

# Seismic Upgrading of Chiaravalle Viaduct along the SS 76 - Falconara Airport Link Road

## Adeguamento sismico del Viadotto Chiaravalle sulla strada di collegamento tra la SS 76 e l'aeroporto di Falconara

L. Dezi<sup>1</sup>, M. Merlino<sup>2</sup>, C. Sturbini<sup>3</sup>

<sup>1</sup> *Dep. of Civil and Building Engineering and Architecture, Università Politecnica delle Marche, Ancona, Italy*

<sup>2</sup> *KALTHA Srl, Firenze, Italy*

<sup>3</sup> *ANAS Compartimento della Viabilità delle Marche, Ancona, Italy*

**ABSTRACT:** The paper describes the seismic upgrading of a viaduct built in the early 1990s, constituted by 28 spans of 27,50 m, connected at the slab level to form three sections separated by expansion joints, and a further three span Gerber deck. Piers are constituted by circular pillars connected by a top crossbeam. A wide surveys campaign shown an advanced surface degradation of pillars and concrete compressive strengths particularly low in the foundation structures (piles and rafts). The seismic upgrading works considered a new foundation structure constituted by micro piles in the perimeter of the existing rafts, a new raft superimposed to the existing one, the concrete jacketing of circular pillars and finally the substitution of existing bearings with friction pendulum isolators. The seismic isolation of deck allowed a strong reduction of the horizontal seismic actions on the new structures and the introduction of viscous dampers permitted reducing the expansion joint gaps. / La memoria descrive l'intervento di adeguamento sismico di un viadotto di 875 m di lunghezza, realizzato agli inizi degli anni novanta, formato da 28 campate semplicemente appoggiate di 27,50 m di luce, collegate in soletta fino a formare tre tronconi separati da giunti e una trave Gerber a 3 campate. Le pile sono costituite da due piedritti a sezione circolare collegati da un traverso di sommità. Il viadotto, interessato da uno stato di degrado piuttosto avanzato dei fusti delle pile, presentava valori della resistenza a compressione del calcestruzzo particolarmente bassi nei pali di fondazione e nelle zattere. L'intervento ha previsto la realizzazione di una nuova fondazione di micropali sul perimetro delle zattere esistenti, una nuova zattera sovrapposta a quella esistente, l'incamiciatura delle pile e la sostituzione degli appoggi con isolatori a scorrimento a doppio pendolo. L'isolamento dell'impalcato ha consentito una significativa riduzione delle azioni sismiche orizzontali, che a seguito dell'intervento risultavano affidate interamente alle nuove strutture. L'inserimento di dissipatori viscosi in corrispondenza delle spalle e della pila già sede degli appoggi fissi, ha consentito infine di ricondurre la larghezza dei giunti a quella esistente prima dell'intervento.

**KEYWORDS:** viaduct, seismic upgrading, friction pendulum isolators, viscous dampers / viadotto, miglioramento sismico, isolatori a scorrimento, dissipatori viscosi.

## 1 DESCRIZIONE DEL VIADOTTO

### 1.1 Caratteristiche generali

Il Viadotto Falconara consente il collegamento diretto tra la SS 76 "Val d'Esino" (strada di grande scorrimento a 4 corsie) e l'aeroporto Raffaello Sanzio di Falconara, scavalcando tutte le interferenze a terra, compresa la linea ferroviaria (Figura 1). Il viadotto, realizzato agli inizi degli anni novanta, ha una lunghezza complessiva di 875 m e presenta 31 campate. L'impalcato è suddiviso in senso longitudinale in quattro tronchi, costituiti da 13, 10, 3 e 5 campate. Tre dei quattro tronchi presentano campate con interassi delle pile di 27,50 m e sono realizzati con tre travi a V di 165 cm di altezza, collegate ad una soletta di 25 cm di spessore, aventi luce di 26,00 m. Le campate sono collegate in soletta in modo da formare tre schemi di "catena cinematica". Il terzo tronco è costituito da una trave Gerber di tre campate, una

centrale di 45 m per lo scavalco della linea ferroviaria Orte-Falconara e due laterali di 30 m di luce. La campata centrale presenta due sbalzi laterali di 3,50 m sui quali appoggiano due impalcati da 26,5 m. La campata centrale con i due sbalzi laterali presenta una sezione a cassone quadricellulare di altezza 190 cm, mentre le due campate laterali sono realizzate con tre travi e soletta di completamento, come le altre campate del viadotto.

Le travi a V sono realizzate con un getto in opera, eseguito su un guscio esterno prefabbricato di spessore 7 cm, previa posa in opera di un elemento di polistirolo con funzione di alleggerimento e successivamente presollecitate con cavi postesi. In corrispondenza delle pile sono presenti i traversi di testata aventi spessore di 0,35 m e altezza di 1,55 m.

Il collegamento tra le campate è realizzato con barre Dywidag di diametro 40/50 mm, ubicate in asse alla soletta; sul giunto sono interposti elementi

estrusi in neoprene collegati mediante vulcanizzazione a piastre metalliche.

