

## **SOTTOTEMA 3**

# **PROGETTAZIONE, CON RIGUARDO ALLE AZIONI ECCEZIONALI**



# ROBUSTEZZA DI SISTEMI INTELAIATI MISTI ACCIAIO-CALCESTRUZZO: IL CASO DI COLLASSO DI UNA COLONNA

**Nadia Baldassino, Fabio Freddi, Riccardo Zandonini**

Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e Meccanica, Università degli Studi di Trento

## SOMMARIO

Negli ultimi anni, la ricerca di soluzioni costruttive finalizzate alla mitigazione dei danni causati da eventi eccezionali ha suscitato un grande interesse da parte della comunità scientifica internazionale. Tali azioni possono essere fronteggiate sia attraverso criteri di sovrarresistenza che di ridondanza strutturale e la combinazione di questi criteri può portare alla definizione di metodi di progetto efficaci ed economicamente efficienti. Uno dei principali obiettivi delle strategie di intervento è quello di realizzare sistemi strutturali in grado di attivare meccanismi di redistribuzione dei carichi in modo che questi possano essere trasferiti, dalla parte danneggiata alla parte non danneggiata della struttura. Il lavoro svolto fa parte di un Progetto di Ricerca Europeo che ha l'obiettivo di definire nuovi criteri di progetto per strutture miste acciaio-calcestruzzo nei confronti di azioni eccezionali. La prima parte della ricerca si concentra sul comportamento di due telai 3-D nei confronti del collasso di una colonna interna. Due prove a scala reale saranno eseguite su una parte di queste strutture. Simulando il collasso completo di una colonna sarà possibile studiare la ridondanza del sistema tridimensionale fornito dalla soletta attraverso l'attivazione delle forze membranali. Il presente articolo illustra lo studio preliminare condotto in fase di progetto delle prove.

## ROBUSTNESS OF FRAMED STEEL-CONCRETE COMPOSITE SYSTEMS: THE CASE OF A COLUMN COLLAPSE

### SUMMARY

The last years were characterized by a growing interest about the development of strategies for the mitigation of the damages caused by accidental events. Accidental actions can be resisted by residual strength and alternate load path methods and combination of these strategies can lead to an effective and cost efficient design procedure for progressive collapse mitigation by redistributing the loads within the structure. One of the main objective of these strategies is the development of structural systems able to activate mechanisms to transfer the loads from the damaged to the undamaged part of the structure. This paper illustrates the preliminary work carried on within a European Research Project, aimed at developing new design concepts for steel-concrete composite frames against accidental actions. The first part of the study investigates the behavior of two geometrically different steel-concrete 3-D composite frames subjected to the loss of an internal column. Two full-scale experimental tests will be performed on a part of these structure. By simulating the total loss of the impacted column, the experiments enable investigation of the redundancy of the 3-D slab system in terms of activation of membrane effects. The present paper presents the preliminary study for the design of the tests.

### 1. INTRODUZIONE

Il concetto di *affidabilità strutturale* è spesso sinonimo di *sicurezza* e ricopre un ruolo di primo piano nell'ottica progettuale odierna. In particolare, il conseguimento di un predefinito livello di affidabilità nei confronti di eventi rari è stato ed è tuttora uno degli argomenti di principale interesse all'interno della comunità scientifica. La sua importanza è legata al fatto che, nonostante tali azioni siano molto rare, le loro conseguenze sono spesso disastrose ed è necessario perseguire il giusto compromesso tra sicurezza ed economicità. Grandi progressi sono stati fatti negli ultimi anni nella valutazione della sicurezza nei confronti di alcune azioni

rare quali ad esempio il sisma, mentre lo studio dell'affidabilità strutturale a seguito di eventi eccezionali (impatti, esplosioni, conseguenze di errori umani) necessita ancora di importanti sviluppi.

Seguendo i principi di sicurezza ed economicità delle strutture, è ormai consolidato il concetto che, a seguito di eventi rari, i principali obiettivi del progettista sono quelli di salvaguardare la vita degli occupanti e di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause. Nell'ambito dell'ingegneria sismica questi concetti sono largamente diffusi e recepiti dalle normative attraverso la definizione di differenti stati limite in relazione alla frequenza di accadimento

dell'evento. Nonostante la somiglianza delle problematiche, per quanto riguarda gli eventi eccezionali, la codificazione delle procedure non ha raggiunto gli stessi livelli di avanzamento e una delle cause è sicuramente la difficoltà nell'identificazione di tali eventi e nella descrizione della loro probabilità di accadimento.

Dal punto di vista normativo, il tema delle azioni eccezionali è trattato negli Eurocodici EN 1990 *Eurocode – Basis of Structural Design* [1] e EN 1991-1-7 *Eurocode 1 – Part 1-7 Accidental Actions* [2]. In particolare, l'Eurocodice EN 1990 [1] stabilisce i principi necessari al perseguimento di un'adeguata *robustezza strutturale* definita come "la capacità della struttura di evitare danni sproporzionati rispetto alle cause innescanti quali fuoco, esplosioni, impatti o conseguenze di errori umani" (EN 1991-1-7 1.5.14 [2]). L'Eurocodice EN 1991-1-7 [2] propone diverse strategie per il conseguimento della robustezza introducendo i concetti di *eventi eccezionali identificati* e *non identificati* e di *classe di conseguenza*. Nel caso di *eventi eccezionali identificati* (e.g. impatti, esplosioni, ecc.) le strategie di progetto includono: la realizzazione di elementi strutturali tali da sopportare le azioni eccezionali, progettati sulla base di forze statiche equivalenti e la prevenzione o riduzione dell'azione. Tali misure hanno l'obiettivo di prevenire il danno. Nel caso di *eventi eccezionali non identificati* (e.g. conseguenze di errori umani, attacchi terroristici, ecc.) le strategie di intervento dipendono dalla classe di conseguenza. In questi casi, l'impossibilità di prevedere le eventuali situazioni di innesco del fenomeno hanno portato a sviluppare strategie di progetto capaci di mitigare, piuttosto che di prevenire il danno. In particolare, l'elevata ridondanza strutturale (e.g. l'introduzione di percorsi di carico alternativi), il progetto di elementi chiave e l'adozione di regole prescrittive atte al mantenimento di un'adeguata integrità e duttilità strutturale sono alcune delle strategie proposte dall'Eurocodice [2]. L'obiettivo diventa quindi quello di realizzare un sistema strutturale dotato di difese intrinseche, tali da garantire il mantenimento di un livello di integrità adeguato a seguito di un qualunque possibile evento critico [3]. La *robustezza* è quindi una proprietà 'intrinseca' di una struttura nel senso che non dipende dalle possibili cause scatenanti. Infatti, nel momento in cui si consideri la dipendenza dalle azioni, risulta più appropriato parlare di resistenza al collasso.

L'Eurocodice propone una classificazione delle strutture sulla base di *classi di conseguenza* (CC). L'obiettivo è quello di differenziare l'affidabilità richiesta in base alle conseguenze derivanti dal fallimento del raggiungimento del requisito richiesto. La classe di conseguenza 3 (CC3) prevede elevate conseguenze in termini di perdite di vite umane e danni economici. In questi casi sono necessari criteri più stringenti al fine del raggiungimento del requisito di robustezza. Diversamente, la classe di conseguenza 1 (CC1) si riferisce ad esempio ad edifici agricoli dove l'uomo normalmente non entra ed un eventuale crisi strutturale non comporterebbe gravi danni sia dal punto di vista umano che economico.

Il crescente interesse per lo studio degli effetti delle azioni eccezionali ha portato negli ultimi decenni ad una consistente mole di ricerca. Gli studi si sono peraltro focalizzati sulla valutazione del comportamento di strutture in cemento armato. Solo pochi sono stati condotti su strutture in acciaio o su strutture miste acciaio-calcestruzzo investigando quasi esclusivamente la risposta di un singolo elemento all'impatto,

mentre le conseguenze sulla struttura non sono mai state sufficientemente approfondite. Le conoscenze in questo campo sono pertanto ancora piuttosto limitate.

Tali strutture rappresentano una importante tipologia con applicazioni sia nel campo degli edifici multi-piano a uso residenziale e commerciale, sia di edifici industriali. La ricerca in questo campo ha quindi un'elevata rilevanza pratica.

Alcuni contributi sono stati dati di recente allo sviluppo di strategie di progetto atte all'ottenimento di un'adeguata robustezza per questo tipo di strutture [4] e [5]. Permane tuttavia la necessità di ulteriori approfondimenti in particolare sul comportamento 3-D.

In molte tipologie di edifici le colonne risultano essere elementi vulnerabili nei confronti delle azioni eccezionali e quindi, l'identificazione degli effetti del collasso di una colonna ha una rilevanza fondamentale nella valutazione della robustezza. Tale interesse deriva sia dal ruolo fondamentale ricoperto dell'elemento strutturale sia dalla probabilità di accadimento di tale evento, che sebbene sia difficilmente quantificabile, ha sicuramente una rilevanza non trascurabile, in particolare nei casi di edifici situati in prossimità di strade molto trafficate o di edifici con zone carrabili al piano terra, dove la collisione di un veicolo è un evento con probabilità di accadimento non trascurabile.

Le strutture miste acciaio-calcestruzzo sono caratterizzate da un elevato rapporto resistenza/peso, un'elevata duttilità tale da garantire lo sfruttamento delle risorse residue del sistema e da un'elevata rigidità dei solai nel comportamento a piastra tale da consentire un'ottima ripartizione dei carichi nel caso di collasso di una colonna sfruttando il principio di ridondanza strutturale.

Il principio delle resistenze residue persegue l'obiettivo della stabilità globale attraverso un'elevata dissipazione di energia e mediante lo sfruttamento delle resistenze plastiche. Diversamente il principio della ridondanza strutturale si basa sull'idea di creare dei sistemi atti ad assorbire le azioni e quindi garantire un diverso percorso dei carichi qualora uno degli elementi strutturali dovesse collassare. Tale redistribuzione delle forze interne consente di limitare la crisi ad una parte della struttura senza compromettere la stabilità globale dell'edificio come mostrato in Figura 1. Nonostante questi siano due concetti differenti, la loro interazione è indispensabile al fine di ottenere un'adeguata robustezza strutturale.

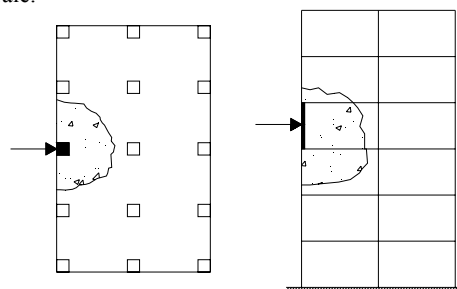


Figura 1 – Danneggiamento locale di un edificio (da EN 1991-1-7 [2])

Il collasso di una colonna genera un significativo cambiamento dello schema statico della parte di struttura interessata con conseguente incremento delle deformazioni, delle sollecitazioni e il trasferimento dei carichi negli elementi strutturali adiacenti. Tuttavia, il trasferimento delle azioni è un

meccanismo che si attiva a seguito di grandi spostamenti, è quindi necessario non solo un attento studio dei percorsi di carico alternativi e delle resistenze residue degli elementi interessati ma anche delle loro capacità deformative. La continuità degli elementi orizzontali è di fondamentale importanza e una delle problematiche principali riguarda l'evoluzione delle sollecitazioni nei collegamenti. Il corretto funzionamento di questi è indispensabile al fine di consentire il trasferimento dei carichi ed è quindi necessaria una progettazione mirata a ottenere consistenti resistenze residue e consentire grandi deformazioni tali da mobilitare le ulteriori riserve di resistenza della struttura, associate allo sviluppo di un comportamento 'a catenaria' del sistema di solaio.

Questo articolo illustra il lavoro preliminare svolto all'interno di un Progetto di Ricerca Europeo con l'obiettivo di sviluppare nuovi criteri di progetto per le strutture miste acciaio-calcestruzzo nei confronti di azioni eccezionali. Il principale obiettivo perseguito in questa prima parte di studio è quello di investigare i meccanismi 3-D di trasferimento delle azioni nel caso di collasso di una colonna attraverso prove sperimentali. In particolare, saranno eseguite due prove sperimentali a scala reale su di una sottostruttura ed il presente articolo illustra lo studio preliminare per la progettazione della prova. Simulando il collasso di una colonna, la sperimentazione consente lo studio della ridondanza strutturale attraverso l'attivazione di diversi meccanismi resistenti compreso l'effetto membranale della soletta.

## 2. PROGETTO DEI CASI STUDIO

Come casi studio sono stati scelti due edifici con travi composte in acciaio-calcestruzzo, soletta di c.a. e colonne di acciaio. Le dimensioni complessive degli edifici sono di 34,2

m (6 campate) in direzione X, 11,4 m (2 campate) in direzione Y e 18 m di altezza complessiva (5 piani). Sebbene le dimensioni siano uguali, due differenti geometrie in pianta sono state considerate in questo studio. Una configurazione è simmetrica rispetto ad entrambe le direzioni mentre l'altra è simmetrica solo rispetto alla direzione Y. Figura 2 e 3 riportano la rappresentazione in pianta dei due telai. Entrambe le strutture hanno un'altezza di interpiano di 3,60 m ed una campata di 5,70 m in direzione X. In direzione Y la struttura simmetrica ha campate di 5,70 m mentre la struttura asimmetrica ha campate rispettivamente di 7,125 m e 4,275 m. I materiali utilizzati sono calcestruzzo C30/37, barre di armatura B450C, acciaio strutturale S355 e bulloni di classe 10.9. Entrambe le strutture adottano le stesse sezioni per le travi (IPE 240), per le colonne (HEB 220), per i diagonali, lo stesso spessore della soletta (150 mm) e lo stesso collegamento trave-colonna con piastra bullonata. Tale scelta di uniformità ha come obiettivo quello di ridurre le variabili tra le due configurazioni in modo da semplificare il confronto dei risultati. Le dimensioni e la disposizione delle barre sono ovviamente differenti.

I casi studio sono stati progettati seguendo le indicazioni degli Eurocodici [1], [2], [6], [7], [8]. Le prescrizioni sismiche non sono state considerate con l'obiettivo di disaccoppiare il problema della sismica da quello della robustezza. La scelta della posizione dei controventi in direzione Y, asimmetrica in entrambi i telai, non permetterebbe di conseguire un buon comportamento sismico della struttura, tuttavia, questa scelta consente di individuare una sottostruttura da testare sperimentalmente priva di controventi metallici. In questo modo è possibile investigare una sottostruttura rappresentativa di un caso più generale.

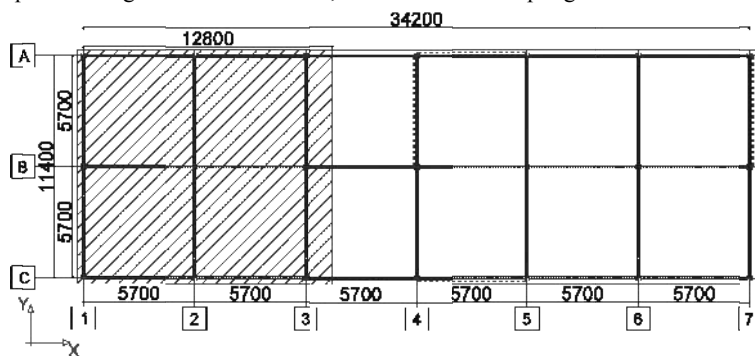


Figura 2 - Rappresentazione in pianta - Configurazione simmetrica (dimensioni in mm)

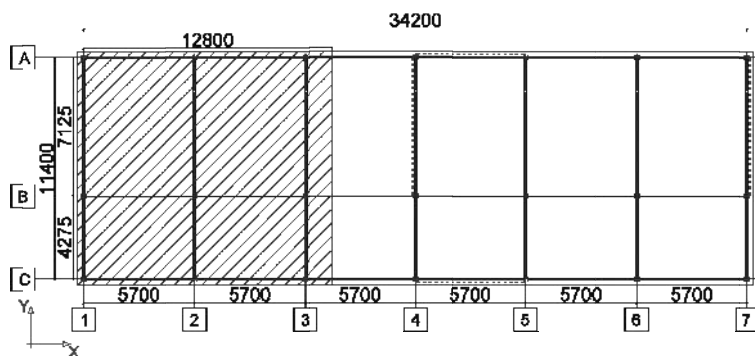


Figura 3 - Rappresentazione in pianta - Configurazione asimmetrica (dimensioni in mm)

Il modello agli elementi finiti del telaio 3-D utilizzato per il progetto è stato sviluppato attraverso il programma SAP 2000 [9]. I telai sono incastrati alla base in entrambe le direzioni. Elementi di tipo *'Frame'* sono stati utilizzati per modellare travi, colonne e diagonali. Elementi di tipo *'Shell'* sono stati impiegati per modellare la soletta in c.a. Il contributo dell'azione composta è stato considerato nell'analisi connettendo rigidamente le travi metalliche e la soletta in modo da simulare la completa interazione fornita dai connettori a taglio. Le imperfezioni geometriche globali (non verticalità) sono state introdotte direttamente nel modello mentre quelle locali sono state considerate nelle verifiche. L'effetto della viscosità del calcestruzzo è stato introdotto nel modello considerando un modulo di elasticità appropriato in funzione della condizione di progetto considerata. I nodi sono stati modellati introducendo un'appropriata rigidità rotazionale calcolata utilizzando il metodo delle componenti riportato negli Eurocodici [7].

### 3. PROGETTO DELLE PROVE SPERIMENTALI

Le prove sperimentali verranno eseguite su di una porzione del primo piano del corrispondente telaio. La porzione di telaio da riprodurre in laboratorio per la

sperimentazione è rappresentata dall'area tratteggiata in Figura 2 e 3 rispettivamente per il telaio simmetrico e asimmetrico.

Al fine di realizzare una sottostruttura rappresentativa del comportamento del caso studio, il progetto della prova sperimentale è stato effettuato attraverso un attento studio del comportamento del telaio completo e del sottotelaio. Modelli agli elementi finiti sviluppati attraverso il programma di calcolo Abaqus [10] hanno consentito una valutazione accurata della risposta. Travi e colonne sono state modellate come elementi *'Frame'* mentre la soletta è stata modellata come elemento *'Shell'*. Le barre della soletta sono state modellate in perfetta aderenza e la soletta è rigidamente connessa con le travi simulando la completa interazione della sezione composta. In questo studio preliminare, la connessione trave-colonna è stata assunta come rigida.

La prova verrà eseguita in tre fasi. Nella prima, il carico gravitazionale di progetto viene applicato sulla soletta andando a simulare la situazione iniziale prima del collasso della colonna; nella seconda la colonna centrale viene *'rimossa'*, mentre nella terza un carico addizionale viene applicato sulla soletta fino alla condizione di collasso con l'obiettivo di ottenere una stima del margine di sicurezza disponibile. La Figura 4 riporta la sequenza di prova del telaio simmetrico e della relativa sottostruttura.

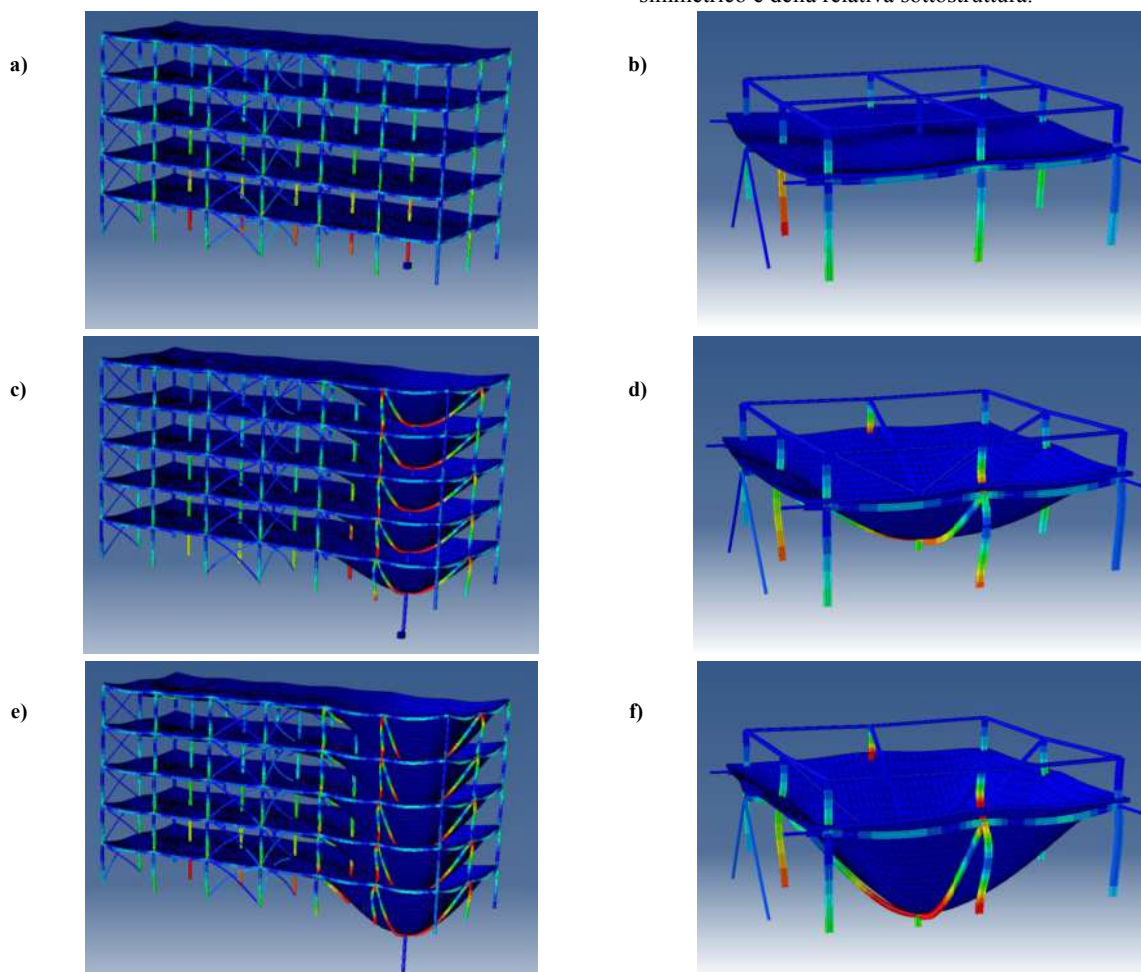


Figura 4 - Configurazione simmetrica - Risposta del telaio e del sottotelaio a conclusione delle seguenti fasi: a) e b) Applicazione del carico gravitazionale; c) e d) Rimozione della colonna; e) e f) Incremento di carico

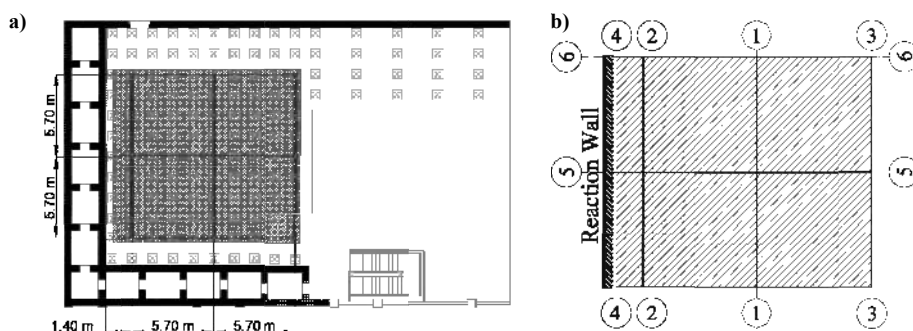


Figura 5 - a) Posizione del campione nel laboratorio; b) Sezioni 'significative'

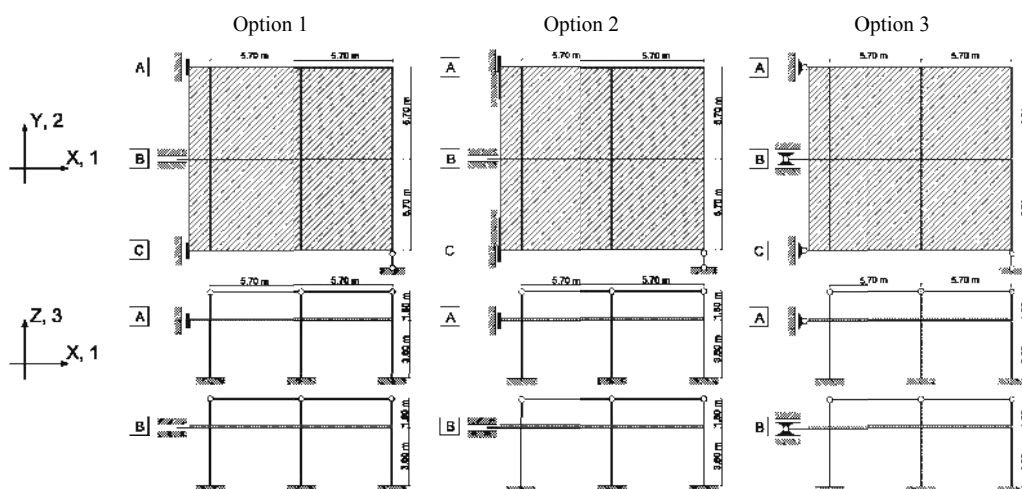


Figura 6 - Opzioni di vincolo del campione

Durante il progetto della prova, si sono affrontati alcuni problemi, due dei quali riguardano 'l'equivalenza' in termini di risposta tra il campione e il telaio di riferimento: 1) come vincolare la sottostruttura alle pareti di contrasto al fine di simulare la continuità presente nel telaio completo, 2) quali modalità di incremento di carico utilizzare per l'esecuzione della terza fase. Il confronto dei risultati delle analisi numeriche del telaio completo e della sottostruttura ha consentito di individuare le soluzioni più appropriate. Tali questioni sono trattate in modo dettagliato nei seguenti paragrafi. Per limitare le dimensioni dell'articolo vengono riportati esclusivamente i risultati relativi alla configurazione simmetrica. Risultati analoghi sono stati ottenuti per la configurazione asimmetrica.

### 3.1 Definizione delle condizioni di vincolo del sottotelaio

La sottostruttura deve essere vincolata in modo tale da simulare correttamente il comportamento del telaio completo. Questo è stato uno dei principali aspetti investigati in questa fase di studio preliminare. La sottostruttura viene 'estratta' dal primo piano del telaio e le colonne risultano quindi incastrate alla base. Le colonne sono più lunghe dell'altezza del piano e si estendono fino a metà dell'altezza del piano superiore dove sono connesse tra loro attraverso profili metallici. Tale configurazione consente di simulare correttamente la distribuzione dei momenti nelle colonne e la rigidità rotazionale dei nodi trave-colonna. L'adeguatezza di questa scelta è stata confermata dal confronto dei risultati delle

analisi numeriche tra telaio completo e sottostruttura.

Mentre la definizione del vincolo sulle colonne è stata quasi immediata, lo studio della connessione delle travi con la parete di contrasto ha richiesto maggiore attenzione. La Figura 5a riporta la posizione del campione nel laboratorio e la relativa posizione rispetto alle pareti di contrasto. Sono state considerate tre differenti opzioni per le condizioni di vincolo (Fig. 6) e i principali risultati in termini di deformazioni e sollecitazioni sono stati confrontati con quelli ottenuti dal telaio completo. L'adeguatezza delle condizioni al contorno è stata controllata confrontando i risultati in alcune sezioni 'significative' riportate in Figura 5b. Per brevità, in questo articolo sono riportati esclusivamente i risultati relativi alla sezione 1.

Nelle opzioni 1 e 3, le sole travi metalliche vengono vincolate mentre la soletta non è connessa alla parete di contrasto. I controventi metallici del telaio impediscono ogni spostamento longitudinale dei telai laterali, quindi, lo spostamento longitudinale ( $U_1$ ) delle travi laterali è impedito (A e C in Fig. 6). Questo spostamento è libero nella trave centrale (B in Fig. 6) dove vengono invece vincolati lo spostamento trasversale e verticale ( $U_2$  e  $U_3$ ). Nell'opzione 1 sono vincolate anche le rotazioni  $R_2$  e  $R_3$  mentre nell'opzione 3 tutte le rotazioni sono libere. Nell'opzione 2, in aggiunta ai vincoli dell'opzione 1, anche la parte di soletta adiacente alle travi laterali viene vincolata alla traslazione longitudinale per una larghezza di 0,5 m su entrambi i lati.

Le elevate forze assiali nelle colonne del telaio generano

elevate deformazioni. Tali deformazioni non sono di interesse in questa sede in quanto l'attenzione è rivolta al comportamento del sistema di piano e la scelta della condizione di vincolo ha l'obiettivo di simulare correttamente il comportamento di quest'ultimo. Quindi, per consentire il confronto dei risultati, le forze assiali presenti nelle colonne del modello globale sono state riprodotte nel modello della sottostruttura.

La Figura 7 mostra il confronto tra gli spostamenti verticali e momenti flettenti della soletta (Sez. 1) della sottostruttura con una delle tre opzioni di vincolo ed il telaio completo per i tre step della sequenza di prova. Nella terza fase il carico sulla soletta viene incrementato con un coefficiente di 1,3. Le linee tratteggiate indicano la risposta del sottotelaio mentre quelle continue si riferiscono alla struttura completa. Dalla Figura 7 è possibile osservare che non c'è una significativa differenza tra i risultati ottenuti attraverso le tre opzioni di vincolo e che in tutti i casi il comportamento del telaio completo viene simulato in modo più che soddisfacente in termini di spostamenti e momento flettente. Risultati analoghi sono stati ottenuti anche per le altre sezioni riportate in Figura 5b e confrontando altre quantità (es. taglio, forza assiale, ecc.).

In Figura 8 vengono confrontate le tensioni di Von Mises nel lato inferiore e superiore della soletta ottenute dal modello del telaio completo e del sottotelaio vincolato secondo l'opzione 3. E' possibile osservare che la distribuzione delle tensioni ottenute dal modello del telaio completo sono ben

approssimate da quelle della sottostruttura. Risultati analoghi sono stati ottenuti anche con le altre opzioni di vincolo.

Il confronto dei risultati delle tre opzioni di vincolo indica chiaramente che il comportamento della soletta soggetta al collasso della colonna centrale è poco sensibile al tipo di condizione al contorno utilizzata per simulare la continuità del telaio completo. Questo risultato ha consentito di utilizzare la più semplice soluzione di vincolo nella preparazione del campione. Informazioni aggiuntive sono riportate in Baldassino et al. 2013 [11].

### 3.2 Incremento di carico dopo la rimozione della colonna

Durante la terza fase della prova, il carico agente sulla soletta viene incrementato fino a collasso al fine di ottenere una stima del margine di sicurezza. Tuttavia, l'applicazione di un ulteriore carico distribuito sulla soletta non è una soluzione sperimentalmente perseguibile e pertanto altre soluzioni sono state investigate.

Nella prova, durante la prima e la seconda fase, la presenza della colonna viene simulata attraverso l'utilizzo di un martinetto idraulico nel quale la forza di compressione viene gradualmente ridotta fino a zero. Dal punto di vista operativo, la soluzione più immediata per l'applicazione di un carico verticale aggiuntivo è quindi quella di utilizzare il martinetto in trazione. Tuttavia, in questo caso, l'incremento di carico avviene attraverso l'applicazione di un carico concentrato e si è ritenuto necessario valutare l'influenza di questa modalità di carico.

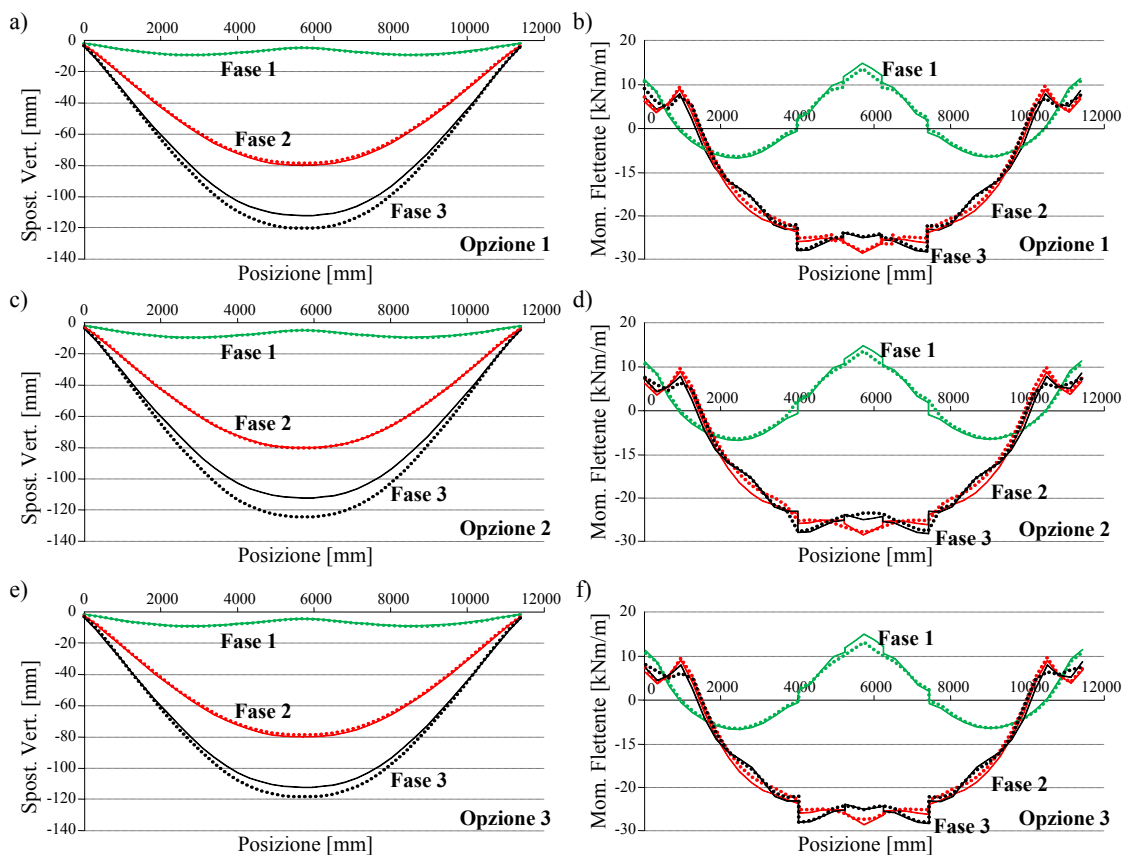


Figura 7 - Confronto dello spostamento verticale e del momento flettente corrispondenti alla sezione 1 - Studio sulle modalità di vincolo



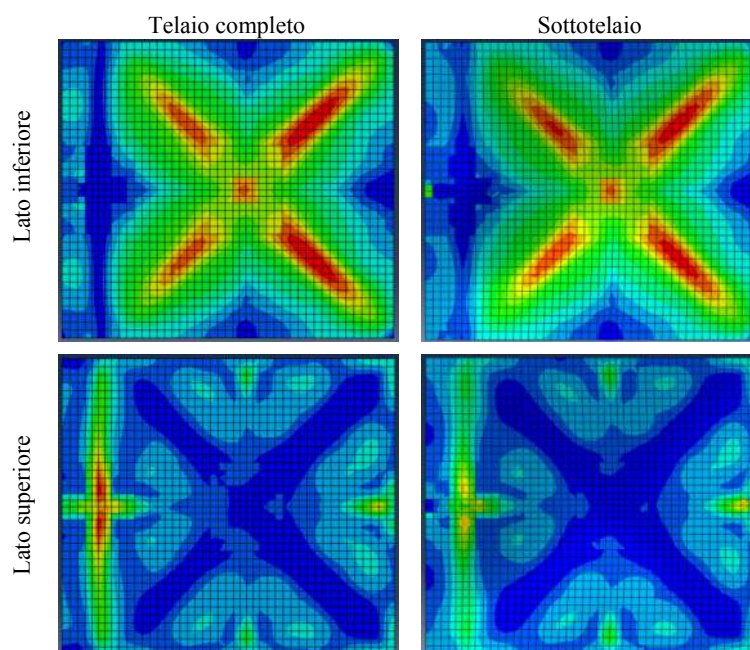


Figura 8 - Confronto delle tensioni di Von Mises nella soletta

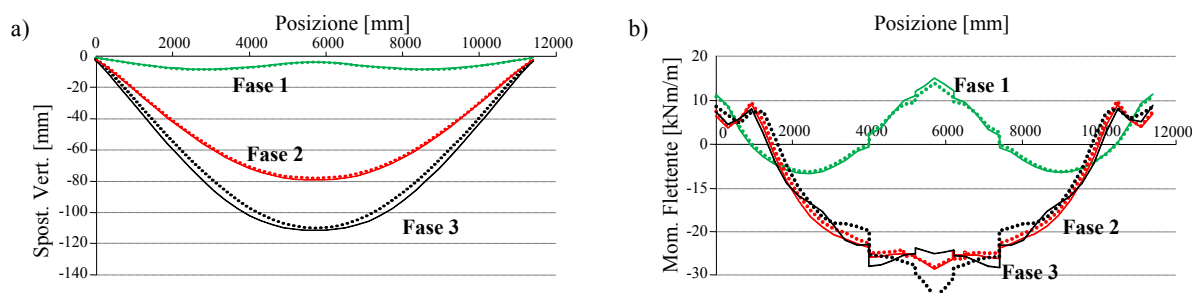


Figura 9 - Confronto dello spostamento verticale e del momento flettente sulla soletta corrispondente alla sezione 1 - Studio sulla modalità di carico

La sensibilità della risposta del telaio rispetto alla procedura di carico è stata quindi oggetto di analisi al fine di stabilire se la soluzione proposta fornisce risultati significativi ai fini della ricerca. Lo studio è stato effettuato confrontando i risultati dell'analisi numerica del telaio dove il carico distribuito viene incrementato e del sottotelaio (con l'opzione di vincolo 3) dove viene applicato un carico concentrato in corrispondenza della colonna centrale. Questo carico è ottenuto come forza equivalente determinata sulla base del principio dell'area di influenza. La risposta è stata confrontata in termini di spostamenti e sollecitazioni sulle diverse sezioni significative identificate in Figura 5b. Per brevità, solo i risultati relativi alla sezione 1 sono riportati in questo articolo.

La Figura 9 mostra il confronto dello spostamento verticale e del momento flettente della soletta (Sez. 1). La linea tratteggiata indica la risposta del sottotelaio mentre la linea continua si riferisce al telaio completo. La terza fase della sequenza di carico è riferita ad un incremento di carico con coefficiente pari a 1,3. Dalla Figura 9 si osserva che la procedura di carico proposta approssima in modo più che soddisfacente il comportamento del telaio completo in termini di spostamenti (con un errore dell'ordine di 1,5%) e di momento flettente. Risultati simili sono stati ottenuti per le

altre sezioni significative. L'analisi ha confermato la possibilità di incrementare il carico verticale applicando una forza concentrata di trazione in corrispondenza della colonna centrale. Informazioni aggiuntive sono riportate in Zandonini et al. 2014 [12].

#### 4. CONCLUSIONI E SVILUPPI FUTURI

Il lavoro svolto fa parte di un Progetto di Ricerca Europeo che ha l'obiettivo di definire criteri di progetto adeguati per strutture miste acciaio-calcestruzzo nei confronti di azioni eccezionali. In particolare, viene investigata la capacità di attivare i meccanismi di redistribuzione 3-D dei carichi in modo che questi possano essere trasferiti, dalla parte danneggiata alla parte non danneggiata della struttura. L'attenzione si rivolge agli effetti della sovraresistenza, della ridondanza strutturale e della risposta dei giunti che sono tra i principali fattori che contribuiscono al raggiungimento del necessario livello di robustezza di queste.

La prima parte della ricerca si concentra sullo studio sperimentale di due telai 3-D a scala reale nei confronti del collasso di una colonna interna e il presente articolo illustra lo studio preliminare necessario per il progetto delle prove. Simulando il collasso completo di una colonna sarà possibile

studiare la ridondanza tridimensionale fornita dal sistema di solaio anche attraverso l'attivazione delle forze membranali.

Le prove riguardano due telai 3-D di un piano con due campate in entrambe le direzioni. I campioni sono delle sottostrutture realizzate in scala reale e vogliono essere rappresentativi dei telai completi accuratamente scelti come casi studio e dai quali sono stati estratti. La scelta della condizioni di vincolo delle sottostrutture ha quindi richiesto particolare attenzione.

La prova verrà eseguita in tre fasi: il campione verrà inizialmente caricato con il carico di progetto uniformemente distribuito sulla soletta, successivamente il martinetto che simula la colonna centrale verrà fatto 'cedere' fino ad annullare la forza di compressione (collasso della colonna) e infine il carico verticale verrà incrementato mettendo in trazione il martinetto fino al 'collasso' con l'obiettivo di stimare il margine di sicurezza della struttura. Attraverso analisi numeriche è stato affrontato il problema della scelta

delle condizioni al contorno da applicare al campione atte a simulare correttamente il comportamento del telaio completo. Inoltre, è stata investigata l'adeguatezza della procedura scelta per l'applicazione del carico nella terza fase della prova.

Le analisi hanno mostrato una limitata sensibilità del comportamento della soletta soggetta al 'collasso' della colonna centrale rispetto alle opzioni di vincolo considerate. Questo risultato ha indicato la possibilità di utilizzare condizioni di vincolo semplici e tali da consentire la misurazione delle reazioni. Inoltre le analisi hanno dimostrato che, con riferimento ad un incremento del 30% del carico di progetto, l'applicazione di un carico concentrato alla sottostruttura approssima bene il comportamento del telaio completo dove l'incremento avviene sul carico uniformemente distribuito. Il campione simmetrico è stato appena realizzato ed è rappresentato in Figura 10. I risultati della prova saranno pubblicati nei prossimi mesi.

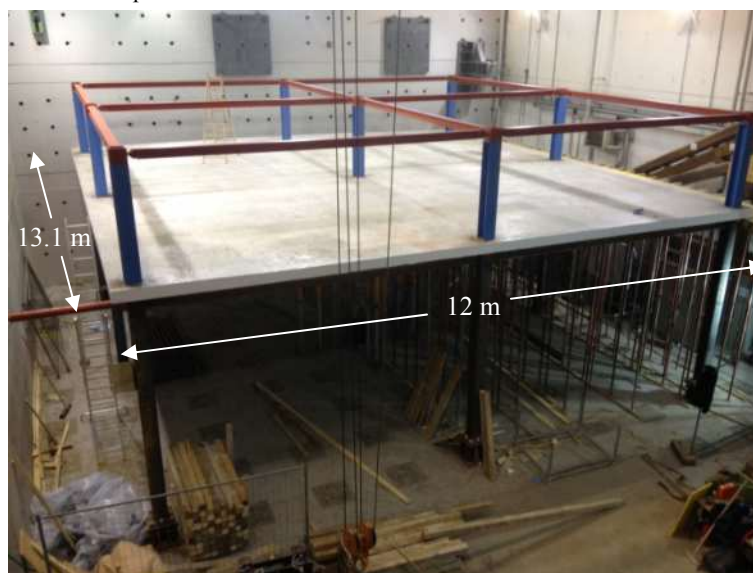


Figura 10 – Campione di prova simmetrico

## 5. RINGRAZIAMENTI

Gli autori ringraziano l'European Grant RFSR-CT-2012-00029 grazie al quale la ricerca è stata possibile.

## BIBLIOGRAFIA

- [1] EN 1990 – Eurocode: Basis of Structural Design, CEN 2002.
- [2] EN 1991-1-7 – Eurocode 1: Action on structures - Part 1-7: Accidental Actions, CEN 2006.
- [3] Giuliani, L., Wolff, M. (2006) – Strategie per il conseguimento della robustezza strutturale: Connessione e compartimentazione, *CRASC '06*, Convegno Nazionale, Crolli e affidabilità delle strutture civili, Messina, Italy.
- [4] RFS-CR-04046 (2007) – Robust structures by joint ductility (ROBUSTNESS) 2004-2007.
- [5] Kuhlmann U., Roelle L., Izzuddin B.A., Pereira M.F., (2012) – Resistance and Response of Steel and Steel-Concrete Composite Structures in Progressive Collapse Assessment, *Structural engineering international*, Vol:22, ISSN:1016-8664, Pages:86-92.
- [6] EN 1992 – Eurocode 2: Design of concrete structures -

Part 1-1: General rules and rules for buildings, CEN 2004.

- [7] EN 1993 – Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, CEN 2004.
- [8] EN 1994 – Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, CEN 2004.
- [9] CSI SAP 2000 – Linear and nonlinear static and dynamic analysis and design of three-dimensional structures: Basic analysis reference manual, Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, 2011.
- [10] ABAQUS – Analysis user's manual, version 6.10, Simulia Dassault Systems, 2010.
- [11] Baldassino, N., Freddi, F., Zandonini, R. (2013) – Robustness of moment resisting steel-concrete composite frame: the floor resisting mechanism in the case of column collapse, *XXIV Giornate Italiane delle Costruzioni in Acciaio (CTA 2013)*, Turin, Italy.
- [12] Zandonini, R., Baldassino, N., Freddi, F. (2014) – Experimental assessment of robustness of flooring systems in 3-D frames, *EUROSTEEL 2014*, Naples, Italy.

# **IL RESTAURO DEL NUOVO MERCATO DELLE VETTOVAGLIE: PROVE E INDAGINI SPERIMENTALI PER LA VALUTAZIONE DELLE CONDIZIONI ATTUALI DEGLI ELEMENTI MURARI**

**Riccardo Barsotti<sup>1</sup>, Stefano Bennati<sup>1</sup>, Cesare Piero Rini<sup>2</sup>**

1 Dipartimento di Ingegneria Civile e Industriale, Università di Pisa

2 Ingegnere, già Dirigente del Comune di Livorno

## **SOMMARIO**

Le attività condotte per la realizzazione della prima parte del progetto di “Restauro e rifunzionalizzazione del Nuovo Mercato delle Vettovaglie”, promosso dall’Amministrazione Comunale di Livorno, hanno compreso il rilievo accurato dell’edificio, la ricostruzione della documentazione storica e l’esecuzione di una campagna di prove sperimentali. Nella presente memoria viene completata la descrizione di questa prima fase di analisi, oggetto di una precedente memoria, illustrando in modo organico la parte relativa alle prove e alle indagini sperimentali eseguite in situ e presso il Laboratorio di Ingegneria Strutturale dell’Università di Pisa.

## **RESTORATION PROJECT OF THE NUOVO MERCATO DELLE VETTOVAGLIE: EXPERIMENTAL TESTS FOR THE ASSESSMENT OF ITS MASONRY ELEMENTS**

## **SUMMARY**

The first phase of the restoration project of the “Nuovo Mercato delle Vettovaglie”, promoted by the Livorno municipality, consisted of the detailed geometric survey of the building, reconstruction of the historical documentation and execution of a series of experimental tests. In the present paper we give the full description of such first phase, yet illustrated in a previous paper. A systematic report of all the tests performed, both *in-situ* and in the laboratory of the Dept. of Structural Engineering of the University of Pisa, is given.

## **1. INTRODUZIONE: L’EDIFICIO DEL NUOVO MERCATO DELLE VETTOVAGLIE**

Il Mercato delle Vettovaglie di Livorno è un edificio in muratura, realizzato tra il 1890 e il 1894 su progetto dell’ingegnere Angiolo Badaloni (Livorno, 1849-1920), allora direttore dell’Ufficio d’Arte del Comune (corrispondente all’attuale capo dell’Ufficio Tecnico) e progettista di numerosi edifici ed interventi edilizi realizzati a Livorno tra l’ottocento e il novecento, tra i quali, per citarne alcuni, l’Accademia Navale (1878), i bagni termali delle Acque della Salute (1903) e l’acquedotto di Filettole (1912).

L’area su cui sorge l’edificio, compresa tra Via Buontalenti e gli Scali Saffi, era in precedenza attraversata da una vistosa curva del Fosso Reale. Nel piazzale che risultò dall’interramento del tracciato originario del fosso e dal suo spostamento nella posizione attuale, a seguito dello

smantellamento delle Mura Medicee negli anni 30 del XIX secolo, trovò posto l’edificio del Nuovo Mercato [1, 2].

L’edificio ha una pianta quadrangolare, prossima ad un rettangolo di dimensioni pari a circa 100 m x 60 m, e si articola su quattro livelli: tre fuori terra (piano terra e piano ammezzato, primo piano e ballatoio) più uno interrato.

Il piano interrato, posto a circa 4 m sotto il piano di campagna, ospita principalmente locali di deposito. In corrispondenza del sovrastante salone del Pesce si trovano 21 cantine coperte con volte a botte, mentre sotto al salone delle Gabbrigiane vi è la ex ghiacciaia, un locale interamente coperto con volte a crociera poggianti su pilastri in muratura di pietra. Due gallerie laterali ed una più ampia centrale, che si affaccia direttamente sul fosso Reale, collegano i diversi ambienti. Al piano interrato si accede direttamente, oltre che dalla via d’acqua, anche attraverso due rampe carrabili che scendono lungo i lati corti dell’edificio, da Via Gherardi Del Testa e da Via del Cardinale.



Figura 1 - Due viste dell'interno del salone centrale

Il piano terra, posto alla quota del livello strada sugli scali Saffi e rialzato di circa 1 m rispetto a piazza Buontalenti, è diviso in tre saloni: il salone Centrale (Figura 1), il salone del Pesce e quello delle Gabbrigiane. Il salone Centrale, più ampio degli altri due, è lungo 83 m e largo 25 m; ha due navate laterali, alte 4,7 m, suddivise in 34 botteghe che, con scalette interne, comunicano con le cantine sottostanti e con il piano ammezzato, alto 3,5 m. La zona centrale, che in elevazione arriva senza soluzione di continuità fino alla copertura per un'altezza complessiva di 35 m, accoglie i banchi destinati alle attività di vendita (Figura 2).

I due saloni minori, quello del Pesce, lungo 45 m, e quello delle Gabbrigiane, lungo 41 m, si affacciano su piazza Buontalenti e hanno un'altezza di 15 m. I tre saloni sono collegati da due gallerie laterali e da una grande galleria centrale. In elevazione, le murature del corpo centrale sono alleggerite da ampie finestre ad arco.

Il primo piano, costituito principalmente da magazzini e posto a circa 9 m sopra al piano terra, si snoda lungo i lati del salone centrale e dei saloni minori, in corrispondenza delle botteghe poste al piano terra. La galleria centrale lo separa in due parti a forma di C. L'accesso a questo piano è garantito da quattro scale. Dal primo piano, una scala esterna conduce al ballatoio di copertura [4].

Le pareti verticali dell'edificio sono realizzate, a tutti i livelli, in muratura mista di pietrame non squadrato nella quale si trovano disposti, ad intervalli irregolari, dei ricorsi di mattoni. Il pietrame utilizzato presenta una grande varietà di forma e dimensioni (la maggior parte presenta dimensioni caratteristiche comprese tra 10 cm e 40 cm) e gli elementi lapidei e di laterizio sono ben collegati tra loro da spessi giunti di malta di spessore variabile (la maggior parte tra 1,5 cm e 2,5 cm). Le murature si presentano in ottimo stato di conservazione. Non sono stati riscontrati quadri lesionativi di una qualche significatività, ad eccezione di poche sottili

lesioni visibili al primo piano, in corrispondenza dei punti di innesto nella muratura di travi di acciaio o di legno.

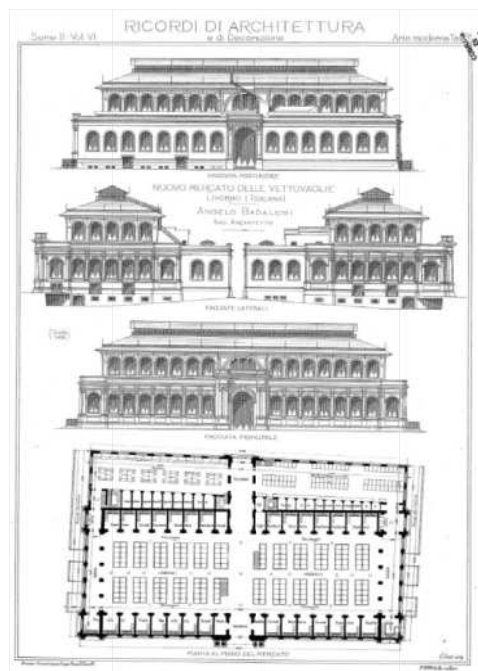


Figura 2 - Progetto architettonico

Per quanto riguarda le strutture di fondazione del Mercato, l'esame della documentazione storica ha permesso di dedurre la presenza di una palificata in legno al di sotto del piano di posa di almeno una parte dei muri di fondazione. Si tratterebbe di circa cento di pali di legno di pino, infissi per una profondità di circa 7 m [5]. Con ogni probabilità la palificata è stata realizzata allo scopo di compattare il terreno sottostante l'edificio e aumentarne così la portanza, secondo una tecnica molto diffusa all'epoca della costruzione dell'edificio.

La copertura, infine, progettata dall'ing. Emilio Spagnoli, è sostenuta da una serie di capriate leggere in ferro, poggianti sulle parti di muro comprese tra i finestroni. Le catene poste all'intradosso delle capriate, oltre ad eliminare la spinta della copertura sui muri, realizzano un certo grado di collegamento tra la sommità delle pareti maggiori del salone principale.

### 1.1 La campagna di indagini sperimentali

Le indagini sulle murature dell'edificio del Nuovo Mercato delle Vettovaglie di Livorno, condotte nell'ambito di una convenzione stipulata tra il Dipartimento di Ingegneria Strutturale dell'Università di Pisa e l'Amministrazione Comunale di Livorno, hanno avuto come scopo principale quello di permettere la valutazione delle proprietà meccaniche degli elementi murari componenti l'edificio. Le indagini sperimentali si sono articolate in:

- un'ispezione visiva preliminare;
- 16 carotaggi;
- 16 prospezioni con sonda televisiva all'interno di fori realizzati mediante carotaggi nelle murature dell'edificio;

- 6 prove con martinetto piatto singolo per la misura dello stato di sollecitazione delle murature;
- 6 prove con martinetti piatti doppi paralleli per la determinazione delle caratteristiche di deformabilità delle murature;
- 20 prove di rottura a compressione e due a flessione su provini ricavati dai campioni estratti dalle murature.

Le prove di laboratorio ed i carotaggi sono stati eseguiti dai tecnici del Laboratorio per le Esperienze sui Materiali da Costruzione, allora annesso al Dipartimento di Ingegneria Strutturale e ora Centro Interdipartimentale dell'Università di Pisa. Le prove con i martinetti piatti, singoli e doppi, ed i sondaggi endoscopici sono stati seguiti, sotto la supervisione di due degli autori, dalla ditta R-Teknos di Bergamo.

## 2. LE INDAGINI EFFETTUATE IN SITU

Le indagini condotte in situ hanno compreso una serie di prospezioni con sonda televisiva all'interno di fori di piccolo diametro realizzati nelle murature e sei prove con martinetti piatti, singoli e doppi.

Le prospezioni con sonda televisiva hanno permesso di raccogliere informazioni qualitative sulle caratteristiche degli strati interni degli elementi murari indagati. In particolare, non sono state rilevate cavità rilevanti, se non eccezionalmente. Inoltre, nella parte più interna dei muri, si è riscontrata la presenza di pietre di pezzatura mediamente più piccola, soprattutto al primo piano. Informazioni più dettagliate, e di carattere quantitativo, sono state raccolte invece mediante le prove condotte con i martinetti piatti.

### 2.1 Le prove con martinetti piatti

Sulle murature che costituiscono le pareti verticali dell'edificio sono state individuate sei zone su cui sono state eseguite le prove con martinetti piatti. In ciascuna zona è stata effettuata una prova con martinetto piatto singolo per la stima dello stato di sollecitazione locale presente nella muratura, ed una prova con martinetti piatti doppi paralleli per la determinazione della curva di risposta locale tensioni-deformazioni. L'ubicazione dei punti di prova è riassunta sinteticamente nella tabella seguente e nella Figura 3.

Tabella 1: schema riassuntivo delle prove con i martinetti piatti.

Martinetto singolo	Martinetti doppi	Livello
M1	MD1	Piano Interrato
M2	MD2	
M3	MD3	Piano Terra
M4	MD4	Primo Piano
M5	MD5	
M6	MD6	

Le prove hanno interessato tutti e tre i livelli in cui si articola l'edificio. Al piano interrato i due punti di prova sono ubicati lungo i muri di spina, in posizione simmetrica rispetto all'asse del salone centrale; i punti M1, M3 ed M5, rispettivamente al piano interrato, al piano terra ed al primo piano, sono stati scelti in posizioni circa corrispondenti lungo la verticale. Nel seguito si riporta una sintesi dei risultati delle prove. Per una descrizione dettagliata delle metodologie adottate e dei risultati si rimanda alla relazione tecnica delle prove [6] e ad un articolo che è in corso di pubblicazione [7].

Le prove con martinetto piatto singolo hanno consentito di valutare l'intensità della compressione media in direzione verticale presente nella muratura. Tutte le prove hanno interessato una porzione di muratura mista di pietra e laterizio; i martinetti piatti utilizzati avevano tutti la stessa forma semicircolare e le stesse dimensioni, pari a 345 mm x 255 mm. Com'è ben noto, la prova termina quando la distanza tra gli estremi della base di misura centrale torna ad essere uguale al valore misurato prima dell'esecuzione del taglio della muratura. La tensione media di compressione presente nella muratura è valutata moltiplicando il valore finale della pressione nel martinetto per opportuni coefficienti, valutati sperimentalmente, che tengono conto della forma e delle dimensioni del martinetto impiegato. Nella tabella seguente sono elencati i valori della tensione normale media calcolati in corrispondenza di ciascuno dei sei punti di prova. Il valore massimo della compressione in direzione verticale è pari a 1.01 MPa (prova M2, piano interrato). Le compressioni diminuiscono d'intensità, com'era atteso, procedendo dalla base verso la sommità dell'edificio. Al primo piano, la compressione valutata in corrispondenza del setto di muratura vicino all'angolo sud (prova M5) è più elevata di quella rilevata negli altri due punti.

I valori medi delle tensioni normali, dedotti sperimentalmente mediante le prove con il martinetto singolo, sono sostanzialmente confermati dai valori corrispondenti stimati in prima approssimazione attraverso un'analisi semplificata dei carichi.

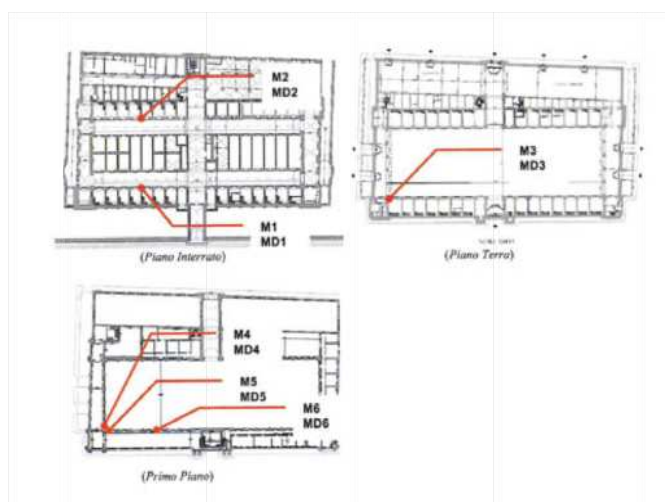


Figura 3 - Ubicazione dei punti di prova con i martinetti piatti.

Tabella 2: stima del valore medio della compressione presente nella muratura

Prova	Livello	Tensione normale media (MPa)
M1	Cantine	0,67
M2	Cantine	1,01
M3	Piano terra	0,92
M4	Primo piano	0,18
M5	Primo piano	0,49
M6	Primo piano	0,23

Le prove con martinetti doppi paralleli hanno consentito di valutare la curva di risposta della muratura per compressioni verticali, mediante la costruzione per punti del diagramma sforzi-deformazioni. A titolo di esempio, nella Figura 4 si riporta il grafico ottenuto dalla prova MD6.

Per ogni prova sono stati stimati: il valore medio del modulo elastico ( $E$ ) nel tratto lineare del diagramma, il valore della tensione al termine di detto tratto lineare ( $\sigma_{el}$ ) e quello della massima compressione applicata ( $\sigma_{max}$ ). Inoltre, sono stati valutati il modulo elastico tangente alla curva di carico in corrispondenza della massima tensione di compressione ( $E^*$ ) e la deformazione residua al termine della prova ( $\epsilon_{res}$ ). Una sintesi dei risultati è riportata nella Tabella 3.

Il modulo elastico,  $E$ , e la tensione al limite di proporzionalità,  $\sigma_{el}$ , sono stati valutati prendendo in esame la curva di carico che per prima si estende in modo visibile nel tratto non lineare. Il valore del modulo elastico tangente alla curva di carico nel punto corrispondente al massimo carico applicato durante la prova,  $E^*$ , è stato stimato calcolando il valore del rapporto incrementale corrispondente all'ultimo gradino di carico; infine, la deformazione residua allo scarico,  $\epsilon_{res}$ , è stata calcolata come differenza tra la deformazione finale e quella misurata per  $\sigma = 0,2$  MPa.

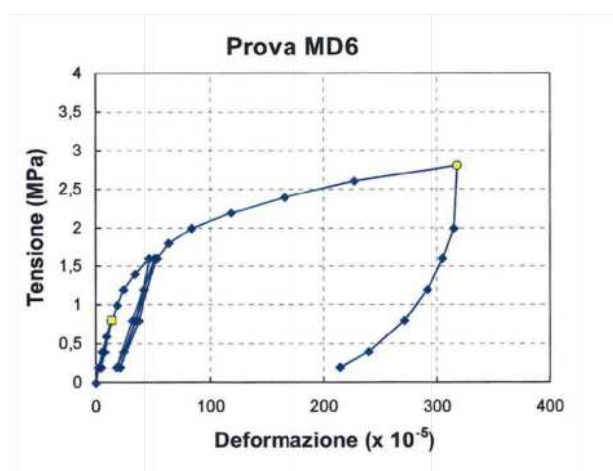


Figura 4 - Diagramma sforzo-deformazione rilevato durante la prova con i martinetti piatti doppi MD6 (in ordinata: tensione media, in ascissa: deformazione della base centrale; □ = termine del tratto lineare, ○ = massima compressione applicata durante la prova).

Tabella 3: sintesi dei risultati delle prove con martinetti piatti doppi

Prova	$E$ (GPa)	$\sigma_{el}$ (MPa)	$\sigma_{max}$ (MPa)	$\epsilon_{res} =$ def. residua ( $\times 10^{-5}$ )	$E^*/E$ (%)
MD1	4,13	1,0	1,6	31	19
MD2	4,38	1,8	2,4	15	30
MD3	7,89	1,8	3,6	20	28
MD4	3,41	0,8	2,4	167	10
MD5	3,76	0,8	2,4	210	8
MD6	6,38	0,8	2,8	210	3

I grafici riportati nella Figura 5 mostrano come un certo grado di correlazione sia osservabile tra i valori del modulo elastico e quelli della tensione valutata al limite del tratto lineare. Oltre a ciò, è opportuno rilevare come i risultati relativi ai diversi piani si differenzino sensibilmente, specialmente per quanto riguarda il modulo elastico della muratura.

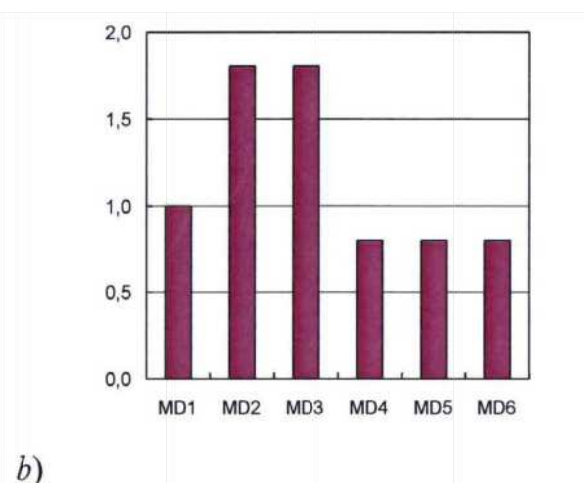
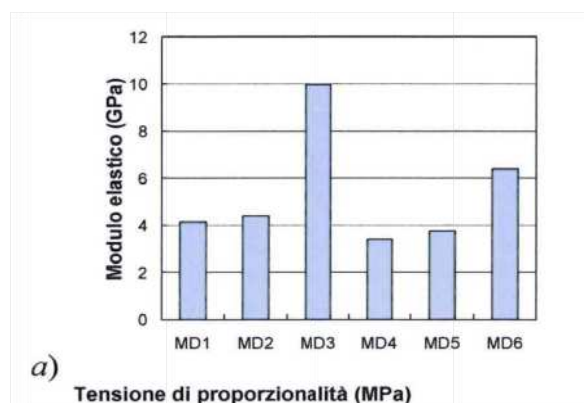


Figura 5 - Risultati delle prove con martinetti piatti doppi; (a) modulo elastico medio nel tratto lineare della risposta, (b) tensione al limite del tratto lineare della curva di risposta.

### 3. LE PROVE DI LABORATORIO

Le indagini di laboratorio hanno compreso prove di rottura a compressione e a flessione sui campioni di materiale lapideo estratti dalle murature dell'edificio, oltre a una prova di compressione condotta su un campione di malta. In particolare, dalle carote sono stati ottenuti 18 provini cilindrici circolari aventi diametro e altezza uguali a 60 mm circa; dall'elemento lapideo estratto intero dalla muratura sono stati ottenuti 2 cubi di spigolo pari a 50 mm.

Le prove sono state eseguite presso il Laboratorio Ufficiale per le Esperienze sui Materiali da Costruzione dell'Università di Pisa, prendendo come norma di riferimento la UNI EN 1926 "Metodi di prova per pietre naturali - Determinazione della resistenza a compressione". Le prove di rottura a compressione e a flessione che hanno costituito anche l'oggetto di una tesi di laurea [8]. Per la prova di compressione monoassiale è stata utilizzata una macchina universale di prova modello Instron 1186, avente capacità 200 kN, a spostamento imposto e con sistema di servocontrollo per la regolazione automatica del carico. Prima di essere sottoposti alla prova di carico, quattro provini sono stati strumentati con estensimetri a variazione di resistenza di 30 mm di lunghezza per la misura delle deformazioni verticali durante la prova, in modo da poter ricavare anche il valore del modulo elastico del materiale.

I risultati delle prove di rottura a compressione sono riportati nella Tabella 4. Le arenarie hanno dato risultati della resistenza a compressione molto variabili tra loro. La causa di questa dispersione dei risultati è da imputarsi al fatto che nella muratura sono presenti arenarie anche molto differenti tra loro. Le calcareniti sabbiose hanno mostrato, com'era atteso, resistenze a compressione nettamente inferiori rispetto alle arenarie e ai conglomerati naturali. Tutti i provini, al termine della prova, erano vistosamente fratturati secondo piani verticali. Non sono state evidenziate rotture per fessurazione diagonale dei provini, né fenomeni di schiacciamento locale, a riprova di una corretta esecuzione delle prove.

Tabella 4: sintesi dei risultati delle prove di rottura a compressione

	Media (MPa)	Scarto (MPa)
Conglomerati naturali	18,6	5,1
Calcareniti sabbiose	4,7	0,5
Arenarie	24,6	10,9

Come già accennato in precedenza, quattro provini sono stati strumentati con estensimetri elettrici di 30 mm di lunghezza per la misura delle deformazioni nella direzione del carico, in modo da poter ricavare anche il valore del modulo elastico del materiale. Una cella di carico è stata sistemata sotto il provino; gli estensimetri e la cella di carico sono stati collegati ad una centralina elettronica di acquisizione dei dati.

Durante ciascuna prova sono stati acquisiti i segnali provenienti dagli estensimetri e dalla cella di carico. In tal modo, è stato possibile ricostruire per punti il grafico carico – deformazione per ciascun provino. Per ciascun provino, in accordo con le indicazioni contenute nelle norme tecniche utilizzate per questo tipo di prove, il valore del modulo

elastico  $E$  è stato calcolato con riferimento all'intervallo di sollecitazioni comprese tra  $1/3$  e  $2/3$  della tensione di rottura, all'interno del quale il materiale lapideo mostra generalmente una risposta approssimabile come di tipo elastico lineare. La Tabella 5 riporta i valori ottenuti per  $E$  e per la deformazione media a rottura,  $\epsilon_{rc}$ .

Tabella 5: modulo elastico e deformazione media a rottura rilevati nelle prove di rottura a compressione sui quattro provini strumentati con estensimetri

Prova	Classificazione geologica	$\epsilon_{rc}$ [ $\mu\text{m}/\text{m}$ ]	$E$ [GPa]
1	Arenaria	1176	23,5
2	Arenaria	987	20,7
3	Arenaria	811	39,2
4	Conglom. nat.	568	51,5

Per le due prove a flessione sono stati utilizzati provini a forma di parallelepipedo, di spessore pari a circa 25 mm, lunghezza totale pari a sei volte lo spessore e larghezza compresa fra 50 mm e tre volte lo spessore. I provini sono stati posti centralmente su due coltelli di appoggio posti ad una distanza pari a cinque volte lo spessore. I risultati sono riassunti nella Tabella 6. Entrambi i provini si sono rotti in prossimità della mezzeria, confermando la corretta esecuzione della prova.

In laboratorio è stato confezionato anche un provino cubico di circa 4 cm di spigolo (altezza 40 mm; lato di base 36,8 mm) che, sottoposto a una prova di rottura a compressione, ha evidenziato una tensione media di rottura pari a 4,1 MPa. Il valore della tensione di rottura a compressione indica che la malta in esame è di ottima qualità, come confermato anche dalle analisi SEM, che la qualificano come una malta idraulica.

Tabella 6: sintesi dei risultati delle prove di rottura a flessione su provini estratti da elementi lapidei.

Prova	Classificazione geologica	Carico di rottura [N]	Tensione di rottura [MPa]
1	Conglomerato	1771,5	9,6
2	Arenarie	1511,5	8,3

### CONCLUSIONI

La campagna di prove e indagini sperimentali condotta sugli elementi murari del Nuovo Mercato delle Vettovaglie di Livorno ha permesso di raccogliere una prima serie di dati certamente utili nella fase successiva di messa a punto delle analisi e degli studi teorici per la valutazione della risposta meccanica dell'edificio.

Le prove di rottura condotte in laboratorio hanno evidenziato risultati sensibilmente variabili, com'era da attendersi considerata la presenza nei campioni estratti di elementi lapidei di diversa natura (arenarie, conglomerati naturali, calcareniti sabbiose), oltre che di laterizi.

Per le arenarie, i valori della resistenza a compressione variano da valori molto bassi (6,8 MPa quello minore) a valori decisamente più alti, paragonabili a quelli di un calcestruzzo (46,1 MPa il maggiore). Il valore medio ottenuto, di 24,6 MPa, è al di sotto della media standard delle arenarie, ma comunque soddisfacente. I moduli di deformabilità ricavati rientrano nella media delle arenarie. Buona risulta essere la resistenza a flessione (8,3 MPa), sulla quale però occorrerebbero ulteriori indagini a causa della forte dispersione dei risultati delle prove eseguite.

Anche i conglomerati naturali hanno mostrato una resistenza a compressione soddisfacente, con un valore medio di 18,6 MPa e una modesta dispersione dei valori misurati. La resistenza a flessione del provino in conglomerato naturale esaminato è risultata di 9,6 MPa, un valore non distante da quello delle arenarie. Infine, le calcareniti hanno evidenziato valori di resistenza molto bassi, con una media di 4,7 MPa.

La variabilità nei risultati è stata confermata anche dalle prove eseguite in situ con i martinetti piatti. I grafici ottenuti mostrano come i risultati relativi ai diversi piani si differenzino sensibilmente, specialmente per quanto riguarda il modulo elastico della muratura. Oltre a ciò, è opportuno rilevare come un certo grado di correlazione sia osservabile tra i valori del modulo elastico e quelli della tensione valutata al limite del tratto lineare

I rapporti tra i valori della tensione al termine del tratto lineare della curva di risposta dei pannelli murari, determinati mediante le prove con i martinetti piatti doppi, e quelli della compressione presente nelle stesse murature sono risultati essere sempre maggiori o, nel caso peggiore, uguali a 1,5. Questo risultato rappresenta un dato importante il quale, unito ai dati ottenuti dalle indagini preliminari eseguite sulle malte, alla buona qualità dei materiali impiegati, all'esecuzione dell'opera completata in un periodo relativamente breve, all'ottimo stato di conservazione delle murature, suggerisce che l'edificio appare in grado, ad oltre un secolo dalla sua costruzione, di sostenere senza alcun problema i carichi verticali ai quali è soggetto. Infine, merita osservare che la campagna di indagini sperimentali, limitata all'epoca della convenzione con l'ente proprietario dell'edificio da vincoli

temporali e di budget, meriterebbe certamente di essere ripresa, sia studiando il comportamento dell'edificio sotto carichi orizzontali, sia completando l'originario programma sperimentale.

## BIBLIOGRAFIA

- [1] C. Nocerino (1999) – Livorno – Guida storica, Ed. L'Informazione, Livorno.
- [2] V. Marchi (1981) – Guida di Livorno, Edizione a cura dell'Ente Provinciale per il Turismo, Livorno.
- [3] Il Nuovo Mercato delle Vettovaglie, Livorno (Toscana), in *Ricordi di Architettura e di Decorazione*, Serie II - Vol. VI, (Biblioteca di Storia delle Arti, Università di Pisa).
- [4] P.L. Maffei, G. Munafò (2009) – Progetto di restituzione con rilievi geometrici piano altimetrici e campagna di saggi materici del complesso monumentale denominato Nuovo Mercato delle Vettovaglie, Dipartimento di Ingegneria Civile, Università di Pisa.
- [5] J. Zoon (2010) – Nuovo mercato delle Vettovaglie (1889-1894): verifiche geotecniche delle fondazioni e progettazione di opere in sotterraneo, Tesi di laurea in Ingegneria Civile, a.a. 2009-2010.
- [6] R. Barsotti, S. Bennati (2014) – Caratterizzazione meccanica degli elementi murari del Nuovo Mercato delle Vettovaglie di Livorno – Relazione Tecnica Conclusiva, Comune di Livorno.
- [7] R. Barsotti, S. Bennati (2014) – Experimental and analytical studies on the static and seismic behaviour of masonry buildings: a case study, articolo in corso di pubblicazione su *The Open Construction and Building Technology Journal*.
- [8] A. Chini (2009) – Indagini sperimentali sulle murature del Nuovo Mercato delle Vettovaglie di Livorno, Tesi di Laurea in Ingegneria Civile, dell'Ambiente e del Territorio, Università di Pisa, a.a. 2008-2009.



# ITALIA 2014: COSA SERVE PER PASSARE DAGLI ANNI DEL DISSESTO IDROGEOLOGICO ALL'ERA DEL RISANAMENTO

**Fabio Bellantoni**

Servizio Tecnologico Centrale, Unical spa

## SOMMARIO

Guardare al passato o, come dicevano i nostri professori, "studiare la storia" serve per non ricommettere gli errori del passato. Il dissesto idrogeologico odierno è frutto di anni di attività edilizia dissennata, senza capacità o volontà di previsione delle conseguenze e caratterizzata spesso da scarsa conoscenza e consapevolezza nell'utilizzo dei materiali a disposizione e delle tecniche di costruzione. Analizzare criticamente gli anni in cui l'Italia ha rovinato il proprio territorio è il doveroso punto di partenza per non ricommettere questi errori. Perché è successo e cosa lo ha reso possibile? Cosa dobbiamo cambiare? Abbiamo, oggi, motivo per sperare di aver finalmente raggiunto quella maturità che non permette di seguire la strada più semplice, più rapida o più redditizia ma di scegliere invece la strada "giusta" per uno sviluppo realmente sostenibile rispettando il territorio che ci ospita? A queste domande abbiamo cercato di rispondere ampliando un ragionamento che troppe volte viene sbrigativamente risolto nel denunciare la colpa dei singoli (politici, assessori, progettisti, direttori dei lavori, costruttori o fornitori) che hanno operato nel luogo dell'ennesima tragedia.

## ITALY 2014: WHAT IT TAKES TO GO FROM THE YEAR OF HYDROGEOLOGICAL INSTABILITY TO THE RESTORATION AGE

### SUMMARY

Looking at the past or, as our professors said, "to study the history", helps to not repeat old mistakes. Hydrogeological instability of today is the result of years of insane building activity, without ability or desire of prediction of the consequence and often characterized by poor knowledge and awareness into the use of available materials and construction techniques. Critical analysis of the years in which our territory has ruined, is a good starting point to not make and repeat the same old mistakes. Why did it happen and what made it possible? What must we change? Today, do we have a good reason to hope to have finally reached that maturity which does not allow to follow the easier and faster direction or the more convenient way instead choosing the "right way" for a sustainable development with respect towards our territory? We tried to answer to this questions enlarging the way of thinking that usually is quickly solved blaming single actors (politicians, assessors, project managers, construction managers or suppliers) who worked in the place of the umpteenth tragedy.

## 1. IL DISSESTO IDROGEOLOGICO

### 1.1 Cosa è

Rientrano nel concetto di dissesto idrogeologico tutti quei processi che vanno a impattare in modo spesso distruttivo in termini di degradazione del suolo e quindi, conseguentemente, anche nei confronti delle cose e persone presenti in loco.

L'entità dei danni causati da questi processi (frane, alluvioni, erosione superficiale, ...) può essere più o meno ingente ma spesso si rivela catastrofica.

### 1.2 Concetti correlati

Il dissesto idrogeologico, specialmente negli ultimi anni, è stato un argomento frequentemente trattato dagli organi di stampa e dai mezzi di comunicazione in generale.

I danni e i rischi collegati col diffuso dissesto idrogeologico italiano sono in continua crescita fino a indurre a temere di aver ormai innescato un processo senza ritorno.

Cementificazione selvaggia, abusivismo edilizio, sfruttamento eccessivo dell'ambiente per l'estrazione di aggregati, disboscamento progressivo e irrazionale del territorio, abbandono e incuria delle aree montane, sono aspetti spesso citati quando si parla di dissesto idrogeologico.

Un rapporto stretto fra questi aspetti e la fragilità del nostro territorio è innegabile. D'altra parte colpisce il grado di unificazione e sovrapposizione che spesso ritroviamo nel pensiero della gente comune su questi termini e concetti. Trattazioni e dissertazioni superficiali e sbrigative lasciano prevalentemente un sensazione di insicurezza diffusa verso queste attività che vengono considerate come "colpevoli"

anche senza una loro reale responsabilità specifica se non quella di essere state condotte in modo dissennato per decenni.

Non si può dire che il disboscamento sia un'attività di per sé sbagliata, negativa o inutile.

Alla stessa stregua è sbagliato ritenere la cementificazione, intesa in senso lato come il costruire utilizzando calcestruzzo armato, come responsabile sempre e comunque di inenarrabili disastri ambientali.

Il livellamento e l'appiattimento veicolato dai mass-media su simili complessi temi tecnici nell'ottica di rendere il tutto fruibile al grande pubblico, porta, non solo a semplificarli eccessivamente, ma anche a trasformare, nell'opinione diffusa, strumenti e mezzi in vere e proprie cause del problema.

La conseguenza è l'odierna convinzione che tutto sia sbagliato, che la soluzione o la strada giusta per migliorare l'attuale fragilità ambientale sia remota o difficilmente percorribile da quegli attori che già hanno sbagliato in passato.

## 2. RUOLI E RESPONSABILITÀ

### 2.1 I protagonisti del processo costruttivo

Chi realmente partecipa ad un qualsiasi processo costruttivo e a che titolo? Chiarire il ruolo di ciascun attore è fondamentale per capire le responsabilità di ciascuno:

- il **politico-legislatore** ha il compito di definire quel complesso mondo legislativo che impone i paletti minimi da rispettare delineando il confine fra legalità e illegalità come livello minimo accettabile;
- il **politico-amministratore** ha la responsabilità di amministrare la spesa pubblica in modo conforme alle leggi introdotte e di applicare gli strumenti previsti dal legislatore;
- la **committenza pubblica o privata**, volta al raggiungimento di obiettivi di interesse generale o personale, individua gli interventi e le opere da realizzare;
- il **progettista**, con la propria professionalità, definisce le caratteristiche progettuali delle opere richieste in modo da permettere il raggiungimento del livello prestazionale e funzionale atteso dal committente per quell'opera;
- il **costruttore** realizza le opere seguendo i relativi progetti;
- il **direttore dei lavori** supervisiona il conforme svolgimento delle fasi realizzative;
- i **fornitori** sono responsabili di consegnare materiali in linea e conformi alle richieste effettuate.

### 2.2 Cause

In termini di responsabilità, tutte le volte che un'opera, pensata per limitare o risolvere il dissesto idrogeologico di una zona, non riesce a raggiungere il suo obiettivo, almeno uno dei protagonisti precedenti non ha svolto a pieno il proprio ruolo.

Nella storia italiana esistono esempi di errori o mancanze da parte di tutti, chi più chi meno, gli attori menzionati.

Affinché ciascuno contribuisca al risultato finale sono necessarie sostanzialmente due condizioni di base:

- la **volontà** di raggiungere l'obiettivo finale sospinti dalla voglia di curare e preservare l'interesse del committente;
- la **capacità professionale** a esercitare il proprio ruolo.

Il verificarsi di queste due condizioni è una congiuntura che non è realistico pensare di poter trovare comunemente. Lamentarsi di evidenti lacune di professionalità o della precedenza data da alcuni agli interessi personali non risolve il problema. Se queste situazioni non si verificassero, non

servirebbero leggi e norme che indirizzino i singoli verso quella legalità intesa come livello minimo ammissibile.

Purtroppo è l'esperienza che ci dice che non possiamo sperare in risultati migliori semplicemente confidando in attori dotati di elevate doti di eticità e professionalità.

È per questo che individuamo le principali cause della situazione attuale, nell'attività politica che non è riuscita a creare o a far applicare un sistema normativo tale da garantire la sicurezza e la preservazione del territorio.

## 3. UN FUTURO DIVERSO

### 3.1 Presupposti

La condizione necessaria (non sufficiente) per ambire a un futuro diverso nel quale effettivamente venga avviato il complesso processo di risanamento del territorio consiste in un'evoluzione di natura politica.

Tale evoluzione passa sicuramente dalla risoluzione di alcune evidenti criticità attuali:

- **volontà**: al di là dei proclami, è necessario che il risanamento idrogeologico diventi una reale priorità;
- **stanziamenti economici**: la pianificazione del risanamento del territorio nazionale deve basarsi su fondi certi e adeguati, consapevoli che la prevenzione ha sempre costi inferiori rispetto agli interventi di urgenza;
- **iter e competenza decisionale**: il passaggio della competenza decisionale a governatori speciali non risolve il problema e spesso porta a controindicazioni di altra natura. L'iter decisionale deve essere fluido, basato su competenze tecniche specifiche e capace di garantire una pianificazione strutturata in base a priorità chiare;
- **appalti pubblici**: l'economicità di un'offerta come parametro fondamentale per l'aggiudicazione di un appalto è un'impostazione che deve essere rivista, specialmente per opere che riguardano la messa in sicurezza del territorio. Temi come la durata nel tempo dell'opera, i costi di manutenzione ordinaria e straordinaria, l'efficacia dell'intervento proposto sono aspetti che devono avere maggiore importanza nell'aggiudicazione di un appalto per questo tipo di opere.

### 3.2 Rapporti e condivisione

I rapporti classici che legano i protagonisti di un processo costruttivo sono tradizionalmente di carattere prescrittivo e impositivo. La normalità è che ognuno abbia la propria area di competenza e decisione all'interno della quale si può muovere rispettando i paletti imposti da altri.

È così che il progettista prescrive, il costruttore esegue richiedendo forniture di materiali conformi alle caratteristiche prescritte e il fornitore consegna materiali conformi.

Le deviazioni rispetto a tale impostazione non sono obbligatorie né previste ma possono, anche oggi, concretizzarsi in tavoli di discussione dove ogni ruolo fornisce il proprio contributo a individuare la soluzione migliore.

L'insieme di possibilità tecniche fra cui scegliere per realizzare un'opera ha avuto una crescita e un avanzamento prestazionale enorme negli ultimi anni. Oggi il mercato offre un'ampia gamma di strade percorribili che influiscono sul risultato finale in modo importante. Può, oggi, un progettista riuscire a effettuare tutte queste scelte in modo indipendente e continuare a identificarsi nel suo tradizionale ruolo decisionale delle caratteristiche tecniche dell'intervento? È giusto

aspettarsi che un progettista sia un esperto di tutti i materiali, di tutte le tecniche costruttive, di progettazione strutturale quanto energetica e così via?

Questa difficoltà a interpretare ancora oggi un ruolo pensato per un mondo tecnicamente più semplice e quindi più governabile, riguarda anche gli altri attori del processo.

Tutto ciò può portare a due possibili conseguenze.

Alcuni si rifugiano, coscientemente o no, nella perpetuazione di schemi e scelte già applicati o percorsi, non sfruttando, di fatto, del progresso del settore.

Altri si mettono in gioco avviando un processo di confronto con gli altri partner del processo costruttivo, ognuno chiamato a non essere più semplice “costruttore” o “fornitore” ma vero e proprio esperto consulente nella propria materia.

Le richieste e le prescrizioni a cui portano i due diversi modi di agire e di interpretare il proprio ruolo, sono, in generale, diverse e portano a risultati differenti.

## 4. IL CALCESTRUZZO

### 4.1 Un materiale diverso

Il calcestruzzo è un materiale emblematico in questo senso, da sempre trattato come una commodity, come un prodotto da grande magazzino, sempre uguale a se stesso e con l'unica funzione di proteggere l'armatura contenuta.

Relegato spesso all'idea di materiale dal quale, al massimo, è giusto pretendere o aspettarsi che sia caratterizzato dalla resistenza richiesta, il calcestruzzo è stato raramente visto come un reale strumento di progettazione per rispondere a esigenze particolari. Un materiale soprattutto da “controllare” per evitare brutte sorprese più che da “pensare” in quanto elemento influente sulla progettazione.

La tradizionale limitatezza delle richieste fatte al materiale calcestruzzo è andata, per molto tempo, di pari passo con la reticenza da parte dei fornitori a garantire altre proprietà e prestazioni che avrebbero incontrato il favore di progettisti e costruttori, che avrebbero risposto alle loro esigenze operative o prestazionali ma che implicavano una conoscenza e una capacità di gestione del materiale apparsa per decenni come un traguardo difficilmente raggiungibile.

Oggi non è più così.

Le conoscenze odierne permettono di progettare prodotti diversi che si adattano a esigenze diverse in base all'applicazione prevista. Alcuni esempi:

- modulazione del processo di presa;
- accelerazione del processo di indurimento;
- alte o altissime resistenze;
- autocompattante;
- autolivellante;
- limitazione del ritiro igrometrico
- limitazione della permeabilità
- limitazione del rischio di fessurazione da ritiro plastico
- limitazione del rischio di imbarcamento
- limitazione del modulo elastico
- drenanza
- idrorepellenza
- limitazione del modulo elastico a compressione
- duttilità
- plasticità
- miglioramento del faccia vista anche colorati
- limitazione dello sviluppo di calore d'idratazione
- resistente agli urti

- resistente all'abrasione
- resistente al dilavamento
- estremamente pompabile in lunghezza
- estremamente pompabile in altezza
- ...

