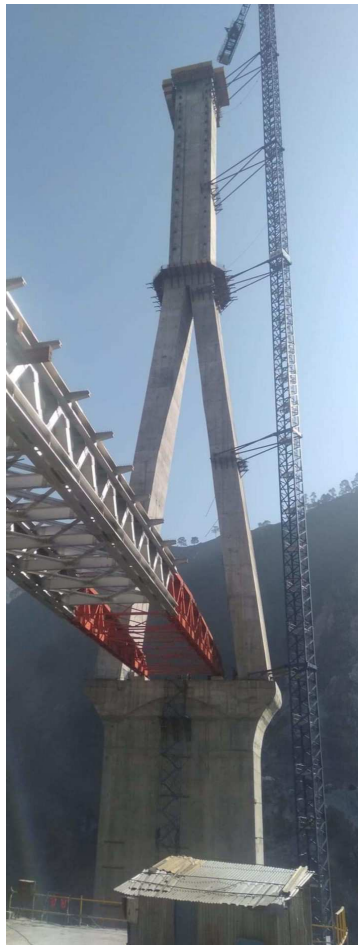


PREMI aicap 2022

REALIZZAZIONI DI OPERE E PROGETTI DI OPERE IN CALCESTRUZZO STRUTTURALE



I testi degli articoli di presentazione,
le foto e i disegni delle opere
sono tratti dalla documentazione presentata
con la candidatura ai Premi **aicap** 2022

PREMI aicap 2022
REALIZZAZIONI DI OPERE E PROGETTI DI OPERE
IN CALCESTRUZZO STRUTTURALE

CATEGORIA EDIFICI

**NUOVO PARCHEGGIO INTERRATO MULTIPIANO “FAIT”
A CORTINA D’AMPEZZO**

CATEGORIA OPERE INFRASTRUTTURALI

**TORRE DEL PONTE STRALLATO FERROVIARIO
SUL FIUME ANJI (INDIA)**

**BLOCCHI DI ANCORAGGIO E TORRI DEL PONTE SOSPESO
SUL DANUBIO A BRAILA (ROMANIA)**

**GALLERIA ARTIFICIALE DELLA CIRCONVALLAZIONE
NORD-OVEST DI MERANO (BZ)**

**PONTE PEDONALE A “NASTRO TESO” SUL RIO GANDER
A BARBIANO (BZ)**

**PROGETTO E REALIZZAZIONE DI UN PONTE IN P/SFRC
A CANZO (COMO)**

PREMI aicap 2022 REALIZZAZIONI DI OPERE E PROGETTI DI OPERE IN CALCESTRUZZO STRUTTURALE

Premi conferiti a:

:

NUOVO PARCHEGGIO INTERRATO MULTIPIANO "FAIT" A CORTINA D'AMPEZZO

L'opera, costruita a Cortina d'Ampezzo, rappresenta un valido esempio dell'impiego indispensabile del calcestruzzo in certi tipi di strutture, nello specifico quelle a contatto con il terreno e saltuariamente con l'acqua, nonché necessitanti di una sicura resistenza al fuoco.

La struttura dell'autorimessa di sette piani per 26000 mc, realizzata contro terra accompagnando il dislivello del terreno e fungendone da contenimento, oltre a stabilizzare il versante e ospitare parcheggi per auto, integra anche diverse funzionalità urbane, come piazze e zone espositive, e si inserisce armoniosamente nel pregevole e delicato contesto, con la sua forma ben adattata in pianta e in elevato.

Nella fase di costruzione si son dovuti adottare accorgimenti di rilevante tecnologia.



PONTE PEDONALE A "NASTRO TESO" SUL RIO GANDER A BARBIANO (BZ)

La passerella, di 120 m di luce unica, fa parte di una pista ciclo-pedonale e supera un profondo vallone di forte attrazione naturalistica. Rappresenta una soluzione di estetica eccezionale sia nel consentire di osservarlo dall'alto, sia nell'arricchire il paesaggio essendovi compresa.

Il calcestruzzo, nella declinazione con lastre prefabbricate unite da cavi post-tesi, vi offre la soluzione strutturale più semplice ed elegante di ponte a nastro, di insuperabile efficienza.

Gli accurati particolari costruttivi e il monitoraggio previsto in esercizio per regolare la tensione dei cavi completano il merito di giudizio di eccellenza dell'opera.



BLOCCHI DI ANCORAGGIO E TORRI DEL PONTE SOSPESO SUL DANUBIO A BRAILA (ROMANIA)

Il calcestruzzo strutturale ha una valenza fondamentale in questo ponte sospeso di acciaio, fra i più lunghi d'Europa. Le opere che lo legano a terra hanno una funzione statica decisiva, essendo soggette a fortissime sollecitazioni, e qui sono realizzate con estrema accuratezza e con attenzione all'estetica, nel dar loro forme coerenti con i flussi delle tensioni interne, individuate con approfondite analisi, condotte mediante un'articolata modellazione FEM.

Infatti i piloni, naturalmente, ma anche i grandi blocchi di ancoraggio restano in vista.

Pur essendo solo una parte dell'importante infrastruttura, gli elementi in calcestruzzo strutturale in sé sono meritevoli della qualifica di eccellenza.



NUOVO PARCHEGGIO INTERRATO MULTIPIANO “FAIT” A CORTINA D’AMPEZZO

1. INTRODUZIONE

La bellezza e la fama di Cortina D’Ampezzo, la “Regina delle Dolomiti”, sono talmente consolidate a livello internazionale che non hanno bisogno di essere, qui, ulteriormente celebrate. Si riporteranno, però, di seguito alcuni dati utili alla contestualizzazione dell’intervento strutturale che si esporrà nel presente articolo.

Cortina D’Ampezzo è nota come rinomata stazione climatica e sportiva. Questa reputazione Cortina la acquisì sin dal finire dell’Ottocento, epoca in cui conobbe il suo primo periodo d’oro: quando fu scoperta dalla nobiltà austro-tedesca e dall’alta borghesia inglese, francese e statunitense, ed iniziò ad essere frequentata come luogo di villeggiatura estiva e invernale.

Tuttavia la definitiva consacrazione di Cortina d’Ampezzo a località sportiva di assoluto prestigio, luogo di villeggiatura privilegiato e, inoltre, a famosa location di set cinematografici internazionali, avviene a seguito delle Olimpiadi Invernali del 1956. E questa nomea si rafforza ancor di più oggi, in quanto Cortina è città assegnataria per ospitare, assieme a Milano, i XXV Giochi olimpici invernali che si terranno nel 2026.

L’impianto urbanistico del paese di Cortina è simile a quello di molti altri borghi di montagna, caratterizzato da un piccolo nucleo centrale con vie relativamente strette. In tale impianto urbano e viario, nei periodi di maggiore afflusso turistico, ma non solo, si rende evidente il problema, comune a tutti i borghi e centri storici d’Italia, del traffico e delle aree di parcheggio.

Il quadro sopra sinteticamente delineato rende evidente quale grande attenzione dovrà esser posta per la gestione delle aree di parcheggio nel centro urbano di Cortina. Quest’ultimo soffre particolarmente il problema del traffico nei periodi di maggior afflusso turistico: a titolo di esempio, nell’arco dell’anno solare 2018 il territorio di Cortina d’Ampezzo ha registrato la presenza di oltre 1 milione di persone (dati Sistema Statistico Regionale) con il picco massimo nel mese di agosto di oltre 220’000 persone.

In un tale contesto, la realizzazione di nuovi posti auto rappresenta una evidente opportunità di crescita e di riqualificazione urbana per il Comune nonché un’opportunità di investimento per i privati.

Il caso studio presentato in questo articolo è un’opera composta da 7 piani interrati, e che comprende circa 120 posti auto, una galleria d’arte e una sala esposizione. A questo si aggiungono la realizzazione di un appartamento privato, di una piazza ad uso pubblico, la formazione di parcheggi e locali deposito ad uso esclusivo del Comune di Cortina d’Ampezzo, e l’installazione di un ascensore panoramico, utile per un rapido collegamento pedonale delle zone di parcheggio site nella sponda destra del torrente Boite, con il centro cittadino.

Il complesso contesto plano-altimetrico, in particolare la collocazione dell’intervento su di un versante fortemente acclive, ma anche la vicinanza di edifici storici (il manufatto sorge di fronte alla piazza della Basilica settecentesca dei santi Filippo e Giacomo) e le scarse caratteristiche geomeccaniche dei terreni autoctoni hanno condizionato fortemente la progettazione e le fasi realizzative dell’opera.

2. DESCRIZIONE DEL CONTESTO E DEL PROGETTO ARCHITETTONICO

L’area di intervento comprende: un edificio che fungeva da stazione di partenza della ex funivia Cortina-Belvedere Pocol (prima funivia di Cortina d’Ampezzo, inaugurata nel 1925 e dismessa da tale utilizzo nel 1975), un’area, immediatamente adiacente alla “ex-funivia”, su cui sorgeva un tempo una stazione di servizio con annessi alcuni locali al primo livello interrato con funzione di officina meccanica (anche tali esercizi da tempo dismessi), e il versante, in parte naturale ed in parte antropizzato, che si estende a valle delle due suddette strutture. L’intero complesso si estende, planimetricamente, tra via del Parco, che corre lungo la riva sinistra del torrente Boite, e via Cesare Battisti, che fiancheggia la basilica settecentesca.

Al contorno, nelle immediate vicinanze dei fronti di scavo, sono presenti tre edifici: l’Hotel de la Poste sul lato nord (lato di monte) sito immediatamente oltre a via Cesare Battisti, l’edificio denominato “casa Ghedina” sul lato ovest e l’edificio denominato “ex funivia” sul lato est. Trattasi di edifici storici, realizzati con tecniche costruttive differenti, ma tutti caratterizzati da una certa fragilità strutturale. L’edificio Hotel de la Poste è formato da un corpo di fabbrica antico in pietra e da un ampliamento, prospiciente via Battisti, costituito da telai in calcestruzzo armato e dotato di un livello interrato. L’edificio “casa Ghedina” è anch’esso antico e realizzato in pietra, con solai per lo più lignei. L’edificio “ex funivia” è caratterizzato da

un corpo centrale massiccio in calcestruzzo non armato nel quale erano un tempo ospitati i contrappesi e gli organi di manovra della funivia e da due ali in pietra, fondate più superficialmente.

Il progetto architettonico prevedeva la ristrutturazione dell'edificio ex-funivia con il cambio di destinazione d'uso. Parte di tale edificio è divenuto mostra d'arte e parte è stato convertito in un appartamento privato. La superficie che include il piazzale della ex stazione di servizio e il sottostante versante, sino a via del Parco, ospita un volume interrato di 7 piani così suddivisi per destinazione d'uso. Al piano terra (livello 0) è stato realizzato un volume in acciaio e vetro, architettonicamente connesso con la ex-funivia, all'interno del quale è ospitata la mostra d'arte. Sulla rimanente porzione del livello 0 è stata realizzata una piazza ad uso pubblico. Il primo piano interrato ospita una sala aste e dei parcheggi privati a servizio dell'appartamento privato e della sala aste stessa. I livelli dal secondo piano interrato al settimo piano interrato ospitano parcheggi e box auto ad uso privato.

La struttura presenta pianta regolare, pressoché rettangolare di dimensioni pari a circa 30.2 m x 53.7 m. Il parcheggio è stato realizzato lungo un pendio di inclinazione significativa, così che solo 3 dei 4 lati del suo perimetro risultano effettivamente interrati, mentre il quarto lato, rivolto verso valle, risulta fuori terra per 6 piani. Solo l'ultimo piano a partire dall'alto risulta completamente interrato.

Il primo livello interrato presenta una altezza libera di 3.45 m, mentre i livelli interrati dal 2° al 7° presentano una altezza libera di 2.55 m.

Dal punto di vista realizzativo i maggiori condizionamenti sono stati legati ai seguenti fattori:

- L'area di cantiere presentava una superficie molto ridotta: quasi tutta l'area era oggetto di scavo per la costruzione del parcheggio interrato e presentava una notevole acclività. Nella progettazione è stato necessario tener conto della possibilità di creare aree di deposito temporaneo dei materiali e fornire agevoli percorsi di movimentazione, soprattutto per l'allontanamento del terreno di scavo.
- L'area era circondata da edifici fragili, è stato quindi necessario minimizzare le probabilità di creare danni alle strutture esistenti per causa degli scavi.
- Poiché la costruzione del volume interrato è stata realizzata in versante, è stato necessario contrastare la spinta del terreno di monte, che si sarebbe trovato sbilanciato dall'asportazione del volume scavato.
- I sedimi delle aree circostanti erano di proprietà terze. Tra gli input della Committenza vi era la necessità di evitare la realizzazione di tiranti e di elementi strutturali che invadessero tali sedimi.

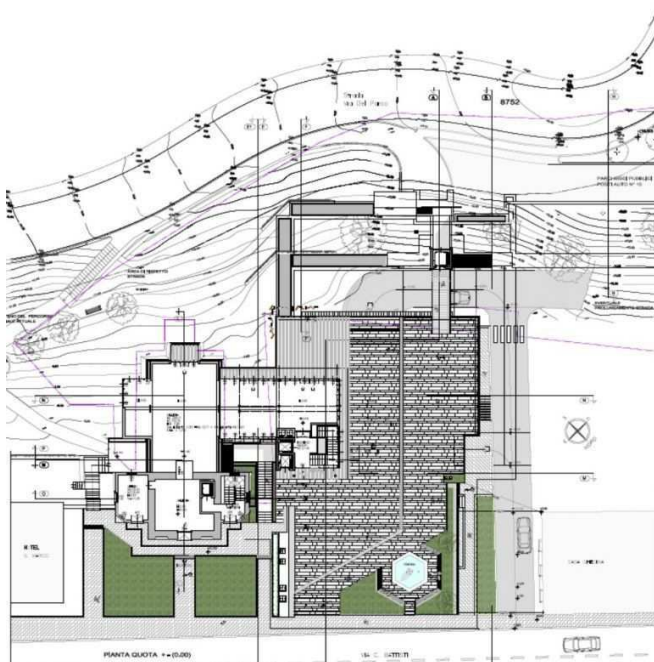
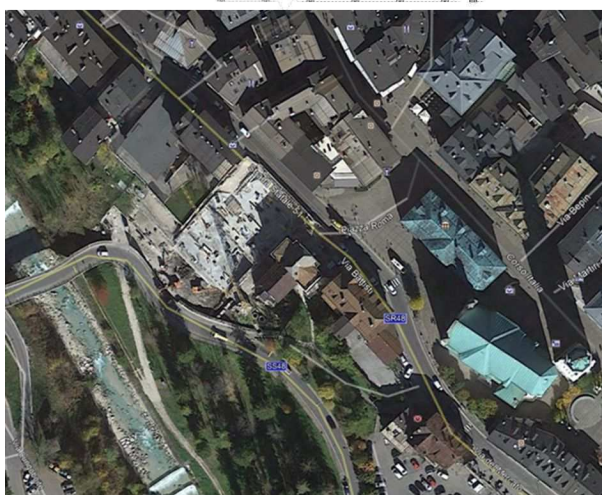
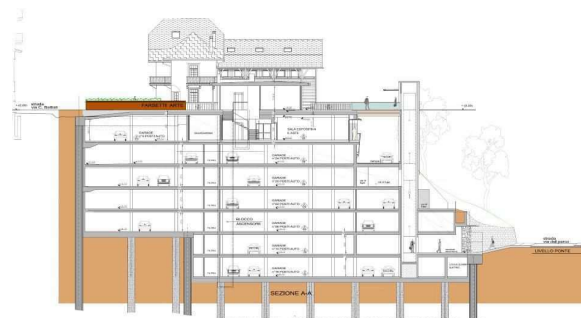


Figura 1 - Planimetria di progetto

Figura 3 - Sezione monte-valle

Figura 4 - Vista aerea dell'area di cantiere durante gli scavi



3. CONTESTO GEOTECNICO

La stratigrafia dell'area di intervento è caratterizzata da terreni di scarse caratteristiche meccaniche ed elevata deformabilità.

Di seguito si riporta una descrizione del modello geologico tratto dalla relazione geologica. Il riferimento progettuale (quota +0.00) corrispondente alla quota assoluta di 1210 m s.l.m. del piazzale riferito allo stato attuale (strada via C. Battisti).

UNITÀ 0 - Materiali di riporto antropico (da quota 1210 a 1208.5/1207 m s.l.m.): ghiaia con sabbia e limo, incoerente, con presenza di resti antropici. Orizzonte ambientalmente già bonificato, con spessore variabile tra 1.5.0 e 3.0 m.

peso di volume $\gamma = 18.0 \div 19.0 \text{ kN/m}^3$

angolo di resistenza al taglio $\phi' = 30^\circ$

coesione efficace $c' = 0 \text{ kPa}$

densità relativa $D_r (\%) = 40 \div 60$

Modulo di Young secante medio $E_{25} = 15 \div 25 \text{ MPa}$

Modulo di taglio iniziale $G_0 = 40 \text{ MPa}$

UNITÀ 1A - Unità geologica complessa prevalentemente fine moderatamente consistente: caotico eterogeneo di origine prevalentemente tardi-glaciale e gravitativa, generato dalla rimobilizzazione di corpi di frana e di depositi glaciali stadiali, nella parte alta costituito prevalentemente da materiali coesivi e plastici poco addensati, immersi in abbondante matrice fine limo-argillosa, inglobante lenti ed orizzonti ghiaiosi talora poco addensati e saturi. Unità di scarse caratteristiche geotecniche e bassa permeabilità. Spessore medio pari a circa 15÷16m, localmente fino a circa 25 m.

peso di volume $\gamma = 18.5 \div 19.5 \text{ kN/m}^3$

limite di liquidità $WL (\%) = 50 \div 65$

Indice di plasticità $IP = 15 \div 30$

Resistenza in condizioni non drenate

coesione non drenata $C_u = 40 \div 60 \text{ kPa}$

Resistenza e deformabilità in condizioni drenate

angolo di resistenza al taglio $\phi' = 21^\circ \div 22^\circ$

coesione efficace $c' = 3 \text{ kPa}$

Modulo di Young secante medio $E_{25} = 6.0 \div 8.0 \text{ MPa}$

Modulo di taglio iniziale $G_0 = 25 \div 35 \text{ MPa}$

UNITÀ 1B - Unità geologica complessa prevalentemente fine consistente (da quota 1205 a 1189m s.l.m.): caotico eterogeneo di origine prevalentemente tardi-glaciale e gravitativa, generato dalla rimobilizzazione di corpi di frana e di depositi glaciali stadiali, nella parte bassa costituito prevalentemente da materiali ben addensati, immersi in abbondante matrice fine limo-argillosa, inglobante lenti ed orizzonti ghiaiosi talora poco addensati e saturi. Unità di buone caratteristiche geotecniche e bassa permeabilità.

peso di volume $\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$

limite di liquidità $WL (\%) = 50 \div 65$

Indice di plasticità $IP = 15 \div 30$

Resistenza in condizioni non drenate

coesione non drenata $C_u = 60 \div 80 \text{ kPa}$

Resistenza e deformabilità in condizioni drenate

angolo di resistenza al taglio $\phi' = 21^\circ \div 22^\circ$

coesione efficace $C' = 6 \text{ kPa}$

Modulo di Young secante medio $E_{25} = 12.0 \div 15.0 \text{ MPa}$

Modulo di taglio iniziale $G_0 = 40 \div 70 \text{ MPa}$

Sub-UNITÀ 2 - Corpo geologico discontinuo prevalentemente grossolano (previsto in modo uniforme a quote inferiori a 1189m s.l.m.): caotico discontinuo eterogeneo di origine prevalentemente tardi-glaciale e gravitativa, generato dalla rimobilizzazione di corpi di frana e di depositi glaciali stadiali, costituito prevalentemente da ghiaie, ciottoli e blocchi con matrice fine sabbioso-limo-argillosa, tendenzialmente a comportamento incoerente, di medio-buone caratteristiche geotecniche. Tale unità si considera distinta dal sistema alluvionale del T. Boite.

peso di volume $\gamma = 19.0 \div 20.0 \text{ kN/m}^3$

densità relativa D_r (%) = $65 \div 75$

angolo di resistenza al taglio $\phi' = 34^\circ \div 36^\circ$

coesione efficace $C' = 0$ kPa

Modulo di Young secante medio $E_{25} = 40 \div 50$ MPa

Modulo di taglio iniziale $G_0 = 90 \div 120$ MPa

Nella Figura 5 si riporta la sezione geologica e la schematizzazione della circolazione idrica sotterranea che comprende due regimi di circolazione di falda idraulicamente indipendenti, quello superiore riferito all'unità 1A di tipo freatico e quello inferiore relativo all'unità 1B sede di una falda di tipo semiconfinato sostenuta inferiormente dall'unità 1C. Nell'arco temporale di lettura delle celle (dicembre 2014 - maggio 2015) in corrispondenza della paratia di monte il potenziale della falda all'interno dell'unità 1A (piezometro pzA) presenta un valore variabile tra circa 2.50 m e 5.00 m da quota ± 0.00 , mentre il potenziale della falda all'interno dell'unità 1B (piezometro pzB) presenta un valore variabile tra circa 8.50 e 9.50 m da quota ± 0.00 . A partire da tali valori, attraverso le letture delle celle piezometriche sulla paratia intermedia (pzC – potenziale $\cong 8.00 \div 8.60$ e pzD – potenziale $\cong 10.00 \div 12.50$) è stato possibile verificare che lungo il versante le due piezometriche decrescono con andamento pressoché omotetico e sub-parallelo al piano campagna, con un gradiente dell'ordine del 30%.

Per quanto riguarda la quota del potenziale di falda utilizzata nei calcoli della struttura a monte del diaframma, in relazione all'effetto di chiusura prodotto dal diaframma stesso e dalle opere di mitigazione previste si è assunto un potenziale medio pari a -2.5 m da 0.0 di progetto.

Nel corso dei lavori, ulteriori indagini svolte per conto dell'Impresa costruttrice, Fontana s.r.l. di Belluno, hanno permesso di affinare la conoscenza dello strato più profondo (unità 2) suddividendolo ulteriormente in un primo strato di potenza pari a circa 8-10 m costituito da argilla sovraconsolidata impermeabile e da un sottostante deposito fluvioglaciale (ghiaia sabbiosa limosa) all'interno della quale si è riscontrata la presenza di acqua in pressione (il livello piezometrico era sostanzialmente pari al pelo libero del vicino torrente Boite). La conoscenza di questi ulteriori strati ha permesso di perfezionare il progetto strutturale, impostando la testa dei pali portanti sullo strato di argilla sovraconsolidato evitando lo sfondamento dell'orizzonte superiore delle ghiaie che avrebbe interferito con il regime idrogeologico dell'area.

Il corpo litologico maggiormente interessato dalle opere (unità 1A e 1B) è formato da materiale prevalentemente fine generato dalla rimobilizzazione di corpi di frana e depositi glaciali. Si tratta di materiali di recente formazione.

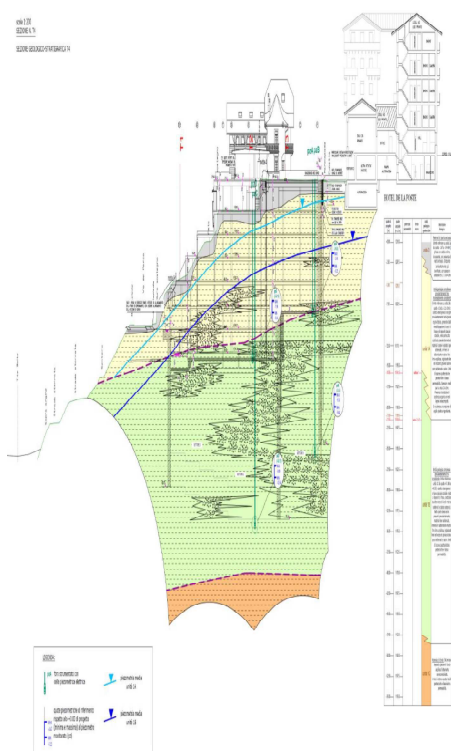


Figura 5- Sezione geologica



Figura 6 - Porzione di tronco datato al radiocarbonio

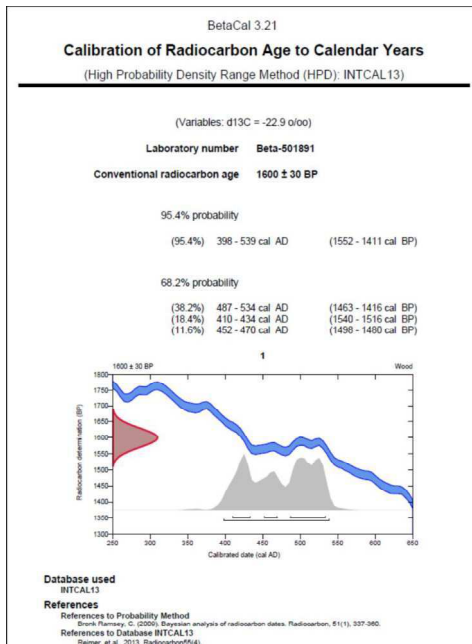


Figura 7 - Risultato della datazione al radiocarbonio



Figura 8 - Fase di scavo. Si può notare l'elevata componente argillosa del terreno di scavo.

Durante gli scavi del parcheggio interrato, è stato rinvenuto un tronco d'albero sepolto ad una profondità di circa 20 m dalla quota zero progettuale (quota della piazza). Di tale tronco si è svolto l'esame al radiocarbonio per determinarne l'età e stimare quindi, di conseguenza, l'età della frana che ha generato lo strato principale interessato dai lavori (Figure 6 e 7). Ne è risultato che il tronco rinvenuto risale ad un periodo compreso tra il 400 e il 500 dopo Cristo. L'unità 1A e 1B è pertanto geologicamente molto recente, il che conferma le scarse caratteristiche meccaniche del litotipo valutate sulla base delle indagini geognostiche.

Nella Figura 8 è possibile constatare, anche visivamente, la scarsa consistenza del terreno di scavo.

4. IL SISTEMA DI MONITORAGGIO

I lavori per la realizzazione del parcheggio multipiano interrato, in particolare nella fase di esecuzione delle opere di contenimento e durante lo svolgimento delle operazioni di scavo, sino al completamento delle strutture fuori terra, hanno indotto inevitabilmente modifiche ed effetti di disturbo al contorno, la cui entità e raggio di influenza è dipeso, oltre che dalle caratteristiche intrinseche degli interventi, dalle caratteristiche fisico meccaniche ed idrogeologiche del mezzo scavato, dalle condizioni tenso-deformative originarie e dalla posizione e caratteristiche degli obiettivi sensibili. Considerate le particolari caratteristiche geomeccaniche dei terreni coinvolti, della conformazione dell'area e del contesto urbano in cui si viene ad operare, sin dalle prime fasi della progettazione si è stabilita la necessità di porre in essere un sistema di monitoraggio, adottando il metodo osservazionale come strumento per la riduzione dei costi di costruzione e per aumentare la sicurezza durante le attività di cantiere.

Per definire correttamente gli obiettivi ed i parametri da tenere sotto controllo con il monitoraggio è stato necessario analizzare il contesto in cui si è operato ed in particolare eseguire le seguenti attività:

- Verifica di dettaglio dello stato di fatto delle opere al contorno significative e dei vincoli ambientali (circolazione idrica di versante multi-falda) nelle condizioni precedenti i potenziali effetti perturbatori ed in concomitanza alle fasi preparatorie di cantiere. Tale verifica ha consentito di "fotografare" la situazione ante lavori, di analizzare la variabilità intrinseca dei parametri da monitorare e di valutare l'entità dei "rumori di fondo", permettendo di definire il piano operativo dei controlli e le procedure di gestione delle misure.
- Monitorare gli effetti dinamici prodotti dalla realizzazione delle opere di consolidamento degli scavi (esecuzione dei diaframmi, pali, consolidamenti, traffico pesante), mediante il controllo delle vibrazioni indotte direttamente nelle strutture adiacenti lo scavo. A tal fine sono stati monitorati gli edifici prossimi al perimetro di scavo, con eventuale opzione di estensione dei punti di misura sulla base delle risultanze di cui al punto precedente.

c. Osservare gli effetti sul sistema di circolazione idrica di versante multi-falda prodotti dall’inserimento delle opere/diaframmi di cinturamento degli scavi, internamente ed esternamente a queste, per la verifica, durante le diverse fasi costruttive, degli innalzamenti dei livelli piezometrici a monte ed il controllo della funzionalità degli interventi di compensazione previsti (drenaggio dei deflussi idrici a monte e controllo delle pressioni di filtrazione a fondo platea).

d. Misura delle deformazioni e spostamenti delle opere di contenimento degli scavi, e controllo delle deformazioni nel sottosuolo, in superficie e negli edifici al contorno entro l’area di influenza degli scavi.

A seguito delle suddette attività è stata possibile la definizione del sistema di monitoraggio da porre in opera. Nel caso di specie esso si componeva dei seguenti apparati:

– MONITORAGGIO PIEZOMETRICO – MISURA DEL REGIME DELLE PRESSIONI NEUTRE

La misura puntuale del regime delle pressioni neutre nei settori di interesse è stata realizzata mediante l’installazione di celle piezometriche elettriche. I sensori di livello erano del tipo a misura di pressione differenziale: essi rilevavano cioè la differenza tra la pressione ambiente in aria libera e la pressione idrostatica esercitata dalla colonna d’acqua da misurare. Il dato rilevato veniva compensato automaticamente in base alla temperatura dell’acqua, rilevata localmente attraverso un apposito sensore incorporato. Il sensore aveva un’uscita elettrica in corrente ed era protetto contro i disturbi elettrici. Il sensore era costituito da un trasduttore piezometrico alloggiato in un robusto involucro. I dati erano disponibili in modalità di acquisizione automatica. L’acquisizione iniziò già a partire dal dicembre 2014 mediante collegamento a centralina multicanale di acquisizione, essendo state eseguite le misure, fin dalle prime fasi di posa in opera dei sensori al fine di costruire uno storico di misurazioni ante-operam.

– MONITORAGGIO VIBROMETRICO

Il monitoraggio vibrometrico era del tipo continuativo nel tempo con possibilità di scarico dati da remoto. La strumentazione utilizzata era dotata di un geofono acquisitore triassiale (orizzontale, verticale e radiale) e acustica di supporto (microfono). La strumentazione consentiva il riscontro della conformità alla normativa internazionale ed Italiana sulle vibrazioni ammissibili. I dati acquisiti erano trasferiti automaticamente via GSM e leggibili da postazioni di lavoro. I dati relativi agli eventi acquisiti venivano elaborati e forniti con stampa dei tracciati triassiali e dell’onda acustica.