Le pile hanno altezza variabile da 550 cm a 1200 cm e sono formate da due fusti a sezione circolare piena di diametro 140 cm posti ad interasse di 600 cm e da un pulvino avente dimensioni 930x220x120 cm. Le pile con fusti di altezza superiore ai 10 m hanno una parete di raccordo di 140 cm di spessore alla base dei fusti stessi, collegata al plinto di fondazione, e di altezza pari all'eccedenza dei 10 m. La pila sede dell'appoggio fisso della seconda catena cinematica è costituita da un setto avente dimensioni 740x140 cm. Le pile a sostegno della campata di 45 m hanno un fusto unico di sezione rettangolare allungata con raccordo circolare alle estremità e rinvigorisso alla base, avente dimensioni 440x140 cm. Le spalle sono di tipo scatolare, con muro frontale di spessore 150 cm e muri andatori di spessore costante pari a 140 cm. La parete frontale ha una altezza costante di 565 cm sulla spalla lato aeroporto ed 800 cm circa sulla spalla lato SS 76. Entrambe le spalle sono sedi degli appoggi fissi per le rispettive catene cinematiche.



Figure 1. View from above / vista dall'alto



Figure 2. View from below / vista dal basso

Le sottostrutture trasmettono i carichi al terreno attraverso fondazioni profonde costituite da pali di diametro 100 cm e lunghezza variabile da 27 a 35 m, che si intestano sulla formazione di base. Le pile correnti sono fondate su sei pali, mentre quella sede degli appoggi fissi dell'impalcato ha otto pali. Lo schema di appoggio prevedeva, per la campata tipica della catena cinematica, 2+2 appoggi in acciaio-teflon, di tipo multidirezionale, sulle travi esterne e 1+1 unidirezionali sulla trave centrale. Sulla trave centrale erano inoltre presenti due ritegni trasversali costituiti da due risalti in c.a. (Figura 2 e 3).



Figure 3. Lateral view / vista laterale

In corrispondenza dei "punti fissi" di ciascuna catena cinematica, cioè le spalle, la pila 17 e la pila 25, erano previsti appoggi fissi in corrispondenza della trave centrale mentre sulle travi laterali erano presenti appoggi unidirezionali trasversali.

In base alla disposizione dei vincoli precedentemente descritta, il viadotto presentava uno schema statico di travi semplicemente appoggiate ai fini della risposta ai carichi verticali, mentre, grazie al collegamento delle campate con barre Dywidag in soletta, ciascuna catena cinematica si comportava come un corpo monolitico collegato ai vari punti fissi ai fini della risposta alle azioni orizzontali.

## 1.2 Stato di conservazione

I fusti delle pile presentavano uno stato di degrado piuttosto avanzato, caratterizzato da diffusi distacchi del calcestruzzo corticale con ossidazione delle barre di armatura, che in ampi tratti risultavano completamente scoperte. Il fenomeno era più marcato per le pile da 1 a 23, come mostra la foto di Figura 4.

Peraltro le pile in questione, ad un esame esterno visivo, presentavano in diversi casi fessurazioni ad andamento subverticale attribuibili al rigonfiamento causato dallo stato di ossidazione più o meno marcato delle barre verticali.

L'impalcato presentava in generale un buono stato di conservazione, ad eccezione di alcuni tratti degli sbalzi in corrispondenza dei giunti, che mostravano all'intradosso evidenti segni di degrado del calcestruzzo ed ossidazione delle armature, prodotti dal dilavamento delle acque meteoriche.



Figure 4. Pier degradation / degrado delle pile

### 1.3 Verifica di vulnerabilità sismica

Il viadotto in esame era stato oggetto di verifica di vulnerabilità sismica da parte della società Integra Srl, che aveva determinato i seguenti indicatori di rischio allo Stato Limite di Collasso: 0,25 per le barre di continuità delle catene cinematiche, 0,4 per i fusti delle pile e 0,6 per gli apparecchi di appoggio.

A seguito della verifica e della constatazione dello stato di degrado delle pile, il viadotto fu sottoposto ad una limitazione del traffico stradale.

### 1.4 Indagini

È stata eseguita un'estesa campagna di indagini che ha riguardato sia la caratterizzazione sismica del terreno che la caratterizzazione meccanica dei materiali.

Per la caratterizzazione sismica sono state eseguite 6 indagini MASW che hanno determinato velocità delle onde di taglio Vs30 variabili da 370 a 520 m/s, individuando una categoria di sottosuolo tipo B.

Sono state eseguite inoltre prove di ammettenza per la valutazione della lunghezza dei pali sulle pile da 1 a 20 con esclusione delle pile 2 e 18. La lunghezza dei pali stimata tramite dette prove è risultata compresa tra 29 e 34 m e quindi sono state confermate le previsioni di progetto (L = variabile da 27 a 33 m).

