di veletta), uno stradello di servizio da 3,00 m, uno spartitraffico New Jersey da 75 cm, 3,00 m di corsia d'emergenza, 3 corsie di marcia da 3,75 m, 70 cm di banchina ed un cordolo esterno da 80 cm (comprensivo di veletta).



RAFFRONTO CON IL PONTE ESISTENTE: La campata del nuovo ponte = 4 volte la campata del ponte esistente

LA MIGRAZIONE DELL'ALVEO NEL TEMPO: Si è assunto che l'alveo inciso possa intersecare la struttura in qualunque punto compreso tra gli argini

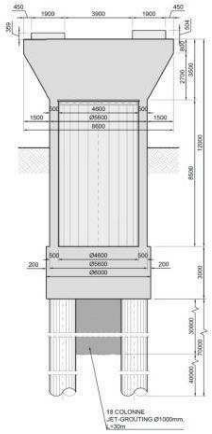
IL MODELLO IDRAULICO CON DIVERSE GEOMETRIE DI PILE

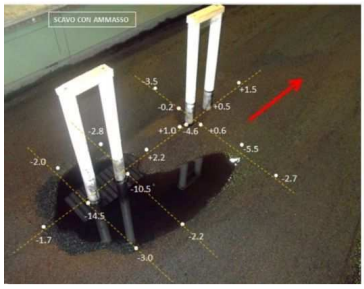
Le pile selezionate, realizzate integralmente in c.a., hanno sezione circolare cava, con diametro esterno pari a 560 cm e spessore della parete pari a 50 cm.
La fondazione è costituita da un pozzo di diametro esterno equivalente al fusto della pila formato da 8 pali trivellati tangenti ciascuno di diametro pari a 150 cm.
Il sistema fondazionale garantisce le condizioni di sicurezza nelle seguenti configurazioni e combinazioni:

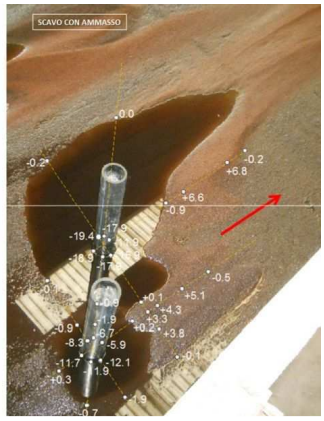
- configurazione con solo scalzamento generale in combinazione statica e sismica;
- configurazione con scalzamento generale + scalzamento locale di progetto sia diffuso su tutte le pile che differenziato tra le pile in combinazione statica;

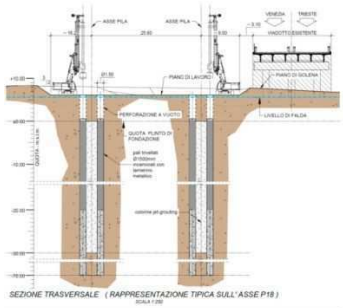
- configurazione con scalzamento generale + 50% dello scalzamento locale di progetto differenziato tra le pile in combinazione sismica.

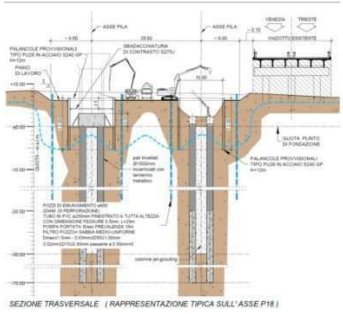
Per limitare la flessibilità del sistema viene prevista la cementazione del nucleo di terreno all'interno del pozzo mediante trattamenti colonnari (jet grouting) fino alla quota cui è previsto lo scalzamento. Il collegamento fra la testa dei pali costituenti il pozzo e la pila avviene tramite un elemento pieno in c.a.





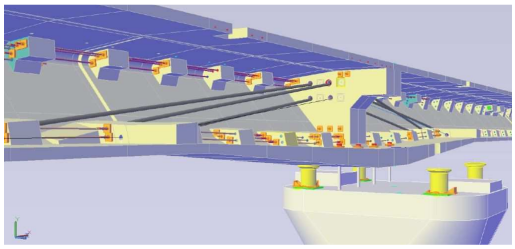






IMPALCATO

La costruzione dell'impalcato a conci prefabbricati è prevista con l'utilizzo del metodo a sbalzi bilanciati.
Per il montaggio dei conci si prevede l'utilizzo di un carro varo. Il carro viene alimentato da dietro mediante trasporto dei conci sull'impalcato già costruito. I conci vengono messi in opera dal carro a partire dal concio pila. I conci sono poi varati alternativamente da un lato e dall'altro della pila in modo da non avere più di un concio sbilanciato per stampella.
Lo squilibrio temporaneo, che comunque si crea alla connessione tra pila e impalcato, viene ripreso da due martinetti temporanei poggianti direttamente sul pulvino che creano un incastro temporaneo dell'impalcato. Tali martinetti vengono rimossi una volta che la stampella è stata connessa alla stampella precedente mediante getto di cucitura in opera e precompressione dei cavi di continuità in campata.
Il sistema a cavi postesi usato per la precompressione di strutture in conglomerato cementizio utilizzato nel progetto è dotato di certificato di conformità al benestare Tecnico Europeo (ETA), come previsto al punto 11.5.1 del D.M. 14.01.2008 e in accordo con il punto C del 11.1 del D.M. 14.01.2008, sulla base della Linea Guida di benestare Tecnico Europeo ETAG 013.
Per quanto riguarda la malta cementizia da iniezione, essa dovrà rispettare i limiti di ritiro, resistenza e "bleeding" stabiliti dalla normativa nazionale e dalle normative internazionali di riferimento.



CAVI INTERNI/ESTERNI

IL PROGETTO

Modello di interazione terreno/strutture

Sono state eseguite due modellazioni parallele: la prima è centrata sugli aspetti strutturali della progettazione, la seconda sugli aspetti geotecnici.

1) Il modello strutturale simula l'intera struttura del ponte fino all'intradosso plinto di fondazione per il caso di solo scalzamento generale mentre fino a fondo alveo scalzato nei casi di scalzamento generale + vari casi di scalzamento localizzato (25-50-100% dello scalzamento localizzato).
2) I modelli geotecnici simulano il plinto di fondazione con la coronella di pali ed il jet-grouting immersi nel terreno di fondazione a vari livelli a seconda della percentuale di scalza-mento localizzato analizzato.

L'interazione tra i due modelli è stata iterativa fino a raggiungere la convergenza tra i due modelli.

Analisi sismica lineare

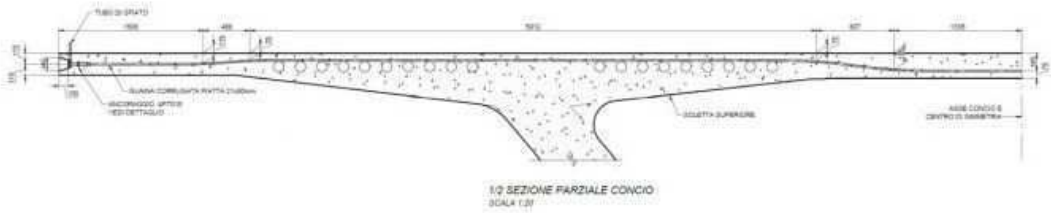
I modelli agli elementi finiti utilizzati per il dimensionamento dell'opera nelle condizioni sismiche sono quelle descritti di seguito:

1. Modello A: in cui tutte le pile sono considerate scalzate con il solo valore dello scalzamento generale
2. Modello E: si considera lo scalzamento locale differenziato nelle vicinanza della spalla A. In tale configurazione: due pile adiacenti sono considerate scalzate con valore pari alla somma dello scalzamento generale + il 50 % del valore di scalzamento locale di progetto, le quattro pile adiacenti a monte e a valle sono considerate scalzate con valore pari alla somma dello scalzamento generale + il 25 % del valore di scalzamento locale di progetto
3. Modello F: si considera lo scalzamento locale differenziato nelle vicinanza della pila giunto P7.

Analisi sismica non lineare

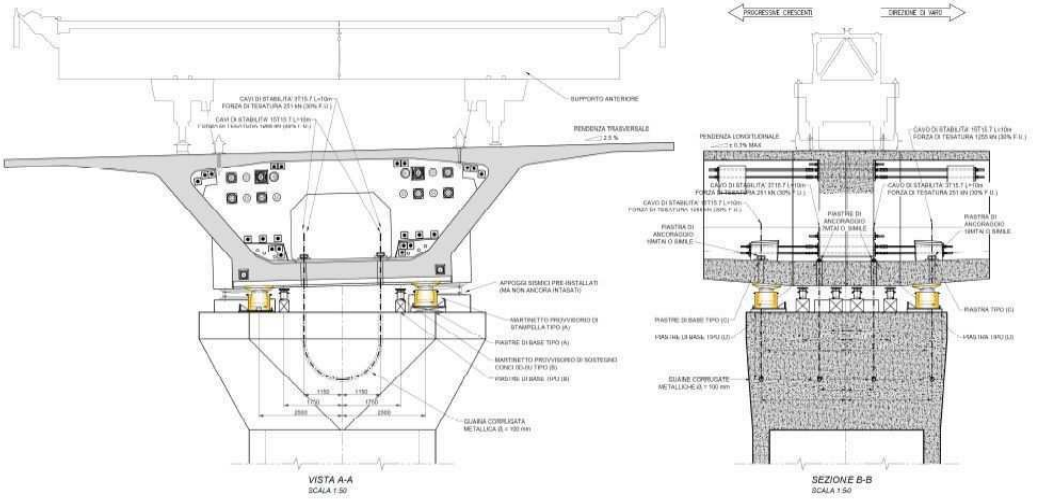
Per una corretta validazione degli spostamenti e delle forze negli isolatori ottenute con le analisi dinamiche lineari descritte nei paragrafi precedenti, è stata condotta un'analisi dinamica non lineare (Nonlinear Time History Analysis) su due modelli di calcolo; nello specifico quelli che hanno evidenziato, nelle analisi lineari, le condizioni di massima sollecitazione sugli isolatori e massimi spostamenti:
L'analisi dinamica non lineare, permettendo un'integrazione diretta nel tempo delle equazioni del moto, consente di seguire passo passo la risposta strutturale al variare dell'input sismico che nel caso specifico è definito da opportuni accelerogrammi spettro-compatibili.