Gli esempi precedenti sono alcuni dei punti sui quali confrontarsi e che non necessariamente devono rimanere nell'area di un miglioramento o una limitazione rispetto a qualcos'altro ma possono, in generale, diventare una prestazione numerica garantita se questo permette di aprire strade progettuali diverse o nuove.

Il materiale calcestruzzo non è più un semplice sinonimo di una determinata resistenza a compressione ma può diventare un insieme di parametri tecnici garantiti e fusi in un calcestruzzo progettato in modo unico per un'opera.

Risulta evidente come l'individuazione del calcestruzzo idoneo e adeguato per una specifica opera sia una scelta/decisione che non può essere presa semplicemente in base a un mero calcolo strutturale ma anche dalla definizione di come avverranno le operazioni di messa in opera e di stagionatura in cantiere e di quale sarà la sua funzione e ruolo nel tempo. Del resto le stesse Norme tecniche per le costruzioni del 14/01/2008 evidenziano come la prescrizione del calcestruzzo per una parte d'opera debba essere accompagnata da indicazioni su messa in opera e stagionatura.

### 4.2 Prescrizione obbligatoria e richiesta adeguata

La prescrizione minima obbligatoria, prevista dalle Norme tecniche per le costruzioni attualmente in vigore, comprende la classe di resistenza, la classe di consistenza e il diametro massimo dell'aggregato utilizzato. Queste caratteristiche, solitamente, sono accompagnate dalla classe d'esposizione ambientale in modo da rispondere alla garanzia di durabilità dell'opera per la durata della sua vita nominale.

È opportuno sottolineare come una richiesta di questo tipo, nonostante sia molto più particolareggiata rispetto alle prescrizioni minima prevista dalla precedente norma tecnica del 1996, porti a un calcestruzzo ordinario, comune e non studiato o ottimizzato per una specifica parte d'opera.

In alcuni casi un prodotto simile può essere sufficiente a soddisfare le esigenze operative e prestazionali ovvero quando queste sono limitate se non quasi inesistenti. L'errore frequente consiste nel vedere i prodotti ordinari come la normalità relegando a una dimensione di particolarità o eccezionalità calcestruzzi che rispondano a aspettative diverse.

### 4.3 Vantaggi

I vantaggi che ci possiamo aspettare da questo diverso modo di guardare al materiale calcestruzzo sono enormi.

Le esigenze e aspettative inesprese da parte di progettisti e costruttori spaziano dal campo operativo a quello prestazionale e, spesso, non si trasformano in richieste vere e proprie perché vengono sottovalutate le capacità di risposta e soluzione da parte dei fornitori.

### 4.4 Esigenze in opere di risanamento idrogeologico

Alcune delle tipologie di opere più ricorrenti in interventi mirati al risanamento idrogeologico di un'area possono essere:

- argini fluviali;
- dighe;
- muri di contenimento;
- consolidamento di terreni instabili;

- sistemazioni di alvei di fiumi;
- pavimentazioni drenanti.

Le esigenze più probabili in questo tipo di realizzazioni possono essere a titolo di esempio:

- **snellimento** di opere di contenimento spesso troppo massive per essere gradevoli esteticamente;
- **bassa permeabilità** dell'opera in calcestruzzo armato quando l'obiettivo principale sia quello di far scorrere l'acqua contenuta (argini) oppure nei casi in cui l'opera è volta a circoscrivere un'area inquinata (diaframmi per bonifica ambientale);
- **alta permeabilità (drenanza)** quando l'obiettivo è quello di consentire lo scorrimento ma preservando e salvaguardando le falde sottostanti come avviene, per esempio, nel rifacimento di alvei fluviali;
- **minimizzazione dei fenomeni fessurativi** quando le opere hanno sviluppi dimensionali rilevanti (argini, dighe, pavimentazioni in genere);
- **limitazione dell'aggravio in termini di peso** che la nuova opera introduce quando questa sostituisce una porzione di terreno in un contesto di instabilità;
- **accelerazione delle tempistiche** di entrata in servizio dell'opera che può avvenire solo dopo il raggiungimento di determinati livelli prestazionali;
- **soddisfacente impatto estetico** in un contesto ambientale da preservare;
- **ottima resistenza a fenomeni erosivi, urti e abrasione** causati dall'ambiente esterno a contatto;
- **elevata durabilità** dell'opera con ridotta manutenzione nel tempo;
- **rilevante resistenza alle aggressioni** esterne di natura chimica quando l'opera si inserisce in un contesto inquinato o comunque aggressivo.

Esigenze di questo tipo, quando emergono in modo chiaro e trasparente, evidenziano come il calcestruzzo in grado di soddisfarle non possa assolutamente essere considerato "ordinario" e come sia necessario un processo condiviso che traduca questi *desiderata* in termini di prestazioni, proprietà, prodotti fattibili tecnologicamente e operativamente.

#### 4.5 Il calcestruzzo insegnato

Il percorso formativo dei tecnici italiani prevede sostanzialmente lo sviluppo professionale attraverso alcune tipologie di università a indirizzo tecnico-scientifico.

Ormai da decenni l'insegnamento del calcestruzzo ha un suo spazio all'interno di queste facoltà. Le linee di apprendimento di questo materiale sono sostanzialmente due:

- conoscere il materiale in quanto tale (i suoi componenti principali, le sue caratteristiche principali);
- imparare a progettare strutture in cemento armato.

Questa impostazione viene da lontano ed era frutto di due orientamenti di base:

- l'obiettivo principale di facoltà come ingegneria o architettura è di creare progettisti;
- l'identikit di questo progettista non è uno specialista ma un tecnico con una preparazione che spazia in tutti i campi del processo costruttivo.

Entrambi i concetti sono diventati sempre meno attuali e sempre meno sufficienti a ottenere il gradimento del mondo delle costruzioni esterne.

Questi laureati, oggi, trovano lavoro in campi, ruoli e occupazioni diversissime e sostanzialmente specialistiche. In generale non utilizzeranno gran parte delle conoscenze maturate in ambito universitario mentre la parte restante, inerente la sua mansione specifica, si rivela spesso inadeguata comportando un approfondito periodo di formazione post-laurea sul campo.

Le conoscenze maturate sul materiale calcestruzzo sono un esempio di questo ragionamento. Troppo limitate e, spesso, antiquate per poter affermare di conoscere veramente questo materiale, queste conoscenze non solo non permettono di *progettare* un calcestruzzo che risponda a determinate richieste e attese ma neanche di prescriberlo in modo completo e adeguato.

Ammesso che il *core business* di queste facoltà sia ancora oggi quello di creare, principalmente, i progettisti del domani, c'è da chiedersi se non sia più utile sviluppare negli studenti la capacità a individuare quali siano le loro reali esigenze nella realizzazione di un'opera lasciando ad altri il compito del come soddisfarle. È ricorrente, purtroppo, incontrare progettisti troppo interessati al mix design di un calcestruzzo (con la pretesa di riuscire a giudicarlo) e poco inclini o capaci a descrivere cosa, secondo loro, sia fondamentale affinché l'opera riesca veramente ad assolvere al suo fine prestazionale e funzionale.

## 5. CONCLUSIONI

L'attuale dissesto idrogeologico nazionale e la difficoltà ad avviare realmente il processo di risanamento troppe volte promesso e pubblicizzato sono fondati, a mio avviso, su due ordini di problemi distinti.

Il primo livello è di natura politica. Non si potrà mai parlare seriamente di pianificazione di interventi per il risanamento del territorio nazionale fino a quando la volontà politica non sarà reale e tradotta in provvedimenti efficaci e fino a quando gli strumenti e gli iter applicativi non saranno rivisti profondamente per correggere le disfunzioni attuali.

Il secondo livello, al contrario di quanto si possa pensare, non è di natura tecnica perché le competenze per poter progettare e eseguire risanamenti reali sono presenti. Il problema è che sono distribuite, e non può essere altrimenti, fra i vari attori del processo costruttivo e che l'attuale impostazione dell'iter realizzativo, non basata sulla condivisione di tali professionalità ma su un sistema unidirezionale dove c'è chi pensa e prescrive e chi riceve ed esegue, non permette di godere del contributo tecnico di tutti.

Risolvere il problema di natura politica consente di creare le condizioni affinché si arrivi ad un piano di risanamento equilibrato, organico e risolutivo.

Cambiare l'attuale sistema decisionale e di rapporti all'interno del processo costruttivo permette di realizzare efficacemente un piano di risanamento adeguato.

Le differenze che riscontro nell'ambito del dissesto idrogeologico rispetto ai problemi generali del mondo delle costruzioni italiano sono che le responsabilità e inefficienze politiche sono accentuate, l'impatto sulla sicurezza nazionale è elevato e che, essendo le esigenze tecniche inespressate molte e poco convenzionali, la forbice fra i prodotti ordinari comunemente richiesti e i prodotti specifici idonei a rispondere a tali esigenze è molto ampia.

# STUDIO SPERIMENTALE DI TECNICHE PER IL RINFORZO DI NODI TRAVE-PILASTRO D'ANGOLO DI STRUTTURE A TELAIO IN C.A.

**Consuelo Beschi<sup>1</sup>, Paolo Riva<sup>1</sup>, Alberto Meda<sup>2</sup>**

1 Dipartimento di Ingegneria, Università di Bergamo

2 Dipartimento di Ingegneria Civile, Università di Tor Vergata, Roma

## SOMMARIO

Nella presente memoria sono riportati i risultati di prove sperimentali in scala reale su nodi trave-pilastro d'angolo soggetti a carichi ciclici, allo scopo di valutare l'efficacia di diverse tecniche per il rinforzo sismico di nodi d'angolo di edifici a telaio in c.a. progettati per soli carichi verticali.

La prima tecnica di rinforzo studiata prevede l'incamiciatura del nodo e degli elementi strutturali con calcestruzzo fibro-rinforzato ad elevate prestazioni. La seconda soluzione si basa sull'utilizzo di un inserto metallico accoppiato con il ripristino del solo copriferro del nodo o con incamiciatura degli elementi strutturali in HPFRC.

I risultati sperimentali hanno messo in evidenza l'elevata vulnerabilità dei nodi trave-pilastro non rinforzati e il ruolo non trascurabile dei fenomeni di scorrimento connessi con l'utilizzo di barre d'armatura lisce e ancoraggi terminali a uncino. Dalle prove sui campioni rinforzati con incamiciatura in HPFRC è risultato evidente come questa soluzione permetta di incrementare la resistenza del nodo, raggiungendo contemporaneamente un adeguato livello di duttilità. Le soluzioni con inserto metallico si sono dimostrate efficaci nel fornire un'adeguata protezione del pannello nodale, consentendo lo spostamento del meccanismo di collasso dal nodo alla trave. Esse sono suscettibili di ulteriori miglioramenti per ottenere maggiori benefici in termini di capacità portante.

## EXPERIMENTAL STUDY ON DIFFERENT TECHNIQUES FOR THE RETROFITTING OF EXISTING R.C. CORNER BEAM-COLUMN JOINTS

### SUMMARY

The results of full-scale tests on corner beam-column joints subjected to cyclic loads are presented herein, with the aim of evaluating the effectiveness of different techniques for the seismic retrofitting of corner joint of R.C. frames designed for gravity loads only.

The first retrofitting technique involves the jacketing of the joint and the structural elements converging in it with high performance fiber-reinforced concrete. The second solution is characterized by the adoption of a steel insert coupled with the only restoration of the joint cover concrete or with the jacketing of the structural elements with HPFRC.

The results highlighted the high vulnerability of the unretrofitted corner beam-column joints and the significant role of the slippage phenomena connected to the adoption of smooth reinforcement with hooked end anchorages. From the tests on the specimens retrofitted with the application of a HPFRC jacket to the structural elements it has been evident how this solution allows to improve the strength of the joint, reaching at the same time an adequate level of ductility. The solutions with the steel insert have been demonstrated effective in providing asufficient protection to the joint panel and allowing the relocation of the collapse mechanism from the joint to the beam. They are susceptible to further improvements to obtain more benefits in terms of strength capacity.

### 1. INTRODUZIONE

I recenti terremoti hanno dimostrato come in Italia una vasta parte degli edifici in c.a., progettati per soli carichi verticali, non sia stata in grado di sostenere le azioni sismiche.

La causa va ricercata principalmente nelle carenze strutturali, quali: proprietà scadenti dei materiali; assenza di Gerarchia delle Resistenze; ridotto confinamento nelle zone di potenziale formazione delle cerniere plastiche (in particolare assenza di armatura trasversale nei nodi); dettagli inadeguati delle armature, come ancoraggi insufficienti e uso di barre lisce con ancoraggi d'estremità a uncino.

Gli effetti dei terremoti del passato hanno confermato che i nodi trave-pilastro rappresentano regioni critiche in strutture a telaio in c.a. soggette a carichi sismici, influenzando la risposta dell'intero sistema strutturale in termini di resistenza e deformabilità. Tra i meccanismi di collasso si annoverano, a livello globale, l'esistenza di sistemi a travi/forti-pilastri/deboli e, a livello locale, la formazione di meccanismi fragili legati a un'inadeguata protezione del pannello nodale.

Il rinforzo di strutture esistenti in c.a., progettate prima dell'introduzione di adeguate normative [1], è quindi divenuto argomento di grande attualità in Italia.

Negli ultimi decenni diverse tecniche sono state proposte per l'adeguamento sismico di strutture in c.a. [2], [3]: utilizzo di incamiciature in c.a. che, caratterizzate da spessori tra i 70 e i 100 mm, comportano un aumento della massa e della rigidità degli elementi e sono caratterizzate da difficoltà realizzative connesse con l'inserimento di armatura trasversale aggiuntiva, con la perdita di spazio e interruzione d'uso dell'edificio; utilizzo di fasciature in FRP che, pur offrendo numerosi vantaggi legati all'elevato rapporto resistenza-peso e all'applicazione relativamente semplice e veloce, risultano utili per aumentare la duttilità, ma non del tutto idonee quando sia richiesto un significativo incremento della resistenza, oltre a presentare problemi nei riguardi della resistenza al fuoco.

Una soluzione alternativa riguarda l'uso di incamiciature in calcestruzzo fibro-rinforzato ad elevate prestazioni (HPFRC) di spessore contenuto entro i 30-40 mm [4], [5]. Il materiale utilizzato è caratterizzato da comportamento debolmente incoerente a trazione, accoppiato ad elevata resistenza a compressione e grande capacità deformativa, se confrontato con i tradizionali calcestruzzi fibro-rinforzati, e risulta, inoltre, maggiormente compatibile con il calcestruzzo di base rispetto a qualsiasi altra soluzione.

I risultati di prove sperimentali effettuate negli ultimi anni hanno dimostrato la validità di questa tecnica nel rinforzo di nodi pilastro-fondazione e di nodi trave-pilastro interni [6]. Nella presente memoria viene presentato uno studio sperimentale sull'efficacia anche per il rinforzo di nodi trave-pilastro d'angolo. Viene, inoltre, presa in considerazione una soluzione alternativa e complementare alla precedente che prevede l'utilizzo di un inserto metallico con lo scopo di fornire al nodo un certo grado di confinamento.

Nel seguito sono discussi i risultati di sei prove su campioni di nodi d'angolo in scala reale: due campioni non rinforzati; due rinforzati con incamiciatura in HPFRC degli elementi strutturali e tre campioni rinforzati accoppiando le due tecniche citate, applicazione al nodo di un inserto metallico e utilizzo di HPFRC per il ripristino del nodo.

## 2. GEOMETRIA DEI CAMPIONI DI PROVA

### 2.1 Campioni non rinforzati (CJ1 E CJ2)

I campioni non rinforzati sono rappresentativi del nodo d'angolo del primo livello di una struttura in c.a. realizzata sulla base di un progetto simulato sviluppato secondo le prescrizioni fornite dalle normative nazionali in vigore prima degli anni '70 [7] e suggerite dalla manualistica dell'epoca [8].

I campioni di prova sono stati progettati per i soli carichi verticali, con i pilastri soggetti ad azione assiale centrata e le travi progettate secondo lo schema di trave continua su più appoggi.

Le caratteristiche geometriche e i dettagli delle armature sono mostrati in Figura 1.

Le travi sono caratterizzate da sezione 30x50 cm e armatura longitudinale realizzata con barre lisce dotate di ancoraggi terminali ad uncino, mentre il pilastro è caratterizzato da una sezione quadrata 30x30 cm, armato con quattro barre longitudinali. All'interno del nodo non è stata disposta armatura trasversale in accordo alla pratica costruttiva degli anni '60-'70.

Per quanto riguarda i materiali utilizzati, il calcestruzzo è caratterizzato da una resistenza media a compressione pari a

38,7 MPa, mentre le caratteristiche dell'acciaio delle barre d'armatura sono riassunte in Tabella 1.

### 2.2 Campioni rinforzati con incamiciatura in HPFRC degli elementi strutturali (RCJ1 e RCJ2)

La soluzione di rinforzo utilizzata nei campioni RCJ1 e RCJ2 consiste nell'applicazione di una camicia in HPFRC a campioni che presentano le stesse caratteristiche geometriche e gli stessi dettagli d'armatura dei campioni non rinforzati.

Dopo il getto e un periodo di maturazione di un mese, la superficie dei campioni è stata sabbiata, al fine di ottenere una rugosità pari a 2÷3 mm, sufficiente per garantire l'aderenza tra il calcestruzzo di base e il calcestruzzo della camicia.

Al pilastro è stata, quindi, applicata una camicia in HPFRC di 40 mm di spessore, mentre per le travi è stata adottata un'incamiciatura a U di spessore pari a 30 mm (Fig. 1).

Le caratteristiche dell'armatura sono le stesse dei campioni non rinforzati, mentre il calcestruzzo di base è caratterizzato da una resistenza media a compressione di 27 MPa. Le caratteristiche dell'HPFRC sono, riportate in Tabella 2.

Tabella 1 - Caratteristiche meccaniche delle barre d'armatura

	$f_{ym}$ [MPa]	$f_{um}$ [MPa]	$A_{gt}$ [%]
φ16	445	546	16,14
φ12	365	558	15,91
φ8	337	440	21,03
φ6	493	556	13,66

$f_{ym}$ : tensione media di snervamento;  $f_{um}$ : tensione di rottura a trazione

Tabella 2 - Caratteristiche dell'HPFRC dei campioni di prova rinforzati con incamiciatura (RCJ1 e RCJ2)

Matrice cementizia			
	$R_{cm}$ [MPa]	$f_{tm}$ [MPa]	E [GPa]
19 gg	99,68	4,8	36
41 gg	112,55	4,8	36
Fibre d'acciaio			
	$D_{eq}$ [mm]	$l_{eq}$ [mm]	V [%]
	15	0,18	1,2

$R_{cm}$ : resistenza media cubica a compressione;  $f_{tm}$ : resistenza media a trazione; E: modulo elastico;  $D_{eq}$ : diametro equivalente;  $l_{eq}$ : lunghezza equivalente; V: volume delle fibre

### 2.3 Campioni rinforzati con inserto metallico (GRCJ, HGRCJ, D-HGRCJ)

La seconda tecnica di rinforzo, denominata sistema "Gordiano", si basa sull'applicazione di un inserto metallico al nodo con lo scopo di fornire un adeguato confinamento, così da incrementarne resistenza e duttilità.

L'intervento risulta relativamente semplice, caratterizzato da ridotti tempi di esecuzione, senza interruzione d'uso dell'edificio e apprezzabile perdita di spazi.

Un ulteriore vantaggio di questa soluzione è il fatto che essa non comporta un aumento significativo delle dimensioni, e degli elementi strutturali, eventualità che richiede particolare attenzione nella valutazione della risposta sismica di strutture rinforzate.

Dopo il posizionamento dell'inserto, il ripristino del copriferro del nodo con malte strutturali oppure calcestruzzi fibro-rinforzati elimina, inoltre, qualsiasi problema connesso con la corrosione e la resistenza al fuoco.

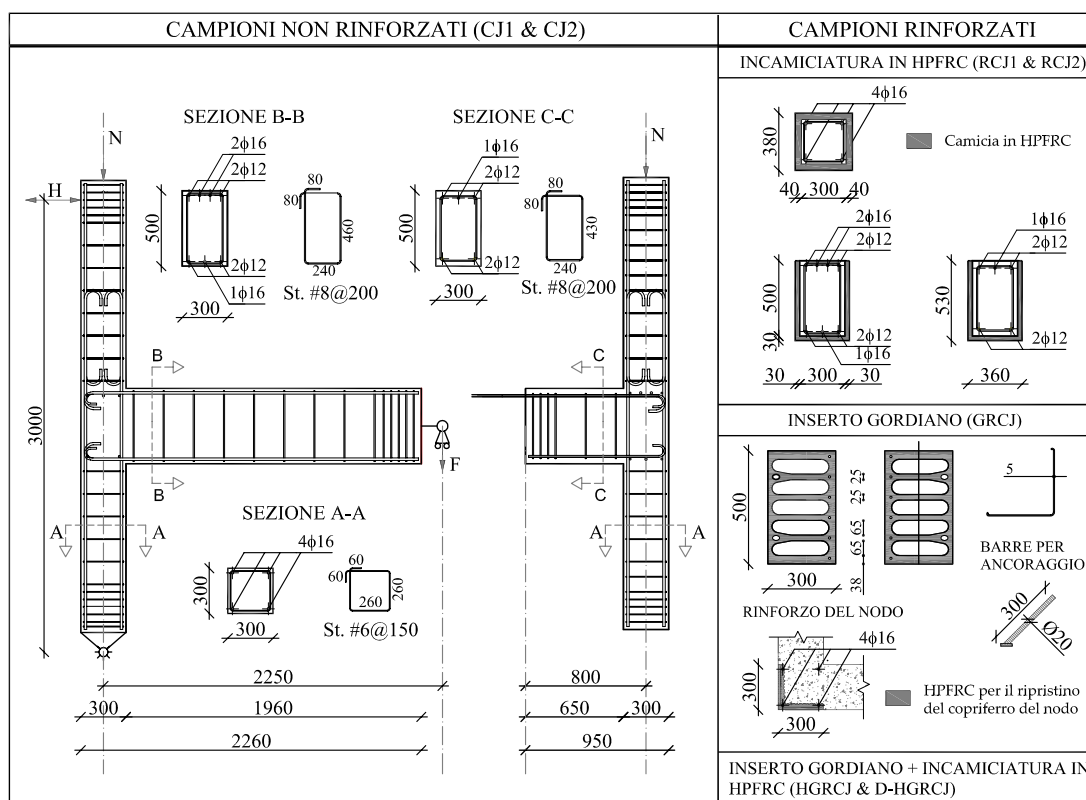


Figura 1 - Geometria dei campioni di prova e dettagli delle armature

L'inserto è ottenuto dalla piegatura di una lamiera in acciaio S460 di spessore pari a 5 mm nella quale sono ricavati traversi orizzontali e montanti verticali. L'area di acciaio di ciascuna striscia è superiore a quella fornita da una barra di diametro 12 mm, con l'indubbio vantaggio di contenere gli ingombri. In ogni montante verticale esterno sono presenti due fori per l'inserimento delle barre utilizzate per ancorare l'inserto all'interno della trave (Fig. 2a).

Le fasi di installazione prevedono: la rimozione del copriferro dalle facce esterne del nodo; la realizzazione di fori orientati a 45° all'interno della trave per l'inserimento delle barre di ancoraggio; l'iniezione dell'ancorante chimico e l'inserimento delle barre d'ancoraggio.

La fase finale prevede il ripristino del copriferro del nodo per il quale è possibile utilizzare malte strutturali di tipo colabile o tixotropico. Qualora fosse necessario contenere lo spessore del copriferro, si può ricorrere a calcestruzzi fibrorinforzati ad elevate prestazioni. Nel caso sia richiesto anche un intervento di rinforzo del pilastro per aumentarne la capacità flessionale, questo può essere facilmente ottenuto tramite incamiciatura in HPFRC e il ripristino del nodo può essere inglobato nel getto della camicia.

Per le prove si sono state adottate tre tipologie di rinforzo:

- un campione, con le stesse caratteristiche geometriche e di armatura dei precedenti campioni non rinforzati, è stato rinforzato con sistema Gordiano e ripristino del solo copriferro del nodo con HPFRC (GRCJ) (Fig. 2b);
- un campione, analogo al precedente, è stato rinforzato con sistema Gordiano e incamiciatura in HPFRC degli elementi strutturali convergenti nel nodo (HGRCJ);

- la soluzione precedente è stata adottata anche per il rinforzo del campione CJ1 danneggiato nella prima fase della campagna sperimentale (D-HGRCJ) (Fig. 2c).

Nel caso del campione GRCJ, lo spessore dello strato di HPFRC applicato al nodo è stato scelto in modo da ripristinare le dimensioni originarie del nodo e quindi con una sezione in pianta pari alla dimensione della sezione del pilastro (Fig. 1).

Nei campioni HGRCJ e D-HGRCJ, in cui l'intervento ha previsto l'incamiciatura degli elementi strutturali convergenti nel nodo, al pilastro è stata applicata una camicia di 40 mm di spessore, mentre per le travi è stata adottata un'incamiciatura a U di spessore pari a 30 mm (Fig. 1).

Nel caso del campione D-HPFRC, trattandosi della riparazione del campione CJ1 precedentemente danneggiato, è stato necessario effettuare la sigillatura delle fessure nel nodo prima della sabbiatura del campione, dell'applicazione dell'inserto e del getto della camicia in HPFRC (Fig. 2c).

Per le caratteristiche delle barre d'armatura è possibile riferirsi alla Tabella 1, mentre per le resistenze di calcestruzzo di base e HPFRC si rimanda alla Tabella 3.

Tabella 3 - Caratteristiche del calcestruzzo di base e dell'HPFRC per i campioni rinforzati con inserto metallico

Campione	Calcestruzzo di base	HPFRC		
	$f_{cm}$ [MPa]	$R_{cm}$ [MPa]	$f_{cm}$ [MPa]	$f_{ctm}$ [MPa]
GRCJ	33,7	110,3	91,55	4,83
HGRCJ	33,7	102,3	84,91	4,12
D-HGRCJ	38,7	107,8	89,53	4,61

$R_{cm}$ : resistenza cubica media a compressione;  $f_{cm}$ : resistenza cilindrica media a compressione;  $f_{ctm}$ : resistenza a media a trazione

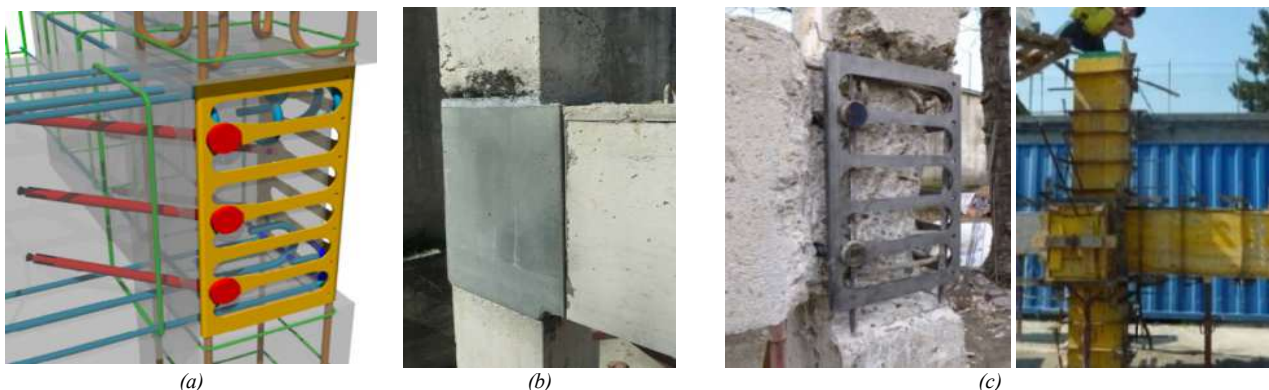


Figura 2 - (a) Inserto "Gordiano"; (b) Rinforzo del campione GRCJ; (c) Riparazione del campione CJ1 con getto della camicia in HPFRC

### 3. TEST SET-UP

Il set-up di prova intende riprodurre la configurazione di un nodo trave-pilastro d'angolo del primo livello di un telaio in c.a. soggetto a carichi orizzontali. A questo scopo, è stato progettato un banco di prova che consentisse lo sviluppo di vincoli a cerniera in testa e al piede del pilastro e a carrello all'estremità della trave principale, simulando i punti a momento nullo (supposti essere a metà altezza per il pilastro e a metà campata per la trave) per una risposta elastica lineare a carichi laterali di una generica struttura a telaio (Fig. 3).

In una prima fase ai campioni è stato applicato, tramite due martinetti idraulici, un carico assiale, rappresentativo del carico di esercizio agente sul pilastro dell'edificio di riferimento: tale carico è stato mantenuto costante per tutta la durata della prova. Due martinetti idraulici sono stati utilizzati anche per l'applicazione di un carico verticale in testa alla trave principale e una coppia di forze all'estremità della trave secondaria, per simulare rispettivamente la combinazione di taglio e momento e il momento di esercizio nel nodo.

La seconda fase della prova ha previsto l'applicazione in sommità al pilastro di cicli di spostamento con incrementi successivi di drift: 0,25% fino a un drift dell'1%, 0,5% fino al 3% e 1% fino a collasso. Per ogni valore di drift sono stati effettuati tre cicli.

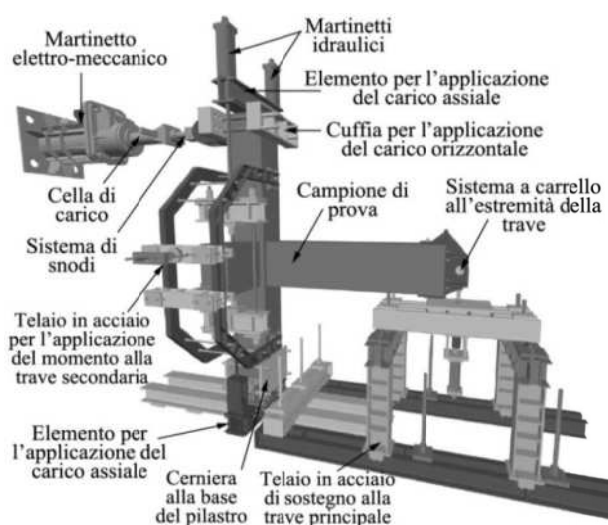


Figura 3 - Banco di prova

Per i campioni non rinforzati le prove sono state interrotte in corrispondenza di un drift del 3%, pari a uno spostamento in sommità di 90 mm, mentre i campioni rinforzati hanno raggiunto drift del 5-6%, pari a 150÷180 mm.

Spostamenti e rotazioni sono stati misurati da trasduttori potenziometrici, mentre i carichi agenti sul pilastro e alle estremità delle travi sono stati monitorati da celle di carico.

### 4. RISULTATI SPERIMENTALI

Nelle Figure da 4a a 4e sono riportate le curve delle prove sperimentali in termini di carico orizzontale – spostamento della testa del pilastro.

I risultati delle prove sui campioni non rinforzati hanno confermato l'elevata vulnerabilità di nodi trave-pilastro d'angolo realizzati con dettagli costruttivi tipici degli anni '60-'70 e il ruolo fondamentale del fenomeno di scorrimento delle barre d'armatura longitudinali, evidenziato da un evidente pinching dei cicli di isteresi (Fig. 4a). Il collasso dei campioni è il risultato dell'interazione tra tre modalità di rottura: collasso lato trave con formazione di una fessura all'interfaccia trave-nodo, collasso per taglio del nodo con fessure diagonali nel pannello nodale ed espulsione del copriferro nella parte inferiore a causa della spinta degli uncini di estremità delle barre d'armatura della trave e, infine, scorrimento delle barre d'armatura (Figg. 5a,b).

Dai diagrammi riportati nelle Figure 4b,d,e relativi ai risultati delle prove sui campioni rinforzati con incamiciatura in HPFRC degli elementi strutturali, senza o con rinforzo del nodo tramite inserto metallico, è possibile osservare come la forma delle curve involuppo sia ben rappresentativa del comportamento di una sezione caratterizzata da un nucleo in c.a. con incamiciatura in HPFRC, dove il valore di picco corrisponde al raggiungimento della massima deformazione a trazione nella camicia in HPFRC per la fibra più lontana dall'asse neutro. All'aumentare degli spostamenti orizzontali, il contributo a trazione della camicia viene meno e la resistenza della sezione tende a quella del solo nucleo in c.a.

Per spostamenti positivi, tutti i campioni sono stati interessati da un collasso lato trave, con comportamento post-picco che tende a quello della sezione non rinforzata. Il carico massimo viene raggiunto in corrispondenza di un drift dell'1,5-2% per i campioni non rinforzati (CJ) e per quello rinforzato con sistema Gordiano e ripristino del solo copriferro del nodo (GRCJ), drift corrispondente allo snervamento delle barre longitudinali inferiori della trave.

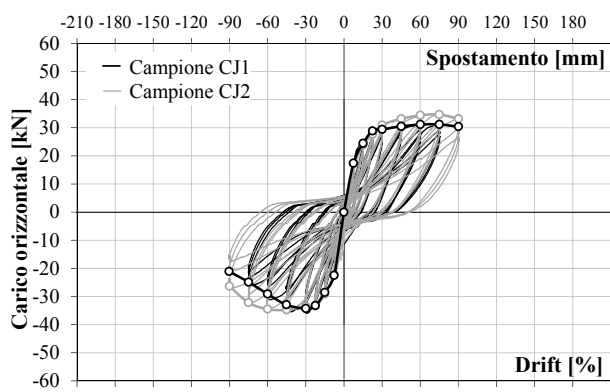


Per i campioni con incamiciatura (RCJ, HGRCJ e D-HGRCJ) il carico di massimo è stato raggiunto per valori di drift inferiori, compresi tra lo 0.5% e lo 0.75%.

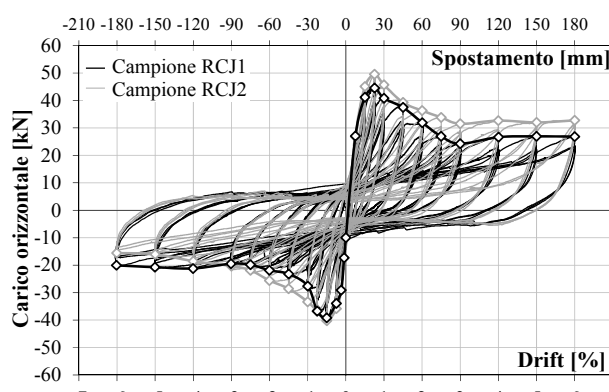
Una volta raggiunto il carico di picco, si ha un rapido degrado di resistenza per il venir meno del contributo a trazione dell'HPFRC. Per spostamenti negativi, laddove il collasso dei campioni non rinforzati si ha per raggiungimento della massima resistenza del nodo (in corrispondenza dell'1% di drift), nei campioni rinforzati il meccanismo di collasso si sposta lato trave. La fase post-picco è ancora caratterizzata da un repentino crollo di resistenza, anche se nei campioni con incamiciatura, la presenza della camicia in HPFRC conferisce maggiore stabilità al comportamento in fase residua.

Con riferimento al nodo, nei campioni non rinforzati la prima fessura diagonale compare in corrispondenza di un drift dell'1%. All'aumentare del drift le fessure si propagano raggiungendo aperture anche di 3 mm, con il risultato di un esteso danneggiamento del nodo a fine prova (Fig. 5a,b).

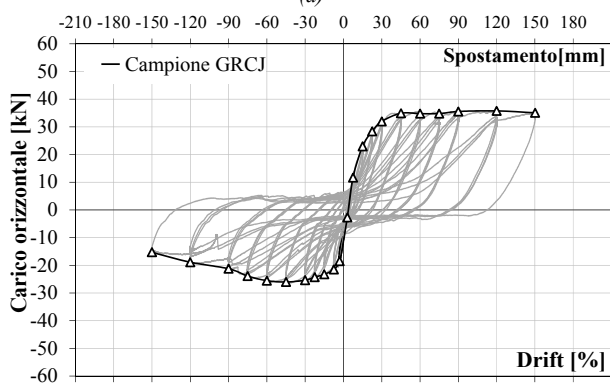
Per quanto riguarda le soluzioni rinforzate, nel campione con rinforzo del nodo e ripristino del solo copriferro (GRCJ) non si è avuto alcun danneggiamento del pannello nodale (Fig. 5e), mentre nei campioni con incamiciatura degli elementi strutturali (RCJ, HGRCJ e D-HGRCJ) si è osservata la comparsa di qualche fessura capillare, con danneggiamento progressivamente localizzato in un'unica fessura verticale (Fig. 5c,d,f,g).



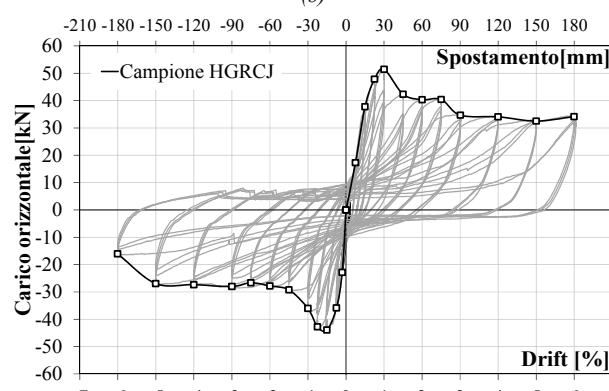
(a)



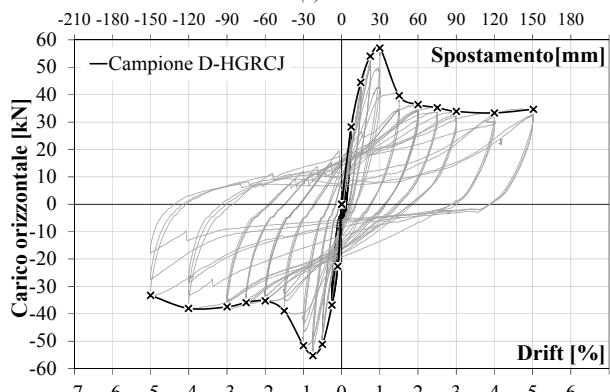
(b)



(c)



(d)



(e)

Figura 4 - Diagrammi carico orizzontale-spostamento: (a) CJ1 e CJ2; (b) RCJ1 e RCJ2; (c) GRCJ; (d) HGRCJ; (e) D-HGRC



Figura 5 - I campioni al termine delle prove: (a) CJ1; (b) CJ2; (c) RCJ1; (d) RCJ2; (e) GRCJ; (f) HGRCJ; (g) D-HGRCJ

Si precisa che nel campione riparato le fessure nel pannello nodale sono localizzate in corrispondenza di quelle preesistenti formatesi durante la prova sul campione CJ1.

A differenza dei campioni con sola incamiciatura degli elementi strutturali (RCJ), in cui il danneggiamento si localizza in una fessura verticale all'interfaccia trave-nodo, in nei campioni rinforzati con l'utilizzo dell'inserto metallico la fessura principale risulta spostata all'interno della trave rispetto all'interfaccia con il nodo, posizione giustificata dal fatto che la sezione a monte della fessura fino all'innesto con il nodo è caratterizzata da una sovra-resistenza rispetto alla parte rimanente della trave per la presenza delle barre di ancoraggio dell'inserto.

In corrispondenza dell'innesto con la trave secondaria, a differenza dei campioni non rinforzati in cui è evidente l'espulsione di una vasta area di copriferro nella parte inferiore del nodo, in tutte le soluzioni rinforzate non si è registrato alcun danneggiamento, a conferma del fatto che il ripristino del nodo con incamiciatura in HPFRC risulta efficace nel contenimento delle spinte degli uncini di estremità delle barre d'armatura della trave. Questa considerazione è valida anche per il campione danneggiato e riparato (D-HGRCJ) in cui sia la superficie del nodo era risultata visibilmente danneggiata prima dell'intervento di rinforzo.

Sulla faccia interna del nodo, grazie al confinamento fornito dalla trave secondaria, si è riscontrato un danneggiamento limitato, ad eccezione di uno dei campioni

rinforzati con sola incamiciatura (RCJ1) dove è stato osservato il distacco della camicia dal calcestruzzo di base.

Le prove sono state interrotte in corrispondenza di un drift del 3% nel caso di campioni non rinforzati, per poter eseguire la riparazione degli stessi. Nel caso di campioni rinforzati, le prove sono state protratte fino a drift del 5 o 6%, fino a che o il comportamento del campione non è diventato instabile per fenomeni quali il distacco della camicia (RCJ) o la torsione della trave principale (GRCJ) o non si è verificata la rottura di una delle barre d'armatura longitudinali (HGRCJ, D-HGRCJ).

#### 4.1 Confronti

Un confronto diretto tra le curve sperimentali in termini di diagramma carico-spostamento può essere effettuato solamente tra i campioni rinforzati GRCJ e HGRCJ (Fig. 6a), appartenenti alla stessa fase di getto e tra il campione non rinforzato, CJ1 e lo stesso riparato, D-HGRCJ (Fig. 6b).

Per rendere possibile un confronto tra tutti i campioni allo scopo di valutare l'efficacia delle soluzioni di rinforzo, gli involucri delle curve sperimentali sono stati adimensionalizzati al valore del taglio di piano (carico orizzontale) di un corrispondente campione non rinforzato con le stesse proprietà geometriche e dei materiali (Fig. 7a). Dalle curve involucri è, quindi, possibile osservare come l'incamiciatura in HPFRC degli elementi strutturali (RCJ1) consenta di aumentare la resistenza del nodo rispetto alla soluzione non rinforzata del 40-45% per spostamenti positivi e del 30% per spostamenti negativi, con una resistenza residua

dopo il raggiungimento del carico di picco che tende a quella del campione non rinforzato (CJ1). Dallo stesso diagramma è possibile constatare come l'applicazione del sistema Gordiano e ripristino del solo copriferro (GRCJ) non comporti, per spostamenti positivi, apprezzabili incrementi del carico massimo rispetto al campione non rinforzato (CJ1), il che è coerente con la modalità di collasso che è lato trave sia per il campione non rinforzato che per il campione rinforzato.

La soluzione con inserto Gordiano e incamicatura in HPFRC degli elementi strutturali (HGRCJ) consente di ottenere prestazioni superiori, con un incremento del carico di picco del 55% per spostamenti positivi e del 40% per

spostamenti negativi rispetto alla soluzione non rinforzata. Per quanto riguarda, invece, il campione danneggiato e riparato (D-HGRCJ) si osserva un comportamento migliore in termini di resistenza massima rispetto alla stessa soluzione applicata sul campione non danneggiato (HGRCJ), in apparente contrasto con le aspettative, con un carico massimo superiore dell'87% rispetto a quello raggiunto dal campione non rinforzato sia per spostamenti positivi che negativi, una fase post-picco caratterizzata da una maggiore stabilità della fase post-picco e un carico residuo superiore a quello raggiunto da tutti gli altri campioni.

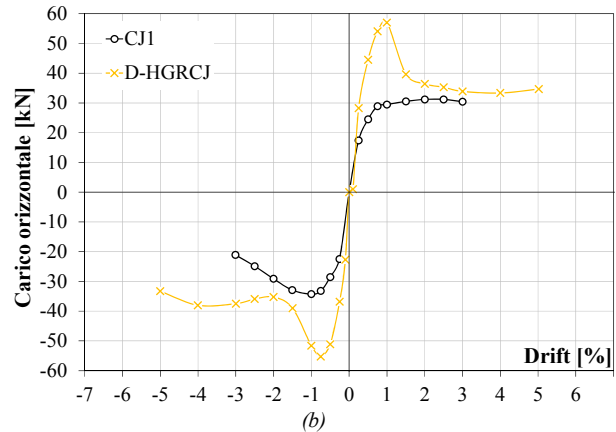
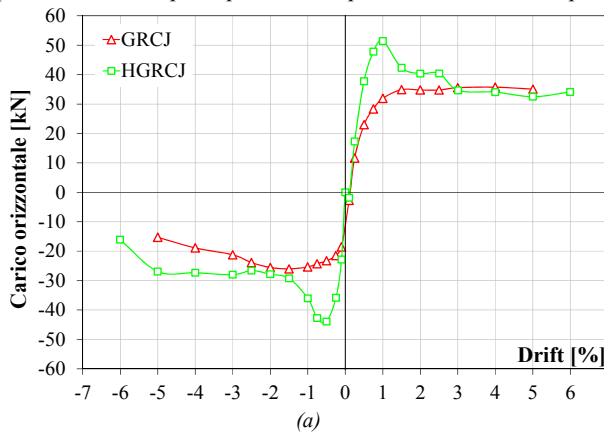


Figura 6 - Confronti tra le curve involucro per i campioni: (a) GRCJ e HGRCJ; (b) HGRCJ e D-HGRCJ

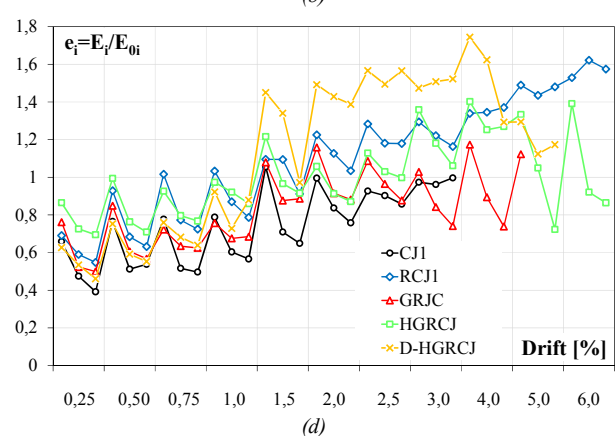
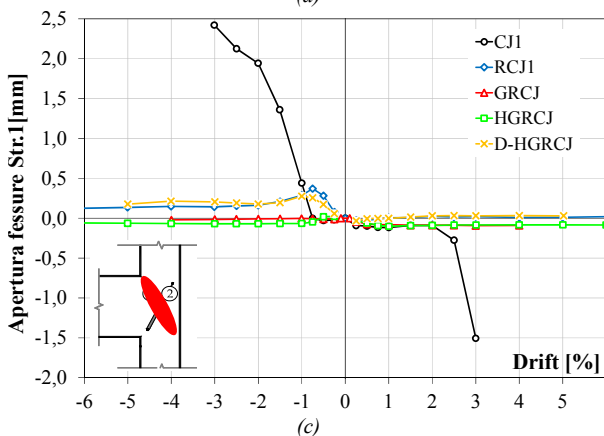
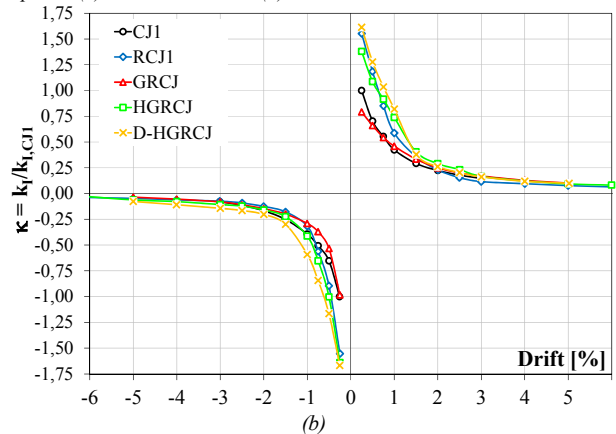
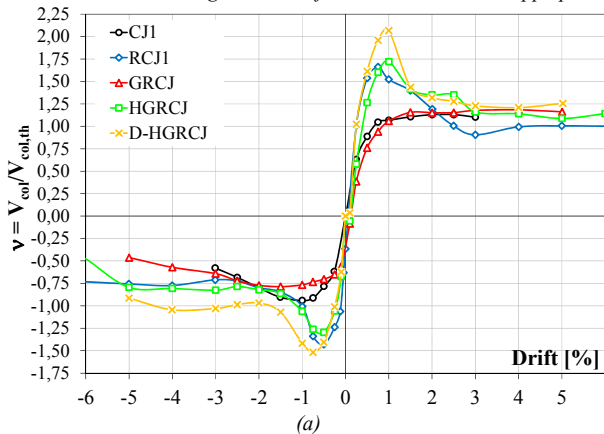


Figura 7- Confronti: (a) Carico orizzontale adimensionalizzato rispetto al taglio teorico; (b) Rigidezza adimensionalizzata rispetto alla rigidezza del 1° ciclo del campione CJ1; (c) Apertura di fessura nel nodo (Strumento 1); (d) Energia dissipata adimensionalizzata

La motivazione è legata alla posizione in cui si forma la fessura nella trave: localizzandosi a minore distanza dall'interfaccia, la luce di taglio in quest'ultimo caso risulta maggiore e di conseguenza anche il carico massimo raggiunto.

In Figura 7b sono riportate le curve sperimentali in termini di rigidità adimensionalizzata rispetto alla rigidità iniziale al 1° ciclo del campione non rinforzato in funzione del drift.

Dal grafico si osserva che la soluzione con rinforzo del solo nodo (GRCJ) non comporta apprezzabili variazioni di rigidità iniziale del campione, mentre le soluzioni con rinforzo del nodo e incamicatura degli elementi strutturali (RCJ1, HGRCJ e D-HGRCJ) comportano un incremento di rigidità iniziale compreso tra il 60 e il 70%.

Per spostamenti positivi i campioni rinforzati mostrano un degrado di rigidità confrontabile con quello del campione non rinforzato, coerentemente con la modalità di collasso che è, in questo caso, di tipo flessionale con formazione della cerniera plastica nella trave e quindi duttile. Il degrado delle soluzioni con incamicatura è, come prevedibile, più repentino nella fase post-picco, dal momento in cui si perde il contributo a trazione della camicia.

In Figura 7c sono riportate le curve relative all'apertura di fessura massima nel nodo raggiunte ad ogni spostamento in funzione del drift. Dai diagrammi risulta evidente come la soluzione con solo rinforzo del nodo (GRCJ) e la soluzione con rinforzo del nodo e incamicatura in HPFRC (HGRCJ) siano allo stesso modo efficaci nel garantire un'adeguata protezione del pannello nodale, con aperture di fessure massime inferiori al decimo di millimetro contro i 3 mm della soluzione non rinforzata (CJ1). La soluzione con sola incamicatura degli elementi strutturali (RCJ1) ha visto la formazione di una fessura nel nodo con apertura massima pari a 0,35 mm in corrispondenza del carico di picco: all'aumentare degli spostamenti, però, tale fessura tende a richiudersi fino a valori di 0,1÷0,2 mm, per la progressiva localizzazione del danneggiamento nell'unica fessura verticale. La soluzione con rinforzo del nodo e incamicatura in HPFRC degli elementi strutturali applicata al campione danneggiato (D-HGRCJ), si è dimostrata altrettanto efficace nel contenimento dell'apertura delle fessure nel nodo laddove queste erano preesistenti, con aperture massime di 0,3 mm.

In Figura 7d è riportato, infine, il confronto tra i risultati in termini di energia dissipata adimensionalizzata all'energia elastica. Dal grafico si osserva come il campione rinforzato con sola incamicatura degli elementi strutturali (RCJ1) dissipasse in media il 25% di energia in più rispetto a quello non rinforzato ad ogni valore del drift.

Per il campione rinforzato con inserto Gordiano e ripristino del solo copriferro del nodo (GRCJ) l'incremento di energia dissipata rispetto al campione non rinforzato diventa apprezzabile a partire da un drift dell'1,5%, a cui corrisponde lo snervamento delle barre d'armatura inferiori.

Il campione rinforzato con inserto Gordiano e incamicatura degli elementi strutturali (HGRCJ) dissipa una maggiore quantità di energia già per bassi valori di drift grazie al contributo benefico della camicia.

Il campione danneggiato e riparato (D-HGRCJ) è quello che dissipa la maggiore quantità di energia: a partire da un drift dell'1% arriva a dissipare anche l'85% in più rispetto al campione non rinforzato, grazie alle maggiori risorse di cui dispone in termini di capacità flessionale per le motivazioni precedentemente spiegate.

## 5. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Le prove sui campioni non rinforzati hanno confermato la vulnerabilità di nodi progettati con i dettagli tipici della pratica costruttiva italiana degli anni '60-'70. Due sono i fenomeni ritenuti responsabili del collasso: la deformabilità del pannello nodale e lo scorrimento delle barre d'armatura longitudinali. E' quindi evidente che strutture costruite con gli stessi dettagli costruttivi (barre lisce con ancoraggi a uncino, assenza di staffe nel nodo, calcestruzzo scadente) necessitano di un intervento di rinforzo nei confronti dei carichi orizzontali.

L'obiettivo è quello di garantire, in una struttura soggetta a carichi sismici, l'attivazione di meccanismi di collasso duttili, forzando la formazione di cerniere plastiche alle estremità delle travi prima che alle estremità dei pilastri e individuando al contempo come ultimo meccanismo possibile la rottura fragile dei nodi trave-pilastro.

I risultati sperimentali sui nodi rinforzati consentono di concludere che tutte le soluzioni proposte risultano efficaci nella protezione del nodo, inibendo il collasso per taglio del pannello nodale e risultando utili nel contenimento delle spinte degli uncini d'estremità delle barre d'armatura della trave. La maggior parte delle soluzioni studiate consente di ottenere un incremento più o meno significativo di resistenza, garantendo il raggiungimento di un adeguato livello di duttilità.

## 6. RINGRAZIAMENTI

Il presente lavoro si inserisce nell'ambito del progetto ReLUIS-DPC 2010-2013.

Gli autori sono grati a Tecnochem Italiana s.p.a. e BigBlu s.p.a. per il supporto economico alla ricerca e il sig. Daniele Di Marco per il supporto tecnico nelle prove sperimentali.

## 7. BIBLIOGRAFIA

- [1] DM 14/01/2008, (2008) - Nuove norme tecniche per le costruzioni, G.U. n. 29, 2/02/2008, Supplemento Ordinario n. 30, Roma, 645 pp.
- [2] FIB BULLETIN No. 24. (2003) - Seismic assessment and retrofit of reinforced concrete buildings. State-of-art report, International Federation for Structural Concrete, August 2003, 312 pp.
- [3] FIB REPORT 1991, (1991) - Repair and strengthening of concrete structures. Guide to good practice, Thomas Telford Ltd. 1991, 37 pp.
- [4] MARTINOLA, G., MEDA, A., PLIZZARI, G.A., and Rinaldi, Z. - (2007), An application of high performance fiber reinforced cementitious composites for R/C beams strengthening, FRAMCOS 6, June 18-21, Catania, Italy.
- [5] MAISTO, L., MEDA, A., PLIZZARI, G.A., and RINALDI, Z. - (2007), R/C beams strengthening and repair with high performance fiber reinforced concrete jacket, 4th International Conference on the Conceptual Approach to Structural Design, June 27-29, Venezia.
- [6] BESCHI, C., MEDA, A., RIVA, P. - (2011), Column and joint retrofitting with high performance fiber reinforced concrete jacketing, Journal of Earthquake Engineering, 15:7, 989-1014, ISSN: 1363-2469.
- [7] REGIO DECRETO R.D. 16/11/1939 n. 2229, (1939) - Norme per la esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice e armato, G.U. n. 92, 18/04/1940.
- [8] SANTARELLA, L., (1945) - Il cemento armato - Le applicazioni alle costruzioni civili e industriali, Milano Edizioni Hoepli, 1945, 559 pp.

# LA COSTRUZIONE DI IMPALCATI IN PRECOMPRESSO CON TRAVI METALLICHE DI BANCHINAGGIO

**Franco Biondi<sup>1</sup>, Giovanni Buratti<sup>2</sup>, Alessio Gensini<sup>1</sup>, Massimo Viviani<sup>3</sup>**

1 Amministrazione Provinciale di Firenze

2 Libero Professionista - Lucca

3 SE.I.CO. srl - Lucca - [info@seicoingegneria.it](mailto:info@seicoingegneria.it)

## SOMMARIO

La costruzione del nuovo ponte di Empoli rappresenta un'opera di sicuro interesse per le modalità di esecuzione. Le strutture in precompresso presentano infatti evidenti difficoltà costruttive sulle luci medie, intorno ai 60 metri, per le quali non sono convenienti i metodi di avanzamento con cassero autovarante e il banchinaggio classico non è impiegabile per i rischi connessi alle piene dei corsi d'acqua. La soluzione studiata estende la tipologia costruttiva con soletta gettata dopo la posa delle travi portanti, tipica delle strutture di luce modesta, raggiungendo un ottimo livello espresso come costo di esecuzione e qualità dell'opera finita.

## THE CONSTRUCTION OF PRESTRESSED CONCRETE BRIDGES WITH STEEL BEAM FALSEWORK

### SUMMARY

The construction of prestressed concrete bridges always requires accurate evaluations on the cast-in-situ procedures. This paper describes the construction of the new prestressed concrete bridge in Empoli for which a proper sequence of casting and prestressing of the tendons has been studied as to optimize the costs of the falsework and to maintain the flow section of the Arno River free.

## 1. INTRODUZIONE

La costruzione del nuovo ponte sul fiume Arno tra i comuni di Empoli e Vinci nella provincia di Firenze, è diventata col passare del tempo una priorità nell'ambito della rete stradale provinciale. Il ponte collega i due comuni che, divisi dal fiume Arno, hanno progressivamente sviluppato i propri centri abitati di Empoli e di Sovigliana collocati sulle sponde fino a farli diventare un importante polo di attrazione per il traffico sia veicolare che ciclo-pedonale. Il vecchio ponte degli anni '50 non era più in grado di assolvere alle mutate esigenze e l'Amministrazione provinciale di Firenze ha quindi pianificato e realizzato un nuovo attraversamento stabile caratterizzato da una ottima funzionalità espressa in termini di capacità di transito sia veicolare che ciclo-pedonale. Particolare attenzione è stata rivolta alla metodologia costruttiva che imponeva il mantenimento dell'attraversamento esistente per l'intera durata dei lavori, in modo da non interrompere il collegamento tra le due sponde. Nei paragrafi seguenti vengono illustrati i vari aspetti considerati per la progettazione ed esecuzione del nuovo ponte che, per le sue caratteristiche statiche e costruttive, rappresenta un'opera di caratteristiche innovative.

## 2. I VINCOLI DI PROGETTO

### 2.1 Il vecchio ponte

L'attraversamento tra l'abitato di Empoli e di Sovigliana risale a molto tempo fa, precisamente alla seconda metà del XIX secolo da parte di una società anonima, autorizzata a riscuotere il pedaggio [1] con possibilità di riscatto da parte

del Granducato. La provincia di Firenze, vista l'importanza dell'attraversamento, riscattò l'opera ai primi del novecento includendola nel proprio patrimonio. Il passaggio della seconda guerra mondiale non risparmiò il vecchio ponte che, distrutto, fu dapprima sostituito con un ponte Bailey e poi con il ponte rimasto in esercizio fino al completamento del nuovo attraversamento nell'anno 2013. Il ponte fu costruito del tipo a travata a via superiore composto da tre campate di 33,00 circa per una lunghezza totale di circa 100 metri ed una larghezza della carreggiata di 9,00 m. La struttura è costituita da una successione di tre campate in semplice appoggio con una sezione trasversale composta da tre cassoni monocellulari connessi con traversi e precompressi con cavi post-tesi secondo il sistema Morandi. L'opera, realizzata dal Genio Civile tra il 1950 e il 1954 è sempre rimasta in esercizio senza la necessità di particolari interventi di ristrutturazione. Strutture di questo tipo, costruite in conci e successivamente precomprese, hanno rappresentato un punto di notevole livello in termini di tecnologia esecutiva e costi di realizzazione, con numerosi impieghi sull'intero territorio nazionale. I successivi sviluppi della viabilità e l'incremento dei carichi sugli assi dei mezzi pesanti hanno tuttavia evidenziato le carenze che presentano i ponti a conci senza collegamenti mutui e segnatamente gli effetti della corrosione dovuta alla fessurazione localizzata sui giunti. Situazione questa che diventa particolarmente importante in presenza di carichi di entità tale da superare il limite di decompressione del bordo inferiore della sezione di contatto tra conci contigui. Alcuni di questi ponti sono stati infatti sostituiti [2], rinforzati [3] o limitati nella funzionalità come nel caso dell'attraversamento in questione, in attesa della ricostruzione

con un'opera di maggiore durabilità e rispondente alle nuove richieste dell'utenza.

## 2.2 Il nuovo attraversamento

Con la limitazione del transito sul ponte, sia per capacità oraria sia per il massimo carico dei mezzi pesanti, l'Amministrazione provinciale di Firenze ne ha pianificato la ricostruzione tenendo conto delle esigenze attuali e delle probabili richieste nel futuro seguendo lo sviluppo dei centri abitati direttamente collegati, Empoli e Sovigliana.

Il nuovo attraversamento è costituito da una piattaforma stradale di notevole larghezza, 21,60 metri fuori tutto, per una lunghezza complessiva di 110 metri e con un rapporto di allungamento di solo 1/5. La parte stradale è organizzata con due carreggiate da due corsie di larghezza di 3,00 metri divise da uno spartitraffico in profilo new jersey; ai lati della parte stradale è presente un marciapiede dedicato al traffico ciclo-

maggiore impegno in termini di costo e tempo necessario. Le strutture di piccola luce, fino a 30-35 metri, sono realizzate con una notevole velocità ed economia facendo ricorso a tecniche di prefabbricazione. In particolare l'impalcato, generalmente realizzato in travi parallele e soletta superiore collaborante, è costituito da travi prefabbricate in stabilimento che dopo la posa in opera sostengono il getto della soletta superiore che va a completare il sistema resistente. Questa tecnologia, sviluppata anche per le travi in acciaio a struttura mista, trova la sua limitazione nel peso delle travi da movimentare e nella lunghezza delle travi da trasportare. In pratica il limite di utilizzo si attesta intorno ai 30 metri con punte di 40 metri in condizioni ottimali. Per luci maggiori, superiori a 80-100 metri, la tecnologia con casseri in avanzamento è sicuramente la migliore metodologia disponibile. Per le luci intermedie, comprese tra 40 e 80 metri le soluzioni in precompresso non hanno ancora trovato una tecnologia affidabile in termini di facilità d'uso e con costi



Figura 1 - Vista dell'attraversamento

pedonale per una larghezza complessiva di 3,00 per ciascun lato. Due rotatorie alle estremità dell'attraversamento completano il collegamento con le viabilità presenti sulle due sponde del fiume.

Per precise indicazione della Soprintendenza la nuova opera si doveva inserire nel contesto degli attraversamenti già realizzati mantenendo, per quanto possibile, la stessa tipologia o comunque avvicinarsi alla medesima caratteristica architettonica. In pratica il ponte non doveva interrompere la sequenza di opere d'arte sull'Arno caratterizzate da ponti a tre campate di luci comparabili [1].

La scelta della struttura portante è ricaduta su una trave continua su tre luci di 30,00+60,00+30,00 metri solidale ai piedritti intermedi efficacemente incastrati nel basamento di fondazione (Fig.1). La sezione trasversale è caratterizzata da due cassoni monocellulari affiancati e precompressi con cavi esterni ancorati alle estremità. Il tracciato dei cavi è stato studiato tenendo presente la variazione dell'asse geometrico della trave ottenendo un andamento con piccole deviazioni, concentrate sui traversi intermedi e di mezzzeria. Le sottostrutture sono state realizzate in cemento armato normale senza alcuna precompressione e le opere di fondazione, impostate a quota sufficiente verso lo scalzamento, sono realizzate in pali di grande diametro.

Particolare attenzione è stata rivolta al metodo costruttivo che rappresenta sempre per le opere in c.a.p., la condizione di

concorrenziali con le strutture miste in acciaio calcestruzzo che, proprio su queste luci, hanno trovato le più estese applicazioni. Per la struttura in questione è stato sviluppato un sistema costruttivo con un getto del calcestruzzo in due tempi in modo da sfruttare le caratteristiche portanti della parte inferiore della sezione. Operando in questo modo, la parte realizzata su banchinaggio non ha costituito un peso eccessivo da sostenere e ha reso possibile il superamento dell'intera luce con una trave metallica di tipo reticolare.

## 3. LA COSTRUZIONE DEL PONTE

La tecnologia costruttiva utilizzata per la realizzazione del ponte si è articolata su varie fasi meglio descritte di seguito.

### 3.1 La trave di banchinaggio

La costruzione della trave di banchinaggio ha richiesto un attento studio della geometria dell'intera struttura in calcestruzzo in modo da non avere interferenze tra le membrature della trave metallica con le attività da compiere o peggio ancora con la struttura da realizzare. Lo schema reticolare non presenta irrigidimenti interni e la conservazione della forma trasversale è affidata ad una serie di controventi posti all'esterno in corrispondenza dei camminamenti inferiori.

Il montaggio della struttura non ha richiesto particolari modalità esecutive trattandosi di una struttura metallica

ordinaria composta di pezzi di peso modesto, facilmente movimentabili (Fig. 2-3).

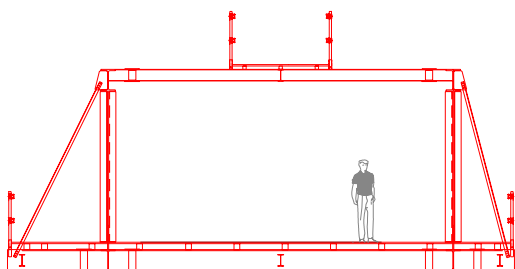


Figura 2 - Trave metallica di banchinaggio



Figura 3 - Vista della trave di banchinaggio

### 3.2 Costruzione della prima parte del cassone

Con la trave di banchinaggio operativa è stata realizzata la prima parte del cassone, seguendo le normali attività per le costruzioni in c.a., con notevoli vantaggi per quanto riguarda gli aspetti legati alla sicurezza degli operai e la velocità di realizzazione (Fig.4).

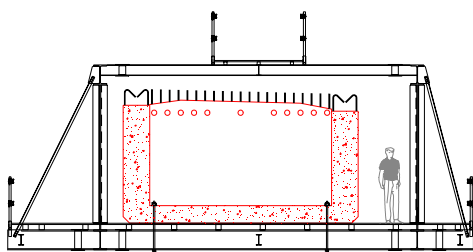


Figura 4 - Costruzione della parte inferiore del cassone

La parte inferiore del cassone è stata precompressa con la prima batteria di cavi ed è stata assicurata al banchinaggio attraverso una serie di tiranti disposti nella soletta inferiore in modo da garantire, da un lato la congruenza di spostamento durante la precompressione e dall'altro il sostegno della parte superiore del banchinaggio una volta smontata la parte superiore.

### 3.3 Costruzione della soletta superiore

Dopo la precompressione di prima fase, le pareti reticolari della trave di banchinaggio sono state smontate lasciando il piano inferiore assicurato alla soletta del cassone per mezzo dei tiranti già descritti.

Con il piano di lavoro disponibile e protetto verso le cadute dall'alto, è stata organizzata la costruzione della soletta superiore, seguendo le normali tecniche in uso per la realizzazione delle solette piene con altezze modeste dei puntelli. La soluzione ha consentito un perfetto controllo di qualità unitamente ad una migliore affidabilità verso la sicurezza delle maestranze e con una velocità di avanzamento tipica dei cantieri fortemente industrializzati (Fig.5).

Dopo il completamento del getto della soletta e l'attesa per la sufficiente maturazione del calcestruzzo è stata eseguita la precompressione di seconda fase che completa l'intera costruzione del cassone d'impalcato (Fig.6).

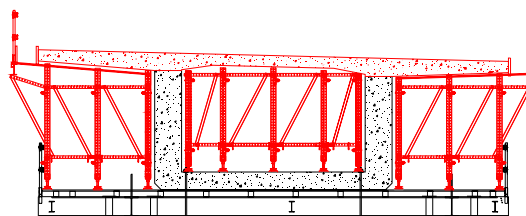


Figura 5 - Getto della soletta superiore

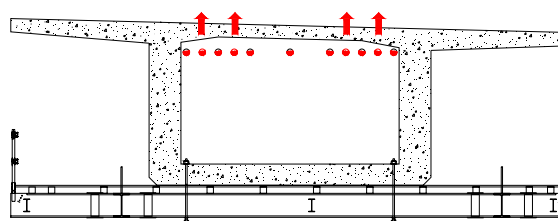
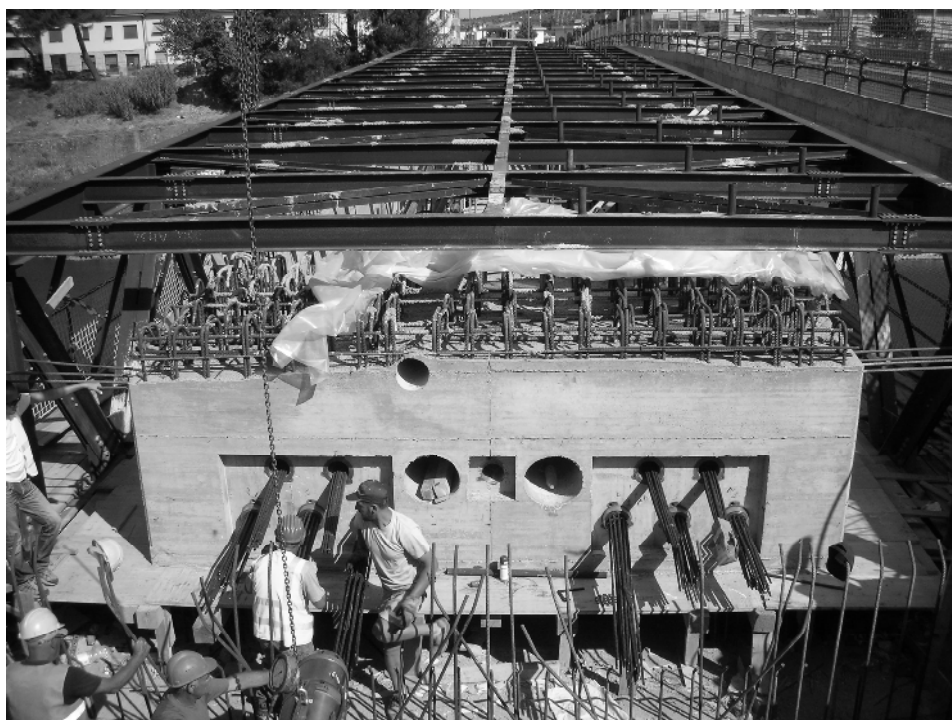


Figura 6 - precompressione di seconda fase



*Figura 7 - Tesatura di prima fase*

Con il completamento del primo cassone è stato possibile deviare il traffico sul nuovo impalcato, procedere alla demolizione del vecchio ponte e infine, alla costruzione del secondo cassone.

#### **4. CONCLUSIONI**

La costruzione dei ponti in cemento armato precompresso è caratterizzata da notevoli difficoltà legate essenzialmente al sostegno del calcestruzzo durante le fasi di getto. La soluzione con trave di banchinaggio e costruzione in due tempi, proposta nella memoria, rappresenta un valido sistema per le luci comprese tra 40 e 70 metri e raggiunge un ottimo risultato in termini di qualità di esecuzione e costi di realizzazione.

#### **BIBLIOGRAFIA**

- [1] F. GURRIERI, L. BRACCI, G. PEDRESCHI - (1998) - I ponti sull'Arno dal Falterona al mare. Ed. Polistampa Firenze, p.215.
- [2] AICAP - (2006) - La corrosione nel calcestruzzo. Ed. Publicamento Roma, p. 41-43
- [3] M. VIVIANI - (2011) - La precompressione esterna nel recupero e rinforzo delle strutture esistenti. Atti Convegno AICAP 19-21 maggio 2011 Padova , p.421-424



## QUALIFICAZIONE SPERIMENTALE DI MATERIALI SILICONICI PER GIUNTI DI PANNELLI PREFABBRICATI

**Fabio Biondini<sup>1</sup>, Bruno Dal Lago<sup>1</sup>, Marco Lamperti<sup>2</sup>, Giandomenico Toniolo<sup>1</sup>**

1 Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Politecnico di Milano

2 ELSA Laboratory, Joint Research Centre, European Commission, Ispra

### SOMMARIO

I recenti terremoti hanno evidenziato l'inadeguatezza degli attuali criteri di dimensionamento degli attacchi dei pannelli di parete che costituiscono il tamponamento perimetrale degli edifici industriali prefabbricati. Uno dei metodi sistematici per risolvere questo problema consiste nel realizzare un sistema isostatico di connessioni tra pannelli e struttura che consenta una risposta sismica del telaio strutturale senza reazioni nelle connessioni dei pannelli. Ciò si può ottenere fornendo ai pannelli nel loro piano dei vincoli di cerniera in corrispondenza dei collegamenti con la trave di sommità e la trave di fondazione. In tale assetto i pannelli possono seguire in modo pendolare il moto della struttura. La necessaria presenza della sigillatura in silicone dei giunti tra i pannelli offre però un certo grado di contrasto al moto pendolare. Per quantificare questo effetto è stata svolta una serie di prove sperimentali, sia locali su blocchi di calcestruzzo collegati da cordoni di sigillatura, sia su sottoinsiemi strutturali costituiti da due pannelli in scala reale in assetto pendolare. La memoria presenta i risultati di questa sperimentazione assieme a specifiche considerazioni sulla possibile influenza dei giunti siliconici sulla risposta sismica dell'insieme struttura-pannelli.

### EXPERIMENTAL QUALIFICATION OF SILICONE MATERIALS FOR JOINTS OF PRECAST CLADDING PANELS

#### SUMMARY

Recent earthquakes highlighted the inadequacy of the current design criteria for the connection system of the cladding wall panels of precast buildings. A systematic solution to this problem consists in realising an isostatic panel-to-structure connection system that allows a seismic response of the frame structure with no reaction forces into the connections of the panels. This can be achieved by supporting each panel to the structure with two hinges, one at the top and one at the bottom, so to have a pure frame behaviour with a rigid-body motion of the pendulum arrangement of panels. However, the silicone sealant needed in between the joints can provide a certain degree of contrast to the pendulum motion. In order to quantify this contribution, a series of experimental tests has been carried out on both small assemblages of concrete blocks jointed with silicone strips and structural sub-assembly made by two full scale cladding panels with pendulum arrangement. This paper presents the results of the experimental tests and provides specific considerations about the possible influence of silicone joints on the seismic response of the frame-panel structural assembly.

## 1. INTRODUZIONE

L'osservazione sul campo del pessimo comportamento sismico delle connessioni dei pannelli di tamponamento di edifici prefabbricati, come riportato ad esempio in Colombo & Toniolo [1], dimostra che la prassi tecnologica e progettuale di tali elementi è inadeguata. È necessario pertanto sviluppare un'ampia azione di inquadramento del progetto sismico di tali edifici considerando l'influenza dei pannelli di tamponamento. Tra le soluzioni individuate e studiate in Biondini et al. [2], un assetto isostatico delle connessioni dei pannelli consente di eliminare o ridurre in modo significativo l'interferenza dei tamponamenti nel comportamento sismico della struttura. Sotto sisma possono quindi verificarsi i grandi spostamenti orizzontali a cui sono soggette strutture tipicamente molto flessibili come i telai prefabbricati. Negli schemi di vincolo isostatico individuati da Dal Lago et al. [3], a grandi spostamenti orizzontali della struttura corrispondono elevati spostamenti relativi tra pannelli o tra questi e la struttura, lungo superfici di interfaccia che sono generalmente sigillate da prodotti silicici. Il presente lavoro si propone di quantificare il ruolo che il silicone può assumere nella risposta sismica di strutture prefabbricate con assetto isostatico dei pannelli di tamponamento, esaminando anche il tema preliminare della caratterizzazione meccanica del materiale, per la quale poche informazioni sono disponibili in letteratura.

Il silicone è un materiale meccanicamente ingegnerizzato al fine di avere una elevata capacità di deformazione a taglio. Meunier et al. [4] hanno osservato attraverso prove sperimentali su giunti singoli un comportamento analogo nei confronti delle sollecitazioni di pura trazione e puro taglio (caso di principale interesse per il problema dei pannelli) e un diverso comportamento, più rigido e resistente, nei riguardi delle sollecitazioni di compressione. Le raccomandazioni ASTM STP1243, Lacasse et al. [5], trattano il fenomeno della fatica ciclica a trazione dei giunti siliconati, mentre Roland [6] mostra come il comportamento meccanico delle gomme in generale è influenzato dalla velocità di applicazione della deformazione, dove a velocità maggiori corrispondono rigidità e resistenze sensibilmente maggiori.

## 2. PROVE PARTICOLARI

### 2.1 Impianto di prova

La connessione è stata oggetto di un'ampia campagna di sperimentazioni particolari, effettuate su strisce di silicone applicate all'interfaccia tra tre blocchi di calcestruzzo squadrati, dei quali i laterali sono fissati con adesivo epossidico ad una piastra metallica fissata all'attuatore, mentre quello centrale è collegato similmente alla cella di carico della macchina di prova Instron del Laboratorio Prove e Materiali del Politecnico di Milano. Il silicone viene applicato lungo quattro spigoli, come mostrato in Figura 1. Sono previste differenti sezioni quadrate di lato 10, 15 e 20 mm, la lunghezza dei tratti lineari di applicazione è pari a 6 volte il lato, mentre sono state effettuate delle prove con un rapporto pari a 9 volte il lato, solo per lato di 10 mm, come mostrato in Figura 2.

Su provini di medesima geometria sono state effettuate prove sia monotone (pushover), sia cicliche. Sono state considerate due velocità di esecuzione delle prove: una lenta, pari a 0,03 mm/s, e una più rapida, pari a 0,25 mm/s. Tali velocità sono piccole rispetto alle velocità raggiunte durante un evento sismico, dell'ordine di 100 mm/s, ma permettono comunque di fare dei confronti preliminari al variare di questo parametro. Le prove cicliche prevedono l'esecuzione di cicli di spostamento di ampiezza crescente, con tre cicli ripetuti per ogni ampiezza (Fig. 3).

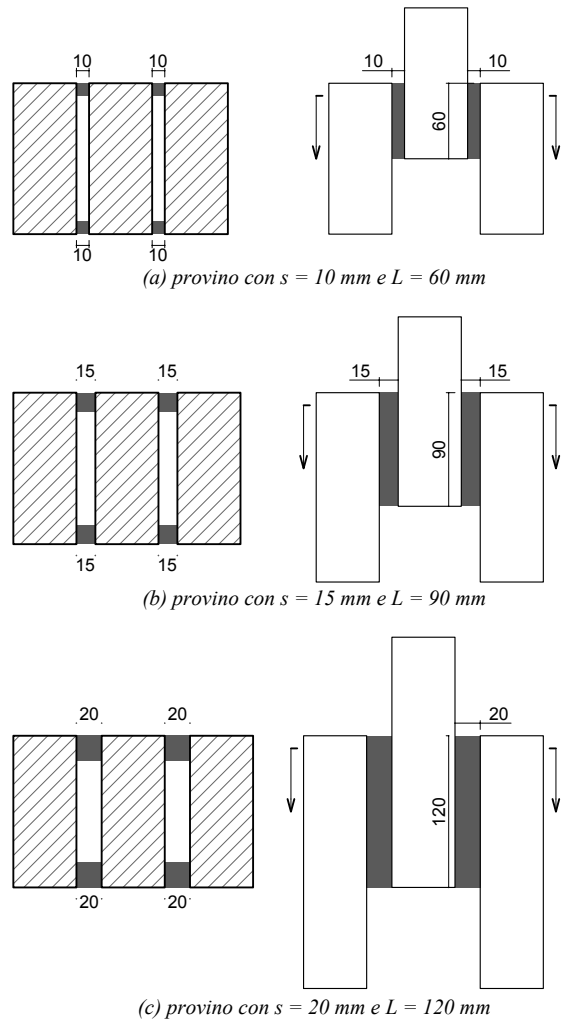


Figura 1. Provini per prove particolari su silicone.

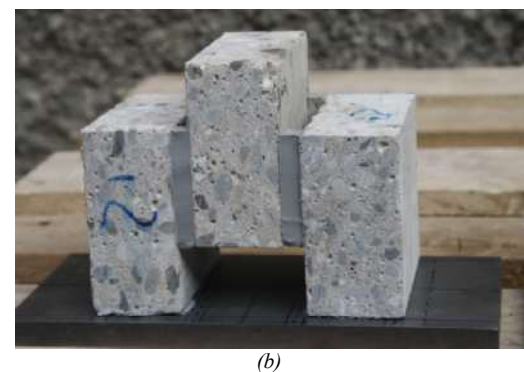
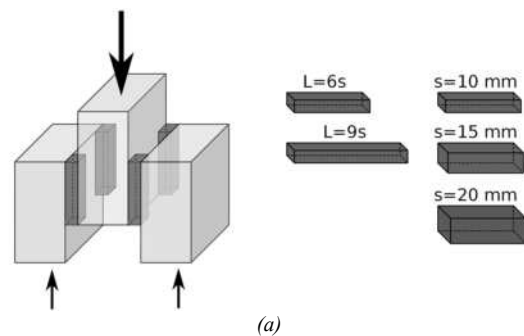


Figura 2. (a) Schema di assemblaggio per prove locali monotone e cicliche. (b) Vista di un provino assemblato.

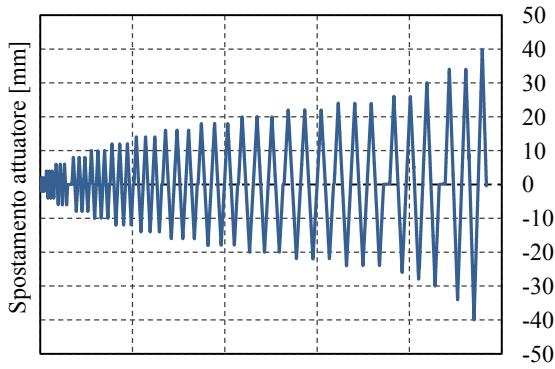


Figura 3. Schema dei cicli di carico.

## 2.2 Risultati sperimentali

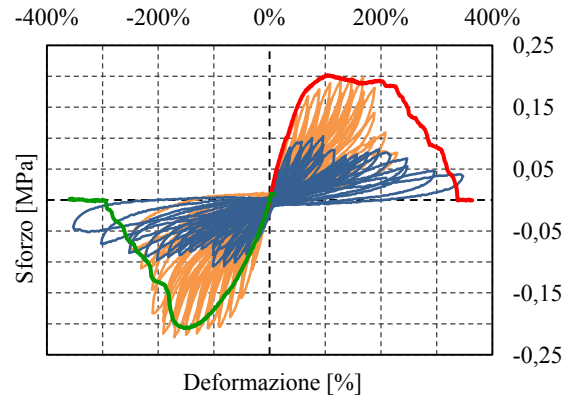
L'elenco delle prove effettuate è riportato in Tabella 1, dove sono indicati anche i giorni di maturazione di ciascun provino fino all'esecuzione della prova. Le Figure 4, 5 e 6 riportano alcuni risultati relativi ai seguenti provini: spessore 10 mm e lunghezza 60 mm; spessore 15 mm e lunghezza 90 mm; spessore 20 mm e lunghezza 120 mm. I grafici mostrano prove monotone e cicliche sovrapposte in termini di sforzo di taglio medio  $\tau$  – deformazione tangenziale  $\gamma$  del silicone, così da consentire un confronto tra i risultati delle prove per geometrie differenti. I valori di taglio e deformazione sono dedotti dai valori di forza  $F$  e spostamento  $d$  misurati sperimentalmente come segue:

$$\text{Deformazione: } \gamma = \frac{d}{s} \quad \text{Sforzo: } \tau = \frac{F}{4 \cdot s \cdot L}$$

La tecnica di preparazione dei giunti è stata messa a punto durante la campagna sperimentale fino ad ottenere una maturazione sufficientemente uniforme del silicone garantendo con sufficiente accuratezza la costanza della sezione. Il processo di maturazione è naturalmente influenzato dalle condizioni di temperatura e umidità alle quali è esposto il provino. I provini sono stati posti a maturare in ambiente di laboratorio condizionato ma non controllato.

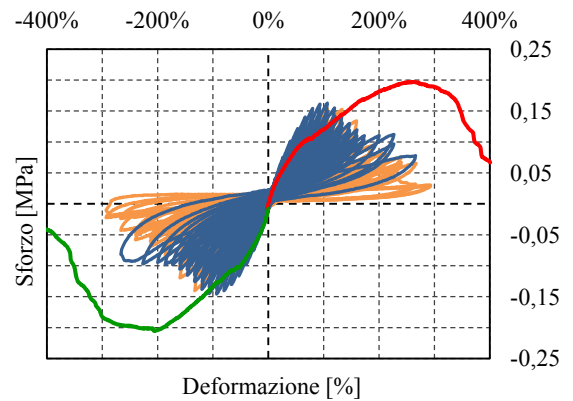
Il meccanismo di rottura riscontrato durante le prove monotone e cicliche è mostrato in Figura 7, dove si nota come le strisce di silicone abbiano una elevata capacità di deformazione tangenziale. Al raggiungimento di deformazioni dell'ordine del 200% si è osservata sistematicamente la perdita di forma della sezione, nelle prove più lente con formazione di campi di ingobbamento fuori piano di dimensione analoga alla larghezza del giunto, a cui corrisponde la formazione di piccoli tiranti diagonali come mostrato in Figura 7a. Il collasso progressivo dei tiranti comporta una riduzione della capacità portante del giunto. Il collasso avviene per deformazioni  $300\% \leq \gamma \leq 400\%$ . Per velocità di prova più elevate si è osservato un meccanismo analogo, senza la formazione di campi di ingobbamento a parallelogramma e con rottura contemporanea del giunto, sia all'interno, sia nella parte aderente al calcestruzzo, come mostrato in Figura 7b. La sequenza fotografica in Figura 8 mostra le fasi di comportamento tipiche dei provini. Il collasso osservato è caratterizzato dalla combinazione di distacco dal supporto e crisi in mezzzeria del giunto.

Tale meccanismo di rottura è stato osservato anche nelle prove cicliche, ma con comportamento isteretico caratterizzato da una sistematica diminuzione dello spostamento ultimo del giunto. Il comportamento ciclico è dominato da degrado di rigidità e da una marcata strizione (pinching). Il confronto dei risultati mostra che al variare della geometria le prove monotone e cicliche hanno fornito risultati confrontabili in termini sia di rigidità iniziale, caratterizzabile con il modulo elastico tangenziale apparente, variabile tra 0,04 e 0,18 MPa, sia di massimo sforzo raggiunto, variabile tra 0,13 e 0,26 MPa.



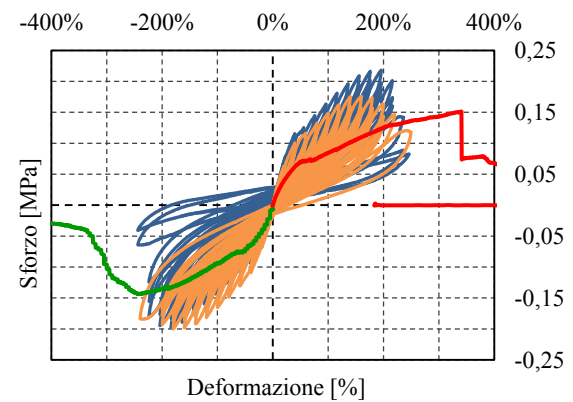
TO-C-10-60-F-2 TO-C-10-60-F-1  
TO-M-10-60-F-1 TO-M-10-60-F-2

Figura 4. Provini  $s = 10\text{ mm}$  e  $L = 60\text{ mm}$ : diagrammi sperimentali di prove monotone e cicliche.



TO-C-15-90-F-1 TO-C-15-90-F-2  
TO-M-15-90-F-1 TO-M-15-90-F-2

Figura 5. Provini  $s = 15\text{ mm}$  e  $L = 90\text{ mm}$ : diagrammi sperimentali di prove monotone e cicliche.