– MONITORAGGIO SULLE DEFORMAZIONI

Per il monitoraggio delle deformazioni nel sottosuolo, sia nel diaframma di cinturamento che al contorno, sono state realizzate due sezioni di misura ubicate rispettivamente una sul lato di via C. Battisti/Corso Italia e l’altra sul lato verso Casa Ghedina. Le sezioni di misura delle deformazioni consistono in un sistema accoppiato di tubo inclinometrico e assestometro monobase a piastra. Le deformate nel corpo del diaframma, durante le progressive fasi di scavo, sono state misurate mediante tubi inclinometrici realizzati nel getto del diaframma stesso spinti a profondità in zona non influenzata da deformazioni, oltre la massima profondità del diaframma stesso (n. 2 tubi inclinometrici fronte Casa Ghedina e Hotel de la Poste); un terzo tubo inclinometrico, venne realizzato sul retro dell’Hotel de la Poste su Corso Italia. Le misure sono state effettuate con una sonda inclinometrica, di tipo biassiale, previo rilevamento delle torsioni iniziali del tubo guida. La frequenza delle misure è stata stabilita volta per volta, in relazione ai programmi di approfondimento degli scavi. In corrispondenza della testa dei tubi inclinometrici in diaframma venne posizionata una mira ottica di rilievo. Le deformazioni verticali, lungo le sezioni di misura, nei settori esterni al diaframma (via C. Battisti/Corso Italia e fronte Casa Ghedina), sono state lette in continuo mediante assestimetri a piastra (precisione delle deformazioni verticali inferiore al decimo di millimetro). Il punto di riferimento della base consiste in una piastra di acciaio zincato di forma quadrata unita ad uno spezzone di asta di misura sulla quale si raccorda la batteria delle aste di misura inserita in apposito foro. La batteria di aste è inserita all’interno di una guaina corrugata per svincolarle dall’attrito con il terreno. In testa alle aste viene inserito un trasduttore di spostamento lineare per misurare in automatico i valori di spostamento relativi tra il piano campagna e la quota di ancoraggio dell’asta sotto quota fondo scavo. Il trasduttore di spostamento è collegato alla centralina di acquisizione in automatico utilizzata anche per i sensori piezometrici. Gli assestimetri installati erano 3 con base cementata a profondità in zona non influenzata da deformazioni.

Fu previsto infine il posizionamento di 4 mire ottiche sui lati principali del diaframma e diverse mire sulle facciate degli edifici prospicienti il fronte di scavo (Hotel de la Poste, Casa Ghedina, ex Funivia), e rilievo di precisione con teodolite automatico due volte al giorno. I dati acquisiti venivano trasferiti automaticamente via GSM ed erano leggibili da postazioni di lavoro. Il sistema di monitoraggio topografico rimase

funzionante per tutta la fase di realizzazione dell'opera. Lo strumento utilizzato era una stazione totale ad alta precisione, installata su supporto rigido (pilastro fisso) opportunamente protetta. La ripetibilità delle misure era ottenuta attraverso la collimazione di 5 punti fissi di riferimento, individuati esternamente all'area di influenza del cantiere. La distribuzione superficiale dei punti di controllo sugli edifici monitorati avveniva a quote diverse in modo da determinare anche eventuali componenti di rotazione rigida delle strutture monitorate. Analogamente, le componenti verticali degli spostamenti rilevati consentivano di calcolare, note le posizioni planimetriche dei punti di controllo, i cedimenti differenziali fra punti adiacenti necessari per valutare il comportamento degli edifici durante lo scavo.

Nella Figura 9 si riporta un estratto della tavola contenente il piano dei monitoraggi.

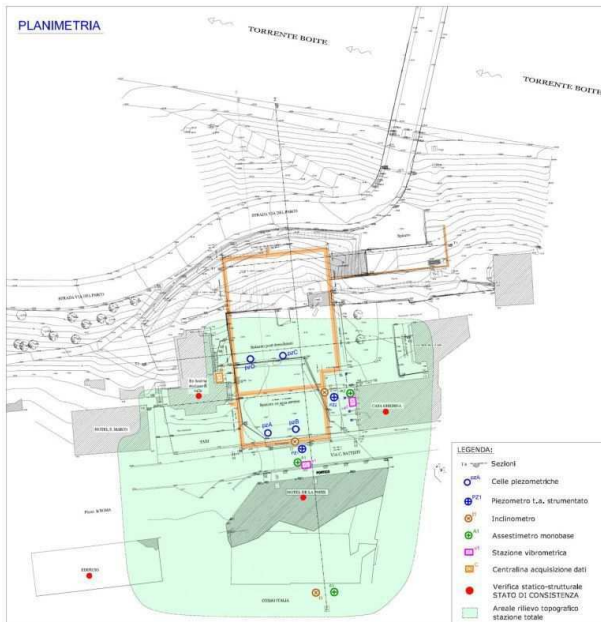


Figura 9 - Planimetria del sistema di monitoraggio

5. LO SCHEMA COSTRUTTIVO

5.1 GLI ELEMENTI CONDIZIONANTI

Il principale problema statico da affrontare per la realizzazione di un volume interrato è stato la stabilizzazione dei fronti che si sviluppavano lungo il perimetro dello scavo. Le soluzioni a tale problema possono essere molteplici e dipendono da diversi fattori tra i quali si annoverano sempre i seguenti aspetti: le condizioni al contorno, in particolare la presenza di edifici esterni allo scavo di cui si vuole salvaguardare l'integrità; le condizioni idrogeologiche del sito; la profondità dello scavo da realizzare.

Nel caso di specie il problema risultava maggiormente complesso rispetto allo standard in quanto si doveva tener conto di tutti i seguenti aspetti:

- 1) Lo scavo risultava notevolmente profondo: 7 piani interrati, per una profondità complessiva di 23.2 m misurata rispetto allo zero progettuale, posto sulla superficie della realizzanda piazza pubblica che si affaccia su via Cesare Battisti.
- 2) Le caratteristiche meccaniche del terreno risultavano scadenti (i moduli di Young delle formazioni interessate dagli scavi sono molto bassi, pari a circa 6-8 MPa).
- 3) Il sito è interessato da un sistema di falde, per cui, sui diaframmi perimetrali, oltre alla spinta litostatica deve essere presidiata anche la spinta idrostatica;
- 4) L'area di cantiere aveva dimensioni planimetriche relativamente ridotte ed era quasi interamente interessata dallo scavo del volume dell'autorimessa. Ciò comportava delle difficoltà nella gestione del cantiere e nello stoccaggio dei materiali. Nello studio delle fasi di cantiere fu prevista la formazione di adeguate superfici per il deposito dei materiali e la realizzazione di opportune vie di transito dei mezzi.
- 5) L'area di cantiere era su un versante di elevata pendenza. Ciò comportava due problemi: a. La realizzazione della paratia perimetrale di contenimento del terreno su un versante (e con un'area di cantiere ristretta) era difficoltosa con le comuni attrezzature impiegate per la formazione di diaframmi; b. La stabilità globale dell'opera, anche a lavori conclusi, non era garantita dal mutuo equilibrio tra le spinte litostatiche agenti sui lati contrapposti come avviene in un comune parcheggio interrato: la spinta agente sulla paratia del lato di monte non trova equilibrio nella spinta agente sul lato di valle

semplicemente perché quest’ultimo ha una profondità di un solo piano.

- 6) Non era possibile la realizzazione di tirantature sul lato di monte, che permettessero una facile soluzione al problema dell’equilibrio globale.
- 7) Considerato il contesto urbano, era opportuno che il notevole volume del materiale di scavo non venisse allontanato attraverso via Cesare Battisti, posta a monte del cantiere. Via Battisti fa infatti parte del tracciato della Strada Statale 51, che costituisce il principale asse viario dell’intera valle del Boite ed è pertanto interessata da un notevole flusso di traffico. La continua uscita dei mezzi di cantiere proprio su tale via avrebbe comportato ovvi disagi all’intera cittadina di Cortina d’Ampezzo. Alla luce di ciò apparve quindi preferibile che l’allontanamento del materiale di scavo avvenisse verso la sottostante via del Parco.

5.2 STRUTTURE PROPEDEUTICHE ALLE OPERAZIONI DI SCAVO

Lo schema costruttivo progettato prevedeva per prima cosa la formazione di una diaframmatatura perimetrale di contenimento del terreno. Considerata la notevole profondità dello scavo previsto e le scarse caratteristiche meccaniche del terreno autoctono, che si sarebbero tradotte in notevoli sollecitazioni sulle strutture di contenimento, le opere di diaframmatatura prevista dovette avere una grande inerzia flettente e quindi un elevato spessore ed una elevata quantità di armatura interna.

Date le condizioni topografiche dell’area (superficie di lavoro inclinata e planimetricamente limitata), si escluse, in sede di progetto, la scelta di impiegare classici diaframmi continui. La forte inclinazione dell’area avrebbe reso difficoltoso lo scavo con benne mordenti e l’impiego di fluidi bentonitici, necessari al sostegno dello scavo prima del getto del diaframma, in quanto vi era il rischio che tali fluidi potessero essere dispersi lungo il versante e potessero inquinare le sottostanti acque del torrente Boite. La ristrettezza dell’area di cantiere inoltre, non permetteva un facile posizionamento delle attrezzature e delle vasche per il riciclaggio dei fluidi bentonitici e rendeva difficile la pulizia del cantiere stesso.

In sede progettuale si scelse pertanto di realizzare una paratia formata da pali secanti di diametro pari a 1 metro e interasse pari a 80 cm, realizzati mediante l’infissione di una camicia tubolare in acciaio che permetteva il sostegno del scavo e successivamente veniva estratta in fase di getto del calcestruzzo. Considerato il diametro dei pali e il loro interasse, ogni palo si sovrapponeva di circa 20 cm alla sagoma di ciascuno dei due pali ad esso immediatamente adiacenti. In particolare, dal punto di vista costruttivo, la paratia venne formata costruendo prima i pali “dispari”, o “pali primari”, posti ciascuno ad interasse di 1.60 m e successivamente i pali “pari”, o “pali secondari”, posti in posizione intermedia tra due successivi pali primari. Con l’esecuzione dei pali secondari, una porzione larga 20 cm di ciascuno dei pali primari veniva demolita. La gabbia di armatura dei pali primari, secondo progetto, era sagomata in modo che, durante la perforazione del palo secondario, le armature presenti nel palo primario non venissero tagliate. Si ottenne in tal modo una paratia continua la cui superficie non era liscia ma risultava irregolare, poiché costituita da una successione di superfici cilindriche (Figura 11). Tale aspetto, apparentemente negativo, si traduce invece in un pregio per il particolare schema di scavo che verrà più avanti descritto. Questo sistema costruttivo fornisce un buon risultato fintanto che i pali, primari e secondari, vengono realizzati verticali (o con errori di verticalità minimi). Considerata la notevole profondità dei pali da realizzare, era necessario l’impiego di macchine perforatrici in grado di assicurare una elevata precisione nella verticalità. A tale scopo l’impresa costruttrice scelse l’impiego di due perforatrici Bauer (Bauer BG39 e Bauer BG 28) che lavorarono simultaneamente per la formazione delle paratie perimetrali (Figure 13 e 14).

La scelta di realizzare paratie di pali secanti permise di realizzare gli scavi senza l’impiego di fluido bentonitico. Nonostante le grosse dimensioni delle macchine impiegate, l’area di cantiere risultò comunque sufficiente ad ospitare due macchine perforatrici contemporaneamente oltre a permettere il deposito di parte dei materiali necessari (Figura 12).

Terminata la formazione delle paratie lungo il perimetro, esse vennero solidarizzate in sommità dal getto di un cordolo di coronamento avente sezione rettangolare con base di larghezza variabile tra 1.3 e 1.5 m e altezza di 1.2 m (Figura 15).

Prima dell’avvio delle operazioni di scavo vere e proprie, all’interno del perimetro di paratie vennero realizzati i pali di fondazione delle strutture portanti. Date le caratteristiche meccaniche scadenti del terreno non fu infatti possibile trasmettere il peso proveniente dai sette livelli direttamente ad una platea di fondazione. Per tale ragione, in corrispondenza di ciascun pilastro portante è stato realizzato un palo trivellato. I pali, di diametro pari a 1 metro e profondità massima di 54.50 m misurata rispetto allo zero di progetto, posto sul piano della futura piazza pubblica, sono stati trivellati prima dell’avvio delle operazioni

di scavo e sono stati armati e gettati con calcestruzzo strutturale nel tratto compreso tra la punta più profonda di ciascuno di essi e la quota a cui è stata successivamente realizzata la platea. Il tratto di palo compreso tra la platea e la superficie originaria del versante, da cui avveniva la perforazione, fu invece riempito di materiale debolmente cementato, che è stato successivamente demolito durante le operazioni di scavo.

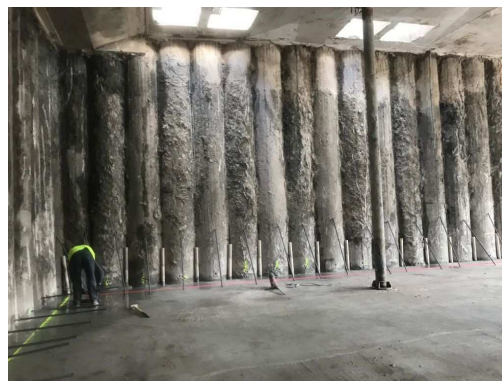


Figura 10 - Pilastro circolare in calcestruzzo solidale alla struttura del parcheggio interrato in sommità del quale è installata una mira ottica per il monitoraggio delle deformazioni (lato di monte)

Figura 11 - Superficie dei diaframmi formati da pali secanti

Figura 12 - Stoccaggio delle gabbie di armatura dei pali secanti nell'area di cantiere. In primo piano le gabbie di armatura dei pali primari; sullo sfondo le gabbie di armatura dei pali secondari

Figura 13 - Perforatrice Bauer BG39

5.3 LE FASI DI SCAVO

Completate le operazioni propedeutiche allo scavo, ovvero la formazione delle paratie e dei pali di fondazione interni, furono iniziate le operazioni di sbancamento. Considerate le notevoli profondità di scavo e le elevate spinte litostatiche agenti, le paratie perimetrali, nonostante risultassero di elevato spessore, dovevano essere vincolate orizzontalmente su più linee perché fosse garantito l'equilibrio.

Per evitare la realizzazione di tiranti sul sedime esterno, si scelse di realizzare lo scavo con il sistema "top-down", ovvero sbancando il terreno sino a determinati livelli in cui è prevista in itinere, passo passo, la realizzazione dei solai di piano. Ad ogni livello di top-down raggiunto venne gettata la struttura del solaio di piano prima di proseguire ulteriormente con gli scavi, di modo che il solaio fungesse da elemento di contrasto per le diaframme perimetrali. In questo modo i solai assolvono due funzioni: quella di contrasto con i diaframmi (sia in fase di scavo sia, successivamente, in fase di esercizio); quella di orizzontamento ai piani.



Figura 14 - Vista del cantiere durante le perforazioni dei pali secanti (archivio Fontana s.r.l.)



Figura 15 - Il cordolo di coronamento di una delle paratie laterali (largo 1.50m) durante i lavori veniva utilizzato come “corridoio” per il transito degli addetti ai lavori dalla zona di monte a quella di valle del cantiere

Per facilitare i lavori di scavo si è previsto che gli sbancamenti avessero profondità pari a 2 piani per volta. In questo modo l'altezza di interpiano all'interno della quale si è scavato era pari a circa 6 metri, sufficienti per ospitare mezzi di scavo di potenza e dimensioni adeguate al lavoro da svolgere. Il progetto prevedeva pertanto la realizzazione, durante lo scavo, solo dei solai dei livelli -1, -3, -5 e -7, mentre i rimanenti solai vennero realizzati solo successivamente a completamento delle opere, mediante tecniche di edilizia tradizionale e convenzionale, dal basso verso l'alto.

I solai di top down, durante gli scavi, erano sostenuti da delle colonne in acciaio tubolari poste in corrispondenza dei pali di fondazione precedentemente gettati. Tali colonne, si estendevano dalla quota della platea, ove iniziava il palo di fondazione armato, sino al solaio di top down posto a quota più elevata. Queste colonne di acciaio provvisorie vennero successivamente inglobate nel getto dei pilastri definitivi in calcestruzzo. Operativamente, le colonne in acciaio venivano calate al centro del foro di trivellazione dei pali di fondazione e annegate per qualche metro nel calcestruzzo strutturale armato dei pali di fondazione stessi, che, come detto, era gettato sino a quota platea. Il tratto più alto della perforazione, compreso tra la futura platea e la sommità dello scavo, veniva riempito di materiale debolmente legato, che circondava così il tubo metallico posto al centro. Durante gli scavi il materiale debolmente legato venne demolito per mettere a nudo il tubo di sostegno dei solai top down. Anche questa soluzione fu resa possibile dalla buona precisione in termini di verticalità dei pali realizzati. Ottenuta mediante l'utilizzo di apposite strumentazioni che l'impresa e i suoi capi cantiere studiarono realizzarono ad hoc.

La soluzione con top down permise di soddisfare alcune esigenze del particolare contesto in cui si trovava l'opera.

Innanzitutto, il primo solaio di top down, realizzato a livello -1, presentava una superficie sufficientemente estesa da poter essere utilizzato come area di deposito di cantiere facilitando la logistica del cantiere stesso. A tal riguardo, il solaio fu dimensionato per sopportare, durante i lavori, sia il peso del materiale di deposito, sia un eventuale carico di neve che avrebbe potuto interessare l'opera, come effettivamente è accaduto. Il carico di calcolo dovuto alla neve a Cortina d'Ampezzo è pari a circa 5 kN/m².

In secondo luogo, si scelse di realizzare i livelli di top down completamente chiusi, prevedendo di asportare ed allontanare il materiale di scavo dal lato di valle, che durante i lavori risultava sempre aperto in quanto l'opera venne costruita in versante. Il materiale quindi poteva essere caricato su camion e allontanato dall'area attraverso via del Parco, evitando di interferire con il traffico del centro della cittadina.

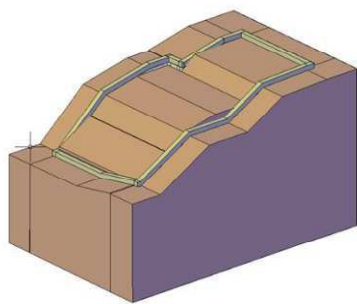
Per contro, la soluzione prevista, dato il particolare contesto, implicava un problema di stabilità generale dell'opera. In una tipica applicazione del metodo “top-down” tutti e 4 i lati del volume scavato sono

interrati e le spinte litostatiche sono mutuamente bilanciate tramite i solai che fungono da contrasto essendo diaframmi rigidi di piano. Nel caso in esame, per i due lati maggiori della struttura (ovvero quelli ortogonali a via Cesare Battisti) le spinte litostatiche trovavano mutuo equilibrio, e quindi la concezione classica del metodo top down rimaneva valida, ma le spinte provenienti da monte (dal lato prospiciente via Cesare Battisti) non potevano trovare equilibrio in quanto il lato opposto era quasi completamente fuori terra. L'intera struttura si trovava quindi in grande disequilibrio nella direzione monte-valle.

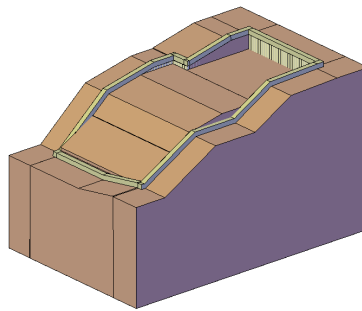
Per garantire l'equilibrio nella direzione monte-valle, la soluzione più semplice sarebbe stata la realizzazione di molteplici file di tiranti lungo la paratia di monte, cosa, come già detto, non possibile nel caso specifico.

Per rendere possibile la realizzazione dello scavo senza intervenire con tirantature sulla paratia di monte, si studiò una particolare fustistica di avanzamento degli scavi e di costruzione delle strutture che può essere così brevemente riassunta:

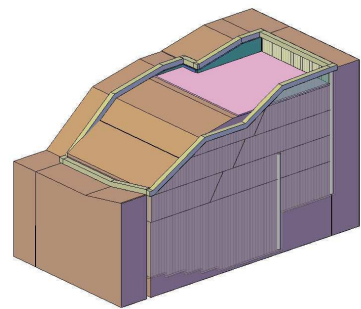
- Realizzazione della cinturazione di paratie di pali secanti.
 - Costruzione del solaio del livello -1 con funzione di top down.
 - Riprofilatura del versante all'interno della cassa di pali secanti. Si prevedeva un arretramento del versante a partire da via del Parco di circa 15 metri. Contestualmente a tale arretramento vennero realizzate delle porzioni di rifodere sui diaframmi laterali e le porzioni di solai ai livelli -3, -5 e -7 (platea) aventi funzione di mutuo contrasto dei diaframmi laterali durante lo scavo (top down). Le porzioni di rifodere avevano funzione di contrafforte per il sostegno del fronte di monte.
 - Realizzazione di tiranti e micropali sulla porzione di platea a livello -7 già costruita aventi lo scopo di dare contrasto all'opera in direzione valle-monte.
 - Avanzamento dello scavo tra il livello -1 e il livello -3. Contestualmente a tale avanzamento di scavo si costruì il solaio mancante a livello -3 e le rifodere tra il livello 1 e il livello -3.
 - Scavo del terreno tra il livello -3 e il livello -5; completamento del solaio a livello -5 e delle rifodere; installazione di una ulteriore fila di tiranti a questo livello.
 - Scavo del terreno tra il livello -5 e la platea; costruzione della porzione di platea mancante e delle rifodere; installazione di ulteriori tiranti profondi a partire dalla platea di base.
 - Realizzazione dei solai mancanti e di tutte le altre parti di opera mancanti secondo tecniche di edilizia tradizionale.
- Nelle immagini riportate nella Tabella 1, sono presentate con maggior dettaglio le fasi costruttive che sono state sinteticamente sino a qui descritte.



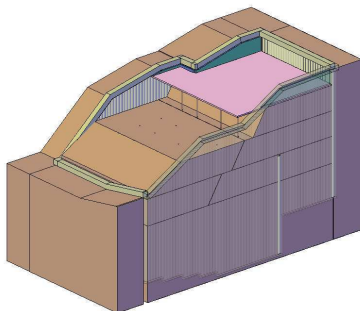
FASE 0: Realizzazione dei diaframmi di pali secanti, dei cordoli di coronamento e dei pali di fondazione interni al perimetro.



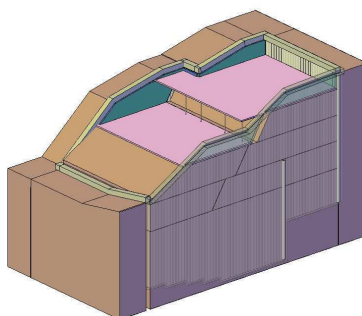
FASE 1: Scavo sino al livello -1.



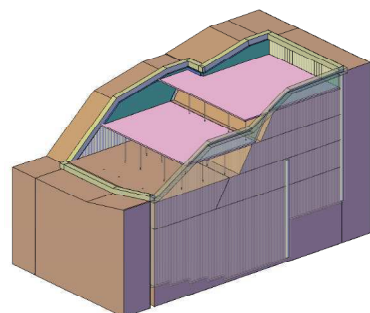
FASE 2: Realizzazione del solaio a livello -1 e delle rifodere con funzione di contrafforte tra i livelli 0 e -1.



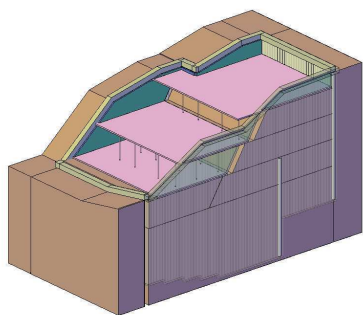
FASE 3: Riprofilatura del versante tra il livello -1 e il livello -3.



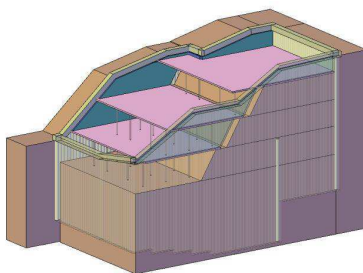
FASE 4: Realizzazione della prima porzione del solaio di top-down al livello -3; realizzazione delle rifodere laterali con funzione di contrafforte tra il livello -1 e il livello -3.



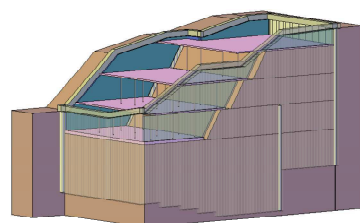
FASE 5: Riprofilatura del versante tra il livello -3 e il livello -5.



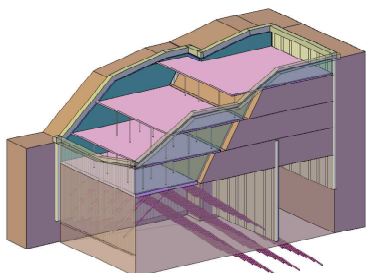
FASE 6: Realizzazione della prima porzione del solaio di top-down al livello -5; realizzazione delle rifodere laterali con funzione di contrafforte tra il livello -3 e il livello -5.



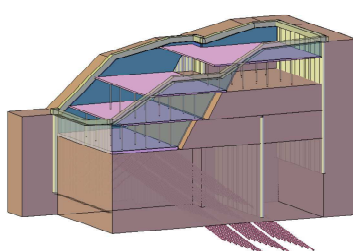
FASE 7: Riprofilatura del versante tra il livello -5 e il livello -7.



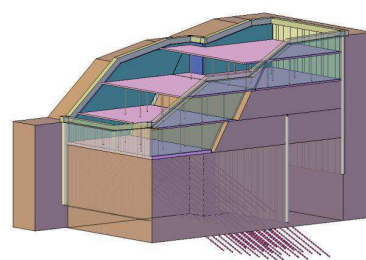
FASE 8: Realizzazione della prima porzione di platea al livello -7; realizzazione delle rifodere laterali con funzione di contrafforte tra il livello -5 e il livello -7. Si noti la formazione di una berma residua a contrasto del fronte di monte.



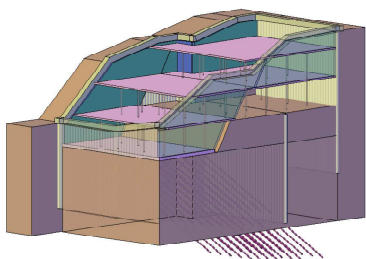
FASE 9: Realizzazione dei tiranti e dei puntoni di trattenimento al di sotto della platea. Con questa fase le strutture per il contrasto del fronte di monte sono complete.



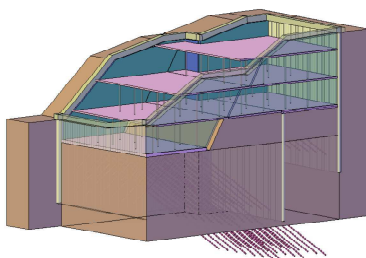
FASE 10: Scavo sino alla paratia di monte tra il livello -1 e il livello -3.



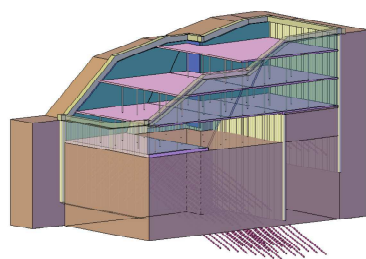
FASE 11: Getto di seconda fase del solaio di top-down a livello -3; completamento delle rifodere laterali tra il livello -1 e il livello -3.



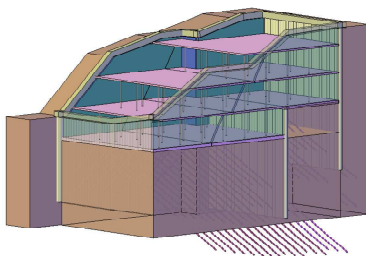
FASE 12: Scavo sino alla paratia di monte tra il livello -3 e il livello -5.



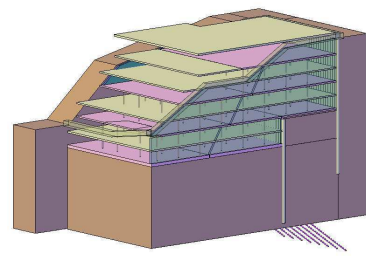
FASE 13: Getto di seconda fase del solaio di top-down a livello -5; completamento delle rifodere laterali tra il livello -3 e il livello -5.



FASE 14: Completamento dello scavo al livello -7. In questa fase è completato tutto lo scavo del parcheggio interrato.



FASE 15: Getto di seconda fase della platea a livello -7; completamento delle rifodere laterali tra il livello -5 e il livello -7; realizzazione di ulteriori tiranti di consolidamento a partire dalla platea. In questa fase tutte le strutture necessarie alla stabilità dell'opera sono complete.



FASE 16: Realizzazione, a risalire, dei livelli mancanti con tecniche di edilizia convenzionale.

Tabella 1 - Successione delle fasi costruttive dell'opera

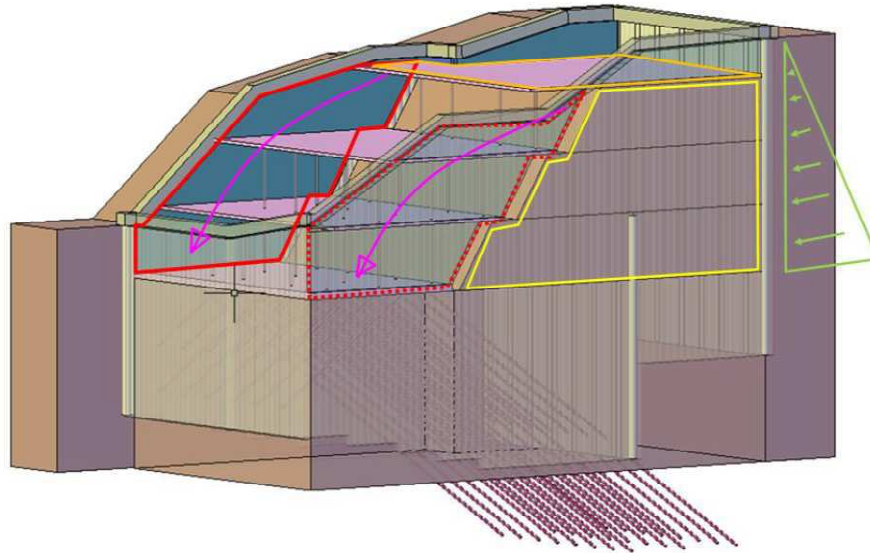


Figura 16 - Schema ideografico del funzionamento della struttura a partire dalla fase di scavo n. 9. In verde è indicata la spinta litostatica di monte. In colore arancione è indicato il primo solaio top-down che recapita la spinta orizzontale del diaframma di monte alle due strutture di contrafforte (indicate in rosso). In viola sono schematizzate le linee di forza che attraversano i contrafforti sino a giungere in platea e quindi ai tiranti di fondo. Con la linea gialla è indicata la berma di terreno rimasto dopo la riprofilatura del versante e che garantiva la stabilità del fronte di monte durante le precedenti fasi costruttive dei contrafforti. La berma di terreno venne progressivamente rimossa nelle fasi successive.