LA TECNOLOGIA COSTRUTTIVA A CONCI PREFABBRICATI: La prefabbricazione dei conci coniugati – Short Line Casting

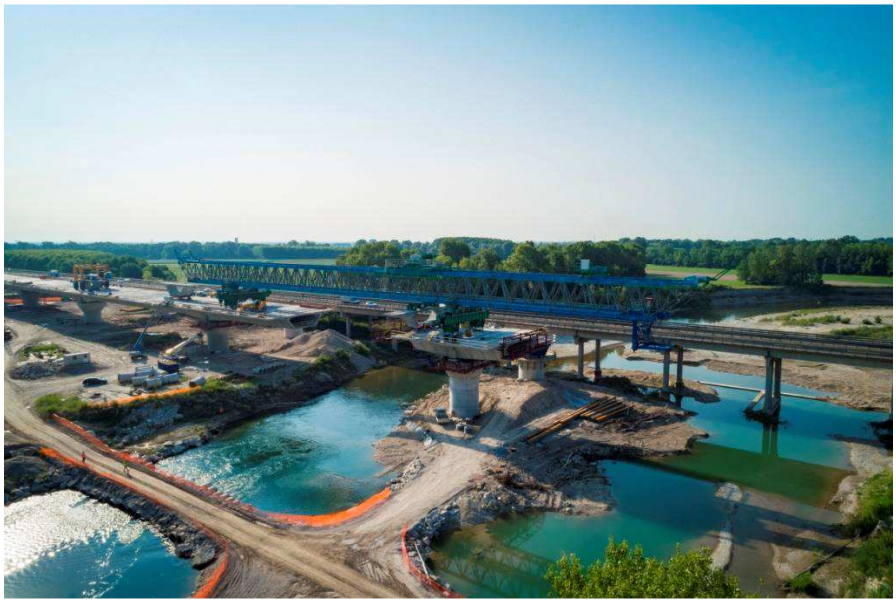


Precompressione trasversale

Il varo dei conci: le sequenze di montaggio



Vincolo temporaneo alla pila



PUBBLICAZIONI/VIDEO RELATIVI ALL'OPERA

https://www.stradeeautostrade.it/ponti-e-viadotti/il-nuovo-ponte-sul-fiume-tagliamento/
https://www.stradeeautostrade.it/ponti-e-viadotti/inaugurato-il-nuovo-ponte-sul-fiume-tagliamento/
https://www.ingenio-web.it/24208-limpalcato-a-conci-prefabbricati-del-nuovo-ponte-sul-fiume-tagliamento
https://rep.repubblica.it/pwa/generale/2018/12/30/news/ponte_tagliamento_a_tempo_record-215529663/
https://www.youtube.com/watch?v=9G5_zSmvnVI

PONTE FILOMENA DELLI CASTELLI SUL FIUME SALINE (PESCARA)

Inserimento ambientale e aspetti generali

Il Ponte "Filomena Delli Castelli" attraversa il fiume Saline tra i Comuni di Montesilvano e Città Sant'Angelo e si configura come elemento qualificante della zona di foce caratterizzata da una notevole valenza paesaggistico-ambientale, attualmente poco valorizzata e poco fruibile dai cittadini. La posizione e le relazioni dimensionali con il contesto configurano il nuovo ponte come un elemento di forte riconoscibilità, visibile sia da terra che da mare ed in grado di svolgere un ruolo trainante per tutto il territorio.

Al di là degli aspetti simbolici, l'impalcato e la sezione trasversale del nuovo ponte sono stati progettati in modo da realizzare un attraversamento stradale e ciclo-pedonale, quest'ultimo pensato non solo per assolvere il compito di collegamento in sicurezza tra le sponde ma tale da realizzare anche una vera e propria passeggiata sospesa sul confine tra fiume e mare. Nello studio del tracciato e nell'elaborazione dei dettagli si è cercato di "allontanare" il percorso dalla sede stradale mediante opportuni spazi di rispetto. Il percorso presenta un profilo curvilineo con un allargamento in corrispondenza delle antenne che rimangono interposte tra percorso stradale e percorso pedonale sul fiume, accentuandone la separazione.

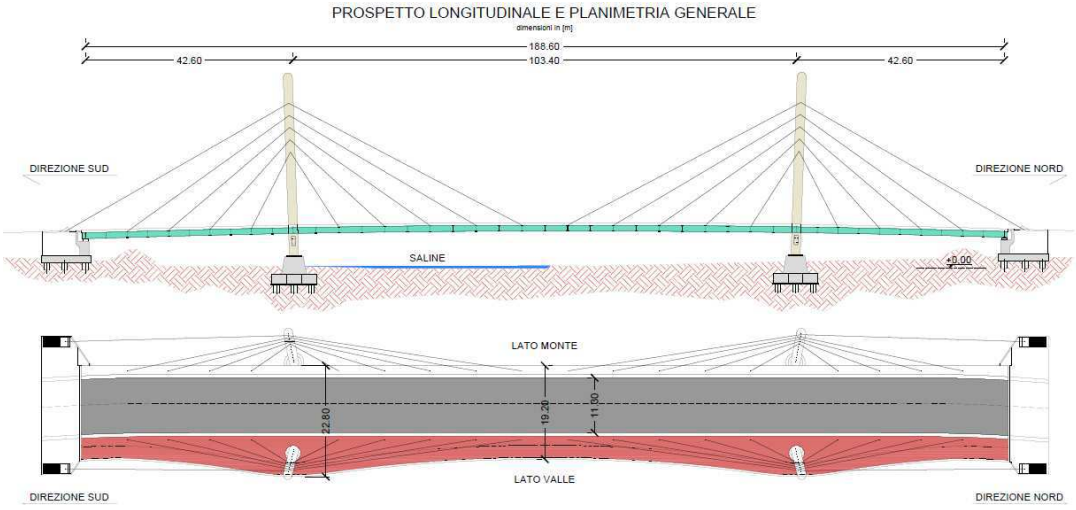
Il nuovo ponte può rappresentare la premessa ad una rete di percorsi ciclabili e pedonali finalizzati alla fruizione della zona di foce e dal collegamento con l'abitato limitrofo.

La scelta di un percorso ciclopedonale curvilineo lato mare ha condotto ad una soluzione strutturale che abbandona la tradizionale simmetria trasversale e si caratterizza per la dissimmetria, accentuata anche dalle antenne che si differenziano per inclinazione ed altezza.

Il progetto ha affrontato con cura anche lo studio dell'intradosso del ponte, al fine di riqualificare le due sponde del fiume, favorire lo sviluppo di nuove attività e potenziare quelle esistenti come il club nautico sulla sponda destra, che già rappresenta un importante punto di riferimento per numero di posti barca e servizi offerti.

La soluzione strutturale prescelta è costituita da un ponte strallato, con soli due piloni in alveo posti al di fuori del letto del fiume, che si caratterizza per avere sia l'impalcato che le antenne a sezione composta acciaio-calcestruzzo.

Il ponte è stato inaugurato il 20/12/2019 ed è stato intitolato a Filomena Delli Castelli, illustre politica e madre costituente, scelta come simbolo dei comuni collegati essendo nata a Città Sant'Angelo ed essendo stata sindaco di Montesilvano dal 1951al 1955.



La concezione strutturale

Il ponte presenta un impalcato continuo di 188.60 m sostenuto da 20 stralli su ogni lato con passo costante di 9.40 m nella campata centrale e 8.52 nelle campate laterali. Gli stralli sono appesi a 2 coppie di antenne ed ancorati alle due travi dell'impalcato, fatta eccezione per gli stralli di estremità che si allargano fino a connettersi direttamente ai muri andatori delle spalle in modo da controllare gli spostamenti longitudinali delle antenne e limitare le inflessioni trasversali. Le antenne, di sezione tubolare parzialmente riempita di calcestruzzo, sono collegate tra loro con un traverso rigido sede dei dispositivi di vincolo dell'impalcato. Gli stralli sono costituiti da trefoli singolarmente galvanizzati, cerati e ricoperti da guaina individuale.

L'impalcato a sezione composta

L'impalcato è continuo su tre campate di luce 42.60, 103.40 e 42.60 m ed ha una larghezza complessiva variabile da 19.20 m a 22.70 m a contenimento della carreggiata stradale di 11.30 m, due cordoli di 0.75 m per l'alloggiamento delle barriere, due percorsi di servizio in corrispondenza degli attacchi degli stralli e di un percorso ciclo-pedonale con larghezza minima di 2.50 m.

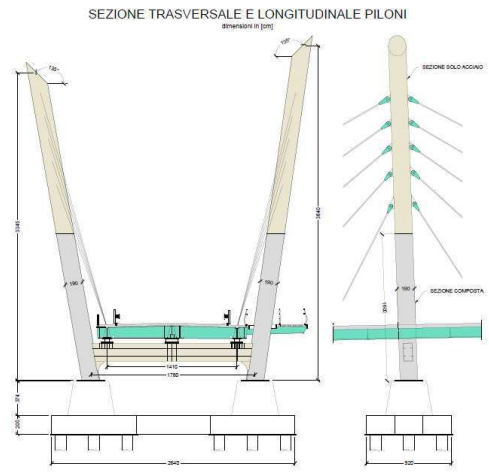
La struttura dell'impalcato è costituita da due travi metalliche longitudinali a doppio T alte 1.20 m poste ad interasse di 14.10 m collegate da traversi a doppio T ad altezza variabile da 0.80 a 1.20 m, che si estendono in aggetto oltre le travi per una lunghezza variabile tra 4.00 m e 7.50 m lato valle e per 1.10 m lato monte e sono posti ad interasse longitudinale di 4.26 m nelle campate laterali e 4.70 m nella campata centrale. La soletta in calcestruzzo armato di 25 cm di spessore è gettata in opera con l'impiego di predalles in c.a. ed è connessa sia alle travi che ai traversi con pioli tipo Nelson. Le predalles, ordite in direzione longitudinale con appoggi sui traversi, sullo sbalzo lato mare sono alleggerite con blocchi di polistirene espanso.