TO-C-20-120-F-2 TO-C-20-120-F-1  
TO-M-20-120-F-1 TO-M-20-120-F-2

Figura 6. Provini  $s = 20\text{ mm}$  e  $L = 120\text{ mm}$ : diagrammi sperimentali di prove monotone e cicliche.

Tabella 1 – Elenco delle prove locali

Numero e tipo di prova	Sezione		Codice di prova	velocità di deformazione [%/s]	età [giorni]	
	lato $s$	lunghezza $L$ [mm]				
1	Ciclica	10	TO-C-10-60-F-1	0.025	105	
2			TO-C-10-60-F-2	0.025	116	
3		10	TO-C-10-90-F-1	0.025	25	
4			TO-C-10-90-F-2	0.025	10	
5		15	90	TO-C-15-90-F-1	0.017	5
6				TO-C-15-90-F-2	0.017	10
7		20	120	TO-C-20-120-F-1	0.013	116
8				TO-C-20-120-F-2	0.013	117
9	Monotona	10	TO-M-10-60-F-1	0.025	67	
10			TO-M-10-60-F-2	0.025	67	
11			TO-M-10-60-S-1	0.003	5	
12			TO-M-10-60-S-2	0.003	5	
13		90	TO-M-10-90-S-1	0.003	12	
14			TO-M-10-90-S-2	0.003	12	
15			TO-M-10-90-F-1	0.025	34	
16			TO-M-10-90-F-2	0.025	6	
17		15	90	TO-M-15-90-S-1	0.002	46
18				TO-M-15-90-S-2	0.002	12
19				TO-M-15-90-F-1	0.017	26
20				TO-M-15-90-F-2	0.017	26
21	20	120	TO-M-20-120-S-1	0.001	46	
22			TO-M-20-120-S-2	0.001	46	
23			TO-M-20-120-S-3	0.001	46	
24			TO-M-20-120-F-1	0.013	26	
25			TO-M-20-120-F-2	0.013	26	

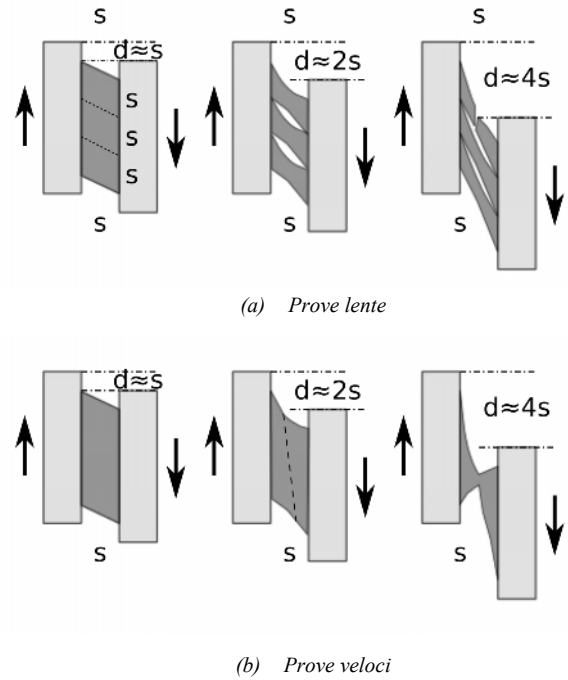


Figura 7. Evoluzione dei meccanismi di rottura osservati al crescere dello spostamento  $d$  per prove monotone e cicliche veloci.

Durante la campagna sperimentale è stato osservato che la velocità di deformazione ha un'influenza sui risultati. In particolare, dal confronto in termini di sforzo massimo-velocità di deformazione, effettuato in Figura 9, si evidenzia come i dati raccolti mostrino un andamento crescente di tipo logaritmico. Analogamente, la deformazione ultima mostra anch'essa un andamento logaritmico, ma decrescente, come mostrato in Figura 10. Ne consegue che il modulo elastico tangenziale apparente è influenzato dalla velocità di applicazione del carico, con un andamento pressoché rettilineo, come mostrato in Figura 11. La Tabella 2 riassume i risultati sperimentali più significativi.



Figura 8. Modalità di rottura di un provino sottoposto a prova monotona: (a) configurazione in deformata; (b) ingobbamento laterale per grandi deformazioni; (c) collasso.

Tabella 2 – Risultati delle prove locali

Nome prova	Vel. def.ne [s <sup>-1</sup> ]	d <sub>max</sub> [mm]	F <sub>max</sub> [N]	γ <sub>n</sub> [m/m]	τ <sub>max</sub> [MPa]	G [MPa]
TO-M-20-120-S-1	0.0013	38.3	1460	1.92	0.15	0.08
TO-M-20-120-S-2	0.0013	24.7	1268	1.23	0.13	0.11
TO-M-20-120-S-3	0.0013	32.5	1305	1.62	0.14	0.08
TO-M-10-90-S-1	0.0017	15.7	659	1.57	0.18	0.12
TO-M-10-90-S-2	0.0017	17.0	654	1.70	0.18	0.11
TO-M-15-90-S-1	0.0017	17.8	780	1.19	0.14	0.12
TO-M-15-90-S-2	0.0017	15.5	651	1.03	0.12	0.12
TO-M-10-60-S-2	0.0025	30.0	290	3.00	0.12	0.04
TO-M-10-60-S-3	0.0025	27.4	401	2.74	0.17	0.06
TO-M-10-60-S-4	0.0025	14.1	615	1.41	0.26	0.18
TO-M-10-60-S-5	0.0025	17.0	583	1.70	0.24	0.14
TO-M-20-120-F-1	0.0125	47.0	1330	2.35	0.14	0.06
TO-M-20-120-F-2	0.0125	68.0	1460	3.40	0.15	0.04
TO-M-15-90-F-1	0.0170	38.0	1108	2.53	0.21	0.08
TO-M-15-90-F-2	0.0170	29.5	1040	1.96	0.19	0.10
TO-M-10-60-F-1	0.0250	9.5	527	-	0.22	-
TO-M-10-60-F-2	0.0250	14.8	520	1.48	0.22	0.15
TO-M-10-90-F-1	0.0250	15.8	856	1.58	0.24	0.15
TO-M-10-90-F-2	0.0250	16.0	825	1.60	0.23	0.14

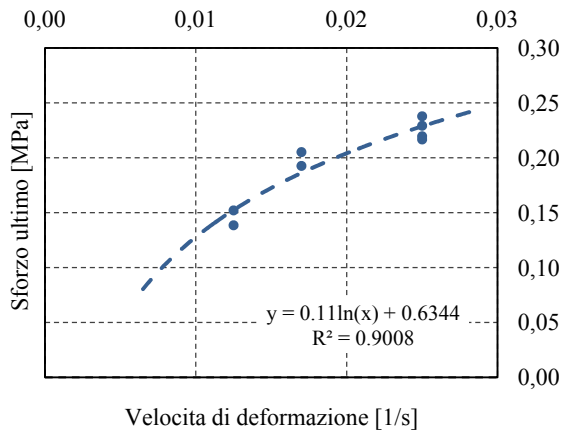


Figura 9 – Sforzo massimo al variare della velocità di deformazione.

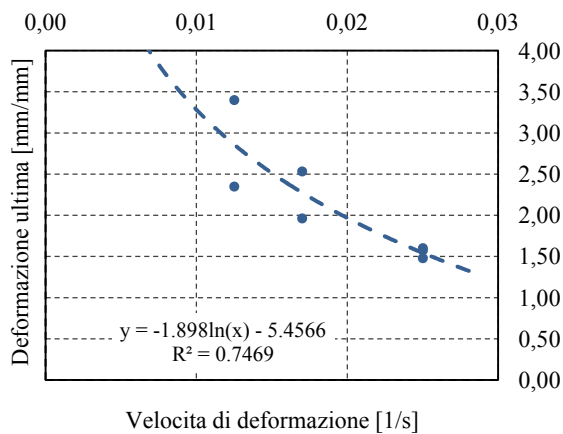


Figura 10 – Deformazione ultima al variare della velocità di deformazione.

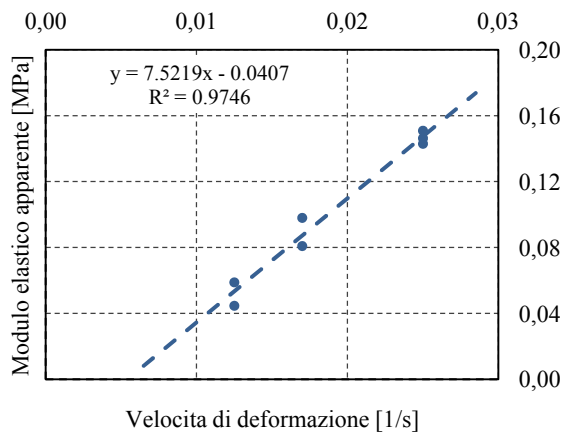


Figura 11 – Modulo elastico apparente al variare della velocità di deformazione.

### 3. PROVE SU ASSIEMI STRUTTURALI

#### 3.1 Impianto di prova

Il silicone è stato applicato con gli stessi criteri a un sottosistema strutturale in scala al vero composto da due pannelli prefabbricati collegati al telaio di prova con assetto isostatico mediante vincoli di cerniera posizionati in asse pannello alla base e in sommità [2], [3]. La struttura di supporto è un quadrilatero articolato realizzato in acciaio, progettato per trasmettere gli spostamenti imposti ai pannelli senza introdurre reazioni aggiuntive. I pilastri, come i pannelli, sono vincolati come bielle alla base e in sommità. Nei pannelli sono stati ricavati tre recessi per accogliere le connessioni dissipative discusse in [2], che non sono state utilizzate per gli esperimenti trattati nel presente lavoro. Le Figure 12 e 13 mostrano l'impianto di prova.

#### 3.2 Risultati sperimentali

Sono state effettuate prove sperimentali in configurazione isostatica priva di giunti siliconici, così da verificare che l'impianto di prova non fornisca contributi irrigidenti non previsti. In Figura 14 sono riportate delle immagini del sistema di prova sia in configurazione in deformata, sia soggetto a massimo spostamento. I risultati delle due prove con assetto isostatico dei pannelli sono mostrati in Figura 15 in termini di diagramma forza-spostamento relativo verticale. Le curve registrano un comportamento irregolare, dovuto all'influenza di piccoli attriti locali del telaio, confermando che il cinematismo del sottosistema strutturale è capace di attivarsi con l'applicazione di forze di entità trascurabile (inferiori a 0,6 kN) per tutto il campo di spostamento utilizzato nella prova successiva con sigillatura.

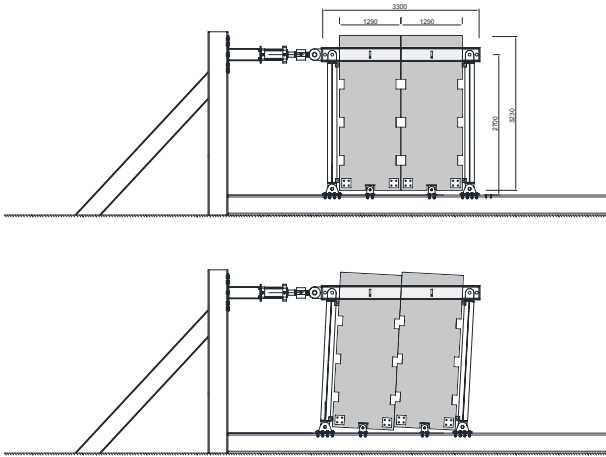


Figura 12 – Schema dell'impianto di prova con assieme strutturale in configurazione iniziale e configurazione deformata.



Figura 13 – Impianto di prova con assieme strutturale assemblato.

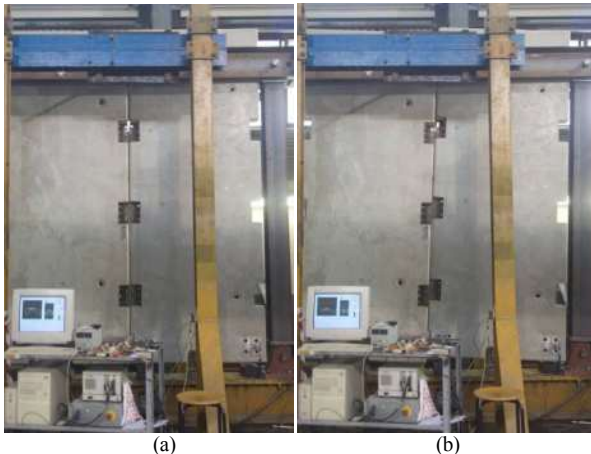


Figura 14. Assieme strutturale in assetto isostatico: (a) configurazione indeformata; (b) con spostamento massimo (drift 5%).

Il silicone è stato applicato alle interfacce tra i pannelli a esclusione delle porzioni in corrispondenza dei recessi e della parte al di sopra del recesso superiore a causa dell'interferenza della trave di acciaio. La lunghezza complessiva delle singole bande di silicone è quindi pari a 1,70 m su due file, per un totale di 3,40 m di sviluppo lineare. Il lato medio della sezione di silicone è pari a circa 15 mm. È stata eseguita una prova oligociclica con spostamenti verticali relativi dei pannelli imposti di ampiezza crescente con passo 2,5 – 5,0 – 10,0 – 20,0 – 40,0 mm, con tre ripetizioni per ciascuna ampiezza.

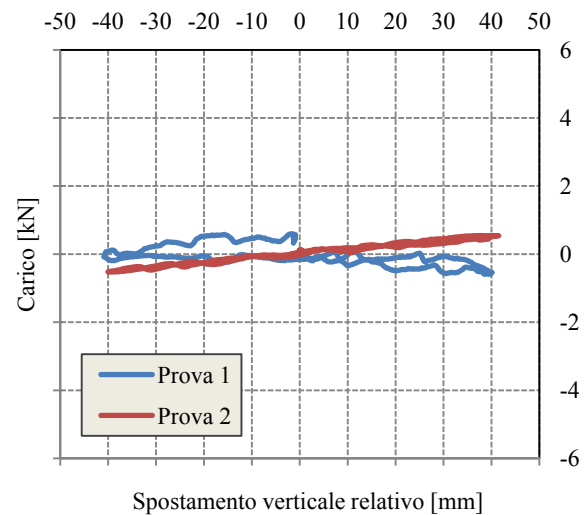


Figura 15 – Diagramma forza-spostamento relativo verticale per le prove preliminari con assetto isostatico.

La Figura 16 mostra le deformazioni del sistema di prova al massimo spostamento orizzontale raggiunto, pari a 88 mm (drift 4%). Anche in questo caso, come rilevato nelle prove locali, si è verificata la perdita di forma per ingobbamento fuori piano raggiunta con drift 1,6%, a cui corrisponde l'inizio del ramo discendente di carico, con successiva rottura combinata per distacco dal supporto e collasso in mezzeria, come mostrato in Figura 17.

Il diagramma sperimentale forza-spostamento è riportato in Figura 18 e conferma l'elevata deformabilità del giunto, con degrado ciclico di rigidità e resistenza (solo per grandi spostamenti) e marcata riduzione dei cicli di isteresi in prossimità dell'origine degli assi (pinching). In Figura 19 sono posti a confronto i diagrammi sperimentali delle prove locali effettuate sul provino di lato 15 mm con il diagramma ciclico della prova sul sottosistema strutturale tradotto in termini di sforzo tangenziale medio  $\tau$  – deformazione tagliante  $\gamma$  con i criteri già descritti in precedenza. Si evidenzia un buon accordo dei risultati in termini sia di rigidità, sia di spostamento ultimo, con valori di resistenza maggiori per la prova su sottoinsieme, probabilmente anche per il minor numero di cicli eseguiti.

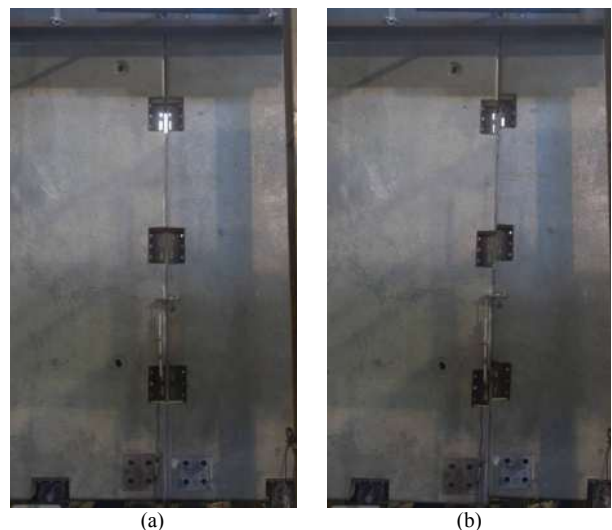


Figura 16. Prove cicliche su assieme strutturale con sigillatura: (a) configurazione indeformata; (b) con spostamento massimo (drift 4%).

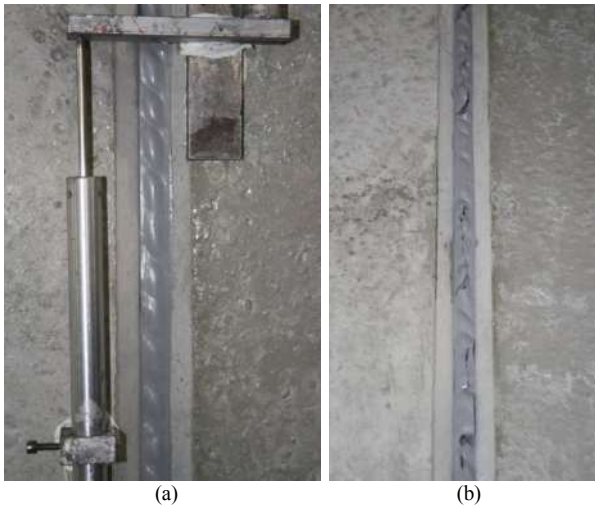


Figura 17. Prova su assieme strutturale: (a) individuazione dei tiranti inclinati (drift 1,6%); (b) rottura combinata per distacco dal supporto e collasso in mezzeria al (drift 4%).

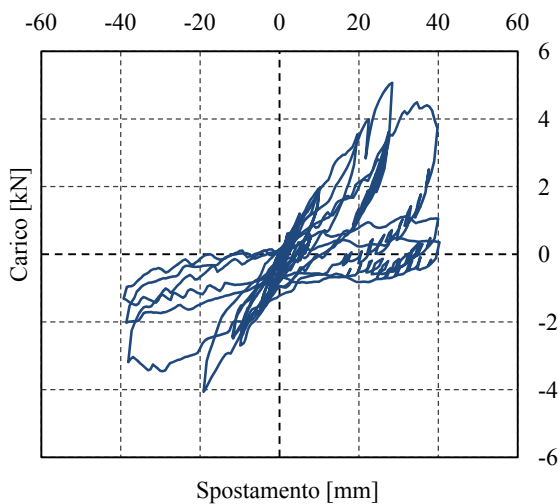


Figura 18 – Prova ciclica su assieme strutturale: diagramma forza – spostamento relativo verticale.

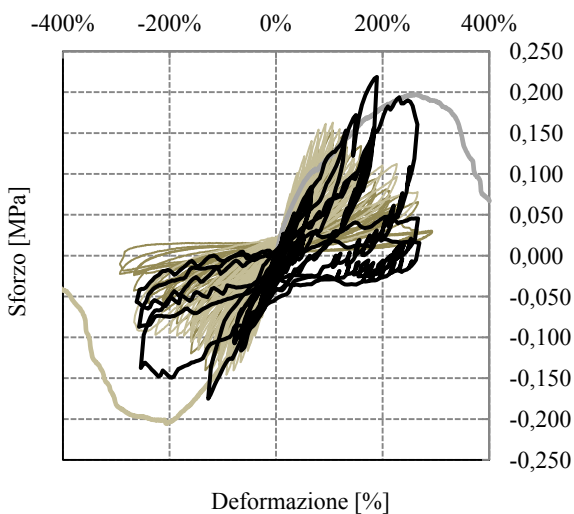


Figura 19 – Confronto dei diagrammi sforzo – deformazione per la prova ciclica su assieme strutturale (in nero) e le prove cicliche e monotone eseguite su provino di lato 15 mm (in grigio).

#### 4. PROGETTAZIONE

Dai risultati delle prove sperimentali emerge chiaramente come la presenza di giunti siliconati possa fornire un contributo alla risposta strutturale in termini di rigidità e resistenza. Confrontando la rigidità del giunto con le tipiche rigidità di un sistema strutturale resistente alle azioni orizzontali, anche di particolare flessibilità come un telaio prefabbricato, si nota come l'incremento imputabile al silicone possa di fatto considerarsi trascurabile ai fini ingegneristici. Il contributo alla resistenza può invece essere significativo per la progettazione del sistema di connessione isostatico del singolo pannello. Per un pannello verticale di parete di altezza totale  $h=9,0$  m, rapporto di forma  $S=3$  (distanza tra le cerniere di base e di sommità pari a 7,5 m e larghezza pari a 2,5 m) e sigillatura su entrambi i lati, con una resistenza  $\tau_{max}=0,25$  MPa il contributo in termini di forza orizzontale  $F_h$  sulla connessione pannello-trave oppure pannello-fondazione di un singolo strato di silicone di sezione  $s=10$  mm è pari a:

$$F_h = \frac{\tau_{max} \cdot h \cdot s}{S} = \frac{0,25 \cdot 9000 \cdot 10}{3} = 7,5 \text{ kN}$$

mentre il contributo verticale  $F_v$  risulta nullo.

Per un medesimo pannello con giunto siliconico solo da un lato, si ha:

$$F_h = \frac{\tau_{max} \cdot h \cdot s}{2S} = \frac{0,25 \cdot 9000 \cdot 10}{2 \cdot 3} = 3,75 \text{ kN}$$

$$F_v = \tau_{max} \cdot h \cdot s = 0,25 \cdot 9000 \cdot 10 = 22,5 \text{ kN}$$

È possibile anche osservare come il problema sia governato da numerosi parametri, quali lo spessore, la qualità di posa, la velocità di applicazione del carico e l'invecchiamento del materiale. L'intrinseca dispersione delle curve è prevedibile per un prodotto che non è sottoposto ai rigidi controlli usualmente richiesti per materiali di uso strutturale, peraltro distribuito da numerosi produttori. È pertanto consigliabile l'adozione di coefficienti di sicurezza elevati ( $2 \div 3$ ).

In definitiva, appare logico considerare due differenti situazioni di progetto: nella progettazione sismica dell'intera struttura il contributo del silicone, se favorevole, si può omettere; nella progettazione delle connessioni, che devono lavorare in campo elastico, si può tenere conto del contributo del silicone sulla base del criterio di gerarchia delle resistenze. L'influenza delle sollecitazioni nei pannelli dovute al silicone può essere tenuta in conto per la progettazione del diaframma di piano.

#### 5. CONCLUSIONI E SVILUPPI FUTURI

Il comportamento meccanico dei giunti siliconici tra pannelli prefabbricati in calcestruzzo è stato studiato mediante una ampia campagna di prove sperimentali, sia locali su piccoli elementi in calcestruzzo con giunti siliconici, sia su un sottosistema strutturale composto da un assieme di due pannelli. I risultati mostrano una elevata flessibilità e una ampia capacità di deformazione dei giunti. Il comportamento ciclico è caratterizzato da una discreta stabilità fino al raggiungimento di deformazioni tangenziali nell'intervallo  $150\% \leq \gamma \leq 200\%$ . Oltre questi valori la perdita di forma della sezione del cordone di silicone per ingobbamento fuori piano causa un degrado ciclico di rigidità e resistenza, con una marcata strizione (pinching). La rottura avviene per contemporaneo distacco dal supporto e collasso in mezzeria.

Si è osservato come i valori di rigidità siano modesti, così da poter essere trascurati ai fini della progettazione della struttura e dei pannelli. I valori di resistenza, corrispondenti a uno sforzo tangenziale medio pari a circa 0,25 MPa, possono invece comportare un contributo non trascurabile nella progettazione del sistema di connessione del singolo pannello e del diaframma di piano.

In futuro si ritiene opportuno estendere la sperimentazione considerando velocità di deformazione compatibili con il reale comportamento sismico e studiando l'eventuale influenza della dissipazione viscosa del materiale. Si intende inoltre effettuare prove su silicone sottoposto a severi cicli di invecchiamento, di interesse per lo studio del comportamento dei giunti di strutture esistenti in opera da decenni.

## RICONOSCIMENTI

Il presente lavoro è stato svolto nell'ambito delle finalità del progetto di Ricerca SAFECLADDING supportato dal contributo del 7° Programma Quadro FP7-SME-2011 con Grant Agreement n. 314122 del 2012. Per lo studio del ruolo del silicone tra pannelli prefabbricati sono previste inoltre prove su prototipo di edificio prefabbricato in scala al vero attualmente in fase di realizzazione presso il laboratorio ELSA del Joint Research Centre della Commissione Europea (Ispra).

Si ringraziano la ditta BS Italia per la fornitura del materiale di prova e l'ing. Antonello Gasperi per la tenacia del suo interesse all'argomento.

Si ringraziano infine Marjo Cerriku e il prof. Liberato Ferrara per il loro contributo, essenziale per l'esecuzione delle prove sperimentali.

## BIBLIOGRAFIA

- [1] COLOMBO, A., TONIOLO, G. (2012), Precast concrete structures: the lesson learnt from L'Aquila earthquake, *Structural Concrete*, Vol. 13 n.2.
- [2] BIONDINI, F., DAL LAGO, B., TONIOLO, G. (2013), Role of wall panel connections on the seismic performance of precast structures, *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 11, 1061-1081.
- [3] DAL LAGO, B., LAMPERTI, M., DAL LAGO, A. (2012), Studio sul comportamento bidirezionale di connessioni meccaniche scorrevoli pannello-telaio, *19° Congresso C.T.E.*, Bologna, 8-10 novembre 2012.
- [4] MEUNIER, L., CHAGNON, G., FAVIER, D., ORGEAS, L., VACHER, P. (2008), Mechanical experimental characterization and numerical modelling of an unfilled silicone rubber, *Polymer Testing*, Vol. 29, 765-777.
- [5] LACASSE, M.A., BRYCE, J.E., MARGESON, J.C. (1995), Evaluation of cyclic fatigue as a mean of assessing the performance of construction joints, *Science and Technology of Building Seals, Sealants, Glazing, and Waterproofing*, ASTM STP 1243, Vol. 4, 49-64.
- [6] ROLAND, C.M. (2006), Mechanical behaviour of rubber at high strain rates, *Rubber chemistry and technology*, Vol. 79, 429-459.



# CONNETTORI DISSIPATIVI AD ATTRITO TRA PANNELLI PREFABBRICATI: SPERIMENTAZIONE E CRITERI DI IMPIEGO

**Fabio Biondini, Bruno Dal Lago, Giandomenico Toniolo**

Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Politecnico di Milano

## SOMMARIO

La stabilità dei pannelli di parete delle strutture prefabbricate sotto sisma può essere garantita mediante un sistema di connessioni dissipative tra i pannelli che consente il controllo di forze e spostamenti. Si tratta di semplici dispositivi ad attrito da inserire in appositi scassi nei giunti tra i pannelli verticali o orizzontali, che sono vincolati alla struttura con un assetto rispettivamente a pendolo o a biella. Attivando i dispositivi tramite il serraggio controllato di bulloni si ottiene l'integrazione dei singoli pannelli nell'intera parete di facciata fornendole un'elevata rigidità fino al limite di forza associato alla soglia d'attrito dei dispositivi stessi. La memoria presenta le scelte tecnologiche di materiali e forme che assicurano uno stabile comportamento ciclico di attrito dei dispositivi e mostra i risultati di prove cicliche svolte sia su singoli connettori, sia su sottoinsiemi strutturali costituiti da due pannelli con dimensioni al vero. Si presentano inoltre i criteri generali di progettazione e di impiego dei dispositivi.

## FRICION-BASED DISSIPATIVE CONNECTIONS IN BETWEEN PRECAST CONCRETE PANELS: EXPERIMENTATION AND APPLICATION CRITERIA

## SUMMARY

The stability of the cladding wall panels of precast structures under seismic action can be ensured by means of a dissipative system of connections in between the panels that allows to control forces and displacements. The connection system consists of simple friction-based devices inserted into special recesses within the joints between vertical or horizontal panels, which are connected to the structure through a pendulum or a double pinned arrangement, respectively. By activating the devices through bolt tightening with mechanical wrench the cladding panels become integral part of the whole façade, making it very stiff up to the limit force associated with the friction threshold of the devices. The paper presents the technological choices of materials and shapes that ensure a stable hysteretic friction behaviour of the devices and shows the results of cyclic experimental tests performed on both single connectors and structural sub-assemblies consisting of two full scale panels. General design rules and application criteria of the devices are also presented.

## 1. INTRODUZIONE

Negli ultimi decenni l'impiego di connessioni dissipative tra pareti strutturali di calcestruzzo armato è stato oggetto di una intensa attività di ricerca [7], [9]. Gli edifici ad uso industriale e commerciale con struttura prefabbricata, in calcestruzzo, acciaio o legno, hanno in genere importanti superfici perimetrali da coprire. La tecnologia scelta è spesso quella dei pannelli di tamponamento in calcestruzzo armato, elementi con elevate caratteristiche di rigidità e solidità simili a quelle delle pareti strutturali.

La possibilità di considerare e progettare i pannelli di parete come elementi collaboranti con la struttura sismo-resistente è stata già proposta in letteratura, ad esempio da Craig et al. [3], principalmente con riferimento a strutture relativamente rigide con pannelli orizzontali.

Edifici con schemi strutturali intrinsecamente flessibili, come telai prefabbricati o telai non controventati, sono caratterizzati da spostamenti sotto sisma molto elevati. L'interazione del telaio con i pannelli di tamponamento, nella comune prassi non concepiti come facenti parte del sistema sismo-resistente, può quindi divenire complessa a causa della

limitata capacità delle tradizionali connessioni pannello-struttura di consentire tali spostamenti.

L'osservazione delle conseguenze di forti terremoti che si sono verificati di recente in Europa meridionale, come L'Aquila nel 2009 [2], [6], Lorca nel 2010 e Emilia nel 2012 [8], ha evidenziato numerosissimi crolli di pannelli di tamponamento prefabbricati o comportamenti sismici fortemente alterati rispetto a quelli attesi in sede di progetto in conseguenza dell'interazione della struttura con i pannelli.

Differenti soluzioni sono state individuate e studiate da Biondini et al. [1], mostrando l'efficacia di un sistema di collegamento di tipo dissipativo con connessioni ad attrito tra i pannelli. Il comportamento isteretico di tali connessioni è stato studiato da Ferrara et al. [5]. La memoria presenta i risultati di ulteriori studi sperimentali condotti per la caratterizzazione di una soluzione tecnologicamente più avanzata, con materiali e forme in grado di fornire uno stabile comportamento ciclico di attrito. Vengono in particolare presentati i risultati di prove cicliche svolte sia su singoli connettori, sia su sottoinsiemi strutturali costituiti da due pannelli con dimensioni al vero. Si propongono inoltre alcuni criteri generali di progettazione e di impiego dei dispositivi.

## 2. DISPOSITIVO DI CONNESSIONE FBD

### 2.1 Geometria e materiali

Il dispositivo di connessione (Friction Based Device, FBD) è composto da tre elementi assemblati mediante bullonatura (Figura 1):

1. *Supporto* di collegamento con il pannello, in genere realizzato con un profilo metallico, con sezione a T, in modo da ottenere una connessione simmetrica, o con sezione a L, per connessioni montate in configurazione asimmetrica. L'elemento è forato per il collegamento con il pannello e fresato con asole verticali per permettere lo scorrimento.
2. *Piastrina* in ottone, dotata di due fori e di due asole orizzontali per consentire una tolleranza orizzontale di montaggio.
3. *Coprigiunto* in acciaio, realizzato con la medesima geometria della piastrina.

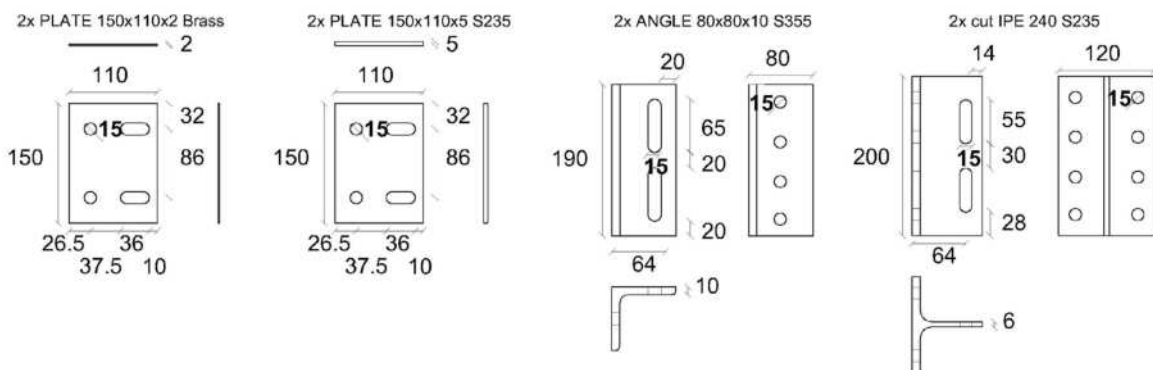


Figura 1 – Componenti della connessione ad attrito (Friction Based Device, FBD)

### 2.2 Assemblaggio

Le connessioni sono pre-assemblate montando piastrine, coprigiunti e bulloni con rondelle e dadi lasciati laschi. Piastrine in ottone e piastre coprigiunto in acciaio possono essere montate in configurazione concorde, ovvero con le asole in corrispondenza, oppure discorde, con le asole sfalsate. Quando i pannelli sono in posizione, i supporti possono essere collegati mediante bullonatura a una contropiastra opportunamente zancata annegata nel getto. Se si utilizza un supporto con sezione a T è necessario l'accesso da ambo i lati del pannello per riuscire a serrare i bulloni. Se si utilizza un supporto con sezione a L è sufficiente garantire l'accesso da un solo lato (generalmente il lato interno). Si effettua infine il serraggio dei 4 bulloni centrali con una chiave dinamometrica, necessaria per garantire il corretto pre-carico ai bulloni. La Figura 2 mostra la configurazione deformata della connessione montata con la minima e la massima tolleranza orizzontale.

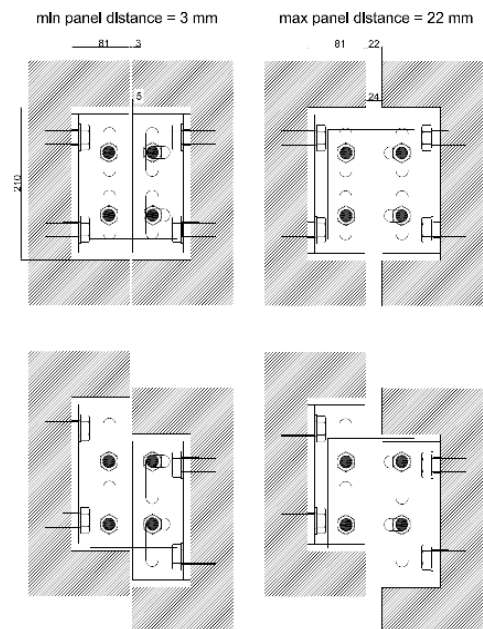


Figura 2 – Schema di funzionamento della connessione FBD assemblata con minima e massima tolleranza

### 2.3 Progettazione

Il massimo spostamento relativo che la connessione può garantire è pari alla lunghezza della singola asola verticale al netto del diametro del bullone. Per la progettazione dei componenti della connessione si fa riferimento a due valori limite di forza di taglio: un limite inferiore  $V$ , che corrisponde al taglio associato alla soglia di scorrimento dinamico che si raggiunge dopo la stabilizzazione dei primi cicli, e un limite superiore  $V+\Delta V$ , che rappresenta la massima forza di taglio attesa. Le forze che si attivano nella connessione sono mostrate in Figura 3 per i due tipi di assemblaggio delle piastrine di ottone e coprigiunto in acciaio (assemblaggio concorde o discorde), con i seguenti parametri geometrici:

$e$ : distanza orizzontale tra i bulloni delle piastrine considerando il raggiungimento della massima tolleranza

$d$ : distanza verticale tra i bulloni delle piastrine

$B$ : distanza orizzontale tra le asole verticali e il pannello

$e_b$ : distanza orizzontale tra i bulloni di collegamento con il pannello e il baricentro delle superfici di scorrimento

$d_b$ : distanza verticale tra i bulloni di collegamento con il pannello

$d_s$ : altezza utile della sezione della connessione con il pannello

L'equilibrio della piastrina mostra come l'applicazione delle forze di taglio con eccentricità  $e$  causi una reazione inclinata sui singoli bulloni. La componente verticale è pari a  $V/2$ , mentre la componente orizzontale dipende dall'inerzia polare della connessione. Nel caso usuale di quattro connettori tale componente è pari a  $Ve/(2d)$ . È quindi possibile mettere in relazione l'azione assiale  $N$  trasmessa ai bulloni dal serraggio con la forza di taglio  $V$  tramite il meccanismo di attrito. Con riferimento al limite inferiore di scorrimento dinamico si ha:

$$N = \frac{V\phi}{2\mu_d n k_s} \sqrt{1 + \frac{e^2}{d^2}} \quad (1)$$

dove  $n$  è il numero di superfici di scorrimento (in genere  $n=2$ ),  $\mu_d$  è il coefficiente di attrito dinamico acciaio-ottone (si può assumere  $\mu_d=0,44$ ),  $k_s$  è un coefficiente che dipende dalla forma del foro ( $k_s=0,63$  per asole lunghe verticali [4]) e  $\phi$  è il coefficiente di tensione residua oligociclica per abrasione delle

superfici nel bullone tesato ( $\phi=1,5$  con molle a tazza,  $\phi=3,0$  con rondelle spesse tradizionali).

Per il progetto del dispositivo è di interesse valutare anche la forza massima  $V+\Delta V$ , ad esempio per il calcolo della bullonatura di collegamento con il pannello e le altre connessioni del pannello mediante il criterio di gerarchia delle resistenze. La forza massima per attrito statico  $V_s$  può essere stimata come segue:

$$V_s = N \frac{2\mu_s n k_s}{\sqrt{1 + \frac{e^2}{d^2}}} \quad (2)$$

dove  $\mu_s$  è il coefficiente di attrito statico acciaio-ottone (si può assumere  $\mu_s=0,5$ ). L'esperienza mostra tuttavia che si possono verificare picchi di forza  $V+\Delta V$  maggiori della soglia di primo scorrimento della connessione, soprattutto per elevati spostamenti. Risulta pertanto più opportuno dedurre la forza massima mediante prove sperimentali. In assenza di informazioni sperimentali si consiglia l'adozione di un coefficiente di sicurezza  $\rho = 1,4$ :

$$V + \Delta V = \rho N \frac{2\mu_s n k_s}{\sqrt{1 + \frac{e^2}{d^2}}} \quad (3)$$

Per una corretta progettazione del dispositivo, è necessario verificare anche resistenza e rigidità dell'elemento che si viene a creare in conseguenza della fresatura dell'asola verticale sul profilo di collegamento con il pannello, secondo lo schema a trave mostrato in Figura 3. La massima forza orizzontale  $H$  su tale elemento viene calcolata come somma delle componenti prima e dopo lo scorrimento. La resistenza dei bulloni alla combinazione di taglio e azione assiale e la resistenza delle membrature al rifollamento possono essere verificate con riferimento alle normative vigenti.

La connessione tra supporto e pannello può essere anch'essa bullonata. I bulloni risultano soggetti alla combinazione di taglio e trazione dovuti alla flessione nel caso di supporto simmetrico e a una componente torcente aggiuntiva nel caso di supporto asimmetrico.

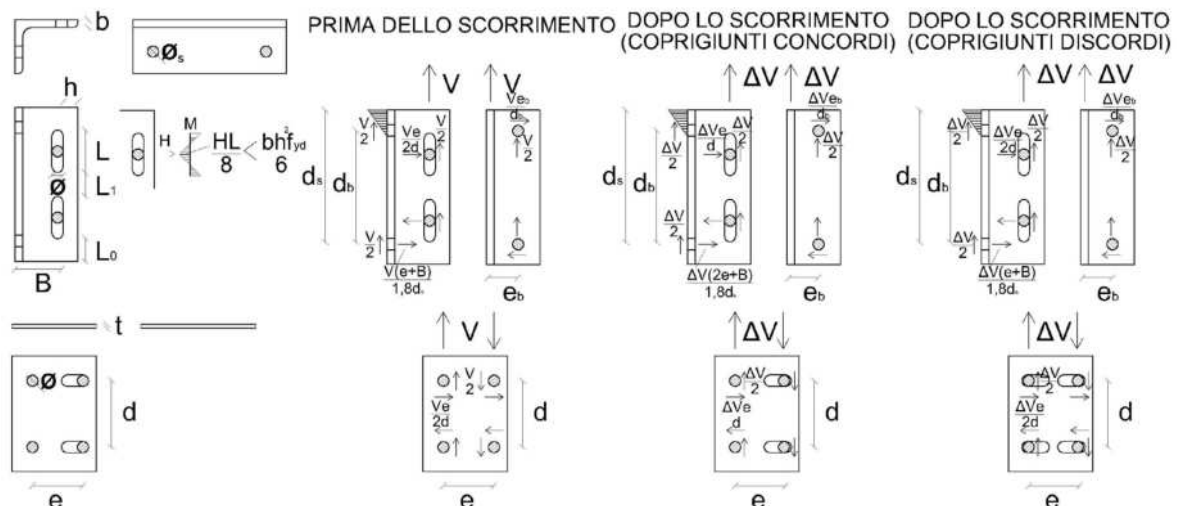


Figura 3 – Sollecitazioni nella connessione FBD

### 3. PROVE SUL DISPOSITIVO FBD

#### 3.1 Impianto di prova

La connessione FBD è stata oggetto di una ampia campagna di prove sperimentali cicliche. La Figura 5.a mostra la singola connessione collegata tramite profili a L alla macchina di prova monoassiale Schenck del Laboratorio Prove e Materiali del Politecnico di Milano. La Figura 5.b mostra la configurazione con massimo spostamento della connessione. L'impianto di prova è descritto anche da Ferrara et al. [5].

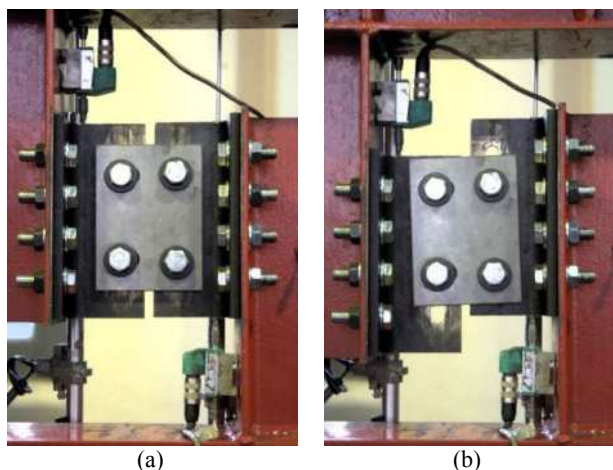


Figura 4. Prove cicliche sul dispositivo FBD: (a) configurazione indeformata; (b) configurazione con massimo spostamento

#### 3.2 Risultati sperimentali

Sono state condotte le prove cicliche elencate in Tabella 1. Il primo protocollo di prova prevede l'esecuzione di 10 cicli ad ampiezza di spostamento costante. Sono state considerate due ampiezze di spostamento. La prima, pari a 20 mm, corrisponde al massimo spostamento consentito dallo scorrimento di una singola fila di bulloni (prove 1-8). La seconda, pari a 40 mm, corrisponde al limite di massimo spostamento della connessione con scorrimento di entrambe le file di bulloni (prove 9-19). Il secondo protocollo di prova prevede ampiezza di spostamento crescente, con tre cicli per ciascuna ampiezza (prove 20-25).

Le prove sono state svolte al fine di studiare il comportamento isteretico al variare dei seguenti accorgimenti tecnologici:

- senza piastrine in ottone;
- con differenti velocità;
- con trattamenti superficiali delle piastrine in ottone volti ad incrementare il coefficiente d'attrito;
- con piastrine in ottone già usate, previo riserraggio;
- con diverse coppie di serraggio;
- con rondelle di diverso tipo;
- con piastrine in configurazione concorde e discorde;
- con supporti simmetrici e asimmetrici.

La Figura 5 mostra il confronto dei diagrammi forza – spostamento ottenuti senza piastrine in ottone (Figura 5.a) e con piastrine in ottone (Figura 5.b). Si nota come la presenza delle piastrine in ottone consenta una stabilizzazione dei cicli isteretici attritivi, che altrimenti tendono alla divergenza per “saldatura meccanica” tra acciaio e acciaio.

Tabella 1 – Elenco delle prove cicliche

NUMERO PROVA	PROTOCOLLO DI CARICO	VELOCITA'	TIPO DI PROVINO	CLASSE BULLONI	COPPIA DI SERRAGGIO	RONDELLA
1	10 cicli ± 20 mm	0,1 mm/sec	NUOVO	8.8	134 Nm	SOTTILE
2		0,1 mm/sec	USATO		134 Nm	SOTTILE
3		2 mm/sec	USATO		134 Nm	SOTTILE
4		2 mm/sec	NUOVO		134 Nm	SOTTILE
5		2 mm/sec	SABBIATO SU UN LATO		134 Nm	SOTTILE
6		2 mm/sec	SABBIATO SU DUE LATI		134 Nm	SOTTILE
7		2 mm/sec	CONF. CONCORDE		134 Nm	SOTTILE
8		2 mm/sec	NUOVO		134 Nm	SPESSA
9	10 cicli ± 40 mm	2 mm/sec	NUOVO	10.9	80 Nm	SPESSA
10		2 mm/sec	USATO		134 Nm	SPESSA
11		2 mm/sec	NUOVO		134 Nm	MOLLA A TAZZA
12		2 mm/sec	NUOVO		134 Nm	ELASTICA
13		2 mm/sec	NUOVO		190 Nm	MOLLA A TAZZA
14		2 mm/sec	CONF. DISCORDE		190 Nm	MOLLA A TAZZA
15		2 mm/sec	CONF. DISCORDE USATO		190 Nm	MOLLA A TAZZA
18		2 mm/sec	ANGOLARI - NUOVO		190 Nm	MOLLA A TAZZA
19	2 mm/sec	ANGOLARI - USATO	190 Nm	MOLLA A TAZZA		
20	3 cicli ± 2,5-5-10-20-40 mm	2 mm/sec	NUOVO	8.8	134 Nm	SPESSA
21		2 mm/sec	NUOVO		134 Nm	MOLLA A TAZZA
22		2 mm/sec	NUOVO		134 Nm	ELASTICA
23		2 mm/sec	NUOVO		190 Nm	MOLLA A TAZZA
24		2 mm/sec	USATO		190 Nm	MOLLA A TAZZA
25		2 mm/sec	CONF. DISCORDE - NO OTTONE		190 Nm	MOLLA A TAZZA
28		2 mm/sec	ANGOLARI - NUOVO		190 Nm	MOLLA A TAZZA
29		2 mm/sec	ANGOLARI - USATO		190 Nm	MOLLA A TAZZA

L'unica prova effettuata con cicli attritivi acciaio-acciaio è stata infatti interrotta per divergenza, mentre nessuna delle numerose prove svolte con cicli attritivi ottone-acciaio ha mai mostrato tendenze simili. La Figura 6 mostra le piastrine di ottone dopo numerosi cicli. Si nota come l'abrasione del materiale resti a livello superficiale.

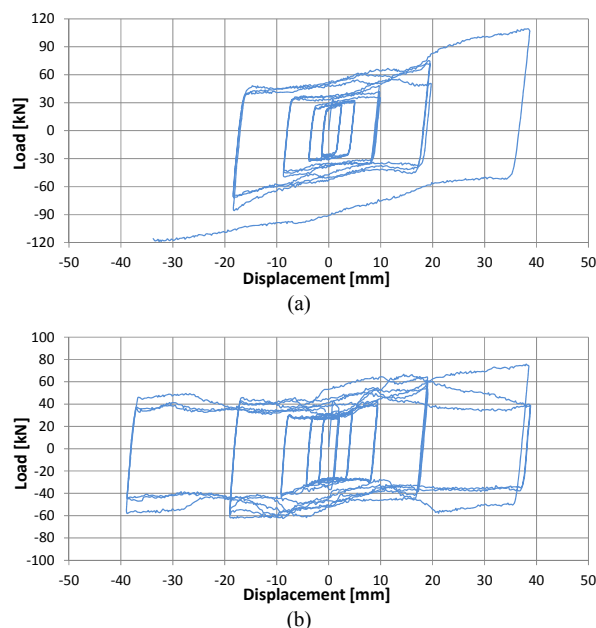


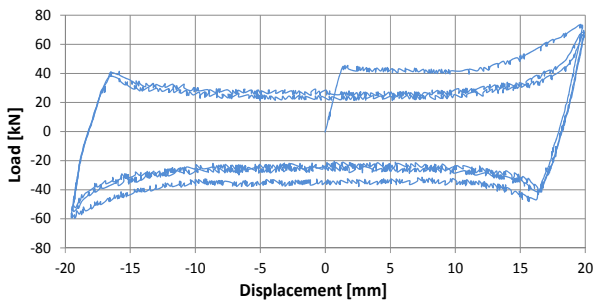
Figura 5. Risultati delle prove cicliche. Influenza delle piastrine in ottone: (a) senza piastrine (provino 25); (b) con piastrine (provino 23).

Il confronto in Figura 7 mostra che la velocità di prova, nell'intervallo di valori considerato 0,1-2,0 mm/sec, non influisce in modo significativo sui risultati.

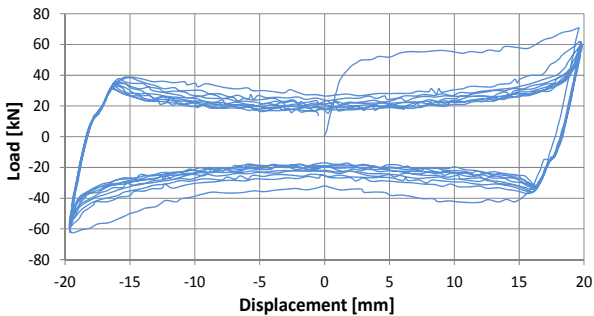
La Figura 8 mostra l'effetto del trattamento superficiale di sabbiatura delle piastrine in ottone. La sabbiatura è efficace nell'aumentare il coefficiente d'attrito ottone-acciaio. La superficie sabbiata tuttavia si deteriora rapidamente, fino a riportare il comportamento in linea con quello dei provini dotati di piastrina in ottone non trattato.



Figura 6. Piastrine di ottone dopo dieci cicli di abrasione con massima ampiezza di spostamento



(a)

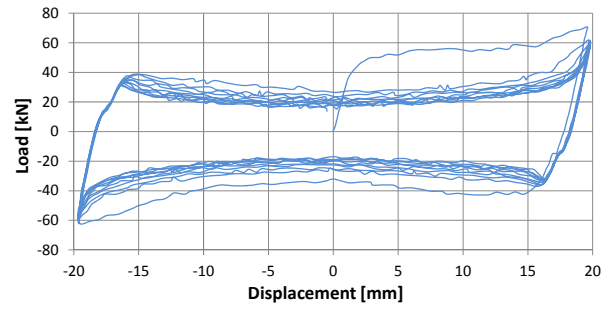


(b)

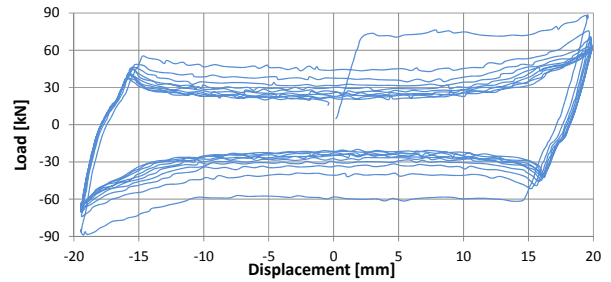
Figura 7. Risultati delle prove cicliche. Influenza della velocità di prova: (a) bassa velocità (provino 1); (b) alta velocità (provino 4).

Il riutilizzo di piastrine in ottone consente prestazioni analoghe a quelle ottenibili con piastrine nuove, come mostrato in Figura 9. Simili risultati sono stati osservati più volte durante la campagna sperimentale. È quindi possibile riutilizzare le medesime piastrine di ottone anche dopo eventi caratterizzati da ampi e ripetuti scorrimenti, con vantaggi significativi per l'economia sia di materiale, sia di lavorazione della connessione, che dopo un evento sismico può essere semplicemente riserrata, senza sostituzione di elementi.

Un interessante confronto tra diverse tipologie di rondella impiegate nei bulloni scorrevoli è illustrato in Figura 10. I risultati mostrano che il comportamento isteretico della connessione può dipendere fortemente dalla tipologia di rondella.

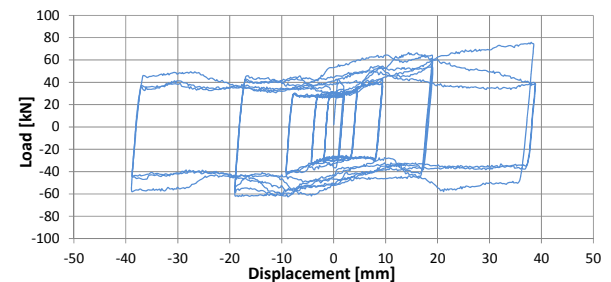


(a)

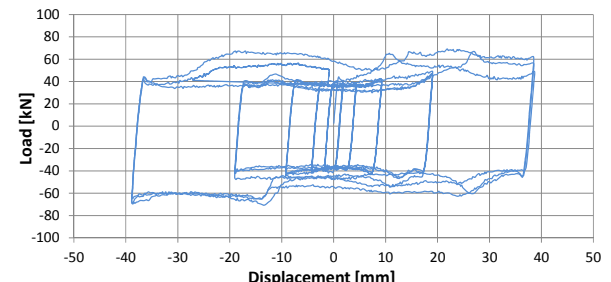


(b)

Figura 8. Risultati delle prove cicliche. Influenza della sabbiatura delle piastrine: (a) senza sabbiatura (provino 4); (b) con sabbiatura (provino 5)



(a)

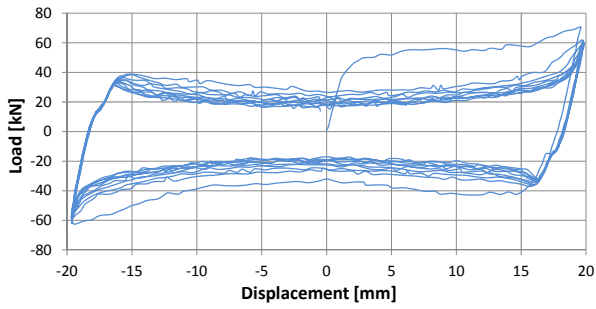


(b)

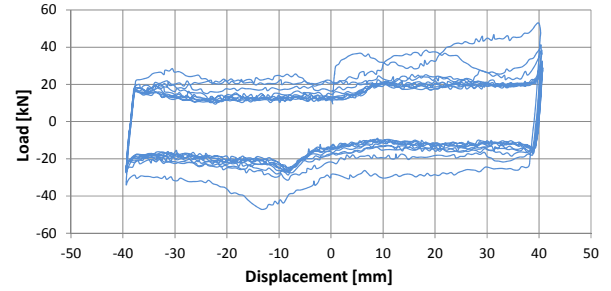
Figura 9. Risultati delle prove cicliche. Influenza dell'usura delle piastrine: (a) piastrine nuove (provino 23); (b) piastrine usate (provino 24)

Tra i tipi analizzati, le rondelle sottili, spesse ed elastiche (tagliate a spirale), mostrano una notevole riduzione della soglia di scorrimento oligociclica, mentre le molle a tazza, con superficie sferica, riducono notevolmente questo effetto dannoso, garantendo un miglior comportamento.

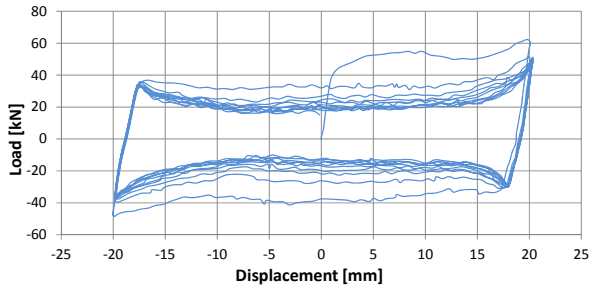
La Figura 11 mostra come a differenti livelli di coppia di serraggio corrispondano differenti soglie di scorrimento.



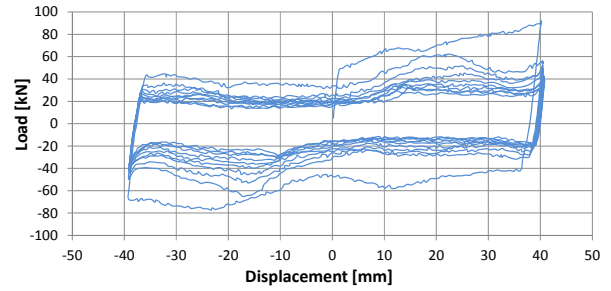
(a)



(a)



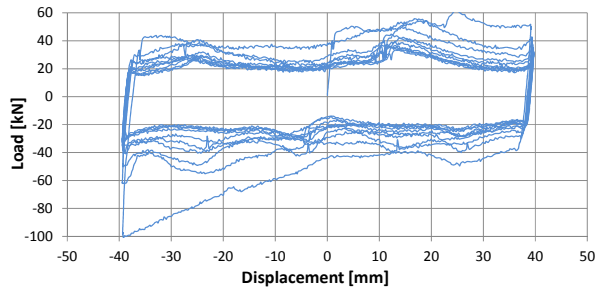
(b)



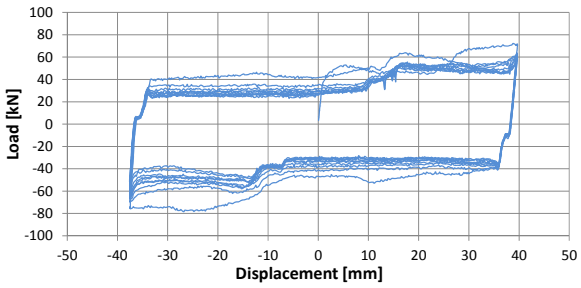
(b)

Figura 11. Risultati delle prove cicliche. Influenza della coppia di serraggio: (a)  $C=80$  Nm (provino 9); (b)  $C=134$  Nm (provino 10)

Si segnala infine che le prove eseguite disponendo piastrine e coprigiunto in posizione discorde o concorde, così come le prove eseguite con supporti simmetrici e asimmetrici, hanno fornito risultati analoghi.



(c)



(d)

Figura 10. Risultati delle prove cicliche. Influenza del tipo di rondella: (a) sottili (provino 4); (b) spesse (provino 18); (c) elastiche (provino 13); (d) a tazza (provino 12)

#### 4. PROVE SU SOTTOSISTEMA STRUTTURALE

##### 4.1 Impianto di prova

Le connessioni FBD sono state montate su un sottosistema strutturale in scala al vero composto da due pannelli prefabbricati collegati al telaio di prova con assetto isostatico mediante vincoli di cerniera posizionati in asse pannello alla base e in sommità [1]. La struttura di supporto è un quadrilatero articolato realizzato in acciaio, progettato per trasmettere gli spostamenti imposti ai pannelli senza introdurre reazioni aggiuntive. I pilastri, come i pannelli, sono vincolati come bielle alla base e in sommità. Nei pannelli sono stati ricavati tre recessi, dotati di contropiastre zancate con boccole filettate, per accogliere le connessioni dissipative. Le Figure 11 e 12 mostrano l'impianto di prova.

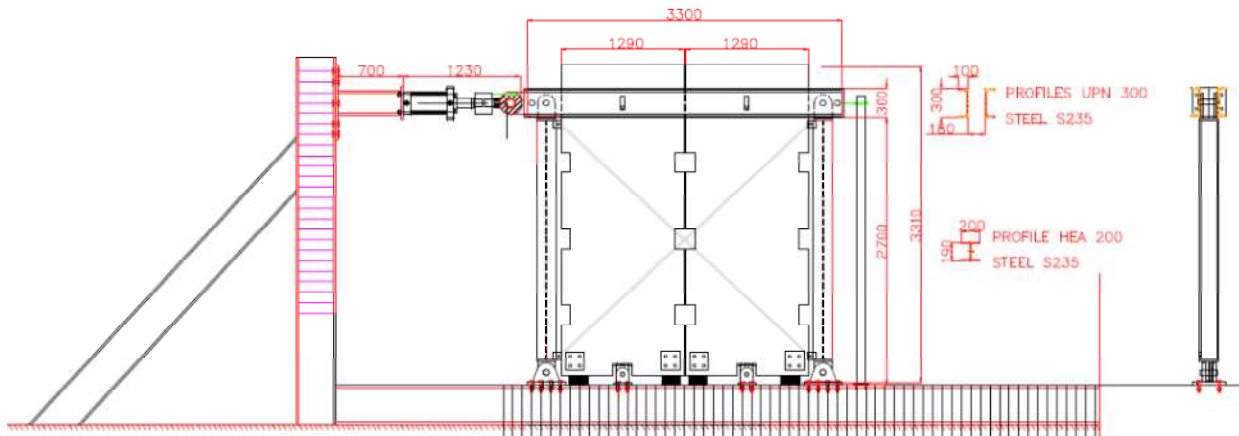


Figura 12 – Schema dell'impianto di prova su sottosistema strutturale



Figura 13 – Vista dell'impianto di prova su sottosistema strutturale

#### 4.2 Risultati sperimentali

Sono state effettuate prove cicliche nelle configurazioni con una, due e tre connessioni FBD con gli stessi protocolli di prova impiegati per le prove su singoli connettori. La Figura 14 mostra il sistema di prova in configurazione indeformata e soggetto a massimo spostamento. La Figura 15 mostra il dettaglio di un dispositivo nei due assetti di Figura 14.

Nella Figura 16 si riportano per brevità solo i risultati ottenuti nella configurazione con tre connessioni per entrambi i protocolli di prova. Si nota come il comportamento del sottosistema risulti in linea con i risultati ottenuti nelle prove particolari, con ampi cicli isteretici stabili. Anche in queste prove, per grandi spostamenti si sono riscontrati picchi di forza maggiori del valore di attrito statico.

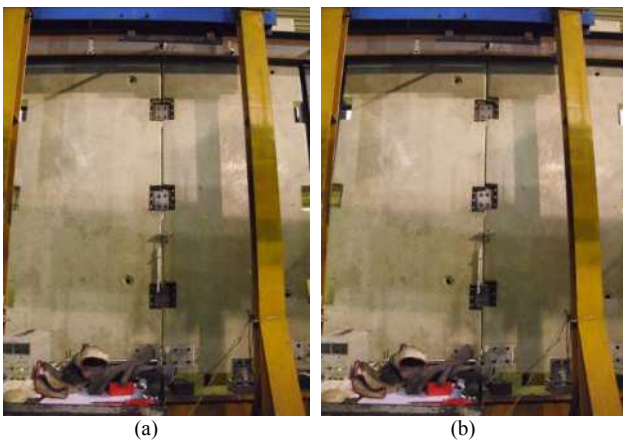


Figura 14. Prove cicliche su sottosistema strutturale con connessioni FBD: (a) configurazione indeformata; (b) configurazione con spostamento massimo

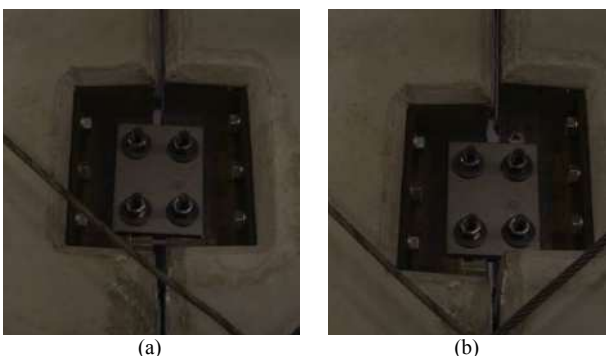
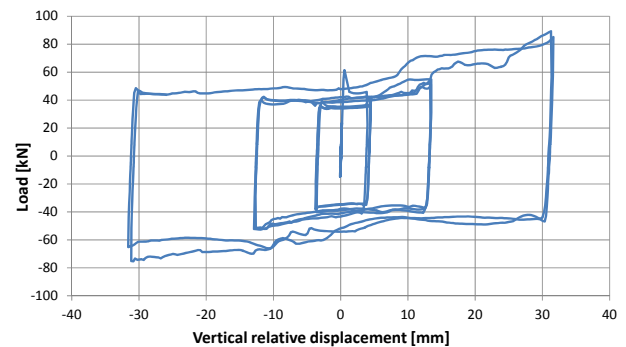
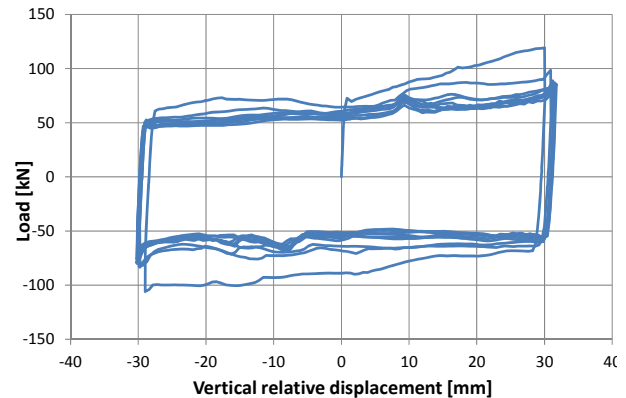


Figura 15. Prove cicliche su sottosistema strutturale con connessioni FBD: dettaglio della connessione in (a) configurazione indeformata e (b) configurazione con spostamento massimo



(a)



(b)

Figura 16 – Prove cicliche su sottosistema strutturale con tre connessioni FBD. Diagramma forza-spostamento relativo verticale: (a) cicli di ampiezza crescente; (b) cicli di ampiezza costante

#### 5. CONCLUSIONI

Il comportamento di connessioni ad attrito tra pannelli è stato studiato mediante una campagna di prove sperimentali cicliche svolte sia su singoli connettori, sia su sottoinsiemi strutturali costituiti da due pannelli con dimensioni al vero. I risultati delle prove mostrano un ottimo comportamento dissipativo dei dispositivi, con cicli ampi e stabili, anche se con degrado in termini di abrasione della superficie di scorrimento in ottone e conseguente perdita di carico dei bulloni. I risultati hanno inoltre consentito di evidenziare che alcuni accorgimenti tecnologici, come ad esempio l'impiego di molle a tazza per la limitazione delle perdite di carico del bullone, possono contribuire in modo significativo a migliorare il comportamento isteretico della connessione.

#### RINGRAZIAMENTI

Il presente lavoro è stato svolto nell'ambito delle finalità del progetto di Ricerca SAFECLADDING supportato dal contributo del 7° Programma Quadro FP7-SME-2011 con Grant Agreement n. 314122 del 2012. Per lo studio del comportamento dissipativo della connessione FBD tra pannelli prefabbricati sono inoltre previste prove su prototipo di edificio prefabbricato in scala al vero attualmente in fase di realizzazione presso il laboratorio ELSA del Joint Research Centre della Commissione Europea (Ispra).

Si ringraziano le Società BS Italia e Styl-Comp per la produzione degli elementi, il Laboratorio Prove e Materiali del Politecnico di Milano per i lavori di carpenteria dei prototipi, l'Ing. Silvia Bianchi e l'Ing. Giulia Marelli per l'assistenza all'esecuzione delle prove sperimentali. Un particolare ringraziamento all'ing. Marco Lamperti per il fondamentale contributo nello svolgimento delle prove.

## BIBLIOGRAFIA

- [1] BIONDINI, F., DAL LAGO, B., TONIOLO, G. (2013), Role of wall panel connections on the seismic performance of precast structures, *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 11, 1061-1081.
- [2] COLOMBO, A., TONIOLO, G. (2012), Precast concrete structures: the lesson learnt from L'Aquila earthquake, *Structural concrete*, Vol. 13, No.2.
- [3] CRAIG, J.I., GOODNO, B.J., KEISTER, M.J., FENNELL, C.J. (1986), Hysteretic behaviour of precast cladding connections, *3rd ASCE Engineering Mechanics Specialty Conference on Dynamic Response of Structures*, UCLA, March 31-April 2, 1986, 817-826.
- [4] EN 1993-1-8:2005, *Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-8: Design of joints*.
- [5] FERRARA, L., FELICETTI, R., TONIOLO G., ZENTI C. (2012), Friction dissipative devices for cladding panels in precast buildings, *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, Vol. 15, No. 9, 1319-1338.
- [6] MENEGOTTO, M. (2010), Experiences from L'Aquila 2009 earthquake, *3rd fib Congress*, Washington DC, USA, 29 May - 2 June, 2010.
- [7] PAMPANIN, S. (2000), Alternative design philosophies and seismic response of precast concrete buildings, *PhD Thesis dissertation*, Politecnico di Milano.
- [8] SAVOIA, M., MAZZOTTI, C., BURATTI, N., FERRACUTI, B., BOVO, M., LIGABUE, V., VINCENZI, L. (2012), Damages and collapses in industrial precast buildings after the Emilia earthquake, *Ingegneria Sismica*, Vol. 29, No. 2-3, 120-131.
- [9] SCHULTZ, A.E., MAGANA, R.A., TADROS, M.K., HUO, X. (1994), Experimental study of joint connections in precast concrete walls, *5th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Chicago, USA, July 10-14, 1994, Vol. II, 579-587.



# UN PARCHEGGIO NEL CUORE DI ASSISI

**Manuel Boccolini<sup>1</sup>, Alberto Capitanucci<sup>2</sup>, Alfredo Bolletta<sup>3</sup>**

1 Project Manager MANINI Prefabbricati S.p.A.

2 Direttore dei Lavori, OIKOS Progetti

3 Direttore Generale MANINI Prefabbricati S.p.A.

## SOMMARIO

A ridosso della cerchia muraria di Sud-Ovest e baricentrica rispetto all'asse longitudinale della Città, l'area di Mojano è, fin dal Piano Regolatore Generale Astengo del 1972, un punto nodale di qualsiasi pianificazione dei sistemi di accesso e sosta al centro storico di Assisi.

Il parcheggio di Mojano è una struttura incassata nel versante collinare compreso tra la viabilità di circonvallazione e le mura della Città di Assisi. La struttura risulta completamente interrata, limitando le emergenze di superficie ai soli elementi di mobilità pedonale.

Obiettivo del progetto era ottenere un risultato significativo in termini di posti auto degno della strategicità del sito senza comprometterne in alcun modo i valori ambientali e paesaggistici e, contestualmente, completare il recupero e la riqualificazione di un'area da anni in degrado attraverso anche il restauro di un tratto significativo della cerchia muraria di Porta Mojano.

## A PARKING IN THE HEART OF ASSISI

### SUMMARY

Next to the walls in the South-West and a central longitudinal axis of the city, since the General Plan Astengo of 1972, Mojano area is a focal point of any planning system access and parking in the center of Assisi. Mojano parking is integrated in the hillside between the bypass road and the storical walls of Assisi.

The structure is completely underground, and limited the emergencies elements for pedestrian mobility.

The aim of this project was to obtain a meaningful result in terms of parking spaces adequate of the strategic importance of the site, without compromising the environmental and landscape values.

Simultaneously, the project had like aim, to complete the recovery and redevelopment an area degraded and restore a significant portion of the storical walls of Mojano door.

## 1. INQUADRAMENTO GENERALE DELL'AREA E DEL PROGETTO

### 1.1 Premessa

L'Amministrazione Comunale di Assisi, negli anni tra il 1985 e 2000, commissionò in più occasioni studi e ipotesi progettuali relativi alla riorganizzazione dell'area di Mojano i quali però, a causa della complessità e delicatezza dell'intervento, rimasero senza alcun esito.

Nei dieci anni successivi venne bandito l'appalto-concorso per l'affidamento in concessione di progettazione, realizzazione e gestione dell'opera che oggi, a trenta anni di distanza dai primi studi, completata ed in piena attività, costituisce, a buon titolo, l'elemento centrale del sistema parcativo della Città.

### 1.2 Aspetti generali

La struttura, capace di ospitare 299 posti auto e articolata su tre livelli di parcheggio ed un semi-livello destinato a servizi, si distribuisce su una superficie lorda di ingombro di circa 3000 mq e, al lordo dei ricoprimenti di superficie, supera dislivelli, dal piano di accesso a quello di copertura, che vanno dai 9,0m di valle ai 14,0m di monte.

L'intera struttura è incassata nel versante collinare tra la viabilità di circonvallazione e le mura di cinta della città di Assisi (Fig.1). La posizione baricentrica rispetto allo sviluppo Est Ovest di Assisi fa di Moiano la naturale "porta" di accesso alla Città.

Completamente interrata, la struttura limita le emergenze ai soli elementi di mobilità pedonale. La superficie di copertura della struttura è stata completamente rimodellata con terreno vegetale e quindi inerbata al fine di dare un risultato



Figura 1 – Foto aerea

maggiormente organico e in linea con le caratteristiche ambientali dell'area d'intervento che, vale ricordare a sottolineatura della delicatezza dell'intervento, si colloca immediatamente a ridosso del Protomonastero di S. Chiara.

## 2. LE PROBLEMATICHE STRUTTURALI

### 2.1 Distribuzione degli spazi interni

La logica distributiva del parcheggio prevede l'accesso dal basso, disposto all'estremità Sud-Est della struttura: una rampa circolare a doppio senso di marcia (Fig. 2) disposta all'angolo Sud-Ovest, garantisce il collegamento interno carrabile tra i piani. La corsia di uscita è collocata in prossimità dello stacco della rampa circolare e, tramite un tratto in tunnel, sbocca all'interno della conca di Mojano per poi immettersi nella SS 147.

Il primo livello interrato si imposta poco al di sopra della quota della SS 147. Serviti da due corsie a senso unico trovano luogo 95 posti auto, disposti a pettine, ortogonalmente alle due corsie di distribuzione.

Sul fronte di monte si trovano i collegamenti verticali pedonali ordinari e di emergenza, mentre sulla testata Nord-Ovest, a fianco della rampa elicoidale di collegamento verticale carrabile, trovano sede gli ambienti tecnologici a servizio della struttura.

Il secondo e terzo livello interrato ricalcano sostanzialmente lo schema del primo interrato. I posti auto sono in entrambi i casi 102 (Fig. 3) e, in luogo dei locali tecnologici del primo interrato, trovano posto spazi a servizio della gestione e manutenzione della struttura.

Al quarto livello che, come detto, impegna solo parzialmente la sagoma d'ingombro della struttura (circa 700mq) si trovano le casse e la centrale di controllo e gestione del parcheggio, spazi di magazzinaggio, una sala riunioni, i servizi igienici ed una piccola "galleria" destinata ad attività commerciali e di supporto e servizio degli utenti (Fig. 4).

L'altezza netta minima dei tre piani destinati a parcheggio è pari a 2,55m, mentre per il livello servizi è di 3,0m.



Figura 2 – Rampa circolare interna

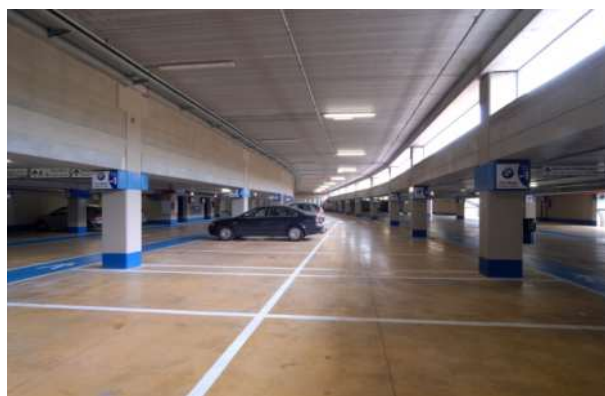


Figura 3 – Interno parcheggio



Figura 4 – Area servizi

### 2.2 Struttura portante

Per quanto riguarda degli aspetti strutturali, sono evidenti gli effetti di complessità che la particolarità morfologica del sito di impianto e la scelta di perseguirne il sostanziale riambientamento hanno sull'articolazione distributiva dell'opera.

La struttura di elevazione è costituita da un corpo principale in travi e pilastri prefabbricati in calcestruzzo connesso ai bordi con strutture anch'esse in calcestruzzo ma realizzate in opera.

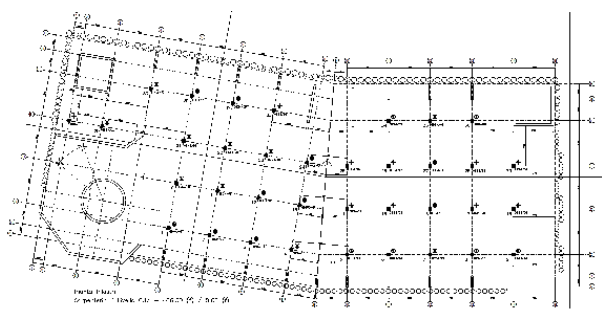


Figura 4.1 – pianta

Gli impalcati sono realizzati con lastre alveolari in c.a.p. di spessore variabile da 26,5 a 40 a seconda dell’impegno statico e della resistenza al fuoco necessaria come indicato dalla Normativa vigente.

Merita di essere segnalato il particolare livello di servizio richiesto all’impalcato di copertura. Il riambientamento integrale dell’opera, scelta portante dell’intero intervento, non poteva non prevedere la completa ricostruzione del versante, obbligando quindi all’integrazione delle “rigide geometrie” del solido strutturale con le “morbidity” della superficie del declivio il cui dislivello, da monte a valle è di circa 4,0m.

Questo si è ottenuto in parte distribuendo i salti di quota tra le singole campate e, in parte con ricoperture trapezoidali di notevole spessore. Pur avendo impiegato materiali di alleggerimento al di sotto della coltre vegetale (ca. 40cm di media) quali argilla espansa (anche con evidenti funzioni drenanti) e blocchi di EPS ad alta densità (nelle zone di maggior altezza del ricoprimento stesso), la richiesta di capacità portante nei confronti delle lastre alveolari di copertura non è stata mai inferiore ai 3000kg/mq con punte (nelle zone degli accessi) di oltre 6000kg/mq.

I pilastri, prefabbricati in c.a.v., sono di sezione rettangolare, dotati di mensole per l’appoggio di travi a T rovescia (Fig. 5).

Sui lati lunghi di monte e di valle, setti in calcestruzzo armato definiscono le camere di areazione e costituiscono, insieme ai nuclei scale e ascensori, i principali elementi di equilibrio alle azioni orizzontali e, ad evitare azioni locali di eccessivo impegno, sono connessi al sistema di impalcato prefabbricato tramite un campo di transizione realizzato in opera.



Figura 5 – Struttura prefabbricata

La testata Nord-Ovest è impegnata per circa la metà dei tre moduli che la costituiscono dalla struttura della rampa elicoidale di collegamento carrabile verticale realizzata in calcestruzzo armato in opera. Questa, impostata all’interno sulla direttrice del fusto cilindrico che ne costituisce l’appoggio centrale, ad ogni livello si espande in una lastra a comportamento bidirezionale che trova appoggio su travi di bordo in calcestruzzo armato precompresso dimensionate per costituire con questa un “unicum” strutturale.

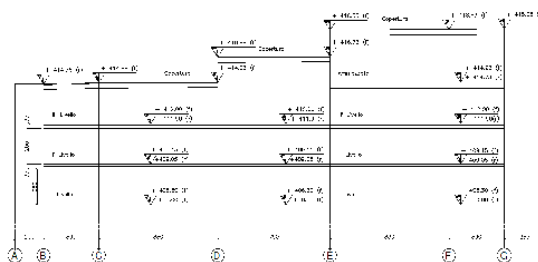


Figura 5.1 – sezione

Il sistema fondale della struttura prefabbricata è costituito da plinti a bicchiere realizzati in opera identici per geometrie della parte armata e differenziati per dimensione e spessore della sottofondazione a seconda dell’impegno statico o delle caratteristiche locali del terreno per mantenere minimo il differenziale di cedimento. I setti in fregio ai lati di monte e valle si fondano invece su una trave continua di grandi dimensioni in calcestruzzo armato così come l’intero sistema della rampa elicoidale il cui nucleo centrale costituisce, per il primo livello, anche il serbatoio della riserva idrica antincendio.

I sistemi di contenimento del terreno sono costituiti da paratie di pali di diametro 80-100cm, a seconda della zona d’impegno, collegati in testa da travi di correa.

La paratia di monte, il cui impegno statico è notevolmente superiore a quella di valle e a quelle di testata, è equilibrata da due ordini di tiranti permanenti ed è svincolata dall’equilibrio generale della struttura costituendo in sostanza un sottosistema strutturale autonomo. Entrambi gli ordini di tiranti sono strumentati con celle di carico in grado di trasferire ad un server remoto (a passi temporali definiti), lo stato di tensione che impegna i singoli gruppi di tiranti. Le paratie di valle e quelle di testata invece prendono parte all’equilibrio globale della struttura nei confronti delle azioni orizzontali pur rimanendo, grazie a specifici sistemi di vincolo, neutre nei confronti dei differenziali di cedimento fondale. Ad evitare il formarsi di sovrappressioni idrauliche a monte della paratie, la circolazione di acqua interessante gli strati permeabili dei terreni è stata regimata mediante la formazione di un apposito sistema di dreni sub-orizzontali e ricondotta, per gravità, all’impluvio naturale del “fosso di Mojano”.

### 3. LE PROBLEMATICHE ENERGETICHE

Per quanto riguarda gli aspetti energetici, questi sono stati affrontati per il quarto livello dove si trovano le casse, la centrale di controllo e gestione del parcheggio, spazi di magazzinaggio, una sala riunioni, i servizi igienici ed una piccola “galleria” destinata ad attività commerciali e di supporto e servizio degli utenti (Fig. 4).

La copertura esterna di questa porzione di edificio, così come per la restante, è costituita da un giardino perdonabile il quale è stato modellato con il terreno vegetale al fine di dare una forma più organica all'intero intervento.

La copertura verde permette di avere benefici in primo luogo in termini di abbattimento dei costi per la climatizzazione estiva e per il riscaldamento invernale grazie all'inerzia termica del terreno e alla conseguente minore dissipazione del calore, senza trascurare i processi di fotosintesi ed evapotraspirazione delle superfici erbose. Inoltre, durante l'estate, la presenza di una copertura verde produce uno sfasamento dell'onda termica, così che il picco massimo di temperatura entrante nell'edificio si abbia quando le temperatura esterne sono ormai più basse.

Nonostante il fronte del parcheggio sia esposto a Sud-Ovest, l'effetto di mitigazione della temperatura prodotto dalla combinazione del ricoprimento erboso e dalla schermatura vegetale si è rivelato talmente evidente che, nei primi tre anni (monitorati) di funzionamento della struttura, non si è mai reso necessario attivare il sistema di climatizzazione ambientale della "galleria".

Un secondo beneficio si ha sul fronte dei minori costi di manutenzione e una maggiore durabilità dei manti impermeabili, grazie alla protezione assicurata dal terreno di substrato e dal manto vegetale che riducono in modo assolutamente rilevante gli effetti negativi prodotti dalle notevoli escursioni termiche (estate/inverno – giorno/notte) cui i manti impermeabili sono altresì soggetti.

Il tema della durabilità dell'impermeabilizzazione della copertura, considerando l'estensione della stessa e la consistenza dei ricoprimenti era centrale nelle scelte tecnologiche fin dai primi passi della progettazione. La decisione poi di posare una guaina di polimeri poliuretanicici a stesura continua (senza giunti), con un impegno economico superiore del trenta per cento rispetto ai migliori sistemi tradizionali, è poi stata la naturale conseguenza di tale attenzione. Le caratteristiche costruttive del ricoprimento (primo geotessuto di separazione e protezione, argilla espansa di alleggerimento e drenaggio, secondo geotessuto e coltre di terreno naturale inerbito) hanno consentito di ottenere, dal fornitore del sistema d'impermeabilizzazione, una significativa estensione della garanzia decennale.

#### 4. L'INTEGRAZIONE NEL CONTESTO URBANO

Per quanto riguarda l'inserimento nell'ambiente urbano, il parcheggio di Mojano si trova in una posizione strategica. Trovandosi a circa metà strada tra la parte bassa e la parte alta del centro storico di Assisi, è un ottimo punto di partenza per la visita turistica della città. Si trova infatti a pochi passi dalla centrale piazza del Comune e dal corso Giuseppe Mazzini il quale termina di fronte la basilica di Santa Chiara. Da qui sono facilmente raggiungibili sia la parte alta dove troviamo ad esempio la Cattedrale di San Rufino, sia la parte bassa dove abbiamo la Basilica di San Francesco.

Il parcheggio prevede due tipi di collegamento: uno pedonale ed uno carrabile.

L'accesso e, quindi, l'uscita carrabile è situata nella porzione bassa della struttura, al livello della SS 147 (Fig. 6 – 7), che quindi sbocca all'interno della conca di Mojano.

Il collegamento invece con la viabilità pubblica cittadina avviene invece nella parte alta della struttura, in prossimità dell'intersezione tra le mura lungo Via Fonti di Mojano e il

tratto che, piegando verso Ovest quasi ortogonalmente a queste, delimita l'ex-lavatoio per immergersi nella conca di Mojano.

Difatti, in questo punto la differenza di quota tra la copertura del parcheggio e via Fonti di Mojano è la minima riscontrabile lungo tutto il tratto di mura di pertinenza. Il collegamento avviene attraverso una passerella metallica (Fig. 8).



Figura 6 – Ingresso carrabile al parcheggio



Figura 7 – Uscita carrabile dal parcheggio



Figura 8 – Passerella pedonale

## 5. L'INSERIMENTO NEL CONTESTO PAESAGGISTICO

La particolarità morfologica dell'area ha condizionato le scelte progettuali sia strutturali, come precedentemente detto, sia architettoniche/distributive.

Attraverso l'impiego della copertura verde, l'intervento s'inscrive perfettamente nel contesto paesaggistico esistente assecondando l'andamento naturale del versante collinare che parte dal Monastero di Santa Chiara e continua fino alla pianura della Valle Umbra.

L'intera struttura, incassandosi nel versante, limita le emergenze di superficie ai soli elementi di mobilità pedonale: la torretta metallica dell'ascensore che collega in verticale i quattro livelli del parcheggio e la passerella, anch'essa metallica, che muovendo dalla quota di superficie del parcheggio, al piede delle mura urbane, raggiunge Via Fonti di Mojano che, delle mura stesse, costituisce l'antico percorso di ronda (Fig. 9-10).

Una volta a quota delle mura, salendo lungo via Mojano e via S.Agnese per poche centinaia di metri si raggiunge Piazza S.Chiera, nel cuore della Città. Nel 2012 è stato realizzato, ed è oggi in esercizio, un percorso meccanizzato che, ricalcando in gran parte percorsi esistenti, consente di superare completamente il dislivello tra la superficie del parcheggio e via S.Agnese.