Per quanto riguarda le indagini sui materiali, visti i risultati poco soddisfacenti ottenuti nelle prove eseguite per la verifica di vulnerabilità sismica, sono stati prelevati numerosi campioni su tutti gli elementi strutturali, comprese le zattere ed i pali di fondazione.

Le carote sui plinti e sui pali sono state estratte lateralmente, dopo aver eseguito uno scavo, al centro

della faccia verticale del plinto e sul primo metro del palo centrale del plinto.

I dati disponibili relativi alle prove di schiacciamento ed utilizzabili per la determinazione della resistenza del calcestruzzo sono risultati complessivamente 143 così suddivisi: 63 valori per i fusti delle pile, 8 valori per i pulvini delle pile, 29 valori per i plinti delle pile, 20 valori per i pali delle pile, 22 valori per la soletta, 10 prove di pull-out sulle travi dell'impalcato.

Per la soletta, i pali, i plinti ed i fusti delle pile, essendo disponibile un numero di dati uguale o maggiore di 15, è stato assunto come  $f_{ck}$  il minore tra i seguenti due valori:

$$f_{ck} = f_{c,m} - 1,48 \times SQM$$

$$f_{ck} = f_{c,min} + 4$$

( $f_{ck}$  = resistenza caratteristica cilindrica,  $f_{c,m}$  = resistenza media,  $f_{c,min}$  = resistenza minima, SQM = scarto quadratico medio).

La  $R_{ck,in\_opera}$  da confrontare con quella prevista in progetto è stata determinata con la

$$R_{ck,in\_opera} = f_{ck} / 0,8 / 0,85$$

dove il fattore 0,8 consente di passare dalla resistenza cilindrica a quella cubica e 0,85 tiene conto del fatto che la resistenza dei provini estratti per carotaggio generalmente è inferiore a quella dei provini preparati nel corso della messa in opera del calcestruzzo e stagionati in condizioni standard.

In Figura 5 i valori della resistenza del calcestruzzo in opera dei vari elementi strutturali sono posti a confronto con le resistenze di progetto. Si nota come le resistenze stimate per i calcestruzzi della soletta, dell'impalcato e dei pulvini siano conformi alle previsioni progettuali. Sulle pile, sulle zattere e sui pali di fondazione, le resistenze stimate si allontanano sempre di più dai valori di progetto. Sui pali è stata stimata una resistenza caratteristica in opera di 7 MPa, rispetto ai 25 di progetto.

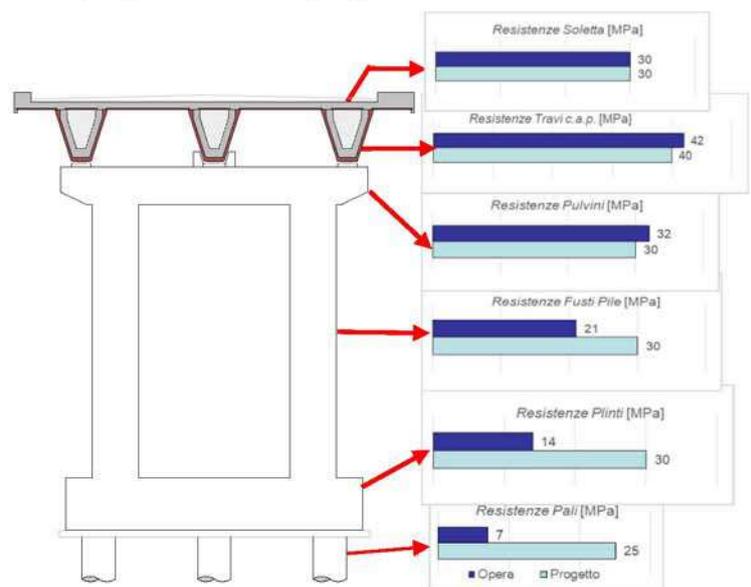


Figure 5. Concrete compressive strength in the different structural elements / resistenza a compressione del calcestruzzo nei vari elementi strutturali.

## 2 LA SOLUZIONE PROGETTUALE

### 2.1 Analisi delle problematiche emerse

Lo stato di conservazione dell'opera e i risultati delle indagini sui materiali, ponevano due importanti problematiche: il degrado superficiale con ossidazione delle armature nei fusti delle pile e la bassa resistenza a compressione nei pali di fondazione. La prima richiedeva la ricostruzione di uno spessore di calcestruzzo (incamiciatura) con eventuali aggiunte di armatura, la seconda, la realizzazione di nuovi pali o micropali.

Le verifiche di vulnerabilità sismica avevano inoltre evidenziato indici di rischio così bassi da richiedere interventi di miglioramento sismico.