Le antenne a struttura composta acciaio-calcestruzzo

I piloni sono formati da due antenne metalliche a sezione circolare di diametro pari a 1.90 m e altezza pari a 33.45 m lato monte e 36.40 m lato mare, riempite di calcestruzzo per i primi 16 m di altezza reso collaborante con pioli tipo Nelson ϕ 19. Le antenne, collegate trasversalmente da un traverso metallico a sezione scatolare largo 1.00 m e alto 2.00 m posto immediatamente al di sotto dell'impalcato, sono inclinate trasversalmente verso l'esterno di 8° le due lato mare e 10° le altre due, e longitudinalmente di 2° verso l'esterno.

Le antenne sono ancorate con 20 barre Dywidag ϕ 40 mm, lunghe 5.50 m, ai piloni in calcestruzzo armato di forma tronco conica e alla sottostante zattera di fondazione. Sulla piastra di base sono inoltre presente 4 chiavi di taglio per far fronte alle azioni taglianti.

Le pile hanno ciascuna una zattera di dimensioni 9.20x9.20x2.00 m, fondata su 9 pali trivellati di 1.20 m di diametro lunghi 35 m, collegate trasversalmente con un cordolo largo 3.00 m e alto 2.00 m. Le zattere sono approfondite a quota -3.00 m rispetto al fondo alveo in modo da lasciare esposta alla corrente la sola sezione dei fusti in calcestruzzo. I traversi di collegamento delle antenne sono posti ad una quota tale da risultare parzialmente interessati dalla corrente fluviale solo in condizioni eccezionali, ovvero per una piena con tempo di ritorno pari a 200 anni.



Gli stralli

Gli stralli, disposti a semi-ventaglio, sono ancorati ai piloni tramite forche imperniate su orecchie saldate alle antenne e disposte su 5 livelli distanziati l'uno dall'altro di circa 2.50m e all'impalcato tramite piastre nervate, direttamente saldate alle anime delle travi principali, conformate in modo da consentirne la tesatura. Le due coppie di stralli esterni si aprono fino ad ancorarsi ai muri andatori delle spalle tramite 8 barre in acciaio ϕ 40mm tipo Dywidag lunghe 7.00m; la distanza trasversale dei punti di ancoraggio passa da 14.10 a 26.10m, garantendo così una riduzione della flessione trasversale delle antenne. Gli stralli sono costituiti da tre foli singolarmente galvanizzati, cerati, ricoperti da guaina individuale e inseriti all'interno di un tubo liscio in polietilene ad alta densità (HDPE).

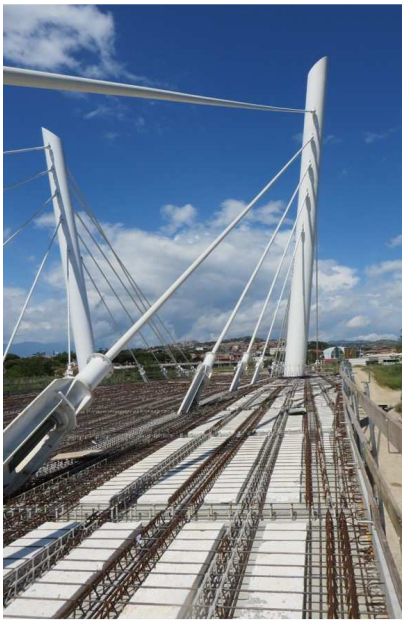
La costruzione

Le antenne a sezione composta.

Le antenne metalliche sono state assemblate interamente in officina complete di piastra di base con chiavi di taglio e piastre di ancoraggio degli stralli, portate di notte in cantiere con trasporto eccezionale, installate mediante due autogrù e successivamente collegate con i traversi.

L'impalcato. Le travi metalliche principali sono state suddivise in 6 conci e varate su pile provvisorie, fatta eccezione per il tratto di scavalco del corso d'acqua, per il quale si è fatto ricorso a stralli provvisori. I traversi sono stati saldati in opera alle travi principali. Dopo l'assemblaggio della carpenteria metallica dell'impalcato sono stati montati gli stralli definitivi e tesati in modo da ottenere una contro-freccia a compensazione degli abbassamenti prodotti dal peso della soletta e dei carichi permanenti. Ad opera completata è stata eseguita la tesatura di regolazione finale.

La soletta in calcestruzzo. Il getto della soletta è stato eseguito su predalle ordite in direzione longitudinale e con sequenze ottimizzate che prevedevano la formazione dei tratti di campata prima di quelli sugli appoggi. La strategia di getto utilizzata ha consentito di mantenere, in tutte le sezioni dell'impalcato, le tensioni di trazione in soletta sempre inferiori al valore della resistenza media a trazione, sia a breve che a lungo termine.



Il collaudo e le prove sperimentali.
Il collaudo è stato eseguito con prove di carico statiche e prove dinamiche.
Per la caratterizzazione dinamica del ponte, sono state effettuate misure di frequenza sia ad opera ultimata, sia durante le prove di carico, e sono state ripetute dopo circa un mese e mezzo di normale esercizio, con:

- Prove di vibrazione ambientale per la determinazione di frequenze, forme modali e smorzamenti;
- Prove di impatto simulate con passaggio di un camion su un dosso e prove di frenatura;
- Determinazione delle prime 3 frequenze proprie della struttura con rilevazioni ogni 15 minuti;
- Determinazione delle frequenze di un camion tipo utilizzato nelle operazioni di collaudo statico;
- Determinazione delle frequenze dei fusti di base delle antenne del ponte;
- Rilievo temperatura dell'aria e della pavimentazione stradale con rilevazioni ogni 15 minuti;
- Letture delle tensioni in tutti gli stralli, strumentati con una cella di carico su un trefolo per strallo.

Ubicazione: variante ss 16 "Adriatica" sul fiume Saline, tra viale Torre Costiera (Città Sant'Angelo) e via Aldo Moro (Montesilvano), Provincia di Pescara
Proprietà: comuni di Città Sant'Angelo e Montesilvano (PE)
Data di ultimazione: dicembre 2019
Committente: Provincia di Pescara
Concezione strutturale: prof. Luigino Dezi e prof. Andrea dall'Asta
Progetto definitivo-esecutivo: prof. Luigino Dezi
Progetto esecutivo di dettaglio: DSD Dezi Steel Design srl, Ancona
General contractor: Di Prospero srl, Pescara (PE)
Sub contractor carpenteria metallica: Edilsteel srl, Atessa (CH)
Sub contractor varo: Romolo Costruzioni srl, Ariano Irpino (AV)
Direttore dei lavori: ing. Mario Traversini
RUP: ing. Paolo d'Incecco - arch. Lorella Torelli
Collaudore statico: ing. Diego Vizioli
Importo lavori: € 5.646.669, per un'incidenza di circa € 1.420/ mq.

PONTE GENOVA SAN GIORGIO

1. Premessa

La ricostruzione del viadotto Polcevera è stata impegnativa ed ha riguardato tutti gli aspetti che caratterizzano un'opera nuova di grande impegno. La buona riuscita dell'intervento, nei tempi realmente contenuti, è stata possibile grazie ad una effettiva collaborazione complessiva dei soggetti coinvolti, unitamente all'adozione esperta di ogni possibilità presente nelle metodiche di progettazione ed indirizzata a massimizzare la qualità dell'opera.

L'ingegnerizzazione della idea di Renzo Piano ha suggerito, anch'essa, alcune cautele non comuni nel mondo infrastrutturale e derivanti dalla richiesta di attenzione specifica agli aspetti architettonici di dettaglio, assieme ad una dotazione impiantistica completa e ben organizzata.

Il presente articolo illustra, in estrema sintesi, l'intero processo progettuale delle strutture dell'opera. Anche le sottostrutture con le loro fondazioni sono state elementi di realizzazione non sempre agevole, sia per la frequente interazione con le vecchie opere del viadotto demolito, sia per la presenza di innumerevoli vincoli antropici.

L'attività di mera redazione del progetto esecutivo è iniziata nel gennaio 2019 ed è finita ad aprile 2019.

2. I vincoli al progetto

I vincoli con i quali ci si è confrontati sin dall'inizio, sono stati principalmente il tracciato ed il contesto fortemente urbanizzato ed antropizzato. Il tracciato ha sostanzialmente ricalcato quello del vecchio Ponte Morandi, a meno di uno spostamento di pochi metri verso sud nel tratto in curva lato Ponente (vedi Figura 2.1) che ha consentito di minimizzare le interferenze con la notevole quantità di sottoservizi presenti, ottimizzando pertanto i tempi di realizzazione. Questa piccola traslazione ha permesso anche di allontanare l'opera dallo storico impianto della Ansaldo, risalente all'esordio del secolo scorso e vincolato come Bene Ambientale.

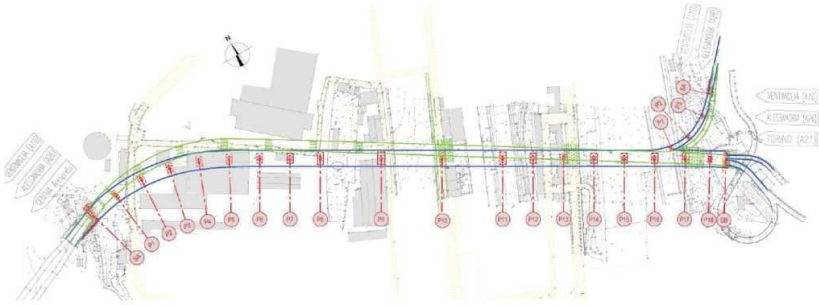


Figura 2.1 – Planimetria con fondazioni originarie

Per ciò che riguarda la scansione delle pile e la tipologia strutturale da adottare, Italferr ha sostanzialmente mantenuto l'idea progettuale dell'Architetto Piano. Le modifiche principali della scansione delle luci, pur nel rispetto della concezione architettonica e con la piena condivisione del suo creatore, sono state l'inserimento di una terza campata da 100 m in destra orografica ed eliminazione delle saette (vedi Figura 2.2 e 2.3). La campata in più da 100 m ha reso il viadotto maggiormente simmetrico rispetto al Torrente Polcevera, mentre l'eliminazione delle saette diagonali è stata conseguente alla elaborazione di un sistema di vincolo evoluto del quale si parlerà in seguito.