Durante tutte queste fasi la paratia di monte si trovava sempre contrastata dalla berma e poi, man mano che tale berma veniva eliminata, si trovava contrastata dalle porzioni di solaio che le venivano gettate al piede, le quali erano vincolate lateralmente ai due "setti/rifodera", che a loro volta lavoravano "a mensola" incastrata alla platea di base tirantata in profondità.

Nella Figura 16 è rappresentato ideograficamente il funzionamento dello schema statico ideato per lo scavo del parcheggio nella fase cruciale della realizzazione (fase 9).

Lo schema di scavo, dunque, prevedeva una prima riprofilatura del versante, che veniva arretrato verso monte di circa 15 m. Durante questa fase e tutte le operazioni di scavo successive, il fronte di monte fu mantenuto in equilibrio dal volume di terreno rimasto in opera (berma) dopo la prima riprofilatura. L'arretramento del versante fu necessario alla costruzione di due "contrafforti" in calcestruzzo armato (impersonati dalla rifodere delle paratie di pali secanti laterali) e di una porzione di platea. Prima di procedere con la rimozione del volume di versante residuo (berma), la suddetta porzione di platea venne saldamente ancorata a terra mediante tiranti attivi e micropali. Questo insieme di strutture (contrafforti, porzione di platea e tiranti/puntoni) costituì un elemento resistente al quale affidare la spinta di monte a mano a mano che il terreno residuo veniva rimosso. La rimozione del versante residuo avvenne per successivi livelli, ancorando via via ai "contrafforti" i solai di top-down dei livelli -1, -3 e -5 sino a giungere a fondo scavo (livello -7) con il completamento della platea. In tal modo, la spinta del fronte di monte venne trasferita gradualmente dalla berma di terreno, lasciata opportunamente in situ, ai due "contrafforti" mediante i solai di top-down.

I contrafforti sono costituiti dai pali secanti delle paratie laterali che lavorano insieme alle rifodere interne, che a tale scopo furono realizzate di spessore 50 cm. La larghezza del cantiere relativamente ridotta (circa 25 metri sul fronte di monte) permise di recapitare, grazie ai solai di top-down, la spinta di monte ai suddetti contrafforti. All'avanzare delle fasi di scavo le strutture vennero via via arricchite grazie al completamento delle rifodere rendendo così sempre più rigido il sistema strutturale.

La particolare superficie irregolare della paratia formata da pali secanti, si tradusse in un vantaggio dal punto di vista strutturale per la realizzazione dei "contrafforti". Infatti la superficie irregolare della paratia contribuì a instaurare un ingranamento meccanico tra la paratia di pali secanti stessa e la rifodera, rendendo le due parti collaboranti. Oltre a questo accoppiamento meccanico, le rifodere furono comunque collegate mediante fitti inghisaggi di barre di acciaio a tutti i pali delle paratie perimetrali.

Con questa soluzione costruttiva si garantì l'equilibrio nella direzione monte-valle dell'opera senza la realizzazione di tiranti nel sedime di monte. I tiranti realizzati a partire dalla platea infatti si svilupparono al di sotto del sedime del parcheggio e, parzialmente, al disotto, a notevole profondità, del sedime di via Cesare Battisti, senza mai interessare le proprietà terze.

5.4 DESCRIZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI INTERNE

L’edificio realizzato consiste in un volume interrato di 7 piani ad uso parcheggio e sala espositiva. La struttura presenta una pianta regolare, pressoché rettangolare. L’altezza di interpiano è di 3 metri, salvo il primo piano interrato, destinato a sala espositiva che ha una altezza di interpiano di 4,4 m.

I solai sono realizzati in piastra piena di calcestruzzo armato di spessore pari a 30 cm. La piazza superiore è collocata all’estradosso dell’ultimo solaio in piastra piena di calcestruzzo armato avente spessore pari a 40 cm. La platea di fondazione ha uno spessore pari a 80 cm. Alla platea sono ancorati micropali e tiranti per equilibrare le forze agenti lungo la disersione monte-valle e calmierare le deformazioni. I tiranti previsti sono a 7 o a 9 trefoli. Tutti i solai di top-down e la platea sono fittamente connessi ai pali della paratia mediante barre inghisate con resina epossidica.

Le strutture in elevazione si compongono di pilastri isolati e setti. I pilastri inglobano al loro interno, dove presenti, i tubi di sostegno provvisorio dei livelli di top-down. I pilastri sono sempre costruiti in corrispondenza di un palo di fondazione profondo e le loro sezioni trasversali sono rettangolari di dimensioni da 80 x 50 cm (ove inglobano il tubo di sostegno provvisorio) o 80 x 40 cm.

I setti di elevazione hanno spessori variabili da 50 cm a 20 cm in funzione sia del loro ruolo strutturale sia di esigenze architettoniche. Alcuni setti svolgono anche la funzione di travi-parete.

Le rampe carrabili interne sono in calcestruzzo armato pieno dello spessore di 30 cm. Esse furono realizzate secondo una particolare fasistica in quanto in fase definitiva di esercizio svolgono, limitatamente allo spazio planimetrico da loro occupato, le funzioni inizialmente assegnate ai livelli di top-down, ovvero devono fungere da:

- livello carrabile calpestabile (ovviamente inclinato);
- contrasto orizzontale per il diaframma laterale;
- elemento capace di trasmettere alla rifodera laterale, con funzione di “contrafforte”, le spinte litostatiche provenienti da monte.

Le rifodere dei pali secanti sono in calcestruzzo armato di spessore pari a 50 cm nei tratti in cui esse devono svolgere il ruolo di “contrafforti” e portare la spinta di monte alla platea e quindi ai tiranti e ai micropali profondi ad essa ancorati. Nei tratti in cui la suddetta funzione di contrafforte non è presente, quindi su limitati tratti dei diaframmi laterali e sulle intere superfici dei diaframmi di monte e di valle, le rifodere hanno spessore pari a 30 cm. Tutte le rifodere sono fittamente connesse mediante barre inghisate con resina epossidica ai pali secanti costituenti i diaframmi perimetrali.

Le scale interne sono in calcestruzzo con soletta rampante.

5.5 PROBLEMI EMERSI DURANTE LA REALIZZAZIONE DELLE OPERE

Durante la realizzazione dei pali secanti che formano la cassa di diaframmi perimetrali, i sistemi di monitoraggio hanno evidenziato una elevata sensibilità, in termini deformativi, ai disturbi indotti dal cantiere. In particolare, il sistema di monitoraggio ha permesso di evidenziare un trend di deformazioni significativo del versante su cui poggia casa Ghedina, sul lato ovest del cantiere. Tale versante presentava un lento e latente movimento in direzione monte-valle, verosimilmente già in essere prima dell’avvio dei lavori in oggetto.

Infatti, prima dell’avvio del cantiere per la costruzione del parcheggio interrato, a valle di Casa Ghedina erano stati iniziati (ma non completamente conclusi) alcuni lavori per la costruzione di ulteriori posti auto interrati ad uso del Comune di Cortina d’Ampezzo. La presenza di quelle opere di scavo, unitamente alle caratteristiche meccaniche più scadenti del terreno in quella fascia di versante (è stata rilevata la presenza di una paleo-vallecola in cui si è depositato materiale dalle caratteristiche meccaniche particolarmente scarse e tuttora interessata da circolazione di acqua), aveva reso particolarmente deformabile quell’area di cantiere. Alla luce di tutto ciò, fin dalle prime fasi costruttive si decise di intervenire con ulteriori opere di stabilizzazione di tutto il versante sottostante Casa Ghedina che vennero completate prima dello scavo del parcheggio interrato. Il sistema di monitoraggio installato permise di seguire il trend deformativo dell’opera e di tutti gli edifici al contorno durante l’intero periodo di costruzione. Come previsto, durante le operazioni di scavo si registrarono i maggiori cedimenti. I dati raccolti sono stati oggetto di interpretazione in corso d’opera da parte del gruppo di progettazione anche in collaborazione con l’Università di Padova, incaricata dalla committenza per una analisi super partes del comportamento del terreno interessato dall’opera. Le analisi delle distorsioni degli edifici limitrofi, durante i lavori non hanno mai superato la “soglia di attenzione”. I trend deformativi si sono rivelati, come già detto, maggiori nelle prime fasi di scavo e si sono via via ridotti, sino ad azzerarsi, con la successiva realizzazione dei tiranti di fondo e di tutte le ulteriori strutture che hanno conferito sempre maggior rigidità all’opera.



Figura 17 - Operazioni di scavo per arretramento del versante al di sotto del solaio di top-down a livello -1 (fase 3 dello schema di scavo). Si vedono i pali centrali che contengono all'interno il tubo provvisorio in acciaio necessario al sostegno del peso del solaio di top-down.

Figura 18 - Superficie del versante dopo il primo arretramento. In questa immagine è stato gettato uno strato di magrone e si sta montando l'armatura per la costruzione della prima porzione del solaio di top-down del livello -3 (fase 4 dello schema di scavo).

Figura 20 - Riprofilatura del versante tra il livello -3 e il livello -5 (fase 5 dello schema di scavo).



Figura 19 - Solaio di top down di prima fase a livello -3 (fase 4 dello schema di scavo). Sullo sfondo è visibile il terreno del versante che è stato opportunamente arretrato. Sono inoltre visibili i tubi verticali di sostegno provvisorio dei top down. Nella parte sinistra dell'immagine è visibile la rifodera con funzione di contrafforte.

Figura 21 - Riprofilatura del versante sino alla quota della platea, al livello -7 (fase 7 dello schema di scavo). La rifodera con funzione di contrafforte al piano superiore è già realizzata. Al piano inferiore sono già stati realizzati gli inghisaggi di collegamento tra i pali secanti e la rifodera (non ancora gettata).

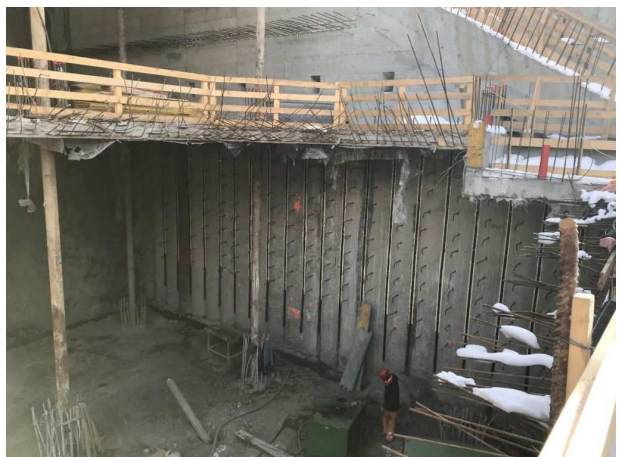




Figura 22 - Armatura della prima porzione di platea (fase 8 dello schema di scavo). Sullo sfondo sono visibili le riprese per la successiva realizzazione delle rifodere con funzione di contrafforte. Sui pali secanti sono già montati gli inghisaggi di collegamento. Sono visibili le riprese verticali del pilastro che ingloberà il tubo metallico avente funzione di pilastro provvisorio.

Figura 23 - Operazioni di realizzazione dei tiranti in platea. (fase 9 dello schema di scavo). La rifodera laterale con funzione di contrafforte è già realizzata. A metà altezza della rifodera si vedono le armature di ripresa uscenti per il collegamento del solaio di livello -6 che verrà costruito a risalire.

Figura 24 - Scavo sino al fronte di monte tra il livello -1 e il livello -3. In questa fase è in corso la posa dell'armatura della seconda porzione del solaio di top-down del livello -3 (fase 11 dello schema costruttivo).

Figura 25 - Scavo completato tra il livello -3 e il livello -5 (fase 12 dello schema di scavo). Sullo sfondo sono visibili i pali secanti che formano la paratia di monte.

Figura 26 - Completamento dello scavo tra il livello -5 e il livello -7 (fase 14 dello schema costruttivo).

Figura 27 - Platea a livello -7 gettata in seconda fase (fase 15 dello schema costruttivo). La seconda parte della platea di fondo è già stata gettata; la posa delle armature delle rifodere laterali a completamento dei "contrafforti" è in corso. Sulla platea sono presenti delle nicchie (coperte da pannelli in legno) attraverso le quali verranno realizzati ulteriori tiranti di consolidamento.



5.6 ALCUNI DATI SIGNIFICATIVI

Di seguito si riportano alcuni dati che riassumono le dimensioni dell'opera, nello specifico del parcheggio interrato multipiano.

- Dimensioni planimetriche: 30.2 m x 53.7 m
- Numero di piani interrati: 7
- Profondità massima dello scavo: 23.2 m (misurata dal livello 0.00 della piazza)
- Paratie perimetrali: pali secanti di diametro 1000 mm, disposti ad interasse di 800 mm armati sia nei pali primari che nei pali secondari, profondità massima 42.20 m (misurata dal livello 0.00 della piazza)
- Pali portanti centrali: pali trivellati di diametro 1000 mm, profondità massima 54.50 m (rispetto allo 0.00 della piazza)
- Tiranti di trattenimento previsti in platea: 51 tiranti a 7 e a 9 trefoli, lunghezza massima 45 m, lunghezza bulbo di ancoraggio 18 m; pretensione massima di ciascun tirante 1000 kN
- Spessore delle rifodere con funzione di contrafforti: 50 cm
- Volume scavato: 30'000 m³
- Volume di calcestruzzo gettato: 13'317 m³
- Acciaio d'armatura impiegato: 1'210'000 kg.

INFORMAZIONI GENERALI SULL'OPERA

Committente: F.A.I.T. Formula Ampezzana Iniziative Turistiche s.r.l. - Cortina d'Ampezzo (BL)

Coordinatore nell'attuazione del PUA: Arch. Vulco Micheletti

Progetto architettonico di concessione: Architetti Bernardi, Cortina d'Ampezzo (BL)

Progetto architettonico di Variante ed Esecutivo: Arch. Luigi Tonon (ora BOTTENIGA ASSOCIATI)

Progettazione strutturale: S.I.G.E.S. s.r.l., Povegliano (TV) - Ing. A. Mammino, Ing. E. Tonon, Ing. M. Forte, Arch. L. Tonon (ora BOTTENIGA ASSOCIATI)

Geologia Applicata: Dott. Geol. Lorenzo Cadrobbi - Mezzocorona (TN)

Direzione Lavori: Ing. Sandro D'Agostini, Feltre (BL) - Ing. Michele Tilton, Cortina d'Ampezzo (BL)

Coordinamento per la sicurezza: P. Ind. Fabrizio Zandanel, Cibiana di Cadore (BL)

Collaudatori: Ing. Claudio Madella, Padova - Ing. Luigi Menardi, Cortina d'Ampezzo (BL)

Impresa Costruttrice: Impresa FONTANA s.r.l., Belluno

Direttore di cantiere: Geom. Andrea De Mori

Capo cantiere: Sig. Michelangelo Zerbato

Fornitore delle perforatrici per i pali secanti: BAUER Macchine Italia S.r.l. (BAUER Maschinen GmbH)

Fornitore del calcestruzzo: SuperBeton S.p.A. (Gruppo Grigolin)



Figura 28 - Immagine del cantiere dalla prospettiva di valle durante gli scavi.

Figura 29 - Opera conclusa.



Presentazione di Ing. Manuel Forte e Ing. Enrico Tonon - Socio fondatore e Direzione Tecnica, Botteniga Associati, Treviso

THE TOWER OF CABLE STAYED RAILWAY BRIDGE OVER ANJI RIVER

1. INTRODUCTION

Northern Railways of India is managing the construction of an approximately 300 km long railway line in the J&K State, India. This line has some segments with only one track and shall link Udhampur-Srinagar-Baramulla.

The very difficult morphology of the area implies to bore many tunnels with a total length of about 90 km, and the construction of important bridges. One of these crosses the Anji River 190 m over the bottom of the valley.

A steel truss arch, spanning 260 m, was the initial structural solution; some piers of the approach viaduct were also erected.

Anyway, the construction was stopped immediately after the beginning because of the difficulties faced to cut the sub-vertical slope on the left side of the valley. The extremely fractured and sheared rock was difficult to stabilize also with expensive works.

For this reason, IRCON International Limited (a Government of India Undertaking under the Ministry of Railways) called for an international bid to prepare a new design and to supervise the construction works.

The tender was assigned to the Italian Company ITALFERR with LoA dated April 2016, while the subsequent tender for Proof Checking was assigned to the Company COWI (UK).

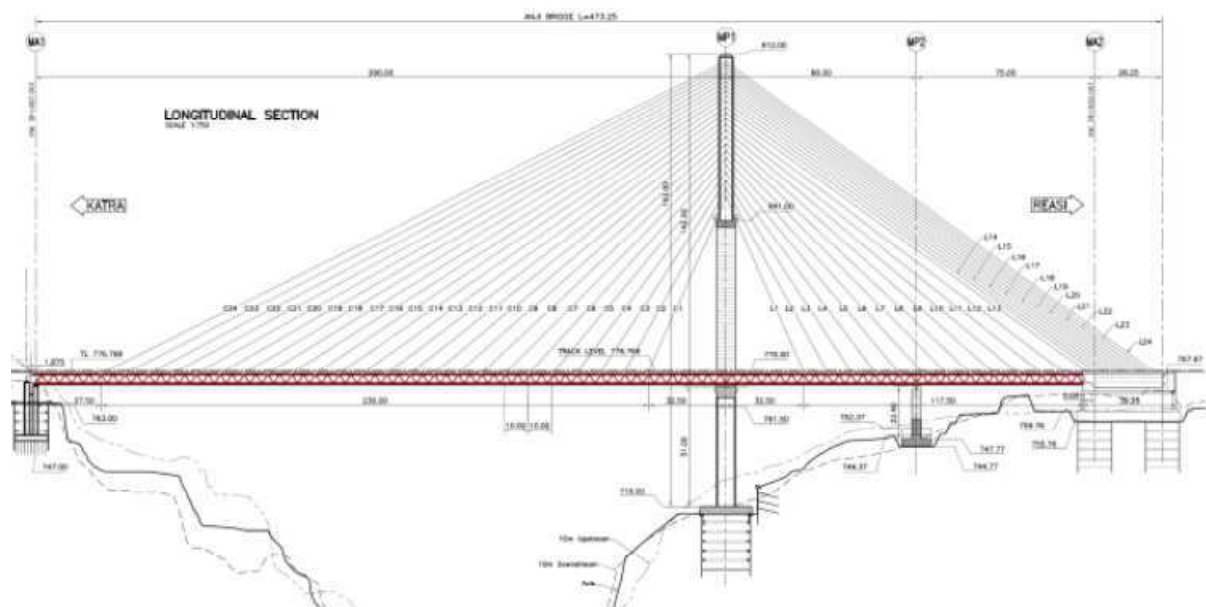
A new tender for construction was called on October 2016 based on a new Preliminary Design developed by Italferr, then assigned to the Indian Contractor HCC.

The Construction works started on February 2017 and are currently in progress supervised by Konkan Railway Corporation Limited.



Figure 1. View from Reasi side (right side) of the construction of the Anjikhad Bridge

Figure 2. Longitudinal profile of the cable-stayed bridge



2. BRIDGE'S MAIN FEATURES

2.1 Key considerations

The situation of the site concerning both orography and geological/geotechnical aspects can be summarized by the following points:

- The first layers of the rock are highly fractured (with many “shear zones”) on both sides of the valley;
- Any cut in these layers can cause land slide, as the service road built in the past shows; expensive preliminary works, lasting long time, should be requested to avoid the mentioned slides;
- The deep slope on the left (Katra) side is very inclined from the bottom up to the end of the future tunnel T2 (now completed), while on the right (Reasi) side, there is a flat area, about 350 m long, between the slope of the river and the beginning of the already built tunnel T3.

As a consequence of these points, a solution that avoids any cut (or able to minimize the cuts) on the Katra side slope was preferred to any other.

The consolidation of very fractured rock is always possible but, cost apart, it expresses has has incertitude that forces to foresee long time scheduled works.

On the basis of the existing orography and geotechnical characteristics of the site, all the work-shops, batching plant and so on, had to be located at Reasi side, no room being available on Katra side.

The bridge has been subdivided in three WBS:

1. a 130 m long approach viaduct (called “Ancillary”) on Reasi side;
2. a 473 m long cable-stayed bridge, crossing the deep valley, with a main span of 290 m;
3. a central embankment, located between the main bridge and the approach (ancillary) viaduct.

In the final configuration, the central embankment will result in being wider than the bridge deck in order to have the necessary room for auxiliary equipment or vehicles road devoted to maintenance and emergency conditions.

It shall be also used as an access road to the railway line, coming from the already built service road from Reasi.

Hereafter the presentation of a short description of the main bridge, both the ancillary viaduct and the embankment being of ordinary features.

2.2 The cable-stayed bridge

Due to the above considerations, the use of an asymmetric scheme of the bridge was compulsory. Different solutions were compared before the develop of the Preliminary design and finally a cable stayed bridge, with only one tower placed on Reasi side, in a position where the disturb to the slope is reduced, has been adopted (see figure 2).

In order to limit as much as possible the cutting, a well foundation has been adopted for the tower. So doing, it has been possible to reach the sound strata of the rock without disturbing the slopes. Moreover, it has been possible to check “de visu” the depth necessary to get this target; with a 20 m in diameter, the well excavation, temporary sustained by ϕ 300 mm micropiles and concrete ribs spaced @ 4 m before the final concrete pouring, has reached 20 m in deepness.



Figure 3. Tower well foundation during the excavation



Figure 4. The steel truss girder

Two steel trusses of 5 m constant height, connected by cross girders that support a concrete slab, compose the deck (see figure 4). The choice of a composite bridge section (steel and concrete) is considered convenient: the deck of the bridge in reinforced concrete assures a high resistance to the environmental actions (wind, rain, ice) reducing maintenance interventions; the steel trusses guarantee light dead load compared to a high level of resistance. The concrete slab collaborates with the steel elements, the continuity being assured by steel connectors, which are very common and tested all around the world. Besides, the global section is considered a box girder, so it has a very good torsional stiffness.

The bridge deck is 15 m wide; it is designed to carry a single railway track and a 3.75 m wide vehicles road (for maintenance and emergency conditions).

2.3 Design Criteria

Design has been based on Indian Codes ref. [1] integrated by Eurocodes, where necessary ref. [2], [3], [4], [5], [6].

The design speed of the line is 100 km/h, limit that does not pose problems for the train/structure interaction.

The area is classified as seismic with a PGA of 0,17g for the Service Limit State analysis, and 0,27g for the Ultimate Limit State.

Because of the high flexibility of this type of bridges, the seismic analysis was carried out with the elastic spectrum defined by the Indian Code, without any reduction, as prescribed by the Eurocode 8.

The first flexural frequency is 0,40 Hz; the first torsional is 1,05 Hz.

The following design assumptions guarantee the “robustness” of the bridge:

- Two consecutive stays missing: the bridge remains in service for transit of trains at a limited speed (30 km/h) and a reduced weight (50%);
- Three consecutive stays missing: no collapse of the bridge under the permanent loads;
- Explosion of 40 kg (TNT equivalent) on the deck: no collapse of the bridge under the permanent loads and possible quick repair with limited cost.

2.4 Construction method

The steel trusses, subdivided in ten meters long segments, are carried in a workshop located on the central embankment; here a segment of the full deck, without the slab, is assembled adding the cross beams and horizontal bracings.

Nowadays the entire tower and the first phase of incremental deck launching of the rear span plus the first 50 meters of main span, with a total length of 196 meters (see figure 4 & 5), have been completed including the concreting of the slab.

After the installing of a launching gantry on the bridge tip (see figure 6), the remaining 240 m of the main span construction will go on by cantilevering, launching 10 m long segments and installing the stay cables until landing on the MA1 Katra abutment.

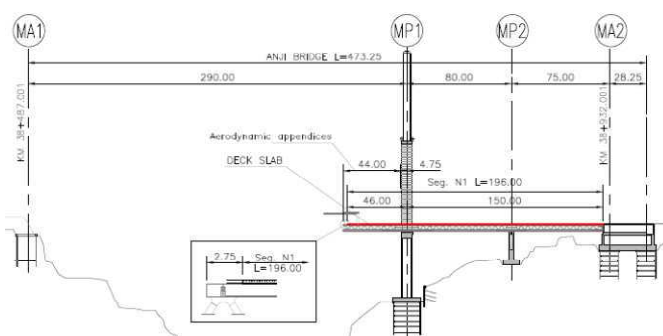


Figure 5. Up to date execution

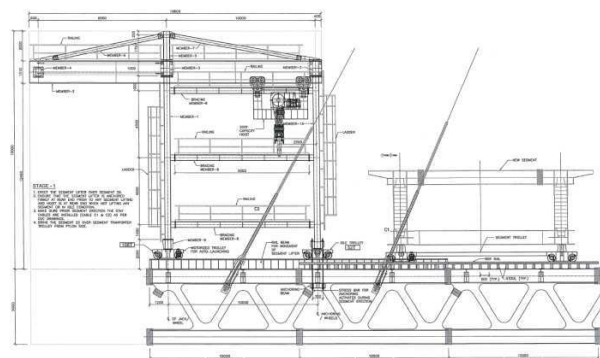


Figure 6. Launching gantry

The casting of the slab, with a total length of 437 meters, will be executed in 3 macro-segments; the first one has been just completed (as above mentioned). The other two segments, with a length of 100 and 141 meters, will be casted during specific phases of the construction in order to optimize the favorable compressive stresses produced by the stay cables tensioning and retensioning.

3. THE MAIN TOWER

The main tower, the so called MP1, with a total high of 193 meters, has been completed few months ago.

The tower can be subdivided in five sub-elements that are, the lower part, the pier cap, the inclined legs, the upper transition piece, and the upper tower, the so called “antenna”, where the 24x4=96 stay cables will be anchored; all the tower elevation, with the only exception of the inclined legs, has been executed using self-compacting concrete.

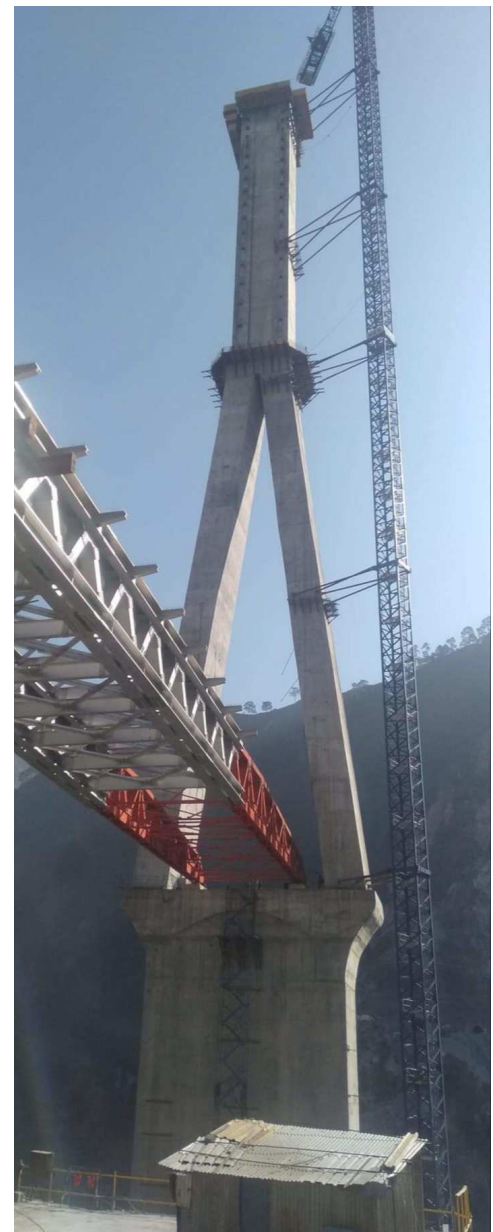
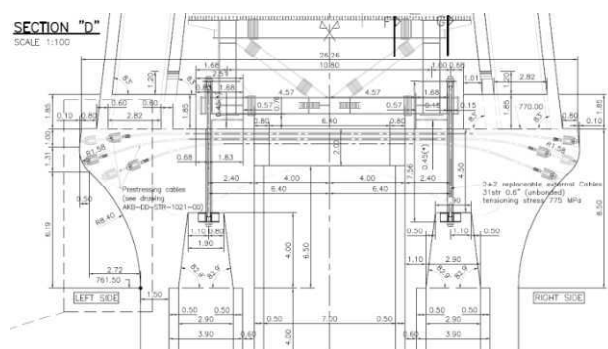


Figure 8. Execution of the main tower and deck launching

The pier walls are generally 60 cm in thickness with the only exception for the external longitudinal walls that are enlarged up to 150 cm due to compressive strength requirements, especially in the upper part right below the pier cap.

Figure 10. Cross section of the prestressed concrete pier cap



3.2 The pier cap

The first transition piece, the pier cap, is located at level 770 m; the dimension is a little more than 26 m along the transversal direction and 9 m longitudinally.

The total depth of the transition element is 8.5 m with 2 meters minimum thickness of the top slab in the central part (see figure 10).

The pier cap is prestressed in the cross direction with three layers of 16 cables for a total of 48 post tensioned cables made of 27/0.6" strands each.

Along the vertical direction also 2+2 cables made of 31 replaceable strands are present as tie down cables required to avoid the deck uplift that, otherwise, the extreme seismic actions of the site would produce.

The vertical compression forces spread from the inclined legs, through the pier cap, toward the lower part of the tower producing high levels of compressive tensions and transversal horizontal tension forces that are absorbed by the post-tensioning cables above described.

Analysis for checking the maximum compressive tensions and for dimensioning the post tensioning system has been carried out using both a strut and tie approach (see figure 11) and a 3D solid finite elements model (see figure 12).