### 2.2 Descrizione della soluzione progettuale

Per far fronte alle problematiche emerse veniva proposto un intervento di ripristino e miglioramento sismico che prevedeva i seguenti lavori (Figura 6):

- la realizzazione di una nuova zattera gettata al di sopra di quella esistente sostenuta da micropali  $\phi$  300 (tubo  $\phi$  219,1 mm di spessore 12,5 mm), realizzati sul perimetro delle zattere esistenti;
- l'incamiciatura dei fusti delle pile con uno spessore di 30 cm;
- la sostituzione degli appoggi con isolatori ad attrito a doppio pendolo e l'inserimento di dissipatori viscosi per contenere gli spostamenti longitudinali e le dimensioni dei giunti.

I micropali di fondazione avevano lunghezza di 16 m in modo da raggiungere un banco di ghiaia dallo spessore sufficiente a garantire la portanza richiesta in progetto. L'incamiciatura della pila conteneva le armature necessarie per il soddisfacimento di tutte le verifiche. L'intervento prevedeva infine il rinforzo delle spalle con micropali e tiranti.

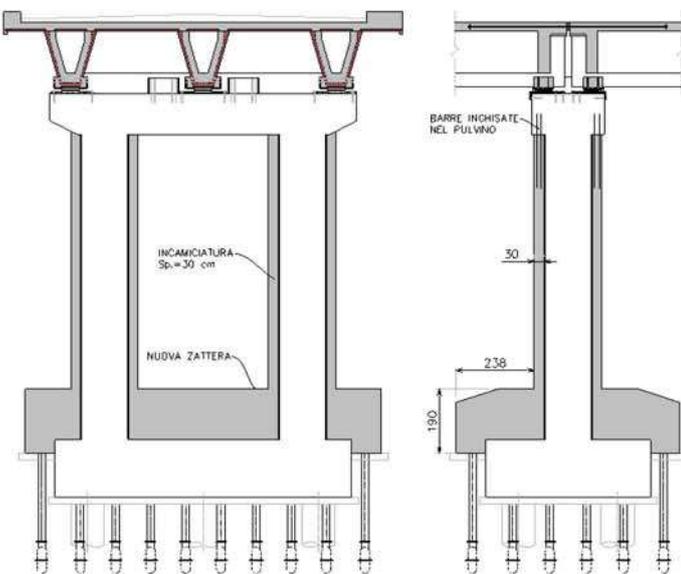


Figure 6. New foundations and pier jacketing / nuove strutture di fondazione e incamiciatura dei fusti di pila

Il nuovo assetto sismico del viadotto prevedeva la disposizione di 3 isolatori sulle spalle, 3+3 isolatori su ogni pila e l'inserimento di dissipatori viscosi sulle due spalle e sulla pila 17, già sede di un appoggio fisso, al fine di ridurre gli spostamenti relativi nei giunti in caso di sisma e mantenere la stessa dimensione di quelli esistenti. Nelle Figure 7 e 8 sono riportati gli isolatori e i dissipatori utilizzati in progetto, con i relativi legami costitutivi.

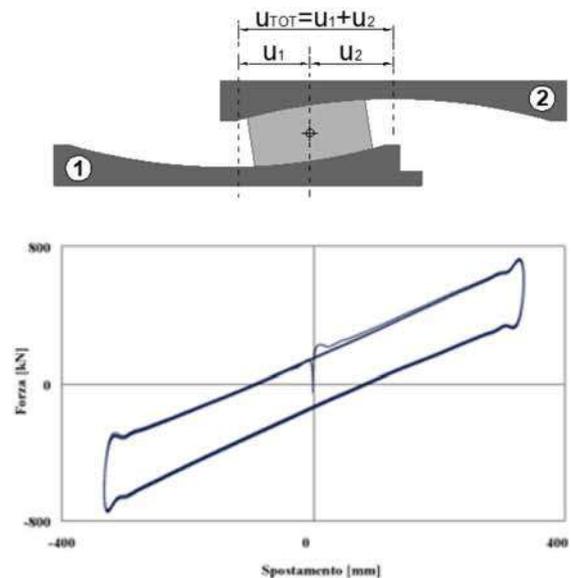


Figure 7. Double pendulum isolators and constitutive law / isolatori a doppio pendolo e legge costitutiva

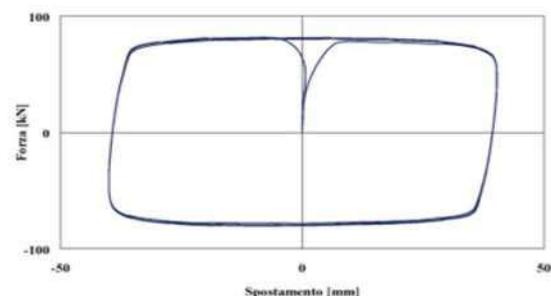


Figure 8. Viscous dampers and constitutive law / dissipatori viscosi e legame costitutivo

In Figura 7 è riportato anche lo schema di funzionamento dell'isolatore a doppio pendolo che mostra come l'elemento centrale sia realizzato con due superfici convesse opportunamente sagomate per l'accoppiamento con le superfici concave degli altri due elementi. Ogni singola superficie è progettata per metà dello spostamento orizzontale, cosicché le dimensioni in pianta dei dispositivi risultano sensibilmente ridotte rispetto a quelle degli isolatori ad una sola superficie di scorrimento.