Figura 2.2 – Plastico originario dell'Arch. Renzo Piano

Figura 2.3 – Prospetto dell'attuale Ponte Genova San Giorgio

3. Le scelte progettuali

Dall'idea dell'Architetto, era evidente sin da subito che l'impalcato sarebbe stato realizzato con uno schema a trave continua. Le pile molto snelle non prevedevano l'utilizzo di un pulvino propriamente detto, non c'era quindi spazio per alloggiare due file di appoggi che accogliessero le travi poggiate. Inoltre, la soluzione di trave poggiata non avrebbe sfruttato al massimo la continuità della travata, andandone ad appesantire l'altezza con conseguenze negative sulla snellezza dell'opera.

L'impalcato, quindi, doveva essere senza dubbio continuo. Sì, ma quanto continuo? Impalcati da 1,1 km tutti continui esistono, ma non sono certo la norma. L'utilizzo di uno o più giunti intermedi avrebbe sicuramente facilitato la progettazione e ridotto alcuni effetti negativi dovuti alla lunghezza, si veda ad esempio l'azione termica. Ancora una volta, però, l'inserimento di giunti intermedi era incompatibile con la "semplicità" e l'uniformità del prospetto. Avrebbero creato delle discontinuità insanabili con l'aspetto estetico, la necessaria introduzione di pile o pulvini diverse dalle altre,

oltre ai ben noti risvolti negativi legati al comfort di marcia.

Da qui la prima scelta progettuale: un impalcato lungo 1067m tutto continuo, senza giunti intermedi, con un tratto in curva di circa 250m lato ponente. Poi c'era la rampa. La scelta di collegare rigidamente la rampa all'asse principale, senza giunti, è stata in questo caso una decisione del progettista strutturale, il quale ha voluto eliminare il disagio del giunto legato al comfort. In definitiva, dovevamo progettare un "serpentone" continuo tutto dritto ma con un tratto in curva importante lato Ponente, ed un'appendice di circa 115m in curva lato levante, che finisce in direzione quasi perpendicolare rispetto all'asse principale.

Data la prima scelta progettuale, un impalcato tutto continuo e con pile tutte uguali tra loro, segue necessariamente la seconda: come vincolare l'impalcato alle pile e quindi a terra?

4. Il sistema di vincolo

Calcoli preliminari sismici sulla struttura non isolata hanno, fin da subito, orientato la scelta verso l'adozione di un sistema di isolamento, il quale ha permesso di rendere l'azione sismica mai dimensionante.

L'adozione di un sistema di isolamento è ormai corrente nei viadotti ma applicarlo su un'opera continua lunga un chilometro impone, inoltre, particolari attenzioni alle dilatazioni termiche che, anch'esse, presentano scorrimenti tali da pregiudicare il sistema stesso o imporre un sovradimensionamento evidente dei dispositivi e delle loro dimensioni, vincolate in ragione ineludibile dalla ristrettezza del testa-pila.

Anche l'azione del vento, qui assai rilevante per la prossimità al mare e per la quota dell'impalcato, risulta anch'essa sovente dimensionante per gli isolatori poiché il loro comportamento statico è vincolato alle disposizioni normative sugli appoggi (EN1337 e EN15129) che differenziano sensibilmente le prestazioni dei dispositivi in relazione alla azione eolica.

Dopo aver preso in considerazione tutte le possibili strategie di isolamento, la scelta è ricaduta sull'adozione dei pendoli ad attrito. Tale soluzione ha infatti coniugato, mediante l'uso di un singolo dispositivo di ridotte dimensioni, le due necessità di vincolamento del ponte in esercizio e di isolamento dello stesso in condizioni di evento sismico.

Il sistema di vincolo implementato sulla base di questi principi prevede, quindi:

- Isolatori a scorrimento a singola curvatura (Pendoli semplici), dotati di fusibili meccanici (Spine a taglio), su tutte le pile del viadotto principale, ad eccezione della Pila 1 e della Pila 18;

· Isolatori a scorrimento a singola curvatura, senza le spine, sulle tre pile della rampa;
· Appoggi multidirezionali su Pila 1 e Pila 18;
· Appoggi multidirezionali + guida prismatica su Spalla Ponente e Spalla Levante del viadotto principale;
· Appoggi multidirezionali + isolatore in gomma sulla Spalla della Rampa.

La guida prismatica sulle due spalle dell'asse principale vincola rigidamente solo lo spostamento trasversale a beneficio del comportamento dei giunti di dilatazione. Sulle pile terminali 1 e 18, di altezza pari a circa la metà rispetto alle altre, si è scelto di inserire degli appoggi multidirezionali, al fine di non differenziare troppo la rigidezza del sistema. Tutti i dispositivi di vincolo dotati di spine sono orientati lungo la tangente all'asse dell'impalcato.

Le caratteristiche meccaniche principali dei dispositivi di vincolo sono:

· Pendolo semplice
- Attrito dinamico nominale, ad elevate velocità di deformazione, per il carico quasi permanente, m=1%
- Raggio di curvatura equivalente, R=3000mm

· Isolatore in gomma su Spalla rampa
- Rigidezza orizzontale nominale, K_h=3 kN/mm

Ai parametri nominali è stato attribuito un valore lower bound del -15% e uno upper bound del +50%. In fase di progettazione però, a vantaggio di sicurezza, le analisi UB sono state effettuate con un attrito ancora maggiore e pari al 3%.

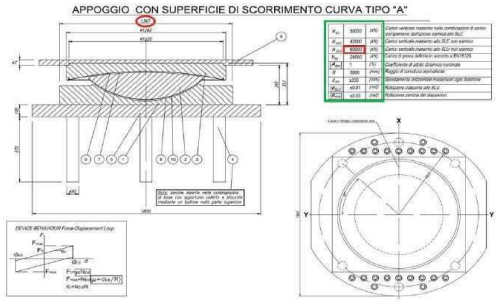


Figura 4.1 – il pendolo delle campate da 100m

Figura 4.2 – Pendolo con spine stoccato in cantiere (a sinistra). Pendolo con spine su P16 non ancora inghisato (a destra)

Figura 4.3a – Giunto stradale in opera lato Ponente. Sezione longitudinale del giunto da Progetto Esecutivo

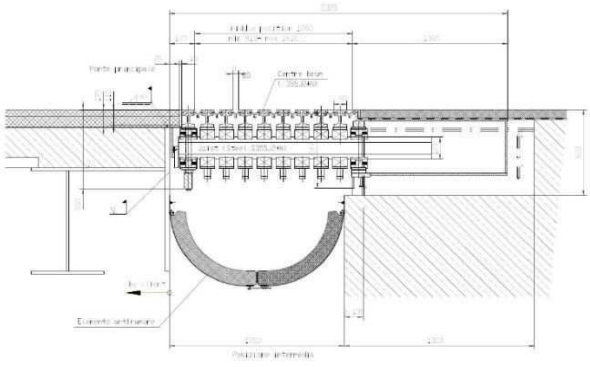


Figura 4.3b - Metà giunto pronto per essere messo in opera lato Levante. Giunto stradale in opera lato Levante, visto dal basso

5. Le pile

Le pile, oltre all'impalcato, sono un segno distintivo dell'opera. 18 pile dell'asse principale e 3 pile della rampa, ad interasse di 50m tranne le 4 pile centrali distanti 100m. Dovevano essere belle oltre che funzionali. Sull'aspetto estetico, è ben visibile la mano dell'Architetto, il quale ha scelto la forma dell'ellisse al fine di esaltare l'impatto della luce sulle superfici curve. Dovevano essere belle e tutte uguali. Non dovevano avere dei pulvini che alterassero l'armonia del prospetto e dovevano avere uno spazio visibile tra la testa della pila e l'impalcato, spazio da esaltare con il gioco di luci.

Tutti questi input architettonici sono confluiti in una pila a sezione ellittica con assi da 9.50x4.00m, a fusto unico, con sezione monocellulare e spessore dei setti costante da 60cm (Figura 5.1).

A vantaggio della rapidità di esecuzione, le pile delle campate da 50m sono identiche, in termini di carpenteria, a quelle delle campate da 100m. Questo ha comportato l'approvvigionamento di una sola tipologia di cassero ed una sola tipologia di armature. Le tre pile della rampa sono simili, hanno la stessa forma ellittica cava ma con assi di dimensione 5.00x2.50m.

L'immagine in Figura 5.2 permette di apprezzare dall'alto le proporzioni delle pile della rampa e quelle dell'asse principale.

Le pile dell'asse principale hanno un'altezza sostanzialmente uniforme, intorno ai 38-39m. Le quattro pile sul parco ferroviario Campasso sono più basse, intorno ai 33m. Quelle terminali 1 e 18 sono invece decisamente più basse, con altezze rispettivamente pari a 20m e a 11m. Le tre pile della rampa variano invece dai 36m agli 11m. Tutte le pile soggette alla possibilità di urto stradale o ferroviario presentano alla base una zona piena.

Le pile sono state eseguite mediante l'utilizzo della tecnologia dei casseri rampanti, realizzando conci dell'altezza costante di 4.5m. Le riprese di getto sono state impostate a partire dalla testa della pila al fine di avere le interruzioni tutte alla stessa quota, privilegiando quindi l'aspetto architettonico. L'ultimo concio di testa pila, dell'altezza sempre di 4.5m, è costituito da una zona piena di altezza 2.5m che realizza il pulvino. I due baggioli esterni, con altezza nominale di circa 90cm, proseguono idealmente i due setti trasversali da 2.15m. Complessivamente, i fusti delle pile sommano un volume di circa 12400 mc con un'incidenza media di 180 kg/mc di armatura lenta.

Per quanto riguarda le armature, queste, ad eccezione dello spiccato che viene armato in opera, sono state realizzate mediante gabbie prefabbricate movimentate con gru. L'intera gabbia di armatura, per via del peso eccessivo e al fine di facilitare la maneggevolezza, è stata suddivisa in quattro gabbie, secondo lo schema di Figura 5.3. La Figura 5.4 ben testimonia lo schema di armatura previsto.