Lo stesso sistema delle viabilità carrabili di accesso e servizio al parcheggio, ricavato "reinventando" a tale funzione un ampio rettilo stradale a margine della circonvallazione cittadina, s'informa al principio della minima modificazione dei luoghi. L'entrata carrabile al parcheggio avviene sul limitare est del rettilineo della SS147 a valle del versante di Moiano con un accesso in galleria disposto ortogonalmente all'asse stradale così da evitare allineamenti visuali diretti tra la percorrenza della strada e l'interno del parcheggio.

L'uscita dal parcheggio, anch'essa in galleria, è disposta a monte di un "masso" conglomeratico presente al piede sud-ovest del versante, evitando, anche in questo caso l'allineamento visuale tra le percorrenze valle-monte della S.S.147 e l'interno del parcheggio.



Figura 9 – Passaggio pedonale



Figura 10 – Vista esterna

## 6. LA CURA DEI DETTAGLI E L'USO DEL VERDE

Per quanto riguarda le opere di finitura esterne, nulla è stato lasciato al caso.

La torretta metallica dell'ascensore, che collega in verticale i quattro livelli del parcheggio, si ferma a quota superficie e partendo con un primo tratto su terreno, il percorso arriva alla quota del piede delle mura per poi raggiungere la viabilità pubblica mediante una passerella metallica progressivamente staccata dal terreno (Fig. 11).

Oltre al deciso contenimento del proprio ingombro, la foggia del corpo di superficie si abbandona le rigidità del nucleo scatolare e si spinge verso una forma organica che mantiene in essere le sole funzioni legate all'ospitare il vano ascensore e proteggere lo spazio di attesa (Fig. 12).



Figura 12 – Mobilità pedonale

Sia la struttura portante che i sistemi di chiusura sono realizzati in acciaio. Il trattamento delle superfici verticali esterne è informato alla minimizzazione percettiva non tanto dell'oggetto in sé quanto della possibile sensazione di "innaturalità materica" dell'oggetto. La foggia morbida adottata nella sagoma si ripete, scendendo di scala, anche nella tecnologia realizzativa delle baraccature, formate da "tralci" in tondo di acciaio disposti in verticale a passo molto stretto e con andamento sfalsato delle concavità.



Figura 12 – Corpo ascensore, particolare

Il gioco di ombre dei tralci e l'impiego di materiale allo stato naturale (acciaio cor-ten) consente di ottenere un impatto di base di assoluta non riflettanza ancor di più ammorbidito dalle essenze tappezzanti e ricadenti piantumate sulla copertura.

L'intera superficie di copertura della struttura è stata rimodellata con terreno vegetale, inerbita e reimpiantata ad oliveto (fig. 10). I tratti più acclivi del versante Est e Sud, che nelle fasi intermedie dei lavori sono stati abbassati di quota del tanto necessario all'esecuzione degli stessi, sono poi stati risagomati reimpiegando il medesimo terreno di scavo - confinato con reti metalliche sagomate al fine di aumentarne la stabilità - e infine ripristinando lo strato superficiale in terreno naturale inerbito e stabilizzato con geo-stuoie così da garantire un rapido attecchimento e protezione nei confronti del ruscellamento superficiale.

La ritenzione idrica assicurata dal terreno, con aumento dei tempi di corrivazione delle acque meteoriche verso i ricettori naturali esistenti, ed il recupero del suolo con il conseguente aumento delle superfici fruibili, fanno sì che l'intervento ha permesso di recuperare e riqualificare un'area da anni in abbandono

## 7. CONCLUSIONI

In un quadro riepilogativo finale, si può ritenere che l'intervento sia stato in grado di ottemperare alle esigenze esplicitate nel bando per la realizzazione di un parcheggio a servizio del centro storico di Assisi con l'obiettivo inoltre di riqualificare l'intera area di Mojano.

Il progetto è stato un connubio tra esigenze tecniche e ambientali. La morfologia del territorio così come il contesto storico, sono stati aspetti dominanti che hanno indirizzato i progettisti nelle varie scelte tecniche.

La Manini Prefabbricati SpA, attraverso la sua esperienza pluriennale e la flessibilità progettuale, ha contribuito alla riqualificazione e alla rivalorizzazione di un'area da anni in abbandono, cooperando per la progettazione e la realizzazione di un complesso in grado di inserirsi eccellentemente nel contesto storico assisano.

## BIBLIOGRAFIA

- [1] ASTENGO G. – (1965), Il Piano Regolatore Generale di Assisi - Urbanistica, vol. 24-25.
- [2] GROHMANN A. – (1989), Assisi, ed. Laterza.
- [3] ANTONELLI A. LENCI S. – (1986), Studi per un parcheggio in località Moiano, Assisi.
- [4] TEMPERINI L. – (1985), Assisi romana e medievale. Profilo storico-archeologico, ed. Franciscanum.
- [5] CASOLINI F. – (1950), Il protomonastero di S. Chiara in Assisi: storia e cronaca (1253-1950), ed. Garzanti.
- [6] DE SANCTIS D., GATTI A. – (1994), L'architettura del parcheggio, ed. Officina.
- [7] DA RIOS G., – (1990), Parcheggi: indagini preliminari e progetti, ed. Cleup.
- [8] DADDI I. – (1993), I parcheggi e la città, ed. La Nuova Italia Scientifica.
- [9] BRAMBILLA C., CUSMANO G. – (2004), Progettare e realizzare i parcheggi pubblici e privati, Maggioli Editore.
- [10] FERRARI G., RICCARDI M. – (1992), Posto auto: tipologie e tecnologie nella realizzazione di parcheggi pubblici e privati, ed. BE-MA.
- [11] ZAFFAGNINI M. – (1993), Il parcheggio come luogo urbano, ed. Maggioli.
- [12] BORTOLI M. – (1986), Il traffico nei centri storici, ed. Fazzi.
- [13] PRATELLI A. – (2002), Appunti di Tecnica del Traffico Stradale, ed. TEP, Pisa.
- [14] BELLUZZI O. – (1973), Scienza delle costruzioni, ed. Zanichelli.
- [15] POZZATI P., CECCOLI C. – (1988), Teoria e tecnica delle strutture, ed. UTET.
- [16] SANTARELLA L. – (1994), Il cemento armato. La tecnica e la statica, ed. Hoepli.
- [17] CESTELLI GUIDI C. – (1987), Cemento armato precompresso: teoria, esperienze, realizzazioni, ed. Hoepli.
- [18] NUNZIATA V. – (1999), “ Strutture in cemento armato precompresso”, ed. Flaccovio.
- [19] VIGGIANI C. – (2000), Fondazioni, ed. Hevelius.
- [20] BOWLES J. E. – (1998), Fondazioni: progetto ed analisi, ed. Mc Graw Hill.
- [21] CESTELLI GUIDI C. – (1991), Geotecnica e tecnica delle fondazioni, Hoepli, Milano.
- [22] CUSMANO G., PATRI G. – (2003), La progettazione di opere edili nel sottosuolo, ed. Il Sole 24 Ore, Milano.
- [23] LANCELLOTTA R. – (2004), Criteri di dimensionamento e verifica dei diaframmi in Geotecnica, ed. Zanichelli, Bologna.
- [24] CORTELLAZZO G. – (1992), influenza di modalità costruttive e parametri geotecnici sulle paratie ancorate, Rivista Italiana di Geotecnica.
- [25] AA.VV. – (2002), Opere Geotecniche in ambiente urbano" - Volume II XXI Convegno Nazionale di Geotecnica, L'Aquila.
- [26] VIETTI M. – (2001), Progettazione e realizzazione di terrazzi e giardini pensili, ed. Calderini Edagricole, Bologna.
- [27] ABRAM P. – (2004), Giardini pensili. Coperture a verde e gestione delle acque meteoriche, ed. Sistemi Editoriali.
- [28] ABRAM P. – (2004), Il verde pensile. Progettazione dei sistemi. Manutenzione, ed. Sistemi Editoriali.

# IMPIANTO IDROELETTRICO DI CERRO DEL AGUILA, IN PERÙ

**Sante Bonanni<sup>1</sup>, Selim Sayah<sup>2</sup>**

1 Dipartimento Servizi Ingegneria di Astaldi S.p.A-Roma-Italia

2 Dipartimento Ingegneria idraulica di Lombardi Eng.Ltd-Minusio-Svizzera

## SOMMARIO

Il progetto idroelettrico Cerro del Aguila in Perù rappresenta la terza tappa dello schema generale per lo sviluppo idroelettrico del rio Mantaro, ed è ubicato a valle dell'impianto idroelettrico costruito negli anni settanta. La capacità dell'impianto è di 510 MW e prevede la realizzazione di una diga a gravità in calcestruzzo di 80 m di altezza e 270 m di lunghezza al coronamento. La diga è provvista di uno sfioratore equipaggiato con 4 paratoie radiali di 12x12 m e da 2 paratoie flap di 12x5,5 m capace di evacuare una portata di 7000 m<sup>3</sup>/s. I 6 scarichi di fondo, equipaggiati con 12 paratoie piane, portano la capacità massima di scarico a 12.000 m<sup>3</sup>/s. Il tunnel di adduzione, scavato in tradizionale, è lungo 5,7 km e porta l'acqua fino alla centrale idroelettrica in caverna. La sezione del tunnel è di 94 m<sup>2</sup> e presenta nella parte finale un pozzo piezometrico verticale in pressione, con diametro 8 m e altezza 242 m, e termina con un diffusore ad alta pressione rivestito in acciaio. La portata di progetto è di 210,5 m<sup>3</sup>/s. La centrale in caverna ha larghezza di 18 m, lunghezza 86 m e altezza di 46 m, ed è equipaggiata con 3 turbine Francis di 171 MW ciascuna. La caverna dei trasformatori è equipaggiata con 9 unità monofase. Il sistema di restituzione è composto di un tunnel in pressione con sezione tipo simile al tunnel di adduzione e lunghezza 1,9 km. Lo schema di oscillazione di massa progettato per assicurare le variazioni di portata è costituito da due tunnel: uno superiore situato a monte del pozzo di pressione e l'altro inferiore che è connesso direttamente con il tratto a valle del condotto di aspirazione. Il progetto è ubicato nel bacino del rio degli Amazzoni, presenta una geomorfologia montuosa, con pendenze medie di 30° che superano anche i 60°, con quote comprese tra i 1200 e i 1600 m. La geologia presenta due principali gruppi litologici: graniti e granodioriti nella zona della presa, roccia metamorfica paragneis nella parte bassa del tunnel di adduzione, della centrale e del tunnel di restituzione.

## CERRO DEL AGUILA HYDROPOWER SCHEME, PERÙ

### SUMMARY

Cerro del Águila project in Peru represents the third step of the Mantaro River major hydropower scheme cascade development. It is situated downstream of the Mantaro Scheme constructed in the late seventies. This 510 MW hydropower scheme will include an 80 m high and 270 m long gravity dam equipped with 4 mobile radial gates (12x12 m) and 2 flap gates (12x5,5) providing a total capacity of the surface spillway of around 7,000 m<sup>3</sup>/s. The additional 6 bottom outlets, equipped with 12 slide gates, increase the maximum total capacity to 12'000 m<sup>3</sup>/s. The water is conveyed to the underground powerhouse by means of a traditionally excavated headrace tunnel with simplified horseshoe 94 m<sup>2</sup> section and 5.7 km long, a vertical pressure shaft D=8 m - H=246m, and a steel lined high pressure manifold. The design water discharge of the headrace system is 210,5 m<sup>3</sup>/s. The underground powerhouse is 18 m wide, 86 m long and 46 m high. It is equipped with 3 Francis turbines of 171 MW capacity each. The underground transformers cavern is equipped with 9 single phase transformers. The tailrace system consists of a pressurized tunnel with a section similar to the headrace tunnel and a length of 1.9 km. The mass oscillation schemes designed for transient events consist of two surge tunnels: the upper tunnel is situated upstream of the pressure shaft and the lower one is connected directly to the downstream section of the turbine outlet tunnels. Concerning the geology and geomorphology, Cerro del Águila HPP is located in a higher mountainous environment with steep valley slopes (average 30°, locally exceeding 60°) and elevations from 1'200 to 1'600 m asl in the Amazonian watershed. Two main bedrock lithologies are found: Granites and granodiorites which characterize the dam area and the southern part of the headrace tunnel; High-grade metamorphic paragneis rocks outcropping in the northern project area (powerhouse, northern part of the headrace tunnel and the tailrace tunnel).

## 1. ANTECEDENTI

Il progetto Cerro del Aguila in Perù è la terza tappa dello schema idroelettrico principale, sviluppato in cascata, del rio Mantaro. E' ubicato a valle della centrale idroelettrica Sam/Restitución. Lo studio di perfettibilità fu acquisito da Kallpa Generación S.A. e le indagini geologiche con gli studi preliminari assegnati nel 2008 alla società peruviana JByA (Julio Bustamante y Asociados EIRL).

A novembre 2011 Astaldi S.p.A. e il socio locale Graña y Montero S.A. hanno vinto il contratto chiave in mano per la costruzione e la progettazione dell'impianto idroelettrico. Successivamente Lombardi SA è stato designato progettista delle opere.

## 2. LOCALIZZAZIONE

L'area del progetto dista da Lima, capitale del Perù, circa 270 km. L'opera è ubicata in un tratto del rio Mantaro dove le scarpate sono relativamente inclinate, tra le quote 1600 e 1200 m. La provincia di appartenenza è Tayacaja nella regione di Huancavelica (Fig. 1).



Figura 1 – Sito diga

L'area è localizzata nella Cordillera Oriental delle Ande del Perù centrale, nella linea divisoria Amazzonica (Fig. 2). L'accesso all'area, da Lima, è realizzato attraverso la Carretera Central fino alla cittadina di Pampas. Da questo punto, una strada non pavimentata attraversa il distretto di Colcabamba fino alle località di Andaymarca e Durasnuyoc arrivando nella zona diga. L'area della centrale idroelettrica è accessibile attraverso la strada non pavimentata del distretto di Salcabamba.

## 3. GEOMORFOLOGIA

Il progetto idroelettrico Cerro del Aguila è ubicato in una valle angusta (pendenze medie 30°, puntuali superiori a 60°) con quote che variano da 1200 fino a 1600 m.

Il progetto si fonda sopra due principali gruppi litologici:

- Graniti e granodioriti (litotipo di Villa Azul), caratterizzano soprattutto la zona diga e la parte sud del tunnel di adduzione.
- Rocce di alto grado di metamorfosismo del Grupo Ambo e Copacabana, paragnais, che interessano la zona della

centrale idroelettrica con la parte nord del tunnel di adduzione e il tunnel di scarico. (Fig. 3).

La copertura quaternaria è composta da:

- Roccia fratturata/depositi colluviali (predominanti nella zona della centrale);
- Depositi alluviali recenti terrazzati o attuali lungo il fiume Mantaro;
- Scarpate con depositi instabili (frammenti e depositi da caduta di rocce, soprattutto nella zona della centrale come nei debris flows canalizzati);
- Depositi residuali onnipresenti dovuti all'angusta topografia dei rilievi montuosi.

L'area della diga è completamente su graniti/granodioriti. L'acqua del rio Mantaro ha eroso il letto attuale del fiume direttamente sulla roccia. Le scarpate a destra e a sinistra presentano distinti depositi quaternari. Il versante sinistro si presenta più acclive mostrando direttamente roccia sana sotto una copertura di materiali colluviali fini e presentando localmente depositi residuali o da caduta di roccia. Il margine destro invece si adagia su una terrazza di differenti origini mostrando depositi recenti alluvionali/morenici ripartiti in forma di terrazzamenti.

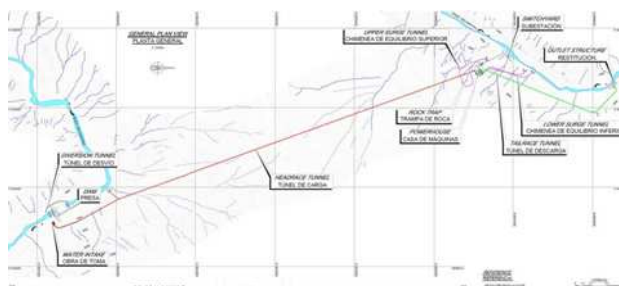


Figura 2 – Planimetria di progetto

Il tunnel di adduzione incontra paragnais nel primo terzo del profilo e graniti/granodioriti nei restanti due terzi dello sviluppo. Nella prima parte, circa 1100 m, la copertura della galleria di adduzione varia tra i 50 e i 150 m, aumentando fino alla cima della montagna, raggiungendo valori superiori ai 1000 m, e riducendosi di nuovo fino ad arrivare ai 150-300 m nella centrale idroelettrica.

Tanto la centrale in caverna come pure la galleria di scarico sono situate nei paragnais.

## 4. CONFIGURAZIONE DELLA DIGA

### 4.1. Cenni di idrologia

Nella Figura 4 sono mostrate le portate mensili nel rio Mantaro, così come le statistiche delle piene in funzione del periodo di ritorno basate su misure giornaliere di portata, nella stazione esistente di Pongor, per un periodo di 47 anni di registrazioni.



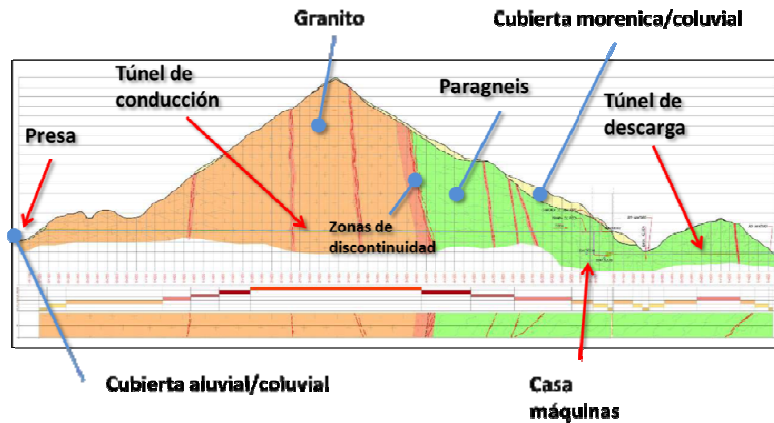


Figura 3 – Modello geologico

Durante la fase iniziale di definizione delle piene, il cliente sollecitò la simulazione potenziale di una eventuale piena formatasi a monte della diga che potesse essere originata da una frana, tipo quella avvenuta a Mayunmarca nel 1975 circa 170 km a monte dell'attuale asse diga, generando una portata di picco di 14.000 m<sup>3</sup>/s. Verifiche di simili piene han permesso dimostrare che tale evento genererebbe una portata di picco di 12.000 m<sup>3</sup>/s nell'attuale sito diga. Questo valore superiore alla piena con tempo di ritorno di 10.000 anni è anche un valore assimilabile alla PMP, ed è stato considerato il parametro di progetto per l'evacuazione delle piene.

#### 4.2. Geometria della diga

Le caratteristiche principali della diga sono di seguito descritte (Fig. 5):

Idrologia e geomorfologia

- area del bacino: 28.096 km<sup>2</sup>;
- opera di presa: 9 km a valle della stazione di misura di Pongor;
- drenaggio all'opera di presa: 9,04 l/s/km<sup>2</sup>;
- piena di progetto (asse diga): Q1000=6.125 m<sup>3</sup>/s;
- piena PMP: 12.000 m<sup>3</sup>/s;
- trasporto di sedimenti assunto: 1 a 5-6 x 10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>/anno;
- pendenza media del fiume sulla diga: 0,7%.

Invaso e diga

- tipo di diga: diga a gravità (forma ad arco);
- altezza diga: 80 m dalla fondazione;
- lunghezza al coronamento: 270 m;
- quota al coronamento: 1560.10 m slm;
- quota di ritenuta eccezionale (12.000 m<sup>3</sup>/s PMP): 1560m slm;
- quota di ritenuta normale: 1556 m slm;
- volume totale invaso alla quota di ritenuta normale: ~37x10<sup>3</sup>m<sup>6</sup>;
- scarico di fondo: 6x2 paratoie piane b x h= 4,60 x 6,00 m; blindaggio in acciaio;
- quota dello scarico di fondo: 1495,00 m slm;
- sfioratore: 4 paratoie radiali b x h= 12,00x12,00 m;
- 2 paratoie flap o aletta b x h=12,00x 5,50 m;
- quota della soglia sfiorante: 1544,50 m slm (paratoie radiali); 1551,50 m slm (paratoie flap);
- deviazione provvisoria del fiume: lunghezza circa 340m, area sezione =70m<sup>2</sup>, portata max evacuata = 715 m<sup>3</sup>/s, quota fondo: 1482,5 m slm.

Una sezione della diga è mostrata nella Fig.4. E' una diga a gravità in calcestruzzo convenzionale con forma ad arco,

composta da 18 conci indipendenti, ciascuno di 16 m di lunghezza. L'asse di curvatura planimetrico è di 400 m.

La sezione trasversale tipica della diga è stata disegnata con paramenti inclinati per soddisfare le verifiche sismiche (a=0,4 g). Il paramento di monte ha un'inclinazione 1:0,1 (V: H), mentre quello di valle ha un valore 1:0,75 (V: H). La larghezza massima della diga in fondazione è di circa 60 m. La larghezza al coronamento diga è di 6,20 m, considerando gli aggetti di valle e di monte, si raggiungono i 7,80 m.

Il volume totale di calcestruzzo è circa 400.000 m<sup>3</sup>.

La capacità di scarico degli eventi di piena PMP 12.000 m<sup>3</sup>/s è garantita per circa 7000 m<sup>3</sup>/s dagli scarichi di superficie e per 5000 m<sup>3</sup>/s dagli scarichi di fondo. Alla fine della soglia sfiorante un salto di ski, munito di una serie di deflettori, facilita l'allontanamento della vena e l'entrata d'aria e aumenta la dissipazione dell'energia prima dell'impatto sulla vasca di dissipazione. All'uscita degli scarichi di fondo dei deflettori concentrano il flusso all'interno della vasca di dissipazione. Il modello idraulico fatto da Protecno presso i laboratori del magistrato delle acque di Padova ha dato un ottimo riscontro sia per lo sfioratore che per lo scarico di fondo.

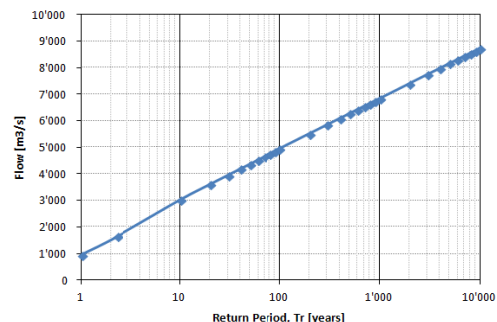
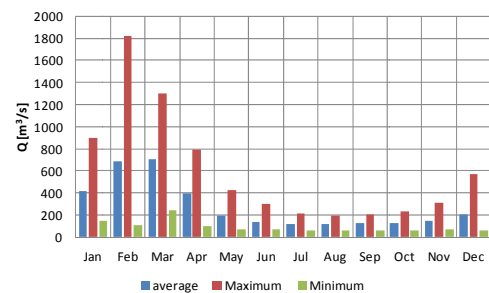


Figura 4 - (a) Portate mensili Rio Montaro; (b) Statistica piene sull'asse diga

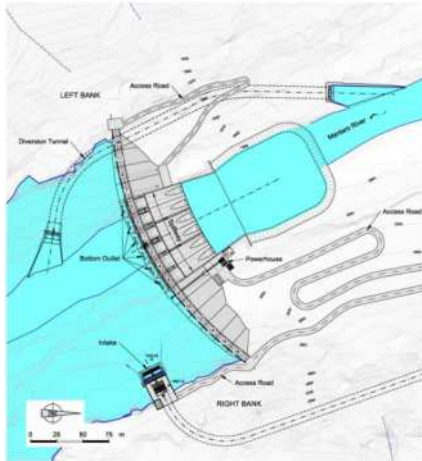


Figura 5 a - Planimetria della diga

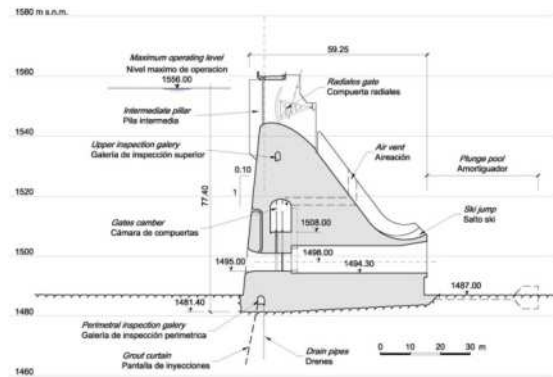


Figura 5 b - Sezione tipo diga

## 5. SISTEMA DI ADDUZIONE

Il sistema di adduzione del progetto idroelettrico di Cerro del Aguila è illustrato nella Fig. 6.

È composto da una galleria di circa 5,7 km di lunghezza scavata tutto con metodo tradizionale. È prevista la costruzione di due finestre. L'opera di presa (Fig.7) è situata sul versante destro del bacino di invaso, circa 75 m a monte dell'asse diga. La quota di fondo dell'opera è a 1526m s.l.m. mentre la quota della parte superiore della struttura di presa è alla stessa quota del coronamento diga cioè 1560,10 m s.l.m.

È progettata per operare con una portata nominale di 210,5 m<sup>3</sup>/s. La struttura è composta da due portali di entrata equipaggiati ciascuno con un sistema a doppia griglia mobile. Si è adottato questo sistema di griglia mobile per permettere la pulizia dalle buste di plastica trasportate dal rio Mantaro e che si possono accumulare sulla griglia stessa, riducendo il flusso d'acqua ed incrementando le perdite di carico localizzate.

In questo modo, il sistema prevede lo sfilaggio della griglia satura usando la gru a portico e pulendola a parte. Quando la griglia è asportata, quella di riserva è installata.

Il tunnel di adduzione trasporta 210.50 m<sup>3</sup>/s dall'opera di presa fino alla tubazione forzata. È lungo circa 5,7 km ed ha una pendenza di 0,34% ed è scavato tutto in tradizionale. La sezione trasversale tipo della galleria è disegnata a forma di ferro di cavallo e soletta orizzontale come mostrata nella Fig.8. La sezione scavata è di circa 94 m<sup>2</sup> con una altezza di circa 10,55 m ed una larghezza della soletta di 8,7 m. Gli scavi della galleria di adduzione saranno portati a compimento simultaneamente attraverso due finestre. La prima è situata a meno di un km dall'opera di presa mentre la seconda finestra è vicina all'uscita della galleria, nella connessione con la

tubazione forzata. Quest'ultima sarà anche usata come accesso alla galleria di equilibrio superiore e agli scavi del pozzo di pressione.

La galleria di adduzione è prevista senza rivestimento, unicamente rinforzando con sostegni in funzione della qualità della roccia incontrata. Questo include, perni di ancoraggio, calcestruzzo proiettato e centine metalliche.

La galleria superiore di equilibrio permette una oscillazione libera dell'acqua nella galleria stessa durante le chiusure di emergenza o la messa in marcia delle turbine. La sezione trasversale tipo della galleria di equilibrio superiore è simile a quella della galleria di adduzione, presentando, tuttavia, una superficie inferiore pari a 60 m<sup>2</sup>. La lunghezza della galleria è di 775 m con una pendenza approssimata del 10%.

La condotta forzata è costituita dalla struttura verticale, cioè il pozzo di pressione, ed è disegnata per trasportare l'acqua da bassa pressione nella galleria di adduzione al sistema di distribuzione ad alta pressione dove il flusso d'acqua è distribuito al sistema delle 3 turbine nella centrale idroelettrica. Il pozzo è alto circa 246 m con un diametro interno di 8 m. Sarà scavato con il sistema raise-borer. A seguito delle prove multiple di idrofratturazione realizzate lungo l'altezza totale del pozzo, il rivestimento di acciaio non si è ritenuto necessario e si è considerato un rivestimento finale che comprende unicamente piccole sezioni di calcestruzzo armato impermeabile (Fig.9). Il distributore è la galleria ad alta pressione rivestita di acciaio, costruito nella sezione inferiore del pozzo verticale. La sua funzione è quella di ripartire l'acqua trasportata dalla condotta forzata fino alle turbine. Si è considerato un diametro variabile da 6,00 m fino a 3,85 m. La lunghezza del distributore è circa 120 m.

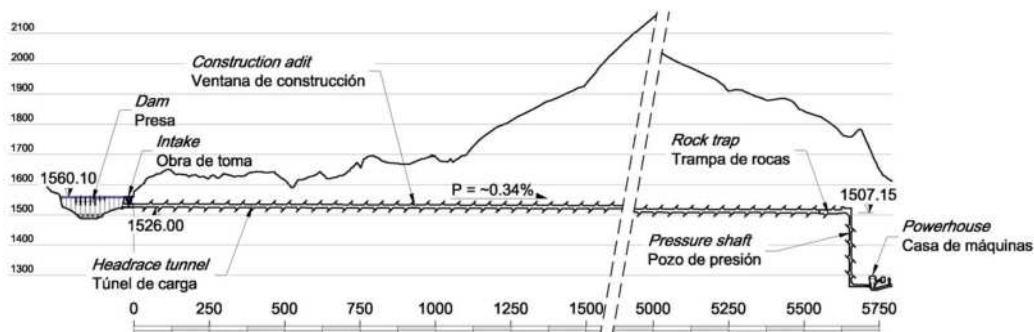


Figure 6 - Galleria di adduzione



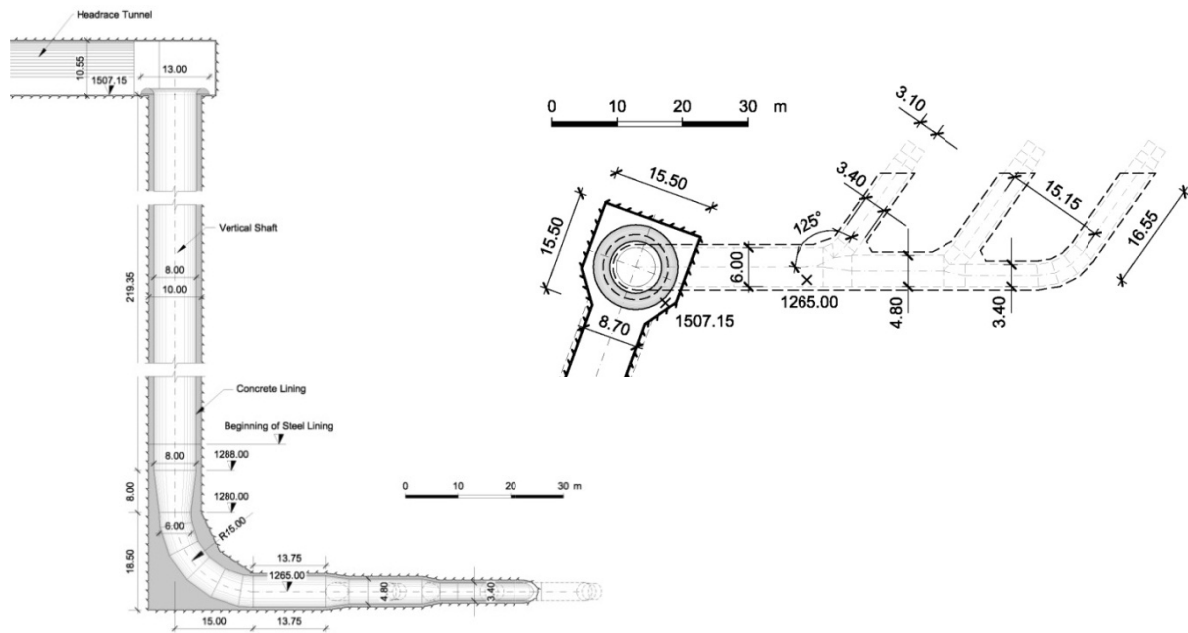


Figura 9 – Pozzo verticale e condotta forzata

## 8. LAVORI IN CORSO

I lavori di costruzione stanno avanzando e tutti gli accessi stradali sono terminati. Tutti i fronti di tutte le gallerie sono stati aperti e fino a questo momento la qualità della roccia incontrata risulta buona o discreta.

Le opere di deviazione provvisoria, galleria di deviazione ed avandiga sono state ultimate a dicembre 2013. Gli scavi della fondazione diga sono iniziati sulla parte alta dei versanti e si prevede di terminarli entro maggio 2014. Gli scavi della caverna principale sono iniziati a partire dalla calotta.

L'impresa ha presentato al Cliente una variante progettuale che prevede la costruzione della diga parte in calcestruzzo convenzionale e parte in RCC al fine di accelerare i tempi di costruzione e di recuperare un ritardo di 4-5 mesi dovuto agli imprevisti geologici nella costruzione di circa 60 km di strade di accesso definitive.

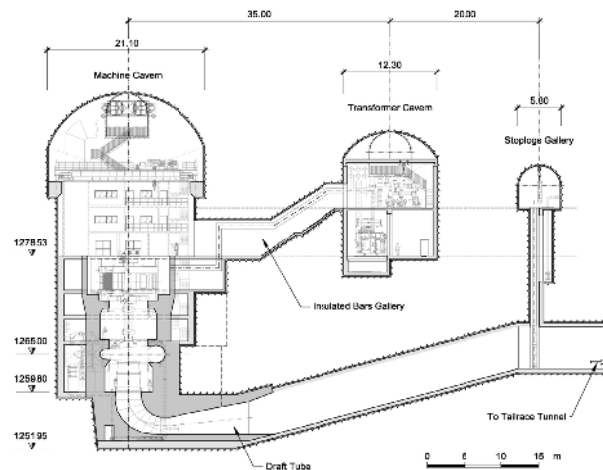


Figura 11 - Complesso centrale idroelettrica

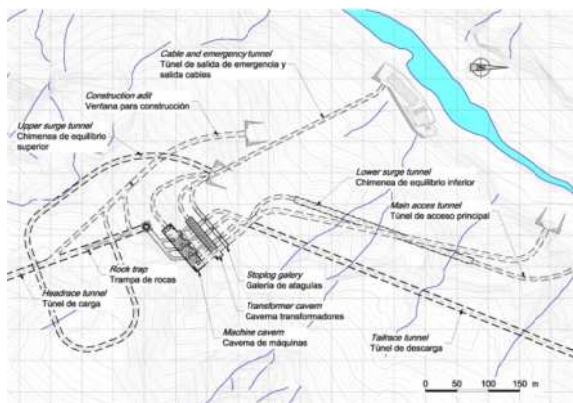


Figura 10 - Sistema di valle

## 9. RINGRAZIAMENTI

Gli autori ringraziano le imprese di costruzione, Astaldi S.p.A e Graña y Montero S.A. per il loro prezioso contributo nella fase iniziale del progetto. Un ringraziamento speciale va al progettista Lombardi Eng.Ltd. e al cliente e proprietario dell'impianto Kallpa Generación S.A..

## 10. REFERENZE

Il presente articolo fa riferimento alla relazione tecnica:  
 [1] LOMBARDI Eng.Ltd - (2012) Informe tecnico n° BC-LOM-3P-01010101-ITG-001, Consorcio Rio Mantaro.

# PONTE IN CURVA SORRETTO DA GUSCIO IN CEMENTO ARMATO DI SUPERFICIE MINIMA

**Bruno Briseghella<sup>1</sup>, Luigi Fenu<sup>2</sup>, Cinzia Serra<sup>2</sup>, Tobia Zordan<sup>3</sup>**

1 College of Civil Engineering, Fuzhou University, PRC

2 Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale, e Architettura, Università di Cagliari

3 Bolina Ingegneria, Venezia

## SOMMARIO

Sin dai ponti in curva realizzati da Maillart, il perfezionarsi della tecnica delle costruzioni in cemento armato e di quelle in acciaio ha consentito ai progettisti di misurarsi con differenti tipologie di ponti in curva. In particolare, negli anni a cavallo del 2000, Jörg Schlaich ha dato un contributo fondamentale allo studio e alla realizzazione di ponti in curva sviluppando in particolare, mediante l'uso della precompressione, diverse tipologie di ponti in curva in cemento armato e in acciaio strallati e sospesi. Un altro contributo fondamentale all'innovazione nel progetto dei ponti è venuto sin dagli anni '50 e '60 da Sergio Musmeci, che ha studiato diversi ponti a guscio di superficie minima, realizzando infine il suo capolavoro, il ponte sul Basento a Potenza. Tenendo conto del lavoro di Musmeci sui ponti a guscio in cemento armato e degli studi di Schlaich sui ponti in curva, in questo articolo viene studiato come realizzare un ponte pedonale in curva sorretto da un guscio in cemento armato con superficie minima. L'influenza delle condizioni al contorno sulla forma del ponte, i vantaggi di incernierare un solo lato dell'impalcato curvo al guscio e dell'uso della precompressione sulla trave ad anello che sorregge l'impalcato a sbalzo, vengono di seguito illustrati.

## CURVED BRIDGE SUPPORTED BY A CONCRETE SHELL OF MINIMAL AREA

### SUMMARY

Since Maillart's curved bridges, the improved use of structural concrete and steel work in building led the designers to face the problem of realizing different typologies of curved bridges. Particularly, for about twenty years across the year 2000, Jörg Schlaich gave us his fundamental contribute to the design of suspended and cable-stayed curved bridges, especially developing different typologies of curved bridges made first of concrete and then of steel, with also using prestressing. Another fundamental contribution to innovation in bridge design came from Musmeci's work in the '50s and '60's of the past century. He studied some amazing shell supported bridges with shell surface of minimal area, finally building his masterpiece, the Basento Bridge in Potenza. Taking account of Musmeci's work and of Schlaich's studies on curved bridges, in this paper curved footbridges supported by a concrete shell of minimal area are studied. The influence of boundary conditions on the bridge shape, the advantages of supporting the deck by only one side and of prestressing the longitudinal girder are illustrated.

### 1. INTRODUZIONE

Nella storia dei ponti in curva, ben noto è come Maillart sviluppò il tema nei primi decenni del '900. Estendendo ai ponti in curva la sua tipologia di ponti in cemento armato, realizzò nel 1933 uno dei suoi ponti più conosciuti, lo Schwandbach Brücke, con impalcato che ricalca in pianta un arco di ellisse [1].

Il più importante contributo allo sviluppo dei ponti in curva lo ha dato in tempi recenti Jörg Schlaich con i suoi ponti strallati e ponti sospesi in curva [2]. Utilizzando lo sviluppo ad anello dell'impalcato e l'inclinazione degli stralli e dei pendini, ha equilibrato i carichi esterni dell'impalcato, costruito a sbalzo su una trave curva, tramite una coppia

originata dal fatto che le compressioni e le trazioni longitudinali (queste ultime talvolta indotte dalla pretensione di un anello di cavi) danno origine, nella trave con curvatura  $1/R$  sul piano orizzontale, a forze trasversali di compressione e di trazione [3].

Lo sviluppo di ponti con impalcato sorretto da una struttura a guscio è invece dovuto a Musmeci, che studiò diversi ponti a guscio di superficie minima, realizzando infine il suo capolavoro col ponte sul fiume Basento a Potenza [4-5] (Fig.1).. Il vantaggio del ponte a guscio con superficie di area minima è che si può ottenere un ponte in cui, come in un ponte Maillart, l'impalcato trasmette in alcune sezioni i suoi carichi alla sottostante struttura che lo sostiene, ma in cui l'arco e i

setti del ponte Maillart si fondono in un unico guscio con doppia curvatura anticlastica, evitando così le concentrazioni di sforzo sull'arco all'inserzione coi setti tipica dei ponti Maillart [6-7].

Partendo da queste premesse, si è allora data forma a un ponte pedonale in curva in cui, come in un ponte in curva di Schlaich, l'impalcato è a sbalzo su una trave principale ad anello sorretta, invece che da pendini o da stralli inclinati e tesi, da un guscio in cemento armato coi meridiani inclinati e compressi e i paralleli pure compressi ma con curvatura di segno opposto. Partendo allora dalla necessaria inclinazione rispetto alla verticale dei meridiani del guscio e dalla curvatura del suo bordo superiore imposta dall'impalcato in curva su di esso appoggiato, si è modellato un guscio in cemento armato con superficie anticlastica di area minima per assegnate condizioni al contorno. La forma del guscio è infatti innanzitutto determinata dalla scelta delle condizioni al contorno, ovvero dalla curva dell'impalcato e dalla posizione dei vincoli del guscio lungo il pendio (sulle spalle del ponte).

Un ruolo fondamentale lo ha poi la precompressione esterna all'estradosso della trave curva a cassone poggiata sul bordo superiore del guscio, e a cui sono collegate le travi a mensola a doppio T che sorreggono la soletta di calcestruzzo per formare un impalcato a struttura mista acciaio-calcestruzzo. Solo l'applicazione della precompressione è in grado di riportare in equilibrio l'impalcato a sbalzo, applicando di fatto una coppia opposta a quella generata dai carichi sull'impalcato. Ciò porta a ridurre la freccia nei limiti accettabili per il ponte e a ridurre le tensioni in esercizio nella trave a cassone a livelli tensionali accettabili.

## 2. PONTI A GUSCIO E PONTI IN CURVA NELLA STORIA DELL'ARCHITETTURA STRUTTURALE

### 2.1 Ponti a guscio

Musmeci, coi ponti a guscio, ha dato forma a dei veri capolavori dell'architettura, come notarono, fra gli altri, Zevi prima e Manfredi Nicoletti poi [5].

Oltre al vantaggio di ottenere un guscio equicompresso molto rigido, i ponti a guscio hanno, ancor più dei ponti Maillart, il vantaggio di avere una struttura con un buon funzionamento tridimensionale. Se in questi ultimi ogni elemento (setti, arco e impalcato) svolge la sua precisa funzione nelle tre dimensioni eliminando qualsiasi inutile riempimento, nei primi si evita anche lo svantaggio dei ponti Maillart di avere elevate concentrazioni di sforzo nelle zone di inserzione fra i setti e l'arco, fondendoli in un'unica struttura a guscio a doppia curvatura anticlastica di superficie minima.

Sulle orme di Maillart, precursore dei moderni ponti in curva con il suo Schwandbach Brücke, e di Schlaich, l'attuale grande innovatore nel campo dei ponti in curva, ed estendendo a questi la tecnica progettuale dei ponti a guscio di Musmeci, vale allora la pena di dar forma a ponti in curva sorretti da una struttura a guscio che, seguendo Musmeci, dovranno avere superficie anticlastica di minima area.

Notando allora che alcuni maestri dell'architettura strutturale (da Frei Otto [8] a Heinz Isler [9] passando per Sergio Musmeci) hanno spesso dato forma ai loro gusci modellandoli attraverso tensostrutture ausiliarie che avessero stessa forma, stesse condizioni al contorno e stesse forze interne e reazioni vincolari dei relativi gusci, ma di segno opposto, si è data forma al ponte con impalcato sorretto da un guscio in cemento armato di minima area mediante un algoritmo normalmente utilizzato per il "formfinding" delle tensostrutture [10-11].

### 2.2 Ponti in curva

Grazie alle nuove possibilità offerte dal cemento armato e alla rivoluzionaria concezione strutturale della tipologia di ponti da lui introdotta, Robert Maillart fu il primo progettista, fra i moderni, a realizzare un ponte in curva ad una campata. Dopo Maillart, sono stati progettati altri ponti in curva, ma il vero innovatore in questo campo è stato senz'altro Jörg Schlaich che, fra la fine degli anni '80 e il primo decennio dell'ultimo secolo, ha dedicato una parte significativa della sua opera di progettista e di studioso allo sviluppo di ponti in curva innovativi, in special modo strallati e sospesi. Il suo primo ponte in curva sospeso, realizzato a Kelheim sul canale che unisce il Reno al Danubio (1987), ha una trave ad anello in cemento armato sorretta dai pendini sul bordo interno della curva (Fig. 2a). L'equilibrio della trave ad anello, realizzata trasversalmente a sbalzo rispetto ai pendini, porta ad avere longitudinalmente un flusso di compressioni e di trazioni rispettivamente al di sotto e al di sopra del piano neutro che, sulla sezione trasversale, causa una reazione radiale del calcestruzzo compresso in grado di equilibrare la componente orizzontale del tiro sul pendino, e di formare con quest'ultima una coppia reagente in grado di equilibrare quella agente formata dal carico esterno e dalla componente verticale del tiro sul pendino.

Tale individuazione delle forze interne nella trave ad anello in calcestruzzo nelle tre dimensioni dello spazio richiamava le ricerche svolte da Schlaich al Politecnico di Stoccarda sull'individuazione dei meccanismi di funzionamento delle strutture in cemento armato, viste come "black box" ove fluiscono le forze interne in modo non palese.



Figura 1 – Sergio Musmeci, ponte sul Basento a Potenza

L'impalcato in calcestruzzo del ponte di Kelheim non poteva avere del materiale poco sfruttato nelle parti di sezione intorno all'asse neutro. Ecco che, allora, la carriera del progettista Schlaich è stata poi divergente da quella del ricercatore allievo di un maestro del cemento armato come Fritz Leonhardt, giacchè, pur avendo progettato strutture fatte con vari materiali (calcestruzzo, legno, lapideo, vetro, compositi, acciaio), nell'inseguire la sua ricerca di leggerezza ha spesso privilegiato l'acciaio rispetto al cemento armato.

Nel ponte in curva di Bochum (Fig. 2b), anch'esso sospeso e con sbalzo trasversale rispetto ai pendini collegati sul bordo interno dell'impalcato curvo (raggio di curvatura  $R$ ), le forze interne celate nel calcestruzzo della trave ad anello di Kelheim vengono ora incanalate da Schlaich in ben evidenti elementi strutturali in acciaio appositamente preposti. Nonostante i due ponti abbiano qualitativamente lo stesso funzionamento strutturale (salvo che in quello di Bochum la particolare inclinazione delle antenne consente di non usare contro-stralli), in quest'ultimo ponte le trazioni e le compressioni longitudinali sono incanalate, rispettivamente in un piatto superiore teso in acciaio (su cui giace la soletta in calcestruzzo) e in un tubo inferiore compresso pure in acciaio.

Una successione di mensole trasversali in acciaio collegate superiormente ai pendini sorreggono poi la soletta di impalcato supportando il flusso trasversale di trazioni superiori verso i pendini e di compressioni inferiori verso il tubo longitudinale. Come a Kelheim, la componente orizzontale del tiro sul pendino e la reazione trasversale del tubo compresso con raggio di curvatura  $R$  sul piano orizzontale creano una coppia reagente in grado di equilibrare quella agente di braccio  $e$  formata dal carico esterno e dalla componente verticale del tiro sul pendino.

Nel ponte sospeso in curva sul Reddy River a Greenville, South Carolina (Fig. 2c), per motivi legati al contesto Schlaich deve questa volta collegare i pendini al bordo esterno dell'impalcato curvo (osservare infatti in Fig. 2c la direzione opposta del raggio di curvatura  $R$  rispetto a quello del ponte di Bochum di Fig. 2b). Anche questa è un'occasione per perfezionare il funzionamento dei ponti in curva, evidenziando il flusso delle forze negli elementi strutturali. Questa volta l'appoggio sul bordo esterno inverte il verso dei momenti creati dalle forze longitudinali e trasversali. Longitudinalmente le compressioni fluiscono superiormente nella soletta di impalcato connessa mediante diagonali al corrente inferiore in

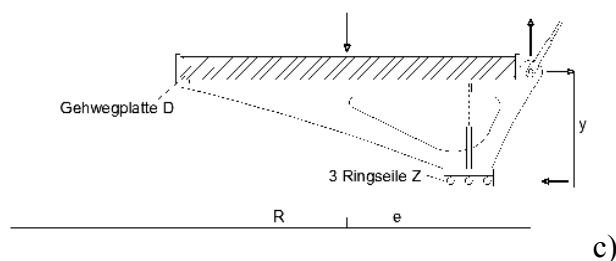
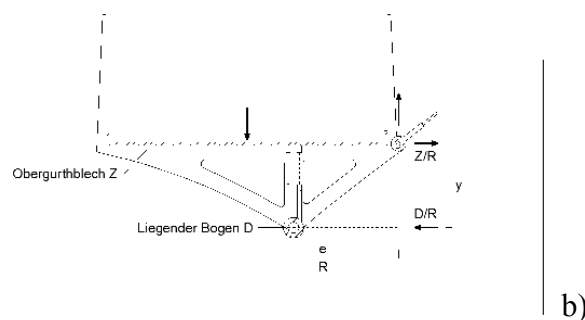
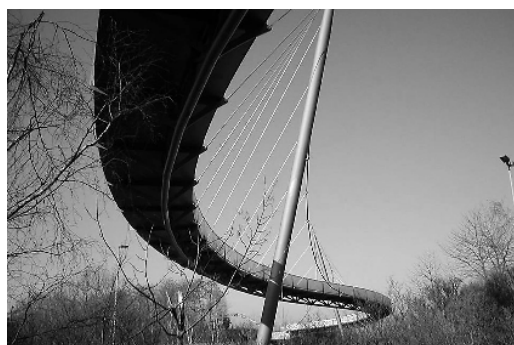
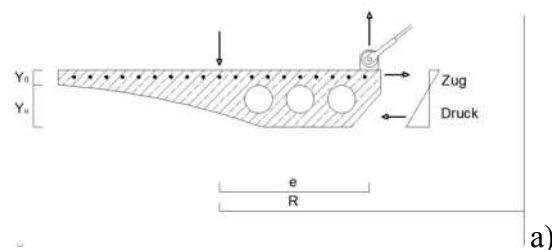


Figura 2 – Tre ponti in curva sospesi di Jörg Schlaich, con la sezione trasversale dell'impalcato che ne illustra il funzionamento. Ponte pedonale a Kelheim (a) sul canale che unisce il Reno al Danubio, con impalcato costituito da una trave ad anello precompressa in cemento armato. Ponte pedonale sopra Gahlensche Strasse a Bochum, Germania (b), sospeso lungo il bordo dell'impalcato interno alla curva. Ponte pedonale sopra il Reddy River a Greenville, North Carolina, USA (c), sospeso lungo il bordo dell'impalcato esterno alla curva.

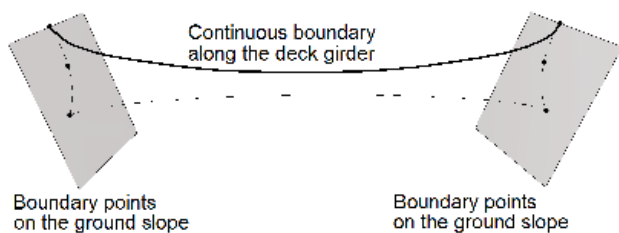


Figura 3 – Punti del guscio con assegnate condizioni al contorno.

cui fluiscono le trazioni. Il corrente inferiore è realizzato con cavi ad anello, e solo la loro pretensione consente di ottenere una forza di trazione sufficiente a tenere in equilibrio l'impalcato. In direzione trasversale, infatti, superiormente si ha ancora compressione sulla soletta anulare di calcestruzzo a causa della sua reazione alle trazioni trasversali (assorbite dal diagonale di intradosso della mensola) indotte dalla forte precompressione longitudinale dei cavi. In questo caso, la componente orizzontale del tiro sul pendino forma coppia con la forza radiale centripeta indotta dalla pretensione dei cavi posti inferiormente; tale coppia è in grado di equilibrare quella agente di braccio  $e$  formata dal carico esterno e dalla componente verticale del tiro sul pendino.

### 3. CONCEPTUAL DESIGN DEI PONTI A GUSCIO IN CURVA

Il tracciato del ponte a guscio in curva è quello di un arco di circonferenza di curvatura  $0.0035 \text{ m}^{-1}$  con raggio di curvatura 28.3 m. La lunghezza dell'arco di circonferenza è di 44.48 m, la lunghezza della corda (e dunque la luce da attraversare) è di 40 m.

Volendo allora progettare un ponte a guscio in curva, è ragionevole seguire la lezione di Musmeci nel dar forma al guscio, nonché quella di Schlaich nel progettare l'impalcato curvo e nel dare al suo supporto (in questo caso il guscio) l'opportuna geometria nella regione in cui si connette all'impalcato per consentire di sviluppare la necessaria coppia resistente da opporre a quella agente ingenerata dai carichi esterni.

Seguendo Musmeci, si è progettato un guscio equicompresso vincolato all'impalcato curvo e al pendio dando forma a una opportuna tensostruttura ausiliaria con stessa forma e stessa posizione dei vincoli, e in cui le forze interne, le reazioni vincolari e i carichi hanno stessa entità ma segno opposto.

I vincoli progettuali che principalmente determinano la forma del guscio sono, dunque, la posizione dei punti in cui il guscio è caricato dall'impalcato e quella dei punti del guscio sulle spalle del ponte in cui i carichi vengono trasferiti al terreno sul pendio (Fig. 3). Un'altra determinante, in generale di minor peso nel definire la forma del guscio, è l'irrigidimento dei bordi liberi rispetto al del resto del guscio. Nel caso dei ponti in curva con struttura a guscio, la posizione dei punti di vincolo fra guscio e impalcato è determinata dall'assegnato tracciato della curva lungo il ponte, mentre i punti ove il guscio trasferisce i carichi al terreno sono quelli ove si posizionano le fondazioni delle spalle del ponte, e vengono scelti opportunamente sul pendio nei due versanti della valle, fiume o comunque ostacolo da attraversare.

Per dar forma a un guscio in calcestruzzo è ragionevolmente necessario utilizzare come tensostruttura ausiliaria una rete con maglie molto fitte (Fig. 4). I punti di vincolo sull'impalcato possono essere discreti o, come nel caso di

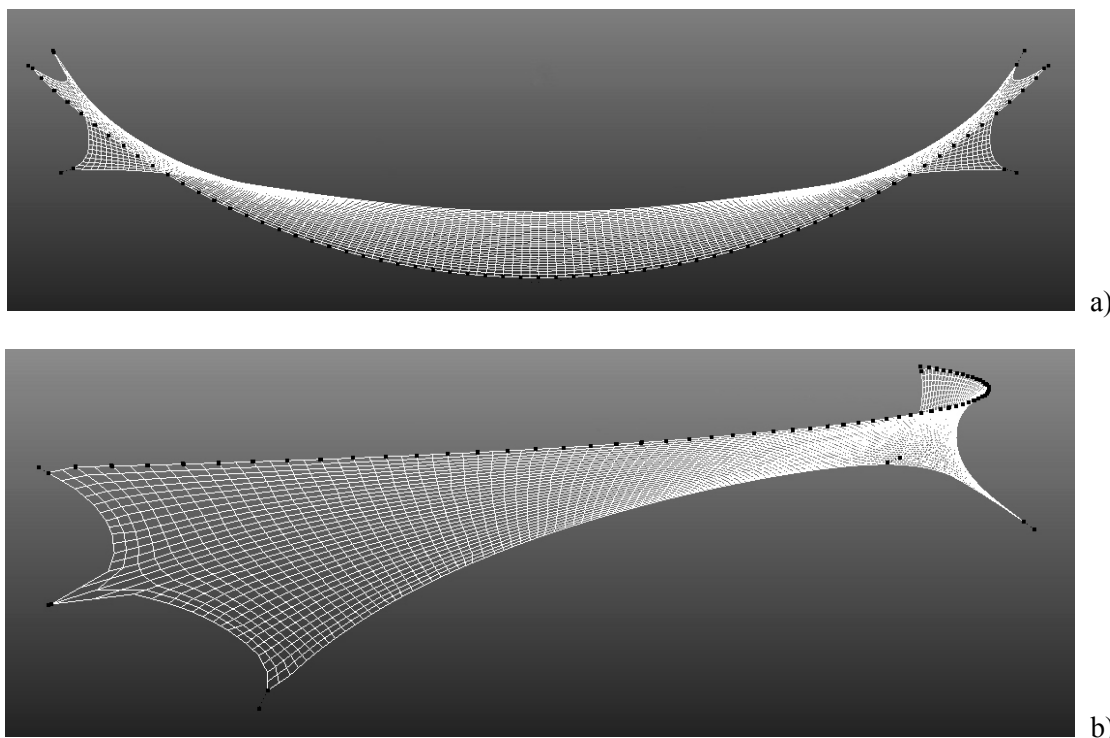


Figura 4 – “Shaping” del guscio mediante l'uso di una tensostruttura ausiliaria: vista dall'alto (a) e in prospettiva (b).



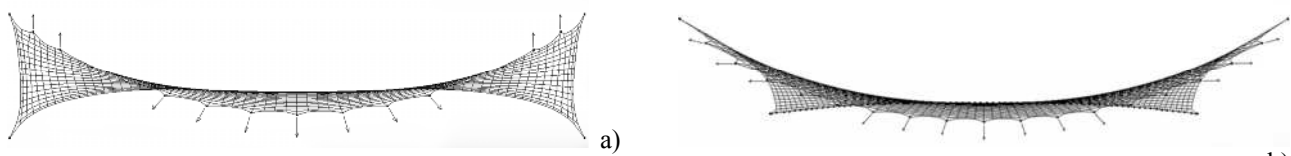


Figura 5 – Guscio in cui non tutte le reazioni dell'impalcato hanno componente orizzontale centrifuga (a); guscio in cui invece tutte le reazioni dell'impalcato hanno componente orizzontale centrifuga.

seguito illustrato, appartenere ad una curva continua lungo la quale l'impalcato si appoggia con continuità al bordo superiore del guscio. Infine, sul pendio si sceglie la posizione dei punti ove posizionare le fondazioni delle spalle del ponte.

Affinché il guscio sia compresso in tutte le direzioni, è necessario che la superficie del guscio sia anticlastica. A tal fine riveste notevole importanza la reciproca posizione dei punti di vincolo dell'impalcato rispetto a quelli sulle spalle del ponte, ed è chiaro che per modificarla le possibilità sono ridotte dalle determinanti progettuali legate al tracciato della via e alla topografia e geologia del pendio. È però possibile che un assegnato tracciato della curva sull'impalcato possa essere almeno lievemente modificato, o che, sul pendio, si possano scegliere diversi possibili punti ove posizionare le fondazioni delle spalle del ponte.

La forma del parallelo di sommità del guscio è determinata dall'andamento del tracciato curvo dell'impalcato. Poiché la superficie deve essere anticlastica, la curvatura dei meridiani all'inserzione con l'impalcato deve essere invece di segno opposto rispetto a quella dell'impalcato stesso e, del bordo superiore del guscio su cui poggia. Inoltre, seguendo Schlaich, il bordo superiore del guscio e i suoi meridiani devono avere opportuna inclinazione per consentire l'equilibrio dell'impalcato. Infatti, così come è necessario che i pendini dei ponti sospesi in curva di Schlaich siano inclinati per avere una componente orizzontale del tiro necessaria all'equilibrio dell'impalcato, è anche necessario che i tubi della griglia (o le sezioni verticali del guscio) siano inclinati quando vanno a connettersi con l'impalcato, in modo da essere in grado di fornire tanto detta necessaria componente orizzontale, quanto quella verticale necessaria a reagire all'azione dei carichi. La Fig. 5a mostra una superficie che non è ovunque in grado di fornire una opportuna reazione orizzontale, mentre la Fig. 5b ne mostra una in grado di fornirla.

Per migliorare la forma anticlastica della superficie del guscio (la quale sui bordi liberi laterali tende ad appiattirsi) si è inserito un opportuno ulteriore vincolo intermedio fra bordo libero laterale e pendio.

L'impalcato del ponte è stato realizzato con trave scatolare ad anello 500×550 in acciaio (spessore 20 mm, escluso nei segmenti di estremità ove si è dovuto portare lo spessore a 40

mm) su cui si inseriscono trasversalmente travi a doppio T in acciaio di altezza variabile con interasse di 2.78 m, alte 550 mm all'inserzione con la trave ad anello e rastremate fino a 250 mm all'estremità dello sbalzo (Fig. 6a). Essendo curvo, l'impalcato consente di essere vincolato al guscio su un solo lato [3], in modo del tutto analogo ai ponti in curva sospesi o strallati di Schlaich [2].

Si è scelto allora di vincolare le travi a doppio T d'impalcato (sul suo bordo interno alla curva) ad una trave scatolare ad anello incernierata a sua volta al sottostante bordo superiore del guscio. Ciò ha determinato la scelta di una tipologia di impalcato a sbalzo con precompressione esterna della trave principale ad anello, in grado di consentirne l'equilibrio. Infatti, poiché i meridiani inclinati del guscio sono in grado di fornire una reazione verticale facente coppia di braccio  $e$  con la risultante pure verticale ma di verso opposto dei carichi esterni, e poiché l'intradosso della trave scatolare ad anello poggia continuamente sul bordo superiore del guscio, allora, affinché la componente orizzontale della reazione del guscio possa formare una coppia resistente che si opponga a quella agente generata dai carichi esterni, si è scelto di applicare sull'estradosso della trave a cassone una forza di precompressione. Essa è in grado di ingenerare una forza radiale centripeta alla sommità della trave ad anello, la quale ingenera a sua volta una componente orizzontale della reazione vincolare del guscio in ciascun punto di connessione con la trave scatolare ad anello. Tale componente orizzontale equilibra la forza centripeta originata dalla precompressione ma giace a differente quota rispetto ad essa. Si viene così ad avere una coppia resistente in grado, perché di verso opposto, di equilibrare quella agente dovuta ai carichi esterni (Fig. 6b).

#### 4. COMPORTAMENTO STRUTTURALE DEL PONTE IN CURVA A GUSCIO

Il ponte a guscio è stato modellato agli elementi finiti utilizzando elementi shell a 4 nodi per la trave scatolare ad anello, le travi a doppio T e la soletta in calcestruzzo di impalcato. Le testate di ancoraggio per la precompressione sono state modellate con elementi solidi a 8 nodi. Tutti gli elementi avevano lato di lunghezza mediamente pari a 5 cm.

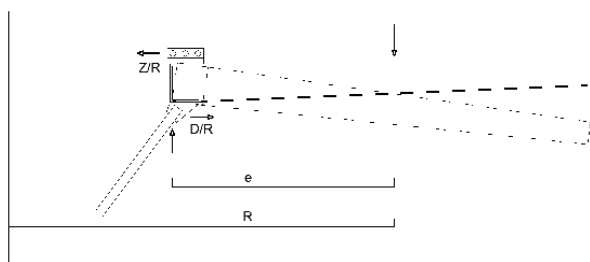
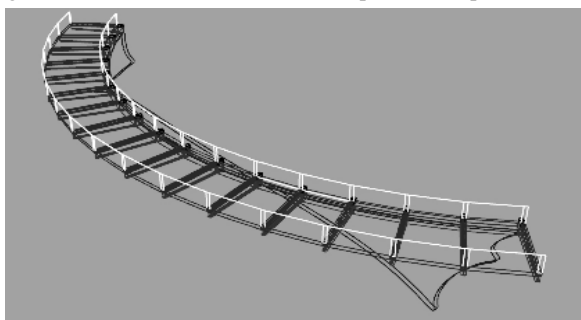


Figura 6 – Trave principale scatolare ad anello su cui si inseriscono le travi a I a sbalzo (a) Momento resistente indotto dalla precompressione esterna per opporsi efficacemente al momento agente dovuto ai carichi gravanti sull'impalcato (b).

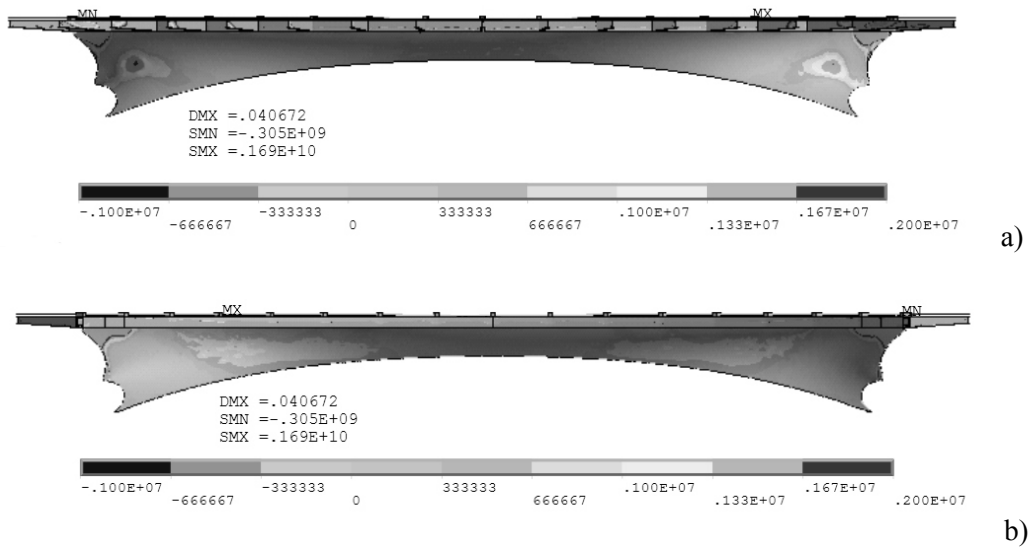


Figura 7 – Sforzi di trazione lungo il guscio: veduta anteriore (a), veduta posteriore (b).

I cavi per la precompressione esterna sono stati modellati con elementi link cui è stata applicata una deformazione iniziale di 0.00285.

Oltre ai carichi permanenti, si è applicato il carico della folla compatta pari a  $5 \text{ kN/m}^2$  con cinque combinazioni di carico: 1) ponte interamente carico, 2) ponte carico per metà larghezza in tutta la sua lunghezza dalla parte del lato esterno, 3) ponte carico per metà larghezza in tutta la sua lunghezza dalla parte del lato esterno, 4) ponte carico per tutta la larghezza in metà della sua lunghezza, 5) ponte carico per metà lunghezza lungo metà larghezza, e per l'altra metà lunghezza lungo la metà larghezza opposta.

Fra queste cinque combinazioni di carico, la prima si è sempre mostrata essere la più critica, eccetto che per quanto riguarda gli sforzi parassiti di trazione nel guscio.

Questi ultimi sono risultati minimizzati dalla forma del

guscio (Fig. 7), con sforzi di trazione al più di 2.2 MPa nella combinazione 3, e di 2 MPa nella combinazione 1. Questo livello di sforzo è stato raggiunto lungo il guscio solo in una piccola regione, nonché in prossimità dei vincoli puntuali in sommità. Il massimo sforzo di compressione riscontrato è stato di 18 MPa (Fig. 8), e dunque ben sopportato dai normali moderni calcestruzzi.

Poiché la trave scatolare ad anello in acciaio è appoggiata con continuità sul bordo superiore del guscio, essa è principalmente sollecitata nella zona di estremità dalla forza di precompressione trasmessa attraverso le teste di ancoraggio dei cavi. La forza di precompressione in ciascuno dei tre cavi è stata di 1577 kN (cioè una forza risultante di 4700 kN) corrispondente a una tensione di trazione nei cavi di 1070 MPa. Conseguentemente, mentre per i segmenti interni era sufficiente uno spessore di 20 mm, per i due segmenti di

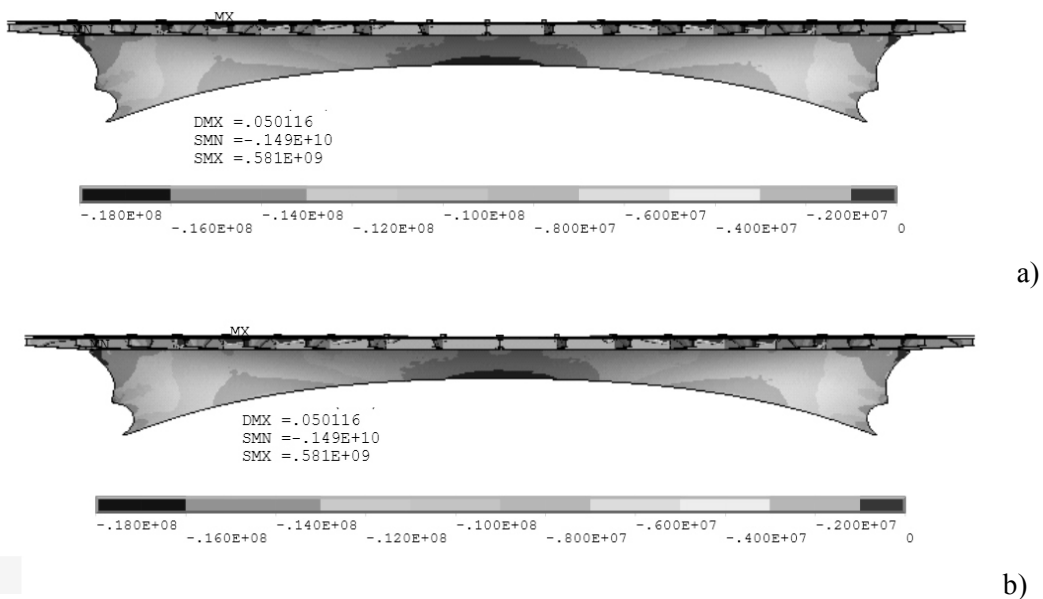


Figura 8 – Sforzi di compressione lungo il guscio: veduta anteriore (a), veduta posteriore (b).

estremità si è dovuto scegliere uno spessore di 40 mm con acciaio S355. Per i segmenti più interni si può invece utilizzare acciaio di minor resistenza.

Per quanto riguarda le frecce, il guscio mostra essere assai rigido, sì che le frecce sono in gran parte dovute allo spostamento trasversale dell'estremità dell'impalcato a sbalzo rispetto alla trave ad anello cui è vincolato.

limitando di conseguenza il rapporto fra tale spostamento e il doppio dello sbalzo a 1/313.

## 5. CONCLUSIONI

Il tema del ponte in curva, così come quello dei ponti a guscio, è di sicuro interesse nel campo dell'architettura

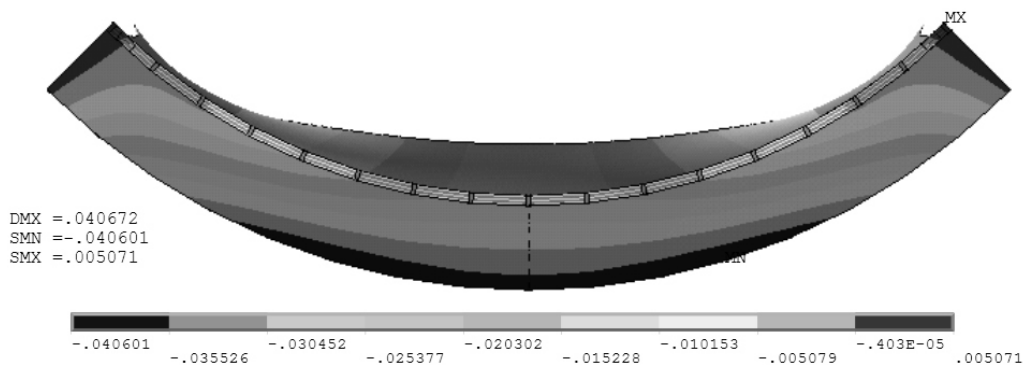


Figura 9 – Rappresentazione a curve di livello degli spostamenti verticali del ponte

La massima freccia in mezzeria è stata di 40.7 mm, e si è verificata nella combinazione di carico 1 (Fig. 9). Questo mostra appunto la grande rigidità del guscio, visto che il rapporto freccia/luce di 40.7 mm / 40000 mm corrisponde a 1/983.

La precompressione della trave scatolare ad anello ha consentito di limitare la quota parte di spostamenti verticali dovuti allo sbalzo dell'impalcato. La massima differenza di spostamento nella direzione trasversale è stata di 25.5 mm,

strutturale. L'affrontare il tema del ponte pedonale a guscio in curva ha mostrato che si viene a ottenere un ponte che oltre ad avere interessanti caratteristiche architettoniche (Fig. 10), ha anche un buon comportamento strutturale. Per progettare tale ponte si è fatta propria da una parte la lezione dei ponti a guscio di Musmeci e dall'altra quella dei ponti in curva da Maillart a Schlaich, indipendentemente dal fatto che i ponti di riferimento di questi grandi progettisti per questo tema fossero

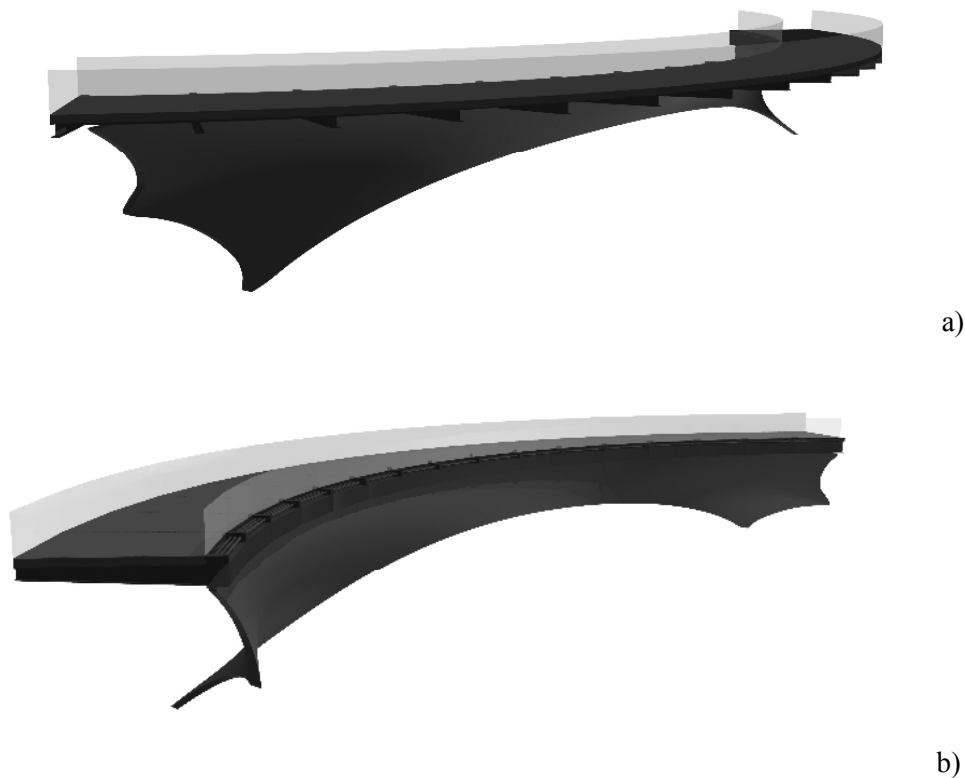


Figura 10 – “Rendering” del ponte a guscio in curva: veduta prospettica anteriore (a) e posteriore (b).

in cemento armato o in acciaio. Accoppiando i vantaggi della precompressione esterna sulle travi ad anello con quelli dei ponti a guscio, si è dato forma nel modo più favorevole dal punto di vista strutturale e architettonico ad un nuovo tipo di ponte in curva che appare aprire nuove interessanti opportunità progettuali nel campo dei ponti in curva pedonali.

## 6. RINGRAZIAMENTI

Si riconosce il supporto dell'Università di Cagliari nell'ambito dei finanziamenti CAR 2012, e del "Sustainable and Innovative Bridges Engineering Research Center" della Fuzhou University (Cina) nell'ambito del progetto di cooperazione alla ricerca sui ponti ad arco tradizionali ed innovativi da esso sottoscritto con il Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale ed Architettura dell'Università di Cagliari.

## BIBLIOGRAFIA

- [1] BILL, M. (1955) - *Robert Maillart*, Girsberger Zürich.
- [2] SCHLAICH, J., BERGERMANN, R. (2003) - *Leicht Weit / Light Structures*, Prestel Verlag, München.
- [3] BELLUZZI, O. (1950) - *Scienza delle Costruzioni*, vol. 2. Zanichelli, Bologna.
- [4] MUSMECI, S. (1977) - Ponte sul Basento a Potenza, *Industria Italiana del Cemento*, n.2, 77-98.
- [5] NICOLETTI, M. (1999) - Sergio Musmeci. *Organicità di forme e forze nello spazio*, Testo&Immagine, Torino.
- [6] FENU, L., MADAMA, G. (2004) - On a method of shaping R/C shells with heuristic algorithms and based on Musmeci's work, *Studi e Ricerche*, Politecnico di Milano, vol. 25.
- [7] FLUGGE, W. (1960) - *Stresses in Shells*, Springer; Berlin, Heidelberg, 1st edition.
- [8] OTTO, F. (1973) - *Tensile Structures*, The MIT Press, Cambridge, MA (USA).
- [9] ISLER, H. (1994) - Concrete shells derived from experimental shapes, *Structural Engineering International*, n. 3 v. 4.
- [10] CANNAROZZI, M. (1981) - Un procedimento di ricerca di forma per reti di funi, *Costruzioni Metalliche*, N.1, 181-194.
- [11] MAJOWIECKI, M. (1985) - *Tensostrutture: progetto e verifica*, CISIA, Milano.

# STRUTTURE A CAVI SCORREVOLI PER LE PIASTRE COMMERCIALI NELLA TORRE ISOZAKI A MILANO

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

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

<sup>2</sup> Tensacciai Srl – Milano

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

<sup>4</sup> ECSD S.r.l., Engineering Consulting & Structural Design – Milano

<sup>5</sup> Colombo Costruzioni SpA – Lecco

<sup>6</sup> Dipartimento ABC – Architettura, Ingegneria delle Costruzioni ed Ambiente Costruito, Politecnico di Milano

## SOMMARIO

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

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

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

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

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

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

## STRUCTURES WITH UNBONDED TENDONS FOR THE SHOPPING PLATES OF THE ISOZAKI BUILDING IN MILAN

### SUMMARY

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

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

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

## 1. IL PROGETTO

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

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

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



Figura 1-Posizione dei giunti

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

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

I principali fattori che hanno influenzato la progettazione sono:

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

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

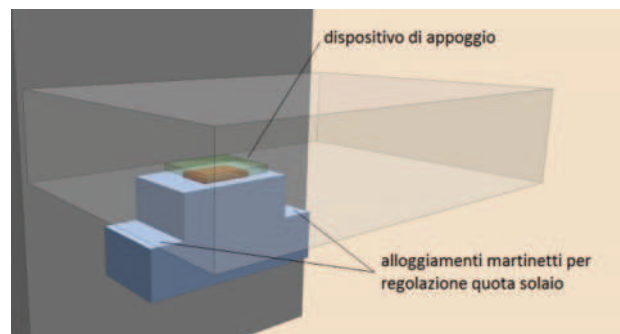


Figura 2-Dettaglio di regolazione della quota di appoggio dei solai

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

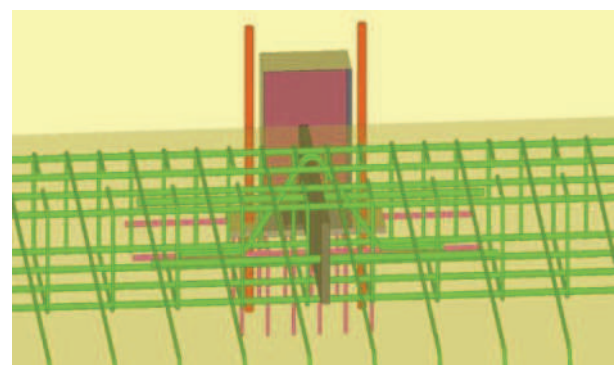


Figura 3-Schema di giunto provvisorio

Per quanto riguarda le grandi dimensioni dei corpi di fabbrica, al fine di minimizzare gli effetti del ritiro sulla presollecitazione delle solette, e per conseguire una migliore

organizzazione del cantiere, è stata prevista la suddivisione di ogni impalcato in campi di getto che sono stati provvisoriamente resi indipendenti con giunti metallici in grado di trasmettere solamente le azioni taglianti verticali.

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

## 2. I SOLAI A CAVI POST-TESI

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

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

La molteplicità delle casistiche strutturali incontrate in fase di progettazione e la rilevanza delle azioni applicate ha richiesto l'impiego di cablaggi di dimensione sino a 19 trefoli, non usuali per strutture di solaio. Il sistema di presollecitazione è stato fornito da TENSACCIAI, che ha seguito in cantiere con i propri tecnici le fasi di installazione di

tutti i dispositivi forniti. In particolare si è installato sia il sistema monotrefolo 1C15 nei piani di parcheggio sino a quello multitrefolo MTA15 da 19 trefoli, entrambi omologati secondo le linee guida del Benestare Tecnico Europeo ETAG013, sia per post-tensione scorrevole che aderente.

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



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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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



Figura 5- Particolare dei giunti provvisori

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



Figura 6- Intradosso finito di un solaio di grande luce

Prendendo in considerazione il sistema di cassetta costituito da puntelli e travi metalliche in alluminio e pannelli a struttura metallica sui quali è montato un manto in legno multistrato protetto da resina fenolica, è possibile stimare fra



0.15 e 0.30 h/m<sup>2</sup> l'incidenza complessiva della manodopera per l'impiego delle casseforme per solai di altezza inferiore ai 3.50 m, comprensiva di movimentazione in cantiere, messa in opera, disarmo e pulizia. Utilizzando questo tipo di cassetture, estremamente leggere e movimentabili anche manualmente, è possibile conseguire una ridotta interferenza con le altre lavorazioni di cantiere, grazie al minimo utilizzo delle apparecchiature di sollevamento. Studiando sin dalle prime fasi del progetto la suddivisione in superfici parziali dell'intera superficie del solaio è possibile rendere estremamente veloce la realizzazione della struttura, riuscendo a riutilizzare fino a 3 volte al mese il cassero, con un notevole risparmio negli oneri di noleggio ed ottimo risultato finale, come evidenziato nella Figura 6, ove è riprodotto l'intradosso di un solaio di grande luce.

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



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

### 3. CENNI DI ANALISI STRUTTURALE

#### 3.1 La modellazione per elementi finiti

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

modellazione di solai post tesi con codice di calcolo ad elementi finiti ha origine da un disegno di base dove vengono definiti i giunti di getto, i sistemi di svincolo e l'andamento planimetrico dei cavi. Da questa schematizzazione si sviluppa la modellazione attraverso l'assemblaggio di elementi mono e bidimensionali.

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

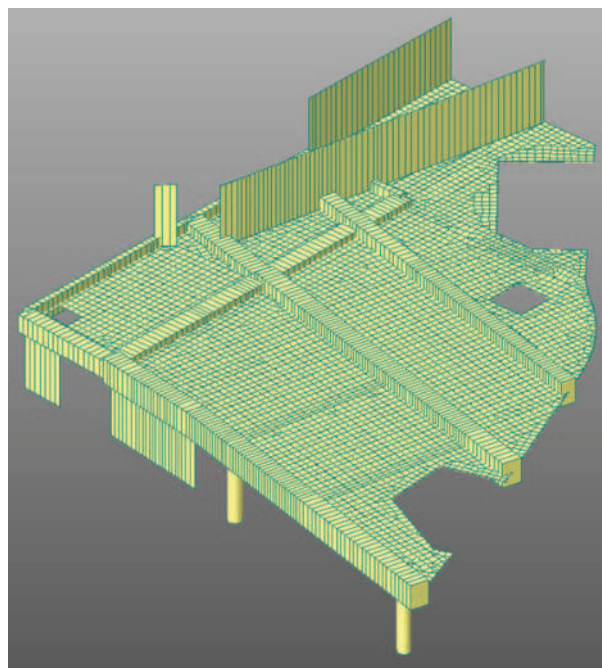


Figura 8 – Disposizione planimetrica delle strutture portanti e, inizialmente, portate nella Piastra

La progettazione è stata condotta rispettando due prescrizioni atte a garantire da un lato un affidabile e durabile comportamento nella fase di esercizio, dall'altro una

opportuna copertura nei confronti dell'instaurarsi di meccanismi fragili allo stato limite ultimo. Precisamente, nella misura di sicurezza in esercizio, per la combinazione di azioni rara si è posto il limite superiore di 1 MPa per la tensione di trazione nel calcestruzzo, mentre allo stato limite ultimo di taglio-punzonamento la massima sollecitazione tagliante è stata mantenuta non superiore a 1,9 volte quella resistente del solo calcestruzzo. In questo modo si è in larga misura ridotto il rischio di evenienza di fenomeni fessurativi nonché di formazione di meccanismi fragili connessi al cedimento degli elementi compressi nell'impianto resistente per taglio-punzonamento.

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

### 3.2 Le analisi a lungo termine

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

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

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

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

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

$$\Delta N/N_0 = k_\varphi (k_0 + k_{\text{sh}}/\varphi) \quad (1)$$

essendo rispettivamente  $k_0 = N_{\text{eff}}/N_0$ ,  $k_{\text{sh}}$  il rapporto fra la azione nel cavo indotta in campo elastico per effetto del ritiro, supposto il cavo rigido, e la forza  $N_0$ ,  $\varphi$  il coefficiente di viscosità. Per la funzione  $k_\varphi$  vale poi la relazione, [2]

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

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

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

esterne e della forza di presollecitazione,  $X_e$  l'analogo vettore, assumendo tali vincoli quali preesistenti, può scriversi

$$X = X_e \xi(t, t_0, t^*_0) \quad (3)$$

Essendo  $\xi$  la funzione di vincolo posticipato, la cui valutazione può effettuarsi in modo esatto, [3] ed essendo rispettivamente  $t$  il tempo di misura della reazione  $X$ ,  $t_0$  il tempo di applicazione delle azioni e  $t^*_0$  il tempo di formazione del vincolo posticipato. Detti poi  $S$ ,  $S_e$ ,  $S_0$ , gli stati sollecitativi nel sistema a vincoli posticipati, in quello a vincoli preesistenti ed in quello in assenza di tali vincoli, risulta:

$$S = S_0(1 - \xi) + S_e \xi \quad (4)$$

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

$$\xi = (\varphi(t, t_0) - \varphi(t_0, t^*_0)) / (1 + \chi\varphi(t, t^*_0)) \quad (5)$$

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

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

Le analisi condotte hanno mostrato una modesta variazione temporale della forza di presollecitazione, a causa dei ridotti valori dei fattori di accoppiamento sezionale, che si sono rivelati significativi soltanto per quegli elementi che, a causa dell'elevato impegno statico, hanno richiesto forze di presollecitazione assai elevate. In ogni caso gli effetti differiti dovuti alla deformazione viscosa ed al ritiro del calcestruzzo non hanno comportato variazioni superiori al 10%-15% della forza di presollecitazione iniziale. Questa circostanza permette, nella applicazione della (3), utilizzando la forma approssimata (5), di assumere la forza di presollecitazione quale azione costante nel tempo, riferendo tale forza al suo valore medio dato dalla relazione  $N_m = (N_{\text{eff}} + N(\infty))/2$ . Per variazioni della forza di presollecitazione fino al 15% ed anche oltre, una simile approssimazione è praticamente ininfluenza sui risultati, altrimenti è necessario, solo per gli effetti dovuti a tale forza, assumere per la (5) espressioni più precise. La applicazione delle relazioni precedenti a modelli parziali, rappresentativi del comportamento medio dell'intero complesso, hanno evidenziato una perdita di tensione, di tipo sezionale, dell'ordine del 15% di  $N_0$  ed un valore dello stesso

ordine di grandezza è stato rilevato per l'effetto parassita indotto dalla chiusura degli svincoli provvisori. La azione efficace di presollecitazione, da prendersi in conto ai fini delle misure di sicurezza in esercizio ed allo stato limite ultimo è pertanto risultata pari a circa il 70% di  $N_0$ . Questo valore, che ha permesso la progettazione del sistema di presollecitazione in tutti i suoi dettagli, è stato pienamente confermato dalle analisi compiute in sede di verifica utilizzando il modello di calcolo per elementi finiti e considerando l'evoluzione dell'assetto strutturale attraverso le varie fasi costruttive.