### 2.3 Analisi sismica

L'analisi sismica del viadotto è stata condotta con i seguenti metodi (Quaderno AICAP):

- metodo del modo fondamentale con spettro di risposta: l'impalcato è considerato rigido nel proprio piano (si trascura la deformabilità delle sottostrutture) e la risposta del viadotto isolato è determinata considerando la sovrastruttura come un sistema lineare ad un grado di libertà tramite la definizione della rigidezza effettiva del sistema di isolamento  $K_{eff}$ , del fattore di smorzamento effettivo del sistema di isolamento  $\xi_{eff}$ , della massa della sovrastruttura  $M$ , e dell'accelerazione spettrale  $S_e(T_{eff}, \xi_{eff})$  corrispondente al periodo effettivo  $T_{eff}$  ed al fattore di smorzamento effettivo  $\xi_{eff}$ . Poiché sia la rigidezza equivalente  $K_e$  che lo smorzamento equivalente  $\xi_e$ , dipendono dallo spostamento incognito, è richiesta una procedura iterativa per il calcolo dello spostamento. Una volta determinata l'azione orizzontale sull'oscillatore semplice, si esegue il calcolo della pila.
- Analisi multimodale con spettro di risposta su un modello costituito da impalcato, isolatori e sottostrutture: gli isolatori sono modellati come elementi link a comportamento lineare, caratterizzati da una rigidezza equivalente  $K_e$  e da uno smorzamento equivalente  $\xi_e$ , entrambi dipendenti dallo spostamento incognito. Anche in questo caso è richiesta una procedura iterativa.
- Analisi dinamica non lineare (time-history) consistente nel calcolo della risposta sismica della struttura, con un modello in grado di cogliere il comportamento non lineare degli isolatori e con l'impiego di una serie di tre gruppi di accelerogrammi spettro-compatibili. Ciascun accelerogramma descrive una componente dell'azione sismica, mentre un gruppo è costituito dalle tre componenti (due orizzontali ed una verticale).

I primi due metodi, oltre a considerare un comportamento lineare degli isolatori, non tengono conto dei dissipatori viscosi e pertanto sono stati utilizzati per il predimensionamento degli isolatori e per un confronto con l'analisi dinamica non lineare.

In Figura 9 è riportato lo spettro elastico con i periodi della struttura:  $T_{iniziale}$  del viadotto allo stato di fatto,  $T_{finale}$  del viadotto con il rinforzo delle pile e  $T_{is}$  del viadotto isolato. A seguito del rinforzo delle pile e delle fondazioni si registra un aumento di rigidezza con una riduzione del primo periodo di vibrare che comporta un incremento significativo delle accelerazioni e delle azioni sismiche orizzontali.

L'isolamento sismico produce un aumento del periodo che raggiunge i 3 sec e una forte riduzione dell'accelerazione.

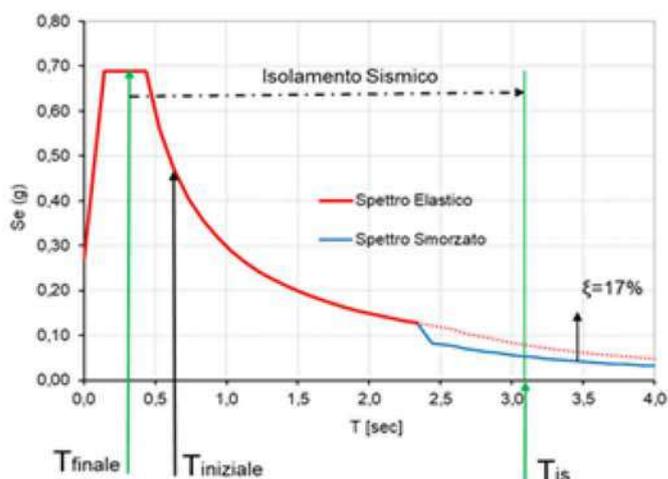


Figure 9. Seismic isolation effects on the elastic spectrum / effetti dell'isolamento sismico sullo spettro elastico

In Figura 10 è riportata una time-history del momento flettente alla base di una pila. Avendo utilizzato tre gruppi di accelerogrammi, le verifiche degli spostamenti negli isolatori e delle sollecitazioni negli elementi strutturali sono state condotte con i valori massimi ottenuti nei vari gruppi.