Infine, particolare cura è stata rivolta agli aspetti legati alla durabilità delle pile. Prima di tutto nella scelta dei materiali.

Tutta l'elevazione delle pile è in classe di resistenza C35/45, con 340 kg/mc di cemento e un rapporto acqua/cemento massimo di 0.45. La classe di consistenza è un S5 ovunque tranne che per i baggioli, dove si è adottato un calcestruzzo autocompattante SCC. Soltanto per i baggioli delle 4 pile delle campate da 100m, per via dell'elevato carico verticale agli appoggi, è stato utilizzato un calcestruzzo C45/55, lo stesso della soletta.

Dal punto di vista dell'esposizione ambientale, le pile sono state classificate XC4+XD1+XS1+XF1 secondo la

UNI EN 206. È stato previsto, inoltre, un ciclo di verniciatura volto a conferire, oltre che il cromatismo voluto, una maggiore protezione al degrado della superficie esterna delle pile. Il prodotto proposto in sede di progettazione era una vernice poliuretanica elastomerica alifatica, prodotto che è stato poi sostituito, per ragioni cromatiche, con una pittura acrilica semicoprente equiprestazionale.

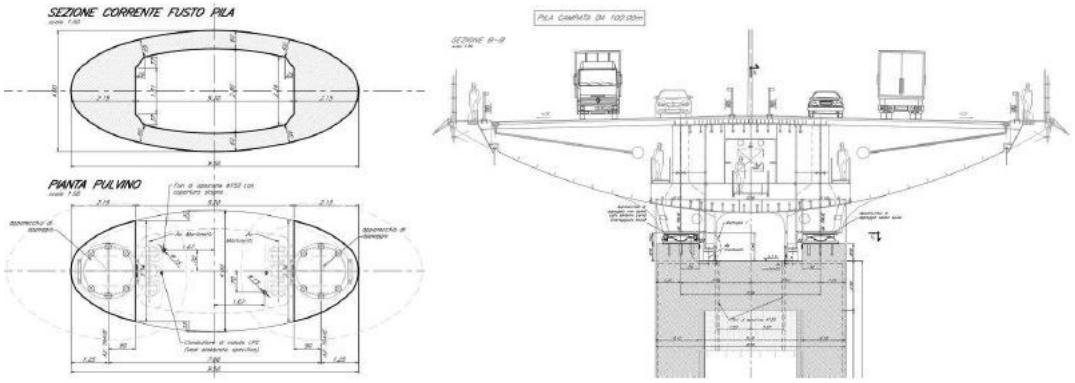


Figura 5.1 – Pila viadotto principale: sezione orizzontale, pianta pulvino e sezione trasversale

Figura 5.2 – Pile dell'asse principale e della rampa in fase di cantiere

Figura 5.3 – Schema assemblaggio gabbie di armatura

Figura 5.4 – Armatura della pila vista dall'alto

6. L'impalcato

Una delle particolarità del ponte San Giorgio, è la presenza di un impalcato largo 29.80 m ma sorretto da pile larghe solo 9.5 m.

Per ottemperare a ciò, ottenendo una struttura comunque di semplice realizzazione, si è scelto di costruire una cellula centrale portante costituita da un cassone unicellulare con lati di 7 m (larghezza) e 4.467 m (altezza massima, della sola carpenteria metallica) con fondo curvilineo.

Uno dei primi problemi connessi a questa soluzione, è stata la necessità di contenere lo spessore delle lamiere del fondo del cassone entro un limite superiore di 40 mm al fine di poterle curvare secondo la geometria richiesta.

L'assemblaggio a piè d'opera del cassone è stato agevolato dallo studio dettagliato della sua scomposizione in porzioni trasportabili, anche alla luce della costruzione suddivisa tra le officine "navali" di Fincantieri e officine di carpenteria pesante.

Se la cellula portante è ben identificata, alcune osservazioni devono essere approfondite in merito alle porzioni laterali dell'impalcato che sono sostenute da strutture triangolari, essenzialmente "strut and tie", con sbalzi di circa 10 m.

L'assemblaggio del cassone è stato ovviamente previsto mediante saldatura mentre, per le strutture laterali, sono stati implementati giunti bullonati in categoria B (secondo UNI EN 1993-1-8:2005); questo anche poiché la posa in opera, a 40 m di altezza, doveva essere più flessibile e libera possibile. Infatti, alcune campate sono state montate complete ed altre, invece, limitate al solo cassone, in base alla possibilità di disporre a terra le autogrù.

La coppia di cellule laterali, specularmente omotetiche, ospita sia i tubi di convogliamento delle acque di piattaforma (non è stato neppure questo un tema agevole, in conseguenza della scelta di fare un viadotto piano lungo un chilometro) sia le passerelle continue che, in numero di tre, consentono l'ispezione di tutta l'opera.

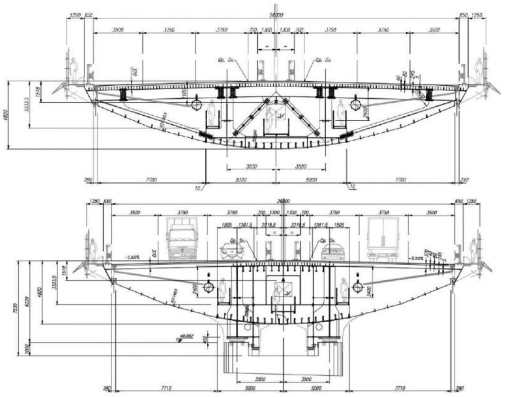
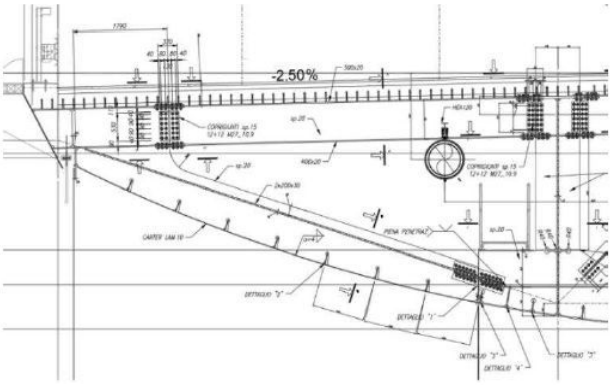


Figura 6.1 – Impalcato: sezioni trasversali tipiche intermedia e di pila

Figura 6.2 – Impalcato: conci assemblati a piè d'opera per la campata da 100 m

Figura 6.3 – Remo laterale bullonato al cassone centrale



Poiché le lamiere di fondo laterali, a meno delle sezioni in corrispondenza delle pile, non devono svolgere funzione portante (si tratta di una lamiera di 10 mm irrigidita solo al fine di mantenerne la forma) nei giunti tra i conci sono disposti collegamenti a baionetta in grado di trasferire il taglio, e quindi la continuità dei bordi affiancati, ma non lo sforzo normale.
A differenza dei ponti usuali il ponte San Giorgio non ha gli appoggi disposti sotto alle travi dell'impalcato ma presenta una serie di elementi di transizione, le cosiddette "gambe", alte circa 1.2 m, che ne enfatizzano la leggerezza percepita.
Dal punto di vista dell'ingegnere la geometria di questi elementi in carpenteria metallica, poi carterizzati secondo superfici a singola curvatura, è un tema complesso che è stato risolto considerando tutte le situazioni di spostamento, prima che di carico, possibili per gli appoggi.
Al medesimo tempo il raccordo tra i piatti di grande spessore (60 mm) indispensabili a raccogliere con eccentricità fino a 350 mm le reazioni vincolari con le strutture del cassone ha richiesto uno studio specifico delle transizioni poiché le lamiere inferiori del cassone non superano mai i 40 mm.
Per tutti i diaframmi di pila, inoltre, coerentemente con la scelta della travata interamente continua e dei dispositivi di vincolo, è stata adottata la soluzione strutturale del "doppio diaframma" con distanza pari a 1 m tra le lamiere verticali costituenti le anime; nelle sezioni di pila, in ogni caso, non sono presenti i remi esterni, pertanto lo sdoppiamento dei diaframmi non ha implicato una variazione del passo degli stessi disposti in numero di dieci ogni 50 m.
La complessa struttura delle "gambe" comprende anche i dispositivi di battuta sismica che, visti i ridotti spazi a disposizione all'estradosso pila, hanno assunto anche la funzione di "castelletti" per il sollevamento dell'impalcato per la manutenzione e sostituzione dei dispositivi di vincolo, dimensionati con una azione massima di circa 30'000 kN.
La soletta collaborante (grazie ai correnti pioli Nelson f22x175 mm) ha uno spessore variabile tra 25 cm e 28 cm ed è gettata con calcestruzzo C45/55; una particolare cura è stata disposta nello studio della fessurazione al fine di individuare le zone che potessero richiedere una armatura insensibile alla corrosione. L'armatura in acciaio inox è stata predisposta, di conseguenza, nei cordoli laterali e nel cordolo centrale, essendo questi gli elementi della soletta in c.a. maggiormente esposti agli agenti atmosferici.

Figura 6.4 – Concio di pila con "gambe" in carpenteria metallica

Figura 6.5 – Armatura della soletta per la zona di innesto rampa-impalcato principale

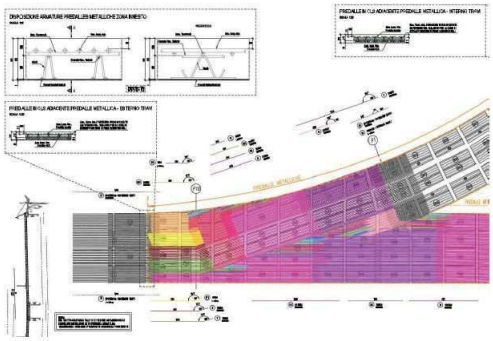


Figura 6.6 – Armatura della soletta per l'impalcato principale

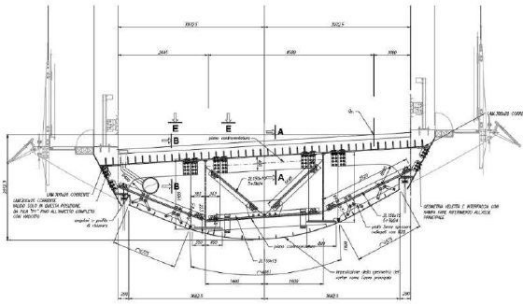


Figura 6.7 – Sezione tipica dell'impalcato della rampa

Figura 6.8 – Zona di innesto rampa-impalcato principale

L'impalcato della rampa, largo fino a 11.70 m inclusi i camminamenti laterali è caratterizzato da un raggio di curvatura minimo di 90 m circa, è stato realizzato, in piena conformità al progetto architettonico, con una coppia di travi caratterizzate e collegate da una controventatura inferiore, secondo lo schema classico del cassone equivalente.