## CONCLUSIONI

L'impiego di strutture di impalcato in getto di calcestruzzo strutturale presollecitato con cavi non aderenti si è rivelata scelta decisiva e vantaggiosa nella costruzione delle piastre commerciali a servizio della Torre Isozaki nel complesso CityLife in Milano. Questa tipologia strutturale ha infatti permesso di realizzare impalcati caratterizzati da forti irregolarità in pianta e da maglie assai diversificate, consentendo di operare con successo in sede progettuale per individuare le soluzioni ottimali per quanto riguarda i livelli prestazionali e la durabilità degli elementi strutturali. La presollecitazione ha infatti permesso di mantenere in esercizio, sotto la combinazione rara delle azioni, livelli di tensione di trazione nel calcestruzzo assai contenuti e tali da rendere pressoché trascurabile il rischio connesso all'evento fessurativo. In questo modo si è potuto fare affidamento, in ogni situazione di comportamento interessante l'esercizio della costruzione, su una risposta lineare delle strutture di impalcato ampliando opportunamente i limiti di snellezza degli elementi strutturali, mantenendo sotto stretto controllo lo stato deformativo degli stessi, sia di tipo istantaneo che differito. Le modalità costruttive, pur se necessitanti di opportuni ed essenziali accorgimenti, sono state rese agili ed efficaci utilizzando tecniche di cassetatura basate su sistemi industrializzati che hanno permesso di procedere con velocità e sicurezza nella costruzione. Riguardo gli accorgimenti particolari che hanno dovuto essere introdotti, particolare ruolo hanno assunto i giunti provvisori che hanno dovuto essere disposti per segmentare i getti di impalcato e per isolare tali getti dagli elementi verticali di elevata rigidità onde consentire, durante la fase di presollecitazione, lo sviluppo delle libere deformazioni assiali e flessionali degli impalcati, evitando l'insorgenza di fenomeni parassiti in grado di contrastare significativamente gli effetti della presollecitazione. I vari accorgimenti introdotti, descritti ai punti precedenti, hanno richiesto una particolare attenzione, professionalità e conoscenza delle motivazioni circa la necessità di inserimento dei giunti. In ogni situazione la risposta è stata di alto livello, garantendo una perfetta esecuzione che ha trovato immediato riscontro nella regolarità

e nella totale conformità al progetto con cui si sono svolte tutte le operazioni, in particolare la presollecitazione degli impalcati. Sotto l'aspetto dell'analisi le strutture hanno richiesto approfondite indagini, supportate da modelli di calcolo ad elementi finiti attraverso i quali si sono potute descrivere tutte le fasi di comportamento delle strutture, anche tenendo conto del loro avanzamento nel tempo. Di particolare significato le analisi a lungo termine, attraverso le quali si è potuta stabilire la affidabilità dei livelli di presollecitazione e l'entità dei fenomeni parassiti conseguenti alla chiusura dei giunti provvisori, che ha portato alla introduzione di vincoli posticipati nel complesso strutturale. Le analisi svolte hanno potuto essere validate mediante modelli semplici ma di ottima approssimazione, che hanno confermato la affidabilità dei risultati ottenuti mediante modellazione per elementi finiti. Vi è peraltro da osservare che l'agilità delle valutazioni approssimate ha costituito la base delle considerazioni progettuali dalle quali sono scaturite la definizione delle caratteristiche e in modo più ampio, la concezione dei vari elementi strutturali, lasciando poi ai modelli più complessi il compito di verificare nella forma finale la affidabilità delle strutture così progettate. Questo processo, applicato sistematicamente, ha consentito di progettare l'impianto strutturale in forma ottimizzata, rispettando pienamente le regole dei codici di misura della sicurezza, in alcuni casi imponendo misure più restrittive orientate all'ottenimento di più elevati livelli prestazionali.

## BIBLIOGRAFIA

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

# INTERVENTI DI RINFORZO E DI ADEGUAMENTO DEL TRAMPOLINO DEL FORO ITALICO IN ROMA

Giuseppe Carluccio<sup>1</sup>, Guido Maccone<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Libero Professionista

## SOMMARIO

Il trampolino della piscina dei tuffi fa parte del complesso di attrezzature sportive all'aperto realizzate in occasione delle Olimpiadi del 1960. Gli interventi hanno riguardato sia il ripristino strutturale per contrastare i gravi fenomeni di degrado dei materiali che, a distanza di oltre 40 anni dalla costruzione, erano presenti sulle superfici del calcestruzzo del trampolino, sia l'adeguamento della struttura alle normative FINA in previsione dell'impegno assunto dalla FIN per lo svolgimento del Campionato del Mondo di nuoto del 2009, poi svolto regolarmente. In particolare con gli interventi si è provveduto non solo all'allargamento della piattaforma di 10,00 m che doveva prevedere i tuffi in simultanea, ma anche alla riduzione delle oscillazioni torsionali della struttura che arrecavano notevole disturbo ai tuffatori nella fase della rincorsa.

## RESTORATION AND STRENGTHENING OF THE DIVING PLATFORM IN THE FORO ITALICO IN ROME

### SUMMARY

The diving platform is part of the outdoor sports complex built for the 1960 Olympic Games in Rome. The intervention involved both structural restoration, made necessary by the serious degradation of the concrete surface more than 40 years after construction, and adaptation of the structure to comply with FINA regulations in view of the commitment made by FIN to hold the World Aquatics Championship in 2009, which then went according to plan. In particular, work involved enlarging the 10m platform to accommodate the synchronized diving and reducing the structure's torsional oscillations, which were causing considerable disturbance to divers during the running approach.

### 1. GENERALITA'

Lo Stadio del Nuoto al Foro Italico di Roma è stato realizzato su progetto degli architetti E. Del Debbio e A. Vitellozzi e dagli ingegneri S. Musumeci e R. Morandi per i giochi olimpici di Roma del 1960 (Figg. 1-4). Storicamente è uno dei primi impianti in cui la piscina tuffi, e le strutture a servizio di essa, sono autonome da quelle per le gare di nuoto.

L'impianto del Foro Italico è sottoposto a tutela per l'elevato interesse architettonico.

In vista dei recenti Campionati Mondiali di Nuoto svolti a Roma nel 2009, l'intero complesso comprendente la piscina tuffi, l'annessa vasca scoperta nuoto, nonché il vicino impianto al coperto, è stato oggetto di sistematici interventi di manutenzione straordinaria. In particolare il trampolino tuffi della piscina scoperta è stato interessato anche da interventi di rinforzo strutturale e di adeguamento normativo. Sono state praticamente ricostruite ex-novo le piattaforme da 3 metri laterali, portandole alla larghezza regolamentare, circa il doppio di quelle pre-esistenti, modificate le piattaforme con pedane elastiche, allargata la piattaforma da 10,00 m per

consentire l'esecuzione dei tuffi in simultaneo, sono stati rinnovati e messi a norma tutti i parapetti dei trampolini e delle piattaforme da 1,00 m, 3,00 m, 5,00 m, 7,50 m e 10,00 metri, ed è stata infine irrigidita la struttura verticale che costituisce il fusto del trampolino.

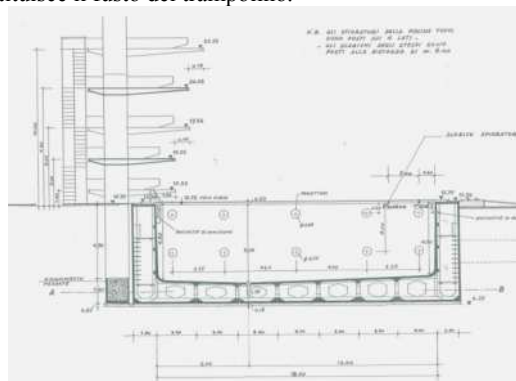


Figura 1 – Sezione di progetto della piscina tuffi e del trampolino

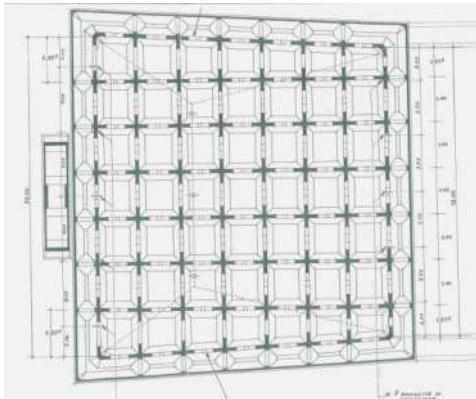


Figura 2 – Pianta della intercapedine sotto alla piscina tuffi

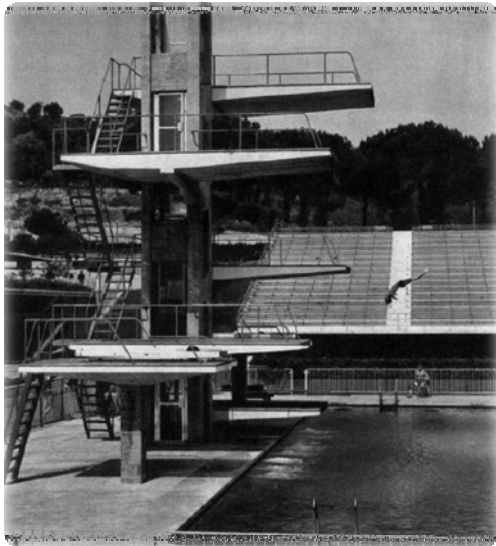


Figura 3 – Foto storica del trampolino tuffi



Figura 4 – Visione notturna del trampolino tuffi

La Federazione Italiana Nuoto, avvalendosi della esperienza del pluricampione olimpico Klaus Dibiasi, ha indicato le carenze da eliminare ai fini dell'adeguamento funzionale e normativo presenti; tra queste aveva segnalato anche le lamentele degli atleti della Federazione, che denunciavano la eccessiva deformabilità della struttura: le sollecitazioni indotte dai tuffatori nella fase della rincorsa e del pre-salto dalle piattaforme più alte portavano infatti ad oscillazioni orizzontali della struttura tali da disturbare la performance degli atleti stessi.

## 2. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

La struttura di sostegno delle piattaforme tuffi è costituita da quattro pilastri in calcestruzzo armato uniti fra loro a telaio, a quote diverse, spesso non coincidenti sui quattro lati, da travi in c.a. ed a sezione composta acciaio-calcestruzzo. All'interno dei quattro pilastri, per tutta l'altezza del trampolino, il vano è libero per accogliere l'ascensore per il raggiungimento delle piattaforme, da utilizzare in alternativa alle scalette (Fig. 5).

I pilastri appoggiano sulle pareti e sulla stessa fondazione della vasca e della intercapedine; alla base della struttura è presente un contrappeso stabilizzante indicato sulla sezione di progetto (Fig. 1) con la dicitura "riempimento pesante", in realtà costituito da un getto di calcestruzzo.

Le piattaforme per i tuffi sono anch'esse in c.a. a sezione variabile con rastremazioni sul lato anteriore e su quello posteriore.



Figura 5 – Il trampolino prima degli interventi

## 3. STATO DI DEGRADO

Al momento degli interventi la struttura in c.a. presentava uno stato di degrado dei materiali molto avanzato, soprattutto nelle zone interne al fusto, dove la presenza degli infissi di protezione del vano corsa e delle apparecchiature dell'ascensore non avevano consentito una corretta e adeguata manutenzione. I processi di ossidazione delle armature avevano peraltro risentito dell'ambiente particolarmente aggressivo della piscina e delle esalazioni di cloro provenienti dalla intercapedine che con il fusto interno del trampolino è in diretto contatto (Figg. 6 - 7).



Figura 6 – Stato di forte degrado e ossidazione dei ferri



Figura 7 – Le staffe dei pilastri sono state consumate dalla ruggine

I fenomeni degenerativi del materiale hanno gravemente compromesso le caratteristiche di resistenza originarie della struttura determinando la sensibile riduzione della sezione dei pilastri e delle armature più esposte, quali le staffe, che in alcuni tratti risultavano oramai completamente assenti.

E' chiaro che in elementi strutturali fortemente sollecitati a torsione ed a pressoflessione tale situazione avrebbe potuto rappresentare un grave fattore di rischio. Preoccupazione inoltre derivava anche dalla entità della riduzione della sezione dei pilastri, il cui incremento avrebbe inevitabilmente modificato la sagoma originaria.

A tale situazione si aggiunge il fatto che nel corso degli anni, probabilmente per il naturale sviluppo delle

deformazioni viscosi, il bordo delle piattaforme si era sensibilmente abbassato; dovendo però assicurare che nelle manifestazioni agonistiche la quota del salto di spiccatto per il tuffo rientrasse nell'ambito delle tolleranze consentite, di altezza rispetto al pelo dell'acqua, in passato si era provveduto a ripristinare la quota originaria con successivi massetti via via sovrapposti e con corrispondente incremento dei carichi gravanti sulla piattaforma. Anche tali solette, non sempre adeguatamente impermeabilizzate e protette avevano contribuito a favorire lo sviluppo di fenomeni di alterazione dei materiali con grave rischio di distacco di piccole porzioni o di rottura dei montanti dei parapetti esistenti (Fig. 8).



Figura 8 – Il degrado interessava anche le piattaforme

#### 4. ANALISI DI CALCOLO

Lo studio e la analisi del comportamento del trampolino si è avvalso della documentazione di progetto rinvenuta con ricerche di carattere storico presso diversi Archivi; i rilievi ed i controlli effettuati in sito hanno confermato la corrispondenza tra i disegni di progetto rinvenuti e quanto esistente. Nessuna informazione è invece stata rinvenuta riguardo alle caratteristiche dei materiali se non quelle indicate sui grafici di progetto; a seguito di indagini non distruttive eseguite sul calcestruzzo si è deciso di utilizzare, per le verifiche, il minimo valore di resistenza di legge per il calcestruzzo, comunque accertato con le indagini eseguite, mentre per l'armatura sono state utilizzate le caratteristiche di progetto sia pure con una riduzione della sezione delle armature corrispondente a quanto accertato sul posto con indagini a campione.

Si è innanzitutto modellata, con un programma agli elementi finiti, la struttura esistente descritta, al fine di accertarne il comportamento ed in particolare quantificare le caratteristiche dinamiche e comprendere la ragione della eccessiva deformabilità lamentata (Figg. 9 – 10).

Dalle analisi matematiche effettuate è risultato immediatamente chiaro che la struttura era stata ben progettata, ma che tuttavia presentava una notevole deformabilità torsionale, la cui importanza era stata evidentemente sottovalutata dai progettisti.

La prima deformata modale è in effetti torsionale ed eccita il 62% della massa in rotazione attorno all'asse verticale in un periodo pari a 0.58 secondi (Fig. 11).

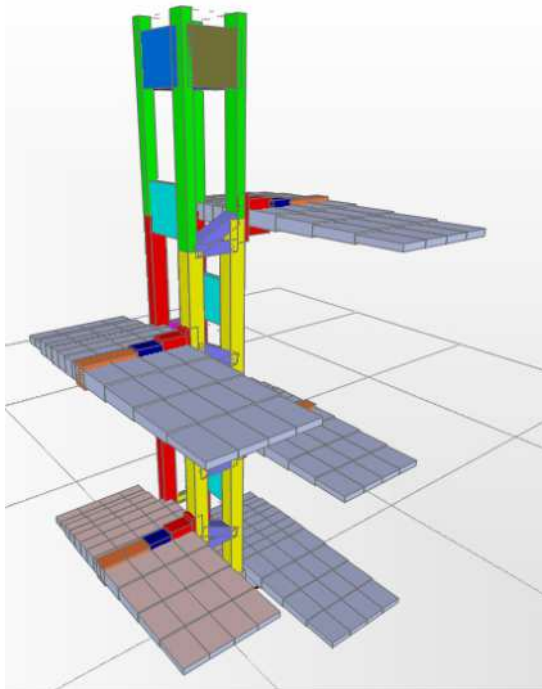


Figura 9 - Vista prospettica del modello agli elementi finiti

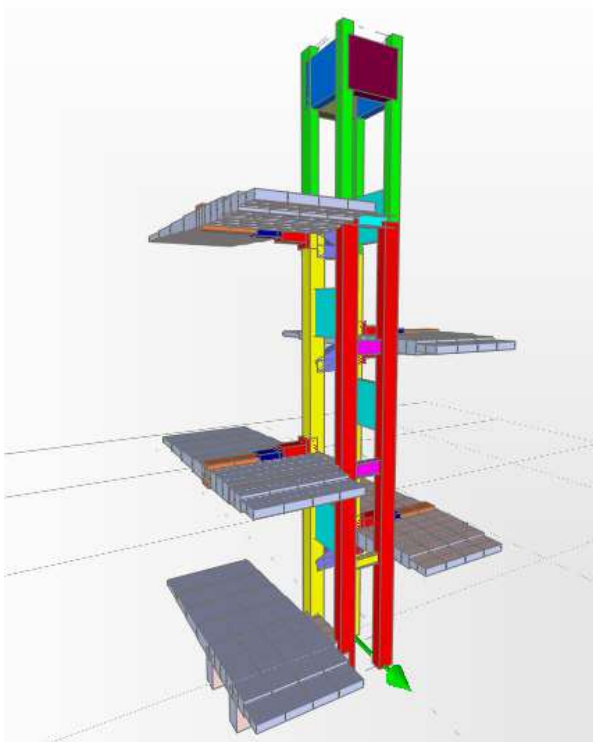


Figura 10 - Altra vista del modello agli elementi finiti

Questo perché il centro delle rigidezze, che si trova all'incirca al centro della struttura verticale, fra i quattro pilastri, è molto distante dal centro delle masse, che si trova

spostato in avanti verso il bordo vasca per la presenza della massa delle piattaforme di salto, asimmetricamente distribuita.

Si sono studiate varie ipotesi di intervento per irrigidire il nucleo verticale portante, con l'obiettivo di ridurre sensibilmente la deformabilità senza peraltro snaturare la concezione architettonica e strutturale originaria, vista anche la levatura professionale dei progettisti.

La soluzione progettuale prescelta mira ad aumentare la rigidezza torsionale della struttura verticale inserendo dei pannelli in calcestruzzo armato compresi fra i due pilastri anteriori e fra i due posteriori, lievemente sottosquadro in modo da consentire la visibilità del profilo originario della struttura.

Il pannello posteriore ha uno spessore di 15 cm, quello anteriore di 20 cm ed entrambi sono ancorati ai pilastri e alle travi di collegamento già presenti. Si è evitato di inserire dei pannelli anche sulle facce laterali sia per non interferire con il possibile futuro sbarco di un ascensore posto all'interno della struttura e sia per non aggravare la stessa e le fondazioni con ulteriori carichi permanenti. Del resto, la concezione originaria del fusto permetteva allo spettatore, normalmente collocato di lato alle piattaforme, una certa trasparenza della struttura, effetto che si è voluto conservare.

Si riporta un'immagine del modello matematico agli elementi finiti con i pannelli previsti dal progetto di consolidamento (Fig. 12).

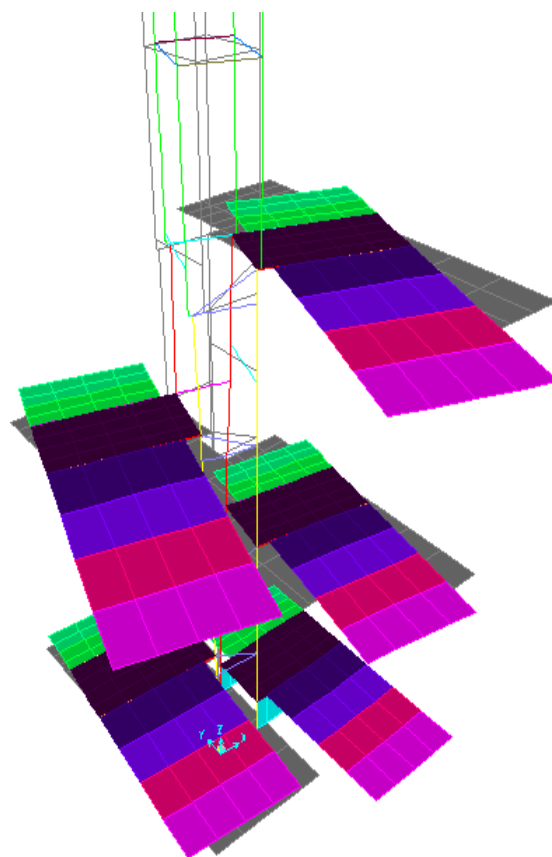


Figura 11 - Deformata della prima forma modale con  $T=0,58$  sec (in grigio la struttura indeformata)



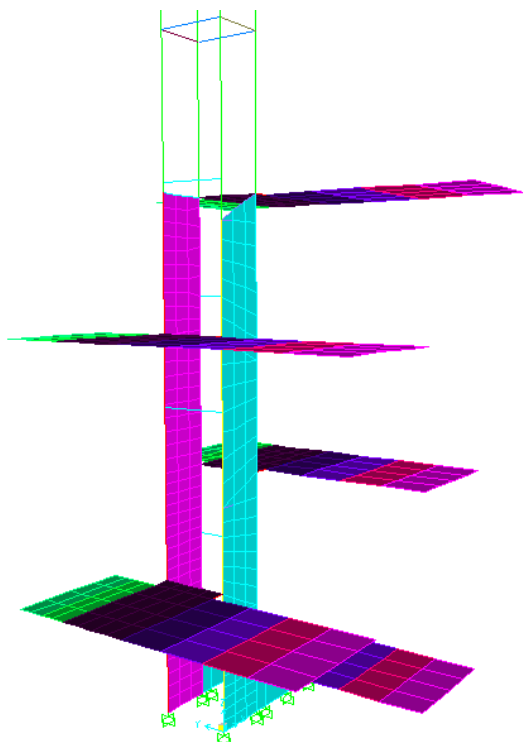


Figura 12 - Immagine del modello rinforzato come da progetto, con i pannelli in c.a. inseriti fra le coppie di pilastri anteriori e posteriori

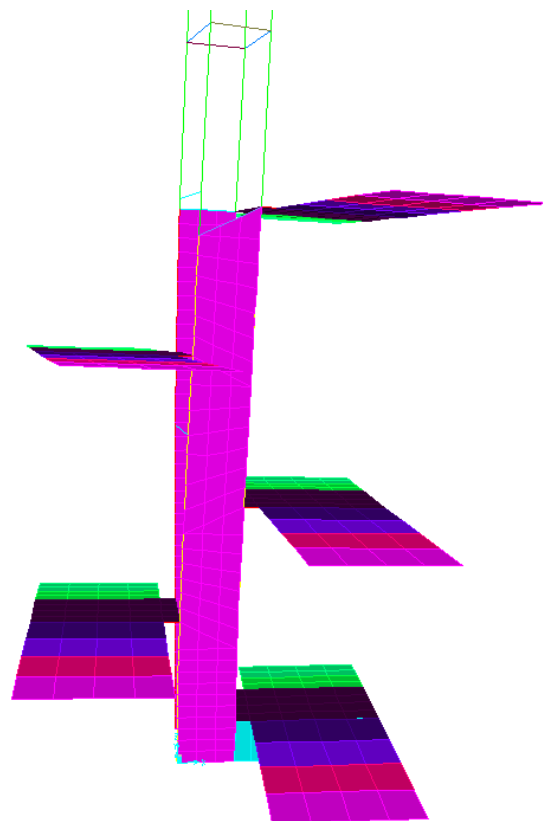


Figura 13 - Vista prospettica frontale: deformata del primo modo ( $T = 0.349 \text{ sec}$ )

La struttura in questo modo risulta notevolmente irrigidita sia nei confronti della torsione attorno all'asse verticale, sia nei confronti della traslazione ortogonale alle piattaforme.

Questo è reso evidente anche dal modello di calcolo, in cui il periodo della prima forma modale è sceso da 0.58 a 0.349 secondi (Fig. 13).

Dal punto di vista del miglioramento della performance durante la fase del tuffo, si ha che la deformata orizzontale della piattaforma più alta (che risulta in effetti la più deformabile per le azioni orizzontali) dopo l'intervento si riduce di oltre il 57% (Fig.14).

Nello stesso tempo la concezione strutturale e architettonica della piattaforma tuffi non è stata tradita e l'intervento risulta poco visibile.

Un altro significativo vantaggio della soluzione scelta, rispetto ad altre possibili, è legato all'incremento della sezione resistente in pianta, che deriva dalla introduzione dei setti: in tal modo il ripristino delle sezioni resistenti originarie dei pilastri, gravemente compromesse dal degrado, si è limitato al trattamento delle armature esistenti con opportuni prodotti passivanti, al reintegro delle staffe ed al ripristino del copriferro con le malte reoplastiche specifiche, senza di fatto generare alcun aumento della sezione originaria dei pilastri.

Ovviamente i setti introdotti sono intimamente connessi sui bordi con le strutture esistenti mediante sistematiche armature di collegamento, mentre i getti realizzati hanno utilizzato calcestruzzi a stabilità volumetrica, in modo da risultare immediatamente collaboranti senza scontare le deformazioni legate al ritiro.

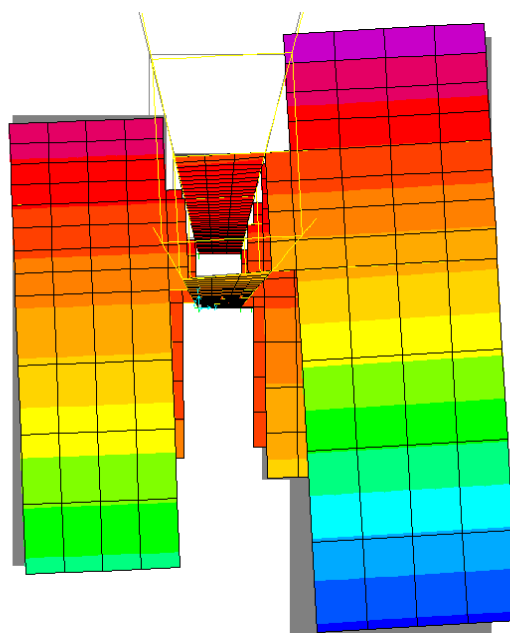


Figura 14 - Vista prospettica zenitale: deformata orizzontale per una forza trasversale sulla piattaforma da 10 m (fattore di scala: x 500)

Per quanto riguarda invece le piattaforme, oltre agli interventi ordinari del ripristino strutturale di superficie, sono state adottate soluzioni che producono l'alleggerimento dei sovraccarichi presenti.

L'allargamento del trampolino da 10,00 m, sfruttando proprio l'abbassamento derivato dalle deformazioni viscosche che si sono sviluppate, è stato realizzato sovrapponendo alla struttura esistente un reticolo di profilati metallici zincati a caldo (Fig. 15), che consentono non solo l'ancoraggio efficace dei montanti dei parapetti, ma anche il sostegno della soletta alleggerita di ricostituzione del piano di calpestio.



Figura 15 - Particolare dell'allargamento delle pedane



Figura 16- Vista del trampolino verso la fine dei lavori



Figura 17 - Mondiali di nuoto 2009, tuffi sincronizzati; in secondo piano il trampolino oggetto d'intervento  
(Foto di Filippo Taliaco)



# VIABILITA' URBANA NEI PAESI EMERGENTI IL PONTE TINISHU AKAKI IN ADDIS ABEBA - ETIOPIA

**Emanuele Codacci-Pisanelli<sup>1</sup>, Giovanni Minisola<sup>2</sup>**

1 Ingegnere, Direttore Tecnico della CONTEST S.r.l. – Rilievo, controllo, progettazione - Roma

2 Ingegnere, Area Manager Bonifica Group – Addis Abeba

## SOMMARIO

La presente memoria ha per oggetto la descrizione delle fasi realizzative del Tinishu Akaki Bridge, viadotto inserito nel tessuto urbano di Addis Abeba (Etiopia). Il ponte, inaugurato nel Luglio 2013, fa parte del terzo lotto della arteria di scorrimento ad Est di Addis Abeba in cui sono compresi cinque viadotti di analoga tipologia. La realizzazione della nuova arteria urbana ha avuto inizio nel 1998 con la firma dell'accordo tra la CRBC (China Road and Bridge Corporation) e l'AACRA (Addis Ababa City Roads Authority) per il potenziamento infrastrutturale ed economico di uno dei maggiori paesi africani emergenti e per l'attuazione di un piano urbanistico mirato alla decongestione del traffico urbano. L'opera, unica nel suo genere nell'ambito geografico in cui si iscrive, è il primo esempio di struttura continua in cemento armato precompresso in Etiopia, tecnologia scarsamente applicata nei Paesi in via di Sviluppo. Data l'attività sismica che caratterizza il territorio su cui l'opera si inserisce, la progettazione e la realizzazione sono state eseguite in conformità alle prescrizioni antisismiche della Normativa Americana (AASHTO). L'articolo riporta, con stralci degli elaborati progettuali e documentazioni fotografiche, le varie fasi realizzative sino al completamento dell'opera.

## THE TINISHU AKAKI BRIDGE IN ADDIS ABEBA - ETHIOPIA

### SUMMARY

The present paper reports the description of the constructive phases of the Tinishu Akaki bridge, inserted into the urban texture of Addis Abeba (Ethiopia). The bridge, opened in July of 2013, is part of the third phase of the main road in the eastern area of city. This segment comprises other five viaducts having the same structure. The construction of this new urban road started in the 1998 following the agreement between the CRBC (China Road and Bridge Corporation) and the AACRA (Addis Ababa City Roads Authority). The deal was designed for the infrastructural and economic development of one of the main African emergent countries and for the execution of a urbanistic plan focused on the decongestion of the urban traffic. The Tinishu Akaki bridge is the first example of a continuous structure made in prestressed reinforced concrete in that region. Due to the seismic activity which characterizes that territory, the design and the construction was carried out in conformity to the AASHTO anti-seismic prescriptions. This paper also reports graphic schemes and photographic documentation of the construction phases up to the completion of the work.

### 1. INTRODUZIONE

L'arteria stradale urbana di attraversamento della città di Addis Abeba è stata realizzata in attuazione del nuovo piano urbanistico che mira a decongestionare il traffico urbano della capitale di uno dei maggiori paesi emergenti.

La città è infatti sede dell'Unione Africana, della FAO in Africa e di altre importanti istituzioni. La progettazione dell'infrastruttura ha avuto inizio nel 1998 con l'analisi dei tracciati ed è stata suddivisa in quattro fasi realizzative.

La scelta progettuale è stata condizionata dalle necessità urbanistiche, dalla orografia dei luoghi e, non ultimo, dai notevoli condizionamenti geotecnici ed idraulici presenti nell'area.

Le intensità di pioggia possono infatti superare i 100 mm/ora in terreni a bassa permeabilità.

Ne consegue la necessità di una attenta regimentazione delle acque superficiali e dei sistemi di drenaggio.

I viadotti inseriti nelle prime due fasi sono stati realizzati con strutture in cemento armato ordinario tipiche per le soluzioni

statiche asservite alla viabilità stradale. Per la terza fase è stata proposta ai rappresentanti del Road Authority, la possibilità di adottare, per la prima volta in Etiopia, la soluzione strutturale con impalcato continuo in cemento armato precompresso. A tale riguardo sono state preliminarmente studiate diverse possibili alternative in cemento armato ordinario, precompresso ed a struttura metallica.

Il confronto è stato successivamente effettuato con riferimento al profilo tecnico realizzativo ed economico in termini di costo di costruzione e oneri di gestione dell'opera.

A seguito di attenta analisi è stata adottata la soluzione con carreggiate indipendenti in cemento armato precompresso con impalcato continuo.

Il Tinishu Akaki bridge, di cui alla presente memoria, è parte dei cinque viadotti tutti di analoga tipologia, inseriti nei 12 chilometri compresi nella terza fase di costruzione dell'arteria. Il progetto e la direzione dei lavori sono stati curati da tecnici italiani che ne hanno seguito tutte le fasi realizzative.



Figura 1 - Vista dell'intradosso a strutture ultimate



Figura 2 - Vista del piano stradale



Figura 3 - Particolare pile e impalcato



Figura 4 - Particolare intradosso e ritegni antisismici trasversali

L'esecuzione dei lavori è stata affidata ad una impresa della Repubblica Popolare Cinese che ha realizzato l'opera conformemente al progetto di appalto.

La supervisione dei lavori è stata condotta dai tecnici del Road Authority di Addis Abeba che ne hanno anche curato il collaudo. L'opera è stata terminata nel settembre 2012 ed aperta al traffico nel luglio 2013 a completamento degli svincoli di accesso. (Fig. 1, 2).

## 2. SOLUZIONE STRUTTURALE

Il viadotto è realizzato con impalcato a trave continua ad altezza costante pari a 2,25 m ed inerzia variabile con massimo in corrispondenza delle pile e valore minimo nelle sezioni di mezzzeria.

Ciascuna carreggiata ha una lunghezza complessiva di 310 m ed è composto da 6 campate di 40 m di luce e 2 campate da 35 m in estremità. La sezione trasversale è composta da un impalcato a cassone monocellulare con larghezza della soletta di 10,30 m a sostegno della piattaforma stradale e spessore variabile tra 20 cm in campata e 50 cm in appoggio. La larghezza inferiore della soletta è costante ed è pari a 4,40 m.

La sezione esterna di impalcato è stata mantenuta invariata sia per motivi formali, sia per consentire una più semplice realizzazione, spostamento e riutilizzazione delle casseforme metalliche (Fig. 3).

Le pile del viadotto hanno sezione cava con una altezza massima pari a 43 m e sono anch'esse a sezione esterna costante. La variazione di inerzia è stata realizzata adottando spessori strutturali variabili tra 30 cm in prossimità del pulvino e 50 cm per le sezioni inferiori. Per le pile di altezza maggiore ai 23 m, è stata adottata allo spiccatto la sezione piena in conseguenza delle severe azioni orizzontali trasmesse dall'impalcato.

Il pulvino è sagomato in modo da contenere al proprio interno il ritegno antisismico, obbligatorio per legge (Fig. 4).

I paramenti esterni sono prismatici, interrotti geometricamente dagli apparecchi di appoggio, e trovano continuità morfologica nelle superfici esterne della sovrastruttura. (Fig. 5 e 6)

Le spalle sono realizzate in cemento armato ordinario e contengono i ritegni antisismici di tipo dissipativo progettati e realizzati in Italia.

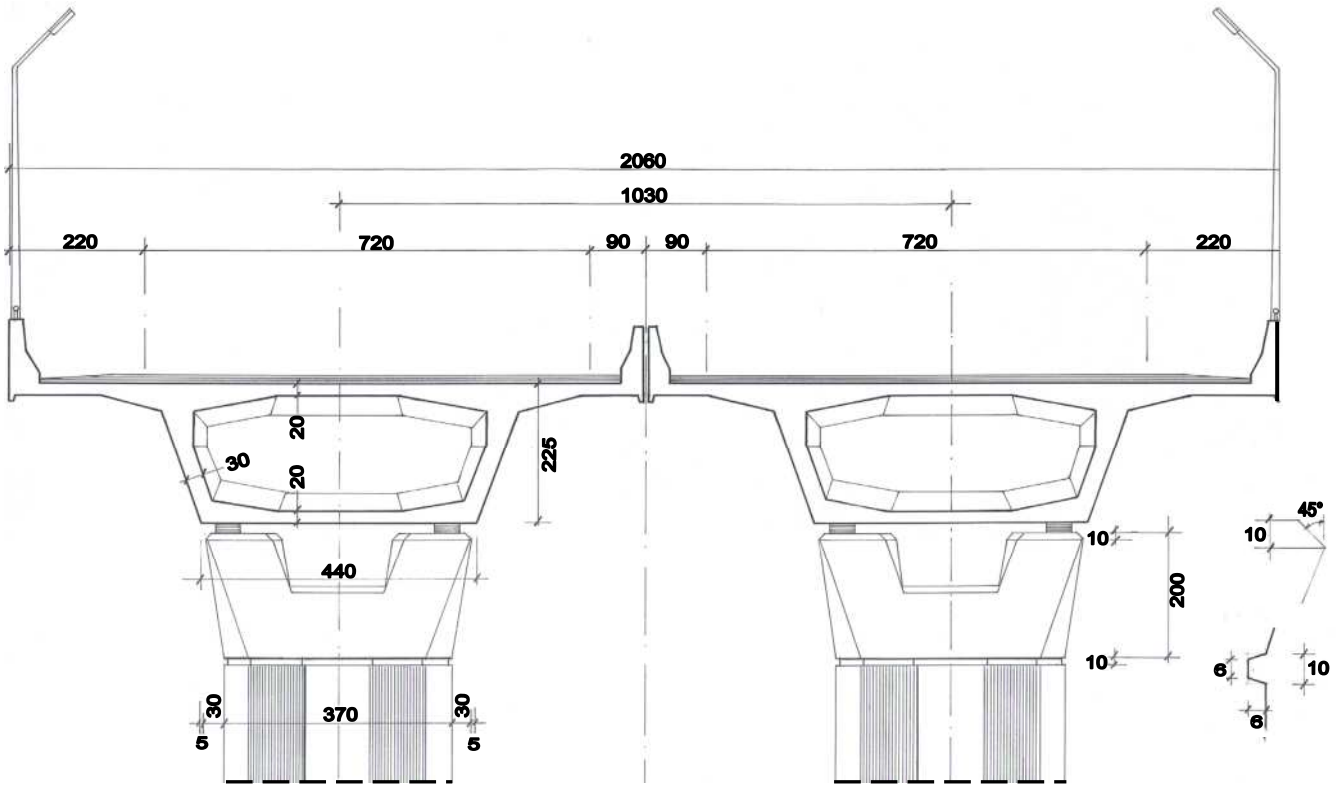


Figura 5 - Sezione trasversale

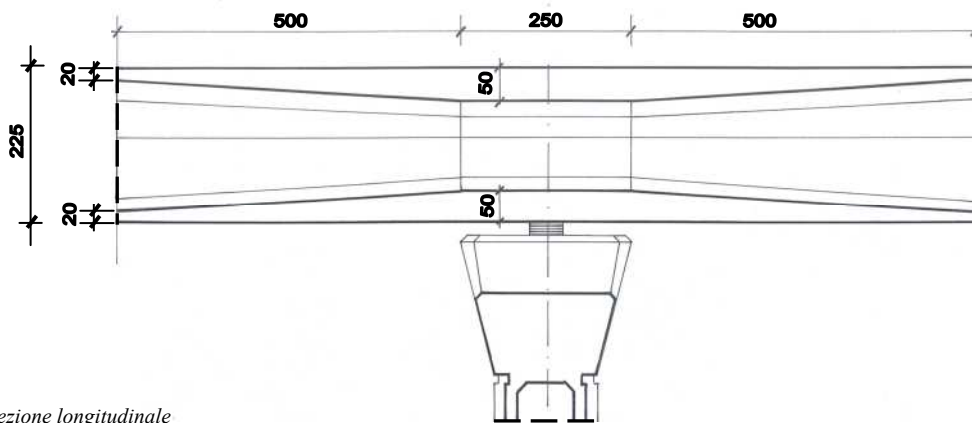


Figura 6 - Sezione longitudinale

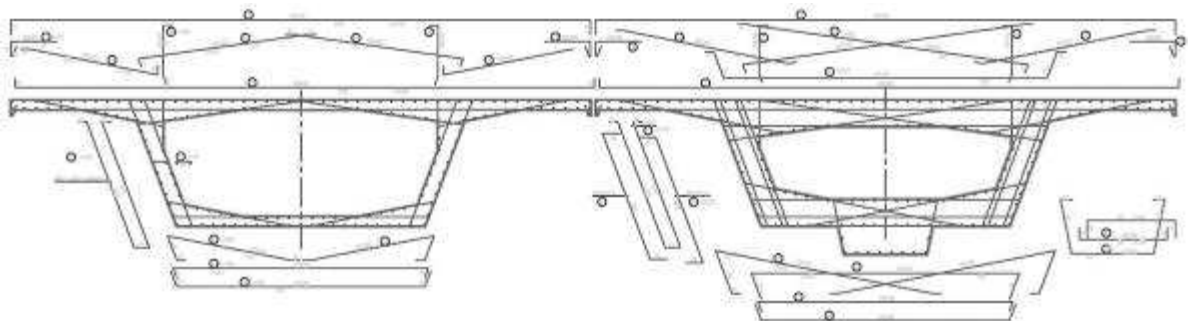


Figura 7 - Armatura ordinaria

Le fondazioni sono costituite da plinti isolati su pali trivellati della portata di 20.000 KN con diametro di 1200 mm e lunghezza di 20 m. Gli appoggi della portata massima di 5000 KN, sono tutti unidirezionali con escursione di 770 mm e dimensionati in base ai risultati delle analisi sismiche; analogamente i giunti trasversali di spalla hanno escursione pari a 600 mm dettata dal comportamento della struttura in fase dinamica.

### 3. CRITERI DI PROGETTO

Il viadotto è stato progettato in accordo con le normative AASHTO "Standard Specification for Highway Bridges" integrate dall'"Ethiopian Building Code Standard" per ciò che attiene le prescrizioni sismiche. Il comportamento strutturale è stato analizzato in campo statico e dinamico mediante modello di calcolo con analisi lineare e non lineare in presenza del sisma di progetto nell'area ove è stata realizzata l'opera.

Il modello di calcolo adottato è stato tridimensionale e l'indagine dinamica estesa ai primi 20 modi di vibrare. Lo stesso modello è stato adottato per la analisi delle sollecitazioni prodotte dal vento in ordine ai diversi gruppi e combinazioni di carico previsti dalla normativa. I valori massimi di tali azioni pari a 50 psf (244 dN/mq) sono infatti soggetti a variazione dinamica con possibili risonanze talvolta più severe, per impalcato, rispetto alla stessa azione sismica. L'effetto delle variazioni termiche è invece più limitato essendo gli estremi compresi tra 0°C e 40°C con gradiente di 10°C e pari al 30% in presenza di carico accidentale.

### 4. TECNOLOGIA COSTRUTTIVA

La costruzione dell'impalcato è stata realizzata per fasi in avanzamento partendo da una spalla ed utilizzando casseforme metalliche reimpiegate per la realizzazione delle campate successive. Al termine della costruzione le stesse casseforme sono state riutilizzate per gli altri viadotti inseriti nella tratta.

La precompressione è realizzata con cavi da 19 e 27 trefoli da 0,6" a basso rilassamento con tensionamento in più fasi durante la realizzazione dell'impalcato.

Alcuni cavi sono stati tesati più volte in unica fase e resi continui mediante coupler, altri tesati in più fasi conformemente alla progressione dei getti ed in funzione delle

variazioni delle sollecitazioni agenti. La armatura ordinaria, dimensionata sulla base delle sollecitazioni di taglio e torsione agenti, è stata sagomata in modo tale da consentire con facilità l'inserimento dei cavi longitudinali, data la unicità della opera nella città di Addis Abeba, senza necessità di lavorazioni complesse (Fig. 7). Particolare cura è stata posta nel calcolo delle deformazioni differite al fine di giungere al corretto pre-regolazione degli apparecchi di appoggio. (Fig. 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14 e 15)

### 5. CONCLUSIONI

La presente memoria ha voluto delineare i profili progettuali ed esecutivi di maggior interesse del Ponte Tinishu Akaki inserito nell'arteria urbana di scorrimento nella zona Est di Addis Abeba. L'opera è stata realizzata al fine di decongestionare il traffico stradale della città sede dell'Unione Africana e di altre importanti istituzioni internazionali. Su prescrizione della committenza l'intervento descritto è stato connotato sin dall'inizio da due requisiti inderogabili: il corretto inserimento della nuova infrastruttura nel tessuto urbano e l'affidabilità della nuova tecnologia esecutiva.

Le soluzioni formali sono state preliminarmente concordate con i rappresentanti dei quartieri urbani attraversati ed integrate con interventi di carattere ambientale. Sono stati infatti realizzati giardini pubblici nell'area sottostante il viadotto interessata dai lavori. Non potendosi pertanto eliminare l'impatto ambientale connesso alla realizzazione della nuova opera, si è cercato di proporre una geometria che ne caratterizzasse la cifra e la particolarità stilistica consentendo la migliore utilizzazione dell'area di sedime.

### 6. RINGRAZIAMENTI

Gli autori ringraziano sentitamente l'Ing. Fekadu Haile General Manager dell'AACRA che ha autorizzato la pubblicazione della memoria.



Figura 8 - Fasi esecutive. Plinti di fondazione



Figura 9 - Fasi esecutive. Pile in corso di costruzione



Figura 10 - Fasi esecutive. Inizio lavori di impalcato, allestimento di ponteggi commerciali (successivamente realizzati con strutture in acciaio)



Figura 11 - Fasi esecutive. Armatura interna di impalcato e ancoraggi dei cavi



Figura 12 - Fasi esecutive. Montaggio del ritegno antisismico



Figura 13 - Fasi esecutive. Allestimento di ponteggi su colonne in acciaio per il sostegno della cassaforma di impalcato



Figura 14 - Fasi esecutive. Vista di pulvino e sella per l'inserimento del ritegno antisismico



Figura 15 - Fasi esecutive. Ponteggi in acciaio a sostegno della cassaforma della seconda carreggiata





# **RISPOSTA SISMICA DI TELAI IN C.A. CON DISTRIBUZIONI NON-REGOLARI IN ALTEZZA DI TAMPONATURE**

**Carla Conte, Daniele Perrone, Marianovella Leone  
Francesco Micelli, Maria Antonietta Aiello**

Dipartimento di Ingegneria dell'Innovazione, Università del Salento, Lecce

## **SOMMARIO**

L'irregolarità strutturale rappresenta una delle più diffuse carenze in termini di requisiti antisismici sia nelle costruzioni esistenti, sia nelle opere di nuova progettazione, ove le esigenze architettoniche non appaiono armonizzate con quelle strutturali. I danni strutturali evidenziati a seguito dei vari terremoti occorsi fino ad oggi hanno evidenziato infatti la maggiore vulnerabilità sismica delle strutture irregolari. Ciò a causa di effetti deformativi indotti proprio dalle discontinuità strutturali, che associati ad una insufficiente resistenza degli elementi interessati producono i disastri ben noti agli studiosi. Nel presente lavoro di ricerca gli autori hanno focalizzato lo studio sul comportamento sismico di telai piani in c.a. con irregolarità in altezza, generata a seguito di una distribuzione non uniforme di elementi secondari non strutturali come le tamponature. Modellando le tamponature come bielle equivalenti agenti in sola compressione, è stata valutata la variazione delle caratteristiche dinamiche dei telai in funzione della disposizione delle tamponature in elevazione; in tal modo è stata studiata la variazione del periodo naturale di vibrazione riconducibile all'assenza di tamponature ad uno specifico piano. Il comportamento sismico dei modelli irregolari generati è stato analizzato in questa fase mediante l'impiego di analisi in campo lineare e variando specifici parametri in funzione della diversa tipologia di irregolarità analizzata. Le analisi parametriche effettuate permettono una critica valutazione dell'effetto di irregolarità sulla risposta sismica.

## **SEISMIC RESPONSE OF R/C FRAMES WITH VERTICAL IRREGULAR DISTRIBUTIONS OF INFILL WALLS**

### **SUMMARY**

The structural irregularity represents one of the most common lacks governing the seismic design, both for existing buildings and new constructions, where architectural and structural aspects do not appear well harmonized. Past earthquakes have shown that buildings with irregular configurations or asymmetrical distributions of structural properties trigger an increase in seismic demand, causing greater damage. This is due to the concentrated deformations induced by structural discontinuities, that associated with a low strength of the elements, caused disasters well known to scientific world. In this research work the authors have focused their attention on the seismic behavior of R/C plane frames with in-height irregularities, due to uneven distribution of secondary elements such as infill walls. Modelling the infill walls as an equivalent compression strut, the variation of dynamic properties respect to the different configurations of the infills in elevation has been evaluated; all effects related to the absence of infill walls to a specific story have been studied, which may cause the activation of a local mechanism known as the 'soft floor'. The seismic behaviour of irregular frames has been studied with linear analyses and varying specific parameters in function of the different irregular configurations. The parametric analyses allow a critical evaluation of the effect of vertical irregularities on the seismic response of such structures.

### **1. INTRODUZIONE**

In occasione dei recenti eventi sismici, gli edifici in c.a. caratterizzati da irregolarità strutturali in altezza hanno evidenziato un elevato grado di vulnerabilità, con incrementi consistenti del danno strutturale e non strutturale a causa dell'attivarsi di meccanismi di dissipazione sfavorevoli associati ad una concentrazione delle richieste plastiche in un

numero limitato di sezioni.

In particolare, i primi studi sul comportamento sismico di edifici irregolari in elevazione sono riferiti a modelli con "set-backs", vale a dire caratterizzati da discontinuità geometriche nel profilo verticale dovute ad arretramenti del sistema strutturale [1]. Successivamente, l'analisi dell'irregolarità in altezza è stata intesa in senso più ampio, ovvero in termini di

discontinuità lungo l'altezza di parametri fondamentali quali la massa, la rigidezza e la resistenza [2][3][4][5].

Molto recenti sono le indagini sperimentali e le analisi numeriche eseguite per studiare l'influenza sul comportamento di edifici intelaiati di una distribuzione discontinua in elevazione delle tamponature [6][7].

In particolare, i notevoli danni alle tamponature verificatisi per gli edifici in c.a. a seguito anche dei recenti eventi sismici, e la localizzazione dei meccanismi di danneggiamento ad un piano per disposizione irregolare delle stesse, hanno destato rinnovato interesse alla problematica del comportamento sismico delle strutture in c.a. con tamponature, ed alla valutazione dell'interazione fra il telaio strutturale e la tamponatura stessa [8][9][10][11].

In generale, la tamponatura, se ben distribuita e di adeguata consistenza, può rivestire un ruolo positivo nella resistenza alle azioni sismiche, una volta assunta la scrupolosa cura dei dettagli costruttivi adottati. In effetti, gli edifici uniformemente tamponati per l'intera altezza risultano generalmente meno vulnerabili rispetto ad equivalenti strutture intelaiate "nude", ovvero non tamponate [12].

Tuttavia, il comportamento sismico dell'insieme telaio-tamponature, è fortemente influenzato da una serie di fattori inerenti la resistenza e disposizione delle tamponature: nel caso di assenza di tamponature ad un piano si innescano con elevata probabilità meccanismi di piano soffice; tale eventualità può verificarsi anche per tamponature uniformemente distribuite lungo l'altezza dell'edificio, nel caso in cui siano deboli e relativamente fragili e/o per valori elevati della sollecitazione sismica in confronto alla resistenza del sistema [6].

In questo studio sono stati analizzati gli effetti della distribuzione in elevazione delle tamponature sulla risposta sismica di edifici in c.a. in termini di caratteristiche dinamiche (con particolare riferimento al periodo fondamentale di vibrazione). In particolare, è stata condotta un'ampia indagine numerica in campo lineare che ha consentito di sviluppare un database di riferimento grazie al quale è stato possibile estrapolare semplici formule empiriche per il calcolo del periodo fondamentale di vibrazione di edifici intelaiati in c.a. con distribuzioni irregolari di tamponature in altezza.

## 2. DESCRIZIONE MODELLI STRUTTURALI

### 2.1 Parametri di Analisi

La struttura di riferimento per il presente lavoro di ricerca è costituita da un telaio piano in c.a. progettato secondo le NTC 08 [13]; nel telaio sono stati assunti come variabili alcuni parametri strutturali e geometrici al fine dell'implementazione di un'analisi parametrica.

In particolare, sono stati studiati più di 200 modelli numerici, mediante il codice di calcolo 'SAP2000' [14], generati dalla combinazione delle seguenti variabili:

- numero dei piani: 4, 8 e 12;
- numero di campate: 1 e 3;
- tipologia di telaio: rigido e deformabile;
- distribuzioni in altezza delle tamponature: telaio nudo, telaio uniformemente tamponato, telaio con primo piano soffice e telaio con piani inferiori non tamponati.

La regolarità in altezza dei vari telai analizzati è condizionata solo dalla distribuzione delle tamponature che

possono determinare, se assenti in un singolo piano o più piani consecutivi, una discontinuità in termini di massa, rigidezza e resistenza dell'intero sistema resistente.

Si evidenzia che nel presente lavoro è stata trascurata la possibile presenza di aperture all'interno del telaio tamponato; le aperture, riducendo la rigidezza del pannello murario, diminuirebbero gli effetti indotti dalla distribuzione irregolare delle tamponature.

### 2.2 Modelli Regolari

In Figura 1, 2 e 3 sono riportati i modelli regolari di riferimento, che si differenziano, rispettivamente, in funzione del numero dei piani – 'R1' per telai a 4 piani, 'R2' per telai a 8 piani ed 'R3' per telai a 12 piani – e del numero di campate – es. 'R1' per telaio a singola campata ed 'R1-T' per telaio a 3 campate. I telai in esame sono simmetrici e caratterizzati da un'altezza di interpiano costante e pari a 3.00 [m] e larghezza di campata costante pari a 6.00 [m]; gli stessi sono soggetti ad ogni piano ad una massa costante lungo l'altezza pari a 35000 [N/m]

Tutti i sistemi strutturali, di cui si simula la progettazione, sono composti da calcestruzzo con una resistenza caratteristica cilindrica a compressione pari a 30 [N/mm<sup>2</sup>] ed acciaio con resistenza caratteristica di snervamento pari a 450 [N/mm<sup>2</sup>]. La progettazione è stata condotta in conformità alle prescrizioni della normativa italiana vigente in materia [13], assumendo i seguenti parametri sismici: accelerazione su suolo rigido  $a_g$  pari a 0.258g, terreno appartenente alla categoria B, classe di duttilità "Bassa", fattore di struttura pari a 3,6.

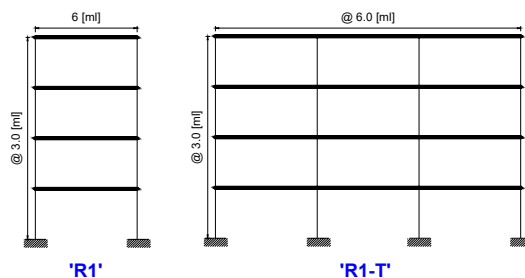


Figura 1 – Telai in c.a. di 4 piani a singola campata (R1) e a tre campate (R1-T)

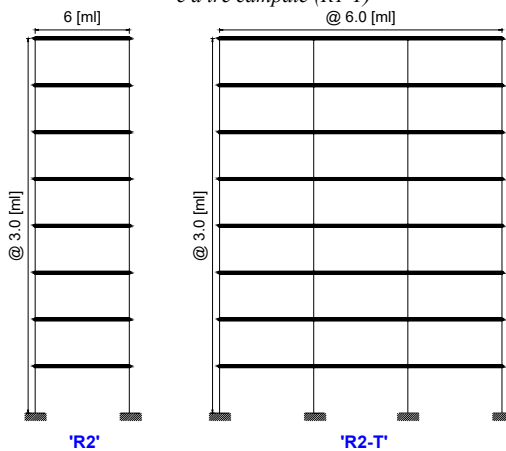


Figura 2 – Telai in c.a. di 8 piani a singola campata (R2) e a tre campate (R2-T)

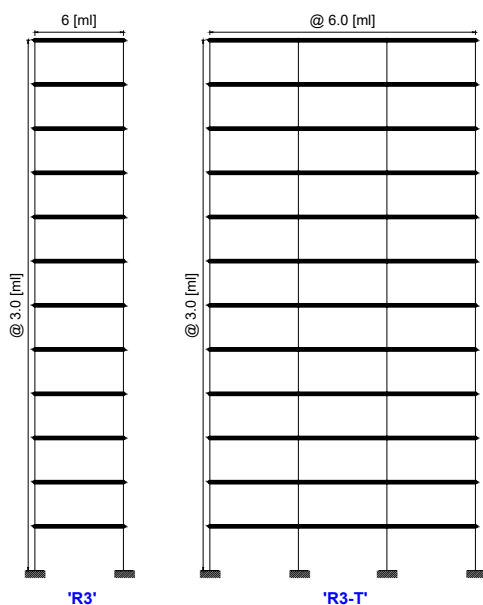


Figura 3 – Telai in c.a. di 12 piani a singola campata (R3) e a tre campate (R3-T)

Infine, in relazione alla sezione degli elementi resistenti (travi e pilastri), è stato variato il valore del rapporto di rigidità trave-pilastro 'Ib/Ic', mantenendo costante la sezione dei pilastri pari a 50x50 [cm] e variando solo la sezione della trave, così come dettagliato in Tabella 1. Pertanto, sono stati valutati gli effetti dell'irregolarità in altezza sia per telai di tipo 'rigido' (con valori del rapporto Ib/Ic > 1), che per telai di tipo 'deformabile' (con valori del rapporto Ib/Ic ≤ 1).

Tabella 1 – Casi Studio al variare del rapporto di rigidità trave-pilastro 'Ib/Ic'; (\*) Momento di Inerzia della trave, (\*\*) Momento di Inerzia del pilastro.

Casi	Sezione Trave [cm]	Ib* [x10 <sup>2</sup> m <sup>4</sup> ]	Sezione Pilastri [cm]	Ic** [x10 <sup>2</sup> m <sup>4</sup> ]	Ib/Ic
1	50x90	3,038	50x50	0,521	<b>5,83</b>
2	50x70	1,429	50x50	0,521	<b>2,74</b>
3	50x60	0,09	50x50	0,521	<b>1,73</b>
4	50x50	0,521	50x50	0,521	<b>1,00</b>
5	50x40	0,267	50x50	0,521	<b>0,51</b>
6	75x25	0,098	50x50	0,521	<b>0,19</b>

### 2.3 Modelli Irregolari in Altezza

A partire dai modelli regolari sopra descritti, è stata valutata l'influenza delle tamponature sulla risposta sismica finale, comparando i comportamenti dei telai nudi in c.a. a quelli tamponati nelle diverse configurazioni analizzate.

In genere, se la distribuzione delle tamponature in pianta ed in elevazione è simmetrica e regolare, i telai tamponati, rispetto a quelli nudi, manifestano un incremento significativo della rigidità laterale, accompagnato da un incremento della resistenza. Viceversa, distribuzioni irregolari in pianta o in elevazione possono causare amplificazioni di effetti torsionali o l'attivazione di meccanismi di piano soffice.

Nel presente lavoro di ricerca, gli autori hanno focalizzato la loro attenzione solo sulla distribuzione in altezza delle tamponature, partendo dalla configurazione di telaio nudo

(Bare). In particolare, le distribuzioni analizzate per tutti i modelli si differenziano come di seguito:

- telaio interamente tamponato (**Uniform**);
- telaio con primo piano soffice (**First Soft-Story**), ovvero con tamponature assenti al primo piano;
- telaio con tamponature assenti in piani multipli per una percentuale, rispettivamente del 25%, 50% e 75% dell'intera altezza (es. **25% Bare**); le tamponature sono state eliminate a partire dal primo piano e proseguendo lungo l'altezza del telaio.

In Figura 4, 5 e 6 sono riportate solo le configurazioni relative ai telai a singola campata al variare del numero dei piani (R1, R2 ed R3).

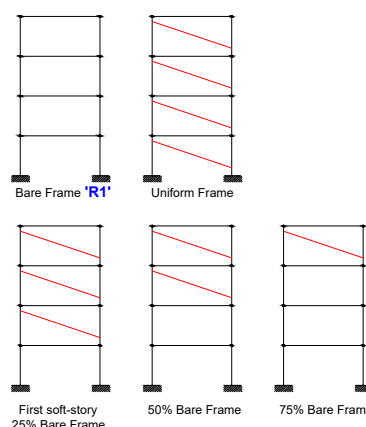


Figura 4 – Distribuzioni tamponature nei telai R1

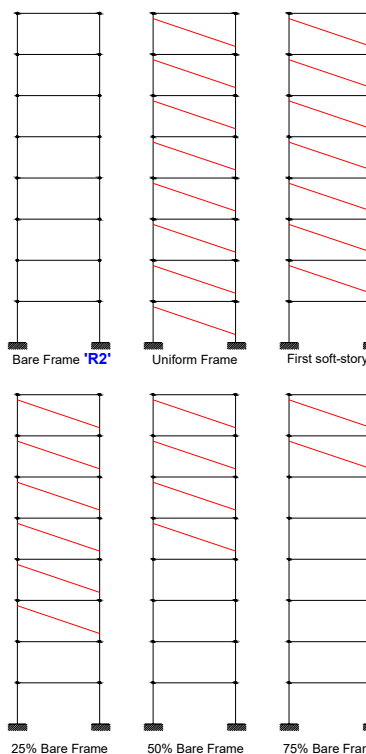


Figura 5 – Distribuzioni delle tamponature nei telai R2

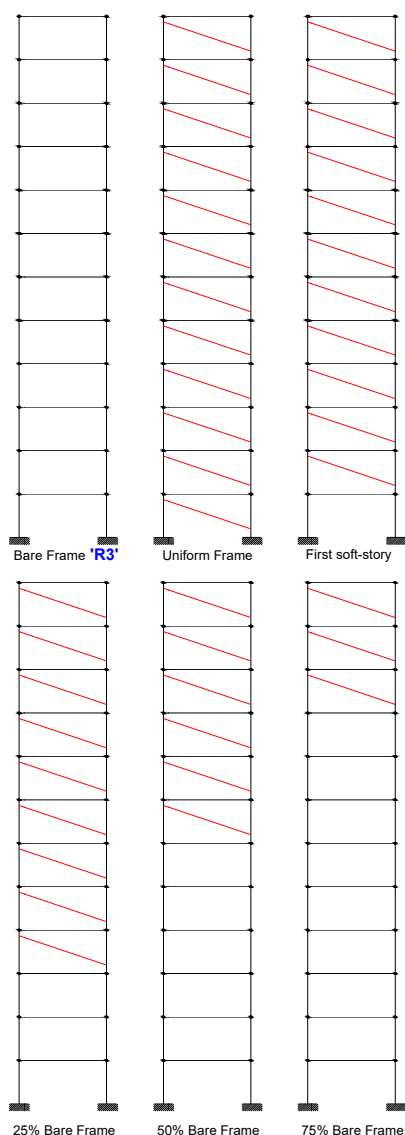


Figura 6 – Distribuzioni delle tamponature nei telai R3

In questo studio si fa riferimento a pannelli di tamponatura in conci di pietra tenera (tufo) disposti a doppio paramento per uno spessore totale “s” di 48 [cm]. La caratterizzazione dei parametri meccanici è avvenuta in conformità a quanto suggerito dalla normativa italiana [13] per la tipologia muraria ipotizzata, assumendo un modulo elastico “E” pari a 1260[N/mm<sup>2</sup>].

Si evidenzia che tali caratteristiche sono state assunte costanti e, pertanto, non è stata eseguita un’analisi parametrica al variare delle caratteristiche meccaniche e dello spessore dei pannelli di tamponamento.

Contrariamente all’Eurocodice 8 [15] e alle NTC italiane [13], che non forniscono alcuna indicazione rispetto ai criteri di modellazione specifica per le tamponature, la normativa statunitense [16] suggerisce abbastanza chiaramente come tenere in considerazione gli effetti dei pannelli di tamponamento, raccomandando la modellazione con puntone diagonale equivalente.

Pertanto, nei casi in esame, la tamponatura è stata inserita

nei vari telai in c.a. come puntone diagonale equivalente, agente in sola compressione, avente lo stesso spessore e lo stesso modulo elastico del tamponamento (Figura 7).

La larghezza efficace del puntone è stata determinata attraverso l’espressione:

$$a = 0,175(\lambda_1 h_{col})^{-0.4} r_{inf} \quad (1)$$

dove  $h_{col}$  è l’altezza del pilastro,  $r_{inf}$  è la lunghezza della diagonale del tamponamento, mentre  $\lambda_1$  è stato calcolato attraverso la seguente relazione:

$$\lambda_1 = \left[ \frac{E_{me} t_{inf} \sin 2\theta}{4E_{fe} I_{col} h_{inf}} \right]^{\frac{1}{4}} \quad (2)$$

dove  $t_{inf}$  e  $h_{inf}$  sono, rispettivamente, lo spessore e l’altezza del tamponamento,  $\theta = \arctg(h_{inf}/l)$ ,  $I_{col}$  è il momento di inerzia dei pilastri,  $E_{fe}$  ed  $E_{me}$  sono, rispettivamente, i moduli di elasticità normale del calcestruzzo e della muratura.

Secondo la FEMA 273 [16], le bielle equivalenti possono essere posizionate ad una distanza dal nodo trave-colonna valutata attraverso le seguenti relazioni:

$$l_{column} = \frac{a}{\cos \theta_{column}} \quad (3)$$

$$\tan \theta_{column} = h - \frac{a}{\frac{\cos \theta_{column}}{l}} \quad (4)$$

In Tabella 2, sono riportati i parametri di modellazione adottati per tutti i telai tamponati analizzati, secondo le diverse configurazioni sopra dettagliate.

Tabella 2 – Parametri di modellazione del puntone

$t_{inf}$ [m]	$r_{inf}$ [m]	$E_{me}$ [MPa]	$a$ [m]	$l_{column}$ [m]	$\theta_{column}$ [°]
0,48	6,70	1260	0,84	0,86	15°

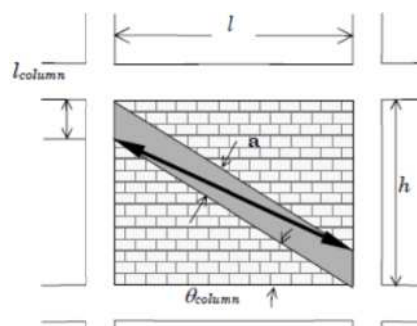


Figura 7 – Caratteristiche geometriche del modello a puntone diagonale equivalente

### 3. ANALISI PARAMETRICHE COMPARATIVE

#### 3.1 Risultati numerici

Attraverso una procedura di macro-modellazione a puntone diagonale equivalente dei telai tamponati e sulla base di numerose analisi modali è stato proposto uno studio parametrico al variare sia delle caratteristiche associate al telaio in c.a. che alla diversa tipologia di irregolarità analizzata, in termini di distribuzione delle tamponature.

Le analisi parametriche hanno consentito una critica valutazione dell'effetto dei 'parametri di analisi' sulla risposta sismica di tutte le strutture analizzate. In questa fase l'analisi dei risultati si è focalizzata sulle caratteristiche modali dei telai; è stata valutata la variazione percentuale del periodo fondamentale di vibrazione del telaio tamponato  $T_{1,INFILL}$ , nelle diverse configurazioni, rispetto al telaio nudo  $T_{1,REG}$ :

$$\Delta T_{1,INFILL} = \frac{T_{1,INFILL} - T_{1,REG}}{T_{1,REG}}, [\%] \quad (5)$$

Al variare del numero di campate, è emerso che tale parametro non incide sul comportamento sismico dei telai tamponati, indipendentemente dalla configurazione presa in esame, così come già dimostrato da recenti studi scientifici [17]. In particolare, per telai interamente tamponati (Uniform), comparando la variazione del periodo per sistemi a singola e a tre campate, l'intervallo di variazione è contenuto entro una differenza massima pari a circa il 5%.

Al variare del rapporto di rigidità trave-pilastro 'Ib/Ic', i risultati numerici, ottenuti per le diverse configurazioni di telai tamponati, dimostrano che gli effetti di variazione del periodo sono maggiori per telai con trave deformabile ('Ib/Ic'=0.19); tale differenza cresce al diminuire della quantità di tamponatura (Figure 8-9) e diventa sempre più rilevante al crescere del numero dei piani.

Sulla base dei primi risultati numerici, le successive valutazioni relative alla distribuzione dell'irregolarità lungo l'altezza del telaio sono riferite solo ai modelli a singola campata (R1, R2 e R3) con rapporto di rigidità trave-pilastro 'Ib/Ic' pari a 0.19.

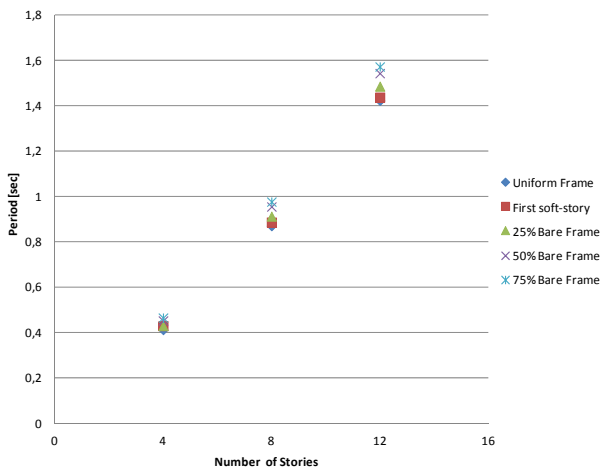


Figura 8 – Variazione del periodo  $T_{1,INFILL}$  per le diverse distribuzioni di tamponature – Ib/Ic=2.74

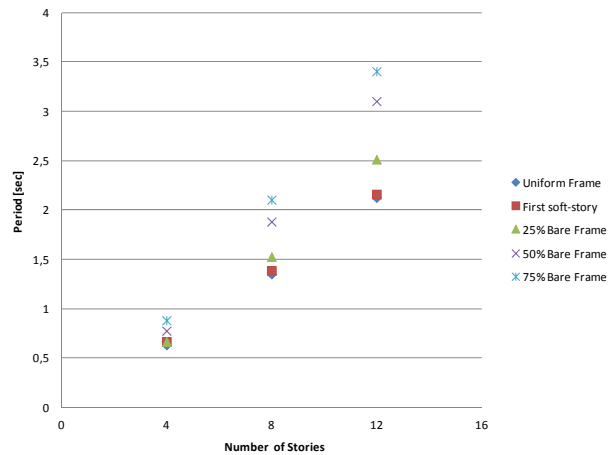


Figura 9 – Variazione del periodo  $T_{1,INFILL}$  per le diverse distribuzioni di tamponature – Ib/Ic=0.19

Variando l'ubicazione dell'irregolarità lungo l'altezza del telaio tamponato, in termini di assenza di tamponatura per singolo piano (Soft-Story) o per piani multipli (25%-50%-75% Bare), è stata valutata la variazione del periodo del telaio parzialmente tamponato nelle diverse distribuzioni irregolari  $T_{1,BARE}$  rispetto al telaio interamente tamponato  $T_{1,UNIFORM}$ :

$$\Delta T_{1,BARE} = \frac{T_{1,BARE} - T_{1,UNIFORM}}{T_{1,UNIFORM}}, [\%] \quad (6)$$

Nelle Figure 10, 11 e 12 sono riportati i valori ottenuti per  $\Delta T_{1,BARE}$ ; sull'asse delle ascisse è indicata la percentuale di irregolarità mentre i numeri tra parentesi indicano il piano a cui la tamponatura è stata eliminata.

Dall'analisi dei risultati è emerso quanto segue:

- se la tamponatura è eliminata per un singolo piano (Soft-Story) o per una percentuale del 25%, la variazione del periodo del telaio irregolare è massima quando l'irregolarità è ubicata a metà altezza del telaio (Figure 10-11);
- se la tamponatura non è presente per una percentuale superiore al 50%, la variazione del periodo è maggiore quando l'irregolarità interessa i piani inferiori a partire dal primo piano (Figura 12).

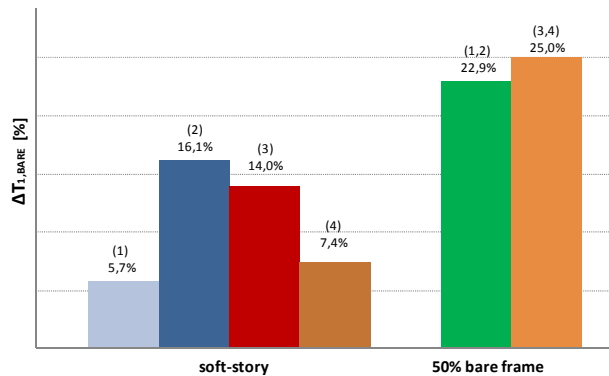


Figura 10 – Variazione del periodo  $T_{1,BARE}$  per telai a 4 piani per la differente ubicazione dell'irregolarità lungo l'altezza

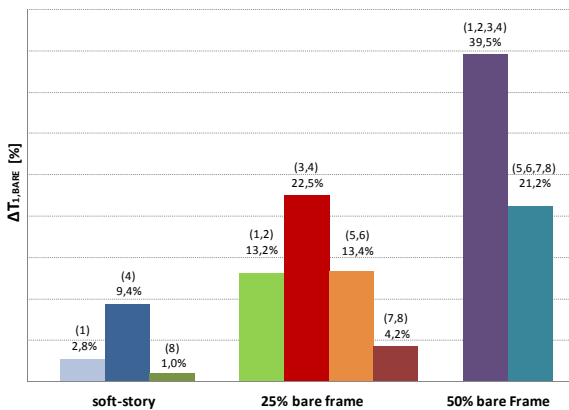


Figura 11 – Variazione del periodo  $T_{1,BARE}$  per telai a 8 piani per la differente ubicazione dell'irregolarità lungo l'altezza

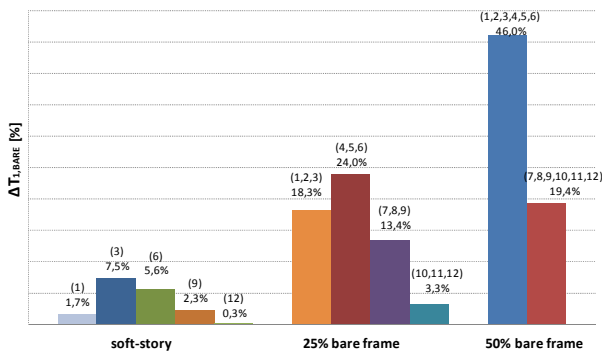


Figura 12 – Variazione del periodo  $T_{1,BARE}$  per telai a 12 piani per la differente ubicazione dell'irregolarità lungo l'altezza

### 3.2 Formula Empirica per il calcolo di $T_1$

Sulla base dell'analisi parametrica condotta è stata effettuata un'analisi di regressione lineare sui risultati ottenuti.

L'obiettivo principale consiste nel definire una procedura semplificata che consenta di determinare gli effetti dell'irregolarità in altezza, legati alla presenza delle tamponature, in termini di variazione di periodo fondamentale di vibrazione.

Partendo dalla relazione analitica proposta da Crowley [18], che consente di determinare il periodo in funzione dell'altezza  $T=0.038H$  per telai interamente tamponati (Uniform), è stata implementata una formula empirica che tenga conto anche del contributo di altri importanti parametri di analisi.

Pertanto, è stato definito un ampio database numerico al variare, rispettivamente, del numero di piani, del rapporto di rigidezza trave-pilastro ' $I_b/I_c$ ' e della distribuzione irregolare delle tamponature, con assenza di tamponatura per piano singolo (Soft-Story) o piani multipli (25%-50%-75% Bare).

Con riferimento all'influenza della posizione dell'irregolarità lungo l'altezza dei telai tamponati in c.a. (Figure 10-11-12), nel presente lavoro l'attenzione è stata focalizzata solo sulle distribuzioni irregolari con tamponature assenti 'a partire dal primo piano', in quanto queste rappresentano le configurazioni architettoniche più usuali.

La formula proposta è di seguito riportata:

$$T_1 = (0.038H)(1.1339(\frac{I_b}{I_c})^{-0.147}) + ((0.0596H - 0.374) \frac{H_{BARE}}{H}) \quad (7)$$

dove ' $I_b/I_c$ ' è il rapporto di rigidezza trave-pilastro,  $H$  l'altezza totale del telaio e ' $H_{BARE}/H$ ' la percentuale di irregolarità intesa come il rapporto tra l'altezza del telaio priva di tamponamento e l'altezza totale

Al fine di verificare la validità della formula empirica proposta nel presente lavoro di ricerca, sono stati messi a confronto i risultati numerici conseguiti con le analisi modali con i valori ottenuti dalla relazione empirica (7).

In particolare, fissando il valore del rapporto ' $I_b/I_c=0.19$ ', è stato analizzato l'andamento del periodo al variare della percentuale di irregolarità ' $H_{BARE}/H$ ' (Figura 13) ed è emersa una differenza massima tra i valori del periodo pari a circa il 7%, ad eccezione di un singolo caso con uno scarto maggiore del 12% (telaio a 4 piani con percentuale di irregolarità pari al 25%).

Analogamente, è stata fissata la percentuale di irregolarità ' $H_{BARE}/H=0.50$  ed è stata tracciato l'andamento del periodo al variare del rapporto ' $I_b/I_c$ ' (Figura 14), riscontrando una differenza massima tra i valori del periodo pari a circa l'8%, ad eccezione di un singolo caso con uno scarto maggiore del 12% (telaio a 12 piani con un valore del ' $I_b/I_c=5.84$ ').

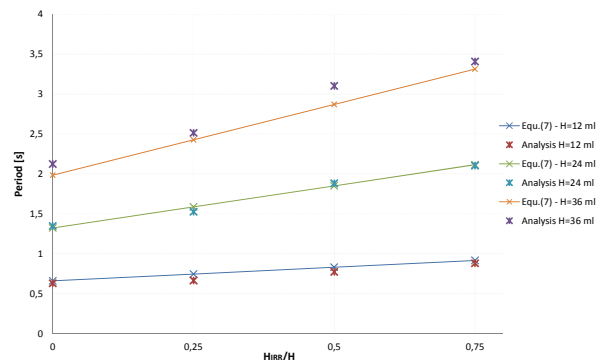


Figura 13 – Confronto Periodo  $T_1$  ottenuto da analisi modale e dalla formula proposta per telai in c.a. con ' $I_b/I_c=0.19$ .

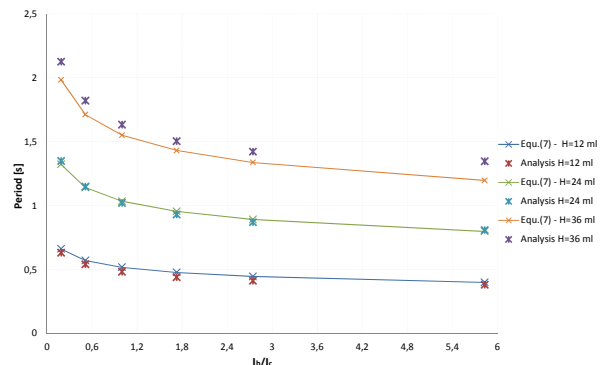


Figura 14 – Confronto Periodo  $T_1$  ottenuto da analisi modale e dalla formula proposta per telai in c.a. con ' $H_{BARE}/H=0.50$

#### 4. CONCLUSIONI

Nello studio del comportamento sismico degli edifici in c.a. la presenza delle tamponature deve essere debitamente presa in considerazione. I danni osservati nei passati terremoti hanno dimostrato come le tamponature possano drasticamente modificare la resistenza della struttura e i meccanismi di collasso.

Nel presente studio è stata valutata l'influenza delle tamponature sul periodo naturale di vibrazione variando la loro distribuzione lungo l'altezza dei telai esaminati. A tal fine sono state effettuate analisi parametriche variando, oltre che la distribuzione in altezza dei tamponamenti, anche il numero di piani dei telai, il numero di campate e il rapporto tra la rigidità dei pilastri e delle travi.

I risultati ottenuti hanno evidenziato come il numero di campate non influenzi notevolmente il periodo fondamentale mentre un apporto fondamentale alla sua valutazione sia fornito dal rapporto tra la rigidità dei pilastri e delle travi; in particolare i periodi più elevati sono stati osservati per telai con travi molto deformabili.

Il primo periodo di vibrazione risente della distribuzione irregolare delle tamponature in elevazione, in particolare le maggiori influenze si hanno per elevate percentuali di irregolarità ottenute eliminando le tamponature a partire dai piani inferiori.

In conclusione è stata proposta una relazione semplificata per la valutazione del periodo naturale di vibrazione che tiene in conto di tutti i parametri analizzati nel presente studio. Confrontando i risultati numerici con quelli ottenuti mediante l'applicazione della formula proposta è stato riscontrata una buona affidabilità della stessa con errori massimi che si assestano intorno all'8%.

#### BIBLIOGRAFIA

- [1] PEKAU, O.A., GREEN, R. (1974) – Inelastic structures with setbacks. *Proceedings, 5th World Conference on Earthquake Engineering*, Rome, Italy, Vol. 2, pp. 1744-1747.
- [2] MOEHLE, J.P., ALARCON, L.F. (1986) – Seismic Analysis Methods for Irregular Buildings. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 112, No. 1, pp. 35-52.
- [3] VALMUNDSSON, E.V., NAU, J.M. (1997) – Seismic Response of Building Frames with Vertical Structural Irregularities. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 123, No. 1, pp. 30-41.
- [4] AL-ALI AAK, KRAWINKLER H. (1998) – Effects of vertical irregularities on seismic behaviour of building structures. *Report No. 130, Department of Civil and Environmental Engineering*, Stanford University, San Francisco.
- [5] CHINTANAPAKDEE C., CHOPRA AK. (2004) – Seismic response of vertically irregular frames: response history and modal pushover analyses. *Journal of*

- Structural Engineering*, ASCE Vol. 130, No. 8: 1177-1185.
- [6] NEGRO P., COLOMBO A., (1997) – Irregularities induced by nonstructural masonry panels in framed buildings. *Engineering Structures*, Vol. 19, No. 7, pp. 576-585.
- [7] AL-CHAAR G., (2002) – Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures. *Construction Engineering Research Laboratory. ERDC/CELR TR-02-1*. US Army Corps of Engineers. Engineer Research and Development Center.
- [8] AMANAT K.M., HOQUE E., (2006) – A rationale for determining the natural period of RC building frames having infill. *Engineering Structures*, Vol. 28, pp. 495-502.
- [9] DOLŠEK M., FAJFAR P., (2008) – The effects of masonry infills on the seismic response of a four-storey reinforced concrete frame – a deterministic assessment. *Engineering Structures*, Vol. 30, pp:1991-2001.
- [10] RICCI P., VERDERAME G. M., MANFREDI G., (2011) – Analytical investigation of elastic period of infilled RC MRF buildings. *Engineering Structures*; Vol. 33, pp: 308-319
- [11] FIORE A., NETTI A., MONACO P., (2012) – The influence of masonry infill on the seismic behaviour of RC frame buildings. *Engineering Structures*, Vol. 44, pp: 133-145.
- [12] BORZI, B., CROWLEY, H., PINHO, R., (2008) – The influence of infill panels on vulnerability curves for RC buildings. *Proceedings of the 14th world conference on earthquake engineering*, Paper n. 09-01-0111.
- [13] CONSIGLIO SUPERIORE DEI LAVORI PUBBLICI, (2008) – “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, D.M. Infrastrutture 14/01/2008”, published on S.O. N. 30 at the G.U. 04/02/2008 N. 29, 428 PP. (in Italian).
- [14] Computers and Structures (2006) – SAP2000® v.11. Manual. Computers and Structures Inc., Berkeley, California, USA, Accessed April, 2011 – <http://www.comp-engineering.com/SAPManE.htm>.
- [15] EC8, (2009) – “Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules seismic actions and rules for buildings”, EN 1998-1:2004, European committee for standardizations, Brussels.
- [16] FEMA 273 (1997) – “NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings”, Building Seismic Safety Council, National Institute of Building Sciences, Washington, DC, U.S.A.
- [17] KOSE, M. M., (2009) – Parameters affecting the fundamental period of RC buildings with infill walls. *Engineering Structures*, Vol. 31, pp: 93-102.
- [18] CROWLEY H., PINHO R., (2006) - Simplified equations for estimating the period of vibration of existing buildings, *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Geneva, Switzerland, 3-8 September 2006, Paper number: 1122.





## POST-TENSIONE: PASSATO O FUTURO?

**Nicola Cuzzo**

Ingegnere Libero Professionista, Roma

### SOMMARIO

L'impiego di nuove tecnologie in qualsiasi epoca segue percorsi pressoché standard: l'iniziale fervore sperimentale induce ad estenderne l'applicazione nei campi più vari e con forte rapidità; in seguito il dominio si restringe verso aspetti che risultano massimizzarne i pregi tecnici e la competitività; ed infine l'innovazione, ormai divenuta "tradizione", rischia di essere soppiantata o da nuove tecnologie o da riedizioni di tecniche tradizionali cui l'evoluzione dei processi produttivi offre nuovi spunti per competere sul mercato. L'andamento delle attuali dinamiche economiche e gli orientamenti tecnici dei Committenti introducono le problematiche per le quali trovare risposta si identifica con lo stabilire il futuro della Post-Tensione: Come confrontare le prestazioni in termini di durabilità tra materiali diversi? Quanto incide il know-how dell'Impresa nell'economicità di un'opera? Come entrano le variabili progettuali nel privilegiare l'una o l'altra scelta? Quali sviluppi tecnologici presagire per rinverdirne l'impiego? Quanto segue vuole offrire spunti per riflessioni su una tecnologia di costruzione che, in passato punta di diamante del corredo culturale dell'ingegnere, sembra oggi penalizzata dall'imperante semplicismo della modernità.

### POST-TENSIONING: PAST OR FUTURE?

#### SUMMARY

New technologies have, in every time, the same history: the passion of the beginnings, in which they are applied very quickly and extensively; then their applications shrink in fields where it's possible to maximize worth and competitiveness; and, at the end, the new technology, established and became "habit", may be displaced by new innovations or renovated old technologies. Current market dynamics and customer technical tendencies submit topics requiring to precast the future of Post-Tensioning: how to compare long-term performances between different materials? how much the Companies' know-how affects the cost of Public works? How design variables affect the choices? Which further technological developments could be portended to renew Post-tensioning applications?

In the following we just would like to offer a cue in order to think over a technology, in the past leading edge in engineers' cultural background, that seems today punished by the prevailing superficiality of modernity.

#### 1. TEMATICHE E NOTE STORICHE

Lo sviluppo e l'applicazione di una nuova tecnologia richiede, oltre che la *"diretta percezione dei fatti e l'intuizione"*, tempi, risorse ed occasioni che nel passato impegnavano più generazioni. Si pensi all'uso del calcestruzzo nei ponti che, utilizzato per la prima volta nel 1840, impiegò circa cinquant'anni prima di giungere ad un uso intensivo nella costruzione di archi. Inoltre, nonostante l'intuizione di rinforzare con il metallo avuta da un giardiniere francese già nel 1867, solo nel 1905 Hennebique costruisce il primo ponte a travata in cemento armato ordinario. Lo stesso Maillart, padre della teoria del calcolo strutturale di questo materiale, fu per gran parte della sua esistenza considerato un visionario. Anche la storia del precompresso non si sottrae al lungo

percorso di gestazione: intuito da Freyssinet già nel 1904 solo vent'anni più tardi questi ne inizia le prime applicazioni sperimentali, fino a realizzare, nella cornice della ricostruzione post-bellica francese, il Ponte sul Fiume Marne ad Annet (1948), prima opera di rilievo nel campo della costruzione di ponti in c.a.p. La nuova tecnologia porta con sé l'impiego di nuovi schemi strutturali, il portale e le travi, che meglio risolvono i problemi geometrici causati dalle importanti frecce degli archi sulle luci medie degli attraversamenti fluviali.