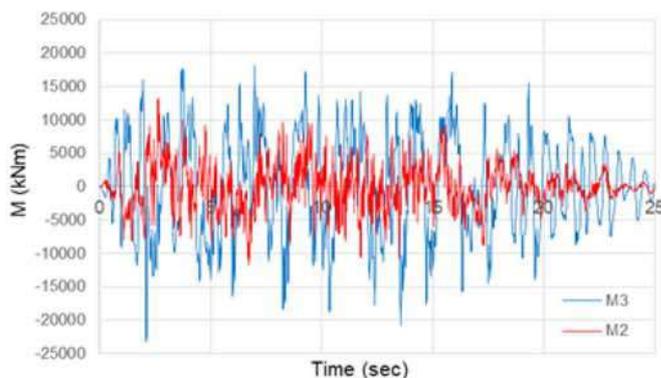


Figure 10. Pier bending moment / momento flettente alla base di una pila

Nella verifica della corsa degli isolatori si è tenuto conto degli effetti della variabilità spaziale del moto sismico con la procedura semplificata suggerita dalle NTC 2008, che consente di sovrapporre agli effetti dinamici valutati con le time-history gli effetti pseudo-statici indotti dagli spostamenti relativi.

In Figura 11 sono riportati gli schemi delle quattro catene cinematiche, con gli assetti sismici utilizzati.

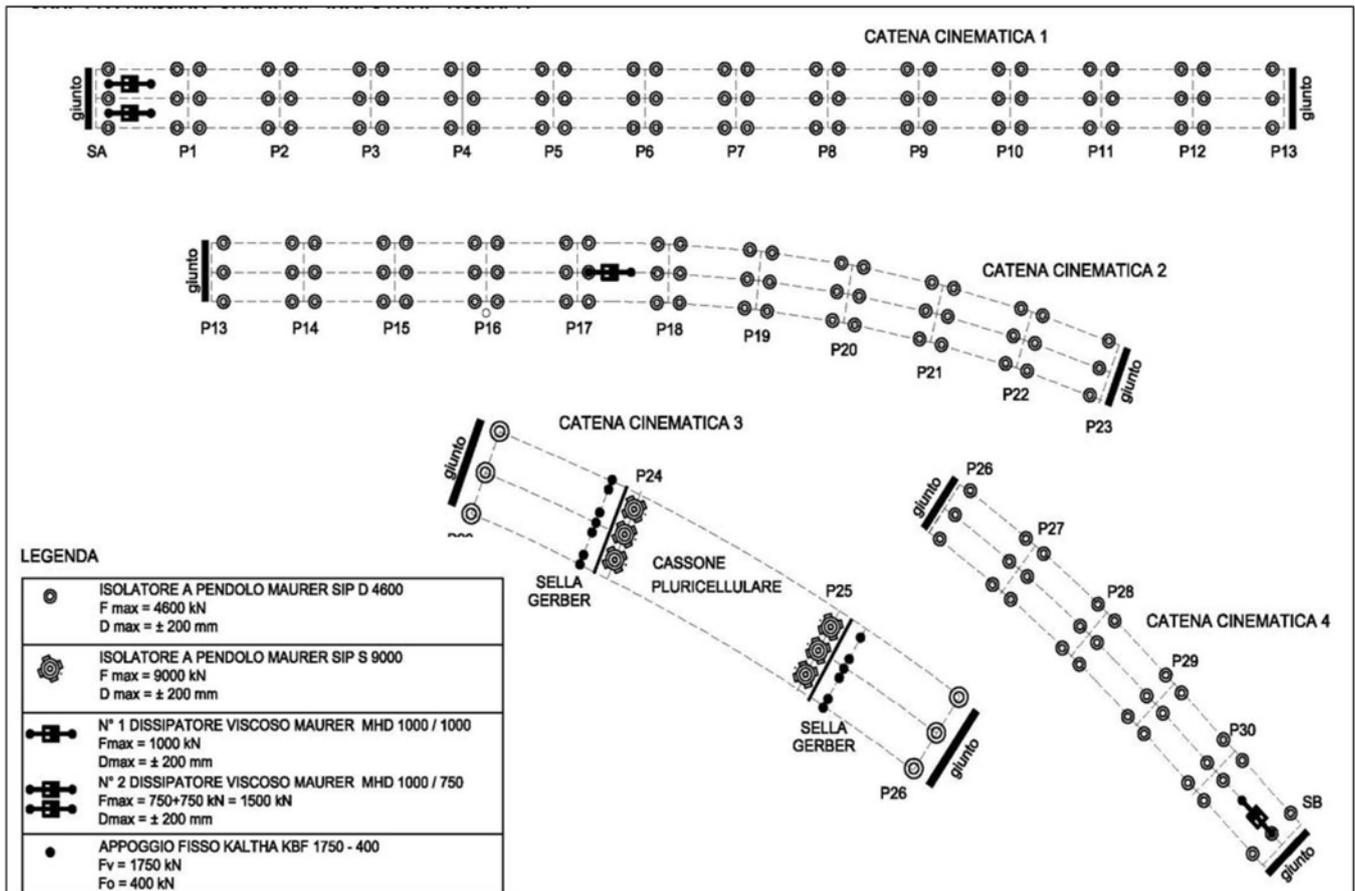


Figure 11. Arrangement of seismic devices / assetto dei dispositivi sismici

Sui tratti 1, 2 e 4 sono stati utilizzati isolatori a doppio pendolo Maurer SIP D 4600 aventi corsa  $D_{max} = \pm 200$  mm e dissipatori viscosi MHD 1000/1000 e 1000/750 (EN 15129). Sugli isolatori della trave centrale sono stati inseriti due fine corsa trasversali. Il terzo troncone si differenzia dagli altri in quanto caratterizzato da un impalcato tipo Gerber con campata centrale di 45 m. In questo caso gli isolatori sulle pile centrali sono a singola superficie di scorrimento (Maurer SIP S 9000 con  $D_{max} = \pm 200$  mm), mentre sugli appoggi terminali delle campate laterali sono uguali a quelli utilizzati negli altri tre tronconi. Sulle selle Gerber sono stati inseriti appoggi fissi (EN 1337).