7. Le analisi numeriche

La modellazione globale dell'opera è stata svolta mediante modello FEM sviluppato da ITALFERR con il software SAP 2000 v.20.2.0. mentre le analisi comparative sono state effettuate dallo studio MATILDI+PARTNERS, mediante il software MIDAS CIVIL 2017 ver. 2.1, realizzando di fatto una "progettazione a 4 mani" (Figura 7.1).

L'azione termica uniforme sull'impalcato è sicuramente l'azione che ha dimensionato le sottostrutture in condizioni di esercizio e ha dimensionato le corse dei dispositivi di vincolo. La struttura, come corretto in presenza di un sistema isolato, non ha un vero e proprio punto fisso ma, in virtù della conformazione sostanzialmente simmetrica e della distribuzione delle rigidezze dei dispositivi altrettanto simmetrica, trova automaticamente un punto fisso termico nell'intorno della pila mediana P10.

L'altra azione dimensionante in condizioni di esercizio è sicuramente il vento. Tale azione è stata calcolata seguendo le indicazioni della normativa ed è stata verificata a posteriori con studi specialistici condotti dal Prof. Burlando dell'Università di Genova in merito alla determinazione delle velocità di progetto (Figura 7.2) e dal Prof. Zasso del Politecnico di Milano che ha condotto lo studio sezionale in galleria del vento (Figura 7.3).

Per quanto riguarda l'azione sismica, l'opera è stata progettata con un periodo di riferimento VR=200 anni (Vita Nominale 100 anni e Coefficiente d'Uso 2). In Figura 7.4 si riassumono i parametri sismici di normativa, per i vari Stati Limite.

L'analisi sismica condotta è l'Analisi dinamica non lineare con integrazione modale (FNA: fast non linear analysis) che ben si presta alle condizioni in cui le non linearità siano concentrate in alcuni punti (isolatori). L'input, in termini di accelerogrammi naturali, è stato fornito da un attento studio di risposta sismica locale (Figura 7.5).

Le analisi simiche FNA sono state condotte, in un primo momento, nella condizione di ponte isolato, ossia con le spine inattive. Successivamente, sono state affinate le analisi considerando anche il transitorio in cui le spine sono efficaci. La spina fragile è stata modellata mediante il link non lineare "MultiLinear Plastic" con ciclo di isteresi di tipo cinematico.

La presenza delle spine, rispetto al ponte completamente isolato, modifica il comportamento dinamico della struttura nel transitorio tra la piena efficienza e la rottura delle spine stesse. Avendo però tarato opportunamente la rottura delle spine, le sollecitazioni sismiche sono risultate non dimensionanti.

Per ciò che riguarda la modellazione dell'impalcato, sono stati implementati modelli globali e locali. La struttura è stata modellata con lo scopo di dimensionare la trave principale a cassone, pertanto si è considerata una trave principale di 361 elementi di tipo BEAM (da 1 a 361 a partire dalla spalla A) che costituisce la sezione resistente a cassone, e degli elementi trasversali aventi la medesima scansione dei traversi d'impalcato con lo scopo di ripartire il carico.

La rampa è costituita da 42 elementi di tipo BEAM (numerazione da 399 a 441 a partire dalla spalla).

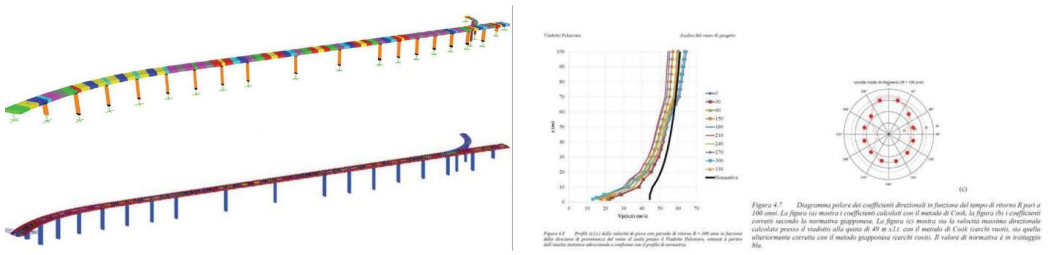


Figura 7.1 – Modelli FEM 3D (SAP 2000 e MIDAS CIVIL)

Figura 7.2 – Estratti dal documento "Analisi del vento di progetto del Viadotto Polcevera" del Prof.Burlando

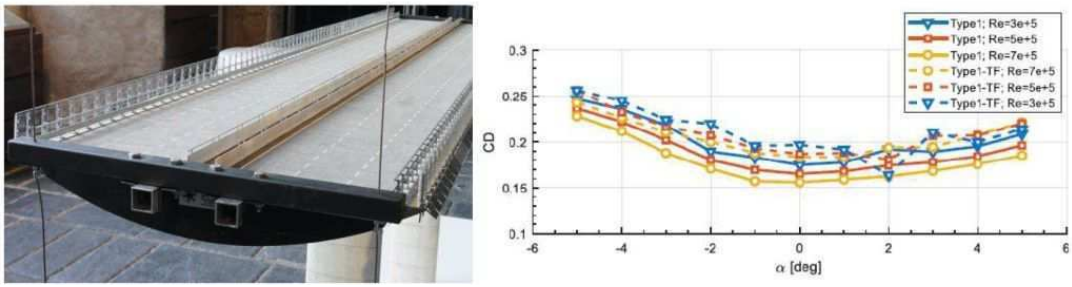


Figura 7.3 – Modello fisico e coefficienti di drag ricavati in galleria del vento

	P_{VR}	T_R	a_g	F_0	T_C^*
	%	anni	g	-	s
SLO	81%	120	0.041	2.537	0.254
SLD	63%	201	0.050	2.528	0.270
SLV	10%	1898	0.109	2.526	0.303
SLC	7.763%	2475	0.119	2.524	0.305
SLC	5%	3899	???	???	???

Figura 7.4 – Principali parametri di input sismico da Normativa NTC

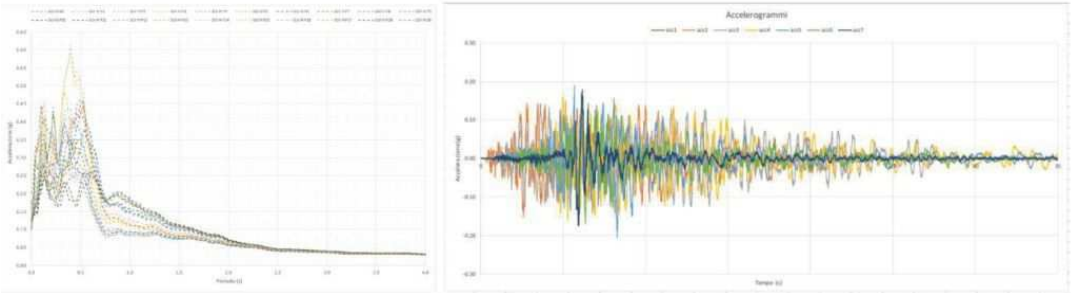
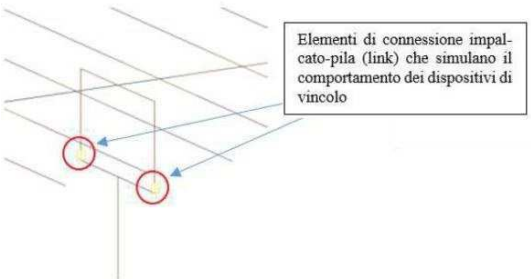


Figura 7.5 – 20 spettri naturali per la componente orizzontale, da risposta sismica locale (a sx) e 1 set di 7 accelerogrammi orizzontali allo SLV della Pila 14

Figura 7.6 – Modelli FEM: Connessione impalcato-pila



La trave principale è suddivisa in 47 sezioni strutturali, mentre la rampa è suddivisa in 15 sezioni strutturali. Per tener conto dell'altezza dell'impalcato, nel modello sono stati considerati dei bracci rigidi orizzontali con lunghezza pari alla distanza degli appoggi e verticali per avere la stessa eccentricità del baricentro della sezione dal piano di appoggio.

Il collegamento tra l'impalcato e la pila è stato effettuato tramite link in grado di simulare il reale vincolamento della struttura, realizzato prevalentemente con pendoli a basso attrito e assegnandone, tramite uno studio iterativo, la rigidezza equivalente.

Per lo studio ed il dimensionamento degli elementi secondari sono stati implementati modelli tridimensionali agli elementi finiti specifici per gli elementi indagati.

Ad esempio, per l'analisi delle mensole esterne e del carter nonché per l'interazione tra gli stessi e l'impalcato è stato approntato un modello globale schematizzante due campate da 50 m, mediante elementi PLATE. Da questo modello sono poi, di volta in volta, stati estrapolati dei sotto-modelli per le singole analisi di dettaglio. Ulteriori modellazioni di dettaglio sono approntate per i diaframmi di spalla e di pila, comprensive degli elementi della gamba e del ritegno per il sollevamento.