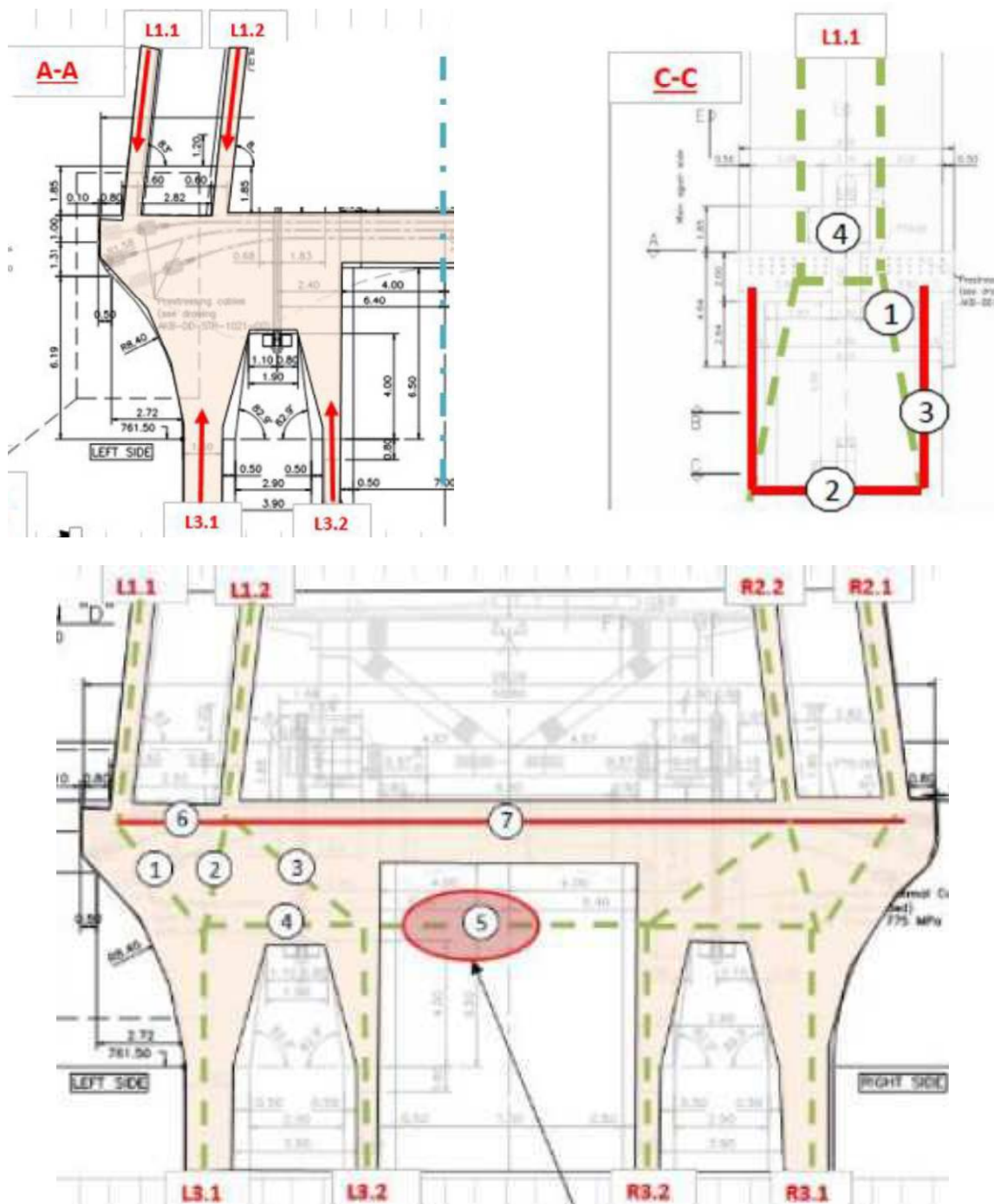


Figure 11. Strut and tie model

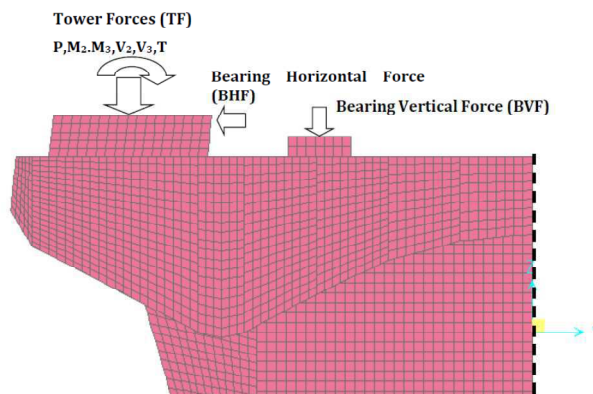


Figure 12. 3D FEM

3.3 The inclined legs of the inverted Y

Prestressing cables

Starting from pier cap level at 770 m, where the two inclined legs are spaced 16.60 meters to allow the deck of passing through the tower, they converge after 68.50 m, right below the upper transition piece, at 838.5 m level. The inclined legs are made of reinforced concrete with a 8.00 x 4.00 m box section and 60 cm thick walls.

3.4 The upper transition piece

The transition of internal forces from the upper three cellular box section of the tower “antenna” and the two inclined legs occurs throughout a prestressed concrete 2.5 m deep slab.

This transition slab is prestressed along the longitudinal direction with 14 cables with 27/06” strands each and with 12 cables of the same size along the cross direction (see figure 14).

Also in this case, due to the high level of stress, the analysis for checking the maximum compressive tension and for dimensioning the post tensioning system has been carried out using both a strut and tie approach and with a local 3D solid finite elements model (see figure 15): this figure represents the transition element, the prestressing system and a significant length of the upper antenna and the lower inclined legs of the tower.

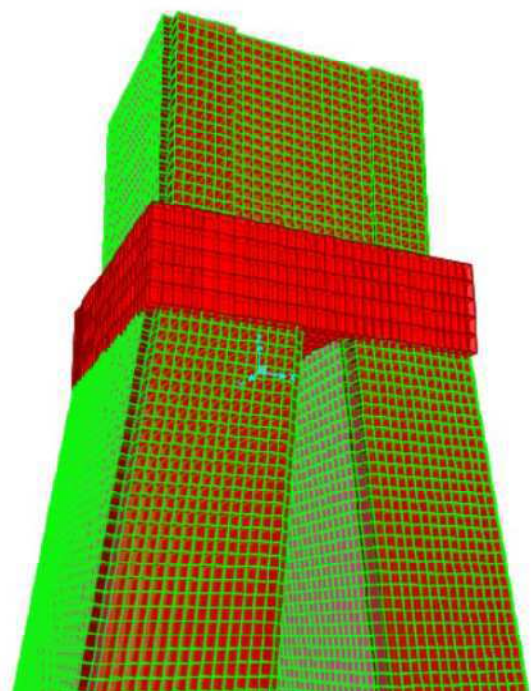
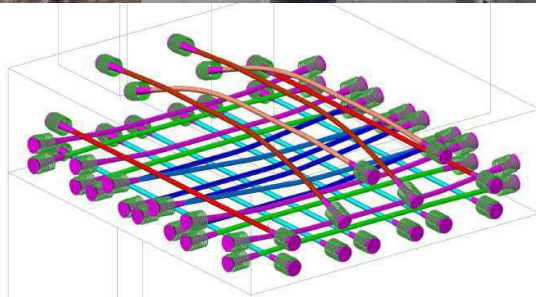
3.5 The upper tower

The last section of the tower, the so called “antenna”, with a total length of 71 m, starts at level 841 m and reaches level 912 m, at the top of the tower.

Figure 13. Upper transition piece

Figure 14. 3D drawing of post-tensioning system of upper transition piece

Figure 15. 3D model of upper transition piece



The section is a three cellular box with an outer dimension that is 6 x 8 m, along the longitudinal and transversal direction, respectively.

The stay cables will be tensioned from the top bearing so that, the tower anchor chambers require of having a sufficient dimension for operating with the tensioning equipment.

Two external accesses are present at the bottom and the top of the two chambers in order facilitate the ventilation and the tensioning operations.



Figure 16. View of the tower from the top

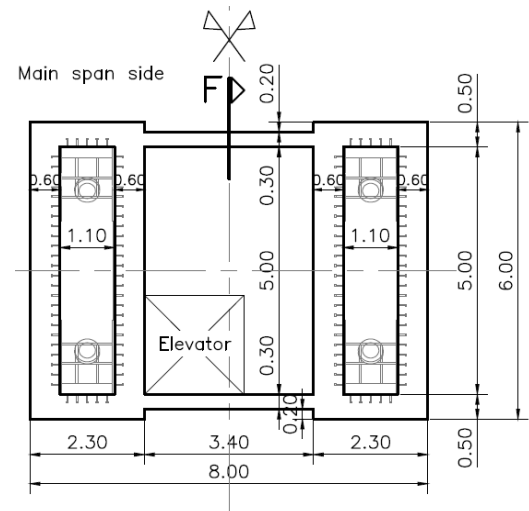


Figure 17. Horizontal section of the upper part of the tower

The central chamber, with a net dimension of 5 x 3.4 m, will be equipped with an elevator that will be used for the future inspection and maintenance of the bridge.

The two outer chambers, where the stay cables will be anchored, are made of a composed steel-concrete section; the steel plates of the box work as the link of a chain that resist to the horizontal traction force T produced by forces the opposed stays (SC and SL) coming from the Central (the Main span) and the Lateral span (see next figure 17).

For each relevant class of stay anchor the evaluation of the stresses for ULS and fatigue resistance check, as well as at SLS, has been executed by means of local 3D FEMs model, as showed in next figure 18.

All the elements of the stay cables anchorages have been dimensioned allowing the possibility of a future 5% increasing of the stay forces.

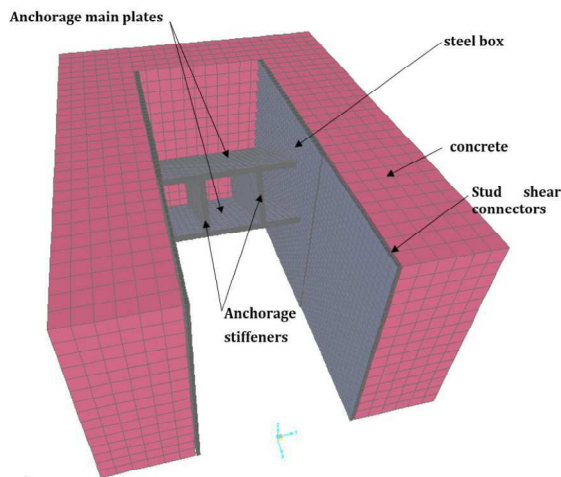


Figure 18. 3D local FEM of composite steel-concrete box section and stay anchor

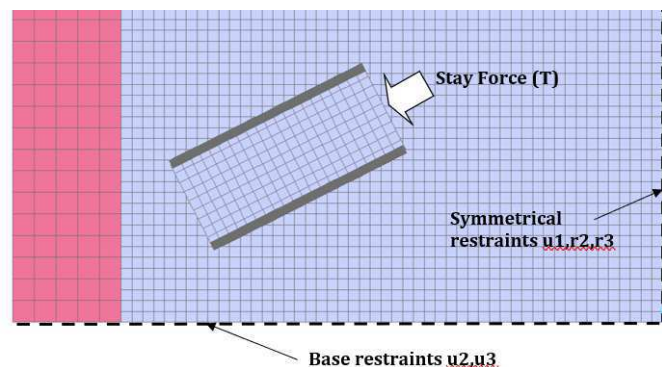
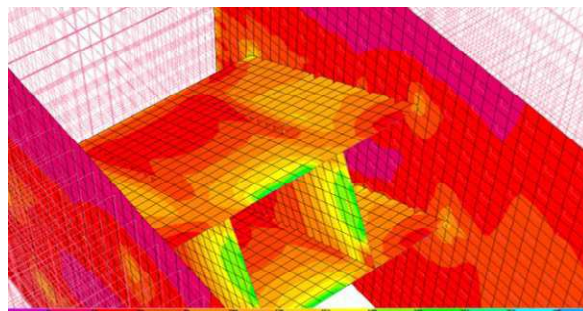


Figure 19. Von Mises stresses under ULS condition for the 43 strands stay anchorage



4. THE STAY CABLES AND THE TO BE EXECUTED CONSTRUCTION STAGES

Each one of the two stay planes of the bridge will contain 24 stays for the Central span and 24 for the Lateral one, with a total number of 96 stays; the stay cable system is provided and installed by VSL. Three stay classes will be adopted with 31, 36 and 43 strands, as a maximum dimension. The stays length varies from a minimum of 83 m for the stay N.1 near the tower up to a maximum of 295 m for the stay N. 24.

Having nowadays completed the incremental launching of the first 200 m macro segment of the bridge and the slab casting (see figure 20), the next step will be the installing and tensioning of stays 1C/1L and subsequently the number 2C/2L, operating simultaneously from the Lateral and Central span.

After the installing of a launching gantry on the bridge tip, the construction will go on with a cantilever incremental launching of 10 m long stayed segments; during this construction phase stays from N.3 up to N.24 will be progressively installed and tensioned operating simultaneously from the central and lateral span. Taking into consideration that two planes of stays are present, for each newly launched segment, four stays will be installed and simultaneously tensioned.



Figure 20. View of one of the stay guide pipe on deck side

Figure 21. View of the completed lateral span



After the cantilever incremental construction of the second macro segment of the main span and slab casting (100 m long) a first retensioning, involving stays from 3C/L to 12C/L on each side (40 stays, overall) will be executed. Right after the landing of the deck on abutment MA1 (Katra side), having completed the incremental cantilever construction of the last 141 m macro segment, a general retensioning of all stay cables will be executed; after that the third slab macro segment of the slab will be casted.

With all the structures of the bridge completed, a final recheck of the tension of all the stay cables will be executed using a threaded tube tensioning equipment instead of the mono-strand jack allowed during the construction phases. A recheck of cable tensioning by means of natural frequencies measuring will be also executed in order to correlate the results obtained by the direct measurement and indirect frequencies method. After the finishing works, with the bridge loaded with all the non-structural dead loads, a further final check of stay cable tensioning, using the indirect frequencies method, will be executed.

5. CONCLUSIONS

The Anji bridge is a typical example of a modern structure where steel and concrete have the same importance, each material being chosen according to its best performance. This fact, together with the possibility of inspecting and replacing the most important parts, make these bridges more and more similar to a “machine”.

REFERENCES

[1] Indian standards:

- IRS Bridge Rules (Third Reprint-2014 duly incorporating correction slip up to 46 dated 02.05.2014)
- Indian Railway Bridge Manual (Latest available update).
- IRS Fabrication Specification B1-2001 (Reprint-2008 duly incorporating correction slip up to 4 & further insert-ed correction slips 5 to 10 dated 22.03.2016).
- IRS Steel Bridge Code (Reprint-2003 duly incorporating correction slip up to 17 & further inserted correction slips 18 to 20 dated 16.01.2015).
- IRS Bridge Substructure & Foundation Code (Second Revision-2013 & further inserted correction slip 1 dated 17.04.2014).
- IRS Concrete Bridge Code (Reprint Sep-2014 duly incorporating correction slip up to 13 & further inserted correction slips 1 to 3 dated 20.01.2015).
- IRC:6-2014 Sec II Loads and Stresses (for roadway loads definition).
- IITK-RDSO GUIDELINES ON SEISMIC DESIGN OF RAILWAY BRIDGES – 2010

[2] BS-EUROCODE 2 - Design of Concrete Structures & British National Annex

[3] BS-EUROCODE 3 - Design of Steel Structures & British National Annex

[4] BS-EUROCODE 4 - Design of composite steel and concrete structures & British National Annex

[5] BS-EUROCODE 7 - Geotechnical design & British National Annex

[6] BS-EUROCODE 8 - Design of structures for earthquake resistance & British National Annex [1]

CLIENT: Northern Railway of India

EMPLOYER: Konkan Railway Corp. LT

CONSULTANT: ITALFERR S.p.A – Gruppo FS Italiane

ENG. SUPPORT SERVICES FOR PRELIMINARY AND DETAILED DESIGN: Mario Petrangeli

DESIGN COORDINATOR : M. P. Petrangeli

PROOF CHECKER: COWI

The tower of cable stayed railway bridge over Anji river

Mario Paolo Petrangeli, Andrea Polastri (*Mario Petrangeli & Ass. srl*), Roberto Di Bianco (*ITALFERR SpA, Gruppo FS Italiane*)

Memoria presentata a ICC–Napoli, Ottobre 2022

BLOCCHI DI ANCORAGGIO E TORRI DEL PONTE SOSPESO SUL DANUBIO A BRAILA, ROMANIA

1. DESCRIZIONE GENERALE

Il ponte sul Danubio a Braila è l'opera principale della superstrada Buzău - Brăila - Tulcea - Costanza, la cui realizzazione è prevista nel decennio 2020-2030. L'opera diventerà l'ultimo ponte sul Danubio prima della foce e costituirà un importante collegamento di interesse transnazionale in quanto la direttrice più prossima al Mar Nero (Figura 1 e Figura 2). Il punto di attraversamento si colloca a circa 165 km dal Delta, fra le città di Braila e Jijila, subito a Sud di Galati, capoluogo dell'omonimo distretto, nella regione storica della Moldavia e in prossimità delle frontiere con la Repubblica di Moldavia e l'Ucraina.

Prime idee per il collegamento e per l'opera risalgono al 1980, con un primo studio di fattibilità del 2003 che ha definito la posizione fra le città di Braila e Jijila, per poi pervenire al progetto di fattibilità del 2016 e quindi alla gara per progetto e costruzione nel 2017. Il progetto esecutivo è stato redatto nel 2018, con l'inizio di lavori, realizzati dalla Associazione Webuild S.p.A. e IHI Infrastructure System Co. Ltd., ai primi mesi del 2019, il completamento delle opere presentate nel Dicembre 2021 e il completamento previsto dell'intera opera per la fine del 2022, nel pieno rispetto delle prescrizioni progettuali e dei tempi.



Figura 1. Localizzazione



Figura 2. Collegamento Buzău - Brăila - Tulcea - Costanza

2. CONCEZIONE PROGETTUALE

2.1 Aspetti generali

I fattori che concorrono alla scelta della tipologia di attraversamento di un grande fiume sono molteplici e non si intende certamente ripercorrerli in questa sede, concentrandosi invece su quanto ha contribuito agli indirizzi progettuali per il ponte di Braila. Fra questi, primario senza alcun dubbio è stato l'inserimento dell'opera in un contesto ambientale di grande rilevanza, contiguo alla riserva naturale del delta del Danubio, una delle più significative al mondo e Patrimonio dell'Umanità dal 1991.

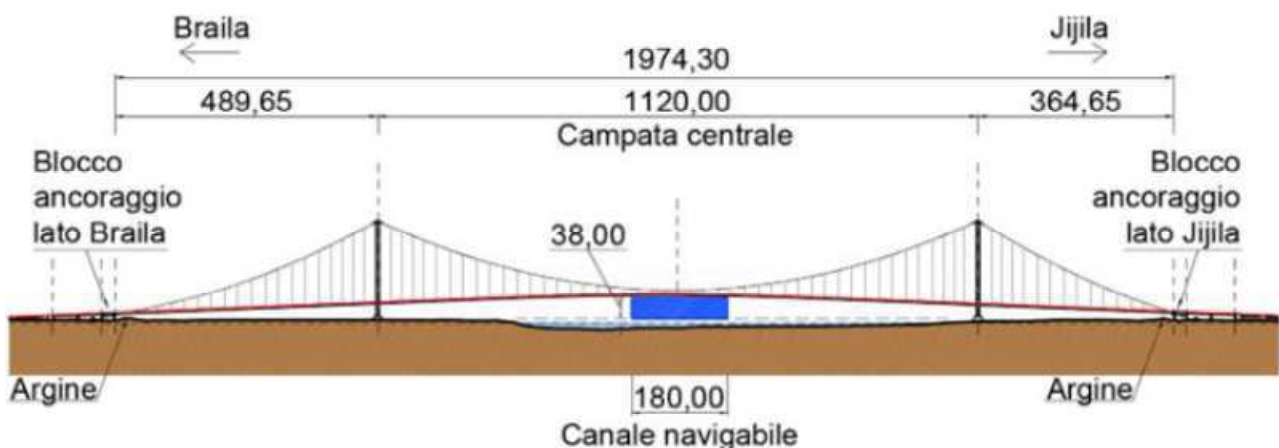


Figura 3. Progetto di fattibilità 2016, configurazione

Questo contesto ha orientato immediatamente la concezione verso un'opera di grande luce, che minimizzasse le realizzazioni permanenti in alveo, in quella zona assai vasta, con una distanza fra gli argini di circa 2 km. Fin dagli studi di fattibilità del 2003 l'indirizzo fu quindi di uno scavalco completo dell'alveo permanente, con una soluzione ponte sospeso classico di 900 m di luce e campate laterali pure sospese di 300 m di luce ciascuna. Questa configurazione avrebbe comportato la presenza in golena dei due blocchi di ancoraggio del ponte, strutture impegnative e di grandi dimensioni, nonché di viadotti di accesso previsti con luci correnti di 60 m, con un insieme di fortissimo impatto sulle aree golenali. La luce centrale vedeva poi la torre lato Jijila collocata in modesta interferenza con una sponda dell'alveo di magra.

Con il progetto di fattibilità del 2016 si intraprese un indirizzo di ulteriore minimizzazione della interferenza con l'ambiente fluviale, ottenuta con un aumento della luce centrale e l'eliminazione dei viadotti di accesso, grazie alla adozione di campate laterali sospese. Fondamentale, i blocchi di ancoraggio furono collocati oltre gli argini, assieme a una rimodulazione della posizione delle torri per ridurre l'interferenza con le sponde dell'alveo permanente.

Ne è risultata una campata centrale di 1120 m, che rende il ponte uno dei più significativi in Europa e il maggiore in Europa Centrale. Le due campate laterali sono fortemente dissimetriche, con luce di 489,65 m lato Braila e 364,65 m lato Jijila (Figura 3).

2.2 Normative e criteri progettuali

Per il ponte è stato predisposto un apposito documento di Specifiche Progettuali, che vede alla base l'adozione degli Eurocodici con Annessi Nazionali Rumeni per tutto quello che riguarda la progettazione generale, con l'aggiunta di una serie di prescrizioni particolari per aspetti peculiari dei ponti di grande luce e sospesi in particolare. Il ponte è stato progettato per una Vita Utile di 100 anni per le sue parti principali, prevedendo invece la sostituibilità delle parti con una vita utile minore (appoggi, giunti, etc.).

3. L'OPERA

La conformazione generale è quella di un ponte sospeso con impalcato a cassone singolo in acciaio a lastra ortotropa, oggi consolidata in ambito internazionale. Pure oggi assai frequente la dissimmetria delle luci sospese laterali, che si adattano alla morfologia dei luoghi piuttosto che seguire una simmetria strutturale di valenza di fatto modesta. Il profilo dell'impalcato è compatibile con un canale navigabile di altezza 38m sulla quota di piena e larghezza 180m.

3.1 Le sottostrutture: blocchi di ancoraggio e fondazioni delle torri

Le sottostrutture, assieme alle torri, costituiscono l'argomento principale di questo lavoro. In particolare, va messa in evidenza la dimensione e complessità dei blocchi di ancoraggio che, nella configurazione di riferimento di soli carichi permanenti, debbono assorbire una componente orizzontale di tiro del cavo di oltre 250 MN, assicurando la complessa connessione al cavo principale stesso.

Nella specifica situazione geotecnica che vede, senza voler entrare in dettaglio, successioni di depositi alluvionali del Danubio di varia granulometria, da limosi-sabbiosi ad argillosi-sabbiosi con caratteristiche meccaniche modeste per i primi 30-40 m e progressivamente di maggiore consistenza in profondità (Figura 4), è impensabile la soluzione più diffusa e tradizionale di blocco di ancoraggio superficiale a gravità pura e ci si deve orientare verso soluzioni a pozzo circolare singolo (Figura 5), in questo caso di diametro 47 m e di profondità circa 31 m, rare ma presenti in campo internazionale, ad esempio per il ponte sull'Akashi (1998) in Giappone.

La notevole complessità sorge per la camera di ancoraggio, dove il fascio di filli paralleli che costituisce il cavo principale viene inclinato verso il basso tramite un grande pettine di deviazione (splay saddle) e si dirama in funi singole con uno sfocco per permettere la connessione al blocco. Questo comporta una camera di ancoraggio, dove appunto avviene la diramazione, con geometria a tronco irregolare di piramide e dimensioni considerevoli. Il tratto di fune dal pettine di deviazione all'ancoraggio deve infatti essere sufficientemente lungo da permettere regolazioni, gestione delle tolleranze e deformazioni lente. In molti casi la camera di ancoraggio viene ospitata al di sopra del piano campagna, sia per blocchi di ancoraggio a gravità che per quelli fondati su pozzo. In questo caso la modesta altezza del profilo, indispensabile per il collegamento alla viabilità di zona, ha portato ad inserire la camera di ancoraggio al di sotto del piano campagna, all'interno del pozzo. Ne consegue una carpenteria interna molto complessa, con l'intersezione fra le pareti e i setti interni del pozzo e la camera, la cui parete di fondo è a conformazione pseudosferica per permettere la corretta disposizione degli ancoraggi (Figura 8). Questi ultimi sono ottenuti tramite triplette di barre di precompressione, collegate nella camera di ancoraggio a piastre predisposte per l'ancoraggio delle funi e posteriormente a piastre da precompresso di apposito disegno, collocate in una

camera posteriore bassa (Figura 6), a conformazione cilindrica, attrezzata con gradoni interni per le lavorazioni, ad aumentare ancora la complessità geometrica di insieme. La camera posteriore è accessibile tramite discese dal piano di estradosso del blocco (posto a + 7.0 m slsm).

I blocchi di ancoraggio sono coronati da una struttura di transizione a geometria scatolare aperta, per la quale si è ricercata leggerezza visiva e inserimento paesistico, che assolve a molteplici funzioni, costituendo al tempo stesso appoggio sia dell'impalcato del ponte sospeso che dei viadotti di accesso e ospitandone i giunti di dilatazione, alloggiando le vasche di laminazione che raccolgono le acque meteoriche provenienti dal ponte principale nonché ambienti di accesso alle camere di ancoraggio e a volumi tecnici ed impiantistici (Figura 7).

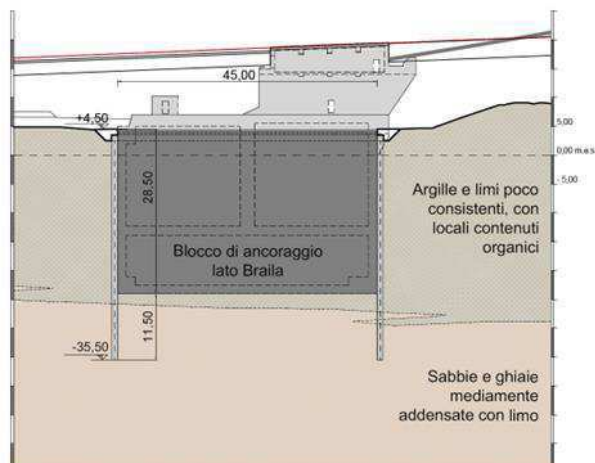


Figura 4. Tipologie dei terreni, sponda Braila

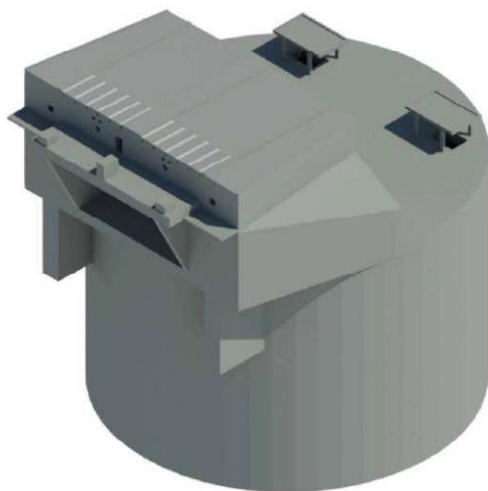


Figura 5. Blocco di ancoraggio, sponda Braila

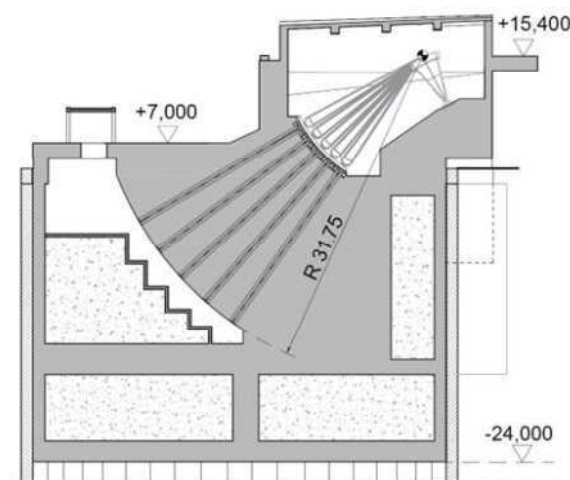
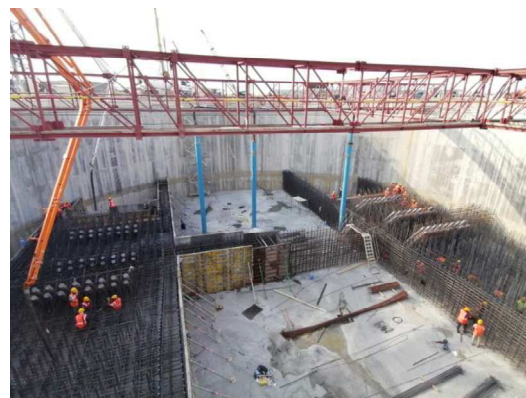


Figura 6. Blocco di ancoraggio, sponda Braila, sezione

Figura 7. Struttura di transizione

Figura 8. Camera di ancoraggio durante la costruzione



I pozzi sono stati realizzati eseguendo prima un allineamento di diaframmi esterno e successivamente la struttura interna del pozzo vero e proprio in calcestruzzo armato, con soluzioni a setti e camere interne successivamente riempite in calcestruzzo magro, al fine di limitare gli spessori dei getti per contenere calore di idratazione e ritiro (Figura 8).

Esaminando nel dettaglio le fasi di getto è possibile distinguere due differenti macrofasi:

- Realizzazione per anelli dalla trave di coronamento a quota testa diaframmi fino alla soletta di fondazione, caratterizzata dall'avvicinarsi delle operazioni di scavo e getto di corone circolari di rifodera di altezza pari a circa 3.0 m (Figura 9). Queste ultime, staticamente appese alla trave di coronamento, sono gettate a contatto dei diaframmi previa applicazione all'interfaccia dell'impermeabilizzazione.
- Il susseguirsi delle fasi di getto ascendenti delle strutture interne a partire dalla soletta di fondazione fino al completamento dell'intero manufatto (Figura 10).

La scelta di questa modalità realizzativa è stata dettata dalla necessità di consentire l'escavazione interna del pozzo senza l'ausilio di strutture di sostegno provvisorio, fungendo la rifodera stessa da anello di irrigidimento in grado di equilibrare le spinte orizzontali dei diaframmi soggetti alle pressioni di interazione fluido-terreno-struttura (Figura 11).

Per una larga parte della costruzione si è resa necessaria l'installazione di un sistema di emungimento (Figura 12) che mantenesse il livello di falda ad una quota tale da consentire le lavorazioni in ambiente asciutto. Il sistema, costituito da una rete di pompe ad elevata portata poste all'interno di perforazioni verticali, è stato mantenuto in esercizio fin quando il peso della struttura in c.a. non garantisse il bilanciamento delle sottospinte idrauliche dovute alle pressioni interstiziali di falda.