In Italia l'impiego dell'acciaio armonico per trasformare il calcestruzzo, penalizzato dalla sua scarsa resistenza a trazione, in materiale omogeneo ha inizio in modo estensivo alla fine degli anni cinquanta. Le prime applicazioni evidenziano come la ricerca dei progettisti si orientò verso il risparmio dei materiali da ottenere attraverso l'attenta disposizione del



Fig. 1 – Ponte sul Fiume Marne ad Annet – Francia (1948)

cablage e la sapiente dosatura della post-tensione. Nonostante il forte impegno richiesto nel processo di confezionamento, la tecnologia si afferma grazie al notevole risparmio delle quantità dei materiali valutata nel 30-40% in calcestruzzo e, soprattutto, fino al 70% in barre d'acciaio, elemento strutturale a forte impatto nel costo complessivo dell'opera vista l'origine d'importazione della materia prima. Ne scaturivano, infatti, strutture complesse che richiedevano la puntuale definizione delle fasi di costruzione e di tesatura durante tutto l'arco del processo produttivo. Le severe procedure per la verifica della corretta esecuzione dell'opera venivano scrupolosamente seguite sia dalle Direzioni Lavori che dalle Imprese esecutrici le cui maestranze, in gran parte personale proprio, operavano in un contesto di forte partecipazione emotiva alla buona riuscita dell'opera ben coscienti che da essa dipendeva la propria personale qualificazione nel mondo del lavoro. Il periodo storico che attraversava il nostro Paese era infatti un periodo di grandi opportunità: il forte sviluppo economico, a cui il piano per le infrastrutture dava un importante contributo, poneva sul mercato una tale quantità di opere da incoraggiare la sperimentazione e la ricerca quasi artigianale di sistemi costruttivi ed organismi strutturali che ottimizzassero l'impiego delle risorse.

L'avvento dell'era del "costo della manodopera" segnò il limite superiore dell'ampiezza dell'offerta riducendo il campo applicativo a quelle opere che, disponendo del requisito della semplicità, poterono conservare un rapporto costi/benefici ancora conveniente per tutti i soggetti coinvolti nella costruzione e gestione dell'opera. Le strutture complesse alle quali la continua ricerca della performance statica aveva donato il rango di opere a forte valenza architettonica

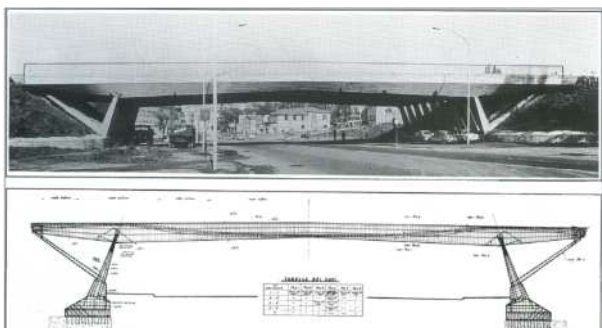


Fig. 2 – Cavalcavia sulla Via Olimpica – Roma (1958)

(decostruttivismo) lasciarono gradualmente il posto a strutture il cui maggior imperativo era divenuto l'assestare la

razionalizzazione e l'economicità del processo costruttivo: la struttura prendeva la forma di un vero e proprio prodotto-prototipo industriale. Sulle piccole luci la post-tensione veniva praticamente soppiantata dall'impiego di elementi prefabbricati pre-tesi, la cui produzione in stabilimento assicurava elevati standard qualitativi e semplicità di messa in opera, mentre sulle luci medie iniziava a soffrire la concorrenza dell'acciaio da carpenteria.

Ma quali sono oggi, nell'ambito delle luci medie delle strutture da ponte, i criteri con i quali si debba o si possa scegliere una tipologia strutturale piuttosto che un'altra, un materiale piuttosto che un altro, un sistema costruttivo piuttosto che un altro?

## 2. ASPETTI TECNICI ED ASPETTI ECONOMICI

### 2.1 Le Richieste Prestazionali

La prestazione cui i Committenti sono senz'altro più sensibili è, ovviamente, la durabilità dell'opera, intesa non solo come vita utile della stessa ma, soprattutto, come esercizio a basso costo di manutenzione. Il calcestruzzo precompresso post-teso, come noto, non è secondo a nessun altro materiale in questa prestazione: per qualsiasi schema statico si adottò, una attenta disposizione e tesatura dei cavi offre la possibilità di non superare mai lo stato limite di decompressione e limitare la fase fessurativa in esercizio alle sole condizioni di carico rare. Gli interventi di manutenzione ordinaria sono pressoché nulli e prevedono il costo delle sole visite ispettive, mentre a 50 anni interventi di ripristino superficiale possono interessare alcune opere esposte a condizioni ambientali difficili. Anche la risposta alle azioni eccezionali sono ben affrontate dal calcestruzzo post-teso il quale ben si presta ad un approccio che, privilegiando le rigidità rispetto alle resistenze, conduce a livelli di danno limitati, contenendo così i costi dell'opera.

Operando nell'ambito della propria esperienza nell'esercizio della propria infrastruttura, ciascun Committente matura convinzioni che però non sempre trovano la forza di rispecchiarsi nelle scelte progettuali finali, dovendo tali convinzioni confrontarsi da un lato con gli aspetti economici della costruzione e dall'altro con le problematiche legate alla gestione degli Appalti (si pensi alla legislazione dell'Appalto Concorso). A meno di pochi Committenti fortemente motivati, la scelta del materiale da adottare per un'opera è, in genere, lasciata alle convenienze del proponente, e quindi, indirettamente, viene ad essere soggetta alle regole del "mercato". A tali regole soggiace anche la scelta delle modalità costruttive: si pensi all'alternativa tra conci prefabbricati o gettati in opera nella costruzione di impalcati per avanzamento a sbalzo che molto cambia nella prestazione dell'opera e non solo dal punto di vista della durabilità.

### 2.2 Il Confronto Economico

Benché sia piuttosto complesso cimentarsi in un confronto economico tra opere simili ma progettate in epoche diverse, sulla base di normative diverse, condizionate da vincoli diversi, e con costi unitari diversi visto che soprattutto il prezzo del calcestruzzo risente molto della disponibilità di inerti sul territorio, nella Tabella 2 si vogliono mettere a confronto impalcati da ponte diversamente realizzati. Il confronto si imposta sulla base di un parametro economico definito "costo normalizzato" con il quale si intende

rappresentare non già il valore monetario assoluto della spesa ma il valore relativo ad una “unità di valore” arbitraria assunta, nello specifico, pari al costo di un chilogrammo di acciaio in barre per c.a. posto uguale a uno. La tabella separa un primo sub-totale, somma dei costi normalizzati dei materiali, da un totale finale che comprende, oltre alla voce precedente, il costo normalizzato del sistema di varo, comprensivo del costo della cassetta. La variabile sistema di varo rende complesso il confronto in quanto tale scelta dipende dalle condizioni orografiche del sito su cui sorgerà l’opera. Nei limiti dell’approssimazione adottata e con i rapporti tra i valori economici dei materiali riportati in Tab. 1 si osserva come un impalcato in cemento armato precompresso presenti un valore economico più stabile, rispetto alle variabili-materiali, di quanto non accada alle carpenterie metalliche.

Tabella 1 – Rapporti di Valore dei Componenti

Materiale	uv *
Acciaio in Barre	1.00
Calcestruzzo C28/35	72.00
Calcestruzzo C35/45	76.00
Calcestruzzo C40/50	80.00
Dalle Prefabbricate	25.00
Acciaio in Trefoli	2.50
Manodopera	50.00
Acciaio da Carpenteria	1.80

\* Unità di Valore rapportata all’Acciaio in Barre

Queste ultime sono infatti molto sensibili al rapporto luce/altezza e interasse trasversale tra le travi, vale a dire ai condizionamenti geometrici dell’inserimento dell’opera nel contesto plano-altimetrico. La maggiore uniformità del c.a.p. risiede nella sua innata rigidità imposta dagli spessori tecnologici della soletta e delle anime e dalla minore variabilità dei rapporti L/H propria delle strutture in calcestruzzo. Il confronto tra i valori assoluti mostra come l’aspetto economico non può, e non deve, essere assunto quale elemento condizionante la scelta strutturale la quale più correttamente deve nascere dalla sintesi progettuale raggiunta nell’analisi del problema posto dall’attraversamento. Per chiarire l’affermazione si ponga l’attenzione all’incidenza della variabile costo della manodopera: la variazione del costo normalizzato in funzione di una variazione della produttività del lavoro del 15% incide fortemente, ossia fino al 10%, sul costo dell’opera. Quindi non è il valore unitario della manodopera che condiziona il risultato finale ma la capacità organizzativa dell’Impresa che, attraverso l’incremento della produttività del lavoro, realizza una migliore performance economica attraverso l’impiego delle proprie risorse. L’utilità non rimane confinata al campo del maggior introito finanziario ma diventa conoscenza e quindi investimento. Un Impresa che, non raccogliendo la sfida, migra verso un più comodo e semplicistico affidamento in sub-appalto a prefabbricatori o carpentieri abdica le opportunità offerte impoverendo culturalmente la propria attività.

### 3. QUALE FUTURO

#### 3.1 Sviluppi Tecnologici

La tecnologia del calcestruzzo è in rapida evoluzione

verso materiali quali l’High Performance Concrete (HPC) che, inizialmente impiegati nel campo delle strutture off-shore, cominciano a trovare applicazioni anche nel campo delle costruzioni di ponti (Storebelt, Ponte della Musica, Tibet Railway Bridge, ...) pur conservando una tecnica di confezionamento di tipo tradizionale. L’impiego dei fumi di silice associato alla riduzione del diametro massimo degli inerti e del rapporto acqua/cemento ne migliora notevolmente, inoltre, le prestazioni in durabilità riducendo la porosità superficiale.

L’incremento delle resistenze di questi materiali non si accompagna, a meno di impiegare le ancora costosissime fibre, né al miglioramento delle resistenze a trazione, che anzi vedono ridurre il loro rapporto con la resistenza a compressione, né alle caratteristiche di duttilità per la quale occorre attendere i futuribili calcestruzzi UHPC. Disporre armature per la precompressione rimane pertanto, almeno nell’immediato, una tecnica ancora valida per l’impiego degli HPC in schemi statici che impegnano la flessione degli elementi strutturali.

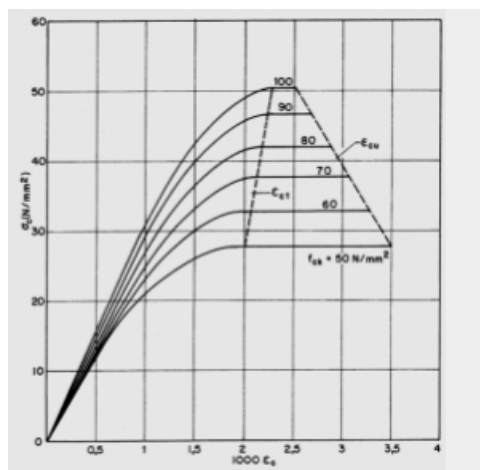


Fig. 3 – Diagrammi  $\sigma_c$ - $\epsilon_c$  per Calcestruzzi HPC

L’aumento delle resistenze comporta la riduzione degli spessori e di conseguenza la riduzione della quantità relativa di acciaio armonico ma poco o nulla cambia nella risposta del materiale alle azioni di taglio. Infatti la soglia per evitarne l’armatura, per la quale le norme si sono definitivamente orientate verso l’eliminazione della componente dovuta alla resistenza a trazione del calcestruzzo fessurato, rimane comunque bassa ed attenua in parte gli effetti benefici dell’aumento di resistenza. Ne risultano meno avvantaggiati soprattutto gli impalcati a spinta in cui una significativa azione di taglio impegna, durante la fase di varo, la gran parte delle sezioni. L’abolizione o, quantomeno, la forte riduzione dell’armatura ordinaria avrebbe infatti un importante riflesso sulla produttività del lavoro che è l’obiettivo che ci impongono i tempi in cui viviamo.

Quando le condizioni di mercato consentiranno l’uso su vasta scala dei nuovi calcestruzzi, gli altri due componenti non potranno non adattarsi alle nuove prestazioni. Già sono in

Tabella 2 – Confronti Economici

Impalcati in Acciaio													
Opera	Anno	Lungh.	L_max	Tipologia	Varo	dalle	Cls C28/35	Acciaio ord.	Acc. carp.	Manod.	Sub_tot	Varo	Totale
		m	m			mq/mq	mc/mq	kg/mq	kg/mq	ore/mq	uv/mq	uv/mq	uv/mq
Bocca di Magra	2012	152.4	51.8	Travi	Spinta	0.00	0.00	0.0	370.0	2.0	<b>766.0</b>	0.0	766.0
Pieve S. Stefano	2006	27.5	27.5	Travi	Gru	0.80	0.18	54.0	240.0	2.0	<b>615.0</b>	0.0	615.0
Impalcati in Acciaio-Calcestruzzo													
Opera	Anno	Lungh.	L_max	Tipologia	Varo	dalle	Cls C28/35	Acciaio ord.	Acc. carp.	Manod.	Sub_tot	Varo	Totale
		m	m			mq/mq	mc/mq	kg/mq	kg/mq	ore/mq	uv/mq	uv/mq	uv/mq
Pallare	2005	84.7	81.0	Travi	gru	0.80	0.27	75.0	660.0	2.0	<b>1 398.4</b>	8.0	1 406.4
Curagnata	2005	57.2	56.0	Travi	gru	0.80	0.27	75.0	418.0	2.0	<b>962.8</b>	8.0	970.8
Oglio	2007	246.0	66.0	Travi	gru	0.80	0.27	55.0	200.0	2.0	<b>550.4</b>	6.0	556.4
Frena	2008	41.5	40.0	Travi	gru	0.90	0.25	70.0	200.0	2.0	<b>566.0</b>	6.0	572.0
Santerno	2008	81.2	40.0	Travi	gru	0.95	0.25	85.0	160.0	2.0	<b>510.0</b>	6.0	516.0
Ponteviso	2007	120.0	30.0	Travi	gru	0.80	0.27	55.0	110.0	2.0	<b>388.4</b>	6.0	394.4
Savuto	1998	300.0	50.0	Travi	a spinta	0.80	0.24	55.0	230.0	2.0	<b>602.3</b>	50.0	652.3
Impalcati in C.A.P. a Cavi Post-Tesi													
Opera	Anno	Lunghezza	Luce_max	Tipologia	Varo	Cls C35/45	Cls C40/50	Acciaio ord.	Acc. arm.	Manod.	Sub_tot	Varo	Totale
		m	m			mc/mq	mc/mq	kg/mq	kg/mq	ore/mq	uv/mq	uv/mq	uv/mq
Rio Mannu	1990	320.0	160.0	Cassone	a sbalzo	0.00	1.27	80.0	79.0	13.0	<b>1 029.1</b>	72.0	1 101.1
Tanaro 4	2002	520.9	100.0	Cassone	a sbalzo	0.00	0.86	145.4	48.4	13.0	<b>985.2</b>	44.0	1 029.2
Stura	2002	420.9	100.0	Cassone	a sbalzo	0.00	0.86	145.4	48.4	13.0	<b>985.2</b>	54.0	1 039.2
Oulmane-Khelifa	2007	318.4	64.0	Cassone	a spinta	0.81	0.00	132.0	53.0	7.0	<b>676.1</b>	50.0	726.1
Tanaro 4	2002	428.7	50.0	Cassone	a spinta	0.68	0.00	135.0	50.0	7.0	<b>661.7</b>	48.0	709.7
Fratta	2010	206.0	50.0	Cassone	a spinta	0.76	0.00	135.0	46.0	7.0	<b>657.8</b>	100.0	757.8
Vampadore	2010	156.0	50.0	Cassone	a spinta	0.76	0.00	135.0	46.0	7.0	<b>657.8</b>	115.0	772.8
Bisatto	2010	97.0	45.0	Cassone	in opera	0.75	0.00	122.0	37.0	6.0	<b>571.5</b>	125.0	696.5
Rodigina	2010	127.0	32.0	Cassone	in opera	0.62	0.00	100.0	22.0	6.0	<b>502.1</b>	125.0	627.1

produzione, anche se solo per diametri superiori a 25 mm, barre per cemento armato con resistenze maggiori,  $f_{tk} \geq 700$  N/mm<sup>2</sup>, di quanto non consenta attualmente di adottare la norma e trefoli con resistenze a rottura fino a  $f_{ptk} \geq 2060$  N/mm<sup>2</sup>. Le maggiori condizioni di aderenza per le prime e la maggiore pressione di contatto a tergo degli ancoraggi per i secondi contribuirà ad incrementare l'efficienza del processo produttivo e la riduzione dell'incidenza della manodopera sul costo globale.

### 3.2 Misura del Beneficio

Nell'ambito dei principi stabiliti nel paragrafo precedente si è voluto misurare, seppur in modo approssimato, l'entità dei

benefici apportati dall'ipotetica adozione di calcestruzzo HPC per la costruzione del Viadotto sul Fiume Fratta, a servizio della nuova autostrada A31-valdastico Sud, di prossima apertura al traffico. Si tratta di un impalcato a cassone monocellulare della lunghezza totale di 206 m con luce massima di 50.0 m, varato a spinta. Nella figura 4 si mostra la sezione trasversale così come realizzata mentre nella figura 5 la stessa sezione (in alto) viene confrontata con due ipotesi di riprogettazione del viadotto in funzione dell'impiego di un calcestruzzo HPC di classe C70/85 che, si ricorda, è la massima classe attualmente impiegabile senza dover richiedere autorizzazione al Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

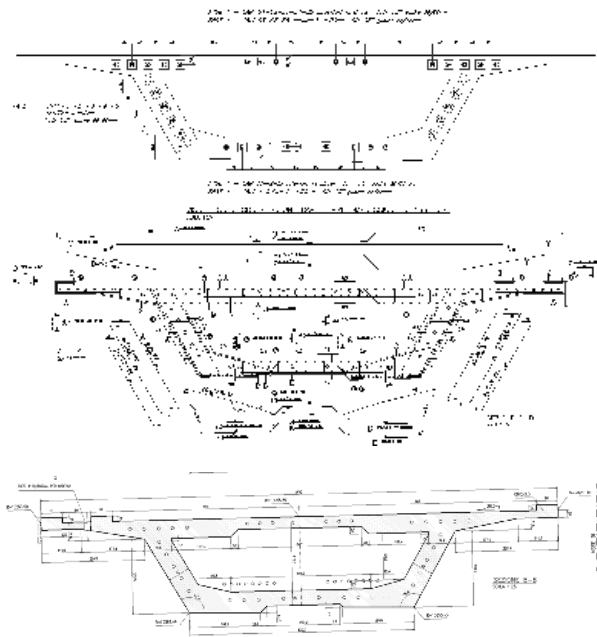


Fig. 4 – Viadotto Fratta – Caratteristiche e Armature Sezione Corrente

La dimensione scelta per lo spessore delle anime è tale da non variare l'entità della resistenza a rottura della biella compressa, mentre gli spessori della soletta in mezzeria e all'intersezione con le anime per la Sez. 2 (intermedia) sono tali da non far variare la quantità di armatura lenta disposta. La controsoletta della stessa Sez. 2 è scelta di spessore minimo 16 cm, pensato come limite tecnologico per il getto in opera.

La Sez. 3 è l'evoluzione ulteriore in cui a fronte di una riduzione della rigidezza torsionale si dimezza la luce della soletta superiore.

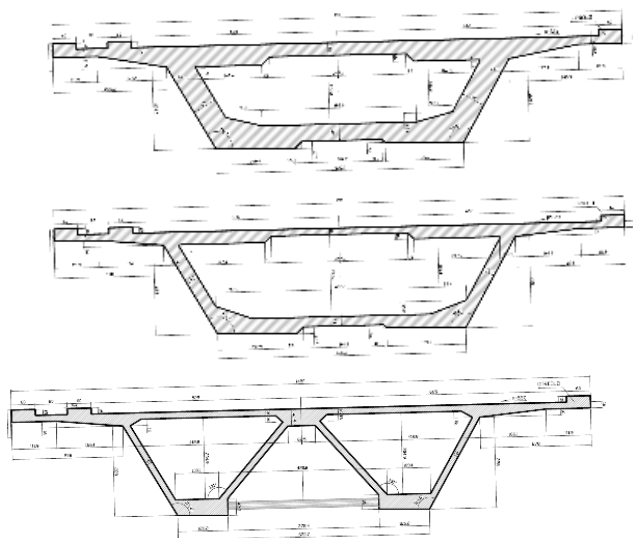


Fig. 5 – Evoluzione della Sezione Corrente con Calcestruzzi HPC

Nella Tabella 3 si mostra come per quest'ultima sezione, che si compone sostanzialmente di lastre di spessore 16 cm con ringrossi necessari all'alloggiamento degli ancoraggi dei cavi, ci si possa attendere una riduzione della quantità di calcestruzzo del 50% mentre la riduzione della quantità di acciaio armonico, misurata in termini di sforzo normale, è del 40%.

Tabella 3 – Caratteristiche meccaniche delle Sezioni [kN, m]

	Sez. 1	Sez. 2	Sez. 3
A =	11.239	7.480	5.771
z <sub>g</sub> =	1.527	1.424	1.380
J =	10.224	7.941	5.136
We =	-9.528	-6.752	-4.210
Wi =	6.695	5.576	3.722
N <sub>prec</sub> =	-96 673.0	-58 003.8	-58 003.8

Ma la combinazione tra la forte riduzione del peso proprio e l'aumento della resistenza del materiale comporta l'ulteriore vantaggio mostrato nella Tabella 4: il massimo impegno dell'impalcato, misurato nell'ultima colonna dal fattore di utilizzazione, viene ad essere sopportato in fase d'esercizio e non più in fase di spinta

Tabella 4 – Stato Tensionale in Esercizio e in Fase di Spinta [N/mm<sup>2</sup>]

	$\sigma_{e\_max}$	$\sigma_{i\_max}$	$\sigma_{e\_min}$	$\sigma_{i\_min}$	u_fact
<b>Esercizio</b>					
Sez. 1	-0.05	-1.01	-16.68	-19.67	<b>0.896</b>
Sez. 2	0.65	0.23	-17.24	-22.04	<b>0.472</b>
Sez. 3	0.50	-0.67	-23.22	-28.10	<b>0.602</b>
<b>Spinta</b>					
Sez. 1	0.30	0.33	-14.88	-21.27	<b>0.968</b>
Sez. 2	0.60	-0.61	-13.65	-17.87	<b>0.383</b>
Sez. 3	0.29	-1.80	-17.35	-21.75	<b>0.466</b>

Ne consegue una migliore efficienza nell'uso del materiale che può essere progettato per le esigenze dell'impiego e non per quelle di una fase transitoria. L'entità assoluta dei valori delle tensioni rimane, inoltre, ancora lontana dai limiti del materiale ( $u\_fact=0.602$ ) tanto da consentire l'utilizzo di una classe inferiore rispetto a quella ipotizzata inizialmente.

#### 4. CONCLUSIONI

L'impiego nell'immediato futuro dei nuovi calcestruzzi HPC, caratterizzati da elevate prestazioni in termini di resistenza a compressione, indubbiamente consentirà la forte riduzione dei pesi propri delle strutture. A causa dei persistenti limiti nella loro resistenza a trazione e fino a quando sarà conservata l'impostazione tradizionale dei getti di calcestruzzo nell'ambito delle costruzioni dei Ponti, l'impiego dei cavi post-tesi nelle strutture inflesse rimarrà una tecnica utile per sopperire alla perdurante dissimmetria del comportamento meccanico dei nuovi materiali. I cavi dovranno, a parità di ingombro degli ancoraggi, elevare di molto le pressioni di contatto per sfruttare appieno le nuove potenzialità. Ma il solo aggiornamento tecnologico dei materiali non basterà a ridare nuovo impulso all'industria del cemento armato precompresso. L'adozione di spessori sottili, e di conseguenza la riduzione delle tolleranze di lavorazione, comporta la necessità di una importante crescita culturale dei soggetti coinvolti nella realizzazione di un'opera: l'elevata precisione nella disposizione delle armature, e, soprattutto, la assoluta padronanza nel confezionamento dei getti per i quali non saranno più tollerabili quelle imperfezioni che oggi prendono il nome di non conformità.

Come all'inizio del secolo scorso siamo, di nuovo, chiamati all'entusiasmante sforzo di esplorare ed interpretare nuove opportunità: unica differenza con il passato i tempi di risposta concessi, notevolmente più brevi. Ma la partita rimane

esaltante e la "diretta percezione dei fatti e l'intuizione" ci condurrà, ancora una volta fiduciosi, "a vedere l'espressione e la bellezza della matematica" (E. Freyssinet).

#### **BIBLIOGRAFIA**

- [1] MARTIN HAYDEN – (1976), *The Book of Bridges – The history, technology and romance of bridges and their builders* – Linda Doeser ed., 130-151, Galahad Books - New York City
- [2] Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Servizio Tecnico Centrale – *Linee Guida sul Calcestruzzo Strutturale ad Alta Resistenza*
- [3] Consiglio Nazionale delle Ricerche – *Studi preliminari finalizzati alla redazione di Istruzioni per l'impiego di calcestruzzi ad alte prestazioni* – CNR-DT 209/2013

# CORDOLI IN CALCESTRUZZO FIBRORINFORZATO IN SOLETTE DA PONTE PER L'APPLICAZIONE DI BARRIERE ANTIRUMORE

**Achille Devitofranceschi<sup>1</sup>, E. Luzzo<sup>2</sup>, Alberto Meda<sup>3</sup>,  
Zila Rinaldi<sup>3</sup>, Francesca Simonelli<sup>3</sup>, Davide Tironi<sup>4</sup>**

<sup>1</sup> Anas s.p.a. – Direzione Progettazione

<sup>2</sup> Autostrade per l'Italia s.p.a.

<sup>3</sup> Università degli Studi di "Tor Vergata" Roma

<sup>4</sup> CMC Cooperativa Muratori e Cementisti Ravenna

## SOMMARIO

La possibilità di realizzare cordoli in calcestruzzo fibrorinforzato, senza armature tradizionali, da utilizzare in solette da ponte esistenti è stata investigata con una serie di prove in scala reale. In particolare, i cordoli studiati sono finalizzati all'applicazione di barriere antirumore. La soluzione proposta permette di velocizzare la realizzazione dei cordoli e della successiva applicazione di montanti delle barriere antirumore, con vantaggi non solo economici ma anche legati ad una limitata interruzione del traffico.

Sono stati analizzati due casi studio: il viadotto di attraversamento del torrente Orba presso Novi Ovada e i viadotti esistenti sulla strada SS 121 Palermo – Lercara Friddi nel territorio compreso fra Bolognetta e Vicari.

In laboratorio sono stati realizzati provini riproductivi parte della soletta esistente dei ponti oggetto dello studio. Successivamente è stato realizzato il cordolo in calcestruzzo fibrorinforzato, seguendo le fasi reali di cantierizzazione. Dopo l'installazione del montante, si è provveduto ad applicare un carico orizzontale come prescritto dalle normative, fino al collasso della struttura.

I risultati hanno mostrato l'efficacia della soluzione proposta ed i vantaggi ottenibili rispetto ad una soluzione tradizionale in calcestruzzo armato.

## FRC SUPPORTS FOR SOUND BARRIERS ON BRIDGE SLABS

### SUMMARY

The possibility of making side beams in bridge decks with fiber reinforced concrete is investigated herein. Particularly attention is paid on the reconstruction of side beams in existing bridge decks for the application of anti-noise barriers. The proposed solution allows speeding up the construction phases, with several advantages related to a reduction of the costs and the traffic interruption.

Two case studies have been investigated: the viaduct over river Orba in Novi Ovada and the existing viaducts on SS 121 Palermo – Lercara Friddi in the area between Bolognetta and Vicari.

Full scale specimens have been prepared for laboratory tests with the aim of reproducing part of the existing bridge deck. Eventually, the side beam in fiber reinforced concrete has been cast, simulating all the in situ construction phases. After the installation of the barrier fixing system, a horizontal load has been applied according to the design codes. The load has been increased up to the system failure.

The results have shown the effectiveness of the proposed solution and the advantages with respect to a traditional solution in reinforced concrete.

## 1. INTRODUZIONE

La realizzazione di cordoli laterali in solette da ponte esistenti è una problematica che recentemente è stata oggetto di analisi e studi non solo dal punto di vista della sicurezza statica ma anche in relazione ad aspetti economici e tecnologici. La costruzione di nuovi cordoli laterali o la sostituzione di cordoli esistenti è spesso legata alla necessità di installare sistemi di contenimento, quali ad esempio le barriere di sicurezza o antirumore.

Viene qui presentata una nuova tecnologia per la realizzazione di cordoli laterali basata sull'utilizzo di calcestruzzi fibrorinforzati ad elevate prestazioni, in modo da eliminare l'armatura tradizionale. L'adozione di tale tecnologia consente di ridurre sensibilmente i tempi di costruzione, con il primario vantaggio di limitare le interruzioni al traffico. Una volta preparato il supporto, si

può, infatti, gettare il calcestruzzo rinforzato eliminando i tempi di posa dell'armatura. Inoltre, grazie alle elevate resistenze che il calcestruzzo utilizzato sviluppa alle brevi stagionature, si può procedere all'installazione dei supporti poche ore dopo il getto. Altro vantaggio, legato all'assenza di armatura tradizionale, è costituito dalla possibilità di installare gli ancoraggi dei supporti (dopo la realizzazione del getto) senza avere interferenze con le barre di armatura.

Al fine di verificare l'efficacia della soluzione proposta, è stata eseguita una serie di prove sperimentali in dimensioni reali, simulanti l'azione più gravosa su questo tipo di struttura, legata allo svio del veicolo.

Le prove hanno mostrato l'efficacia della soluzione proposta ed hanno permesso le prime installazioni sulla rete viaria.



## 2. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI

Vengono qui presentate le indagini sperimentali funzionali alle verifiche del rifacimento dei cordoli dei viadotti esistenti sulla strada SS 121 Palermo – Lercara Friddi nell'itinerario compreso fra Bolognetta e lo svincolo Manganaro.

I viadotti esistenti ricadenti in questo tratto, per i quali si è previsto il riammodernamento, subiranno interventi di tipo globale e locale; fra quest'ultimi anche il rifacimento dei cordoli bordo ponte per l'installazione delle nuove barriere di sicurezza. Per la decina di viadotti oggetto del riammodernamento la geometria dei nuovi cordoli è variabile sia in termini di larghezza che di altezza, in generale lo schema di rifacimento è quello indicato in Figura 1. Tra le diverse tipologie di geometria la più rappresentativa presenta un'altezza di 340 mm e larghezza pari a 520 mm. Al fine di collegare efficacemente il cordolo con la soletta esistente è stata prevista la realizzazione di radici mediante carotatura della soletta esistente.

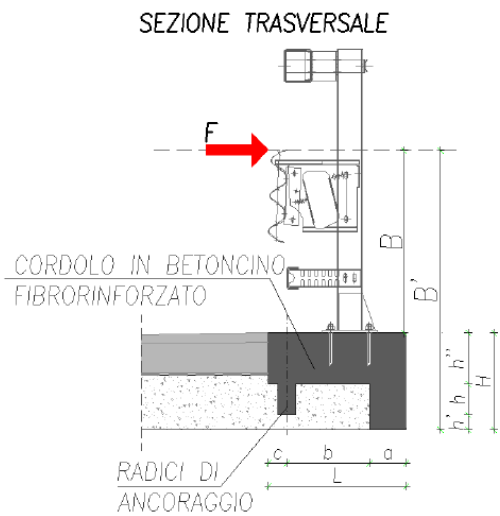


Figura 1. Geometria generica dei cordoli fibrinforzati

Si è inoltre previsto di aggiungere una serie di armature all'intradosso della soletta in modo da incrementare la resistenza nelle zone a momento negativo, che risultava, generalmente, essere inadeguata rispetto ai carichi di progetto.

In Figura 2 è mostrato il dettaglio delle armature della soletta con il cordolo in calcestruzzo fibrinforzato. Si può notare come nel cordolo non sia presente nessuna armatura.

## 3. INDAGINE SPERIMENTALE

Al fine di verificare l'efficacia della soluzione proposta è stata prevista una campagna sperimentale su provini in scala reale. I campioni sono stati realizzati in laboratorio, simulando le varie fasi realizzative di cantiere e le caratteristiche dei materiali esistenti e previsti. Sono inizialmente state gettate le solette, sono poi state predisposte le radici mediante l'esecuzione di carote di 120 mm di diametro esterno e 150 mm di profondità ed infine è stato gettato il cordolo in calcestruzzo fibrinforzato.

In Figura 3 sono mostrate le diverse fasi realizzative dei campioni da testare. Sono state eseguite in totale 6 prove.

Il calcestruzzo fibrinforzato utilizzato per realizzare i cordoli è caratterizzato da una resistenza media a compressione, misurata su cubi, di 102 MPa. Il materiale è stato caratterizzato a trazione mediante prove a flessione su provini non intagliati (Figura 4).

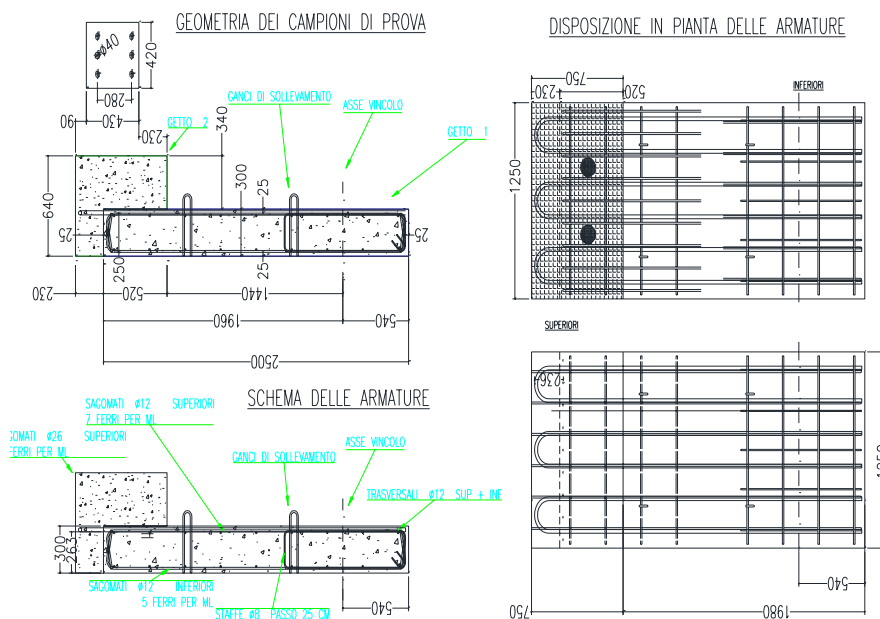


Figura 2. Dettaglio dei cordoli in calcestruzzo fibrinforzato



Figura 3. Fasi realizzative dei campioni di laboratorio

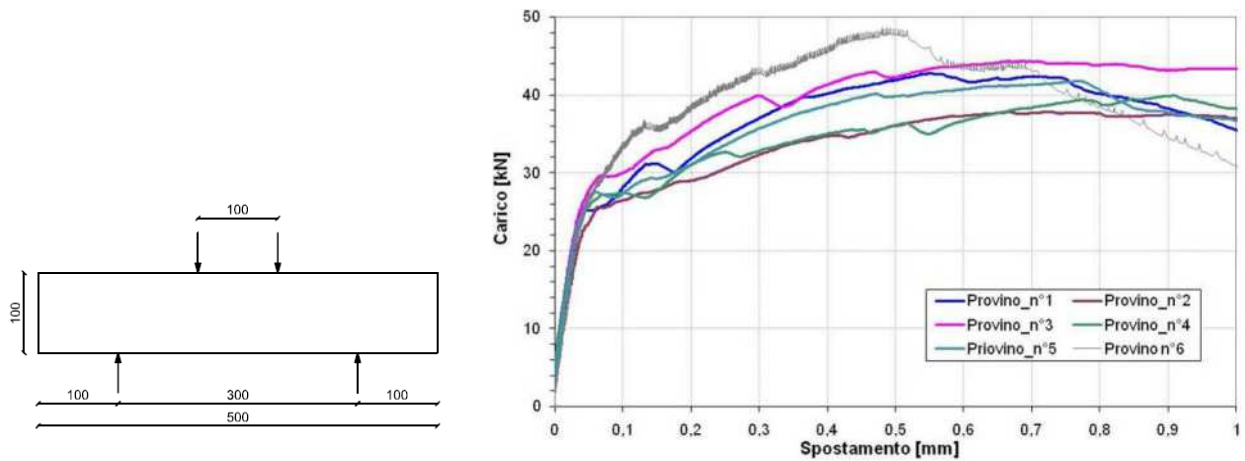


Figura 4. Prove a flessione sul calcestruzzo fibrorinforzato

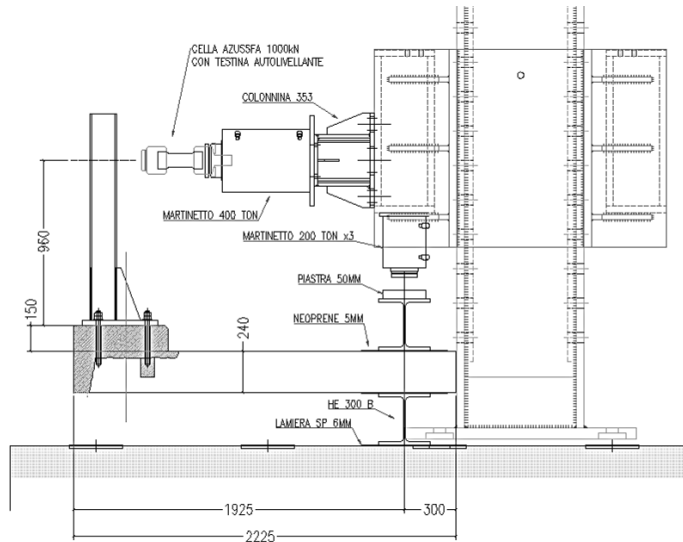


Figura 5. Sistema di prova

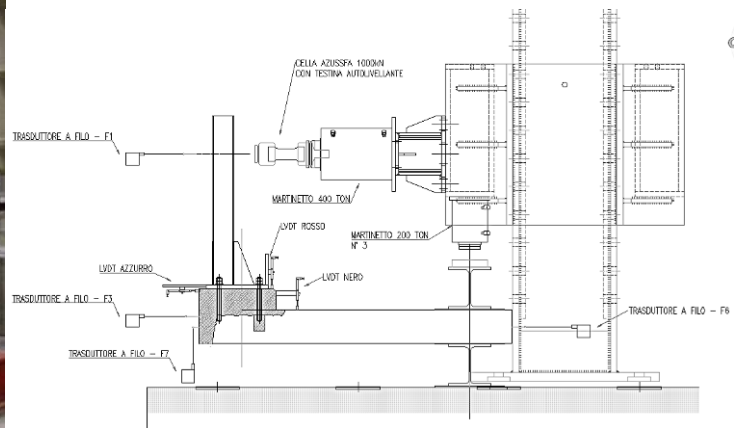
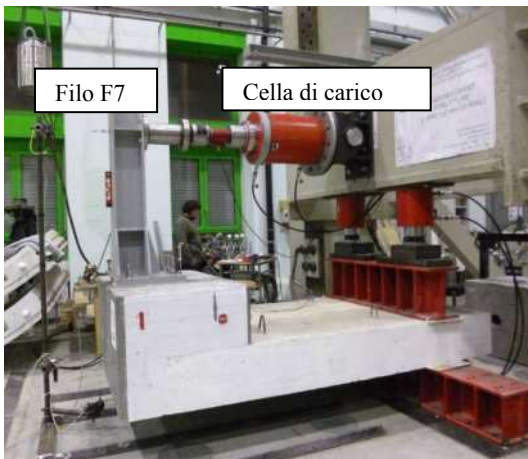


Figura 6. Strumentazione del sistema di prova

La situazione di carico più gravosa per i cordoli è quella legata al carico orizzontale, dovuto allo svio del veicolo, agente sul montante del sistema di contenimento.

Nella progettazione del sistema di prova si è quindi fatto riferimento a questa condizione di carico. La parte laterale di soletta, ove è situato il cordolo, risulta essere a sbalzo e, a causa del carico orizzontale agente sul sistema di contenimento, soggetta ad un momento negativo costante.

Il sistema di prova utilizzato è mostrato in Figura 5. La soletta viene vincolata “a sbalzo” mediante l’applicazione di un carico trasversale di 4000 kN (2 martinetti idraulici da 2000 kN) agenti su un traversa in acciaio (HE 300 B).

Il carico orizzontale è applicato utilizzando un martinetto idraulico da 4000 kN. Il punto di carico è posto ad una altezza pari a 960 mm dalla superficie di estradosso del cordolo, come previsto in progetto. Il carico è stato applicato ad una traversa in acciaio rappresentante il sistema di fissaggio della barriere antirumore.

Una serie di trasduttori potenziometrici a filo e di LVDT è stata utilizzata per misurare gli spostamenti del provino mentre una cella di carico è stata utilizzata per la misura del carico orizzontale (Figura 6).

Il comportamento dei sei provini sottoposti a prova è stato simile, per cui vengono di seguito presentati i risultati di una singola prova.

In Figura 7 è mostrata la curva carico orizzontale – spostamento del punto di carico. In Figura 8 è riportato il carico massimo ottenuto in ciascuna delle 6 prove eseguite.

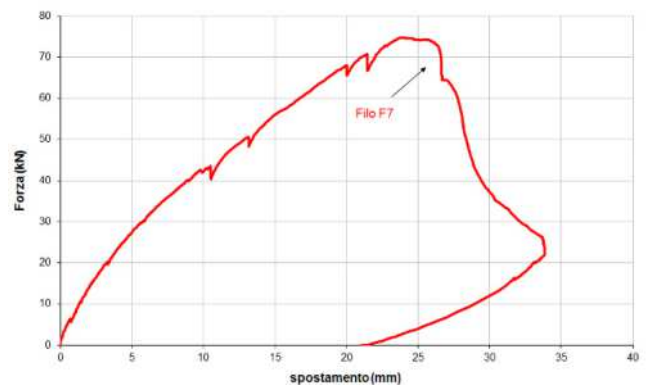


Figura 7. Provino 1: carico orizzontale – spostamento

Facendo riferimento alla prova 1 (Figura 7), in prossimità di un livello dai carico di 45 kN si è avuta la prima fessurazione, con una serie di fessure verticali che si sono aperte all'estradosso della soletta, tra il cordolo ed il punto di vincolo ed una fessura orizzontale all'interfaccia tra cordolo e soletta (Figura 9).

In corrispondenza del carico massimo (75 kN) si è sviluppata una fessura dallo spigolo della soletta (Punto A, Figura 10), legata all'innalzamento del cordolo rispetto alla soletta.

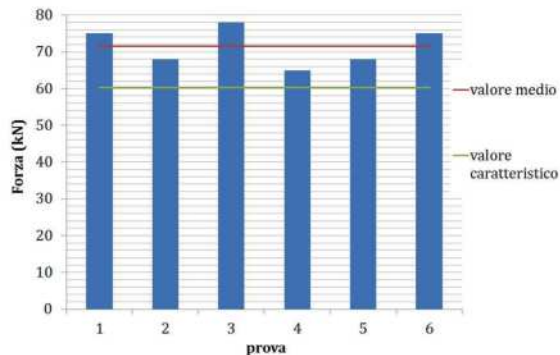


Figura 8. Carico massimo ottenuta in ciascuna prova

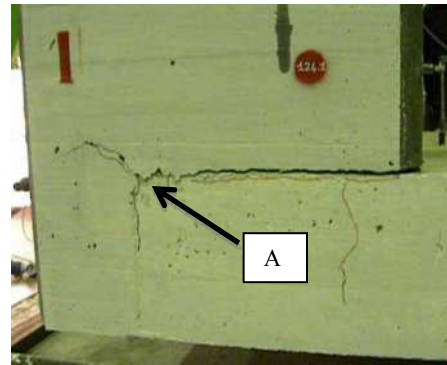


Figura 10. Dettaglio dello stato fessurativo a 75 kN

In Figura 11 e Figura 12 è mostrato il panorama fessurativo in corrispondenza del carico massimo in ciascuna delle prove eseguite. Si può notare come il meccanismo di rottura sia risultato simile in tutti i casi.

Il valor medio del carico massimo è risultato pari uguale a 71.5 kN. Il valore caratteristico, valutato secondo le indicazioni dell'Eurocodice 0, è risultato uguale a 60.2 kN.



Figura 9. Panorama fessurativo: carico di 45 kN

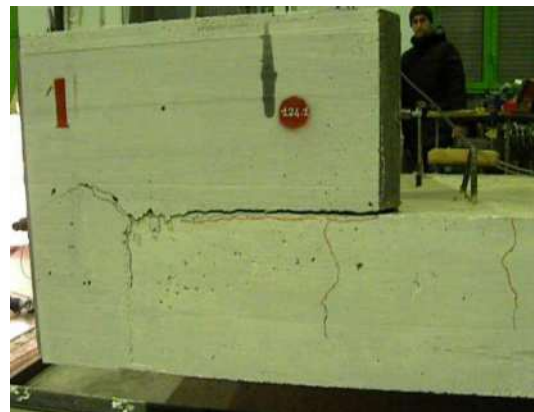


Figura 11. Panorama fessurativo in corrispondenza del carico massimo – prove 1 e 2

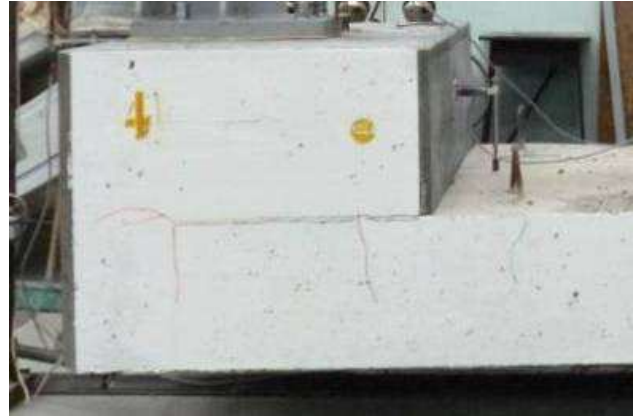
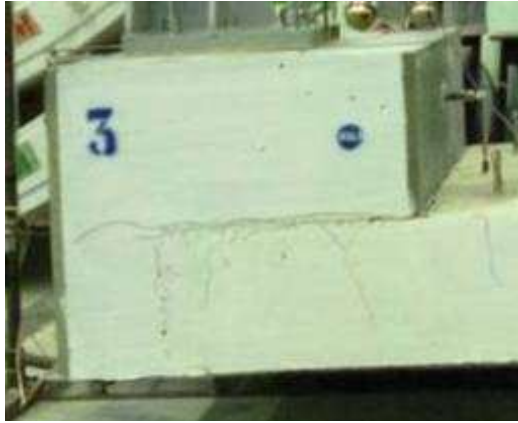


Figura 12. Panorama fessurativo in corrispondenza del carico massimo – prove 3, 4, 5 e 6

## CONCLUSIONI

I risultati hanno mostrato l'efficacia della soluzione proposta nel garantire una adeguata capacità portante del sistema.

Durante la compagna di prove sono stati inoltre evidenziati i vantaggi dell'utilizzo del calcestruzzo fibrorinforzato nelle varie fasi di cantierizzazione.

## BIBLIOGRAFIA

- [1] EN 1990 Eurocode – Basis of structural design
- [2] CNR DT-204, "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Strutture di Calcestruzzo Fibrorinforzato, Consiglio Nazionale delle Ricerche, 2006.
- [3] *fib* Model Code for Concrete Structure 2010. Federation Internationale du beton. 2013.
- [4] Martinola, G., Meda, A., Plizzari, G.A., Rinaldi, Z. Strengthening and repair of RC beams with fiber reinforced concrete. *Cement and Concrete Composites*. Volume 32, Issue 9, October 2010, Pages 731-739.
- [5] Meda, A., Riva, P., Mostosi, S. Shear strengthening of r/c beam with high performance fiber reinforced cementitious composite jacketing. *ACI Structural Journal*. In press.

## RINGRAZIAMENTI

Si ringrazia la società Bolognetta per aver finanziato la ricerca e la società Tecnochem Italiana per aver fornito il calcestruzzo fibrorinforzato utilizzato nelle prove.

# IL VIADOTTO SERRA CAZZOLA 1 SULLA SS 640 “DI PORTO EMPEDOCLE”

**Luigino Dezi<sup>1</sup>, Federico Murrone<sup>2</sup>, Pierfrancesco Paglini<sup>3</sup>**

1 Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura, Università Politecnica delle Marche, Ancona

2 Dirigente Anas Regione Sicilia, Palermo

3 Project Manager Empedocle Scpa, Ravenna

## SOMMARIO

Il viadotto Serra Cazzola 1 rappresenta l'opera principale dei lavori del 1° Lotto per l'adeguamento della SS 640 “di Porto Empedocle” in provincia di Agrigento, per la quale è stata prevista una soluzione a più campate con un unico impalcato contenente le due carreggiate stradali. Il viadotto ha uno sviluppo complessivo di 980 m, campata centrale di 120 m, larghezza di 26.50 m ed altezza massima da fondovalle di circa 70 m. L'impalcato è di tipo composto acciaio-calcestruzzo ed è costituito da due travi metalliche a doppio T e da traversi estradossati e aggettanti a diretto sostegno della soletta. La memoria descrive la concezione strutturale, i criteri generali di progetto e le tecniche costruttive utilizzate.

## THE SERRA CAZZOLA 1 VIADUCT ALONG THE SS 640 “DI PORTO EMPEDOCLE”

## ABSTRACT

The Serra Cazzola 1 Viaduct is the major structure of the renewal works along the SS 640 “di Porto Empedocle” in the Agrigento province and is characterized by a multi-span scheme with a double carriageway deck. The viaduct has a total length of 980 m, central span of 120 m, width of 26.50 m and maximum height of 70 m. The steel-concrete composite deck is constituted by two steel girders with cantilevered composite cross beams supporting the concrete slab. The paper describes the concept, the main design criteria and the construction techniques for substructures and deck.

## 1 INTRODUZIONE

La riqualificazione della SS 640 “di Porto Empedocle”, che collega Porto Empedocle alla SS 626 Caltanissetta-Gela attraversando la Valle dei Templi e i territori di numerosi comuni delle province di Agrigento e Caltanissetta, prevede il miglioramento delle condizioni plano-altimetriche di tracciato ed il raddoppio della carreggiata, secondo le caratteristiche del tipo III delle norme CNR 78/80. L'intervento ha per obiettivo il riassetto del sistema viario in ambito regionale ed è finalizzato al sostegno dello sviluppo economico-territoriale dell'Isola. I numerosi importanti centri di attrazione turistica ed in particolare la Valle dei Templi, di recente riconosciuta dall'UNESCO bene di interesse mondiale, costituiscono poli di attrazione di cospicui flussi turistici sui quali l'economia locale e regionale intendono puntare con particolare determinazione.

La nuova SS 640 attraversa un'area molto sensibile dal punto di vista ambientale, per la presenza di territori agricoli di notevole interesse e di altri pregi di tipo paesaggistico, che richiede un'attenzione particolare nella progettazione dell'infrastruttura al fine di garantirne le

migliori condizioni di integrazione e di inserimento nel territorio e nell'ambiente. La qualità architettonica delle principali opere d'arte in relazione all'ambiente, unitamente alla scelta dei più opportuni interventi di mitigazione e/o compensazione degli impatti ambientali, costituisce obiettivo fondamentale del progetto.

Il viadotto Serra Cazzola 1, ubicato tra le progressive km 19+272 e 20+252, è l'opera principale del tratto stradale in provincia di Agrigento. L'interesse ambientale della vallata attraversata, la lunghezza complessiva del viadotto (980 m) e l'altezza massima da fondovalle (circa 70 m) sono elementi che hanno richiesto una particolare cura, sia nella definizione della tipologia strutturale, sia nella scelta delle tecniche costruttive. L'altezza delle pile, in particolare, ha imposto la ricerca di una soluzione a grandi luci con un unico impalcato contenente le due carreggiate stradali, al fine di conferire all'opera carattere di unitarietà e leggerezza (Fig. 1). Le campate hanno una scansione a luci crescenti con l'altezza da fondovalle (da 55 m a 120 m), in modo da conseguire maggiore trasparenza e favorire un corretto inserimento dell'opera nel contesto ambientale. Le dimensioni delle singole campate sono invece condizionate dalla tecnica costruttiva utilizzata.

Parallelamente ai suddetti elementi di carattere generale, particolare attenzione è stata dedicata allo studio formale delle pile ed alla loro armonizzazione con l'impalcato soprastante al fine di pervenire ad una soluzione architettonicamente valida.

## 2. DESCRIZIONE DELL'OPERA

### 2.1 Impalcato

Il viadotto presenta 12 campate di luci 55 m, 70 m, 3x90 m, 120 m, 3x90 m, 2x70 m e 55 m, per uno sviluppo complessivo di 980 m. La larghezza complessiva dell'impalcato, pari a 26.50 m, è composta dalle due carreggiate stradali di 10.50 m (ciascuna suddivisa in due corsie di marcia da 3.75 m e due banchine, rispettivamente da 1.75 e 1.25 m), due marciapiedi laterali da 1.50 m e 2.50 m di spartitraffico centrale. La pendenza trasversale dell'impalcato è realizzata inclinando i traversi e mantenendo costante lo spessore della soletta. Per la raccolta e l'allontanamento delle acque provenienti dalla piattaforma stradale sono previsti due canali di alluminio rivestiti da un fascione di alluminio verniciato.

L'impalcato è a sezione composta acciaio-calcestruzzo ed è costituito da due travi metalliche (bi-trave) a doppio T poste a distanza di 12.50 m e da traversi a doppio T estradossati e aggettanti ad interasse di 4 m circa, sui

quali è ordita una soletta di 25 cm di spessore. La carpenteria metallica è interamente saldata e verniciata.



Fig. 1 - Campata centrale del viadotto (rendering)

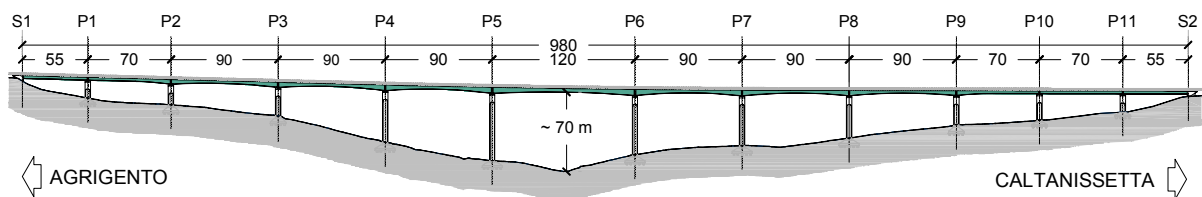


Fig. 2 - Vista longitudinale

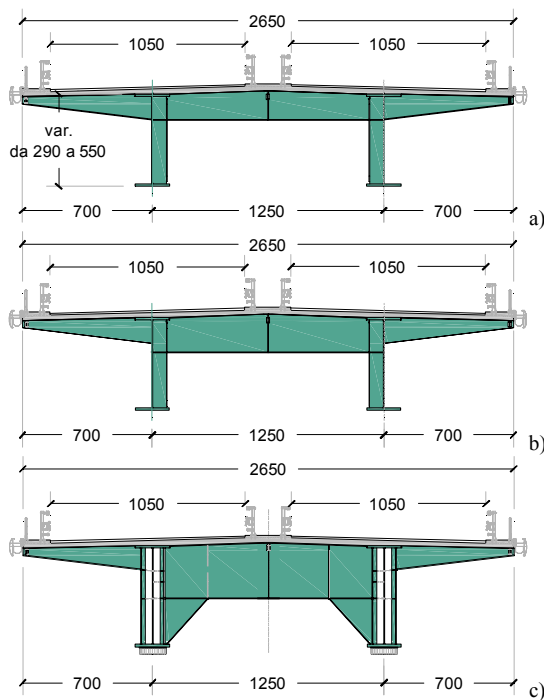


Fig. 3 - Sezioni trasversali e geometria dei traversi: a) traverso corrente; b) traversi vicini agli appoggi; c) traversi di appoggio

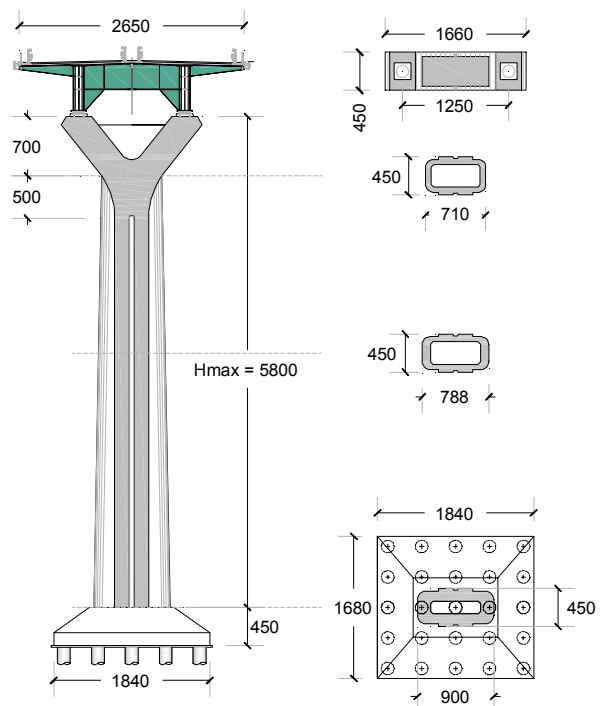


Fig. 4 - Prospetto e sezioni delle pile

Le travi hanno altezza costante di 2.90 m sulle campate esterne da 55 e 70 m e variabile con legge parabolica sulle campate da 90 m e su quella centrale da 120 m. Sulla campata centrale l'altezza varia da 3.00 m (L/40) in mezzeria a 5.50 m (L/22) sugli appoggi. I traversi correnti hanno altezza variabile da 1.60 a 1.79 m nella parte centrale e da 0.40 a 1.60 m nella parte a sbalzo.

Nelle campate principali, per un tratto di circa 25 m a cavallo degli appoggi, i traversi presentano un'altezza maggiorata di circa 60 cm rispetto alla sezione corrente, per far fronte alla verifica di stabilità delle piattabande.

I traversi e i montanti presenti in corrispondenza degli appoggi hanno l'ulteriore funzione di trasferire le azioni orizzontali del vento e del sisma agli appoggi e quindi alle sottostrutture. I montanti di pila sono realizzati con 3+3 piatti disposti simmetricamente rispetto all'anima, ad un interasse di 0.40 m, in modo da garantire il corretto trasferimento delle reazioni vincolari all'impalcato anche in presenza di escursioni termiche longitudinali.

In corrispondenza dei traversi, le travi sono irrigidite da montanti a T saldati alle anime e alle piattabande.

Il telaio costituito dal traverso e dai montanti ha anche la funzione di stabilizzare le piattabande inferiori sia nelle fasi di varo che in esercizio. Per garantire la stabilità nelle fasi di montaggio e getto della soletta l'impalcato sarà irrigidito da un controvento provvisorio. In esercizio, la presenza della soletta rende inutile la funzione dei controventi che potranno pertanto smontati.

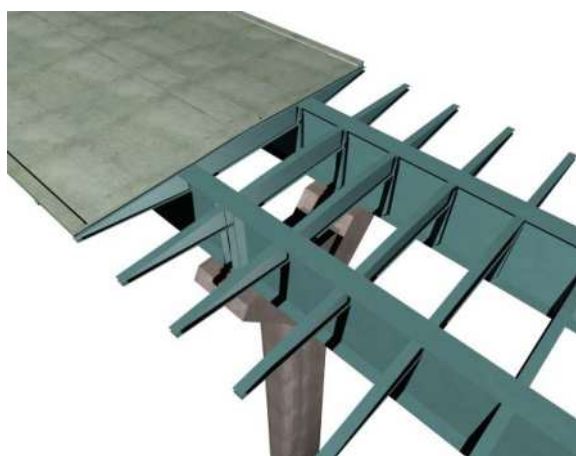


Fig. 5 - Vista impalcato metallico

La soletta è realizzata in opera su predalle, con sequenze ottimizzate di getto che prevedono l'esecuzione dei conci di campata prima di quelli a cavallo degli appoggi, in modo da prevenire la fessurazione della soletta durante le fasi costruttive. La connessione della soletta alla carpenteria metallica è realizzata con pioli tipo "Nelson" di diametro 22 mm sulle travi e 19 mm sui traversi.

## 2.2 Sottostrutture

Le pile hanno un'altezza variabile da 13 a 58 m e sono costituite da un fusto a sezione cava, variabile linearmente nella direzione trasversale, e da un pulvino a sezione variabile con raccordo curvo, in grado di realizzare l'allargamento necessario ad ospitare gli

appoggi dell'impalcato. Particolare attenzione ha richiesto la definizione della forma delle pile ed in particolare del pulvino per le notevoli dimensioni richieste dalla tipologia dell'impalcato.

Le fondazioni sono costituite da zattere su 16-20-25 pali Ø 1500 di lunghezza 30-35-40 m.



Fig. 6 - Pila e intradosso impalcato (rendering)

Le spalle hanno sezione a C e sono sedi dei ritegni sismici. Nella spalla S1, sede degli appoggi fissi, sono stati posizionati 4 dispositivi di ritegno elastico a doppio effetto da 4000 KN, mentre nella spalla S2, sede degli appoggi scorrevoli, sono stati posizionati 4 dispositivi di tipo elastico a doppio effetto da 4000 KN accoppiati con shock transmitter che permettono le deformazioni "lente" dell'impalcato (ritiro, escursioni termiche), ma non i movimenti "veloci" indotti dal sisma. I ritegni sono collegati alla parete paraghiaia mediante barre di acciaio fissate a due piastre contrapposte alla parete stessa. Le fondazioni sono costituite da zattere su 40 pali Ø 1200 cm profondi 20 m su S1 e 25 m su S2.

## 3. CRITERI DI VERIFICA

### 3.1 Impalcato

Le analisi strutturali sono state condotte con modelli semplificati a trave continua e modelli agli elementi finiti.

Con i *modelli a trave* sono state sviluppate le analisi nelle varie fasi costruttive dell'impalcato metallico e della soletta, valutati gli effetti della viscosità e del ritiro e l'involuppo dei momenti massimi e minimi prodotti dai carichi mobili. Per le analisi a lungo termine sono stati utilizzati i coefficienti di omogeneizzazione suggeriti dalle ENV 1994-2:

- $n=(1+1.1\phi)E_a/E_c$ , per le azioni statiche, con coefficiente di viscosità calcolato per un istante di applicazione del carico  $t_0 = 28$  gg
- $n= (1+0.55\phi)E_a/E_c$ , per il ritiro, con un coefficiente di viscosità valutato a  $t_0 = 1$  g

Per tener conto della fessurazione della soletta, nel modello di trave continua è stata trascurata la presenza del calcestruzzo in un tratto a cavallo degli appoggi pari



al 15% delle due campate interessate. Per quanto riguarda invece la valutazione degli effetti del ritiro, si è tenuto conto della fessurazione solo per l'effetto primario (isostatico), mentre per l'effetto secondario (iperstatico) si è proceduto a vantaggio di statica con la soletta non fessurata.

Le proprietà inerziali della sezione composta sono state valutate con la larghezza efficace suggerita dalle ENV 1994-2. L'impalcato in esame, considerata la notevole larghezza e la dimensione degli sbalzi laterali, risulta molto sensibile all'effetto Shear Lag.

I modelli agli elementi finiti sono stati utilizzati per la verifica di stabilità delle piattabande compresse nelle fasi transitorie e per l'analisi a lungo termine del frazionamento dei getti.

Il primo modello utilizza elementi shell per le anime delle travi ed elementi beam per le piattabande, per i traversi, per gli irrigidimenti verticali, i controventi e la soletta (grigliato di travi). Nel calcolo dell'inerzia dei montanti è stata considerata una porzione di anima collaborante pari a 2c, essendo

$$c \leq 1.4 \cdot t_w \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

La parte di anima vicina alle piattabande contribuisce ad aumentare l'area compressa e dunque la forza assiale di compressione senza aumentare l'inerzia. Per tener conto di questo effetto l'area della flangia  $A_f$  è valutata mediante la

$$A_f^* = A_f + 1/3 A_{wc}$$

con  $A_{wc}$  = area della parte di anima compressa.

In questo modello lo spessore dell'anima deve essere opportunamente ridotto per ottenere la rigidezza flessionale effettiva delle travi, tenendo conto che una parte dell'anima è già presente nella sezione a T delle piattabande.

L'analisi di lungo termine dello stato tensionale in soletta per effetto dei getti frazionati è stata condotta con un modello agli elementi finiti dedicato a questo tipo di analisi, tenendo conto del ritiro, della viscosità e delle fasi di getto.

### 3.2 Verifica di stabilità delle piattabande

Nel progetto degli impalcato a sezione aperta con traversi flessibili, la verifica della stabilità delle piattabande, durante le fasi di varo e getto della soletta ed in esercizio, assume un ruolo importante. Nella situazione di esercizio il rischio di sbandamento è limitato alle sole piattabande inferiori nelle zone di momento negativo. La presenza della soletta consente inoltre di trascurare la deformabilità globale della struttura nel piano orizzontale e la verifica delle piattabande può essere condotta con un metodo semplificato. I telai trasversali, costituiti dai traversi, dai montanti e da un tratto collaborante di soletta, si oppongono con la loro rigidezza alla traslazione, allo sbandamento dell'ala inferiore della trave e possono essere considerati come vincoli elastici discreti di una trave compressa. La verifica nei confronti dell'instabilità della piattabanda compressa può essere quindi condotta con un modello di trave su appoggi

elastici discreti sottoposta ad una forza di compressione variabile (Fig. 7). La rigidezza ( $k_i$ ) della molla, valutata su un semplice schema a telaio, è pari al minore dei due valori trovati per le modalità di sbandamento simmetrico ed antisimmetrico (Fig. 7).

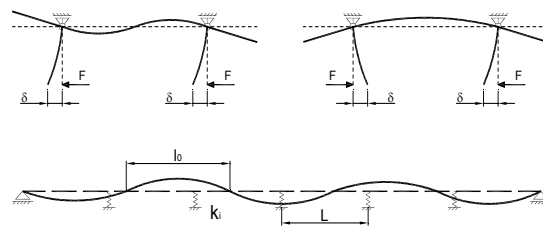


Fig. 7 - Schemi a telaio per il calcolo della rigidezza  $k_i$  e trave su appoggi elastici discreti

Durante le fasi costruttive, varo e getto della soletta, i problemi di stabilità riguardano entrambe le piattabande. In questo caso, contrariamente alla situazione di esercizio, la deformabilità globale dell'impalcato metallico influenza in maniera sostanziale la verifica delle piattabande. L'insieme travi principali, telai trasversali e controvento orizzontale deve far fronte sia ai carichi verticali, che quelli orizzontali.

Per cogliere questo comportamento non è sufficiente un'analisi semplificata condotta per la singola piattabanda compressa (trave su appoggi elastici); in questo caso la stima del moltiplicatore critico è effettuata con il modello agli elementi finiti precedentemente descritto. La verifica di stabilità viene condotta con le procedure suggerite dalle ENV 1993-2.

## 4. ASPETTI COSTRUTTIVI

### 4.1 La costruzione delle pile

Per la costruzione delle pile sono state progettate casseforme metalliche speciali, montate su mensole rampanti MF 240, per sezioni di getti con altezza variabile. Per quanto riguarda i pulvini, considerata la complessità della forma e le notevoli dimensioni, è stato necessario prevedere una cassaforma specifica ed eseguire due sezioni di getto con altezza 3.50 m l'una. Tutte le casseforme sono metalliche speciali, sostenute da puntellazioni per getti controterra rovesciate nelle zone di testa del pulvino e dotate di tre livelli di passerelle per assicurare la massima flessibilità di movimento agli operatori.

### 4.2 Il varo della carpenteria metallica

Per il montaggio dell'impalcato metallico si è fatto ricorso ad un doppio varo a spinta: la prima parte dell'impalcato di (55+70+3x90+60) è stato spinto dalla spalla lato Agrigento, la seconda di (55+2x70+3x90+60) dalla spalla lato Caltanissetta. I due vari hanno richiesto un avambecco di circa 40 m di lunghezza, una pila provvisoria P1\*, posta a 90 m di distanza dalla pila P2, sul lato della spalla S1 e due pile provvisorie P10\* e P11\*, poste a 90 m e 180 m dalla pila P9, sul lato S2. Le pile provvisorie hanno lo stesso passo di 90 m delle pile P2-P5 e P6-P9 e quindi consentono il varo a spinta dei due tratti di impalcato a sezione variabile con sezioni di

altezza massima ad interasse di 90 m. Una volta completate le operazioni di spinta si realizza la saldatura dei due tronconi nella mezzeria della campata di 120 m, previa imposizione di una distorsione sugli appoggi sulle due pile a cavallo della campata di 120 m, al fine di imporre un diagramma dei momenti simile a quello di trave continua (Fig. 10).

Per quanto riguarda il varo si è fatto ricorso ad un sistema innovativo meccanico-idraulico sincronizzato, che utilizza la tecnica "alza e spingi", alternando sollevamenti e spinte di circa 80 cm.



Fig. 8 - Getto di un pulvino

#### 4.3 Il getto della soletta

Il getto della soletta è stato eseguito su predalle ordite in direzione longitudinale e con sequenze ottimizzate che prevedono la formazione dei tratti di campata prima di quelli sugli appoggi.

Nelle campate principali del viadotto (luci di 90 e 120 m), considerate le difficoltà insite nel getto dal basso e la necessità di eseguire getti ottimizzati (tratti di campata prima di quelli sugli appoggi), si è fatto ricorso alla formazione di una pista centrale in grado di consentire il passaggio delle betoniere per raggiungere la campata successiva ed eseguire il getto a ritroso fino a completare il tratto a cavallo della pila. In Fig. 11 è riportato lo schema di getto della campata tipo, con la pista centrale e le piazzole destinate al posizionamento della pompa. Sia la pista che le piazzole sono solidali ai traversi solo nel tratto centrale di 2,5 m, mentre sono sconnesse (con i connettori isolati dal getto) nelle restanti parti.



Fig. 9 - Varo carpenteria metallica

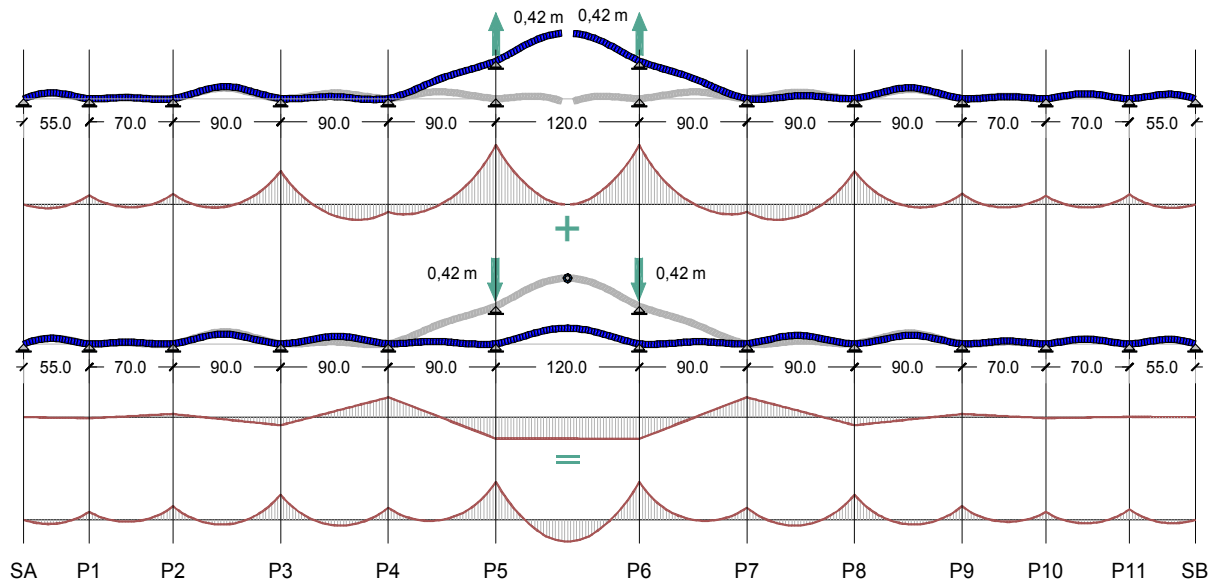


Fig. 10 - Distorsione sui due appoggi centrali e diagrammi dei momenti

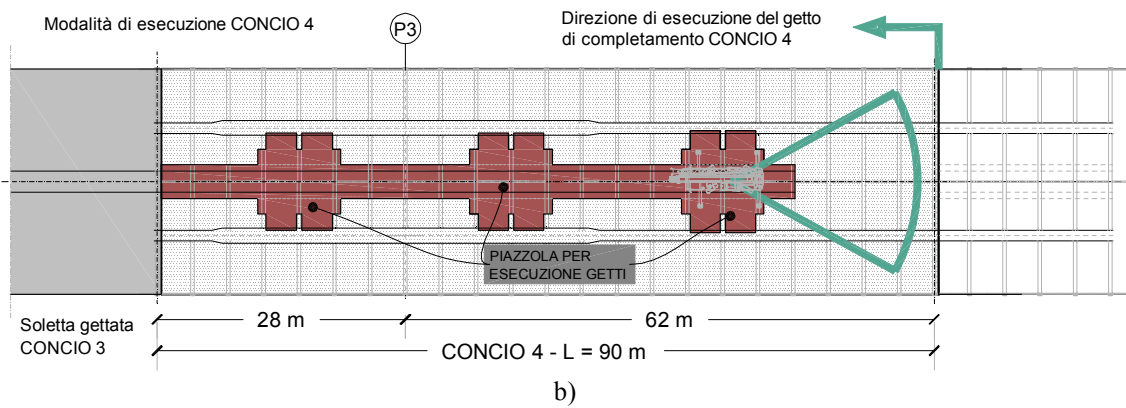
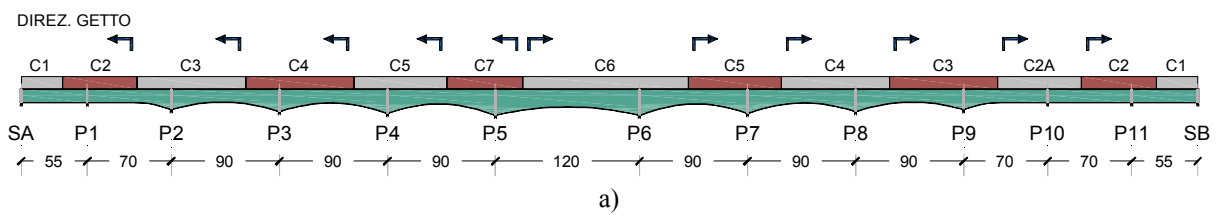


Fig. 11 - Soletta: a) sequenze di getto; b) piste di accesso e piazzole per il getto del concio tipo



*Fig. 12 - Viste dal basso*



*Fig. 13 - Vista laterale*



*Fig. 14 - Vista laterale*



*Fig. 15 - Campata centrale*

---

Committente: ANAS

General Contractor: Empedocle Scpa, Ravenna

Project Manager Empedocle Scpa: Ing. Pierfrancesco Paglini, Ravenna

Progetto Preliminare e Definitivo: Technital Spa (Ing. Massimo Raccosta e Prof. Luigino Dezi)

Progetto Esecutivo: Systra Sotecni Spa, Roma (Ing. Alberto Checchi e Ing. Stefano Niccolini)

Progetto Esecutivo di Dettaglio impalcato: DSD Dezi Steel Design Srl, Ancona

Sub-contractor carpenteria metallica: Giugliano Costruzioni Metalliche Srl, Afragola

Studio del varo: Euro Engineering Srl, Pordenone

Direzione Lavori: Ing. Fulvio Giovannini, Roma

Responsabile Unico del Procedimento: Ing. Federico Murrone, ANAS Palermo

Collaudo Statico: Ing. Michele Adiletta e Ing. Roberto Mastrangelo, ANAS Roma

# I VIADOTTI PRINCIPALI A CARREGGiate SEPARATE DEL 1° LOTTO DELLA SS 640 “DI PORTO EMPEDOCLE”

**Luigino Dezi<sup>1</sup>, Federico Murrone<sup>2</sup>, Pierfrancesco Paglini<sup>3</sup>**

1 Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura. Università Politecnica delle Marche, Ancona

2 Dirigente Anas Regione Sicilia, Palermo

3 Project Manager Empedocle Scpa, Ravenna

## SOMMARIO

I viadotti principali a carreggiate separate del 1° Lotto dei lavori di adeguamento della SS 640 “di Porto Empedocle” presentano impalcati continui composti acciaio-calcestruzzo di larghezza variabile da 12,75 a 16,75 m, luci da 40 a 70 m, per uno sviluppo di circa 8.200 m e superficie complessiva di circa 112.000 m<sup>2</sup>. Gli impalcati sono costituiti da due travi metalliche collegate da traversi ad anima piena e da una soletta a spessore variabile. Per il getto delle solette sono state utilizzate due tecniche innovative: la prima, impiegata per il getto in avanzamento continuo su cassero mobile, prevede la post-connesione dei tratti a cavallo degli appoggi, la seconda fa ricorso alla parziale prefabbricazione della soletta (predalle a spessore variabile) e getti di completamento ottimizzati, con realizzazione dei conci di pila dopo quelli di campata.

## THE MAIN DOUBLE CARRIAGEWAY VIADUCTS OF THE SS 640 “DI PORTO EMPEDOCLE”

### SUMMARY

The main double carriageway viaducts of the 1° Part of the SS 640 “di Porto Empedocle” have continuous composite steel-concrete decks, variable width from 12,75 to 16,75 m and spans from 40 to 70 m. The total length and surface are about 8.200 m and 112.000 m<sup>2</sup> respectively. The decks are constituted by two double T steel beams connected by double T cross beams and a variable thickness slab. The slab concreting is performed by means of two innovative techniques: the first, adopted for continuous casting on movable scaffolding, requires the post connection of the hogging slab segments, the second uses special precast elements of variable thickness and optimized casting sequences for the final concreting which completes the hogging segments after the sagging ones.

### 1. INTRODUZIONE

I viadotti principali a carreggiate separate del 1° Lotto dei lavori di adeguamento della SS 640 “di Porto Empedocle” hanno uno sviluppo complessivo di circa 8.200 m e una superficie di circa 112.000 m<sup>2</sup>.

L'interesse ambientale della vallata attraversata, la lunghezza complessiva dei viadotti e l'altezza della livelletta stradale, sono elementi che hanno richiesto un'attenta cura, sia nella definizione della tipologia strutturale, sia nella scelta delle tecniche costruttive. Particolare attenzione è stata dedicata allo studio formale delle pile ed alla loro armonizzazione con l'impalcato soprastante.

In questa memoria si riporta una sintetica descrizione dei soli viadotti a carreggiate separate, escludendo il viadotto Serra Cazzola 1 per il quale è stata prevista una soluzione a grandi luci con un unico impalcato contenente le due carreggiate stradali [1].

I viadotti presentano impalcati continui su più campate a sezione composta acciaio-calcestruzzo. Le pile sono costituite da un fusto a sezione piena costante di forma rettangolare allungata con gli angoli arrotondati. Il pulvino è realizzato con un raccordo curvo fino alla larghezza necessaria ad accogliere le due travi dell'impalcato.

Gli impalcati sono realizzati con due travi metalliche interamente saldate poste ad interasse variabile in modo da realizzare con la stessa tipologia strutturale tutte le larghezze richieste dal progetto stradale.

La soletta, a spessore trasversalmente variabile, è stata realizzata con due tecniche costruttive innovative: impiego di casseri mobili con getto in avanzamento continuo e post-connesione dei tratti a cavallo degli appoggi; prefabbricazione parziale della soletta (predalle a sezione variabile) e getto di completamento ottimizzato con i tratti a cavallo degli appoggi realizzati dopo quelli di campata.

## 2. DESCRIZIONE DEI VIADOTTI

I viadotti principali della SS 640 sono a carreggiate separate ed impalcato continuo composto acciaio-calcestruzzo con numero di campate variabile da tre a quindici, fatta eccezione per un solo cavalcavia (Tab. 1).

Gli impalcati sono realizzati con due travi parallele in acciaio Corten, interamente saldate e verniciate, aventi sezioni a doppio T, di altezza pari a circa 1/24 della lunghezza delle campate principali, collegate da traversi ad anima piena bullonati agli irrigidimenti verticali delle anime. Per garantire la stabilità durante le fasi di montaggio e getto della soletta, la struttura è irrigidita da controventi orizzontali da smontare a soletta realizzata.

Le pile hanno altezza massima di 28 m e sono costituite da un fusto a sezione piena costante, iscritta in un rettangolo di dimensioni 3,00 x 4,00 m, con gli angoli arrotondati. Il pulvino è realizzato con un raccordo curvo che in un'altezza di 5 m consente di raggiungere la larghezza sufficiente per accogliere le due travi dell'impalcato.

In figura 1 sono riportate una vista frontale delle pile e una foto del viadotto durante le fasi di realizzazione della soletta.

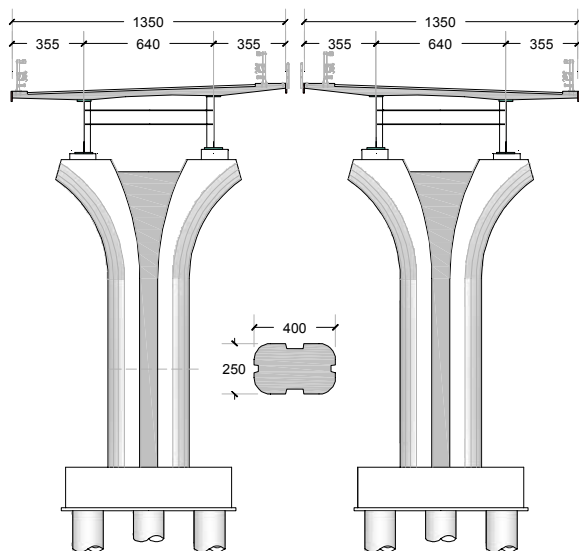


Figura 1 - Vista frontale delle pile



Figura 2 - Vista centrale dei due viadotti affiancati

Tutti gli impalcati sono vincolati alle pile con coppie di appoggi, uno multidirezionale e l'altro unidirezionale longitudinale; gli appoggi fissi o i ritegni elastici sono posizionati su una spalla. Gli impalcati più lunghi sono vincolati ad entrambe le spalle, da un lato con due ritegni elastici, dall'altro con due dispositivi di vincolo dinamico a comportamento elastico, che consentono le dilatazioni termiche in condizioni di esercizio e si trasformano in un vincolo elastico in situazione sismica. I ritegni sismici e i dispositivi di vincolo dinamico sono a doppio effetto. L'azione sismica longitudinale è pertanto riportata alle spalle, mentre alle pile è affidata solo l'azione sismica trasversale.

La concezione strutturale degli impalcati è basata sulle seguenti scelte progettuali:

- gli impalcati sono realizzati con travi metalliche completamente saldate, aventi la curvatura imposta dal tracciato stradale, traversi ad anima piena collegati con giunto bullonato agli irrigidimenti verticali dell'anima e soletta a spessore trasversalmente variabile; le luci delle campate interne sono scelte in relazione all'altezza delle pile, mentre quelle di estremità sono ridotte di un coefficiente variabile da 0,7 a 0,8;
- la soluzione bitrave è utilizzata su tutte le larghezze stradali previste in progetto; l'interasse delle travi varia da 5,65 m per impalcati di 12,75 m di larghezza, a 8,85 m per larghezze di 16,75 m, mentre la lunghezza degli sbalzi varia da 3,55 m a 3,95 m (Fig. 2); lo spessore della soletta in corrispondenza delle travi varia da 0,37 m per impalcati di 12,75 m di larghezza a 0,42 m in quelli di 16,75 m;
- quando nell'ambito di una carreggiata è richiesto l'inserimento di una corsia di accelerazione o decelerazione, l'impalcato si allarga gradatamente aumentando sia l'interasse delle travi, che passa dal valore minimo a quello massimo, che la lunghezza degli sbalzi (Fig. 4); l'allargamento, che è realizzato sempre nella parte centrale di una campata, comporta la presenza di due cuspidi nelle sezioni di inizio e fine allargamento, dove sono disposti due traversi ravvicinati in grado di riprendere le spinte a vuoto nelle piattabande determinate dalla deviazione della linea d'asse;
- le rampe di accesso o di uscita presenti sui viadotti hanno la prima campata solidale con l'impalcato principale, mentre le altre sono separate da un giunto di dilatazione posto in corrispondenza della prima pila della rampa.

Nella tabella 1 segue sono riportate le caratteristiche geometriche di tutti gli impalcati a sezione composta acciaio-calcestruzzo. Tutti, tranne uno, sono a carreggiate separate; i due viadotti più lunghi, il Pellegrino e il San Benedetto 3, hanno 14 e 13 campate e uno sviluppo complessivo di 780 e 740 m rispettivamente. Il viadotto con le campate più lunghe è il Rocca Daniele.