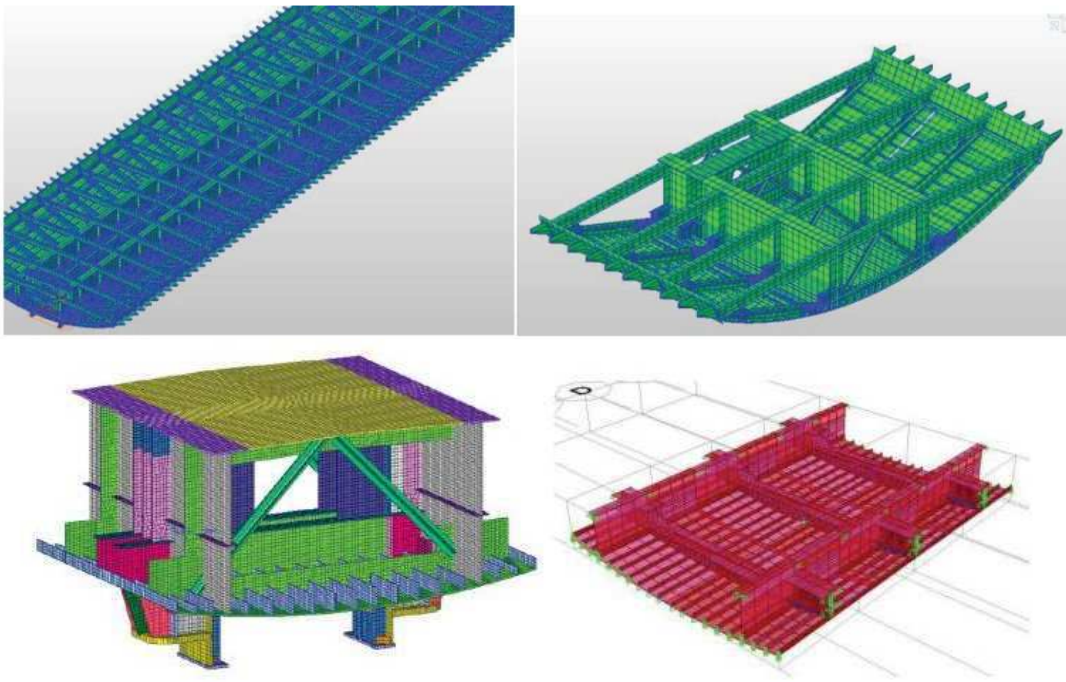
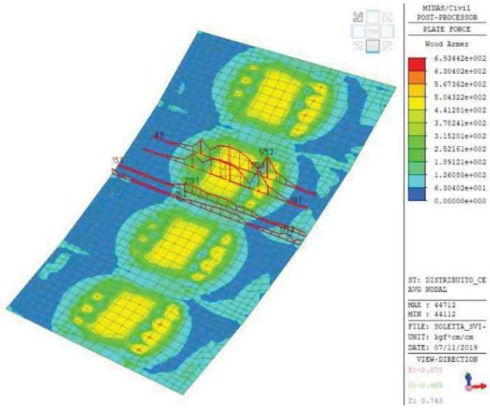


Figura 7.7 – Modelli FEM 3D (SAP 2000 e MIDAS CIVIL)

Figura 7.8 –Momenti di Wood-Armer in direzione longitudinale per la soletta in c.a.



Modelli bidimensionali sono stati implementati per la soletta in c.a.. Le verifiche sono state condotte col metodo di Wood- Armer che considera l'effettivo comportamento dell'elemento, aggiungendo agli sforzi flessionali correnti, anche l'effetto della torsione di piastra.

8. Il montaggio

Durante la redazione del progetto esecutivo è stata studiata la sequenza di montaggio coerente con le modalità operative previste dal Costruttore. A valle della costruzione delle pile, si è previsto il sollevamento delle travi sfruttando in parallelo due differenti aree di cantiere. Le modalità di calcolo numerico, tramite moduli "staged construction" dei software impiegati, hanno consentito di prevedere le sollecitazioni durante tutte le fasi di cantiere. Di seguito si riporta uno schema semplificato della sequenza di montaggio delle diverse campate.

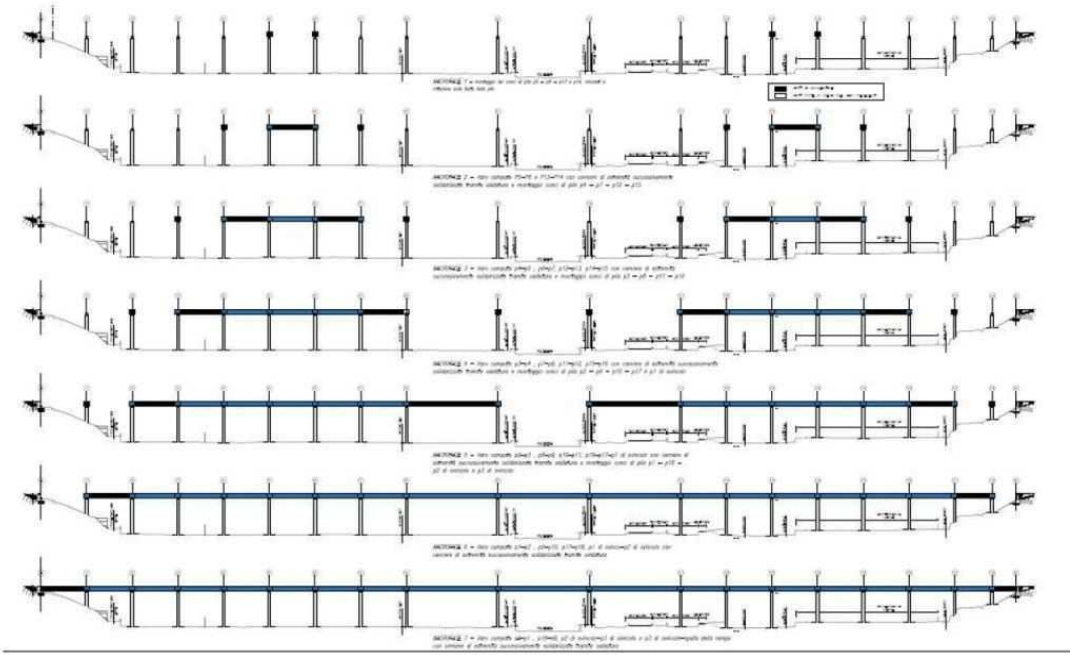


Figura 8.1 –Schema del montaggio

Le seguenti foto mostrano le due modalità impiegate per il sollevamento degli impalcati: il sollevamento tramite autogrù utilizzate per la campate da 50 m e per la rampa, ed il sollevamento con il sistema degli "stand-jacks" impiegato per le campate da 100m.

Figura 8.2 –Sistema di sollevamento delle campate tramite autogrù

Figura 8.3 –Sistema di sollevamento delle campate tramite sistema con "strand-jacks"

9. Il monitoraggio

Il ponte è dotato di un importante sistema di monitoraggio, descritto nel seguito molto brevemente:

- Pesatura e conta dei veicoli in transito, mediante tecnologia a fibra ottica
- Misura delle temperature delle strutture in acciaio dell'impalcato, mediante tecnologia a fibra ottica, range - 20/+60°C e sensibilità <1°C
- Misura delle deformazioni delle strutture in acciaio dell'impalcato, mediante sensori estensimetrici e tecnologia a fibra ottica; range ±2000 me e sensibilità 10 me
- Misura degli spostamenti relativi trasversali e longitudinali tra la sommità della pila e l'impalcato metallico, mediante tecnologia RADAR a 60 GHz, con range ±400mm e sensibilità ±1mm
- Misura degli scorrimenti dei giunti con la stessa modalità
- Misura di verticalità delle pile, mediante inclinometri biassiali situati in testa e alla base delle pile, con range ±5° e sensibilità ±0.002°
- Misura della velocità in testa e alla base delle pile, mediante integrazione dei dati ricavati da accelerometri monoassiali con tecnologia a fibra ottica. Massimo valore atteso 0.6 m/s nel range di frequenza 0.1-3 Hz
- Stazioni per la rilevazione dei dati meteorologici (tecnologia analogica)

10. Conclusioni

La realizzazione del ponte San Giorgio è stata frequentemente ravvisata come esempio virtuoso della capacità italiana di ottenere risultati apparentemente improbabili, in situazioni eccezionali.
Il progetto, in realtà, è stato affrontato, in buona sostanza, combinando solamente l'esperienza del gruppo di progettazione secondo le migliori possibilità operative e la migliore competenza presente.
La collaborazione di tutti i soggetti coinvolti, pur con ruoli talora antagonisti, è stata fondamentale per la riuscita dell'intervento in tempi oggettivamente contenuti, a fronte di una qualità del costruito non comune, a cominciare dal significativo contributo architettonico di Renzo Piano.
Per gli autori, quindi, il "modello Genova" non è solo uno slogan facile e specioso ma, piuttosto, una occasione per ripensare l'intera filiera produttiva delle infrastrutture, senza invocare la specialità indotta dal crollo del viadotto Polcevera ma, invece, sviluppandone nel quotidiano l'esperienza proficua.

PRESENTAZIONE di
Felice Bonifacio (Progettista), Dario Guerci (Progettista), Angelo Vittozzi (Responsabile U.O. Opere Civili), Italferr S.p.A.

PONTE SUL FIUME IRAI A CHANDRAPUR (INDIA)

Titolo dell'opera: Construction of a Major Cable Stayed Bridge Across Irai River at Chainage 16/100 on Sakharwai-Yerur Wandhari Midc Datala Chandrapur Road (MDR-39) in Chandrapur District

Ubicazione: Città di Chandrapur nello Stato di Maharashtra in India a scavalco del Fiume Irai sulla strada di collegamento Chandrapur – Datala

Progettista incaricato per il progetto del ponte strallato: Ing. Pietro Paolo Mossone (in collaborazione con la società di ingegneria Crescent Engineers di Mumbai e con i professionisti italiani Ing. Silvia Sulis e Ing. Emilio Balletto).

Proprietà dell'opera: Stato di Maharashtra (India)

Impresa di costruzioni: T&T Infra Pvt. Ltd. Pune (India)

Data ultimazione dei lavori: 30/10/2020

Valore dell'opera: circa 9.000.000 US$

Descrizione dell'opera

Il ponte Irai è un ponte strallato di attraversamento dell'omonimo fiume sulla nuova strada a 4 corsie di collegamento tra la città di Chandrapur e la città di Datala lungo il corridoio stradale MDR-39.

Si tratta di un ponte strallato interamente in calcestruzzo armato ordinario e precompresso con post-tensione, avente 235 m di sviluppo totale e una campata centrale di 120 m.