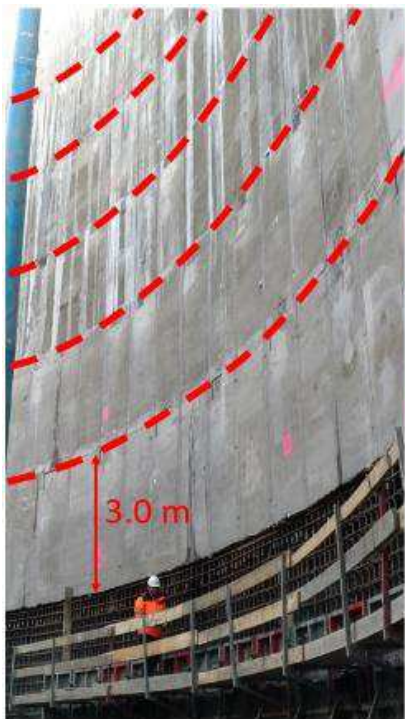


Figura 9. Getto degli anelli



Figura 10. Realizzazione delle strutture interne

Figura 11. Scavo privo di puntoni temporanei o anelli di irrigidimento metallici





Figura 12. Sistema di emungimento

A partire da questa fase il mantenimento in ambiente asciutto delle strutture interne al blocco è garantito dall'impermeabilizzazione posta tra diaframmi e rifodera e all'interfaccia tra magrone e fondazione prima delle fasi di risalita. Ultimate le strutture fuori terra a copertura delle camere di ancoraggio, l'ambiente interno della camera di ancoraggio e della retrocamera viene deumidificato.

Le fondazioni delle torri comprendono ciascuna 76 pali di diametro 1800 mm e 45m di lunghezza lato Braila e 40m lato Jijila, con grandi plinti scatolari a doppia circonferenza secante, con raggio ciascuno di 18m e altezza 8,00m, sormontati da due tronchi di cono in calcestruzzo armato massivo per la connessione ai fusti delle torri (Figura 13).

Entrambi i plinti sono stati realizzati eseguendo prima la corona circolare di diaframmi e i pali di fondazione, successivamente, raggiunta la quota di imposta della soletta di fondazione, si è proceduto con la realizzazione della struttura scatolare (Figura 14).

Durante le fasi di scavo della fondazione lato Jijila, caratterizzata da unità geotecniche ad alta permeabilità rispetto alla sponda opposta limo-argillosa, si è resa necessaria l'installazione di un sistema di emungimento analogo a quello utilizzato per i blocchi ancoraggio al fine di mantenere asciutto l'ambiente interno di lavoro. Compilate le elevazioni a setti radiali della struttura scatolare, ciascun compartimento interno è stato riempito con materiale granulare opportunamente costipato e successivamente sono stati eseguiti i getti di completamento della soletta superiore e dei coni fino alla quota di spiccatto delle torri.

Figura 13. Torre Braila, pianta fondazione e sezioni trasversali

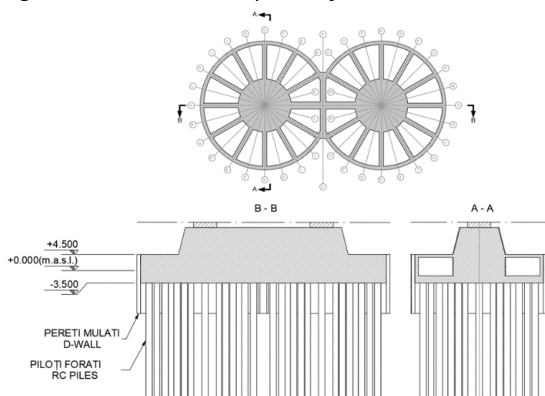


Figura 14. Scavo della fondazione della torre

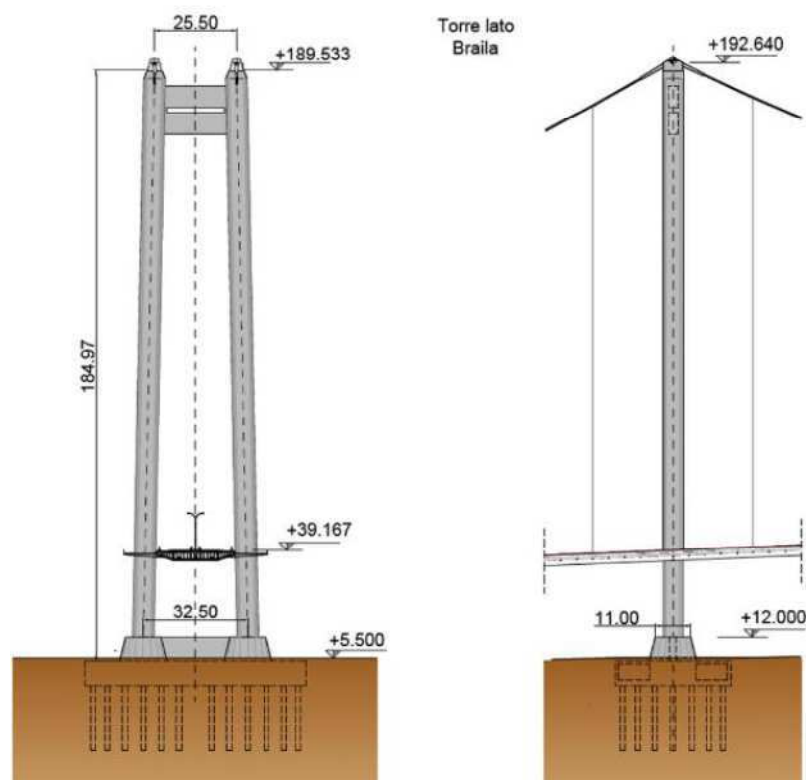


3.2 Le torri

Le torri sono realizzate in calcestruzzo ad alta resistenza, con altezza complessiva dal piano campagna di circa 184m per la torre lato Braila e 189m per la torre lato Jijila. I fusti sono cavi, di dimensioni 6,50mx6,50m, con un unico grande doppio trasverso di sommità (Figura 15). Il sistema costruttivo è stato a casseforme scorrevoli, consentendo l'ultimazione dei fusti in circa quattro mesi; il completamento delle torri si è realizzato sollevando in quota il traverso parzialmente prefabbricato, vincolandolo temporaneamente ai fusti con giunzione metallica bullonata e solidarizzandolo con getto di completamento in opera.



Figura 15. Vista e prospetti, torre Braila



3.3 Sovrastrutture

Si dà soltanto un cenno alle sovrastrutture in acciaio, che non costituiscono oggetto della partecipazione al Premio.

3.3.1 Cavi principali

Ciascuno dei due cavi principali del ponte è costituito nella campata centrale da un fascio di 8704 fili paralleli, realizzati con la tecnica della tessitura aerea (aerial spinning) che vede nella fase di costruzione 16 funi individuali da 544 fili, successivamente compattate a realizzare il cavo unico (Figura 16).

Si ricorda poi che le campate laterali sono entrambe di luce inferiore rispetto alla configurazione classica che le propone pari alla metà della luce centrale al fine di ottenere l'equilibrio longitudinale del tiro in testa torre. La minor luce e la dissimmetria, con 489,65m lato Braila e 364,64m lato Jijila, comportano una diversa pendenza del profilo del cavo alle estremità e una sua maggiore sezione.



Figura 16. Un cavo principale durante la realizzazione



Figura 17. Sella di testa torre

3.3.2 Selle e pettini di deviazione

Alla sommità delle torri i cavi principali passano continui e vengono deviati tramite grandi selle, di lunghezza circa 6m e raggio di curvatura medio di circa 5m, realizzate per la parte superiore con acciaio in getto e per la parte inferiore in carpenteria metallica pesante (Figura 17). All'ingresso della camera di ancoraggio le funi di campata laterale sono deviate sia verso il basso che orizzontalmente tramite selle a pettine (splay saddles), anch'esse realizzate con la parte superiore in acciaio in getto e la parte inferiore, che poggia su una cerniera cilindrica ad asse orizzontale (Figura 18), con carpenteria pesante.

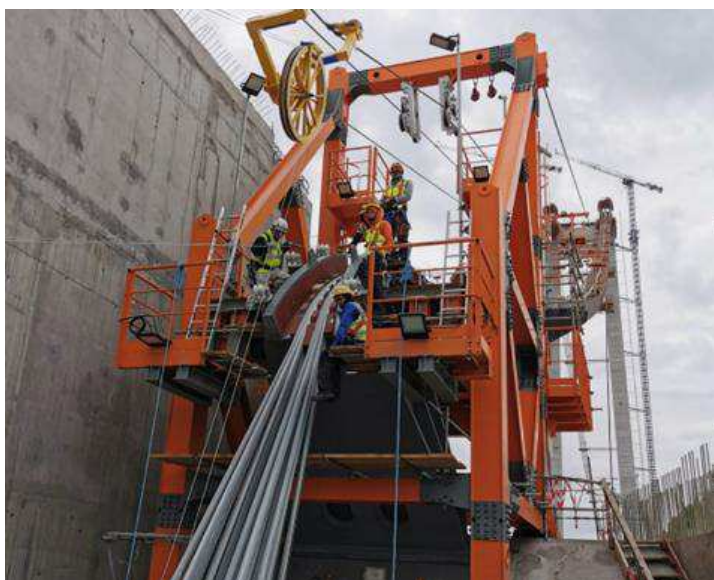


Figura 18. Pettine di deviazione



Figura 19. Sistema di ancoraggio

Il collegamento al blocco di ancoraggio è stato realizzato tramite selle verticali di ritorno (anchor shoes), ciascuna con due scanalature in modo da ospitare quattro semi-funi in configurazione equilibrata (Figura 19). Le selle di ancoraggio sono collegate al blocco lungo una superficie pseudo sferica tramite barre di acciaio di diametro 130 mm, a loro volta collegate ad elementi in carpenteria metallica parzialmente

annegati nel calcestruzzo. L'ancoraggio vero e proprio al blocco avviene per mezzo di triplette di barre di acciaio tipo Dywidag ancorate sul retro nella già descritta camera posteriore per mezzo di piastre di grande spessore.

3.3.3 Collari e pendini

La struttura del sistema di sospensione viene completata dalle funi di collegamento all'impalcato, i pendini, per le quali è stata adottata la classica configurazione verticale e la tipologia a fili paralleli (PWS). I pendini sono collegati al cavo principale tramite perni su collari di acciaio in getto composti da due semigusci connessi ai cavi per attrito tramite barre filettate (Figura 20).



Figura 20. Collare, esempio

3.3.4 L'impalcato

La configurazione dell'impalcato è quella divenuta ormai uno standard internazionale dopo la prima applicazione per il ponte sospeso sul Severn (1966), con geometria a cassone "alare" (Figura 21), interamente di acciaio a lastra ortotropa. I vantaggi sono ben noti: in primo luogo il peso contenuto, con una incidenza media in questo caso di 330 kg/m², la bassa spinta aerodinamica, la buona rigidezza torsionale che ben garantisce la stabilità aerodinamica nel campo di luce qui di interesse.

La larghezza di piattaforma è pari complessivamente a 22 m, incluse due carreggiate a doppia corsia da 9.5 m ciascuna e lo spartitraffico centrale con larghezza di 3 m. Il cassone di impalcato presenta una larghezza di 25.5 m, pari all'interasse trasversale dei cavi principali e quindi dei due piani di pendini. All'esterno di questi ultimi sono presenti da entrambi i lati delle passerelle di manutenzione a sbalzo con larghezza di 3.10 m, portando la larghezza complessiva dell'impalcato a 31.7 m. L'impalcato è infine continuo alle torri, dove passa soltanto sospeso ai pendini senza vincoli fissi verticali, come pure ormai divenuto uno standard per la tipologia a cassone.



Figura 21. Impalcato, concio tipo

3.4 Materiali e quantità

La Tabella 1 fornisce una sintesi delle quantità e delle principali caratteristiche dei materiali utilizzati per le sottostrutture.

	Cls (m ³)	Acciaio B500C (t)
Blocchi di ancoraggio (Cls C35/45, acciaio B500C)	114 000	9 700
Torri		
Pali (Cls C30/37)	16 300	1 300
Plinti (Cls C30/37)	26 000	4 500
Elevazione (Cls C50/60)	17 400	4 600

Tabella 1. Strutture in calcestruzzo armato, quantità

4. ANALISI E MODELLAZIONE NUMERICA

Per il progetto sono stati sviluppati numerosi modelli di calcolo, sinteticamente così raggruppati:

- Modello globale. Comprende l'intera opera ed è dedicato alla definizione della sua risposta generale e al comportamento di insieme per azioni da carichi permanenti, traffico, vento, termiche e sismiche.
- Modelli di componente. Comprendono ciascuna intera componente strutturale dell'opera o sue ampie porzioni, come blocchi di ancoraggio, torri e loro fondazioni, estesi tratti di impalcato. Sono soggetti alle azioni di competenza, incluse quelle derivanti dalle altre componenti adiacenti.
- Modelli locali. Dedicati a porzioni limitate di ciascuna componente strutturale, da cui ricevono le azioni al contorno. Molto numerosi, comprendono ad esempio collari, selle, segmenti di lastra ortotropa.

4.1 Modello globale

Il modello globale del ponte è basato su elementi finiti monodimensionali di trave (Figura 22). L'impalcato è rappresentato da un unico allineamento di travi collegate agli attacchi dei pendini con collegamenti cinematici, mentre altri collegamenti cinematici lo collegano al blocco di ancoraggio e alle torri. Il blocco di ancoraggio è rappresentato come corpo rigido puntuale dotato di inerzia

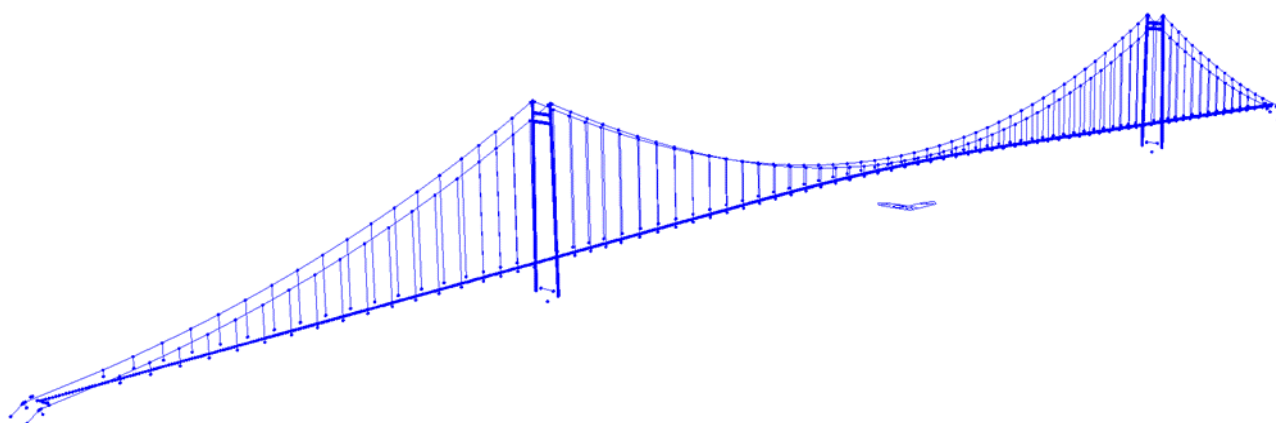
traslazionale e rotazionale e collegato al terreno tramite una matrice di impedenza completa, con approccio analogo seguito per le torri, pure connesse alle fondazioni e poi al terreno ancora in un unico punto dotato di inerzia e matrici di impedenza complete. Il modello comprende fasi costruttive ed effetti lenti di ritiro e viscosità.

4.2 Modelli di componente e locali

I modelli di componente e locali, di maggior dettaglio, sono stati sviluppati con diversi tipi di elementi finiti piani, solidi e monodimensionali. La logica è stata sempre quella di fornire al contorno, in corrispondenza alle componenti adiacenti, campo di forze e campo di spostamenti derivato dal modello globale, verificando che il campo di forze fosse auto equilibrato con le azioni direttamente agenti sulla componente. Si mostrano in questa sede soltanto alcuni modelli di componente relativi alle strutture in calcestruzzo, che simulano anche effetti lenti di ritiro e viscosità e sequenze costruttive.

Entrambi i blocchi di ancoraggio sono stati studiati mediante modelli di calcolo ad elementi finiti solidi esaedrici del secondo ordine di tipo brick (Figura 23), scelta dettata dalla complessità geometrica di tali strutture, massive nel loro complesso ma che localmente presentano una distribuzione degli stati tensionali derivante sia delle rigidità delle diverse componenti strutturali sia dall'interazione con i materiali di riempimento, quali i magroni, di per sé non strutturali.

Figura 22. Modello globale a elementi finiti



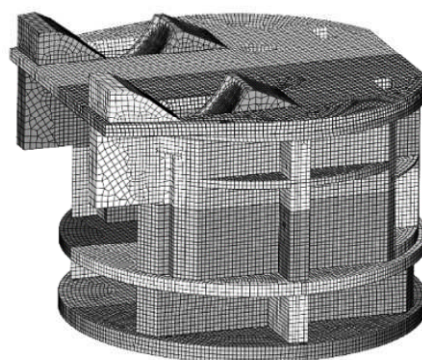
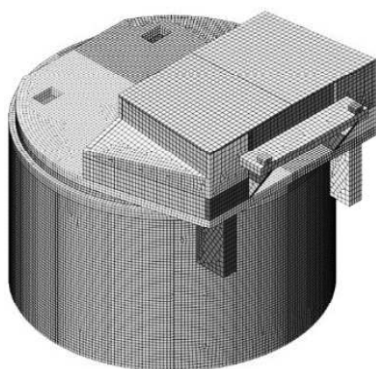


Figura 23. Modello di componente del blocco di ancoraggio, viste esterna e interna

Figura 24. Modelli di componente delle fondazioni e della sommità della torre



Per contenere gli oneri computazionali le dimensioni della mesh di calcolo sono state opportunamente calibrate e ridotte in prossimità delle zone di concentrazione degli sforzi e aumentate dove invece questi presentavano andamenti più uniformi.

Per lo studio dell'interazione strutture-magroni si è ricorso all'uso della non linearità del legame costitutivo del calcestruzzo costituente i magroni di riempimento della struttura, trascurando sia la resistenza sia la rigidità a trazione e adottando una rigidità a compressione ridotta per considerare gli effetti di una fessurazione diffusa, quest'ultima legata alle molteplici riprese di getto.

Per i calcestruzzi strutturali si è adottato un legame costitutivo elastico lineare; le trazioni sono state affidate alle armature di progetto, trascurando la resistenza a trazione del calcestruzzo, circostanza resasi necessaria in relazione alle riprese di getto a freddo tra le singole volate previste nelle fasi costruttive.

L'interazione fluido-terreno-struttura è stata gestita introducendo in primo luogo un sistema di azioni radiali rappresentative sia delle spinte delle terre sia dell'acqua di falda. Un sistema di vincoli elastici di opportuna rigidità, variabile con la profondità, simula poi il contrasto offerto dal terreno a tergo della struttura sotto le azioni esercitate dal cavo, che alterano la condizione assialsimmetrica presente prima della sua posa in opera.

Considerazioni analoghe possono essere estese ai modelli di calcolo di componente delle torri, salvo il ricorso alla non linearità di materiale, in questo caso non necessaria.

INFORMAZIONI GENERALI SULL'OPERA

STAZIONE APPALTANTE: Compania Națională de Administrare a Infrastructurii Rutiere S.A. (C.N.A.I.R. S.A.)

Progetto finanziato dal Programma Operativo Europeo per le Grandi Infrastrutture (POIM)

IMPRESA: Associazione Webuild S.p.A. e IHI Infrastructure System Co., Ltd. con contratto di Design and Build

PROGETTO DI FATTIBILITÀ: Associazione temporanea I.S.P.C.F. S.A., S.T.E. s.r.l., E.D.IN. s.r.l., Pegaso Ingegneria s.r.l.

REDAZIONE DEL PROGETTO STRUTTURALE: E.D.IN. s.r.l., Società di Ingegneria

SUPERVISIONE DELLA PROGETTAZIONE E DELL'ESECUZIONE: Associazione temporanea METROUL S.A., Italrom Inginerie Internationala s.r.l., Sistema Ingegneria s.r.l. e Arex Lider Company s.r.l.

VALIDAZIONE: Burtescu I. Florian e Olteanu C. Andrei-Costantin

GALLERIA ARTIFICIALE DEL 2° LOTTO DELLA CIRCONVALLAZIONE NORD-OVEST DI MERANO

1. INTRODUZIONE

La Circonvallazione Nord-Ovest di Merano, Lotto 2, è un progetto della Provincia Autonoma di Bolzano (APB) volto a completare le vie di accesso e di uscita dal centro cittadino collegando l'esistente superstrada Bolzano-Merano "Mebo" ad Ovest e con la Val Passiria ad Est.

2. DESCRIZIONE DEL PROGETTO

Il tracciato viario del Lotto 2 inizia nella parte Nord-Ovest di Merano, nei pressi della stazione ferroviaria, in continuità con il Lotto 1, già ultimato ed attualmente in esercizio, e corre verso est sotto la città per poi collegarsi all'esistente viabilità della Val Passiria (Figura 1).

Ad eccezione dei tratti all'aperto ad Est, costituiti da tre strade che si diramano dalla rotatoria "Monte Zeno", posta in prossimità dell'imbocco nord della galleria, per collegare il quartiere "Maia Alta" (L=380 m), l'area artigianale "Monte Zeno" (L=140 m) e la Val Passiria (SS44), il Lotto 2 è costituito principalmente da un'unica galleria della lunghezza complessiva di circa 2200 m, a sua volta divisa in due parti; un primo tratto di galleria artificiale (L=136 m), collegato al Lotto 1 e alle strade di superficie, e un successivo tratto di galleria naturale (L=2064 m).

Quest'ultimo, per il primo km, attraversa la città di Merano ed è caratterizzato dalla presenza di terreni sciolti e bassi coperture; spostandosi verso est, viceversa, la galleria attraversa le formazioni rocciose del monte San Benedetto con coperture che aumentano fino ad un massimo di circa 100 m (Figura 3).

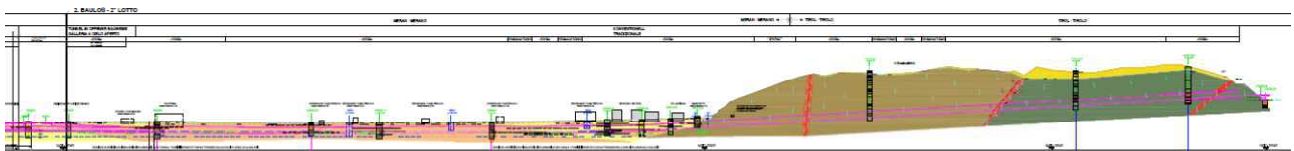
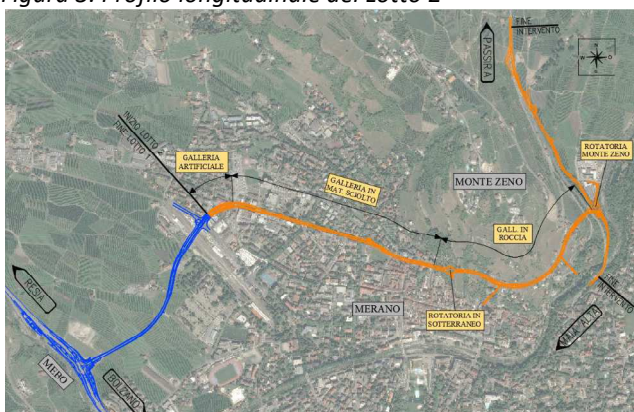
La sezione standard adottata è la Q7A dell'APB, ad unica carreggiata a doppio senso di marcia, caratterizzata da 2 corsie da 3,5 m e due banchine da 0,75 m, per una larghezza fuori tutto di 8,5 m. La piattaforma si allarga in corrispondenza delle 4 piazzole previste lungo il tracciato (2 nel tratto roccioso e 2 nel tratto in terreno sciolto), nel tratto di avvicinamento alla rotatoria "Monte Zeno", per accogliere le corsie di ingresso e uscita, e, per lo stesso motivo, nel primo tratto della galleria naturale in continuità con il lotto precedente.

La galleria artificiale prevista all'ingresso ovest ospita due rampe, una di ingresso e una di uscita, le cui corsie di accelerazione e decelerazione interessano il primo tratto di galleria naturale, per uno sviluppo di circa 160 m, comportando un notevole aumento della larghezza della piattaforma stradale (fino a 15,5 m) e di conseguenza l'area di scavo della sezione di scavo naturale, che passa da circa 150 m^2 ($L \approx 15 \text{ m} \times h \approx 11 \text{ m}$) a circa 240 m^2 ($L \approx 21 \text{ m} \times h \approx 13 \text{ m}$).

Figura 1. Planimetria generale

Figura 2. Planimetria della galleria artificiale

Figura 3. Profilo longitudinale del Lotto 2



Lungo lo sviluppo della galleria in roccia, all'altezza della passeggiata "Tappeiner", è prevista una rotatoria sotterranea del diametro esterno di circa 42 m, con un pilastro centrale in roccia del diametro di 8 m, che consente l'accesso ad un parcheggio sotterraneo di futura realizzazione.

2. FASI COSTRUTTIVE

La soluzione proposta nel progetto esecutivo di dettaglio prevede, da un lato, una minima ottimizzazione del progetto stradale al fine di anticipare il raggiungimento della complanarità dell'asse principale con le rampe, consentendo così di attaccare gli scavi in naturale con una sezione più piccola (21 m di larghezza) rispetto a quella prevista nel progetto esecutivo (24 m) e, dall'altro, una sostanziale modifica del metodo costruttivo passando da una soluzione con costruzione down-top (UTAG) ad un metodo top-down (denominato UDEC).

Le modifiche al progetto stradale possono essere così riassunte:

1. riduzione della pendenza longitudinale dell'asse principale;
2. lieve aumento della pendenza longitudinale della rampa di ingresso;
3. riduzione del raggio di raccordo in quota della rampa di ingresso.

Contestualmente alle modifiche del tracciato, la galleria artificiale è stata allungata di 6 m, raggiungendo così l'obiettivo di ridurre l'ingombro del tratto di collegamento della galleria naturale. Tale vantaggio è di notevole importanza, soprattutto in considerazione della natura sciolta del terreno in cui deve essere effettuato lo scavo della sezione di galleria di 240 mq, e delle relative condizioni al contorno (bassa copertura e presenza di edifici).

Per quanto riguarda la realizzazione della galleria artificiale, dopo uno scavo di sbancamento con pendenza massima di 5/1 chiodato ed altezza mai superiore a 7 m, si prevede l'esecuzione di due paratie laterali di pali di grande diametro Φ 1200/1,5 m, la realizzazione della soletta di copertura in cemento armato e il successivo scavo sotto la soletta (metodo top-down), prima della realizzazione dell'involucro interno e delle opere di finitura (Figura 4).

Durante lo scavo, la stabilità delle paratie è garantita non solo dal vincolo fornito dal solaio di copertura, ma anche da un ordine di tiranti temporanei attivi; nella fase finale si trascura il contributo dei tiranti e la funzione di contrasto alle opere di sostegno è affidata ai solai in cemento armato della struttura interna.

Per ottimizzare il dimensionamento della soletta di copertura, caratterizzata da grandi campate (circa 30 m), in fase di scavo è prevista la realizzazione di pali temporanei discreti intermedi per spezzare la lunghezza della trave in 3 parti. Lo stesso schema statico della trave su 4 appoggi è garantito anche nella fase finale, sostituendo i pali intermedi provvisori, che verranno rimossi dopo aver gettato le pareti interne della struttura in cemento armato.

Solo in corrispondenza degli ultimi tratti, prima del raccordo con la galleria naturale, dove non è possibile realizzare gli appoggi intermedi a causa della configurazione della piattaforma stradale, lo schema statico della soletta è quello di una trave su due appoggi. In questo tratto, per far fronte alle gravose condizioni di carico (28,5 m di lunghezza con una copertura di circa 2,5 m), è stato necessario utilizzare una soletta in calcestruzzo a doppia T di altezza significativa 3,65 m, rispetto alla soletta in cemento armato di 1,5 m di spessore utilizzata lungo il resto della galleria. Inoltre, nonostante l'altezza della soletta, è stato necessario disporre nella soletta inferiore 4 strati di armature ϕ 30/15 cm.

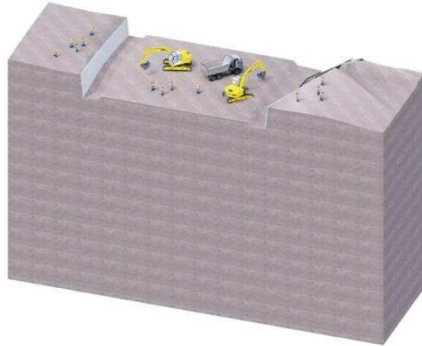
L'utilizzo di solai in calcestruzzo armato gettato in opera, inusuale per campate così ampie, è stato preferito alle travi prefabbricate precomprese, che sono state valutate in una prima fase di progettazione, principalmente per ragioni logistiche, in considerazione delle luci elevate e delle conseguenti difficoltà di trasporto e mobilitazione nel contesto urbano di Merano, nonché a seguito di un'analisi costi/benefici e altri aspetti strutturali e di durabilità.

Infine, nel tratto iniziale dove la piattaforma stradale dell'asse principale è notevolmente più profonda di quella delle rampe, dopo una prima fase di scavo fino al livello di fondazione delle rampe, verrà realizzata una paratia di micropali contrastata mediante tiranti attivi, per consentire di raggiungere il fondo dell'asse principale.

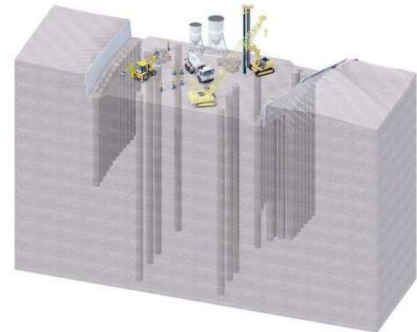
La soluzione proposta ha consentito di raggiungere, sostanzialmente a parità di costo della soluzione del progetto esecutivo, i seguenti obiettivi:

- maggiore sicurezza durante lo scavo della galleria artificiale, garantita dalla presenza di pali di grosso diametro in sostituzione del soil nailing;

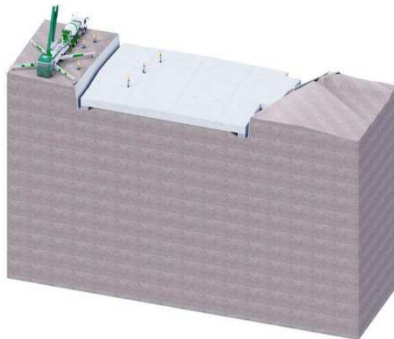
- possibilità di gestire al meglio eventuali fluttuazioni della falda freatica, che potrebbero interessare il fondo dello scavo;
- riduzione dell'impatto sull'ambiente circostante, in termini di polveri e rumore, lavorando al coperto anziché all'aperto, nonché riduzione del traffico di cantiere su Strada IV Novembre e Strada Cantiere, grazie alla possibilità di accesso all'area di scavo direttamente dalla rotatoria del lotto precedente;



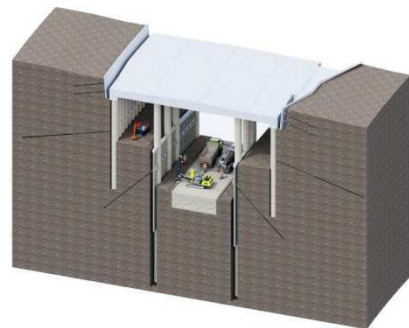
1 Realizzazione scavo di prima fase



2 Realizzazione pali e trave di testa



3 Realizzazione soletta di copertura



4 Realizzazione berlinese, scavo fino a quota dei tiranti, realizzazione tiranti, scavo fino a quota fondazione asse principale



5 Realizzazione soletta asse principale, ritombamento e ripristino quota campagna iniziale



6 Realizzazione gusci, demolizione pali discreti centrali



7 Realizzazione pacchetto stradale e segnaletica



8 Apertura al traffico

Figura 4. Fasi esecutive

- possibilità di ricoprire immediatamente gli ultimi tratti della galleria artificiale, riducendo le interferenze con via Goethe. La soluzione top-down adottata è stata completata in circa un anno (1 turno/giorno per 5 giorni/settimana), nonostante tutti i vincoli cui il cantiere è stato sottoposto, riducendo di circa il 10% il tempo ragionevolmente stimabile per la soluzione del progetto esecutivo;
- aumento della sicurezza di scavo anche nel primo tratto della galleria naturale a seguito della riduzione delle dimensioni della sezione.