### 3 ASPETTI ESECUTIVI

Il sollevamento degli impalcati e le lavorazioni di ripristino e sostituzione degli appoggi sono state eseguite in presenza di traffico per tutte le campate del viadotto, con l'unica eccezione della campata di scavalco della linea ferroviaria per la quale è stata prevista la chiusura del viadotto.

L'inserimento degli isolatori è stato eseguito mediante ancoraggi alla struttura esistente di elementi di carpenteria. Nelle realizzazioni degli ancoraggi, per non danneggiare le armature esistenti, si è fatto ricorso alla foratura a martellina, evitando l'impiego di carotatrici.

In ogni lavorazione, preventivamente alla realizzazione, si è cercato di stimare ove realizzare i fori di ancoraggio per renderne efficace la tenuta e non danneggiare la struttura esistente.

#### 3.1 Interventi sulle campate tipo

L'inserimento degli isolatori e dei ritegni di fine corsa nelle campate tipo è stato eseguito con lo schema di Figura 12.

Gli isolatori sono fissati alle travi soprastanti con 4 ancoraggi M16x375 su ogni lato, mentre nella parte inferiore sono fissati ai baggioli esistenti e ne sfruttano la resistenza a taglio (Figure 12 e 13).

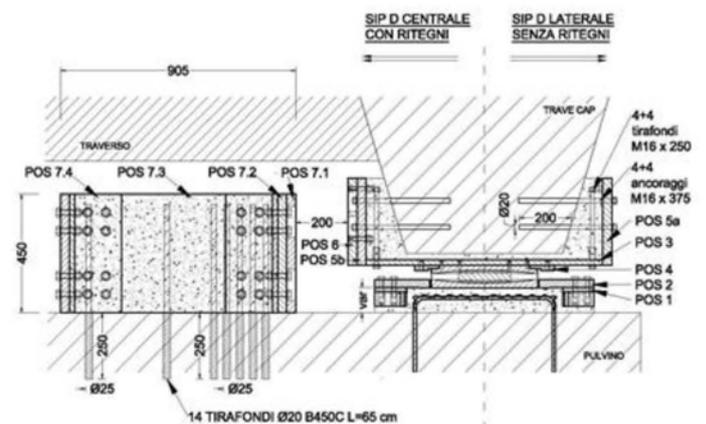


Figure 12. Detail of isolator fixing / dettaglio fissaggio isolatori



Figure 13. Detail of isolator fixing / dettaglio fissaggio isolatori

I ritegni trasversali di fine corsa posti nella trave centrale sono realizzati con una struttura metallica fissata sul pulvino con 14 barre  $\phi$  20 di 65 cm

Anche per l'inserimento dei dissipatori viscosi si è fatto ricorso a soluzioni poco invasive per le esistenti strutture, utilizzando esclusivamente ancoraggi soggetti a taglio e non a trazione e posizionati nella sola parte centrale del pulvino, dove si è potuto sfruttare parzialmente i fori fatti sul pulvino per i ritegni trasversali (Figura 14).

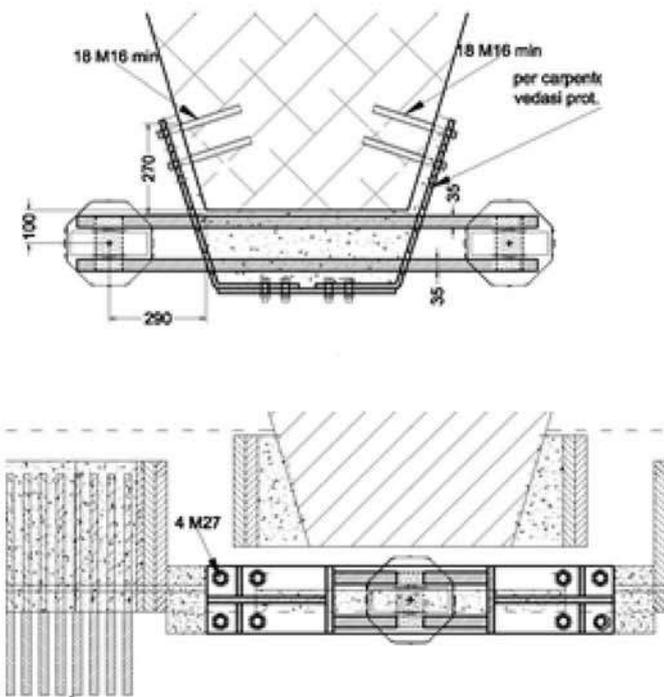


Figure 14. Detail of damper fixing on the beam and on the pier top / dettaglio fissaggio dissipatori viscosi sulla trave e sul pulvino

### 3.2 Pile dello scavalco ferroviario

Per le pile dello scavalco ferroviario sono stati previsti tre isolatori ad alta dissipazione a singolo scorrimento inferiore (Maurer SIP S 900) (Figura 15).