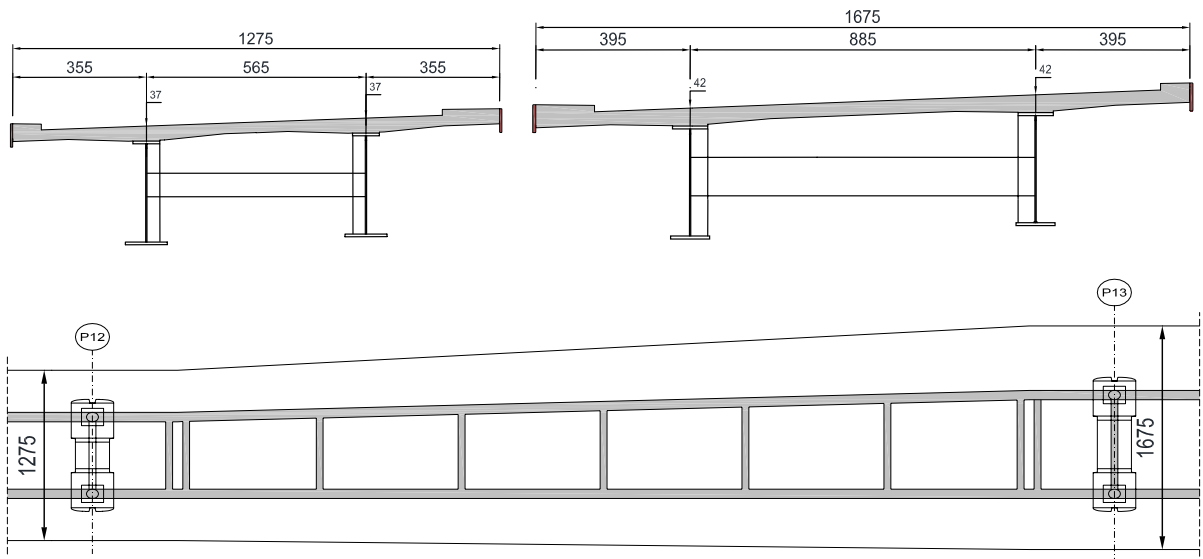


Figura 3 – Campata con allargamento impalcato



Figura 4 – Campata con allargamento impalcato



Figura 5 – Montaggio di intere campate pre-assemblate a terra e saldatura in quota



Viadotto	Carr.	N° campate	Luce campata tipica (m)	Larghezza soletta (m)	Lunghezza (m)	Superficie Totale (mq)
<b>Cannemaschi</b>	SX	3	40	16,75	100	1675
	DX	3	40	16,75	100	1675
<b>Colombaia</b>	SX	7	55	13,50/16,75	345	5039
	DX	7	55	13,50/16,75	345	4861
<b>Fazio</b>	SX	8	40	13,5	310	4185
	DX	8	40	13,50/16,75	310	4770
<b>Gasena</b>	SX	10	60	13,5	520	7020
	DX	9	60	13,5	480	6480
<b>Pellegrino</b>	SX	15	45/60	12,75/16,75	780	10335
	DX	15	45/60	12,75/16,75	780	11115
<b>Petrusa 2</b>	SX	1	50	13,5	50	675
	DX	1	50	13,5	50	675
<b>Pioppo</b>	SX	4	50	13,5	170	2295
	DX	4	50	13,5	170	2295
<b>Rocca Daniele</b>	SX	6	70	12,75/16,75	340	4875
	DX	6	70	12,75/16,75	340	4615
<b>San Benedetto 3</b>	SX	14	60	12,75/16,75	740	9755
	DX	14	60	12,75/16,75	740	9995
<b>Scintilia</b>	SX	8	60	13,5	410	5535
	DX	8	60	13,5	410	5535
<b>Serra Cazzola 2</b>	SX	8	45	12,75	320	4080
	DX	8	45	12,75	320	4080
<b>Cavalcavia Svincolo Aquilata</b>	Unica	1	43	12,5	43	538

Tabella 1



Figura 6 - Attrezzatura di getto nella fase di posa in opera delle armature

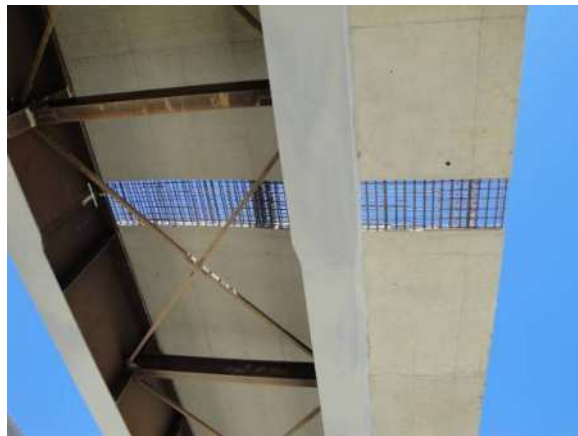
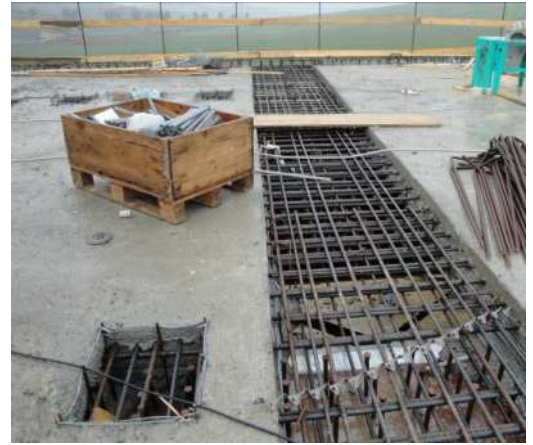
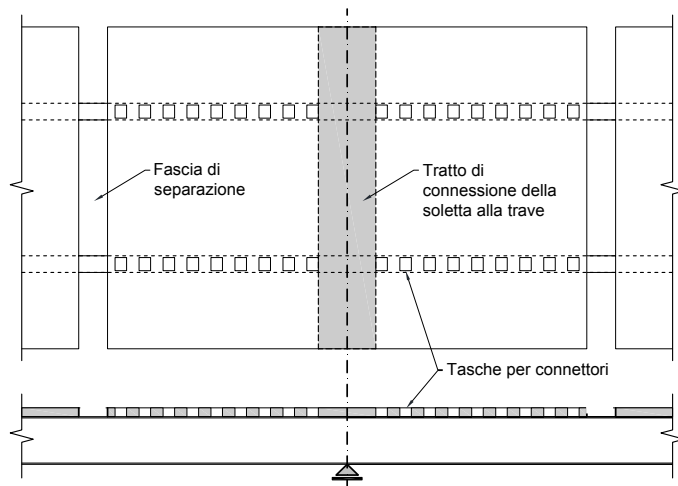


Figura 7 - Getto dei conci di pila a connessione posticipata

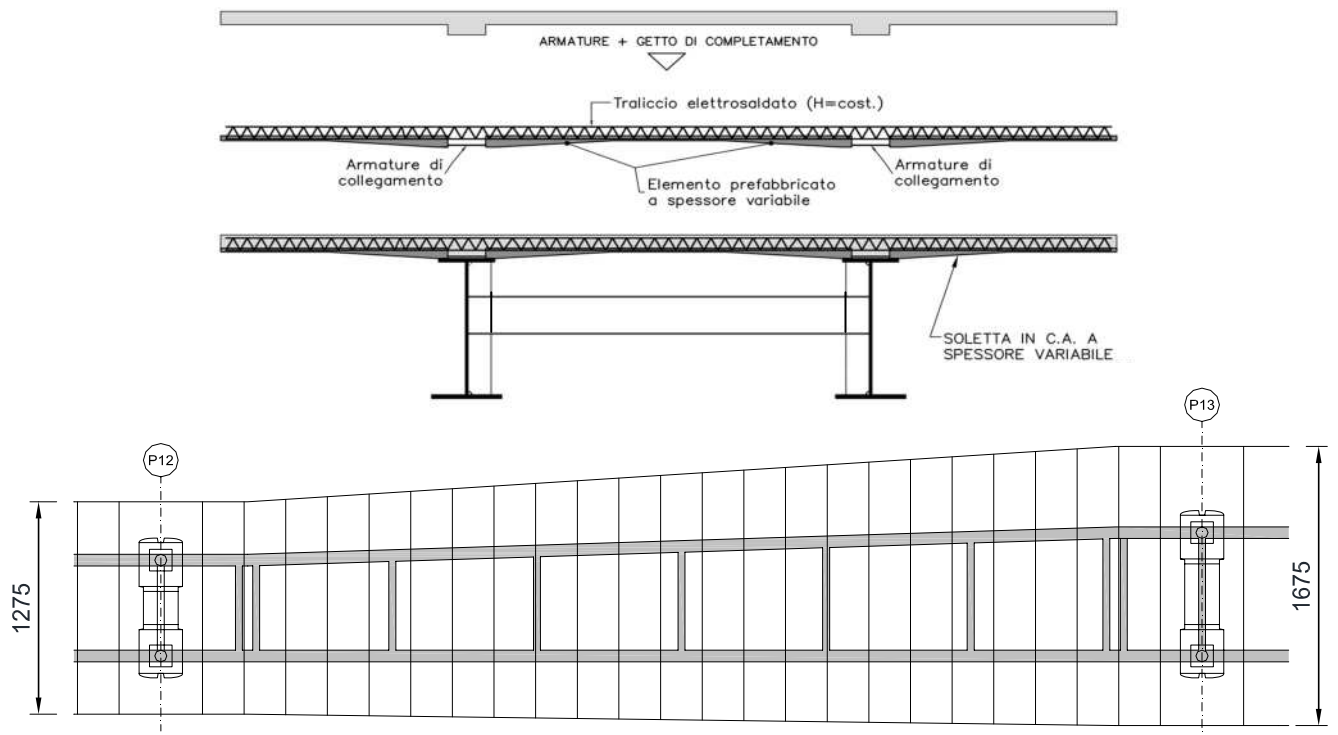


Figura 8 - Soletta parzialmente prefabbricata con predalle a spessore variabile

### 3. ASPETTI COSTRUTTIVI

In tutti i viadotti il montaggio della carpenteria metallica è avvenuto per sollevamento di intere campate, pre-assemblate a terra complete di traversi e controventi (Fig. 5).

Per la realizzazione della soletta sono state utilizzate due tecniche costruttive:

- a) getto su cassero mobile (Fig. 6);
- b) parziale prefabbricazione con predalle a spessore variabile (Figg. 8 e 9).

Il getto della soletta su cassero mobile è stato eseguito prevedendo l'impiego di un'attrezzatura per ogni viadotto e il montaggio delle armature direttamente sul cassero; la soletta è realizzata per tratti di 10-12 m, in avanzamento continuo, con una sequenza di un getto ogni due giorni.

Negli impalcati con luci superiori a 60 m, al fine di contenere le tensioni di trazione nel calcestruzzo nelle zone degli appoggi e controllare la fessurazione, è stata messa a punto una tecnica costruttiva che, pur procedendo in avanzamento, consente il getto dei tratti di soletta vicini agli appoggi senza realizzarne la connessione alle travi metalliche e ai conci di campata. In sostanza i conci di soletta a cavallo degli appoggi, grazie alla presenza di "tasche" non sigillate in cui sono raggruppati i connettori, sono mantenuti "flottanti"; la connessione è realizzata in una fase successiva con il getto delle "tasche" e dei conci di collegamento con i tratti di campata (Fig. 7).

I conci di soletta a connessione posticipata (conci di pila) hanno lunghezze di circa 20,00-25,00 m e sono realizzati con i seguenti accorgimenti:

- a) il concio di pila è separato da quello di campata da una striscia di circa 1,20 m, nella quale non si esegue il getto e si realizza la sovrapposizione delle barre longitudinali per interromperne la continuità (Fig. 7);
- b) il concio di pila è connesso alle travi metalliche solo a cavallo dell'appoggio per un tratto di circa 2 m; nella parte restante la soletta non è collaborante ed è libera di accorciarsi per effetto del ritiro. Le "tasche" non gettate hanno interasse di circa 1 m.

I getti di completamento (sigillatura delle tasche e delle fasce trasversali che separano i conci di pila con quelli di campata) sono eseguiti con calcestruzzo a ritiro compensato dopo aver realizzato la soletta nella campata successiva.

Per tener conto dell'indebolimento della sezione resistente della soletta per la presenza delle tasche, la resistenza minima allo scasso è stata portata a 35 MPa in luogo dei 25 MPa previsti per i conci standard.

Il secondo sistema costruttivo prevede la parziale prefabbricazione della soletta e cioè la realizzazione di predalle a spessore variabile da appoggiare direttamente alle travi metalliche (Brevetto DSD Srl). Gli elementi prefabbricati hanno una lunghezza di circa 2,40 m e la larghezza dell'impalcato (12,75 - 16,75 m). Nei tratti di impalcato a larghezza variabile, le predalle sono tutte diverse tra loro (Fig. 8).

Dopo la posa in opera degli elementi prefabbricati a spessore variabile si procede al montaggio delle armature e al getto di completamento.

Negli impalcati aventi larghezze di 16,50 m i getti sono stati realizzati con le seguenti sequenze:

- in direzione trasversale sono state gettate prima le due porzioni a cavallo delle due travi, al fine di rendere solidali le predalle, poi il tratto centrale ed infine i due sbalzi laterali;
- in direzione longitudinale sono stati gettati prima i conci di campata, poi quelli a cavallo degli appoggi.

Il sistema costruttivo con impiego di predalle a spessore variabile è risultato semplice ed economico e la sua applicazione a solette di grande larghezza (16,75 m) ha consentito significative economie, sia per quanto riguarda la carpenteria metallica che l'armatura trasversale in soletta.



Figura 9 - Costruzione e trasporto predalle a spessore variabile



*Figura 10 – Viste dal basso e dispositivo di vincolo dinamico*

Committente: ANAS

General Contractor: Epedocle Scpa, Ravenna

Project Manager Epedocle Scpa: Ing. Pierfrancesco Paglini, Ravenna

Progetto Preliminare e Definitivo: Technital Spa (Ing. Massimo Raccosta e Prof. Luigino Dezi)

Progetto Esecutivo: Systra Sotecni Spa, Roma (Ing. Alberto Checchi e Ing. Stefano Niccolini)

Progetto Esecutivo di Dettaglio solette: DSD Dezi Steel Design Srl, Ancona

Direzione Lavori: Ing. Fulvio Giovannini, Roma

Responsabile Unico del Procedimento: Ing. Federico Murrone, ANAS Palermo

Collaudo Statico: Ing. Michele Adiletta e Ing. Roberto Mastrangelo, ANAS Roma

#### Bibliografia

[1] L. Dezi, F. Murrone, P. Paglini: Il viadotto Serra Cazzola 1 sulla SS 640 “di Porto Epedocle”. Giornate AICAP 2014



# MATERIALI CEMENTIZI AD ALTE PRESTAZIONI PER MITIGARE IL RISCHIO DI AZIONI ECCEZIONALI NEI TUNNEL

**Marco di Prisco<sup>1</sup>, Carlo Beltrami<sup>2</sup>, Pamela Bonalumi<sup>1</sup>, Ezio Cadoni<sup>3</sup>, Alessio Caverzan<sup>1</sup>,  
Matteo Colombo<sup>1</sup>, Liberato Ferrara<sup>1</sup> e Paolo Martinelli<sup>1</sup>**

<sup>1</sup> Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Politecnico di Milano

<sup>2</sup> Lombardi SA Consulting Engineers, Minusio-Locarno, Svizzera

<sup>3</sup> Department of Environment, Constructions and Design, Università delle Scienze Applicate della Svizzera del Sud, Lugano

## SOMMARIO

L'articolo presenta alcuni aspetti progettuali finalizzati alla costruzione di conci di tunnel prefabbricati multi-strato in grado di assicurare adeguate prestazioni strutturali in caso di azioni eccezionali come incendio e scoppio. I tunnel considerati si collocano in ambito urbano e il suolo considerato è un terreno granulare. Particolare enfasi è rivolta alla metodologia progettuale ed ai vantaggi che derivano dall'utilizzo di materiali fibro-rinforzati ad alte prestazioni come HPFRCC (High Performance Fibers Reinforced Cementitious Composites), SFRC (Steel Fibre Reinforced Concrete) e TRC (Textiles). Il lavoro evidenzia come la scelta di utilizzare materiali fibro-rinforzati ad alte prestazioni non solo migliora la risposta strutturale con riferimento alle azioni eccezionali, ma ne migliora le prestazioni anche durante la fase di costruzione e di esercizio del tunnel: in ultima analisi viene aumentata la durabilità e la sostenibilità della struttura. Il progetto e la costruzione di conci di tunnel prefabbricati rappresentano il risultato finale di un progetto INTERREG chiamato ACCIDENT sviluppato nell'arco di un quadriennio (Advanced Cementitious Composites in DEsign and coNstruction of safe Tunnel) su tre diversi livelli: quello del materiale che ha fatto uso di prove statiche e dinamiche ad alta velocità in presenza anche di alte temperature, quello meso-strutturale che si è avvalso di una recente apparecchiatura costruita presso il Polo di Lecco (shocktube) e quello macro-strutturale sviluppato su una tubazione di 25 m presso il centro di addestramento dei VVFF di Bovisio Masciago coordinato da Regione Lombardia. I risultati ottenuti mettono in evidenza i vantaggi e i limiti di validità dell'approccio progettuale proposto.

## HIGH-PERFORMANCE CEMENTITIOUS MATERIALS TO MITIGATE THE RISK OF EXCEPTIONAL LOADS IN TUNNELS

## SUMMARY

The paper presents some aspects of the project for the construction of precast multi-layer tunnel segments able of providing adequate structural performance in case of exceptional loads as fire and explosion. The investigated tunnels are located in urban areas and a granular soil is considered. Particular emphasis is given to the design methodology and the benefits arising from the use of fiber-reinforced materials such as high-performance HPFRCC (High Performance Fibre Reinforced Cementitious Composites) SFRC (Steel Fibre Reinforced Concrete) and TRC (Textiles). The work shows how the choice of high performance fibre-reinforced material not only improves the structural response with respect to the exceptional loads, but also its performance during the construction and both the durability and the sustainability of the structure. The design and the construction of a precast tunnel segment prototype represent the end result of an INTERREG project called ACCIDENT developed over four years (Advanced Cementitious Composites In DEsign and construction of safe Tunnel) on three different levels: the material one, that made use of static and dynamic tests at high strain rate even in presence of high temperatures, the meso-structural that took advantage of a recent equipment built at the Campus of Lecco (shocktube) and the macro-structural one developed on a pipeline of 25 m at the training centre in Bovisio of the fire brigade of Lombardy Region. The results highlight the advantages and the validity limits of the project.

## 1. INTRODUZIONE

La tecnica TBM che prevede l'uso di conci prefabbricati per il rivestimento di gallerie può ulteriormente progredire mediante lo sviluppo e l'applicazione di tecnologie avanzate sia nelle modalità di scavo meccanizzato, sia nella realizzazione del manto di finitura, che risulta di particolare importanza nelle gallerie in terreni soffici. La progettazione e la costruzione di un concio di tunnel prototipale prefabbricato

rappresenta il prodotto finale di un progetto Interregionale denominato ACCIDENT (Advanced Cementitious Composites in DEsign and coNstruction of safe Tunnel).

La progettazione di sistemi di protezione volti ad aumentare la resistenza strutturale dei rivestimenti di gallerie al fuoco e allo scoppio ha portato all'introduzione di schermi speciali realizzati con materiali ad alte prestazioni per ridurre

il danno termico nella struttura e assorbire le onde d'urto generate da esplosioni interne. Il progetto è stato focalizzato sulla progettazione ottimale di un concio di tunnel prefabbricato multistrato in grado di migliorare le prestazioni in caso di esposizione alle alte temperature per un incendio ed all'esplosione interna dovuta ad un incidente o ad un attacco terroristico. La ricerca si è finalizzata ad ottenere le risposte a molti dubbi legati all'adozione di tale struttura multistrato.

Il primo passo è stato quello di definire lo scenario di rischio e di conseguenza gli obiettivi correlati ai carichi eccezionali considerati. Da indagini precedenti sulle misure di temperatura all'interno di un vero e proprio tunnel [1], è stato possibile introdurre come target progettuale per l'esposizione al fuoco una temperatura di intradosso di 600 °C per due ore. È importante sottolineare che un incendio 30 MW produce una temperatura massima di 300 °C sulla superficie di intradosso e quindi il target considerato corrisponde ad un incendio molto severo. L'analisi dei più recenti attacchi terroristici ai tunnel metropolitani di Mosca (2010) e di Londra (2005) ha suggerito considerare una carica equivalente energeticamente a 25 kg di TNT al centro del tunnel della metropolitana, riproducendo il caso di uno zaino portato da un kamikaze. Le prestazioni richieste al rivestimento della galleria prefabbricata progettata sono quelle corrispondenti al livello V per il fuoco e alla categoria III per esplosione secondo il vigente D.M. 2008. La prima corrisponde alla capacità di mantenere la piena funzionalità al termine di un incendio sviluppato in galleria; la seconda considera un effetto generalizzato sull'intera struttura.

Per selezionare la soluzione ottimale sono stati analizzate diverse soluzioni. La scelta finale prevede un elemento a due strati, con un rivestimento di intradosso e un telaio in HPFRC [2,3], e un nucleo in SFRC (Steel Fibre Reinforced Concrete; Fig.1) parzialmente rinforzato con due gabbie di armatura convenzionale, introdotte principalmente per incrementare la sicurezza in fase di scasso e per resistere alle azioni di spinta durante lo scavo. Una rete Alcali Resistente è stata interposta all'interfaccia tra i due strati in HPFRC ed SFRC per migliorare la distribuzione delle fessure dai fenomeni di ritiro relativo e a causa del danno termico in caso di incendio [4,5]. I controlli allo Stato Limite di Esercizio sono stati effettuati secondo il Codice Modello 2010 [6] considerando il contributo reale offerto dalle fibre nelle zone diffusive [7].

Sulla base di queste ipotesi sono stati prodotti otto conci in scala reale in uno stabilimento svizzero (TGM Prefabbricati) utilizzando un cassero progettato per il tunnel della metropolitana MetroC di Roma, dopo aver prodotto un contro-cassero in vetroresina opportunamente progettato e prodotto da una fabbrica italiana di compositi (Makoshark; Fig.1b). Si è prestata una particolare attenzione alla tecnica di getto del materiale HPFRC: le frecce indicate in Fig.1c rappresentano le direzioni di flusso durante il getto. L'intero processo di progettazione e di produzione ha evidenziato alcuni problemi critici che sono stati accuratamente studiati. L'articolo ha il solo scopo di far conoscere brevemente i principali risultati ottenuti nel tentativo di rispondere a tre principali questioni ancora aperte inerenti la soluzione in esame. La progettazione di una struttura multistrato fa sorgere il primo dubbio legato a verificare la possibilità di una delaminazione tra i due strati quando il concio è esposto ad un'onda d'urto. Questo possibile effetto potrebbe rendere necessaria l'introduzione di un certo numero di tasselli idonei

rendendo meno attraente la soluzione proposta. Una seconda questione fondamentale riguarda la possibilità di disaccoppiare il calcolo della distribuzione delle pressioni agenti sulla superficie di intradosso dovuta allo scoppio, dall'analisi non lineare del comportamento meccanico prodotto dalle pressioni interne in tubi in grandezza reale interrati in terreno soffice. Infine, considerando la temperatura massima di target, è interessante sapere se, considerando le resistenze a flessione residue ottenute in [3] quando l'intradosso è esposto alle alte temperature durante e dopo un incendio, il tunnel risulta in grado di soddisfare le verifiche di sicurezza alla Stato Limite Ultimo. I paragrafi che seguono mirano a dare una risposta ai dubbi esposti.

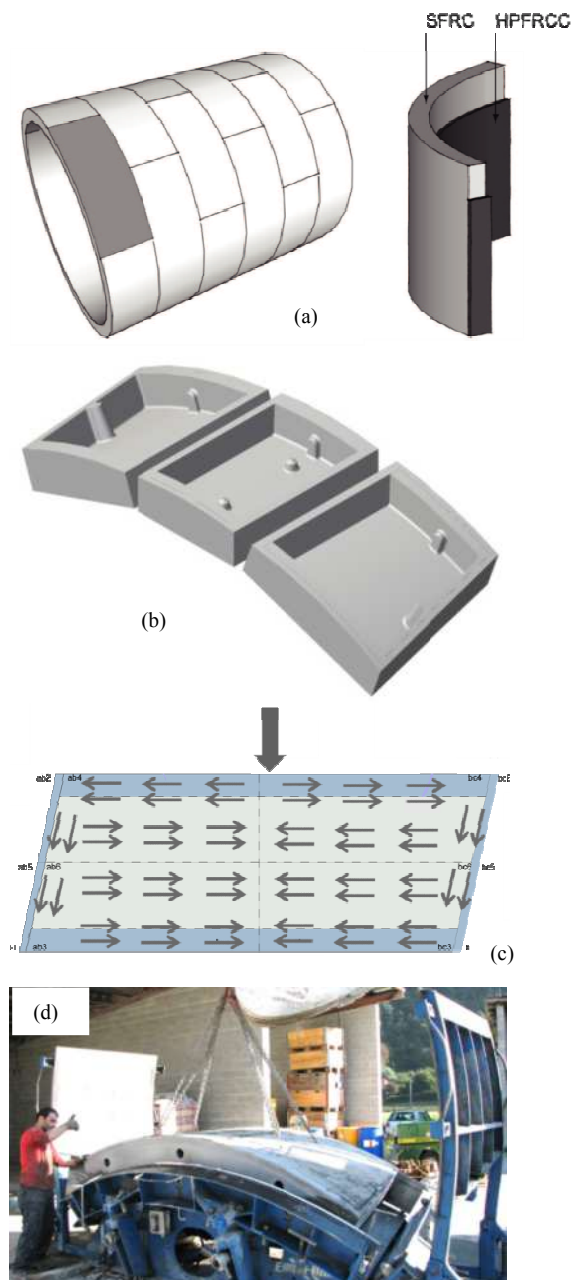


Figura 1. (a) Stratigrafia del rivestimento della galleria. Produzione del concio; (b) contro-cassero in fibra di vetro; (c) direzioni del conglomerato in fase di getto; (d) scasso

## 2. INDAGINE SUI FENOMENI DI DELAMINAZIONE

Per indagare i fenomeni di scoppio alla mesoscala ed in particolare il fenomeno della delaminazione tra i due strati del concio è stata opportunamente progettata un'attrezzatura

speciale, uno shocktube, consistente in un tubo di acciaio inossidabile di circa 16 m [8], (Fig.2a), che presenta due camere separate per mezzo di una sotto-camera (camera di buffer) limitata da due diaframmi. Nelle camere sono presenti due gas (aria e elio) con pressioni diverse: quando la differenza di pressione raggiunge una soglia stabilita, i diaframmi si rompono e un'onda d'urto si propaga dalla camera ad alta pressione a quella a pressione inferiore colpendo un campione di lastra circolare situato all'estremità del tubo. Il cilindro interno è caratterizzato da due specificità principali se confrontato con alcuni esempi di dimensioni simili disponibili nel mondo. Il primo consiste in un volume posto dietro il campione testato, che viene riempito con terreno granulare, soggetto ad una pressione assegnata al fine

di indagare l'interazione terreno-struttura indotta da onde impulsive di un concio posto in profondità; la seconda consiste in un forno capace di scaldare il provino fino a circa 1100 °C, introdotto per studiare l'effetto delle onde impulsive su strutture dopo l'esposizione ad alta temperatura. Una lastra circolare stratificata interagente con il suolo è stata sottoposta ad un'onda di pressione impulsiva piana per indagare possibili fenomeni di delaminazione e di eventuali riflessioni e la cinematica ad essi associata. Sono state studiate due condizioni principali: la prima considera un perfetto contatto tra la piastra, che può essere considerata come una parte di concio investito da un campo di pressioni radiali, e il terreno, (Fig.2b); la seconda prende in considerazione l'effetto di un

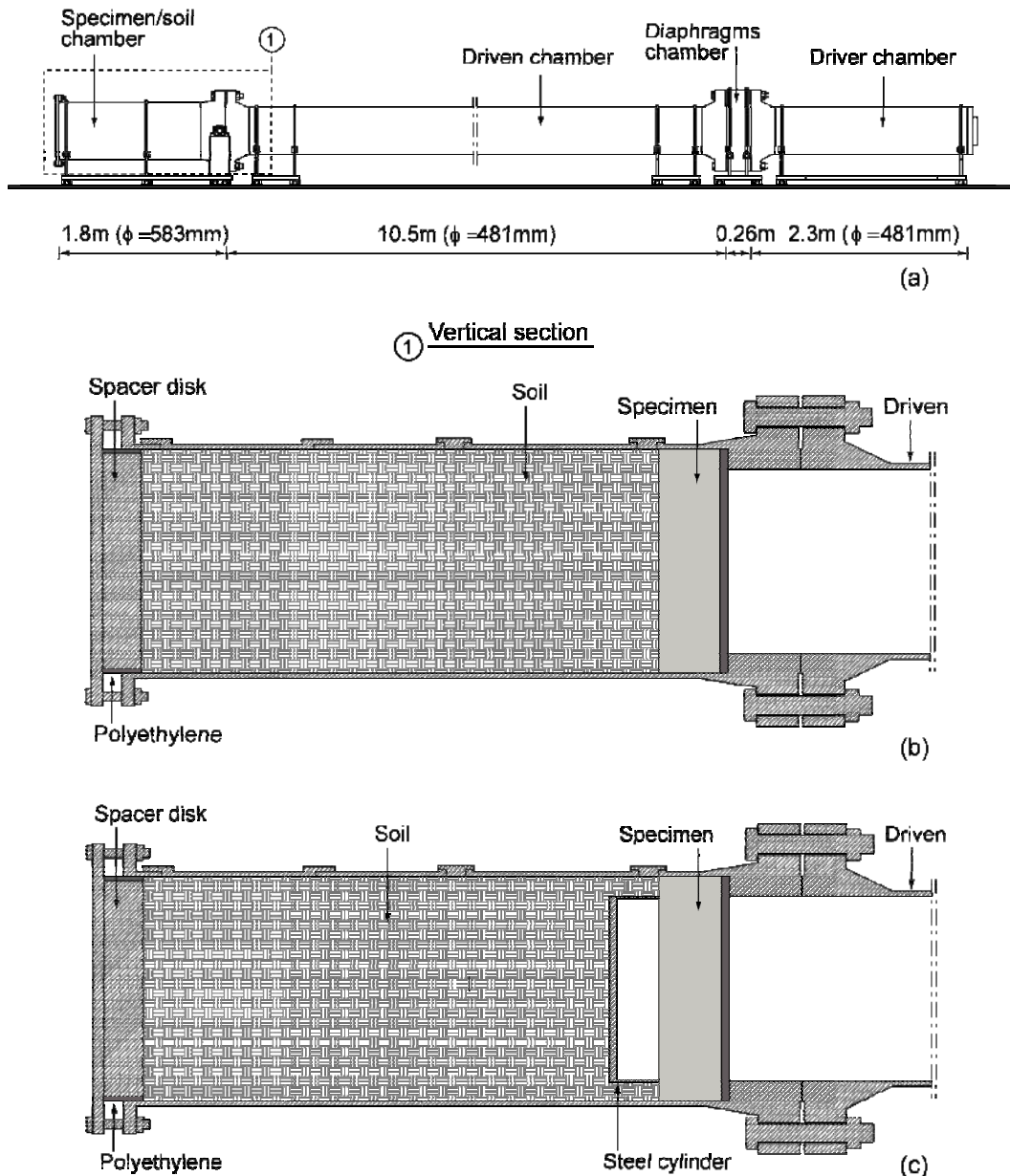


Figura 2. Shock tube: set-up sperimentale



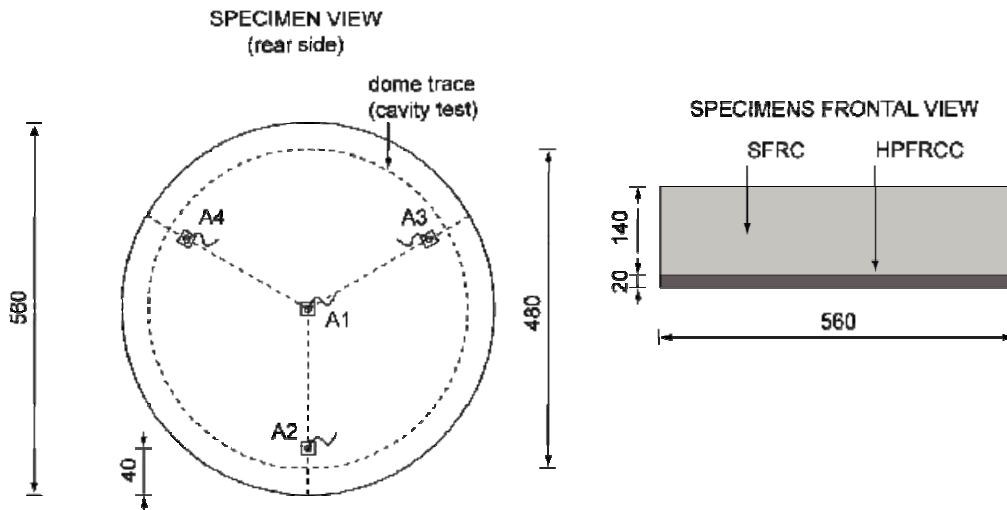


Figura 3. Provino usato nello shock tube test e relativa strumentazione

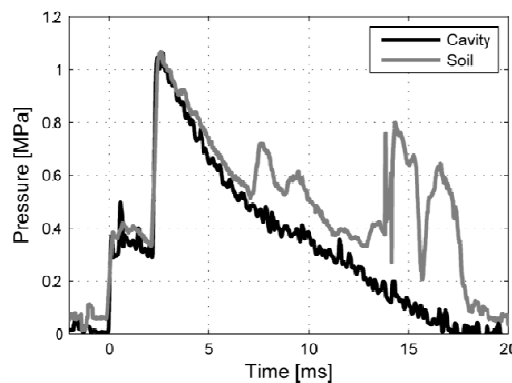


Figura 4. Shock tube test: curva di pressione-tempo

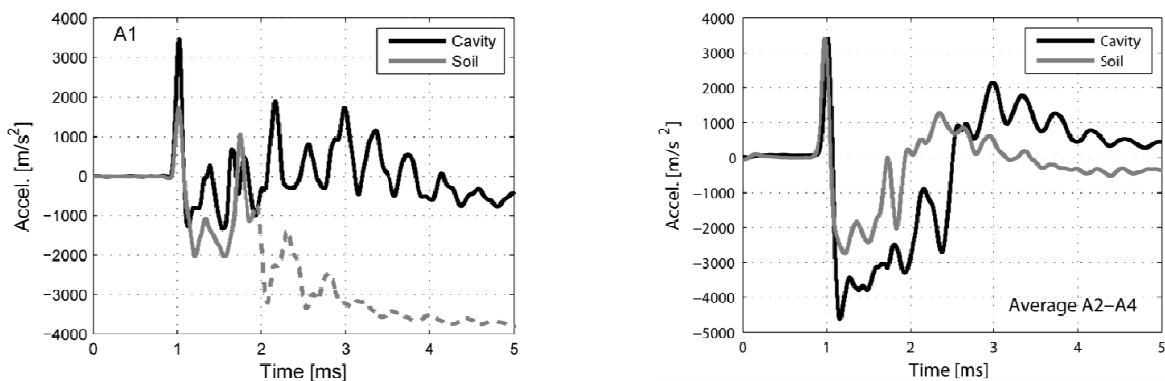


Figura 5. Shock tube test: misure di accelerazione nel provino per le due differenti configurazioni

riempimento imperfetto dell'interfaccia suolo/segmento (Fig.2c) introducendo tra la piastra e il terreno una cavità ottenuta con un cilindro di acciaio disposto simmetricamente. La geometria della piastra è indicata in Fig.3, corredata dalle principali attrezzature strumentali. Le onde d'urto imposte nei due casi (denominate nelle figure 4 e 5 *terreno* e *cavità* per semplicità) sono descritte in termini di curve pressione/tempo in Fig.4. Le accelerazioni misurate nelle prove al centro e in corrispondenza del perimetro esterno del campione (valore medio delle misure degli accelerometri A2, A3 e A4; Fig.4) sono riportati in Fig. 5. Non è stata osservata alcuna delaminazione a causa dell'onda d'urto, né cambiamenti significativi nel primo picco di accelerazione. La risposta tuttavia è molto diversa in termini di oscillazioni dovute alla

diversa resistenza alla flessione della struttura nei due casi. L'assenza di delaminazione è stata constatata misurando le velocità di impulso ultrasonico prima e dopo le prove di scoppio: le misure UPV indicano che i test ad alta pressione non hanno prodotto alcun distacco significativo tra gli strati che compongono i campioni. La differenza tra le velocità degli impulsi ultrasonici prima e dopo l'esposizione all'onda d'urto mostra una piccola diminuzione dell'ordine del 10 % solo in caso di cavità, a causa della flessione più significativa indotta dall'onda esplosiva. In alcuni casi è stato osservato un distacco d'interfaccia tra i due strati delle piastre circolari, dovute al ritiro: due perni in acciaio ne hanno tuttavia sempre impedito il completo distacco. Il risultato interessante è la mancanza di un'onda significativa di riflessione all'interfaccia

anche nel caso di un distacco parziale dovuto al ritiro. Le misure ultrasoniche sono state ripetute anche su un concio di tunnel in scala reale (Fig. 1d). I valori ottenuti su 15 punti confermano un valore medio di 4,54 km/s con una deviazione standard di 0,13 km/s, escludendo così fenomeni di delaminazione nel concio in scala reale. La geometria curva e il rinforzo perimetrale possono spiegare i risultati ottenuti.

### 3. ESPLOSIONE INTERNA IN UNA TUBAZIONE INTERRATA IN SUOLO SABBIOSO

Presso il campus di Bovisio Masciago per l'addestramento dei Vigili del Fuoco della Regione Lombardia si è indagato sperimentalmente e numericamente il comportamento di un tubo cilindrico in calcestruzzo debolmente armato (diametro = 1m ; spessore = 0,08 m , lunghezza = 25m), interrato ad una profondità di 2,30 metri soggetto ad esplosione interna. L'indagine è stata finalizzata a verificare l'affidabilità dei modelli numerici nella previsione della distribuzione del campo di pressioni all'interno del tubo e del conseguente comportamento meccanico. Le prove di esplosione sono state effettuate con differenti quantitativi di esplosivo considerando l'interazione con il suolo a diverse intensità di carico. La geometria del tubo e delle sue sezioni strumentate sono indicate in Fig.7. Il tubo, realizzato con diversi conci prefabbricati, caratterizzati da una lunghezza di circa 1 m ciascuno, era collegato ad ogni estremità ad un pozzetto. La struttura priva di armatura, era dotata di una staffa circolare di diametro 4 mm in corrispondenza di ogni giunto. La resistenza a compressione cilindrica  $f_{cm}$  era di 30,6 MPa, calcolata sulla base di una serie di prove di compressione uniassiale effettuate su 5 campioni cilindrici carotati da 3 diversi conci. Le prove di scoppio consistevano in due fasi principali. La prima ha interessato la detonazione di cariche di peso esiguo (10-12 g) per riprodurre nel tubo di calcestruzzo un regime elastico di sforzi evitando danni irreversibili alla struttura, assicurando in tal modo la ripetibilità necessaria per garantire la validità statistica sperimentale dei risultati. La seconda fase ha interessato invece la detonazione di quantità di esplosivo più rilevanti (120 e 1200g) per produrre fessurazioni ed il collasso della struttura. In questa sede si prende in esame solo la seconda fase. L'esplosivo utilizzato è la dinamite ERGODYN 35E. In Fig.7a sono mostrate le misure di deformazione registrate dagli estensimetri circonferenziali in tre sezioni poste a differente distanza dalla sorgente (Fig.6) per 120 e 1200 g di carica esplosiva. È interessante osservare come nel caso dei 120 g di carica si sia propagata una fessura a partire dalla sezione 1 orientata verso le sezioni 2 e 3 in prossimità della direttrice superiore come mostrato i valori di deformazione misurati e brevemente descritti in Fig.7c. Dopo le prove, è stato rimosso il terreno

che ricopriva la tubazione e si sono potuti osservare i conci giunti a collasso (Fig.8d).

In merito alla previsione della distribuzione dei valori di pressione l'analisi numerica svolta con un software dedicato (Europlexus; [ operante in campo elastico per quanto riguarda la risposta strutturale ha permesso di cogliere con buona accuratezza tutti i valori di pressione misurati, dimostrando così che essi sono scarsamente influenzati dal comportamento non lineare della struttura, sebbene in presenza di una fessurazione nel caso di 120g di carica.

Questa evidenza sperimentale è fondamentale nella progettazione di tunnel in caso di scoppio, poichè consente di studiare prima il problema in regime fluidodinamico per la determinazione delle pressioni all'intradosso e poi introdurre un'analisi meccanica in regime non lineare per indagare le conseguenze dello scoppio sulla struttura specifica.

### 4. RESISTENZA AL FUOCO

E' ben noto che nei rivestimenti di tunnel esposti ad incendio il problema spesso prevalente per la sicurezza è il distacco esplosivo di porzioni di concio dovuto alla pressione di vapore ("spalling"). Sono stati effettuati alcuni test preliminari per verificare se il rinforzo fibroso presente nel materiale utilizzato all'intradosso (HPFRCC) risulta in grado di impedire tale fenomeno. Si è riprodotta una curva di incendio da idrocarburi per mezzo di un apposito forno disponibile presso lo shock tube, e come mostrato in Fig. 8, una piastra realizzata con i due materiali utilizzati ha mostrato l'insorgere di una fessura significativa dopo pochi minuti. La fessura insorta nello strato di HPFRC sebbene non abbia comportato il distacco di alcuna porzione ha suggerito l'introduzione all'interfaccia di una rete di vetro AR e l'aggiunta di un contenuto ridotto di  $1\text{kg/m}^3$  di microfibre in polipropilene nel materiale fibrorinforzato interno (SFRC). Altri test sono in corso per verificare l'efficacia di questa soluzione. E' stato eseguito anche un calcolo assumendo che una curva di riscaldamento da idrocarburi fosse imposta all'intradosso del concio. L'evoluzione della temperatura determinata per effetto della sola diffusione nel concio è proposta in Fig. 9. Una verifica di sicurezza allo stato limite ultimo per azione combinata di azione assiale e azione flettente considerando tempi di esposizione differenti e la resistenza misurata a differenti temperature è mostrata in Fig.10: l'esame dei risultati evidenzia il superamento della verifica. È importante sottolineare che la temperatura obiettivo del progetto è solo  $600\text{ }^\circ\text{C}$ , e questo significa che la sola porzione sottoposta a una temperatura superiore ai  $400\text{ }^\circ\text{C}$  è quella realizzata in HPFRCC: questo permette di considerare il concio progettato in grado di essere utilizzato immediatamente a seguito di un incendio e quindi di soddisfare i requisiti posti ad obiettivo del progetto.

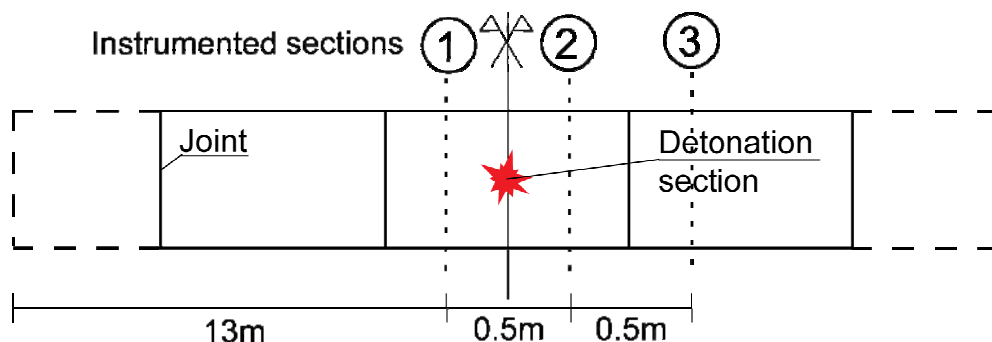


Figura 6. Test di scoppio sul tubo interrato: sezioni strumentate e punti di detonazione

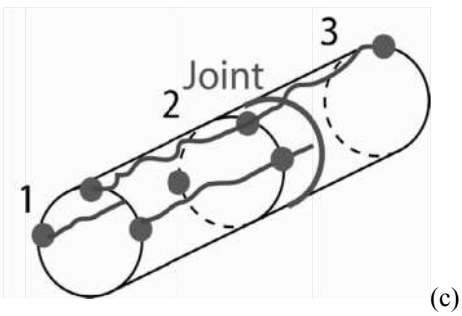
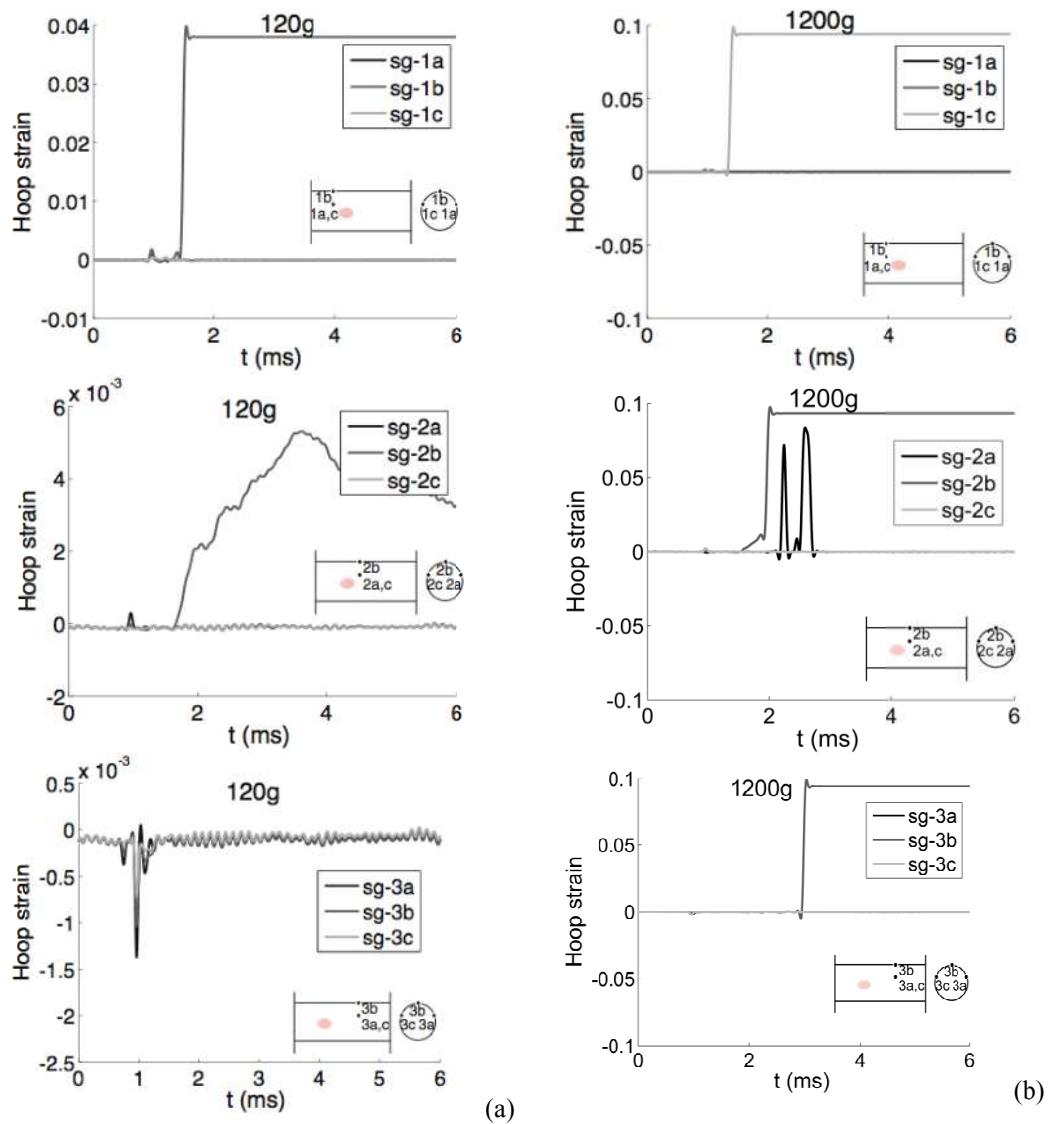


Figura 7. Test esplosivo sul tubo interrato: (a, b) misure estensimetriche circonferenziali in tre sezioni poste a differente distanza dalla sorgente come indicato e per le due cariche esplosive provate; (c) quadro fessurativo; (d) tubazione a collasso



Figura 8. Test al fuoco del solaio panino: Quadro fessurativo dopo la scheggiatura

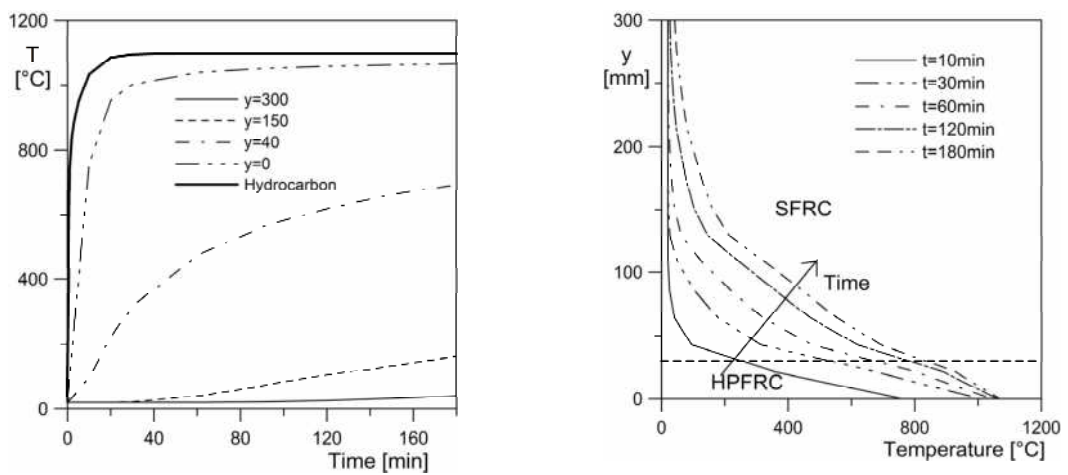


Figura 9. Cross section design with Hydrocarbon fire curve: temperature distribution in the segment thickness

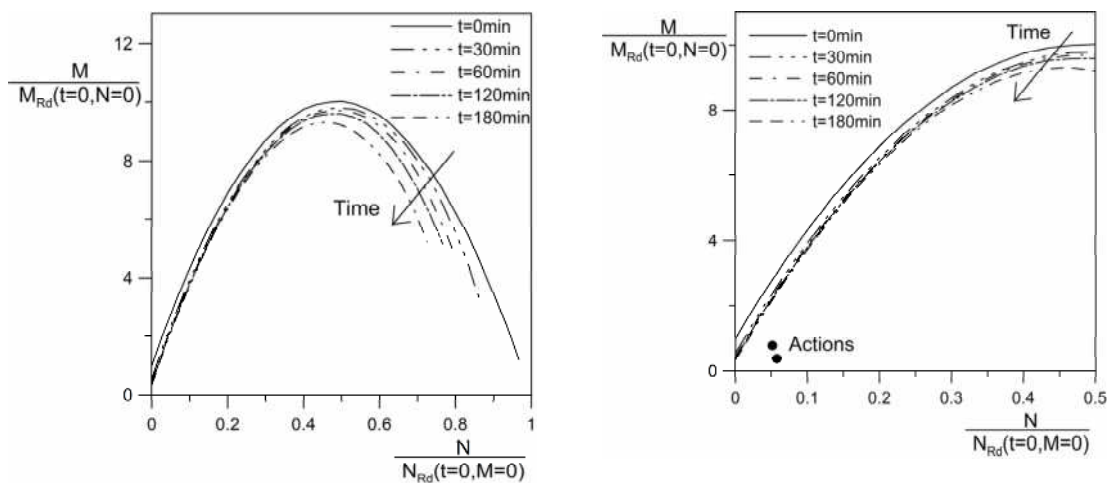


Figura 10. Bending moment – axial force interaction diagram at different fire exposure times

## 5. CONCLUSIONI

L'articolo illustra brevemente i risultati principali raggiunti in un progetto di ricerca interregionale Italia-Svizzera sul tema dell'uso di materiali avanzati per accrescere la sicurezza di gallerie costruite in conci prefabbricati con il metodo TBM conclusosi nel 2012 e finanziato dalla Comunità Europea. La proposta progettuale che sintetizza l'obiettivo progettuale fa tesoro di esperienze svolte per la messa a punto del materiale, di prove dinamiche per il controllo del comportamento in presenza di onde d'urto di conci multistrato mediante shock tube e di prove esplosive in scala al vero su tubazioni interrate. Viene proposto un cono di tunnel multistrato in calcestruzzo fibrorinforzato a normale resistenza (SFRC) e ad alte prestazioni (HPFRCC) per migliorare la resistenza del tunnel alle azioni eccezionali, ovvero in caso di scoppio e di incendio. Prove effettuate mediante shocktube su piastre circolari realizzate con i due materiali fibrorinforzati hanno evidenziato che non avviene alcuna delaminazione quando i conci risultano esposti a onde d'urto. Prove su scala reale su tubi incorporati in terreno granulare confermano l'affidabilità della modellazione effettuata disaccoppiando il calcolo della distribuzione di pressione con un software fluidodinamico considerando la struttura elastica e successivamente calcolando lo stato deformativo e tensionale nella struttura dovuto alla distribuzione di pressioni variabile nel tempo con un codice ad EF in grado di simulare al meglio la non linearità meccanica. Infine, risulta necessaria l'aggiunta di microfibre di polipropilene nel calcestruzzo fibrorinforzato a normale resistenza (SFRC) per prevenire lo spalling esplosivo e per incrementare la sicurezza si dispone una rete in vetro AR all'interfaccia dei due strati. La sicurezza nei confronti delle azioni eccezionali considerate come target del progetto è così garantita anche quando il cono è soggetto alla repentina crescita di temperatura tipica della curva da incendio da idrocarburi.

## BIBLIOGRAFIA

- [1] COLOMBO, M., FELICETTI, R. (2007) – New NDT techniques for the assessment of fire-damaged concrete structures, *Fire Safety Journal*, 42(6-7): 461-472.
- [2] CAVERZAN, A., CADONI, E., DI PRISCO, M. (2012) – Tensile behaviour of high performance fibre reinforced cementitious composites at high strain rates, *Int. J. Impact. Eng.* 45: 28–38.
- [3] CAVERZAN, A., CADONI, E., DI PRISCO, M. (2013) – Dynamic tensile behaviour of high performance fibre reinforced cementitious composites after high temperature exposure, *Mechanics of Materials*, 59: 87–109.
- [4] COLOMBO, I., MAGRI, A., ZANI, G., COLOMBO, M., DI PRISCO, M. (2013) – Erratum to: Textile Reinforced Concrete: experimental investigation on design parameters, *Materials and Structures*, article in press.
- [5] COLOMBO, I., COLOMBO, M., MAGRI, A., ZANI, G., DI PRISCO, M. (2011) Textile reinforced mortar at high temperatures, *Applied Mechanics and Materials*, 82: 202-207.
- [6] AA.VV. Model Code 2010, bull. 65 fib, 2012.
- [7] COLOMBO, M., DI PRISCO, M. (2012) – D-zones in HPFRC, *High Performance Fiber Reinforced Cement Composites 6*, eds. G. J. Parra-Montesinos et al., 2: 205-212.
- [8] FERRARA, L., MARTINELLI, P. (2013) HPFRC – Tunnel segments to mitigate the risk of exceptional loads, *Engineering a concrete future: technology, modeling & construction*, Proc. of the fib Int. Symposium, Tel Aviv, 2013, pp.695-698.
- [9] COLOMBO, M. DI PRISCO, M., MARTINELLI, P. (2011) - A new shock tube facility for tunnel safety, *Experimental Mechanics*, 51: 1143–1154.
- [10] BONALUMI, P., COLOMBO, M., DI PRISCO, M., (2011) Internal explosions in embedded concrete pipes, *Applied Mechanics and Materials*, 82: 452-457.
- [11] BONALUMI, P., (2011) – Soil-Structure interaction under impulsive loading: internal explosions in embedded pipes, Ph.D. thesis Doctoral Program in Environmental and Territorial Safety and Control, Politecnico di Milano, Italy.

# MANHATTAN – 9TH AVENUE DEVELOPMENT COSTRUZIONE DI UNA PIATTAFORMA IN C.A.P.

**Gilberto Dreas**

DEAL Srl, Pozzuolo del Friuli, UD

## SOMMARIO

Il 15 gennaio 2014 è stata varata con successo la prima delle 16 campate che accostate formano la Manhattan West Platform. La piattaforma costituisce la prima fase dello sviluppo immobiliare di 450.000 metri quadrati per uffici ed altri spazi ad uso pubblico e privato nella zona medio-occidentale di Manhattan, in piena espansione, promosso da Brookfield Properties Inc.

Per realizzare piattaforma sopra il corridoio ferroviario, di circa 11.000 metri quadrati di superficie, è stata utilizzata la tecnologia, tipica dei ponti, dei conci prefabbricati in calcestruzzo armato precompresso. Una volta completata, la piattaforma sarà utilizzata parzialmente come parcheggio coperto ed anche come piazza pubblica tra le torri residenziali e commerciali.

## MANHATTAN – 9TH AVENUE DEVELOPMENT CONSTRUCTION OF A PRECAST PRESTRESSED PLATFORM

### SUMMARY

On January 15, 2014, the first of 16 precast spans, which together will form the Manhattan West Platform, was successfully launched. The Platform is the first stage of Brookfield Properties Inc.'s Manhattan West development comprising five million square feet of premier office, mixed use and public space located in Manhattan's expanding Midtown West district.

Post-tensioned, segmental precast box girders, typically used for bridge construction, are being used to build a 2.6-acre, state-of-the-art Platform spanning over live railroad tracks. Once completed, the Platform will serve as a street level public plaza over a parking / loading dock structure, with surrounding office and residential towers.

## 1. INTRODUZIONE

### 1.1 Caratteristiche dell'intervento

Ad inizio 2013 sono iniziati i lavori di costruzione di Manhattan West, ovvero un intervento immobiliare collocato sulla Nona Avenue tra la 33a e la 32a strada, promosso e gestito da Brookfield Properties, di quasi 500.000 metri quadrati tra uffici ed abitazioni. Nei rendering che raffigurano l'intervento (figura 1 e figura 2) si notano le due torri gemelle di 60 piani, la terza torre residenziale più bassa e la piazza pubblica che sarà inserita tra le torri gemelle. Il progetto architettonico finale è tuttora in fase di evoluzione e la configurazione definitiva potrebbe ancora subire qualche modifica.

L'area oggetto dell'intervento si trova in corrispondenza del corridoio ferroviario più trafficato degli Stati Uniti d'America e che occupa circa il 60% dell'intera area di cantiere. Questo corridoio è composto da 15 binari in esercizio, posti circa 21 m al di sotto del livello stradale, gestiti dalle compagnie Amtrak, Long Island Rail Road (LIRR) e NJ Transit e che trasportano circa 1.400 treni al giorno dalla Penn Station verso tutto il nord-est degli Stati Uniti.

L'impronta planimetrica delle torri si sovrappone parzialmente con i tracciati ferroviari, ne consegue che una parte delle strutture portanti verticali dovranno ancorarsi al terreno tra i binari delle linee in esercizio.



Figura 1 – Rendering dell'intervento finale

Per consentire la costruzione delle torri e l'infissione dei relativi pali di fondazione, è stato quindi necessario elaborare una soluzione per realizzare una piattaforma di protezione di 75 m di luce libera, richiesta per lo scavalco dei 15 binari, e circa 160 m in direzione perpendicolare per la copertura dell'intero corridoio. Lo scopo della piattaforma è quello di minimizzare le attività di cantiere a livello del piano rotabile evitando ogni possibile interferenza con il traffico ferroviario.



Figura 2 – Rendering della piazza

## 1.2 La piattaforma

Per la costruzione della piattaforma è stata adottata la tecnologia, tipica dei ponti, dei conci prefabbricati in calcestruzzo armato e precompresso. Tecnologia che minimizza i disturbi alla circolazione dei treni sottostanti.

La piattaforma è costituita da 16 cassoni affiancati, per un totale di 612 conci prefabbricati del peso di 53 tonnellate (medie) ciascuno. La piattaforma è suddivisa in 16 campate, di cui 10 sono composte da 39 segmenti e 6 sono più corte per ospitare il nucleo della futura torre NE e sono composte da 37 segmenti. Il peso dei conci è stato determinato dai vincoli di transito per i mezzi di trasporto dal cantiere di prefabbricazione, localizzato nel vicino stato del New Jersey, al cantiere di costruzione a midtown Manhattan. La precompressione di una singola campata è costituita da 20 cavi da 37 trefoli da 0.6 " e 14 cavi da 31 trefoli, con alloggiamenti per 4 cavi da 31 trefoli per precompressione futura. Ogni campata contiene quasi 80 tonnellate di acciaio di precompressione e, una volta varata, pesa in media 2.000 tonnellate.

La piattaforma poggia su due cordoli di fondazione in calcestruzzo armato, gettati su pali trivellati del diametro di 1066 mm. La parte terminale del cordolo Est.

La prefabbricazione dei conci è iniziata nel gennaio 2013, le attività di costruzione delle fondazioni sono iniziate nel mese di giugno 2013 mentre le attività di assemblaggio e varo dei conci di impalcato è iniziata nel dicembre 2013. La prima campata di impalcato è stata varata il 15 gennaio 2014.

## 1.3 I vincoli del progetto

Come si può facilmente osservare nelle figura 3, il cantiere di lavoro si trova in corrispondenza di una delle aree più congestionate e difficili dell'intero pianeta. A questa, che già di per se rappresenta un grosso vincolo per lo studio delle fasi costruttive, si aggiungono altre criticità specifiche qui di seguito elencate:

- I conci che costituiscono ogni singola campata devono essere assemblati, incollati, post-tesi ed iniettati al di sopra di una "temporary protection platform", ovvero di una struttura che impedisca la possibile caduta di qualunque oggetto sul parco ferroviario;
- La finestra di tempo disponibile per lo spostamento della campata preassemblata dalla zona di stoccaggio a quella finale è di 2 ore a settimana. Questo vincolo è stato

parzialmente modificato in fase di montaggio mediante un sistema di controllo del traffico ferroviario per cui il calaggio delle campate si interrompe al passaggio dei treni, questo ha consentito di estendere la finestra di lavoro a 4-5 ore;

- La finestra di tempo disponibile per lo spostamento trasversale dell'attrezzatura di varo è di 45' ogni notte;
- L'area di stoccaggio degli conci prefabbricati è limitata all'area sud-est dell'intera superficie di cantiere, non utilizzata dai tracciati ferroviari.



Figura 3 – Area di cantiere

- Limite di peso dei conci per il trasporto 53 tons;
- Tutte le strutture temporanee e permanenti sopra le ferrovie devono essere dimensionate tenendo conto di un coefficiente moltiplicativo dei carichi aggiuntivo pari ad 1.5.

Alcune delle criticità sopra descritte, soprattutto quelle relative alle finestre temporali, che hanno comunque condizionato la concezione dell'intero progetto, sono state poi modificate durante le fasi esecutive per rendere la costruzione maggiormente efficiente.

## 2. IL PROGETTO DELL'IMPALCATO

### 2.1 Le criticità del progetto

La struttura di impalcato doveva essere progettata per una vita utile di 100 anni. Per ottenere questo risultato sono state adottate le seguenti misure:

- Limitazione della aperture delle fessure a 0.25 mm utilizzando un fattore di esposizione 0.60 nella formula AASHTO 5.7.3.4-1. Tale limite non si applica in direzione longitudinale essendo non ammesse tensioni di trazione per nessuna delle combinazioni di carico.
- Utilizzo di soletta in cls da 150 mm di spessore, gettata in seconda fase sopra le campate, e utilizzo di

membrana di impermeabilizzazione collocata tra la soletta e la futura pavimentazione. La miscela del calcestruzzo della soletta determinata nel rispetto delle specifiche "DuroCrete General Guidelines for the Design and Redesign, The European Union".

- Calcestruzzo per I conci prefabbricati di classe 9500 psi (65 MPa)
- Utilizzo di apparecchi di appoggio sferico.
- Utilizzo di giunti di espansione trasversali in due sole posizioni.

In aggiunta ai requisiti di vita utile della struttura, si segnalano le seguenti ulteriori criticità del progetto:

- Campate di 75 m semplicemente appoggiate, record di lunghezza per questa tipologia di strutture;
- 37 kN/mq di carico totale distribuito sull'impalcato;
- 2600 kN di carico puntuale sull'impalcato;
- 9 mq di aperture per ventilazione da garantire nella sezione trasversale del singolo cassone;
- aperture per la ventilazione distribuite lungo le anime dei cassoni;
- aperture da 1.50 m x 1,50 m da prevedere in posizioni precise per la realizzazione delle future colonne dei grattacieli;
- interferenze con le catenarie di alimentazione delle linee ferroviarie;
- percentuale di precompressione pari a tre volte la quantità tipica utilizzata per una struttura da ponte con simili caratteristiche;
- tensioni di compressione nella fibra inferiore del

cassone prossime ai limiti di normativa all'atto della tesatura dei cavi di precompressione.

## 2.2 Descrizione della struttura

Come accennato in precedenza, l'impalcato è formato da 16 campate affiancate, in calcestruzzo armato precompresso, realizzate mediante conci prefabbricati coniugati. La sezione della singola campata è a cassone monocellulare di 3.45 m di altezza (11' - 4"). La larghezza del fondo del cassone è di 5.03 m (16' - 6"), lo spessore delle anime variabile da 60 cm (2') in campata a 120 cm (4') in prossimità degli appoggi. La soletta inferiore è di spessore costante e pari a 60 cm (2'), spessore richiesto sia per poter inserire le guaine dei 38 cavi di precompressione necessari, sia per resistere alle enormi tensioni di compressione in corrispondenza della fibra inferiore che si verificano all'atto della tesatura dei cavi.

Le campate sono trasversalmente collegate da due diaframmi continui in corrispondenza dei conci di estremità. Tali diaframmi sono in c.a. gettato in opera e trasversalmente precompressi. E' inoltre previsto il getto di una soletta superiore dello spessore di 15.2 cm (6") a completamento degli impalcati. L'intera piattaforma è divisa in tre elementi trasversalmente continui, separati da giunti di dilatazione.

La precompressione è realizzata utilizzando cavi da 37 e 31 trefoli da 15 mm di diametro. Le guaine sono in polietilene nervato. La sigillatura tra i giunti dei conci viene realizzata con resina epossidica. Gli apparecchi di appoggi sono del tipo a cerniera sferica e sono in numero di 4 per ogni campata.

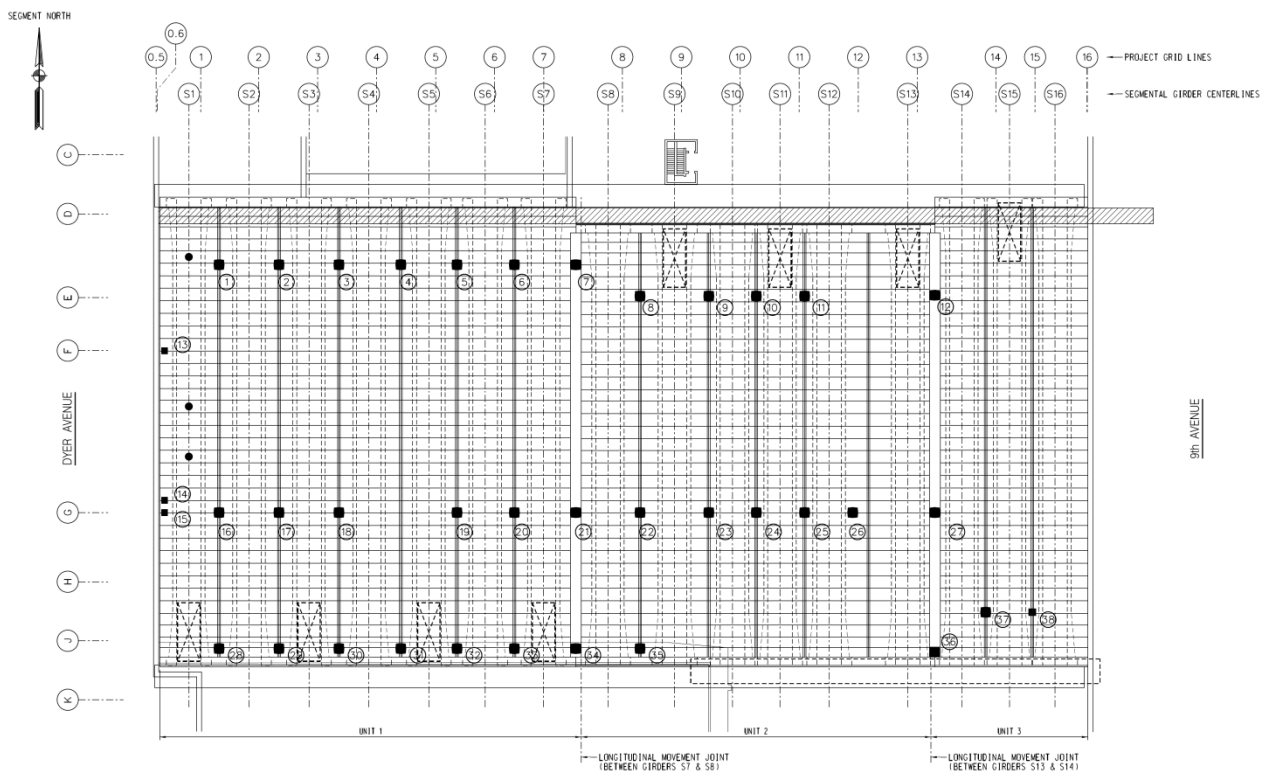


Figura 4 – Pianta dell'impalcato



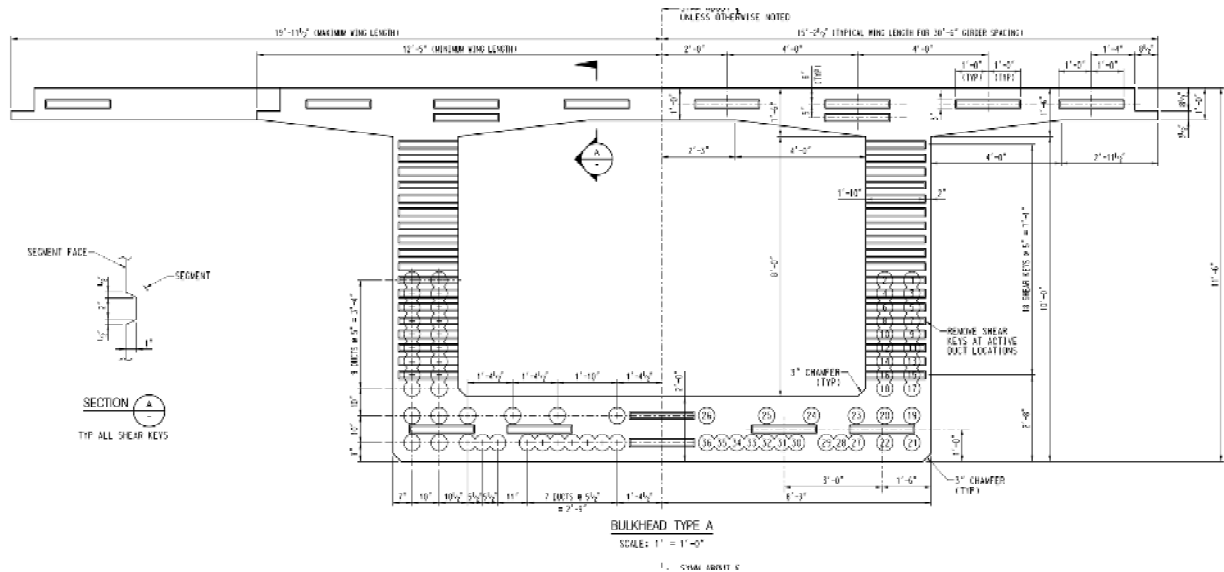


Figura 5 – Sezione della campata

### 3. LE FASI COSTRUTTIVE

#### 3.1 La prefabbricazione

La prefabbricazione dei conci viene eseguita presso lo stabilimento di Jersey Precast, in ambiente chiuso e controllato, da manodopera altamente specializzata.

Essendo questo tipo di prefabbricazione fuori dallo standard normale di produzione dello stabilimento, lo studio della disposizione delle cassaforme all'interno dei capannoni, la progettazione e la costruzione delle cassaforme e dei carrelli di manipolazione dei conci, il sistema di tracciamento geometrico e le procedure di prefabbricazione sono stati prodotti dalla DEAL di Udine, utilizzando l'esperienza maturata nella realizzazione di impalcati da ponte utilizzando la medesima tecnologia.

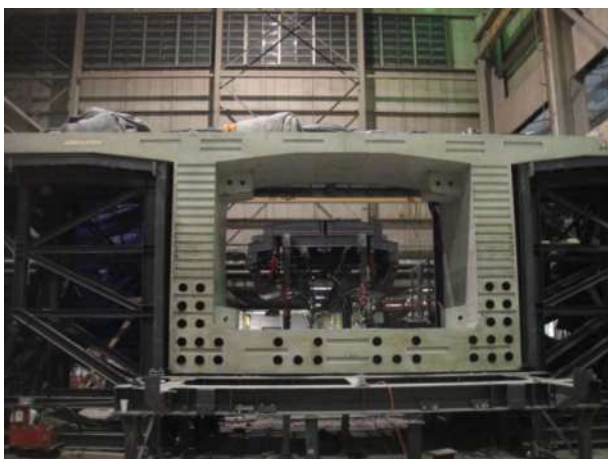


Figura 6 – Concio tipico ancora all'interno del cassero

Le cassaforme utilizzate sono tre per la realizzazione dei conci tipici ed una per i conci di testata e sono del tipo "short line", ovvero con testata fissa e spostamento del concio gettato alla posizione di concio di controstampo ad ogni ciclo di getto. I conci sono coniugati tra loro. La prefabbricazione della campata inizia dal concio di mezzzeria e procede verso una delle due estremità della campata. Dopo aver prodotto il secondo concio della semi-campata, il concio di partenza

viene spostato su un altro cassero, ruotato di 180°, per iniziare la produzione dell'altra metà della campata.

Il trasporto dei conci dallo stabilimento al cantiere di varo avviene con speciali pianali ribassati, trainati da motrici, lungo la viabilità stradale ordinaria.

#### 3.2 L'assemblaggio della campata

I conci vengono prima temporaneamente parcheggiati in una piccola area di stoccaggio in corrispondenza collocata nell'angolo sud-est dell'area di cantiere. L'area è sufficiente per lo stoccaggio dei conci di una campata. Per la movimentazione degli elementi all'interno dell'area di stoccaggio viene utilizzato un carrellone gommato.



Figura 7 – Il carrellone gommato e l'attrezzatura di varo

L'assemblaggio dei conci a formare la singola campata avviene in tre fasi distinte:

- a) I conci vengono prelevati dall'area di stoccaggio mediante la gru a portale montata sulle travate dell'attrezzatura di varo ed appoggiati, uno per uno, sulla piattaforma temporanea di protezione (TPP).
- b) Una volta che l'intera piattaforma è stata caricata, i conci vengono spalmati di resina epossidica in corrispondenza delle facce coniugate, portati a contatto utilizzando un carrello manipolatore che trasla longitudinalmente sulla TPP ed infine viene applicata la precompressione temporanea necessaria per lo schiacciamento della resina.

- c) Al completo incollaggio della campata, si procede all'infilaggio dei cavi di precompressione, alla tesatura e all'iniezione. Dopo aver varato un certo numero di campate la campata viene solo parzialmente post-tesa mentre è ancora sulla TPP. Successivamente viene sollevata con l'attrezzatura di varo e posata temporaneamente sopra una delle campate già varate dove si procede con il completamento della tesatura e con le operazioni di iniezione. In tal modo si possono sovrapporre le lavorazioni di due campate velocizzando i tempi di costruzione.

Dopo aver varato 3 campate, la attrezzatura di assemblaggio dei conci viene spostata dalla TPP a cavallo delle campate 3 e 4. In tal modo la TPP può essere smantellata e si può procedere al varo della campate 1 e 2.



Figura 8 – I conci varati sulla TPP

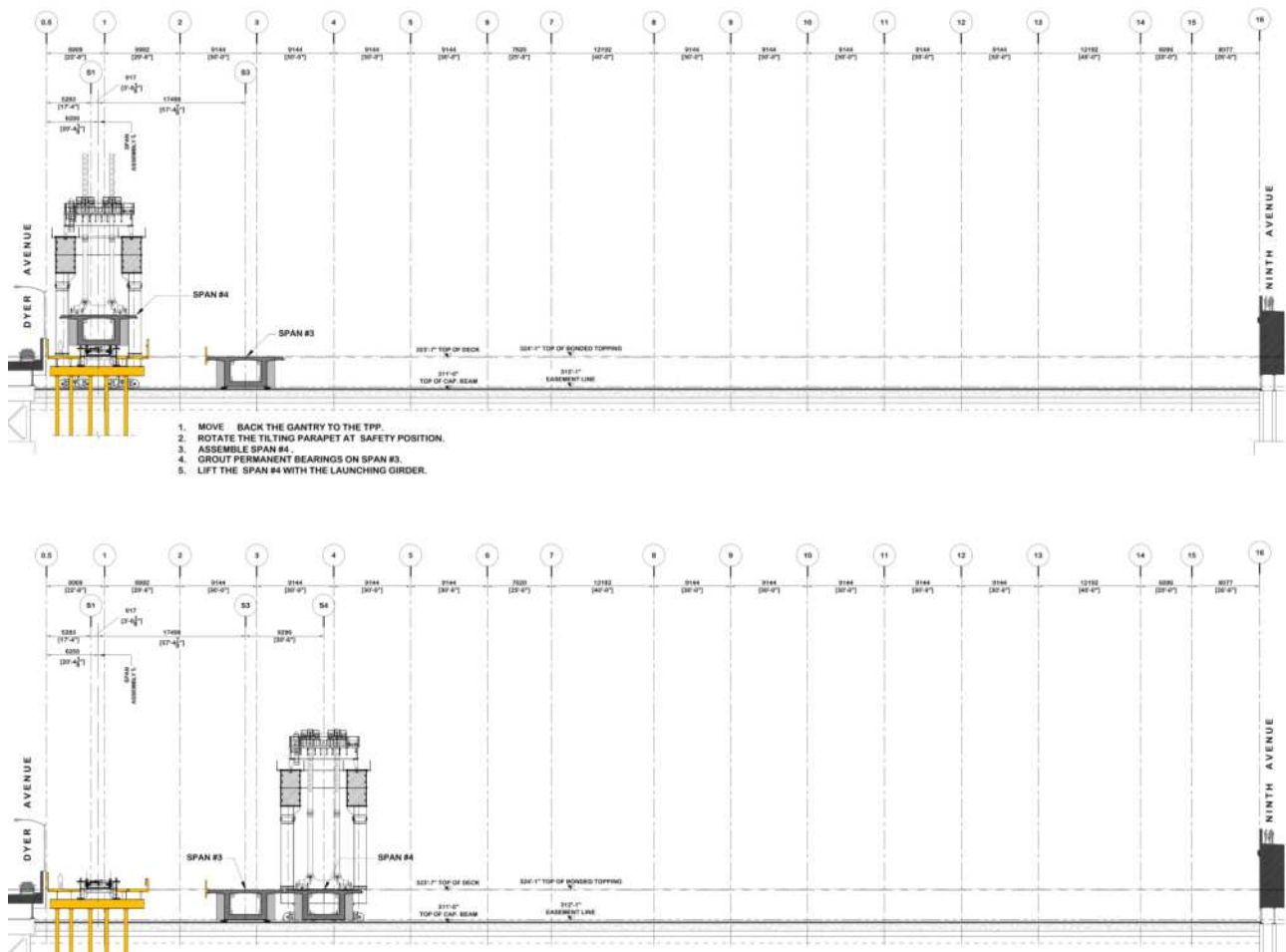


Figura 9 – Schema di traslazione della campata dalla TPP alla posizione finale

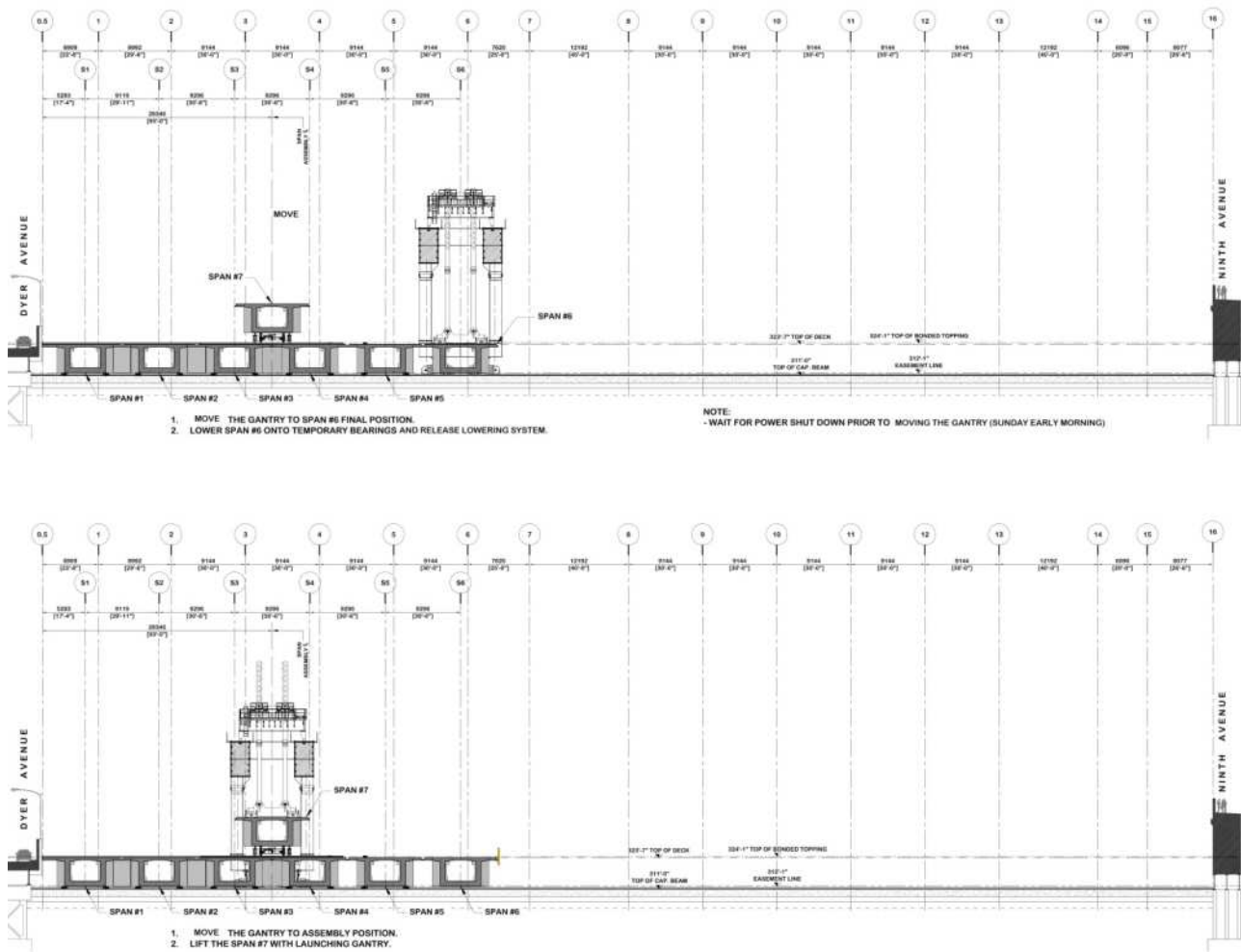


Figura 10 – Schema di traslazione della campata dallo stoccaggio temporaneo alla posizione finale

### 3.3 La traslazione della campata

Per la traslazione dell'intera campata si utilizza la medesima attrezzatura di varo impiegata per l'assemblaggio dei conci. La campata è vincolata all'attrezzatura per mezzo di 8+8 barre del diametro di 75 mm, che collegano i due conci di estremità al sistema di calaggio. Tale sistema consente il sollevamento e l'abbassamento dell'intera campata, mentre per la traslazione trasversale si utilizzano dei carrelli su rotaie. L'operazione di spostamento della campata dalla sua posizione di stoccaggio alla sua posizione finale deve essere completata in una finestra temporale di sole 2 ore a settimana. Questo vincolo è stato condizionante nel progetto dell'intera attrezzatura, descritto nel capitolo seguente.

## 4. L'ATTREZZATURA DI VARO

### 4.1 I criteri di progettazione dell'attrezzatura

L'attrezzatura di varo è stata progettata per le seguenti condizioni di carico:

- Massima luce della campata : 72.50 m
- Peso massimo della campata : 19730 kN
- Peso Massimo singolo concio : 530 kN
- Eccentricità trasversale max. campata : 350 mm
- Eccentricità trasversale max. concio : 450 mm
- Controfreccia max. campata : 115 mm
- Vento Massimo in servizio : 20.0 m/s
- Vento massimo di fuori-servizio : 36.1 m/s

- Accelerazione sismica (NYBC) : 0.365 g

Nel dimensionamento della struttura è stato tenuto conto di un coefficiente di sicurezza addizionale  $K = 1.5$  da applicarsi a tutti i carichi appesi.

Dispositivi di sincronizzazione sono installati sui carrelli motorizzati di traslazione al fine di rendere trascurabili i carichi derivanti dal serpeggiamento.



Figura 11 – La campata durante la fase di traslazione

#### 4.2 Descrizione dell'attrezzatura

L'attrezzatura è composta dai seguenti elementi:

- Le due travate principali
- Le gambe di estremità, una incastrata e l'altra pendolare.
- I carrelli di traslazione sincronizzati controllati dal cervello elettronico del sistema (PLC) che invia istruzioni di comando ai motori in funzione della posizione dei carrelli sulle rotaie
- La gru a portale, dotata di carrelli di traslazione longitudinale su rotaie fissate alle travate principali, argano e forca di sollevamento.
- I due sistemi di calaggio. Il calaggio della campata si realizza per step di 600 mm utilizzando martinetti idraulici sincronizzati dal cervello elettronico del sistema (PLC) che garantisce la planarità della campata durante le operazioni. Piattoni forati e spinotti di fissaggio vengono impiegati per la realizzazione del vincolo tra campata ed attrezzatura tra uno step e l'altro.

A causa dell'esiguità dell'area di cantiere, che non consente il posizionamento di autogru di grosse dimensioni, per l'assemblaggio dell'intera attrezzatura di varo sono state utilizzate delle torri temporanee dotate di sistema di sollevamento. Le travate principali dell'attrezzatura di varo sono state assemblate ad una delle due estremità della TPP, fatte scorrere su rulliere fino all'estremità opposta e quindi sollevate ed ancorate sulle gambe utilizzando le torri di sollevamento temporanee.



Figura 12 – Fasi di assemblaggio dell'attrezzatura

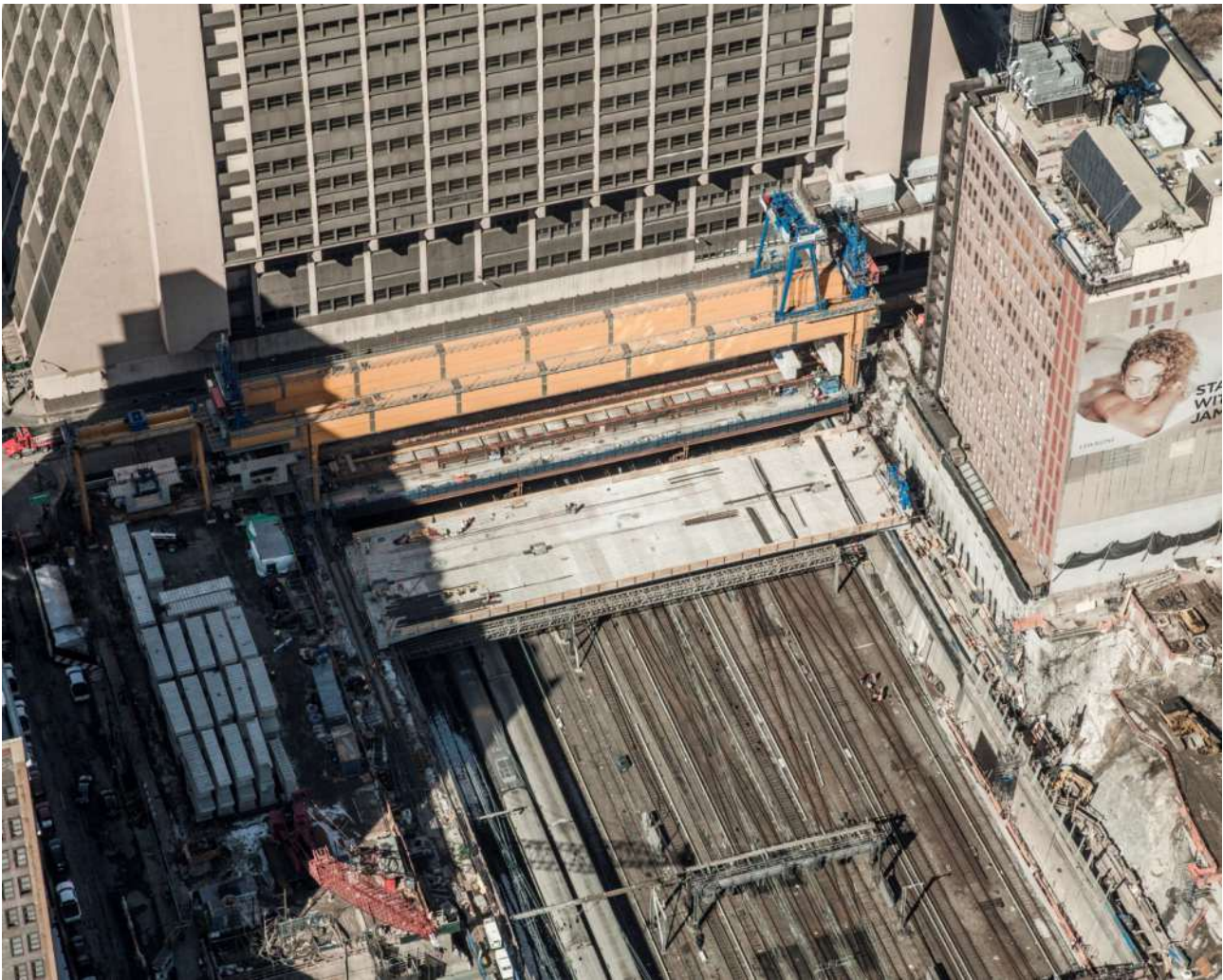


Figura 13 – Il sistema di calaggio

Durante le sequenze di traslazione e calaggio, il team di assistenza remota, che si trova in Italia, tiene monitorati i dati forniti dagli oltre venti sensori installati sull'attrezzatura, che misurano velocità, posizione, pressione idraulica e sistema elettrico. In tal modo ogni possibile anomalia di funzionamento può essere analizzata e risolta in tempo reale, limitando ogni possibile impatto al traffico ferroviario.