La piattaforma stradale ospita 4 corsie per la marcia ordinaria separate in due carreggiate e due piste ciclopedonali per una larghezza complessiva di impalcato di 21,75 m. È parte di un ponte più lungo dello sviluppo di circa 450 m.

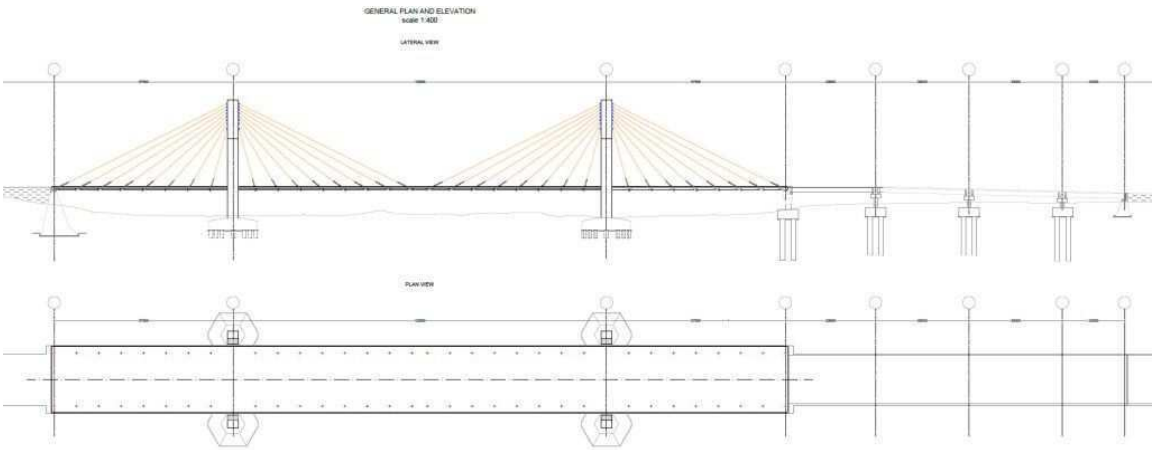
Fondazioni

Sono state realizzate fondazioni profonde ricorrendo a pali in calcestruzzo di grosso diametro. Ogni antenna è fondata su due plinti a pianta esagonale uniti da una trave di collegamento.

Antenne

Le due antenne hanno conformazione ad "H" con la variante del doppio trasverso di collegamento sia tra le gambe sia tra i bracci di sospensione. Il trasverso inferiore funge da trave porta impalcato ed è post-teso.

Gravano su di esso gli apparecchi di appoggio, le chiavi di taglio per la trasmissione delle azioni orizzontali e gli altri dispositivi utili a realizzare gli schemi statici di progetto.



Il trasverso superiore, anch'esso post-teso, è posizionato immediatamente sotto il punto di attacco degli stralli più bassi, ha esclusiva funzione di stabilizzazione dell'antenna nei confronti delle azioni trasversali e della risultante delle forze verticali sui bracci superiori, in quanto fuori asse rispetto alle gambe, che sono infatti realizzate inclinate.

Impalcato

L'impalcato è la vera novità di questo ponte. È realizzato con una piastra sottile di spessore trasversalmente variabile tra i 30 cm dei marciapiedi e i 70 cm della mezzeria, interamente post-tesa sia trasversalmente sia longitudinalmente.

Il vantaggio di tale soluzione è quello di beneficiare di tutti i vantaggi dei sistemi a piastra per quanto riguarda la bi-direzionalità e la capacità di ripartizione, nonché la semplicità realizzativa, trattandosi di un elemento piano, continuo, privo di nervature ribassate. Sono presenti variazioni nella sezione solo in corrispondenza delle sezioni in appoggio.

Non si ha notizia di altri ponti importanti strallati realizzati con impalcato a piastra, al di fuori di passerelle pedonali e di un test in scala ridotta realizzato dal Prof. R. Whalter (Walter R., Houriet B., Isler W., Moïa P., Klein J.F., 1999 Model tests of a cable stayed bridge with a slender concrete deck. Cable Stayed Bridges Casa editrice Thomas Telford pp. 211-224)

Stralli

Sono realizzati in trefolo zincato viplato classe 1860 forniti dalla Tensacciai Srl.

Sono disposti su due piani da 16 stralli ciascuno per ogni antenna, per un totale di 64 stralli. Al fine di ottimizzare le sollecitazioni su antenne e impalcato hanno una disposizione ad arpa-ventaglio. Gli stralli di ammarro (backstays) sono equilibrati rispetto alla traslazione verticale, ovvero nei confronti del sollevamento di impalcato, da dei cavi di precompressione verticali che attraversano le spalle. In luogo di questi ultimi erano inizialmente previste due bielle in acciaio tra impalcato e spalle, poi sostituiti durante la costruzione da cavi in trefolo della stessa natura degli stralli per la difficoltà di reperire le componenti così come progettate.

Ancoraggi degli stralli

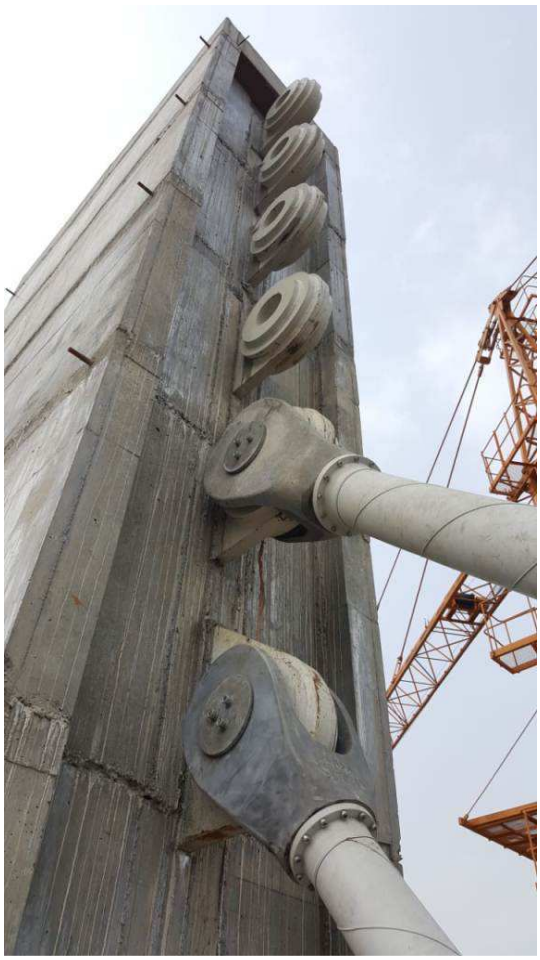
Gli stralli sono ancorati all'impalcato mediate testate classiche regolabili TSR della Tensacciai Srl affogate direttamente nell'impalcato. Sulle antenne sono state preventivamente affogate delle piastre passanti a occhiello (clevis plate) a cui gli stralli si ancorano tramite ancoraggio a forca TSFR non regolabili sempre della Tensacciai Srl.

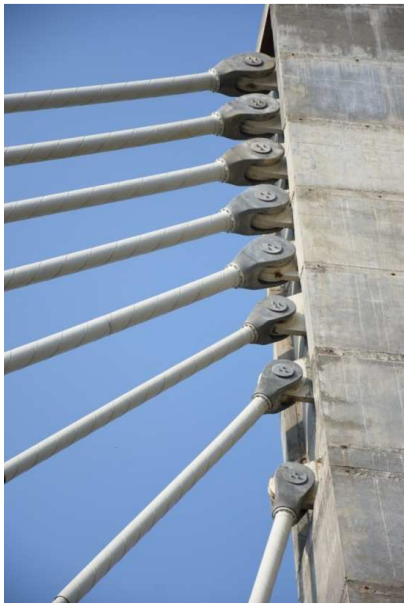
Schema statico

Lo schema statico prevede appoggi fissi in una delle due antenne e appoggi mobili unidirezionali sulla seconda antenna e sulle spalle. A causa dell'esiguità della reazione vincolare verticale sugli appoggi, la trasmissione delle azioni orizzontali è demandata a chiavi di taglio, mentre i dispositivi di appoggio veri e propri sono del tipo multidirezionale sferico. La seconda pila viene resa fissa in senso longitudinale rispetto alle forze impulsive, al fine di frazionare l'azione sismica e l'azione longitudinale di frenamento, tramite dispositivi idraulici detti STD Shock Transmitter Device, capaci di comportarsi come un vincolo rigido rispetto le azioni istantanee ma lasciando libero l'impalcato di muoversi per i fenomeni lenti (viscosità, ritiro e fenomeni termici).

Tecnica costruttiva

Il ponte è stato interamente costruito su centina a terra posata parzialmente sul vecchio ponte preesistente. Al fine di minimizzare gli stati di coazione indotti dalla precompressione, dalla componente orizzontale degli stralli e dallo sviluppo dei fenomeni lenti, il ponte è stato costruito e sospeso in due "stampelle" inizialmente separate, solidarizzate solo al termine dell'installazione di tutti gli stralli, immediatamente prima della loro preregolazione finale. Il getto di sutura è dotato di un elevato tasso di armatura di precompressione passante, volta a compensare i fenomeni lenti (separatori) dovuti alla componente orizzontale del tiro degli stralli, nonché le trazioni "membranali" indotte sia dalla preregolazione degli stralli sia dal passaggio dei carichi mobili.



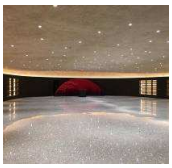


www.cumminsindia.com

PREMI aicap 2020 REALIZZAZIONI DI OPERE IN CALCESTRUZZO

EDIFICI

"SCHEGGIA DI VETRO" IN MILANO



EDIFICIO INTERRATO CON COPERTURA A PIASTRA POST-TESA

TEATRO DONIZETTI DI BERGAMO

OPERE INFRASTRUTTURALI

NUOVA PIATTAFORMA LOGISTICA NEL PORTO DI TRIESTE

PONTE SUL FIUME TAGLIAMENTO

PONTE FILOMENA DELLI CASTELLI SUL FIUME SALINE (PESCARA)

PONTE SAN GIORGIO DI GENOVA

PONTE SUL FIUME IRAI A CHANDRAPUR (INDIA