3. GALLERIA ARTIFICIALE

La galleria Cut&Cover ha una carreggiata a due corsie sull'asse principale e due rampe sui lati che ospitano rispettivamente le corsie di ingresso e di uscita (Figura 5).

Il piano stradale delle rampe è ad una quota superiore a quella dell'asse principale con un dislivello massimo di poco superiore a 6 m all'inizio della galleria. Tali dislivelli si riducono progressivamente man mano che si procede verso Ovest fino ad eliminarli all'incrocio delle rampe con l'asse principale, poco prima dell'inizio della galleria naturale. In quest'ultimo tratto la galleria Cut&Cover ha una carreggiata a quattro corsie.

Ulteriore complicazione dal punto di vista costruttivo è la presenza di un canale di ventilazione, di superficie minima di 15 mq, posto nel tratto iniziale in continuità con il Lotto 1, al di sotto dell'asse principale, che comporta un abbassamento del livello di scavo di fondo di circa 3,5 m.

Tale canale, dopo circa 20 m dall'inizio dell'opera, passa da sotto a sopra l'asse principale per mezzo di un condotto laterale come mostrato in Figura 5.

Considerando la struttura finita, le coperture sono di modesta entità, variabili da poco più di un metro ad un massimo di cinque metri, la larghezza raggiunge circa 30 m, mentre la profondità del fondo dello scavo raggiunge, nel punto più basso, circa -22 m dal livello del suolo.



Figura 5. Sezioni caratteristiche della galleria

Per quanto riguarda il contesto geologico, la galleria Cut&Cover si sviluppa interamente all'interno dei depositi alluvionali dei fiumi Adige, Rio Nova e Passiria. Tali materiali sciolti sono costituiti da sabbie limose

con modesta coesione nella parte più superficiale (circa 2÷4 m) e sottostanti sabbie ghiaiose prive di coesione, con un angolo di resistenza a taglio stimato di 38°.

Lo studio idrogeologico per il progetto di dettaglio (2013) ha evidenziato la presenza di una falda acquifera ad una profondità di circa 20 m dal livello del suolo, che interferisce con la parte inferiore delle strutture della galleria Cut&Cover. Tale interferenza è stata oggetto di un approfondito studio durante tutte le fasi progettuali, anche in considerazione dei risultati delle misurazioni piezometriche effettuate nell'ultimo decennio, che hanno evidenziato forti oscillazioni del livello della falda freatica, con un aumentato rischio di intaccare lo scavo.

4. BIM MODEL

Particolarmente articolata è l'infrastruttura prevista, sia per le opere definitive che provvisorie. Si è costruito un modello informativo completo, per consentire sia di comprendere nel migliore dei modi, già in fase progettuale, l'inserimento nel contesto dell'opera in termini geometrici, sia di catalogare e arricchire con 'informazioni' tutte le parti progettuali, per facilitare la consultazione dal modello stesso, estrapolando sia le elaborazioni grafiche che le schede quantità in modo automatico ed analitico. Il processo BIM seguito ha comportato la gestione di modelli coordinati per:

- la componente topografica e l'inserimento nel territorio;
- la componente stradale con l'ottimizzazione del percorso;
- la componente geotecnica in relazione alle modalità di supporto degli scavi e alle fasi di lavoro;
- la componente strutturale delle opere definitive e provvisorie, sia per le carpenterie che per le armature.

Dall'acquisizione dei dati del territorio, integrati con rilievi dettagliati delle aree e alla predisposizione delle aree di cantiere, è stato possibile riprodurre lo stato "as built".

Successivamente è stato analizzato e ottimizzato il tracciato stradale di progetto definendo le sezioni standard e applicandole al tracciato tramite il modellatore.

Nella fase successiva è stata eseguita la modellazione della strada in tutte le sue componenti principali, avendo la possibilità di tenere sotto controllo le coperture e il rispetto della geometria stradale e degli elementi marginali (Figura 6).

È stata effettuata un'accurata verifica dei tratti estremi, da un lato per garantire il collegamento con la parte già realizzata del lotto precedente, e dall'altro, per la congruenza con l'imbocco della galleria naturale che si sviluppa in continuità.

Una volta determinata la struttura generale dell'opera, ogni situazione è stata analizzata, procedendo alla modellazione delle geometrie di scavo nel rispetto dei vincoli territoriali, per semplificare e ridurre al minimo le operazioni in cantiere (Figura 7). Il livello di dettaglio, compatibile con quanto necessario alla redazione di un progetto di dettaglio e conforme alle disposizioni della UNI 11337, è stato attestato al LOD D, ma con la possibilità di evoluzione in LOD E.

Definite le geometrie di scavo e introdotte le opere provvisorie, ove la limitazione degli ingombri e la garanzia di sicurezza lo richiedessero, si è provveduto a trasporre nel modello i particolari costruttivi relativi alle componenti fondamentali (micropali, pali, tiranti, pareti chiodate) nonché tutti gli strati di protezione (massetti di pendenza, impermeabilizzazioni, tessuto non tessuto, massetti di protezione). Nella fase successiva, a seguito di calcoli, dimensionamenti e verifiche strutturali, le gabbie di armatura sono state modellate nella loro interezza, al fine di ottenere sia i disegni grafici che le tabelle di quantità dettagliate.

È stata predisposta e strutturata una piattaforma ACDat per la condivisione e la pubblicazione di modelli e disegni, mettendo a disposizione degli stakeholder la consultazione del modello e delle tabelle direttamente da un programma di navigazione in rete.

La coerenza degli elaborati e del modello è automaticamente garantita proprio perché all'interno del processo seguito e sfruttando la piattaforma digitale scelta, gli elaborati 'fotografano' le viste del modello senza aggiungere o rimuovere contenuti rispetto a quanto modellato (Figura 8).

Il lavoro svolto già nelle prime fasi della modellazione ha consentito di semplificare e garantire il necessario livello di coordinamento tra modelli (LC1 - Coordinamento modello unico; LC2 - Coordinamento tra più modelli singoli; LC3 - Coordinamento tra dati/info/contenuto tra modelli e elaborato). Attraverso un processo automatizzato è stato inoltre possibile effettuare le verifiche di livello V1 e V2 (V1 - verifica interna della correttezza sui modelli individuali, garantita dal gestore e coordinatore; V2 - verifica su modelli individuali e aggregati, leggibilità, tracciabilità e coerenza).

In tutte le fasi di realizzazione e controllo dei modelli, tutti gli attori coinvolti nel processo, ognuno per il proprio ruolo, sono stati coinvolti e hanno partecipato alla fase collaborativa (lo Specialista per il progetto e la modellazione, il Coordinatore per la l'analisi e le verifiche dei contenuti e il Responsabile per il rispetto degli standard prefissati).

A fronte di un maggiore impegno nella fase di modellazione e nella generazione degli elaborati, il beneficio indiscutibile legato al processo è la garanzia della coerenza del progetto, la possibilità di derivare dettagli successivi rispetto a quelli scelti per la rappresentazione, l'immediata visualizzazione delle parti più articolate (ad esempio estraendo più sezioni o utilizzando specifici punti di visualizzazione), la possibilità di procedere alle revisioni senza perdere traccia delle precedenti versioni del piano, la certezza della corrispondenza della documentazione di progetto alle versioni più aggiornate del modello.

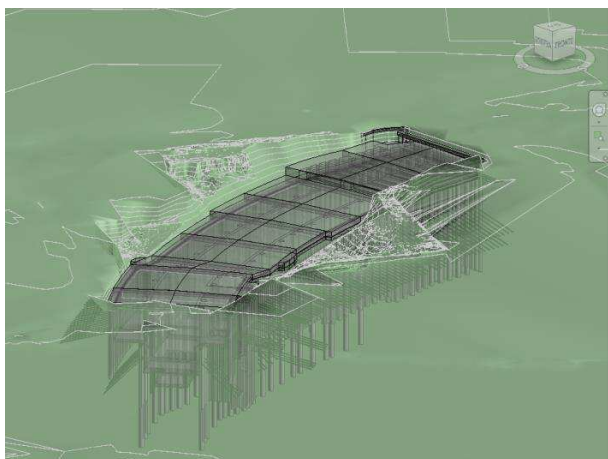


Figura 6. Modello 3D della galleria artificiale inserita nel contesto topografico

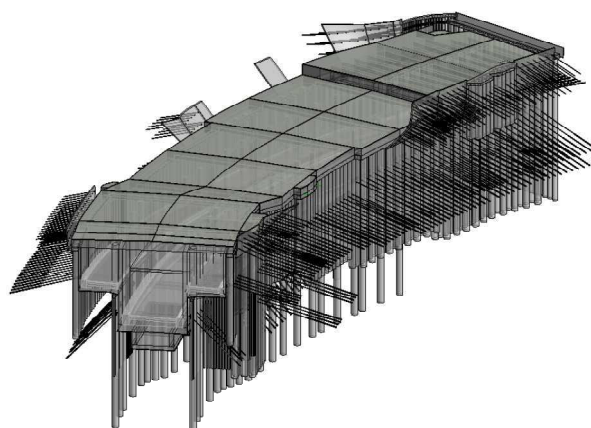


Figura 7. Modello 3D della galleria artificiale coordinato col modello della piattaforma stradale

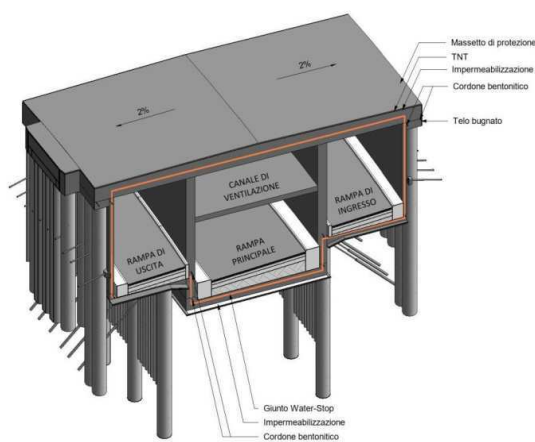
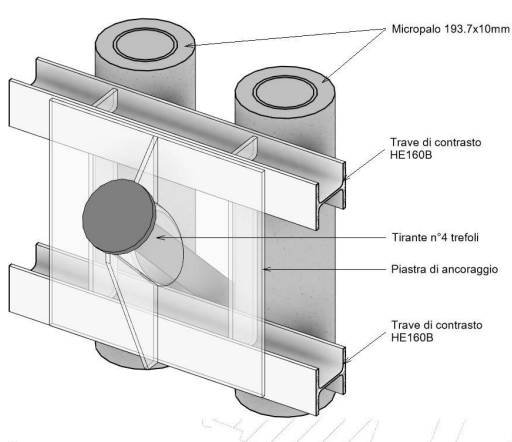


Figura 8. Estrapolazione tavola di identificazione dei conci (visualizzazione in base ai parametri identificativi del modello)

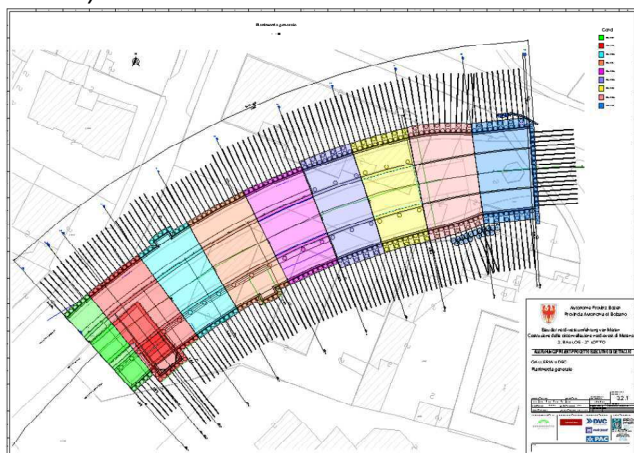




Figura 10. Foto 1 – Realizzazione dei pali di grande diametro

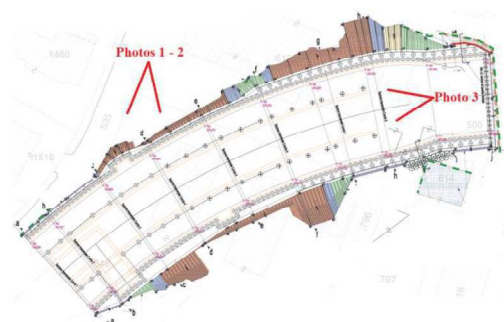


Figura 9. Pianta scavi con identificazione dei punti di vista delle foto 1, 2 e 3



Figura 11. Foto 2 – Getto della soletta di copertura

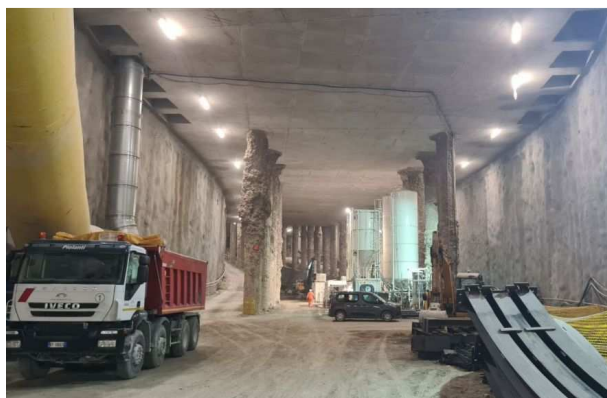
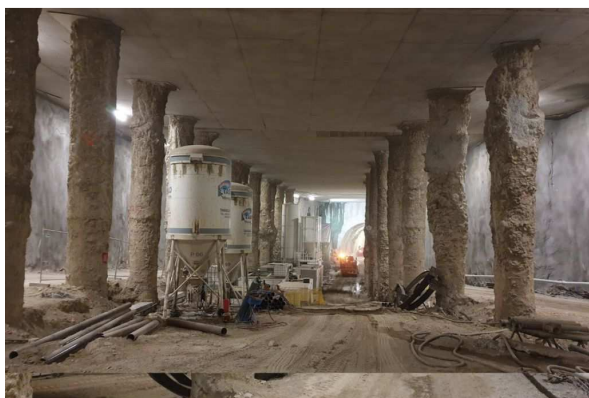
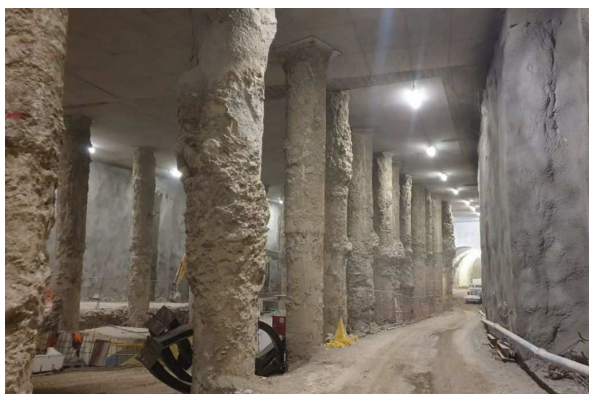
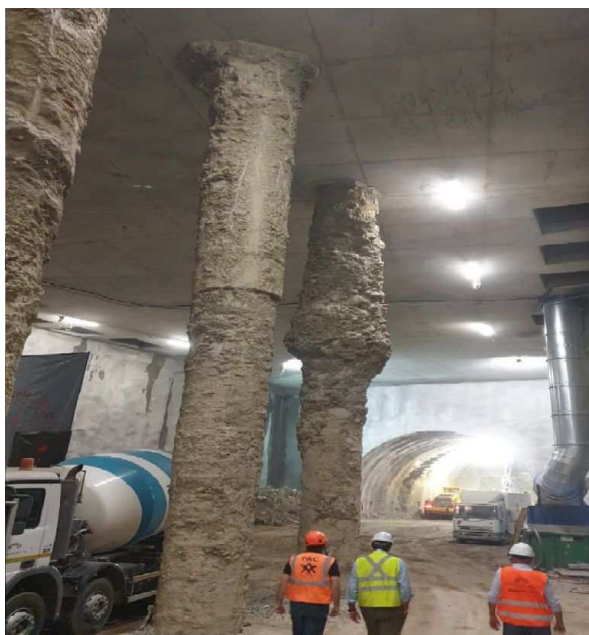
Figura 12. Foto 3 – Scavo mediante metodologia top-down fino al raggiungimento della quota di fondazione delle rampe



Ulteriori dettagli nella memoria presentata a ICC – Napoli ottobre 2022:

North-West Ring Road of Merano - 2nd Lot: Cut&Cover Tunnel

M. Donelli, M. Moja, E.M. Pizzarotti, F. Prati, L. Regondi (Pro Iter Srl - Progetto Infrastrutture e Territorio, Milano), P. Readaeli (Consorzio San Benedetto, Merano), J. Strimmer (Provincia Autonoma di Bolzano)



INFORMAZIONI GENERALI SULL'OPERA

Proprietà/Committente: Provincia Autonoma di Bolzano

Progetto Esecutivo: Ingg. Aribio Gretzer, Konrad Bergmeister, Manfred Ebner e Walter Weis

Progetto Esecutivo di Dettaglio: Pro Iter srl – Milano

Realizzazione: Consorzio San Benedetto - Merano Scarl (Carron Bau S.r.l., Mair Josef & Co S.a.s., Di Vincenzo Dino & Co S.p.A. e PAC S.p.A., Project Manager ing. Massimo Dal Sasso.

Esecuzione dei pali di grande diametro: I.CO.P. S.p.A.

Direzione Lavori: Ingenieurteam Bergmeister srl., EUT Engineering srl, Valdemarin srl., Plan Team srl., Kauer Seehauser Engineering, Pfeifer Planung srl, Ingenieurge-meinschaft Ing. Aribio Gretzer & Partner GMK, Sint Ingegneria srl, Ing. Manfred Ebner e Ferro Studio Ingegneria srl

PONTE PEDONALE A «NASTRO TESO» A BARBIANO (BZ)

INTRODUZIONE

Il nuovo ponte pedonale a “nastro teso” sul Rio Gander, a Barbiano (BZ), progettato dagli ingegneri Andrea Lorenzi e Stefano Moser, dello studio MC-Engineering Srl di Bolzano, e costruito dall'impresa Moosmair Ropeway Construction Srl di San Martino in Passiria (BZ), è stato costruito nel corso del biennio 2019-2021 con lo scopo di collegare i due tratti del noto sentiero escursionistico tematico “Sentiero del castagno”, che collega il centro di Barbiano e la frazione di Saubach, permettendo agli escursionisti un passaggio mozzafiato a piedi al di sopra del Rio Gander, con una spettacolare vista sulla Val d’Isarco, a valle, e sulle incantevoli cascate di Barbiano, a monte. Il ponte, a una campata, di luce 118,15 m, si colloca in un ambito fortemente naturalistico. La forma della campata, lunga e snella, e l’elevata altezza rispetto al sottostante Rio Gander, lo rendono particolarmente scenografico, architettonicamente attrattivo, e allo stesso tempo armoniosamente inserito nel contesto paesaggistico circostante. Nel mondo vi è un numero molto ridotto di questa tipologia di ponti, e quello di Barbiano, ad oggi, è il ponte pedonale “a nastro teso” più lungo d’Italia, e uno dei più lunghi in Europa.

PONTI PEDONALI A NASTRO TESO

Un ponte a nastro teso è un ponte con comportamento strutturale simile a quello di una fune sottoposta a carico uniformemente distribuito, che assume la forma di una curva catenaria. È costituito da un impalcato in calcestruzzo precompresso relativamente sottile, sostenuto da un sistema di funi portanti, vincolate alle estremità in corrispondenza delle spalle. “Nastro teso”, dall’inglese “stress ribbon bridge”, è un termine utilizzato per descrivere un tipo di ponte sospeso, costituito da un impalcato in calcestruzzo precompresso (tramite post-tensione) e direttamente utilizzato come piano di camminamento.



La peculiarità ingegneristica ed estetica di questo tipo di struttura risiede proprio nel fatto che il piano di camminamento sospeso costituisce esso stesso la struttura, che porta se stessa senza la necessità di ulteriori cavi, appoggi, pile, ecc. La sua rigidità e stabilità è il risultato della sua geometria e delle modalità costruttive. L'impalcato del ponte a nastro teso è composto fondamentalmente da tre gruppi di elementi strutturali:

1. Un sistema di funi portanti, costituite da trefoli ad alta resistenza, che a seguito della costruzione delle fondazioni vengono installate e messe in tensione tra le due spalle per il sostegno degli elementi di impalcato in calcestruzzo;
2. Un impalcato in calcestruzzo, con spessore relativamente ridotto se confrontato con la luce del ponte, sostenuto in fase iniziale solo dalle funi portanti. L'impalcato è costituito da elementi prefabbricati in calcestruzzo armato ad alta resistenza, di lunghezza ridotta, messi in posizione in successione, ad eccezione delle zone di estremità, in corrispondenza delle spalle, realizzate con getto in opera;
3. Un sistema di cavi di post-tensione, costituito da trefoli ad alta resistenza, inseriti all'interno della soletta in calcestruzzo armato costituente l'impalcato, e post-tesi per conferire rigidità all'impalcato, e contribuire alla funzione portante.

Durante la costruzione gli elementi prefabbricati di impalcato vengono agganciati alle funi portanti precedentemente pretensionate, e quindi fatti traslare, con adeguati sistemi meccanici di scorrimento, in successione, lungo le stesse fino alla posizione definitiva. Una volta completata la fase di posizionamento, lungo le funi portanti, degli elementi prefabbricati, si procede con il riempimento con malta antiritiro delle scanalature di alloggiamento delle funi portanti, ricavate all'interno degli elementi prefabbricati, e degli spazi vuoti tra i prefabbricati accostati in successione.

Seguono la cassetatura e il getto delle parti terminali dell'impalcato, in corrispondenza delle spalle, e poi la precompressione della soletta d'impalcato. Quest'ultima viene applicata dopo le fasi di presa e indurimento del calcestruzzo e della malta gettati in opera, ed è necessaria a garantire sufficiente rigidità dell'impalcato, e un idoneo livello di precompressione al calcestruzzo, che deve essere tale da evitare la decompressione nel calcestruzzo in condizioni di esercizio, anche dopo molti anni, prevenendo la formazione di fessure e crepe nell'impalcato.

Data la necessità di conferire all'impalcato una pendenza relativamente ridotta, per garantire un utilizzo confortevole da parte degli utenti, la freccia della campata durante l'utilizzo (deformazione) deve essere sufficientemente contenuta, e ciò comporta la necessità di applicare forze di tensionamento iniziali molto elevate alle funi portanti e forze di post-tensione elevate di intensità elevata ai cavi da precompressione.

Le forze di trazione applicate all'impalcato, prevalentemente orizzontali, e di notevole intensità, sono trasferite direttamente alle spalle in corrispondenza delle estremità. Da qui la necessità di ancorare le spalle al terreno con un idoneo sistema di fondazioni profonde. Si evidenzia inoltre che l'impalcato, essendo costituito da una sezione molto sottile rispetto alla luce del ponte, si comporta prevalentemente come una fune, ed è sollecitato prevalentemente da sforzo normale di compressione, indotto dalla post-tensione, lungo tutto lo sviluppo della campata, ad eccezione delle zone di incastro alle estremità, in corrispondenza delle quali sono presenti forti sollecitazioni flessionali. In queste zone terminali quindi la sezione dell'impalcato viene opportunamente maggiorata, con conseguente aumento di rigidità e resistenza.

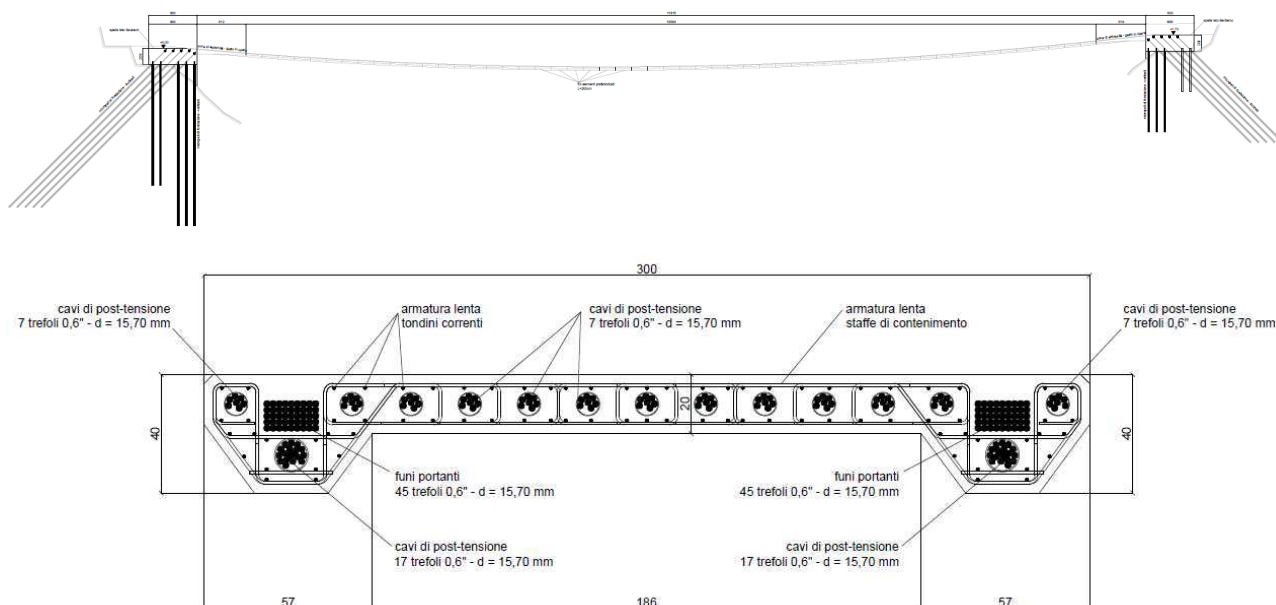
Uno dei principali vantaggi di questo tipo di ponte è che, pur essendo molto lungo, l'impatto ambientale è minimo, perché la quantità di materiali costruttivi necessari è molto ridotta, data la snellezza della struttura.

CARATTERISTICHE DEL PONTE DI BARBIANO

Il ponte pedonale a "nastro teso" costruito a Barbiano, a campata singola, presenta una luce netta, tra le due spalle, pari a 118,15 m, una larghezza fuoritutto pari a 3 m, ed una larghezza utile (calpestabile) pari a circa 2,5 m. Il dislivello tra le due estremità è di 170 cm. Le funi portanti, posizionate e messe in tensione tra le due estremità del ponte dopo la realizzazione delle fondazioni e delle spalle, sono costituite da due gruppi di 45 trefoli viplati, organizzati in forma rettangolare con cinque strati da nove trefoli ciascuno, per un totale di 90 trefoli ad alta resistenza.

Le funi sono alloggiare in un'apposita scanalatura predisposta all'interno dei conci prefabbricati, e posizionati alla quota baricentrica della sezione in calcestruzzo. I trefoli utilizzati sono a sette fili, di diametro nominale 15,7 mm, ad alta resistenza ($f_{p(1)k}=1670[N/mm^2]$, $f_{ptk}=1860[N/mm^2]$). La parte centrale dell'impalcato è costituita da 53 conci prefabbricati in calcestruzzo armato, di lunghezza 200 cm,

per una lunghezza totale di 106 m. Ogni concio presenta una larghezza di 300 cm, e uno spessore centrale di 20 cm e due ringrossi laterali di spessore 40 cm. Le due estremità della campata, in corrispondenza delle spalle, sono gettate in opera, e presentano una sezione maggiorata di altezza variabile tra 20 e 60 cm. Le due zone di estremità hanno una lunghezza pari a poco più di 6 m ciascuna. I cavi di post-tensione sono costituiti da un totale di 125 trefoli viplati ad alta resistenza, dello stesso tipo di quelli utilizzati per le funi portanti, organizzati all'interno di guaine metalliche in 13 gruppi da 7 trefoli e due gruppi da 17 trefoli.



1. Sezione longitudinale
2. Sezione trasversale

CARATTERISTICHE DELLE SPALLE E DELLE FONDAZIONI PROFONDE

Il ponte pedonale di tipo a "nastro teso" trasferisce alle spalle di estremità forze orizzontali di trazione di notevole intensità. Nel caso del ponte di Barbiano le spalle di estremità sono costituite da blocchi in calcestruzzo armato di dimensioni 8x6 m e altezza 2 m, entrambe ancorate al sottostante terreno di fondazione con un sistema di micropali profondi in grado di trasferire al terreno le intense forze orizzontali di trazione derivanti dall'impalcato. Per necessità plano-altimetriche le due spalle presentano una differenza di quota di 170 cm.

Sono stati realizzati un totale di 166 micropali di fondazione, a lunghezze variabili, 83 per ogni spalla. Tutti i micropali sono stati eseguiti con perforazione a rotoperussione, con armatura tubolare (38 micropali verticali) o a barre piene tipo Gewi Plus (45 micropali inclinati).

3. Realizzazione di una delle due spalle





4. Funi portanti nella nebbia



5. Funi portanti



6. Prefabbricazione conci



7. Conci prefabbricati



10. Posizionamento concio prefabbricato



8. Parte terminale gettata in opera



9. Inserimento cavi di post-tensione



11. Varo dell'impalcato: fasi conclusive

FASI DI REALIZZAZIONE DELLA STRUTTURA

Le fasi di realizzazione di questo tipo di opera sono le stesse considerate in fase di analisi del comportamento strutturale, e sono riportate di seguito in ordine cronologico:

1. Realizzazione dei micropali di fondazione e delle spalle;
2. Prefabbricazione degli elementi costituenti l'impalcato. La realizzazione dei conci è stata eseguita utilizzando casseforme metalliche, per una maggiore precisione in fase di accoppiamento;
3. Posizionamento e messa in tensione delle funi portanti;
4. Posizionamento dei conci prefabbricati lungo le funi portanti. I conci prefabbricati vengono poggiati sulle funi portanti precedentemente pretensionate e fatti scorrere in successione con l'utilizzo di idonei sistemi meccanici, fino alla posizione definitiva;
5. Riempimento con malta antiritiro delle scanalature di alloggiamento delle funi portanti, ricavate all'interno degli elementi prefabbricati, e dei giunti tra gli elementi accostati. Si procede poi alla casseratura e al getto delle parti terminali dell'impalcato in corrispondenza delle spalle.
6. Inserimento dei cavi da post-tensione all'interno delle guaine metalliche predisposte e conseguente post-tensionamento della soletta d'impalcato. La post-tensione viene applicata a seguito dell'indurimento del calcestruzzo e della malta;
7. Lavori di finitura, impermeabilizzazione dell'impalcato, pavimentazione e installazione del parapetto metallico.