Figura 14 – Le rulliere di traslazione



*Figura 15 – Vista dall’alto durante le fasi di costruzione*

#### 4. CONCLUSIONI

Il completamento della costruzione dell’intera piattaforma è previsto per la fine del 2014. A questo punto l’attrezzatura di varo sarà smontata e accatastata fino all’eventualità di un futuro riutilizzo.

Il progetto presentato è unico e pionieristico nel suo genere. Tuttavia esistono situazioni analoghe sparse tra le varie realtà metropolitane, per le quali la soluzione presentata può costituire un valido ed efficiente precedente.

In conclusione merita menzionare gli attori principali che hanno contribuito all’ideazione e realizzazione di questo progetto:

- Cliente: Brookfield Properties Inc.
- Progettista architettonico: SOM
- Progettista strutturale: Entuitive Corporation
- Progettista specialistico dell’impalcato: McNaryBergeron associates
- Ingegneria di costruzione: DEAL

I lavori di costruzione dell’impalcato sono eseguiti da Rizzani de Eccher USA con il supporto di Jersey Precast e Metropolitan Walters. Le attrezzature di prefabbricazione e varo sono state fornite da DEAL, la precompressione da Tensacciai, gli apparecchi di appoggio da Mageba.

# JAMAL ABDUL NASSER STREET DEVELOPMENT KUWAIT CITY

**Gilberto Dreas<sup>1</sup>, Nicola Feruglio<sup>2</sup>**

1 DEAL Srl, Pozzuolo del Friuli, UD

2 DEAL Srl, Pozzuolo del Friuli, UD

## SOMMARIO

Il 10 settembre 2013 è stata varata con successo la prima delle 736 campate prefabbricate che costituiscono i viadotti sopraelevati del progetto “Jamal Abdul Nasser Street Development”, che rappresenta uno dei maggiori interventi di sviluppo infrastrutturale recentemente intrapresi nello stato del Kuwait per l’adeguamento ed il potenziamento della viabilità locale e a rapido scorrimento in una zona strategica centrale della capitale Kuwait City.

Per la costruzione degli impalcati sopraelevati, di circa 349.000 metri quadrati di superficie, è stata utilizzata la tecnologia dei conci prefabbricati in calcestruzzo armato precompresso varati con metodo “Span-By-Span” e “Balanced-Cantilever”.

## JAMAL ABDUL NASSER STREET DEVELOPMENT KUWAIT CITY

## SUMMARY

On September 10, 2013, the first of 736 precast spans, which form the elevated deck of “Jamal Abdul Nasser Street Development” project, was successfully launched. The project represents one of the major infrastructure and road development projects taking place in the State of Kuwait in order to transform and upgrade the existing street into a motorway standing in a strategic middle area of the capital Kuwait City.

Post-tensioned, segmental precast box girders erected using “Span-By-Span” and “Balanced-Cantilever” methods are being used to build the elevated deck of about 349.000 square meters area.

## 1. INTRODUZIONE

### 1.1 Descrizione generale del progetto

Il progetto “Jamal Abdul Nasser Street” rappresenta uno dei maggiori interventi di sviluppo infrastrutturale recentemente intrapresi nello stato del Kuwait, rientrando nel piano strategico del Ministero dei Lavori Pubblici per l’adeguamento ed il potenziamento della viabilità locale e a rapido scorrimento della capitale Kuwait City (fig. 1).

Lo scopo del progetto è principalmente focalizzato sulla trasformazione dell’attuale viabilità stradale lungo “Jamal Abdul Nasser Street” in una futura arteria ad elevata capacità di traffico, progettata in conformità agli standard autostradali internazionali ed in grado di assicurare nei decenni futuri le prestazioni di progetto prefissate in accordo al potenziale incremento di traffico atteso.

Il progetto include inoltre interventi di adeguamento e potenziamento dei principali sottoservizi afferenti all’area di studio, quali linee elettriche, linee di telecomunicazioni, linee gas e fognature.



*Figura 1 – Rendering dell’intervento finale*

L'area oggetto d'intervento è localizzata in una zona centrale della capitale Kuwait City, lungo il corridoio viario "Nasser Street" (fig. 2) che rappresenta un nodo strategico di accesso alle vicine strutture ospedaliere, al polo universitario, ai limitrofi edifici governativi ed ai futuri insediamenti previsti nelle aree di futura espansione ad ovest della città.

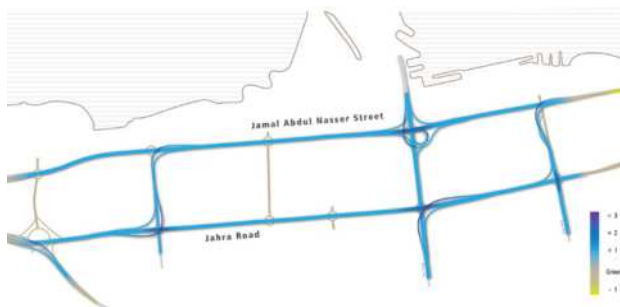


Figura 2 – Mappa dell'area d'intervento

## 1.2 Informazioni generali

- Ente appaltante: Ministry of Public Works (MPW)  
Roads Engineering Department
- Progettista: The Luis Berger Group "LBG"
- Soc. appaltatrice: Associazione Temporanea Imprese:
  - Rizzani de Eccher SPA – Italia
  - Obrascon Huarte Lain SA – Spagna
  - Boodai Construction – Kuwait
  - Trevi SPA - Italia
- Data inizio lavori: 01/05/2011
- Data fine lavori: 28/06/2016
- Durata: 2008 giorni
- Ammontare lavori: 860 milioni USD

## 1.3 Caratteristiche generali del progetto

### 1.3.1 Progetto stradale

Una parte consistente dell'intervento in oggetto riguarda i lavori stradali e gli interventi ad esso connessi di adeguamento e potenziamento dei sottoservizi interessati.

La progettazione stradale adottata mira essenzialmente a garantire una separazione del traffico di "by-pass" (traffico di carattere pendolare ad elevato scorrimento) da quello locale di servizio, assicurando una maggiore capacità di transito veicolare e, nel contempo, un incremento dei relativi standard di sicurezza stradale.

I lavori stradali includono complessivamente:

- **10,075 km** di strade principali a 6-8 corsie
- **1,049 km** di strade di connessione a 4-6 corsie
- **11,010 km** di svincoli a 1-3 corsie
- **11,617 km** di strade di servizio
- **3** intersezioni principali e **9** rotonde.

### 1.3.2 Sovrastrutture

Per la costruzione degli impalcati sopraelevati è stata adottata la tecnologia dei conci prefabbricati in calcestruzzo armato precompresso allo scopo fondamentale di minimizzare i disturbi alla circolazione stradale nell'area urbana di cantiere già fortemente congestionata dal traffico veicolare (fig. 3).

Lo schema statico finale degli impalcati risulta a trave continua (min. 4 campate – max. 8 campate).



Figura 3 – "Ghazali Interchange" – Rendering intervento finale

I viadotti sopraelevati comprendono:

- **7,212 km** di impalcati a doppia carreggiata (relativi alle arterie stradali principali) della tipologia a conci prefabbricati in calcestruzzo armato precompresso varati con metodo "Span-By-Span" (fig. 4) mediante ausilio di specifiche attrezzature speciali (Carri-varo).



Figura 4 – Impalcato a conci - Varo "Span-By-Span"

- **1,126 km** di impalcati a doppia carreggiata (relativi agli svincoli) della tipologia a conci in calcestruzzo armato precompresso varati con metodo "Balanced-Cantilever" (tecnica di assemblaggio conci bilanciato a sbalzo)
- **6,890 km** di impalcati a singola carreggiata (relativi agli svincoli) della tipologia a conci in calcestruzzo armato precompresso varati con metodo "Balanced-Cantilever" mediante ausilio di specifiche attrezzature speciali ("Lifting Frames") e/o mediante autogrù.

### 1.3.3 Sottostrutture

Le sottostrutture sono realizzate tramite pile monolitiche in cemento armato di sezione variabile in funzione delle diverse tipologie strutturali e di vincolo dell'impalcato ed in relazione alle diverse luci delle campate di competenza.

Nel caso tipico degli impalcati a doppia carreggiata, utilizzati per le arterie stradali principali, la pila risulta a fusto unico, con pulvino di sommità a sostegno del diaframma di "testa-pila" gettato in opera (figg. 5 e 6).

### 1.3.4 Fondazioni

Le fondazioni sono di tipologia tradizionale realizzate mediante plinti in calcestruzzo armato su pali trivellati gettati in opera di diametro tipico 1200 mm (fig. 7).

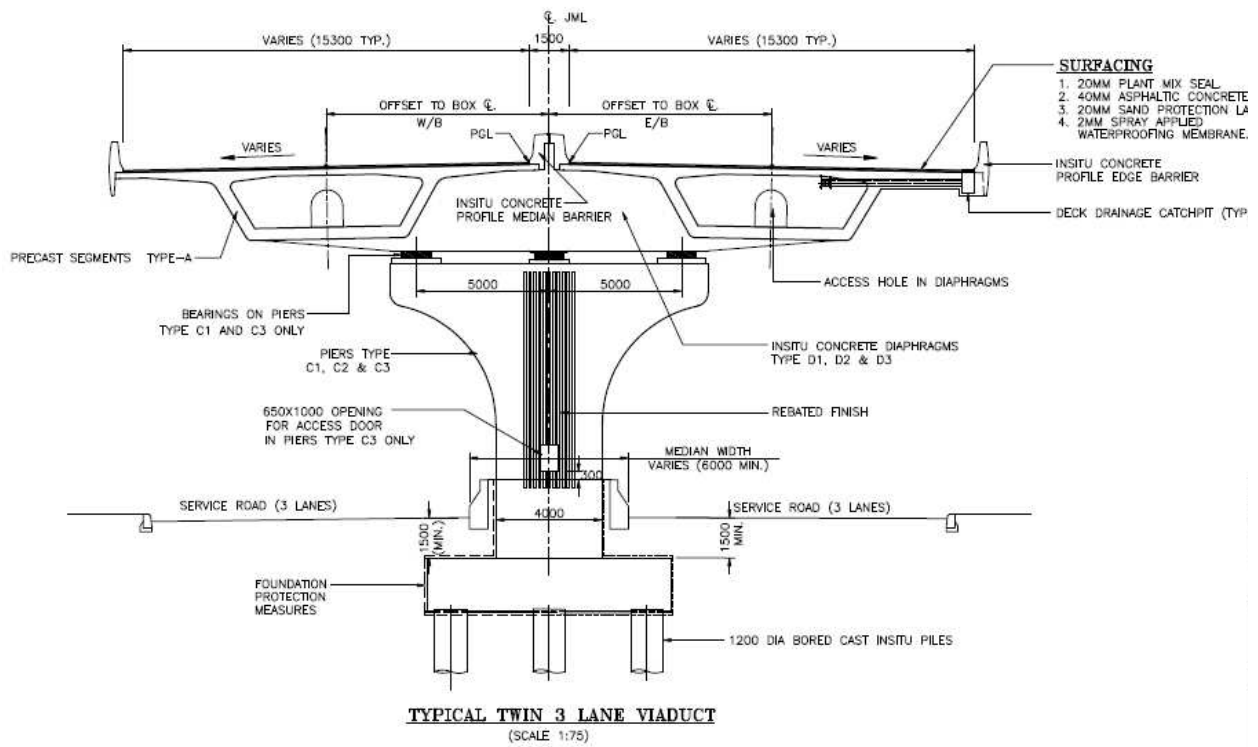


Figura 5 – Pila tipica e diaframma “testa-pila” su appoggi



Figura 6 – Pila tipica e diaframma “testa-pila” monolitico





Figura 7 – Pali trivellati

## 2. IL PROGETTO DELL'IMPALCATO

Le strutture sopraelevate constano in totale di **7613** conci prefabbricati, del peso variabile da un minimo di 40 tonnellate ad un massimo di 130 tonnellate; sono suddivise in 736 campate, per una superficie di impalcato complessiva risultante di 348.946 m<sup>2</sup>.

Gli impalcato sono raggruppabili in cinque diverse tipologie strutturali principali.

### Impalcato a conci di tipologia “A”

Consta di un cassone monocellulare (fig. 8) con soletta superiore di larghezza massima di 18,80 m ed altezza costante di 2,65 m, utilizzato sia per le strutture “Span-By-Span” (in campate di luce asse appoggi variabile fino ad un massimo di 57,010 m) sia per le strutture “Balanced-Cantilever” (in campate di luce asse appoggi variabile fino ad un massimo di 56,524 m).

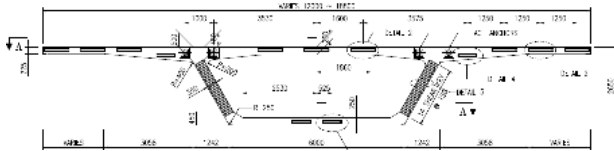


Figura 8 – Impalcato a conci - Tipologia “A”

### Impalcato a conci di tipologia “B”

Consta di un cassone monocellulare (fig. 9) con soletta superiore di larghezza massima di 22,70 m ed altezza costante di 2,65 m, utilizzato per le sole strutture “Span-By-Span” (in campate di luce asse appoggi variabile fino ad un valore massimo di 50 m).

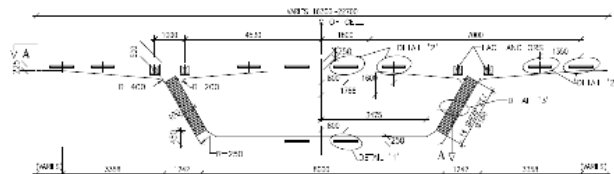


Figura 9 – Impalcato a conci - Tipologia “B”

### Impalcato a conci di tipologia “C”

Consta di un cassone monocellulare (fig. 10) con soletta superiore di larghezza massima di 13,70 m ed altezza costante di 2,65 m, utilizzato sia per le strutture “Span-By-Span” (in campate di luce asse appoggi variabile fino ad un massimo di 57,010 m) sia per le strutture “Balanced-Cantilever” (in campate di luce asse appoggi variabile fino ad un massimo di 62,254 m).

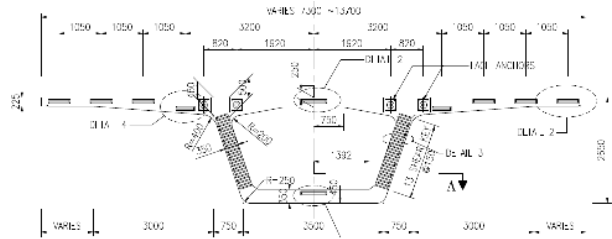


Figura 10 – Impalcato a conci - Tipologia “C”

### Impalcato a conci di tipologia “E”

Consta di un cassone monocellulare (fig. 11) con soletta superiore di larghezza massima di 12,90 m ed altezza variabile min. 2,65 m - max. 7,00 m, utilizzato per le sole strutture “Balanced-Cantilever” (in campate di luce asse appoggi variabile fino ad un massimo di 109,822 m).

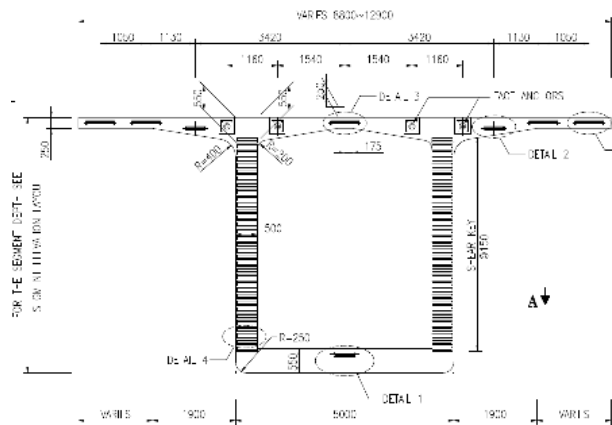


Figura 11 – Impalcato a conci - Tipologia “E”

Per tutte le suddette diverse tipologie strutturali, la precompressione longitudinale è costituita da cavi esterni da 19 trefoli da 0,6” (diametro nominale 15,2 mm) ancorati in corrispondenza dei diaframmi di “testa-pila” e da cavi interni di campata da 12 trefoli da 0,6” (diametro nominale 15,2 mm).

La precompressione trasversale è costituita tipicamente da 5 cavi interni da 4 trefoli da 0,6” (diametro nominale 15,2 mm) per singolo conco, ancorati alle estremità della soletta superiore dell’impalcato.

## 3. FASI COSTRUTTIVE

### 3.1 La prefabbricazione

La prefabbricazione e lo stoccaggio dei conci (figg. 12 e 13) vengono eseguiti presso un apposito impianto temporaneo di cantiere, progettato e costruito per lo specifico progetto in oggetto in un’area dedicata localizzata alla periferia ovest di Kuwait City, a qualche chilometro di distanza dal cantiere di varo che ha sede lungo il corridoio viario “Jamal Abdul Nasser Street”.

Lo studio dell’impianto cantiere, la progettazione e costruzione delle casseforme e dei carrelli di manipolazione dei conci in fase di getto, la progettazione e costruzione delle attrezzature di movimentazione dei conci allo stoccaggio (fra le quali gru a portale della portata max. di 130 t e relativi “bilancini” di sollevamento dei conci), la progettazione e costruzione di tutte le attrezzature temporanee di servizio richieste (fra le quali “dime” per l’assemblaggio delle armature, “bilancini” di sollevamento delle gabbie d’armatura, strutture di fondazione temporanea per lo stoccaggio dei conci), il sistema di tracciamento geometrico e le procedure di prefabbricazione sono stati prodotti dalla DEAL di Udine,

utilizzando l'esperienza specifica maturata nella realizzazione di implacati da ponte con tecnologia a conci prefabbricati in calcestruzzo armato precompresso.



Figura 12 – Concio prefabbricato



Figura 13 – Area di stoccaggio impianto di prefabbricazione

In particolare, le quattordici casseforme adottate sono del tipo “short-line”, ovvero con testata fissa e spostamento del concio gettato alla posizione di concio di controstampo ad ogni ciclo di getto. I conci sono coniugati fra loro.

La prefabbricazione della campata con il metodo “Span-By-Span” inizia tipicamente dal primo concio di una delle due estremità e procede verso l'estremità opposta della campata stessa (fig. 14).

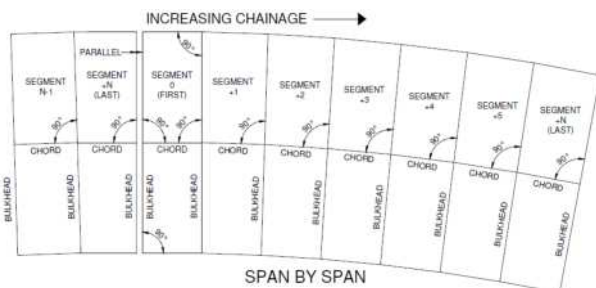


Figura 14 – Prefabbricazione “short-line” - “Span-By-Span”

La prefabbricazione della “stampella” con metodo “Balanced-Cantilever” inizia dal concio di “testa-pila” (concio “0”) e procede verso la mezzera della campata. Dopo aver

prodotto il secondo concio della semi-campata, il concio di partenza (“testa-pila”) viene spostato su un altro cassero, ruotato di 180°, per iniziare la produzione dell'altra metà della “stampella” (fig. 15).

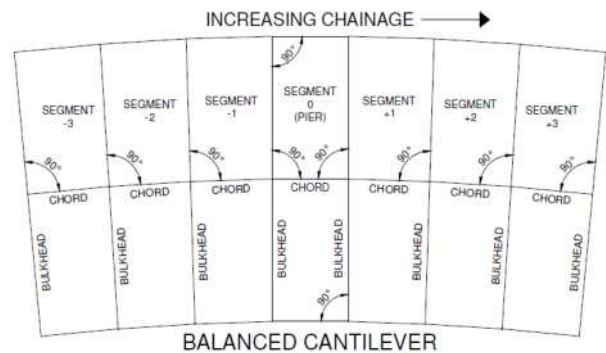


Figura 15 – Prefabbricazione “short-line” - “Balanced-Cantilever”

Il trasporto dei conci prefabbricati dallo stabilimento di produzione al cantiere di varo avviene con speciali pianali ribassati, trainati da motrici, lungo la viabilità stradale ordinaria.

### 3.2 Il varo dei conci

#### 3.2.1 Metodo di varo “Span-By-Span”

L'assemblaggio dei conci prefabbricati a formare la singola campata avviene in tre fasi distinte:

1. i conci vengono prelevati direttamente dai pianali ribassati trainati dalle motrici al di sotto della campata, vengono sollevati mediante la gru a portale montata sulle travate dell'attrezzatura di varo e poi sospesi, un o ad uno, alle travate stesse dell'attrezzatura di varo (figg. 16 e 17);



Figura 16 – Varo “Span-By-Span” – Fase appensione conci

2. una volta che l'intera campata è stata appesa al carrovaro, i conci vengono spalmati di resina epossidica in corrispondenza delle facce coniugate, portati a contatto utilizzando la gru a portale che trasla longitudinalmente alle travate ed infine applicata la precompressione temporanea necessaria per lo schiacciamento della resina;
3. al completo incollaggio della campata, si procede all'infilaggio dei cavi di precompressione, alla tesatura ed all'iniezione (fig. 18).

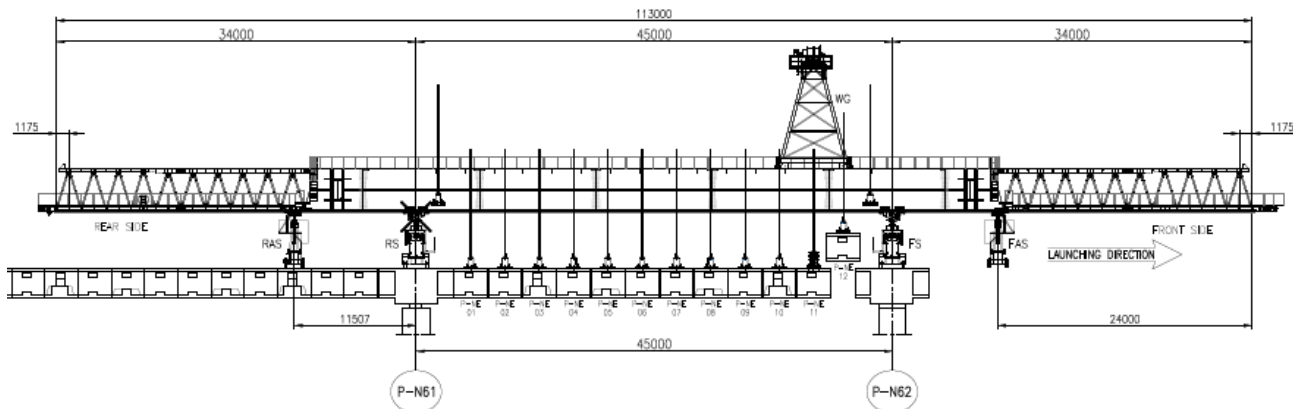


Figura 17 – Varo "Span-By-Span" – Schema appensione conci

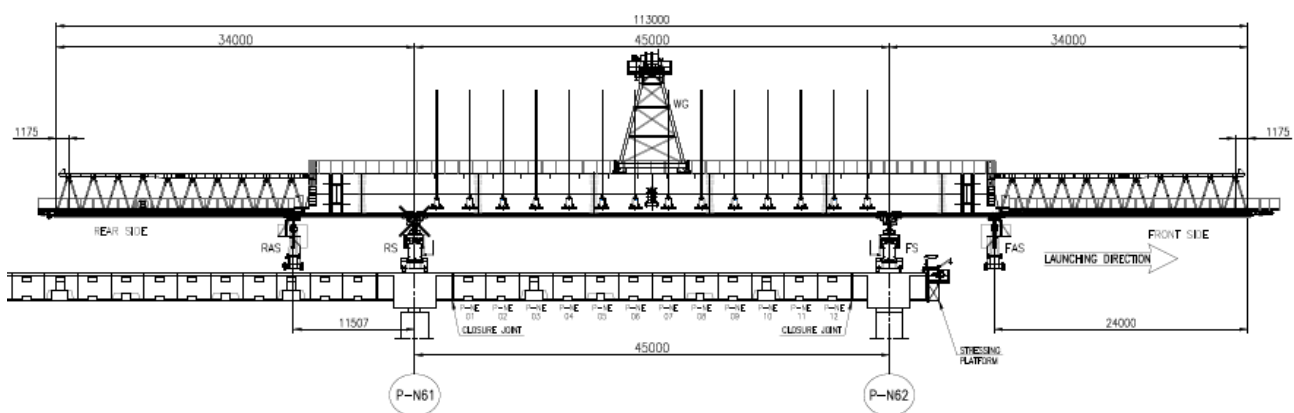


Figura 18 – Varo "Span-By-Span" – Campata tesata

Per la tipologia strutturale tipica d'impalcato a doppio cassone, dopo aver completato il varo della prima campata, si procede con la traslazione dell'attrezzatura di varo sulla campata adiacente ripetendo le medesime procedure di assemblaggio conci, resinatura e tesatura (sopra descritte) a completamento della campata.

Al termine del varo della coppia di campate adiacenti si procede con le operazioni di autovaro dell'attrezzatura sulle campate successive.

Lo studio delle fasi di varo, la progettazione delle strutture di vincolo temporaneo delle campate alle sottostrutture e le procedure di controllo geometrico e di tesatura delle campate sono stati sviluppati dalla DEAL di Udine.

trasferimento di carico ed allo studio delle fasi di precompressione. Trattandosi di una struttura fortemente iperstatica, gli effetti conseguenti all'atto della tesatura e quelli dipendenti dal tempo sono stati analizzati utilizzando un software ad elementi finiti che tenesse conto degli effetti di viscosità, ritiro e rilassamento nel tempo e consentisse l'analisi per fasi costruttive (fig. 19). L'analisi è stata condotta seguendo un processo iterativo al fine di identificare la sequenza finale di istruzioni operative con il doppio fine di minimizzare le attività di cantiere (e relativi costi) e, nel contempo, di non indurre sollecitazione eccessive nella struttura in fase temporanea.

### 3.2.2 Metodo di varo "Balanced-Cantilever"

La costruzione dell'impalcato a conci prefabbricati con l'utilizzo del metodo a sbalzi bilanciati a partire dalla pila ha inizio con il varo del coniglio di "testa-pila" mediante l'ausilio di autogrù. Si procede poi con la messa in opera dei due conci coniugati "01", varati alternativamente da un lato e dall'altro della pila, per poi continuare con il varo dei successivi conci "02" sempre seguendo le medesime procedure.

In questa fase, sempre mediante ausilio di autogrù, vengono installate sui conci già varati le due attrezzature speciali di varo ("Lifting Frames" - fig. 20).

Le due attrezzature di varo sono in grado di traslare longitudinalmente sull'impalcato completato per sollevare i conci successivi della stampella nelle aree disponibili individuate in prossimità della pila e posizionarli a sbalzo,

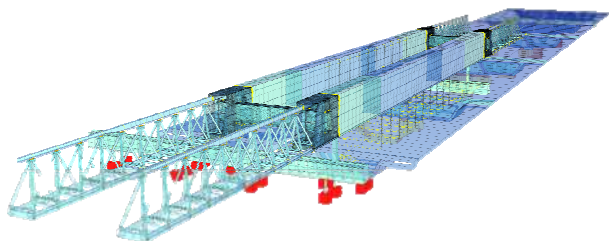


Figura 19 – Modello ad elementi finiti

Particolare attenzione è stata dedicata all'analisi dell'interazione struttura/attrezzatura di varo durante le fasi di

alternativamente da un lato e dall'altro della pila, in modo da non avere mai più di un concio sbilanciato per ciascuna stampella.

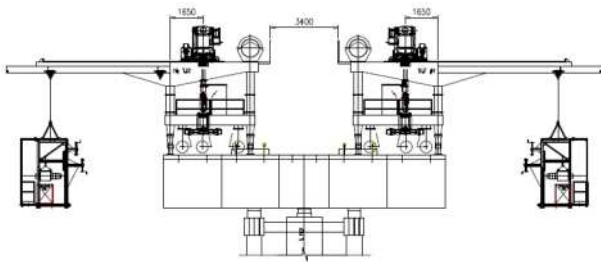


Figura 20 – Metodo "Balanced-Cantilever" – "Lifting Frames"

Lo squilibrio temporaneo, che comunque si crea alla connessione tra pila ed impalcato, viene ripreso da una coppia di torrini metallici temporanei poggianti direttamente sul plinto di fondazione che creano un incastro temporaneo dell'impalcato (fig. 21).

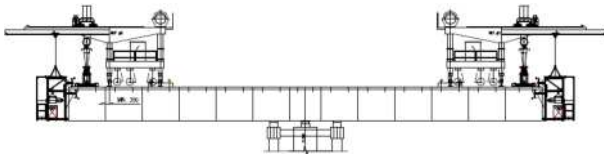


Figura 21 – Varo "Balanced-Cantilever" – Stampella completata

Tali torrini vengono rimossi una volta che la stampella è stata connessa alla stampella precedente mediante getto di cucitura in opera e precompressione dei cavi di continuità in campata; in questa fase il carico viene trasferito agli appoggi definitivi.

I giunti tra i concetti sono sigillati mediante resina epossidica che viene spalmata sulla superficie del concio a contatto con il concio adiacente. Per garantire una perfetta chiusura del giunto tra i concetti si utilizzano barre di precompressione temporanea tesate fino a garantire una pressione media di contatto superiore a 0,28 MPa. Tali barre vengono rimosse solo dopo aver applicato la precompressione definitiva.

Le sollecitazioni generate dalle attrezzature di varo sulle strutture permanenti in fase di costruzione sono state analizzate allo scopo di verificare la capacità strutturale e la stabilità delle strutture in fase di costruzione.

## 4. LE ATTREZZATURE DI VARO

### 4.1 Le attrezzature di varo "Span-By-Span"

#### 4.1.1 I criteri di progettazione delle attrezzature

Le due attrezzature gemelle operanti nel varo delle campate "Span-By-Span" (denominate L75 LG 1200/75) sono state progettate per le seguenti condizioni di carico:

- Massima luce della campata: 57,010 m
- Peso massimo della campata: 12000 kN
- Peso massimo del singolo concio: 1300 kN
- Vento massimo in servizio: 20,0 m/s
- Vento massimo di fuori-servizio: 36,1 m/s

#### 4.1.2 Descrizione delle attrezzature

Le due attrezzature gemelle L75 LG 1200/75 (fig. 22) sono composte dai seguenti elementi principali:

- le due travi principali, con sezione del tipo a cassone relativamente alla porzione centrale dimensionata per l'appensione delle campate, e sezione tralicciata

relativamente alle porzioni di estremità ("avanbecchi" e "retrobecchi") dimensionate per le azioni di autovaro.

- I due supporti principali ("supporto anteriore" e "supporto posteriore"), dimensionati per i massimi carichi di varo delle campate.
- I due supporti ausiliari ("supporto ausiliario anteriore" e "supporto ausiliario posteriore"), dimensionati per i massimi carichi di autovaro relativi alle fasi di movimentazione dell'attrezzatura.
- La gru a portale, dotata di argano e di carrelli di traslazione longitudinale su rotaie fissate alle trave principali.
- Il sistema di apprensione dei concetti, costituito dalle barre di apprensione dei concetti (barre di precompressione di diametro 57 mm) e dalle relative mensole di supporto ancorate alle due trave principali.
- L'innovativo ed esclusivo sistema di movimentazione trasversale delle trave principali, in grado di modificare il valore d'interasse trasversale delle trave e consentire, alla medesima attrezzatura, il varo di tutte le diverse tipologie strutturali (significativamente differenti in termini di dimensioni della sezione trasversale) previste dal progetto "Jamal Abdul Nasser Street".

Le caratteristiche principali delle due attrezzature gemelle L75 LG 1200/75 risultano le seguenti:

- Peso della singola attrezzatura tipica: 8640 kN
- Portata massima in servizio: 12000 kN
- Lunghezza: 113 m
- Altezza (esclusa gru a portale): 9,5 m
- Larghezza massima (binario supporti): 58,0 m



Figura 22 – Attrezzatura Varo L75 LG 1200/75

### 4.2 Le attrezzature di varo "Balanced-Cantilever"

#### 4.2.1 I criteri di progettazione delle attrezzature

Le due attrezzature gemelle operanti nel varo delle campate "Balanced-Cantilever" (denominate L76 122 ton) sono state progettate per le seguenti condizioni di carico:

- Peso massimo del singolo concio: 1200 kN
- Vento massimo in servizio: 20,0 m/s
- Vento massimo di fuori-servizio: 36,1 m/s

#### 4.2.2 Descrizione delle attrezzature

Le caratteristiche principali delle due attrezzature gemelle L76 122 ton risultano le seguenti:

- Peso della singola attrezzatura: 660 kN
- Portata massima in servizio: 1200 kN
- Lunghezza: 13,20 m
- Altezza: 6,47 m
- Larghezza: 14,60 m



Figura 24 – Vista fase di costruzione – Metodo “Span-By-Span”

## 5. CONCLUSIONI

La dimensione e la complessità del progetto “Jamal Abdul Nasser Street Development”, di cui si è presentata una sintesi degli elementi più significativi nei paragrafi precedenti, ha rappresentato per la DEAL un impegno significativo e, nel contempo, una sorta di “sfida” nella ricerca di procedure e di soluzioni tecniche maggiormente confacenti all’esecuzione delle opere nel modo più efficace e sicuro possibile.

Una prima criticità è sicuramente conseguente alle condizioni logistiche ed ambientali in cui si è dovuto operare; condizioni strettamente legate al contesto di un’area di cantiere sito in una zona centrale della capitale fortemente congestionata dal traffico. Questa criticità è stata risolta sia elaborando specifici piani dettagliati di deviazioni temporanee dei flussi veicolari in funzione del programma di avanzamento dei lavori, sia ottimizzando il processo tecnologico di costruzione dell’opera, mediante la proposta di costruzione degli impalcati lungo i corridoi viari principali con il metodo di varo “Span-By-Span”. Come già menzionato precedentemente, tale tecnologia minimizza i disturbi alla circolazione stradale esistente, permettendo di lavorare con continuità dall’alto (dalla porzione di impalcato già completato), riducendo l’impatto del cantiere di varo.

Una seconda criticità deriva dalla complessità del tracciato stradale di progetto, caratterizzato dalla presenza di numerosi svincoli di connessione delle arterie principali alla viabilità locale e legato all’adozione di diverse intersezioni su livelli multipli. A questo proposito sono state elaborate specifiche procedure di controllo geometrico da adottare in prefabbricazione per la realizzazione dei conci (in accordo alle geometrie di progetto ed ai valori delle “contro-frecce” richieste) e, al varo, per il monitoraggio e verifica del corretto assemblaggio dei conci, a formare la singola campata, nel rispetto delle tolleranze di costruzione prescritte dalle specifiche contrattuali.

Una terza criticità va infine ricercata nella complessità di natura strutturale propria del progetto originale, legata essenzialmente all’adozione di tipologie d’impalcato significativamente differenti fra loro. In questo caso, la “sfida” più significativa nella progettazione dei carri-varo per le strutture “Span-By-Span” e dei “Lifting Frames” per le strutture Balanced-Cantilever”, è stata la ricerca di soluzioni tecnologiche “flessibili” che permettessero l’operatività di un’unica macchina per il varo di tutte le tipologie di impalcato previste.

# LA NUOVA STAZIONE FERROVIARIA PER L'ALTA VELOCITÀ DI BOLOGNA

**Luigi Evangelista, Tiziana Fazio, Fiorenza Traini, Angelo Vittozzi**

ITALFERR S.p.A. Società di Ingegneria del Gruppo Ferrovie dello Stato Italiane (F.S.I.)

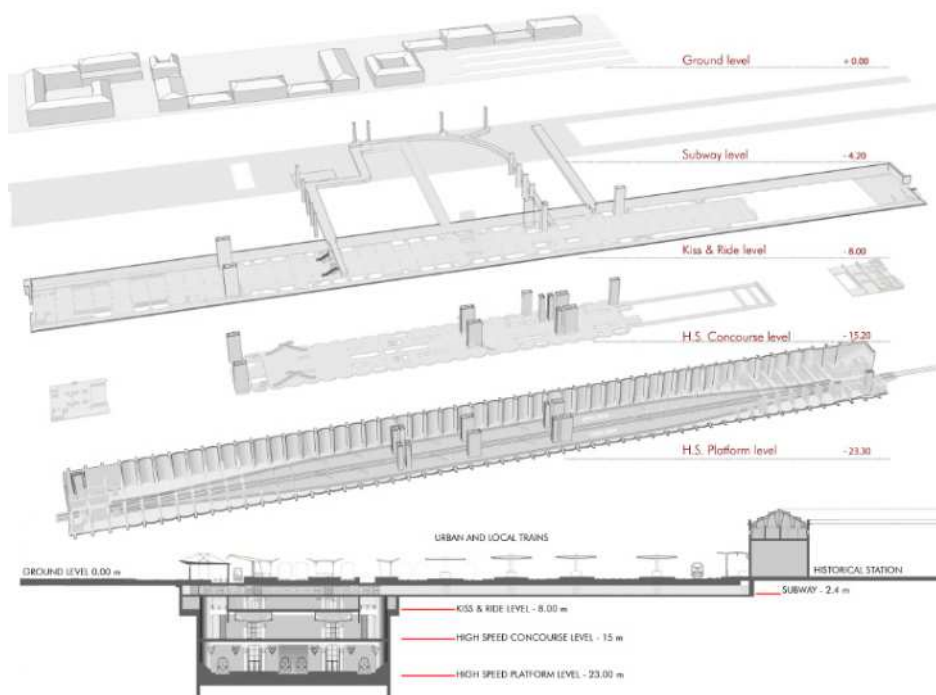
## SOMMARIO

La memoria presenta la nuova stazione Alta Velocità di Bologna: una grande e innovativa opera infrastrutturale inserita in un ampio progetto di riconfigurazione e potenziamento del nodo ferroviario cittadino, uno dei più importanti d'Italia. Dopo aver richiamato i requisiti "funzionali" sia sotto il profilo urbanistico che trasportistico, la memoria descrive il progetto illustrando "concept" architettonico e strutturale, entrambi inquadrati nello specifico contesto territoriale, geotecnico e idro-geologico. Successivamente vengono descritte tutte le principali componenti dell'opera: il camerone ipogeo con le particolarità compositive e distributive; le particolari e per molti aspetti innovative opere di contenimento delle terre: gli speroni (paratie con sezione a T), le voltine e la trave di coronamento; i telai trasversali e i solai di piano. L'illustrazione si conclude con la descrizione delle principali caratteristiche degli impianti e delle finiture architettoniche. A conclusione della illustrazione del progetto ci si sofferma sulla forte interrelazione fra tutte le componenti specialistiche coinvolte nello sviluppo di questo tipo di progettazioni e sulla necessità che esse debbano essere concepite e sviluppate in modo integrato e sinergico.

## THE NEW HIGH SPEED RAILWAY STATION OF BOLOGNA

### SUMMARY

The paper presents the new high-speed railway station in Bologna: a great and innovative work integrated into a large infrastructure project of reconfiguration and upgrading of the rail junction city, one of the most important in Italy. After recalling functional requirements both in terms of urban planning and of transportations, the paper describes the project illustrating the architectural and structural concepts, both classified in the specific geotechnical and hydro-geological context. Then paper describes all the major components of the work: the underground building with the peculiarities of composition and distribution; the particular and in many aspects innovative works of containment of the ground: the Buttresses (T-section diaphragm walls), the Vaults and the longitudinal head beam; transversal frames and the deck floors. The paper ends with a description of the main characteristics of the plants and architectural finishes. At the conclusion of the illustration of the project we focus on the strong interrelationship between all the specialized components involved in the development of this type of project and their need to be designed and developed in an integrated way.



## 1. INTRODUZIONE

La stazione Alta Velocità di Bologna è una grande e innovativa opera infrastrutturale inserita in un ampio progetto di riconfigurazione del nodo ferroviario cittadino. Sotto l'aspetto "funzionale" la nuova opera è il fulcro di un sistema di interscambio fra il traffico passeggeri "ordinario" che si sviluppa sulle linee "storiche" in superficie e il nuovo servizio ad Alta Velocità che si espleta per il tramite del passante sotterraneo. Questa esigenza funzionale ha portato a concepire un'opera "innovativa", con imponenti strutture di contenimento realizzate sino ad una profondità di 25 metri dal piano campagna che si sviluppa al di sotto degli originari binari 12, 13, 14 e 15 della storica stazione Centrale (provvisoriamente rimossi per consentire la realizzazione della stazione AV). Il nuovo "hub" ferroviario, costituito dalla stazione storica e dalla nuova stazione AV, garantisce l'integrazione con tutti i sistemi di trasporto pubblico convergenti nel nodo, sia presenti che futuri. Nell'ambito del progetto della stazione, la realizzazione di un nuovo sottopasso viaggiatori assieme al prolungamento e all'adeguamento dimensionale dei sottopassi pedonali esistenti, ha consentito di potenziare gli accessi all'hub ferroviario sia da piazza delle Medaglie d'Oro che da via de' Carracci, incrementando la "continuità" tra il centro storico ed il quartiere Bolognina.

L'opera è stata commissionata da Rete Ferroviaria Italiana R.F.I. (Gruppo F.S. Italiane), progettata da Italferr (Società di ingegneria dello stesso Gruppo F.S. Italiane) e realizzata dall'impresa Astaldi; sempre Italferr ha svolto anche la Direzione Lavori e il Coordinamento della Sicurezza.

L'opera è costituita da un camerone interrato, la nuova stazione AV, ed è stata realizzata mediante uno scavo a cielo aperto tra i più grandi mai realizzati in Europa in ambito urbano, caratterizzato da strutture di sostegno del terreno scavato di tipo "innovativo" realizzate da volte con generatrici verticali e direttrice poligonale iscritta in un arco di cerchio, agenti su contrafforti verticali con sezione a T, equilibrati da un sistema di puntoni trasversali. Il camerone (640m di lunghezza, 41m di larghezza e 23m di profondità) si sviluppa su quattro livelli collegati da un sistema di scale mobili, scale fisse e ascensori, così organizzati:

- il piano AV (- 23m), costituito da 4 binari – denominati 16, 17, 18 e 19 – dedicati ai treni veloci e 2 banchine specializzate per i servizi Nord-Sud (direzione Roma/Napoli) e Est/Ovest (direzione Milano/Torino e Verona/Bolzano);
- il piano intermedio hall AV (-15m), destinato ai servizi ferroviari (biglietterie self service, desk informativi, servizi igienici) e commerciali di ristoro per i viaggiatori;
- il piano Kiss&Ride (- 7m), una strada sotterranea che attraversa la stazione in senso longitudinale, utilizzata come sosta breve, da taxi, auto private, mezzi di servizio e mezzi di soccorso per carico e scarico persone. Questa strada è interconnessa alla viabilità circostante tramite l'ingresso da via Fioravanti, l'uscita per i taxi su via de' Carracci e l'uscita su via Serlio. La sosta lunga è garantita grazie al collegamento con il parcheggio interrato dei Salesiani (488 posti disponibili, entrata su via Matteotti e su via Serlio) e tramite l'accesso alle aree parcheggio (circa 300 posti) dei due mezzanini sottostanti.
- il piano FS (-0.0m), che accoglie i binari 12, 13, 14 e destinati al traffico "ordinario".

Nel concludere questa breve introduzione è opportuno evidenziare che la stazione di Bologna AV è la prima al mondo ad utilizzare il sistema ERTMS (European Railways Traffic Management System) di livello 2 (senza segnali luminosi laterali) già operativo sulle altre linee AV.

Standard tecnologico concepito e realizzato per la prima volta in Italia e divenuto standard europeo.



Figura 1- Inquadramento generale.

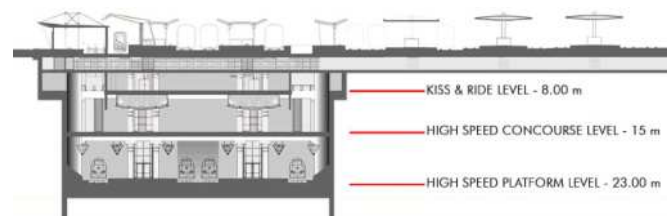


Figura 2- Sezione trasversale.

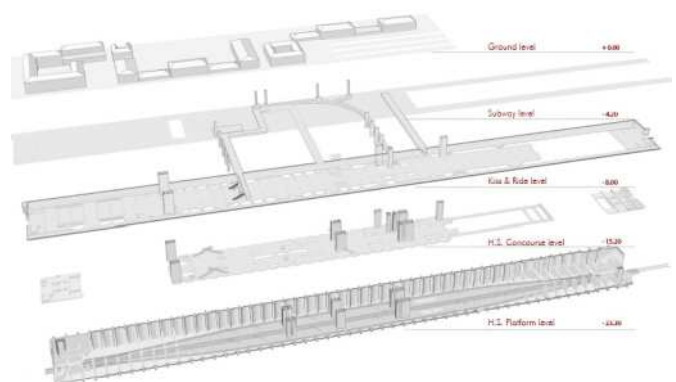


Figura 3- Spaccato assonometrico dei diversi livelli

## 2. IL PROGETTO

L'ambiente urbano della stazione "storica" fortemente antropizzato, è caratterizzato da un spiccato rilievo architettonico, con innegabili valenze storiche e culturali e, al contempo è uno snodo fondamentale della mobilità cittadina, regionale e nazionale. Per questa molteplicità di ragioni sin dalle prime fasi progettuali si è svolta un'analisi approfondita di molteplici fattori storico architettonici, urbanistici e trasportistici. Gli obiettivi principali sono stati: garantire la contemporaneità tra le lavorazioni del cantiere e l'esercizio della stazione storica, mantenendo la viabilità locale limitando le interferenze con la viabilità a servizio dei lavori; salvaguardare gli edifici e le preesistenze limitrofe lo scavo, tutelare tutte componenti ambientali quali il sistema idrico sotterraneo, il clima acustico, le vibrazioni e le polveri.

L'analisi di tali necessità, unitamente alle notevoli dimensioni dello scavo, ha richiesto l'utilizzo di soluzioni "ad hoc" sia nella concezione architettonica dell'opera sia nella progettazione delle opere di sostegno dello scavo che nelle modalità di esecuzione dello stesso, richiedendo una progettazione integrata dei diversi interventi. A tal riguardo sono state adottate soluzioni tecniche e lavorazioni innovative come meglio si dirà nel seguito.

Al fine di garantire la massima sicurezza per gli edifici prospicienti lo scavo, tutte le fasi di lavorazione si sono svolte sotto ampio e continuo monitoraggio delle pre-esistenze e del piazzale ferroviario. Per la gestione della molteplice strumentazione, il sistema di monitoraggio è stato implementato su di una piattaforma web interattiva, così da poter consultare da remoto e in qualsiasi momento le diverse strumentazioni in campo, ottenendo i dati in tempo reale.

## 2.1. Il concept architettonico

Il concept architettonico mira all'interazione tra la stazione interrata ed il contesto circostante, tramite l'utilizzo di lame di luce che, penetrando all'interno della stazione, conferiscono una permeabilità visiva e sensoriale. Per tale finalità l'illuminazione della stazione è concepita tramite delle bucatore, allineate su tutti i solai, che consentono la propagazione della luce del sole tramite l'utilizzo di superfici vetrate.

Il lungo più rappresentativo è al livello delle banchine AV (-23 m) all'interno di un volume denominato "la cattedrale". Sviluppandosi per circa 100 m di lunghezza la cattedrale ospita un'ampia apertura spaziale, caratterizzata dall'assenza del solaio intermedio, e permeata dalla luce del sole tramite le bucatore orizzontali, posizionate sul solaio del livello sovrastante. Questa soluzione architettonica offre ai passeggeri dell'alta velocità che percorrono le banchine a -23 m, la sensazione dello spazio verso l'alto enfatizzata dalla presenza di due passerelle aeree panoramiche (circa 100 m), che collegano i parcheggi alla hall interrata, e dal duplice filone di colonne in cls prefabbricato bianco che lo attraversano. Dal piano sovrastante le banchine, il piano Vestibolo AV, una vetrata a tutta altezza consente l'affaccio sui binari e la diffusione della luce della cattedrale all'interno del piano.

Un ruolo fondamentale per consentire alla luce di giungere fino a quota -23 m, è giocato dalle finiture degli ambienti. Difatti la soluzione strutturale della parte interrata, basata sul concetto della volta applicato alla spinta delle terre, consente di avere ampi campi di paratia (voltine) liberi da elementi di contrasto che consentono di sfruttare tali vuoti come elementi architettonici atti a proiettare la luce del sole fino ai binari creando un suggestivo effetto di verticalità. La stessa soluzione progettuale è adottata anche agli altri piani della Stazione illuminati lateralmente da veri e propri pozzi di luce che ospitano le scale mobili.

In tal modo la nuova stazione AV offre al viaggiatore un servizio adeguato all'importanza del nodo ferroviario di Bologna e alla città uno spazio poliedrico, una piazza coperta attrezzata con spazi commerciali, per la cultura e per il terziario, dove incontrare gente, fare shopping, vedere uno spettacolo e salire a bordo dei treni.

L'architettura degli interni ha richiesto uno studio approfondito dei materiali finali posti in opera: le lastre ceramiche di grandi dimensioni per il rivestimento delle voltine e degli speroni, di colore grigio, che assicurano al contempo una finitura liscia e pulita e il rispetto del carattere massivo delle strutture, il glass-fibre reinforced concrete per il rivestimento prefabbricato delle grandi colonne, il vetro, trasparente o bianco, unito all'acciaio per creare gli spazi, riflettere la luce e collegare la stazione interrata con l'esterno, il porfido rosso in lastre levigate per le pavimentazioni.



Figura 4- La "Cattedrale"

Per la realizzazione di Bologna Centrale AV, sono state impiegate finiture realizzate con materiali caratterizzati da alti valori di resistenza meccanica e chimica, stabilità e durevolezza, tali da richiedere in futuro ridotte attività di manutenzione.

Le pareti interne sono in gran parte in vetro con caratteristiche di elevata resistenza al fuoco per aumentare il comfort ambientale, la diffusione della luce naturale e la luminosità. Inoltre, l'illuminazione, realizzata con tecnologia LED a lunga durata, permette di diminuire i consumi energetici del 50% circa, contribuendo a contenere l'inquinamento atmosferico e un sensibile abbattimento dei costi di manutenzione.

## 2.2. Il concept strutturale

La struttura portante del camerone interrato è particolarmente innovativa: si basa sul concetto della volta applicato alle strutture di contenimento della spinta delle terre e consente di avere ampi campi di paratia "le voltine" libere da elementi di contrasto sia orizzontale sia verticale. Le voltine scaricano le loro spinte su importanti contrafforti: gli speroni, elementi strutturali "composti" in calcestruzzo armato e acciaio da carpenteria avente sezione a T, reciprocamente affacciati sul lato lungo della stazione ed interessati di 12 m. Le voltine, realizzate con setti di paratia, presentano delle armature "passanti" tra tutti i pannelli e sono connesse agli speroni anche in modo meccanico per il tramite barre di connessione introdotte subito a valle dello scavo. Per garantire una sufficiente resistenza e rigidità del sistema di contenimento delle terre, sono stati previsti dei puntoni metallici che trasferiscono le spinte da uno sperone all'altro. Questi puntoni metallici, inseriti in fase di scavo e connessi in

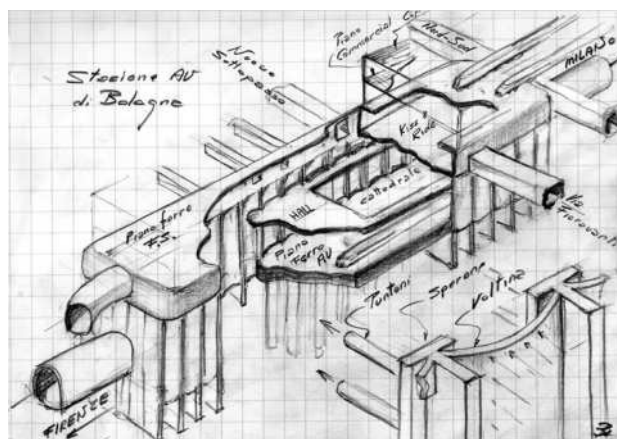


Figura 5- Uno schema delle principali strutture

modo rigido agli speroni per il tramite di un apposito sistema di collegamento, costituiscono nello schema statico finale gli elementi orizzontali dei telai trasversali che sostengono i solai di piano intermedi e la strutture di copertura. I telai trasversali, caratterizzati da una molteplicità di tipologie diverse in funzione delle particolarità geometriche, funzionali e impiantistiche del complesso sistema infrastrutturale, sono stati realizzati inserendo delle colonne metalliche a partire dal solettone di base, collegandole ai puntoni per realizzare,



appunto, i telai trasversali. Dette colonne, metalliche, sono state completate con l'introduzione di pioli Nelson sulle superfici interne, l'armatura di pelle e il getto di calcestruzzo di completamento; il tutto per ottenere un profilo composto. Per velocizzare l'operazione di completamento delle colonne, garantire una finitura di pregio architettonico e, al contempo, fornire una notevole resistenza al fuoco, quali cassafornate sono stati utilizzati dei gusci cilindrici di colore bianco realizzati in Glass Fiber Reinforced Concrete (GFRP). Tutte le parti metalliche dei puntoni, non inglobate nel calcestruzzo, sono state rivestite con pannelli in calciosilicato per garantire la prevista resistenza al fuoco delle strutture. I solai intermedi e di copertura (quest'ultimo è per larga parte un ponte ferroviario) sono stati concepiti come travi continue in c.a. della lunghezza 60 m (5 campi di voltina) con vincoli fissi orizzontali nel solo campo centrale. Entrambe le testate della stazione sono state realizzate con la tecnica del top-down: le strutture di piano sono state realizzate in fase di scavo, appoggiandole su sostegni verticali provvisori, e le colonne/setti sono state realizzate "in risalita". Ciò, ha consentito di conferire alle strutture di sostegno delle testate una idonea rigidità e una sufficiente resistenza per controbilanciare le spinte della terra afferenti le testate a partire dalla fase di scavo.

### 2.3. La geotecnica e l'idrogeologia

I terreni del sottosuolo bolognese sono di origine alluvionale fino a profondità di alcune centinaia di metri da p.c.; la stratigrafia vede la presenza di lenti di composizione granulometrica variabile da argille limose a sabbie con ghiaia. Nella zona della stazione prevalgono i materiali argilloso-limosi; i corpi a granulometria più grossolana, di forma

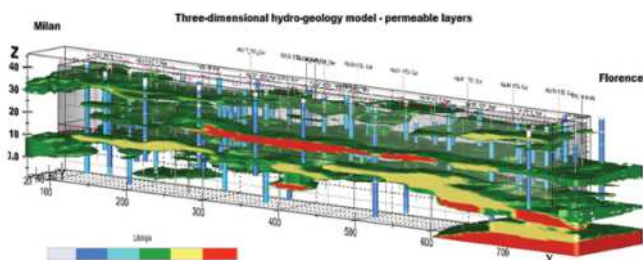


Figura 8 - Il modello idrogeologico

lenticolare (tra cui un paleoalveo che attraversa longitudinalmente l'area del camerone, con quote via via decrescenti da lato Firenze a lato Milano), sono costituiti principalmente da sabbie, sabbie limose e sabbie con ghiaia.

Dal punto di vista idrogeologico sono state identificate tre falde: una freatica superficiale con letto a circa 8,00-9,00m da p.c., una intermedia in movimento dall'area stazione verso la strada Via de' Carracci (verso il fiume Reno) tra 15,00 e 24,00m da p.c. ed una terza più profonda e non intercettata dalle opere.

Al fine di garantire la continuità idraulica del deflusso monte-valle delle prime due falde sopra citate, sono stati adottati specifici sistemi di by-pass atti a mantenere il livello piezometrico della falda evitando l'insorgere di fenomeni effetto diga con possibili conseguenti ripercussioni negative sulle strutture degli edifici adiacenti alla stazione da un lato e al preesistente impianto ferroviario dall'altro.

## 3. LE COMPONENTI DELL'OPERA

### 3.1. Il camerone

L'impianto strutturale del camerone è costituito da: opere perimetrali di sostegno degli scavi (paratie-voltine, speroni e diaframmi puntone), opere di fondazione (tampone di fondo in

jet-grouting, pali e micropali di fondazione per bilanciare le spinte idrauliche "sottopressioni") e strutture in elevazione (telai metallici e solai in c.a.).

La struttura della stazione è organizzata in modo modulare su 6 assi di progetto longitudinali (allineamenti da A ad F) e su 54 assi di progetto o sezioni trasversali (allineamenti da 0 a 53), posti ad un interasse di 12,00m.

Le pareti laterali del camerone sono costituite da diaframmi perimetrali in c.a. in gran parte curvilinei (voltine) connesse a speroni posti ad interasse di 12,00m; questi ultimi sostengono sia la spinta che ricevono direttamente dal terreno sia quella trasferita dalle voltine.

In corrispondenza delle estremità del camerone "Testate"

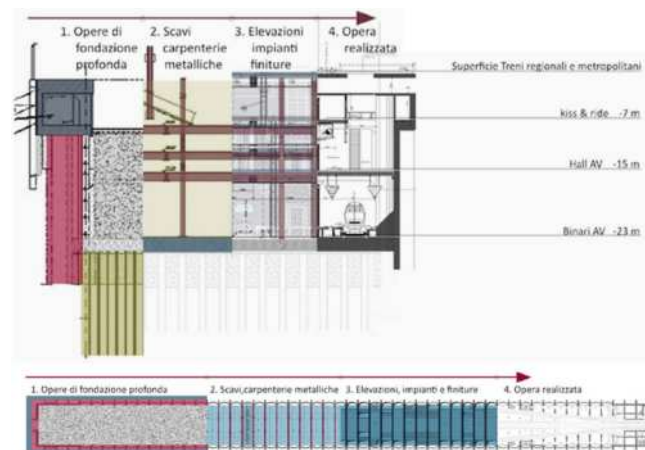


Figura 6 - Organizzazione strutturale e sequenza fasi costruttive

le paratie di testata sono state realizzate con superfici piane; tale scelta è dovuta all'esigenza di realizzare strutture "scatolari" rigide cui affidare la resistenza alle azioni orizzontali statiche e sismiche trasferendo le azioni orizzontali alle paratie laterali per il tramite di diaframmi di piano in cemento armato realizzate con la tecnica del top down. La planarità delle paratie di testata ha anche facilitato la realizzazione delle opere di "sbocco" delle gallerie ferroviarie del passante A.V.. Il collegamento con le gallerie ha richiesto il taglio delle paratie di testata in corrispondenza del perimetro della sezione delle gallerie; tale operazione è stata effettuata dall'interno della stazione dopo aver realizzato il soletto di fondo e previa realizzazione di una parete "fodera" interna che collegasse tutti i pannelli di paratia di testata.

Considerata la presenza di edifici e dei binari in esercizio a

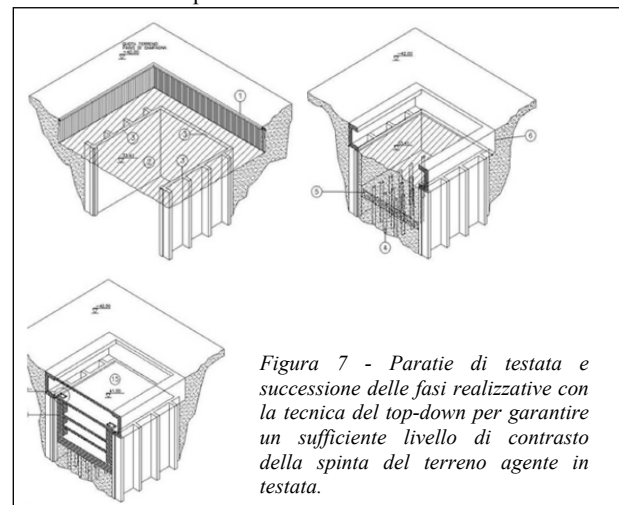


Figura 7 - Paratie di testata e successione delle fasi realizzative con la tecnica del top-down per garantire un sufficiente livello di contrasto della spinta del terreno agente in testata.

tergo delle paratie perimetrali, è stata realizzata una "cinturazione" protettiva degli scavi dei diaframmi mediante consolidamento del terreno (Cutting Soil Mixing - CSM) per evitare rischi di instabilità del cavo in corrispondenza delle

intercalazioni di sabbie e ghiaie sulle pareti di scavo dei pannelli di paratia (con connesse eventuali subsidenze a tergo in fase di scavo e/o interruzioni strutturali dei pannelli in fase di getto).

La realizzazione delle opere è stata avviata con l'esecuzione delle attività propedeutiche (rimozione del sedime ferroviario FS – binari da 12 a 15), si è proseguito poi con la realizzazione della paratia perimetrale di pali  $\Phi$  800mm passo 1,00m (denominata paratia di “primo salto”) che ha consentito di effettuare lo scavo dei primi metri di terreno portando il piano di lavoro al disotto dello strato di interesse archeologico, a quota -7,00m da p.c. Tenendo conto dei sovraccarichi stradali lato Carracci, e ferroviari lato FS presenti a tergo della paratia di pali, si sono resi necessari fino a quattro ordini di tiranti provvisori disposti a passo variabile da 1,00 m a 2,00 m,; dopo aver realizzato le strutture interne del camerone tali tiranti sono stati detensionati per non lasciare vincoli definitivi al disotto delle proprietà limitrofe alla stazione.

L'impostazione del piano di lavoro principale a -7,00m dal piano viario di Via Carracci ha permesso, da un lato, di proteggere meglio gli edifici lungo via Carracci da rumore, vibrazioni e polveri, e, dall'altro, di poter operare con un maggior grado di sicurezza le manovre per la movimentazione degli elementi strutturali prefabbricati di notevoli dimensioni, come le gabbie di armatura degli speroni, le travi puntone e le colonne..

Da questa quota, inoltre, sono state realizzate anche le opere di fondazione della stazione (micropali armati  $\Phi=250$  mm L=15,00m in numero di 104 per allineamento, pali  $\Phi=1000$  mm L=17,00m in numero di 42 per allineamento nelle sole zone di testata – allineamenti 0-4 e 50-53 – e nella zona denominata Torre – allineamenti 22-25), differenziate in funzione delle aree, delle esigenze strutturali in corso d'opera e delle distribuzioni dei carichi connesse alla futura possibilità di espansione del progetto.

L'intera struttura del camerone è stata irrigidita e per il tramite della realizzazione di due travi continue longitudinali poste a coronamento dei puntoni e delle voltine e in scatolare e monolitica con profilo a C, utilizzata in corso d'opera come pista di cantiere per il transito dei mezzi da cui effettuare le operazioni di getto dei conglomerati cementizi, a mezzo di autopompe, e le attività di movimentazione dei materiali, a mezzo di autogru, ed in fase di esercizio della stazione destinata ad ospitare al suo interno gli impianti.

La stessa struttura definitiva della stazione è organizzata secondo telai portanti principali in carpenteria metallica disposti lungo gli allineamenti quindi trasversalmente all'asse maggiore - in corrispondenza degli speroni. Le singole componenti strutturali verranno meglio descritti nei paragrafi che seguono.

### 3.2. Gli speroni

Lo sperone è l'elemento resistente principale della paratia perimetrale di stazione che assolve alla funzione di sopportare tutta la spinta che il terreno scarica direttamente, sommata a quella trasferita dalle voltine.

Si tratta di un elemento composto in acciaio calcestruzzo: realizzato da lamiera, profili a L e mezze HEM 200 in acciaio di classe S355 connesse al calcestruzzo Rck 35 MPa per il tramite di pioli Nelson. La “gabbia di armatura” dello sperone è caratterizzata da un peso di circa 880 kN e, per questioni connesse alla massima altezza consentita per il sollevamento delle gabbie metalliche rispetto alla sede ferroviaria in esercizio sui binari attigui, è stata realizzata in due tronconi collegati da un giunto bullonato realizzato con 736 bulloni. Detto giunto è stato posto in corrispondenza della sezione con i valori più bassi delle sollecitazioni flessionali. Quali

materiali sono stati impiegati: calcestruzzo di classe Rck 35 MPa (soprattutto in considerazione degli aspetti di durabilità), acciaio FeB44k armatura ordinaria, acciaio da carpenteria tipo S355 J2G3 per i piatti e S355 J0 per i profili non saldati, mentre i bulloni sono classe 10.9 e 8.8.

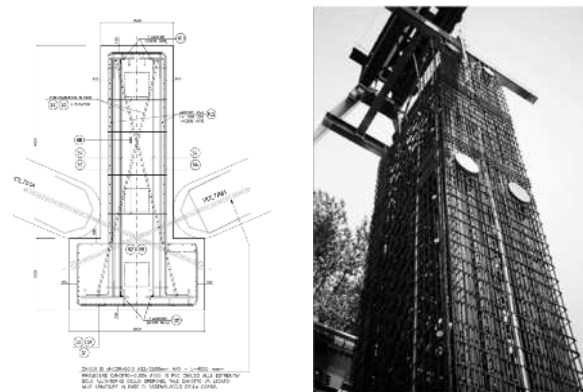


Figura 9 – Lo sperone

Operativamente, sono state dapprima assemblate le due semi gabbie (sia gli elementi in carpenteria che di armatura lenta) nelle aree di cantiere appositamente attrezzate in prossimità dello scavo, successivamente, dette gabbie sono state trasportate con appositi carri all'interno del camerone in prossimità della posizione definitiva e sono state inserite nell'apposito cavo per il tramite di una gru a portale in sequenza, calandole in posizione definitiva dopo aver collegato il giunto bullonato e completato l'allestimento dell'armatura lenta nella zona a cavallo del giunto. Infine, si è eseguito il getto di calcestruzzo all'interno del cavo ed in presenza di fanghi bentonitici, garantendo la totale continuità di getto di calcestruzzo di circa 300 mc. Considerando la forma particolare dello sperone, l'ampiezza del cavo (circa 300 mc), il lungo tempo che doveva restare aperto e la sensibilità del contesto circostante, per garantire maggiormente la stabilità del cavo sono stati migliorate le caratteristiche del terreno al contorno realizzando dei pannelli di CSM.

Le operazioni di inserimento delle gabbie di armatura degli speroni, come anche le successive operazioni di getto, sono state eseguite con procedure atte a garantire una estrema precisione della posizione dell'elemento strutturale. A tal riguardo, sono state appositamente progettate e costruite particolari attrezzature ausiliarie provvisorie.

Le gabbie di armature pre-assemblate contenevano, infatti, tutte le predisposizioni (boccole e chiavi di taglio) per il successivo collegamento delle travi puntone (a mezzo elementi perni in carpenteria metallica e di barre filettate o di precompressione in funzione degli allineamenti e dei piani di stazione interessati). La presenza di tali elementi di accoppiamento unitamente alla necessità di garantire l'allineamento dei due speroni prospicienti appartenenti alle due paratie perimetrali collegati da diversi ordini di puntone per realizzare i futuri telai trasversali, ha imposto una notevole precisione nel posizionamento degli speroni con tolleranze molto ristrette ( $\pm 6$ mm) non usuale per strutture realizzate entro terra.

Per garantire un idoneo comportamento strutturale dello sperone sia in termini di resistenza che di rigidità, non potendo incrementare la lunghezza complessiva dello stesso per vincoli di carattere ambientale, si è reso necessario prevedere un vincolo al piede da materializzare prima dell'ultima fase di approfondimento dello scavo. A tal fine, sono stati realizzati i “diaframmi puntone” elementi strutturali con funzione di contrasto reciproco tra gli speroni contrapposti distanti tra loro 41 m. Tali elementi in c.a. sono costituiti da

una successione continua di pannelli di paratia 2,80 x 1,50 m realizzati dallo stesso piano di lavoro delle altre opere di fondazione. I pannelli di paratia hanno il piede alla stessa quota del piede dello sperone e la sommità alla quota di fondo scavo ed collegato con le armature al solettone di fondo in modo da rappresentare un contrasto alla sottospinta.

Da un punto di vista strutturale, per questo elemento sono state dapprima condotte le verifiche alla stabilità laterale dell'intero setto, con analisi lineare statica, buckling e analisi non lineare statica (considerando non linearità di tipo geometrico), assumendo una tolleranza sulla perpendicolarità della direzione di scavo di ciascun pannello pari allo 0,5% e precauzionalmente assunto un errore di posizionamento iniziale di 10 cm, con una eccentricità max tra due pannelli contigui pari a 28cm.

### 3.3. Le voltine e la trave di coronamento

Come accennato anche in precedenza, la paratia perimetrale dello scavo di stazione è completata con una successione di voltine connesse agli speroni. Ciascuna di esse è costituita da 6 pannelli di paratia in calcestruzzo armato delle dimensioni 120 x 280cm x h = 23m ed è stata eseguita in due fasi: successive, realizzando due semi-voltine di altezza pari all'altezza complessiva e con un giunto in corrispondenza della mezzeria (chiave) della voltina.

La singolarità di questi elementi sotto il profilo strutturale e realizzativo è rappresentata dalla circostanza che le due semi-voltine, pur essendo realizzate all'interno del terreno come le comuni opere di fondazione profonda, sono state realizzate con le armature "passanti" nel giunto di collegamento posto in chiave.

Per realizzare questo collegamento, dopo aver realizzato pannelli di CSM al contorno del cavo di forma particolare e dimensioni notevoli (circa 200 mc), si è proceduto, dapprima, realizzando la prima semi-voltina con lo scavo di due diaframmi primari ed uno secondario ed inserendo la gabbia di armatura e effettuando il getto di calcestruzzo; successivamente, si è proseguito con la realizzazione dell'altra semi-voltina secondo lo stesso procedimento. Per la realizzazione del giunto in chiave della voltina è stato predisposto nella prima semi-voltina un tubo in PVC pesante ( $\Phi = 900$  mm) attaccato alla gabbia di armatura, riempito con ghiaia prima del getto della semi-voltina; successivamente, durante lo scavo del pannello di chiave della seconda semi-voltina, il tubo è stato rotto con un apposito rostro e la ghiaia è stata rimossa insieme al materiale scavato. Lo scavo dei pannelli a contrasto con gli speroni è stato effettuato con l'ausilio di un particolare rostro, così da metterne a nudo le superfici in calcestruzzo degli speroni già realizzati su cui agisce la spinta trasmessa dal le voltine. Preliminarmente all'esecuzione della paratia, tale sistema di collegamento è stato controllato in cantiere con uno specifico campo prova che ha permesso di verificare sia la connessione in chiave tra le due semi-voltine, sia il contatto tra lo sperone e la voltina.

Anche per questi elementi sono state assunte tolleranze di verticalità piuttosto restrittive ( $\pm 0,5\%$ ), al fine di assicurare anche in profondità un contatto efficace tra gli elementi strutturali. I materiali utilizzati sono: Calcestruzzo: Rck  $\geq 35$  MPa e Acciaio per armature: Fe B44k controllato

L'analisi strutturale della voltina è stata sviluppata con modelli bidimensionali adottando il vincolo di cerniera sui lati verticali (connessioni con gli speroni), e introducendo opportuni vincoli orizzontali in corrispondenza del solettone di fondo e, ove presenti, in corrispondenza dei solai di piano. Nella modellazione è stata simulata, altresì, la presenza del terreno al disotto del solettone di fondo e, quali azioni, si sono considerate la spinta del terreno (ipotizzata a favore di

sicurezza in regime di spinta a riposo), e l'azione associata alla

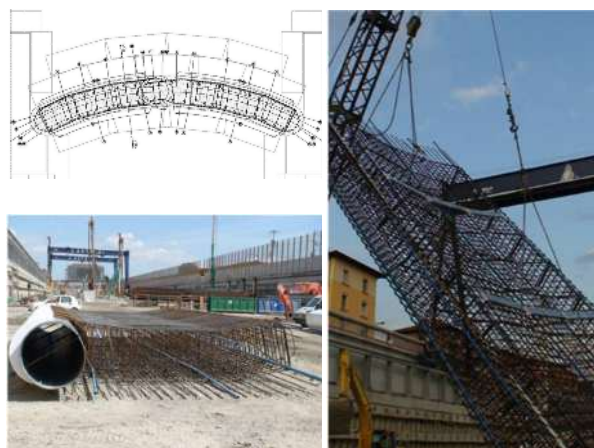


Figura 10 - La voltina

presenza della falda agente da -10.0 da p.c.

L'armatura verticale delle voltine è costituita da ferri  $\Phi 20$ mm passo 200mm lungo tutta l'altezza, integrati nella zona di contatto tra il piano AV e la voltina, con un ulteriore ferro  $\Phi 24$ mm passo 200mm posizionato sul lato terra. L'armatura orizzontale è costituita da ferri  $\Phi 16$ mm passo 200mm, costanti su tutta l'altezza. E' inoltre presente un'armatura di collegamento delle barre longitudinali costituita da spilli  $\Phi 10$ mm passo 400/400mm.

L'intera struttura del camerone è stata irrigidita e solidarizzata mediante una trave continua di coronamento

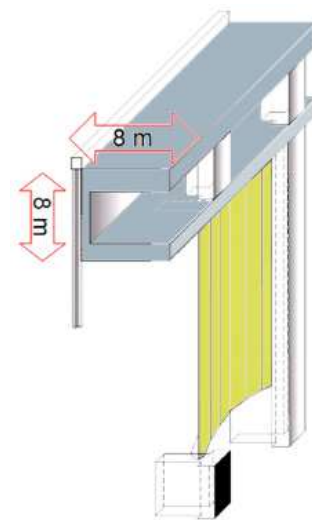


Figura 11- La trave di coronamento a "C"

inoltre è stato utilizzato in corso d'opera come impalcato di transito dei mezzi d'opera.

### 3.4. Puntoni, colonne e solai

Come accennato precedentemente, per garantire l'adeguato contrasto alle strutture perimetrali di contenimento delle terre, con il procedere dell'abbassamento dello scavo sono state introdotte le travi puntone in carpenteria metallica, immediatamente al disotto della quota dei solai di piano, individuando diversi ordini di puntoni in senso verticale. In considerazione della notevole entità delle azioni assiali applicate ai puntoni dagli speroni e la lunghezza importante degli stessi (pari alla larghezza della stazione), per garantire in fase transitoria la stabilità sul piano verticale e, al contempo, per attenuare l'effetto del peso proprio, è stato studiato un particolare tipo di vincolo verticale: i puntoni del primo ordine

dall'alto sono stati sospesi alla trave di coronamento a C mediante dei tiranti inclinati attaccati all'ala superiore della C, mentre quelli degli ordini inferiori sono stati appesi ai sovrastanti.



Figura 13- I diversi ordini di puntoni metallici in fase di scavo

La geometria dei puntoni è stata studiata in modo tale da garantire l'orizzontalità degli stessi in configurazione finale. I puntoni sono stati realizzati in carpenteria metallica sia per contenere i pesi propri nelle fasi transitorie che per evitare l'insorgere di stati coattivi negli speroni indotti dalle



Figura 15 – Le colonne e i telai trasversali

deformazioni elastiche e viscosi dei puntoni (ascrivibili al notevole carico assiale dovuto alle spinte del terreno).

I puntoni metallici sono costituiti da profili a doppio T accoppiati da appositi controventi, realizzati in tre parti assemblate in opera; la lunghezza complessiva è stata determinata tenendo conto di idonee tolleranze per compensare effetti termici, irregolarità degli speroni, necessità di movimentazione, etc. Le piastre di attacco delle travi puntone agli speroni sono state collegate mediante barre filettate e/o barre dywidag introdotte in appositi alloggiamenti predisposti nelle gabbie degli speroni e getti di malte tipo Emaco per garantire il contatto piastra/sperone recuperando le tolleranze.

Tutti gli elementi metallici non inglobati nel calcestruzzo quali, appunto, le travi puntone, sono state protette rispetto al fuoco mediante l'applicazione di un rivestimento in lastre di calciosilicato con spessori variabili da 20-35mm per garantire una classe di resistenza al fuoco R 180 per il solaio FS e R 120 per i piani interrati.

Le strutture portanti verticali della stazione sono costituite da colonne composte acciaio calcestruzzo (con profili a doppio T, opportunamente piolate e irrigidite con dei piatti di chiusura in determinati tratti), disposte secondo una maglia

regolare su quasi tutta la pianta: ciascun allineamento prevede da 2 a 4 colonne che vanno da solettone di fondo al solaio FS. La scelta di adottare strutture composte per i pilastri è stata dettata sia dall'entità dei sovraccarichi ferroviari, sia dalla necessità di resistere all'urto dei treni in caso di svio. Queste colonne sono state completate con un getto di calcestruzzo in opera all'interno di "gusci" in G.R.C.; in tal modo si è garantita sia la prestazione strutturale insieme ad una idonea qualità estetica della finitura esteriore.

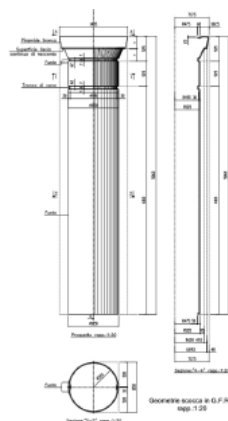


Figura 12- Le colonne e il rivestimento in GRC

I puntoni e le colonne costituiscono i telai trasversali del camerone di stazione. Stante la notevole complessità distributiva e funzionale dell'opera, l'articolazione geometrica dei 54 telai trasversali presenta variabilità significative e da questo punto di vista possono distinguersi due tipologie di telai:

- i telai cosiddetti ordinari, ovvero quelli le cui strutture verticali portanti sono costituite da pilastri e che presentano una certa regolarità, sia in termini di disposizione in pianta, sia in termini di continuità verticale dei pilastri sino in fondazione (assenza di pilastri in falso);
- i telai cosiddetti speciali, ricadenti nelle zone di testata dove non è stato possibile mantenere la verticalità delle colonne (a causa della geometria dei binari di precedenza al piano AV in prossimità degli imbocchi alle gallerie), e nei quali si è dovuto ricorrere alla realizzazione di setti continui in c.a. e/o travi parete sempre inglobando i puntoni metallici;
- i telai della zona cattedrale, allineamenti da 11 a 19, dove ci sono solo due colonne sull'intero allineamento e non è presente il solaio del piano VAV, In questi telai le colonne presentano caratteristiche speciali (diametro 2,00m).



Figura 14- Parte bassa di un telaio speciale

I solai hanno generalmente uno schema statico di trave continua su cinque campi da 12 m per una lunghezza pari a 60m; la stazione risulta così suddivisa in 11 settori ciascuno dei quali comprende 6 allineamenti; solo i settori di 10 e 11 comprendono, rispettivamente, 5 e 4 allineamenti.

Ad eccezione delle sole zone di testata, i solai sono sostenuti dalle travi dei telai principali disposte in corrispondenza dei vari allineamenti mediante apparecchi di appoggio multidirezionali ispezionabili/sostituibili e sono vincolati allo spostamento nel piano da crociere di controvento che li bloccano agli speroni nell'allineamento centrale di ogni "setto".

I solai interrati di stazione (VAV, Park e Kiss&Ride) sono stati realizzati principalmente con elementi prefabbricati autoportanti alveolari di altezza 36cm (per i solai Park e Kiss& Ride) e di altezza 42cm (per il VAV) con luci di circa 10,50m, solidarizzati con un successivo getto di calcestruzzo dello spessore di 8cm armato con rete elettrosaldata. Le aree di solaio interessate da carichi elevati (scale mobili, ascensori, zone impianti, ecc.) e geometrie atipiche sono state realizzate con calcestruzzo armato gettato in opera e profili metallici annegati.

Il solaio di copertura del camerone "solaio FS" che sostiene alcuni binari ferroviari di superficie, è stato calcolato come un ponte ferroviario, ed è realizzato con elementi prefabbricati in c.a. autoportanti dello spessore di 50cm solidarizzati da successivo getto in c.a. dello spessore di 30cm. Per i campi che sostengono i sottopassi appesi è stata adottata la soluzione a travi metalliche incorporate nel calcestruzzo che ha consentito la riduzione dello spessore del solaio per garantire franchi sufficienti al disopra del piano del Kiss&Ride.

### 3.5. Gli impianti

Un organismo architettonico caratterizzato da una notevole complessità e che si sviluppa a livello ipogeo, ha richiesto la progettazione e l'installazione di una molteplicità di impianti civili, industriali e di sicurezza che sono stati inseriti all'interno del progetto come parte integrata all'architettura stessa.

A tal fine, ogni piano ospita dei controsoffitti all'interno dei quali si sviluppano tutti gli impianti della Stazione, ciascuno architettonicamente connotato per garantire l'armonia degli elementi strutturali e architettonici.

Al piano delle Banchine AV sono stati realizzati 4 elementi, a sezione trapezoidale, ciascuno per ogni binario, che corrono longitudinalmente alle banchine ospitando gli impianti di areazione, antincendio, informazione al pubblico e di illuminazione. Tali elementi sono costituiti da una struttura in acciaio rivestita in pannelli di lamiera di alluminio microforata. Al piano superiore, con lo scopo di lasciare libera dal passaggio degli impianti la zona centrale, sono stati studiati 2 elementi che si sviluppano longitudinalmente sopra la Hall AV, denominati "copponi". All'interno di ciascun controsoffitto a "coppone" sono convogliati gli impianti che possono così percorrere l'intero piano perfettamente integrati con le strutture. Questi controsoffitti hanno infatti una forma sinuosa studiata in armonia con le colonne al disopra delle quali si sviluppano. Sono costituiti da una struttura metallica ancorata al solaio e rivestita in lamiere calandrate in alluminio verniciato. Lateralmente sono inserite delle persiane funzionali alla manutenzione e all'impianto di areazione.

Dal punto di vista degli impianti tecnologici ferroviari è da evidenziare che Bologna Centrale AV è la prima stazione alta velocità al mondo ad utilizzare il sistema ERTMS (European Railways Traffic Management System) di livello 2 (senza segnali luminosi laterali) già operativo sulle altre linee AV. Tale sistema gestisce e controlla il distanziamento in sicurezza dei treni dal Posto Centrale di Bologna, il centro tecnologico che governa l'intero traffico AV da Milano a Firenze. Questo sistema è stato implementato per la prima volta al mondo sul network AV/AC Italiano e di lì a poco, è diventato lo standard europeo con l'implementazione nelle Specifiche Tecniche di Interoperabilità.

### 3.6. Le finiture architettoniche

Il comfort ed il carattere dell'architettura è stato assicurato con la scelta dei colori: colori chiari per fornire maggiore spazialità, contrasti cromatici per dare forma e vivacità, segnaletica come segno architettonico oltre che elemento di orientamento e guida per il viaggiatore.

La ricerca della qualità architettonica passa anche attraverso la scelta delle caratteristiche dei materiali in termini di durabilità, manutenibilità e di sicurezza d'uso. Per questa ragione è stata fondamentale l'importanza di un progetto accurato e completo che ha visto i requisiti prestazionali chiaramente definiti, e che ha previsto la predisposizione di campionature complete degli elementi caratteristici accompagnata alla realizzazione di specifici prototipi per quelli più particolari.

Per le pavimentazioni sono molti i requisiti prestazionali che sono stati definiti e controllati sperimentalmente quali la resistenza allo scivolamento, il contrasto cromatico e

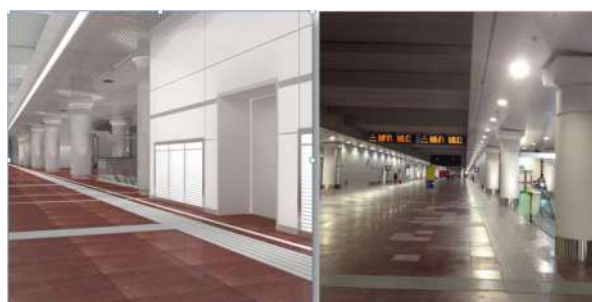


Figura 16 – Finiture architettoniche

superficiale, la resistenza meccanica in funzione del livello di traffico previsto, la durabilità e la manutenibilità.

Per le pavimentazioni in pietra, porfido rosso per i piani AV e VAV e diorite grigia per il piano Sottopassi e l'Atrio Carracci, la scelta discrezionale (qualità del colore) è stata solo uno degli elementi per la scelta ed approvazione del campione che si è basato sul raffronto tra le schede petrografiche ed i risultati delle prove di laboratorio che hanno attestato la rispondenza ai parametri richiesti e hanno consentito di valutarne l'idoneità.

Per i rivestimenti in vetro, invece, le caratteristiche prestazionali sono variate in funzione dell'uso previsto garantendo, a seconda dei casi: la sicurezza nei confronti della caduta, dell'anti infortunistica, del vandalismo, dell'effrazione.

L'integrazione delle componenti architettoniche, strutturali ed impiantistiche sia in fase di progettazione che di costruzione, garantisce la "pulizia" del risultato con la giusta collocazione degli elementi terminali degli impianti, degli elementi di segnaletica e di arredo in piena armonia con le scelte estetiche effettuate.

#### 4. CONCLUSIONI

L'articolo ha illustrato le principali caratteristiche di una importante opera infrastrutturale caratterizzata da alcune originalità nella concezione dell'impianto strutturale e da una notevole complessità esecutiva, dettata dalla ristrettezza di spazi disponibili per i lavori e dalla forte antropizzazione dell'ambito di intervento. Al di là degli aspetti specifici di ciascuna componente del progetto presentati nella memoria, è opportuno sottolineare che dall'illustrazione del progetto e dalla descrizione delle principali fasi esecutive dell'opera emerge, chiaramente, la forte interrelazione fra tutte le componenti progettuali che devono essere concepite e sviluppate in modo integrato.

Tale aspetto è valido in generale, ma è particolarmente importante per le opere caratterizzate da grandi dimensioni e maggiore complessità funzionale. Sottolineare questa circostanza appare molto importante, come pure evidenziare che per possedere un approccio progettuale integrato e multidisciplinare è necessario, innanzitutto, avere la capacità di comprendere i linguaggi propri delle diverse componenti specialistiche coinvolte nella progettazione: architettura, struttura, impiantistica civile e industriale. Il "parlare" un linguaggio comune e condiviso è indispensabile per poter essere protagonisti, a pieno titolo, di un articolato processo di progettazione multidisciplinare.