CELLE DI CARICO E MONITORAGGIO DELLO STATO DI TENSIONE

Per permettere un monitoraggio continuo nel corso degli anni e per l'intera vita utile dell'opera delle forze di trazione trasmesse alla struttura di fondazione dalle funi portanti e dai cavi di post-tensione, in corrispondenza di tutte le testate di ancoraggio (spalla Saubach) sono state installate celle di carico a compressione toroidali in acciaio Inox. In particolare 13+2 celle di carico rispettivamente per i cavi di post-tensione a 7 e 17 trefoli e 10 celle di carico per cavi a 9 trefoli, per i 90 trefoli costituenti le funi portanti.

I tecnici incaricati delle future ispezioni e delle operazioni periodiche di lettura dei valori di trazione saranno facilitati dall'utilizzo di uno strumento portatile di lettura e di un centralizzatore/selezionatore manuale a 36 canali, in dotazione al Comune di Barbiano. Quest'ultimo consente di collegare contemporaneamente tutte le celle di carico allo strumento portatile di lettura, riducendo i tempi delle operazioni.

CRITERI DI DESIGN

La forma longitudinale della passerella, e quindi la massima freccia ammissibile in condizione di esercizio, a seguito della post-tensione e dell'azione dei carichi permanenti (parapetto e pavimentazione), è stata studiata in modo da garantire una pendenza massima accettabile del piano di camminamento atta a garantire il comfort dei pedoni, soprattutto in corrispondenza della spalla collocata a quota maggiore (lato Barbiano). Tale pendenza si riduce rapidamente dopo pochi metri fino ad annullarsi completamente in corrispondenza della mezzera del ponte. Per garantire in condizione di servizio una pendenza così ridotta è stato necessario imporre una freccia massima di 250 cm, pari a circa il 2% della luce del ponte. Si evidenzia che la pendenza è massima in corrispondenza della spalla lato Barbiano, mentre in corrispondenza della spalla lato Saubach la pendenza dell'impalcato è inferiore, essendo essa ad una quota 170 cm inferiore.

COMPORTAMENTO STRUTTURALE

Lo studio della struttura a nastro teso coinvolge tutti le principali problematiche tipiche di strutture snelle e molto deformabili. Il comportamento della struttura è infatti fortemente non lineare, sia per quanto riguarda i materiali, sia dal punto di vista geometrico. Non vi è cioè una relazione lineare tra i carichi applicati, la deformazione dell'impalcato e le sollecitazioni agenti sui componenti strutturali che costituiscono il ponte. È poi fondamentale che l'analisi venga condotta "per fasi", perché lo schema statico si modifica nel corso della costruzione e durante l'utilizzo. Le condizioni al contorno cambiano e nuovi elementi, con diverse caratteristiche ed "età", sono progressivamente aggiunti. Viene inoltre applicata una forza di post-tensione.

Nella fase iniziale, a seguito del pretensionamento delle funi portanti e della posa in opera degli elementi di impalcato prefabbricati, la struttura si comporta strutturalmente come un cavo, e come tale va trattata in fase di calcolo. È importante in questa fase valutare con cura l'intensità del tiro iniziale applicata alle funi portanti, poiché essa determina il livello di deformazione delle stesse al termine della posa dei prefabbricati, incidendo fortemente anche sulla forma dell'impalcato in servizio. Dopo i getti in calcestruzzo di completamento delle parti terminali e dopo il riempimento delle scanalature e dei giunti tra i conci con

malta antiritiro, la struttura inizia a comportarsi come un vero e proprio “nastro teso”. I cavi di post-tensione sono inseriti all'interno delle guaine appositamente predisposte, e viene applicata una post-tensione che “alza” la passerella, riduce la freccia e induce uno stato di precompressione dell'impalcato (aumentando il tiro alle estremità). In questa fase l'impalcato diventa un elemento strutturale continuo, costituito da una sezione composita (calcestruzzo, armatura lenta e trefoli ad alta resistenza), soggetta non più solo a sforzi normali, ma anche a sollecitazioni flessionali, in particolare in corrispondenza delle zone di collegamento dell'impalcato alle spalle di estremità. I momenti flettenti sono incrementati dalle successive azioni variabili gravitazionali quali neve e pedoni. Da qui la necessità di aumentare la dimensione della sezione dell'impalcato in corrispondenza delle parti terminali. Tutti i carichi verticali agenti a seguito della post-tensione (carichi permanenti, carichi da folla, ecc) generano inoltre un aumento di freccia e un aumento del tiro alle estremità dell'impalcato. Le sollecitazioni generate sui diversi elementi della struttura (trefoli e calcestruzzo) in servizio devono ovviamente essere sempre verificate.

Ai fini del dimensionamento e della verifica della struttura si rivelano particolarmente importanti anche gli effetti delle variazioni di temperatura ambientale, della viscosità e del ritiro del calcestruzzo, che comportano importanti modifiche dello stato tensionale e ridistribuzioni interne tra i diversi elementi resistenti. I fenomeni di viscosità e ritiro del calcestruzzo dipendono, tra gli altri fattori, dal tipo di cemento utilizzato, dalle condizioni climatiche, dalle dimensioni e dalla forma dell'impalcato e dal tempo di applicazione dei carichi. In sintesi, i livelli di stress in tutti i diversi elementi strutturali dell'impalcato dipendono dal processo costruttivo, dall’“età” delle parti in calcestruzzo e dal tempo in cui vengono applicate le diverse sollecitazioni (post-tensione, carichi di esercizio ecc). Di tutte queste variabili è stato necessario tener adeguatamente conto in fase progetto del nuovo ponte di Barbiano.

METODI DI CALCOLO ADOTTATI

Le analisi strutturali sono state condotte sulla base di due diversi metodi di calcolo, alternativi e complementari, allo scopo di ottenere due diversi risultati confrontabili: calcolo analitico basato sulla teoria della fune e calcolo basato sulla costruzione di un modello agli elementi finiti (FEM). Dal modello agli elementi finiti è stato possibile ottenere informazioni sulla sollecitazione flettente alla quale è soggetto l'impalcato, durante le diverse fasi di carico e in ogni sezione, ma anche implementare direttamente le perdite di precompressione istantanee causate dall'attrito dei trefoli con le guaine.

È importante evidenziare che la struttura presenta un impalcato molto sottile se confrontato con la luce del ponte, quindi durante tutte le varie fasi di costruzione, ed in esercizio, si manifestano deformazioni relativamente elevate. È quindi stato necessario effettuare diverse analisi di tipo non lineare, per ogni singola combinazione di carico, perché come è noto non è possibile analizzare questo tipo di struttura per i singoli carichi (peso proprio, folla, permanenti) e poi sovrapporre gli effetti. Il principio di sovrapposizione degli effetti in questo caso non è applicabile (comportamento non lineare).

POSSIBILI VIBRAZIONI INDOTTE DAI PEDONI

Si evidenzia infine che i progettisti (ing. Stefano Moser e ing. Andrea Lorenzi) hanno ritenuto importante, in fase di progetto, effettuare anche verifiche di natura dinamica, in particolare valutando gli effetti dell'interazione tra il moto dei pedoni e la snella struttura del ponte, e le possibili conseguenze in termini di vibrazioni. Per queste valutazioni si è fatto riferimento a normative di comprovata validità, come la guida tecnica francese Setra, sviluppata a seguito degli avvenimenti che hanno riguardato il ponte Solferino in Francia e il Millenium Bridge di Londra. L'obiettivo era valutare se eventuali possibili moti vibrazionali indotti dal transito dei pedoni sull'impalcato avrebbero potuto compromettere il comfort dei pedoni stessi a causa di eccessive accelerazioni dovute a fenomeni di risonanza.

Si è proceduto quindi alla stima delle frequenze naturali di vibrazione e delle forme modali della struttura, anche in questo caso utilizzando due metodi di calcolo complementari, ossia quello analitico basato sulla teoria della fune e quello numerico basato su un modello di calcolo agli elementi finiti della struttura (FEM). Ricavati i valori delle frequenze è stato possibile quindi calcolare il rischio di risonanza dovuto al traffico pedonale per i modi di vibrare rilevanti, valutando in quale intervallo di frequenza di rischio si collocavano le frequenze naturali del ponte. Tali verifiche hanno portato a escludere un rischio di risonanza, e quindi di vibrazioni intense dovute al passaggio dei pedoni.

PROVA DI CARICO DI COLLAUDO

La prova di carico di collaudo, eseguita sotto la supervisione del Collaudatore Statico ing. Christian Alderucci di Bolzano, è stata organizzata e attuata con la collaborazione del Corpo dei Vigili del Fuoco Volontari di

Barbiano e dell'impresa costruttrice Moosmair Srl. La prova è stata fondamentale per "testare" la struttura, confermarne le prestazioni e la resistenza strutturali e verificare la compatibilità delle deformazioni misurate con quanto previsto a livello teorico.

Essa si è inoltre rivelata particolarmente spettacolare, sia per le modalità di carico e scarico che per gli strumenti utilizzati. Per l'applicazione del carico sono infatti stati utilizzati 101 contenitori, di quelli comunemente utilizzati per il trasporto della frutta. I contenitori sono stati posizionati sull'impalcato in modo tale da coprire uniformemente tutta la campata, e successivamente riempiti con acqua in quantità prestabilite, con l'utilizzo della strumentazione in dotazione ai Vigili del Fuoco Volontari di Barbiano.

Il rilievo delle deformazioni nel corso della prova è stato eseguito con l'utilizzo di capisaldi e di una Stazione Totale dotata di tecnologia di puntamento diretto automatico dei prismi. Lungo l'impalcato sono stati installati prismi fissi da monitoraggio, montati su supporti metallici saldamente ancorati al manufatto. In fase di scarico, lo svuotamento dei contenitori dall'acqua è avvenuto "a mano", con conseguente effetto scenografico "a cascata" verso il fondovalle.



15. Applicazione del carico di collaudo con contenitori d'acqua

13. Foto di rito con i Progettisti e il personale dei VVFF di Barbiano

12. Sversamento dell'acqua con "effetto cascata" a seguito del collaudo





2. Ponte pedonale di Barbiano: vista laterale

14. Vista panoramica del ponte



INFORMAZIONI GENERALI SULL'OPERA

Committente: Comune di Barbiano (Provincia di Bolzano)

Progettisti strutturali e architettonici: Ing. Stefano Moser, CEng. Ing. Andrea Lorenzi

Impresa costruttrice spalle e ponte: Moosmair Ropeway Construction srl

Impresa costruttrice fondazioni profonde: Geobau srl

Fornitori di elementi e materiali speciali: D&D Engineering srl, Manfred Regensberger

Collaudatore statico: Ing. Christian Alderucci

PROGETTO E REALIZZAZIONE DI UN PONTE IN P/SFRC A CANZO (COMO)

1. INTRODUZIONE

Dopo il crollo dei ponti di Fossano e del Polcevera, l'uso della post-tensione in Italia per i ponti in calcestruzzo è considerato una fonte di criticità: guardando ai ponti costruiti negli ultimi 90 anni lungo la rete Aspi (AutoStrade Per l'Italia), che corrisponde alla principale rete autostradale italiana, è possibile evidenziare tre principali modalità di costruzione che si sono succedute nel tempo: quella in R/C iniziata nel 1930 e proseguita fino al 2000, quella in P/C apparsa dal 1950 e rimasta fino ad oggi, la più numerosa, ed infine quella in acciaio-calcestruzzo, apparsa negli anni '80 e in continua crescita. Negli ultimi vent'anni le strutture in SFRC sono state studiate in modo significativo per trovare un approccio progettuale in grado di sfruttare la tenacità offerta dal meccanismo di sfilamento delle fibre di acciaio. I passaggi principali sono stati segnati dai documenti pubblicati nel 2000-2003 da Rilem TC 162 TDF [1,2], dal Model Code 2010 [3,4] e dall'allegato L in corso di elaborazione alla bozza in corso di EC2. Nel frattempo, in Italia, è apparsa la pubblicazione della UNI 11188 [5] sulle regole di progettazione in SFRC, le linee guida CNR DT 204 [6] sulla progettazione con fibre metalliche e sintetiche e, nel marzo 2022, le nuove linee guida per la progettazione, in accordo con le più aggiornate normative presenti a livello internazionale sulle fibre di acciaio e polipropilene. Nel 2017 sono state introdotte anche le linee guida per l'identificazione e la qualificazione dei materiali fibro-rinforzati, che sono state aggiornate lo scorso anno.



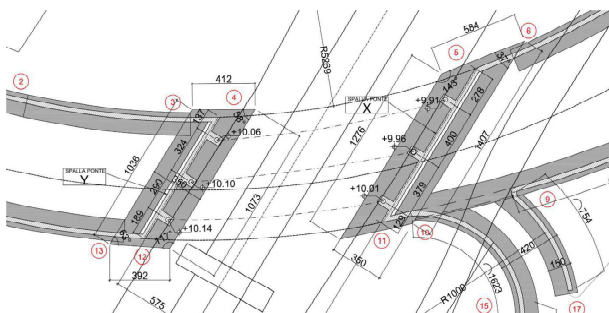


Figura 1: Pianta delle fondazioni

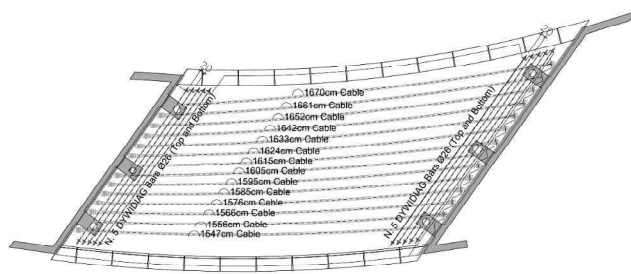
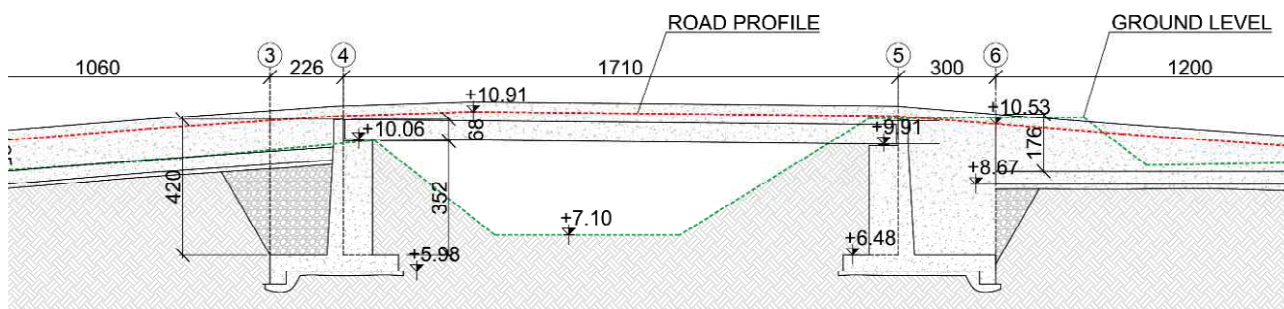


Figura 3: Barre e cavi di post-tensione

Figura 2: Sezione longitudinale



Il ponte, qui descritto, rappresenta una sfida per dimostrare come l'accoppiamento della post-tensione, con le fibre di acciaio e l'armatura convenzionale sia molto promettente, poiché, consente di risparmiare risorse all'atto della costruzione, grazie alla possibilità di ottimizzare l'acciaio utilizzato sfruttando la resistenza a trazione del materiale fibro-rinforzato negli stati limite di esercizio e, nel tempo, grazie ai ridotti costi di manutenzione richiesti durante la vita utile dell'opera. Questa soluzione risulta significativamente più economica e sostenibile di una struttura composita in acciaio e si presta a disegnare forme accattivanti stimolando la creatività del progettista.

2. PROGETTAZIONE

Il comune di Canzo, che sorge in provincia di Como nelle Prealpi lombarde alla quota di 400 m, ha richiesto la costruzione di un nuovo ponte per l'attraversamento di un torrente, il Ravella, collegando così un quartiere residenziale di recente edificazione con il centro storico del paese. Per ragioni topografiche il tracciato del ponte risulta essere curvo, con un raggio di curvatura di circa 57 m (Fig.1) e sghembo, dal momento che le due spalle risultano essere disassate. La lunghezza media della campata è di 16,5 m, con una luce netta di 14,6 m; la sua larghezza è di circa 8,5 m, infatti la strada è composta da due corsie di larghezza 3,5 m e da un marciapiede di circa 1,2 m.

Dal punto di vista strutturale il ponte è stato mantenuto il più snello possibile per massimizzare il franco idraulico (Fig.2) e per limitare la pendenza delle rampe di accesso che, per la conformità dei luoghi, risultano essere di ridotte dimensioni.

La soletta ha uno spessore di 0,60 m, ottenendo una snellezza pari a 27,5; in questo modo si è potuto favorire l'inserimento dell'opera nel contesto, conferendo una certa "leggerezza" alla forma finale.

Tale snellezza è stata ottenuta mediante l'inserimento di 14 cavi di post-tensione (Fig.3) lungo l'asse longitudinale, ciascuno formato da dodici trefoli da 0,6"; in prossimità dei sei appoggi, posti parallelamente alle due spalle, sono state post-tese cinque barre Dywidag Ø26 all'estradosso e, disposte all'intradosso altre cinque barre, mantenute lente (Fig.3).

L'attuale normativa tecnica (D.M. 2018) prevede una sola classe di ponti: questo significa che, anche se il traffico stradale sarà costituito esclusivamente da auto e da piccoli furgoni, il ponte è stato progettato per sopportare, su ciascuna corsia, autocarri a 8 assi del peso di 108 t. Si noti come questa scelta imposta sia poco sostenibile, soprattutto se confrontata con la precedente normativa che prevedeva anche la possibilità di realizzare ponti di II categoria che, nello specifico, sarebbe stata più coerente con l'impegno da traffico prevedibile, costituito da auto, furgoni, mezzi agricoli e camion fino a 44 t.

Il ponte, originariamente, era stato concepito per essere parzialmente prefabbricato: tre travi curve,

semplicemente appoggiate all'estremità, in modo da evitare l'utilizzo, nelle fasi di cantiere, di ponteggi e casseforme che potessero impegnare l'alveo del torrente. Le travi prefabbricate post-tese in SFRC in fase di costruzione si sono rivelate troppo costose e, pertanto, è stato modificato il progetto in corso d'opera giungendo ad una soluzione totalmente gettata in opera. Questa soluzione, ovviamente, ha previsto la realizzazione della casseratura inferiore dell'impalcato, con la conseguente occupazione del letto del torrente e, quindi, la necessità di ridurre al minimo la presenza del ponteggio. Per raggiungere questo obiettivo, è stata anticipata la fase di post-tensione a tre giorni dal getto; infatti è stato eseguito un primo tensionamento dei cavi al 50% della forza prevista in fase finale, in modo tale da equilibrare il solo peso proprio. Questa scelta ha ridotto di circa il 50% i tempi di noleggio del ponteggio con un conseguente risparmio economico, portando il costo del ponteggio al 5% del costo totale del manufatto. Dopo circa 60 giorni è stata poi eseguita la post-tensione definitiva, ottenendo così anche una riduzione delle perdite di precompressione.

La durabilità delle opere è un parametro chiave per la sostenibilità, infatti, guardando i cavalcavia pre- e post-tesi, spesso gli elementi più esposti agli agenti aggressivi risultano essere le due sponde laterali, principalmente per effetto del percolamento delle acque superficiali contenenti contaminanti quali i sali disgelanti. Per questo motivo è stato proposto un innovativo utilizzo di casseri a perdere realizzati in UHPFRC, con spessore di 8 cm e 1.5 m di lunghezza, inclinati verso l'interno nella parte inferiore per accentuare maggiormente la snellezza della forma e per proteggere la struttura principale sottostante.

Particolare cura è stata dedicata alla pendenza trasversale fissata a circa il 2%, convergente verso l'interno in modo da favorire la circolazione e allo stesso tempo permettere il corretto deflusso delle acque meteoriche.

Sono presenti sei vincoli per la struttura, quelli previsti per le 3 travi prefabbricate originarie: i quattro appoggi esterni sono bidirezionali, mentre i due appoggi centrali allineati lungo l'asse longitudinale del ponte sono rispettivamente una cerniera e un carrello.

I giunti di collegamento tra l'impalcato e le spalle, sono realizzati con elementi in gomma armata con spostamento relativo di ± 25 mm in corrispondenza del vincolo a carrello; per la cerniera, invece, è presente un giunto di sotto-pavimentazione.

3. MATERIALI

Sono stati utilizzati due materiali fibrorinforzati: il primo è stato utilizzato per l'intero impalcato e la sua caratterizzazione meccanica è riassumibile con la denominazione C40 – 5c; il secondo è stato utilizzato solo per le lastre prefabbricate utilizzate come casseri a perdere, lungo i due lati curvi, ed è qualificato con la denominazione C120 – 14c.

I valori caratteristici, calcolati con approccio lognormale, sono stati rispettivamente $f_{ct-Flk} = 5,1 / 11,4$ MPa, $f_{R1k} = 5,5 / 19,2$ MPa e $f_{R3k} = 5,54 / 13,1$ MPa in flessione; la resistenza media alla compressione misurata su 6 provini è risultata $f_{cm,28} = 55,6 / 143,6$ MPa, per i provini usati per la caratterizzazione, e $f_{cm,60} = 54,5 / 158,3$ MPa nelle prove di accettazione.

Per la prima miscela sono state utilizzate fibre uncinate Bekaert 4D@ con un rapporto di aspetto di 65, una lunghezza $l_f = 60$ mm e una resistenza a trazione > 1600 MPa; per il secondo, invece, sono state impiegate microfibre rettilinee con rapporto di aspetto 70, lunghezza $l_f = 14$ mm e resistenza a trazione > 2600 MPa. I mix design dei due materiali sono riportati nelle Tabelle 1 e 2, mentre la risposta nominale a flessione secondo la EN 14651, è riassunta nelle Figure 4 e 5, rispettivamente per i due materiali.

Component	Content (kg/m ³)
sand	650
gravel 8-16	580
sand 0-10A	430
CEM I 52.5R	285
CEM IV/A (V)32.5N	95
filler	140
water	180
steel fibres	40

Tabella 1: Mix Design del SFRC C40 – 5c

Component	Content (kg/m ³)
premix DUCTAL@	2015
superplasticizer F5	31.6
water	153.7
steel fibres	263.2

Tabella 2: Mix Design del UHPFRC C120 – 14c

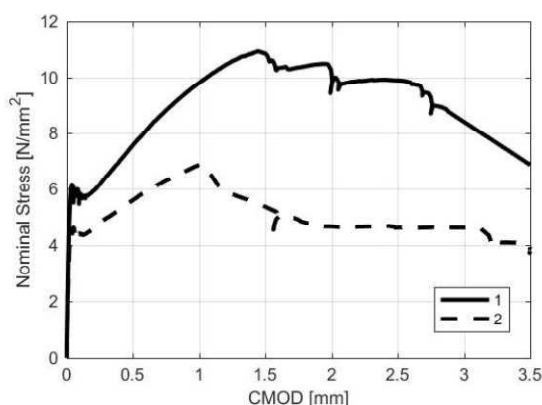
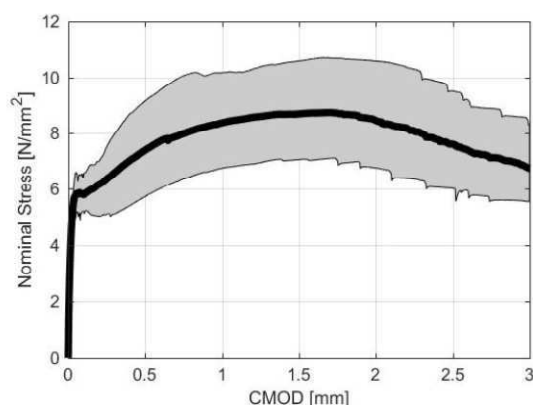


Figura 4: Resistenza nominale a flessione vs. CMOD secondo il EN 14651 per SFRC C40 – 5c:

(a) Prove di caratterizzazione di 12 provini; (b) Prove di accettazione su 2 provini

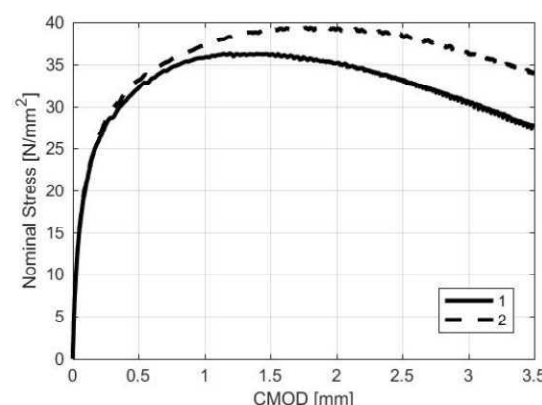
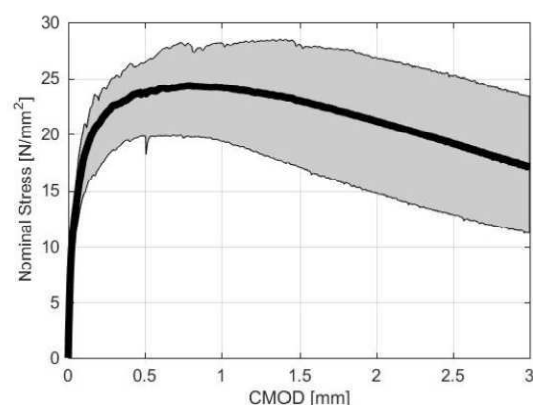


Figura 5: Resistenza nominale a flessione vs. CMOD secondo il EN 14651 per UHPFRC C120 – 14c:

(a) Prove di caratterizzazione di 12 provini; (b) Prove di accettazione su 2 provini

Sono stati utilizzati due acciai per la precompressione rispettivamente, per le barre Dywidag ($\varnothing = 26$ mm; $A_p = 551$ mm²) e per i tiranti dei trefoli di post-tensione (12 trefoli 0,6", $A_p = 150$ mm²): le resistenze nominali e le prestazioni medie misurate sono state rispettivamente $f_{p1k} \geq 950 / 1670$ MPa, $f_{p1m} = 1015 / 1713$ MPa e $f_{ptk} \geq 1050 / 1860$ MPa, $f_{ptm} = 1137,5 / 1944,3$ MPa.

4. TEST PRELIMINARI

Il progetto ha affrontato diversi aspetti critici: l'efficacia del comportamento flessionale delle sezioni trasversali R/SFRC (Fig.7); la verifica della lavorabilità della miscela SCC ed il rispetto delle equazioni proposte nell'Allegato L del nuovo EC2, conformi alle nuove regole progettuali approvate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (Fig. 6b); il comportamento delle regioni diffusive (D-region) in prossimità degli appoggi (Fig.8), il comportamento delle testate di precompressione. In particolare per queste ultime, (Fig.6a), risultava necessario verificare se il flusso delle fibre di acciaio non fosse ostacolato all'interno dalla armatura di frettaggio costituita da staffe con passo ridotto. Infine, è sembrato necessario verificare il comportamento all'interfaccia tra le lastre prefabbricate inclinate in UHPFRC ed il getto successivo in SFRC, in modo da comprendere se, a causa del ritiro, si fosse potuto creare una fessura di interfaccia, favorendo flussi di filtrazione dell'acqua piovana contaminata da sali nella struttura a cassone.

La prima prova ha evidenziato come una trave inflessa realizzata con il solo materiale di classe 5c secondo la EN 14651 (Fig.7), in assenza di armatura tradizionale, mostri un comportamento globale incrudente solo fino a valori di freccia pari a 1-2 mm, e degradante, non appena in una sezione sopraggiunge l'incipiente propagazione instabile della fessura, con formazione di una sola macrofessura principale, manifestando un comportamento fragile; la previsione del valore resistente di progetto è risultata affidabile in termini di carico di picco. Al contrario, l'aggiunta di una quantità significativa di armatura lenta ($\omega_s = 0,112$) risulta in grado di prevenire qualsiasi fragilità e garantisce un aumento del coefficiente di sicurezza significativamente superiore a quello offerto dal solo contributo dell'armatura. La soluzione ibrida garantisce anche una riduzione della distanza media tra le fessure. Successivamente sono state indagate le regioni diffusive in prossimità del singolo appoggio (Fig.8a). Sono state studiate tre soluzioni con travi alte 300 x 600 x 1200 [mm] caricate secondo uno schema di flessione a tre punti. È stata ottenuta una rottura

per flessione per due tipologie di travi: quella in SFRC senza alcuna armatura integrativa e quella con l'armatura lenta più debole ($1\phi 12+1\phi 16$); la trave con l'armatura maggiore, ($2\phi 18$), è invece collassata per spacco del puntone compresso, assimilabile ad una rottura per taglio.

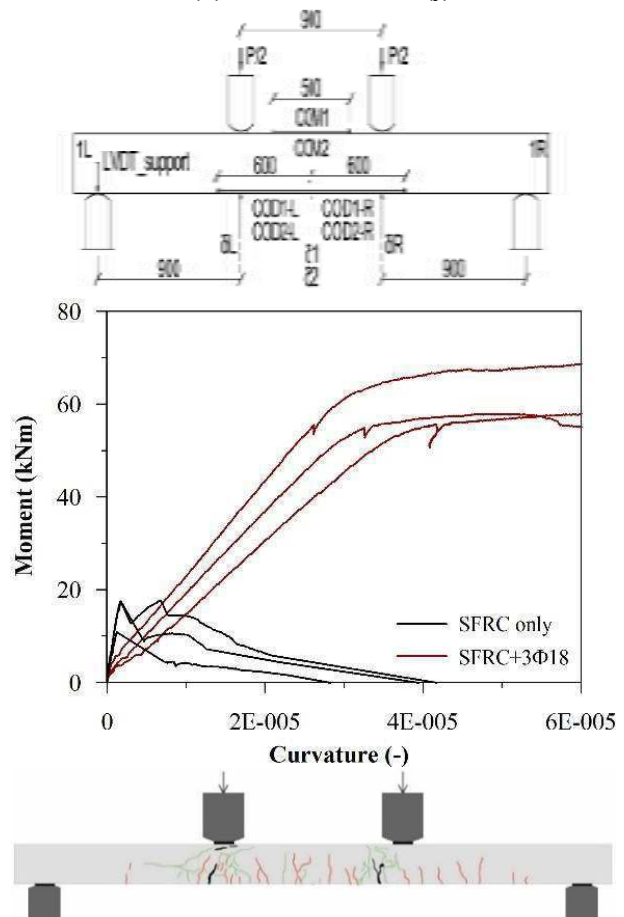
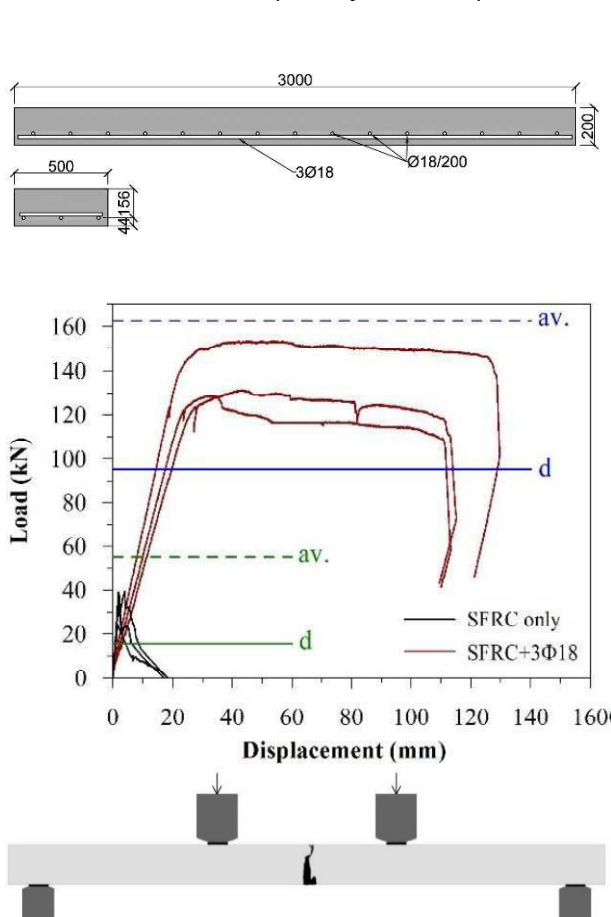
Anche se la struttura reale presenta una significativa quantità di staffe al contrario del campione indagato privo di armatura trasversale, questo risultato ha suggerito l'applicazione di una post-tensione alle barre Dywidag poste in prossimità dell'estradosso della soletta per evitare spiacevoli fessurazioni in prossimità delle testate di post-tensione. La prova sulle testate di post-tensione ha mostrato come il getto, effettuato con l'elemento posto in orizzontale (Fig.6a) in modo da simulare la condizione in opera, non abbia comportato alcuna anomalia nel carico massimo atteso e nel quadro fessurativo: il valore massimo di deformazione trasversale nella zona delle massime deformazioni di trazione, registrato per un carico pari al 90% del carico iniziale, è risultato di circa $270 \mu\epsilon$: questo valore giustifica un'apertura di fessura, ma il valore massimo di apertura rimane nell'ordine di $20 \mu m$, e quindi risulta pienamente accettabile.



Figura 6: Prove di lavorabilità e di getto: armatura di frettaggio delle testate di post-tensione (a) e fase di getto (b)

Figura 7: Prove di flessione per travi fibrorinforzate con e senza armature convenzionale:

(a) geometria; (b) set-up di prova; (c) Carico vs. spostamento verticale sotto carichi; (d) momento vs. curvatura; quadro fessurativo per trave in SFRC senza armature (e) e con barre $3 \phi 18$ (f)



Infine, l'ultima verifica ha riguardato il trattamento superficiale delle lastre in UHPFRC utilizzate come casseri a perdere sui due lati del ponte: dopo l'esecuzione di un prototipo con differenti trattamenti superficiali (Fig.10a), è stata eseguita una prova di bagnatura (Fig.10b) ed è stata selezionata l'opzione di trattamento superficiale migliore (a destra in Fig. 10b). Nell'occasione è stata positivamente verificata anche l'efficacia del profilo, ottenuto mediante apposita matrice incollata al fondo del cassero, nell'azione di distacco delle gocce d'acqua durante un eventuale percolamento.

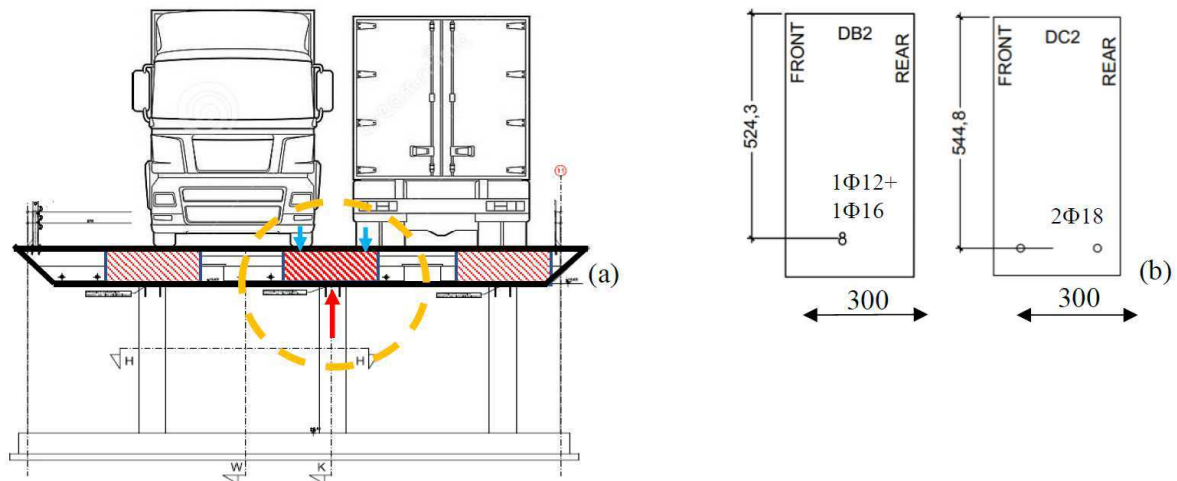


Figura 8: SFRC D-region: (a) localizzazione nell'impalcato vicino agli appoggi; (b) sezione trasversale delle travi indagate

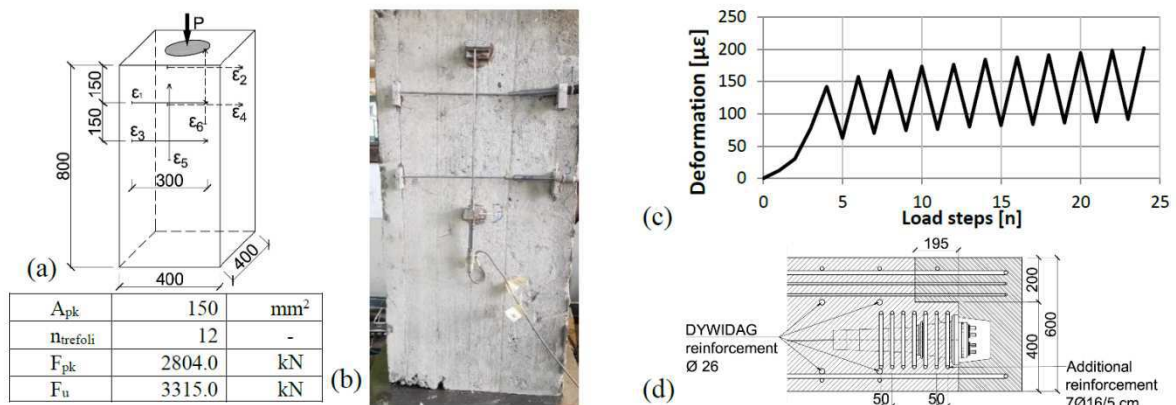
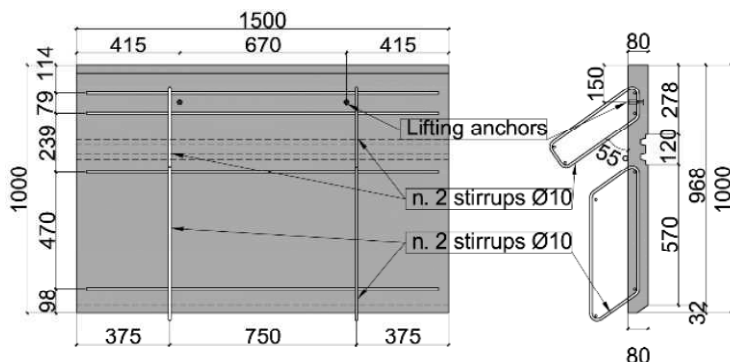


Figura 9: Prove di carico sulla testata di post-tensione: (a) set-up di prova; (b) vista dell'elemento di prova; (c) step di carico vs. Deformazione $(\epsilon_1 + \epsilon_2)/2$ misurato; (d) dettaglio delle armature

Figura 10: (a) geometria e dettaglio dell'armatura della lastra prefabbricata in HPRFC; (b) prova di idrorepellenza del trattamento sulla superficie esterna



5. APPROCCIO ALLA PROGETTAZIONE

La struttura è stata studiata attraverso un modello elastico ad elementi finiti, utilizzando elementi "plate" e "beam" rispettivamente per l'impalcato e le armature di post-tensione; in particolare, i cavi sono stati inseriti nel modello seguendo il loro profilo longitudinale reale, introducendo un opportuno offset rispetto al piano mediano della soletta collegando i nodi con link "rigidi". Particolare attenzione è stata posta alla migliore disposizione dei sei appoggi, cercando di ridurre i momenti flettenti principali specifici, riferiti alle 43 combinazioni di carico considerate, e mantenendo le sei reazioni sempre in compressione per tutte le possibili azioni variabili.

La particolare forma dell'impalcato, sgheмба e curva, evidenzia due differenti comportamenti flettenti: il peso proprio orienta gli assi principali del momento flettente sulla luce più corta tra gli appoggi, tendendo ad utilizzare la massima rigidità flessionale, mentre la post-tensione tende ad orientare il comportamento flessionale della struttura lungo il proprio asse.

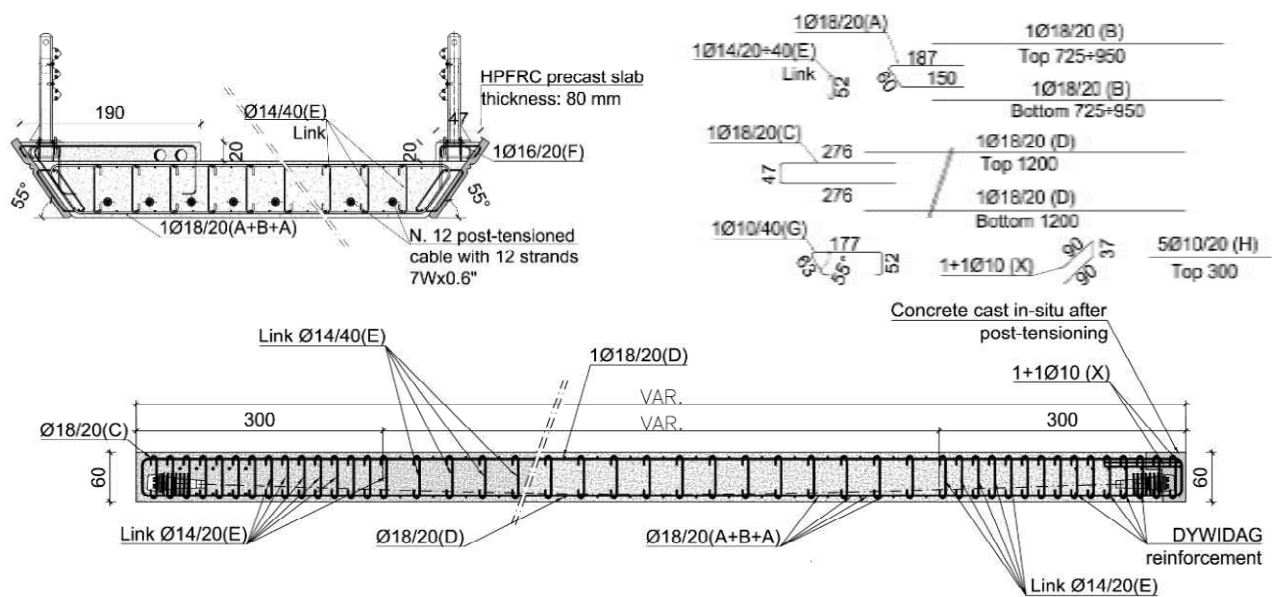
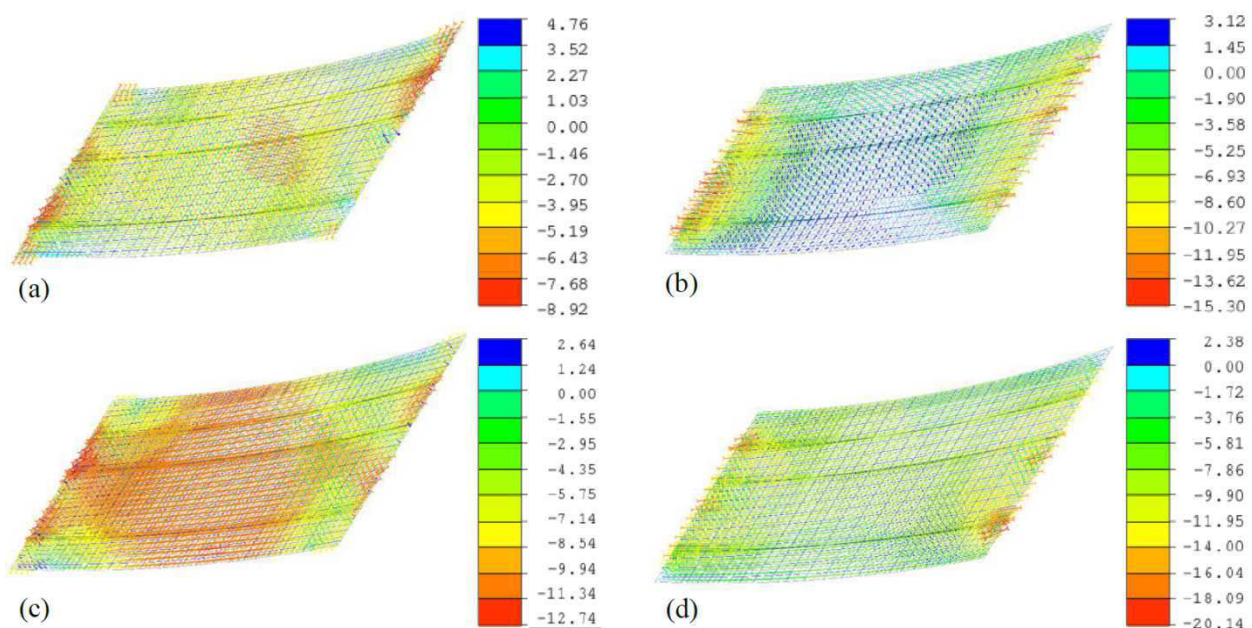


Figura 11: Armatura della soletta: (a) sezione trasversale; (b) dettaglio delle armature; (c) sezione longitudinale

Figura 12: Output degli sforzi principali della struttura in combinazione SLS [rara]: (a) estradosso – valori massimi; (b) intradosso – valori massimi; (c) estradosso – valori minimi; (d) intradosso – valori minimi



I dettagli dell'armatura sono riassunti in Figura 11. A livello progettuale, sono state analizzate tre fasi distinte: la prima corrisponde alla post-tensione al 50% dei cavi longitudinali e al 100% delle barre trasversali Dywidag, con lo scopo di rimuovere il ponteggio longitudinale dopo soli tre giorni dal getto; la seconda, invece, considera la post tensione al 100% dei cavi e, infine, la condizione di operatività del ponte, in cui sono state considerate anche le perdite lente di post-tensione, il ritiro, le deformazioni termiche e i carichi variabili. Particolare attenzione è stata posta al controllo dell'apertura di fessura in tutte e tre le condizioni di carico, verificando che le massime sollecitazioni di trazione e compressione rispettassero i valori limite di f_{R1k} e $0.60 f_{ck}$ (Fig. 12).

Per quanto riguarda lo SLU, il momento resistente longitudinale calcolato, risulta circa due volte maggiore rispetto al valore dell'azione massima agente. Il momento flettente trasversale negativo rappresenta la verifica con il coefficiente di sicurezza più basso che, comunque, risulta essere sempre maggiore di 1,20.

Il modello di calcolo utilizzato è stato validato, in primis, confrontando in loco gli spostamenti verticali sperimentali con quelli numerici, nel passaggio dal 50% al 100% della post-tensione longitudinale. Successivamente è stata utilizzata la prova di carico del collaudo finale. Il confronto, con quest'ultima prova, ha permesso di evidenziare che, il supporto G (Fig.13a) risultasse parzialmente sollevato (circa 1,4 mm): un'infiltrazione di malta ha ripristinato il contatto. Il carico variabile è stato applicato in 9 step (Fig.13c), fino ad un valore finale di 156 t, mediante l'utilizzo di 3 camion da 42 t e un mezzo a tre assi da 34 t (si noti che nella condizione di carico massimo, la ruota di un mezzo non risultava essere sul ponte). In questa condizione lo spostamento verticale massimo misurato è stato di 5,97 mm contro un valore previsto di 8,31 mm. Il valore di reazione più alto in questa condizione al supporto D (Fig. 13a), compreso il peso del ponte, è stato di 939,7 kN su un valore totale di 3519,7 kN. Il carico permanente, all'atto del collaudo, corrispondeva al solo peso proprio della struttura senza la pavimentazione superiore.

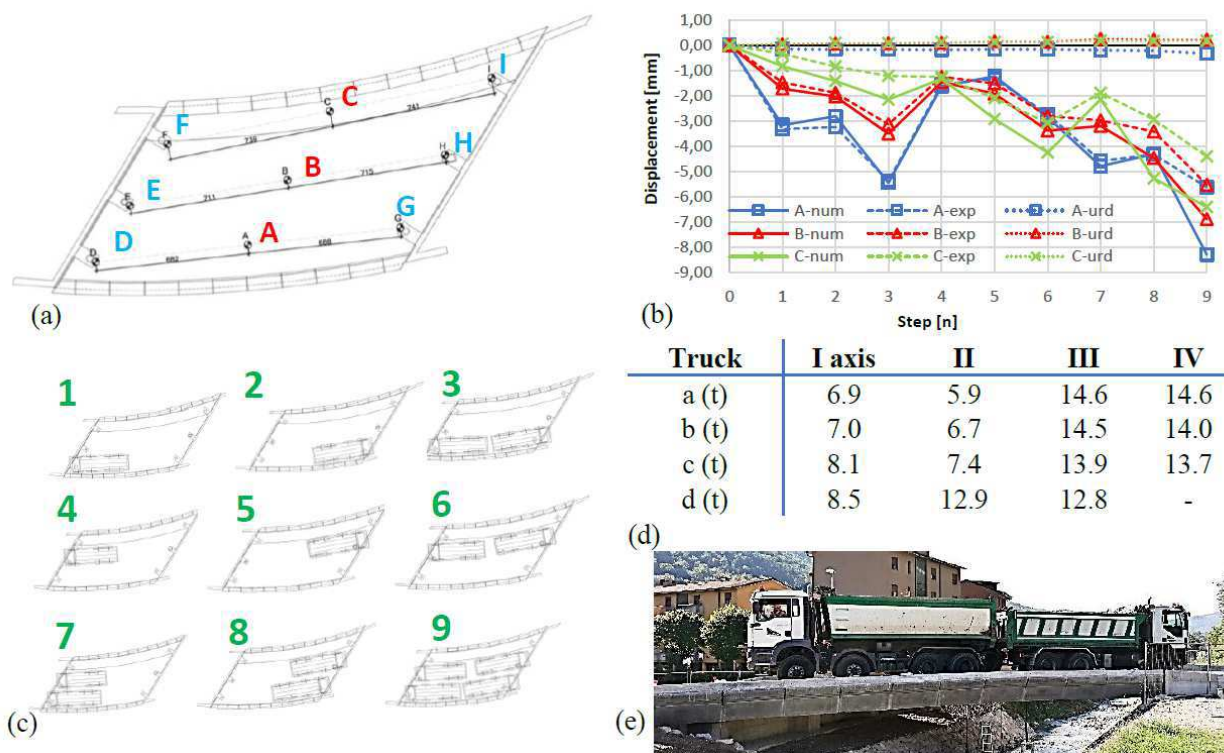


Figura 13: Prova di collaudo: (a) punti di controllo della prova; (b) step vs. spostamenti – risultati sperimentali e numerici; (c) posizione dei camion nei differenti step di carico; (d) peso di ogni asse dei camion; (e) vista dell'ultimo step di carico

6. OSSERVAZIONI SULLE FASI D'OPERA

La realizzazione della struttura ha evidenziato due problemi principali: il primo ha riguardato l'eccentricità verticale dei cavi longitudinali rispetto al piano medio teorico, il secondo ha comportato la comparsa di un quadro fessurativo molto significativo (Fig. 14c) all'estradosso della struttura.

Il primo ha comportato una riduzione di circa 23 mm di eccentricità rispetto a quella massima considerata in fase di progetto (pari a 207 mm). Il secondo è stato causato presumibilmente dal ritiro e dagli effetti termici sebbene sia risultato molto superiore a qualsiasi previsione. La temperatura del calcestruzzo,

gettato il 20 luglio 2021 per un volume complessivo di 82,8 m³, è stata di 31,6 °C; la stagionatura è stata effettuata mediante applicazione sulla superficie di estradosso di un tessuto non tessuto tenuto bagnato per circa una settimana. Nonostante queste attenzioni, dopo un mese è stata misurata un'apertura massima di fessura di 1,9 mm (Fig.14c). Un carotaggio a cavallo della fessura più aperta, profondo 4 cm, mostrava sul fondo una fessura ancora visibile a occhio nudo.

È stato verificato che le fessure fossero scarsamente influenzate dalla post-tensione, controllando la variazione dell'apertura di fessura, per mezzo di fessurimetri, durante l'applicazione del 50% della post-tensione finale (Fig.14c).

Tutte le fessure, dopo tre mesi dal getto, sono state sigillate infiltrando una malta appositamente (Fig.14d) in modo da impedire nel tempo qualsiasi tipo di infiltrazione d'acqua dall'estradosso.

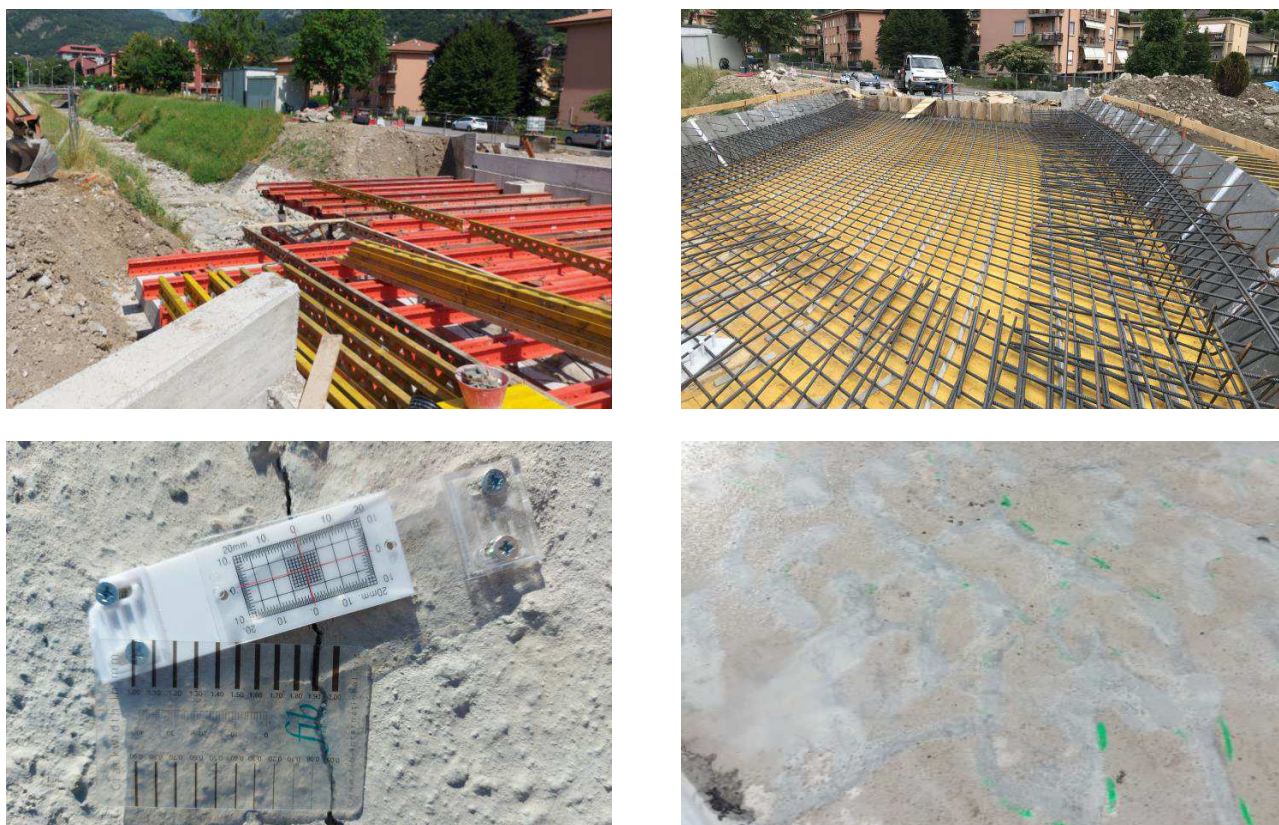


Figura 14: Fasi di costruzione: (a) assemblaggio del cassero inferiore; (b) posa in opera delle armature inferiore e laterale; (c) apertura di fessura per ritiro e (d) sigillatura delle fessure

7. CONCLUSIONI

E' stato costruito a Canzo il primo ponte in calcestruzzo armato fibrorinforzato post-teso. Sono state utilizzate lastre prefabbricate in UHPFRC come casseri a perdere per la protezione delle sponde laterali della sezione a cassone per seguire l'andamento curvo, a larghezza variabile, della sezione trasversale. La post-tensione, eseguita con 14 cavi disposti lungo l'asse longitudinale, ha permesso di mantenere l'altezza totale della struttura relativamente ridotta. Il costo complessivo per 1 m² di superficie è risultato pari a circa 2,5 k€, per un totale di 137 m², comprensivo del trattamento delle sponde dell'alveo e di tutti i servizi tecnici (progettazione, direzione lavori e collaudi). L'incidenza del materiale fibro-rinforzato è stata di circa 60 €/m² che corrisponde a circa il 2,4%. Questo costo comporta un aumento significativo della durabilità dovuto al miglioramento della resistenza alla fatica; un aumento del momento flettente ultimo longitudinale e trasversale specifico, rispettivamente di circa 4,6% e 12,0%; un aumento della resistenza specifica a taglio di circa il 57%; un aumento della resistenza al punzonamento di circa il 27%; una riduzione dell'apertura di fessura allo Stato Limite di Esercizio di circa il 25% ed infine una più agevole verifica delle sollecitazioni limite di esercizio nel calcestruzzo a trazione grazie alla possibilità di considerare ovunque il valore limite della resistenza caratteristica residua a flessione del calcestruzzo fibrorinforzato. La snellezza raggiunta ha permesso infine un gradevole inserimento nel paesaggio del fiume Ravella.

RIFERIMENTI

- [1] Vandewalle, L. et al., Rilem TC 162-TDF: Test and design methods for steel fibre reinforced concrete: Uniaxial tension test for steel fibre reinforced concrete, (2001) *Materials and Structures*, 34 (235), 3-6.
- [2] Vandewalle, L., et al., Recommendations of RILEM TC 162-TDF: σ - ϵ design method (2000), *Materials and Structures*, 33 (226), 75-81.
- [3] fib Model Code for Concrete Structures 2010. Ed. Fib – International Federation for Structural Concrete, Ernst & Sohn, Berlin, 2013.
- [4] di Prisco, M., Colombo, M., Dozio, D., Fibre-reinforced concrete in fib Model Code 2010: Principles, models and test validation, (2013) *Structural Concrete*, 14 (4), 342-361.
- [5] UNI 11188, 2004: Design, Production and Control of Steel Fibre Reinforced Structural Elements, Italian Board of Standardization.
- [6] CNR-DT 204, Guidelines for design, construction and production control of fiber reinforced concrete structures, National Research Council of Italy, 2006.

INFORMAZIONI GENERALI SULL'OPERA

Committente: Comune di Canzo (CO)

Progettista e DL: DSC Erba s.r.l. (Prof. Ing. Marco di Prisco)

Impresa: Pozzi Virginio Strade s.r.l. / Consonnistrade 2001 s.r.l.

Collaudatore: Ing. Marcello Scola

Altre figure coinvolte:

Ing. Lorenzo Radice, Geom. Gianfranco Nava (DSC Erba s.r.l.) - Prof. Ing. Matteo Colombo, Ing. Giulio Zani (Politecnico di Milano) - Ing. Uriel Cinti (Holcim Italia S.p.A.)

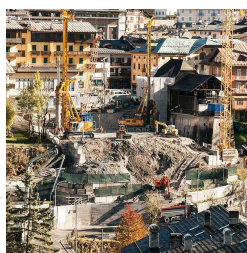
Design and construction of a P/SFRC bridge in Canzo - Progetto e realizzazione di un ponte in P/SFRC a Canzo

M. di Prisco, L. Radice, S. Somaschini, U. Cinti, G. Nava, G. Zani, M. Colombo, M. Scola

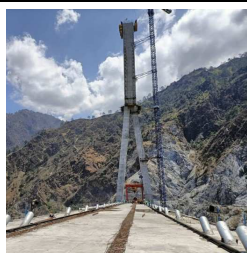
Memoria presentata a ICC – Napoli, ottobre 2022

PREMI aicap 2022

REALIZZAZIONI DI OPERE E PROGETTI DI OPERE IN CALCESTRUZZO STRUTTURALE



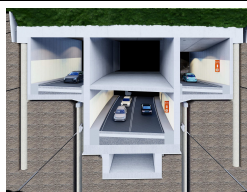
NUOVO PARCHEGGIO INTERRATO MULTIPIANO "FAIT" A CORTINA D'AMPEZZO



TORRE DEL PONTE STRALLATO FERROVIARIO SUL FIUME ANJI (INDIA)



BLOCCHI DI ANCORAGGIO E TORRI DEL PONTE SOSPESO SUL DANUBIO A BRAILA (ROMANIA)



GALLERIA ARTIFICIALE DELLA CIRCONVALLAZIONE NORD-OVEST DI MERANO



PONTE PEDONALE A "NASTRO TESO" SUL RIO GANDER A BARBIANO (BZ)



PROGETTO E REALIZZAZIONE DI UN PONTE IN P/SFRC A CANZO (COMO)