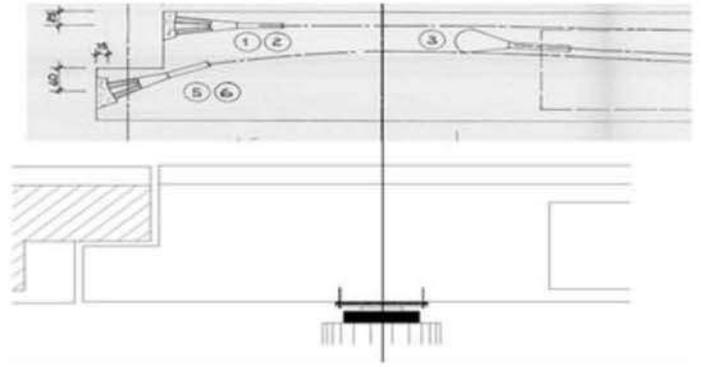


Figure 15. Isolators of the deck over the railway line / isolatori dell'impalcato di scavalco della ferrovia

In questo caso, considerata l'accentuata pendenza trasversale dell'impalcato, l'elevata rigidità torsionale e la presenza della sottostante ferrovia, si è fatto ricorso ad una metodologia operativa più complessa, al fine di garantire l'esecuzione dei lavori in piena sicurezza durante tutte le sue fasi di montaggio e sollevamento. La soluzione adottata ha previsto l'impiego di appoggi provvisori nelle fasi intermedie, il montaggio degli isolatori e la successiva rimozione dei provvisori. Per far aderire gli appoggi provvisori all'intradosso inclinato dell'impalcato si è fatto ricorso alla sigillatura con un getto di malta (Figure 16 e 17).

Nelle Figure 18, 19 e 20 sono riportate alcune immagini del viadotto dopo l'intervento.

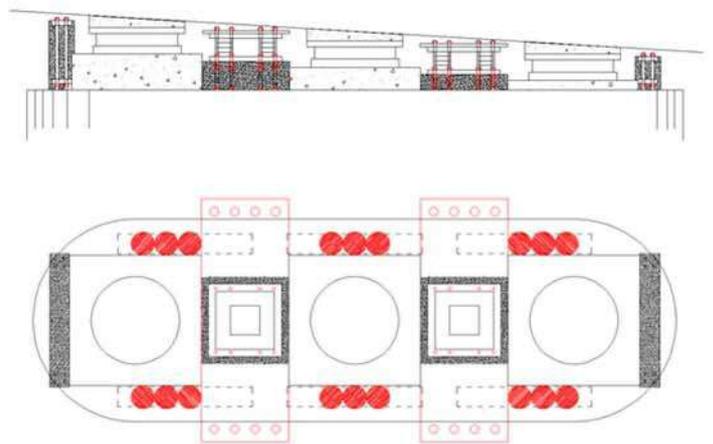


Figure 16. Temporary supports and lifting points / appoggi provvisori e punti di sollevamento

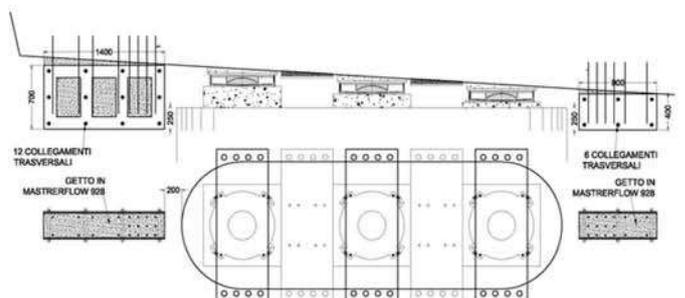


Figure 17. Transversal end stops / ritegni trasversali fine corsa



Figure 18. Lateral view after seismic upgrading / vista laterale dopo i lavori di miglioramento sismico



Figure 19. View from below after seismic upgrading / vista dal basso dopo i lavori di miglioramento sismico



Figure 20. View of transversal end stops / vista dei ritegni di fine corsa

#### 4 CONCLUSIONI

The seismic upgrading of a viaduct of 875 m, built in the early 1990s, has been presented. The viaduct was affected by three major problems: the piers were interested by an advanced surface degradation; the concrete compressive strength of foundation structures (rafts and piles) was very low; the index of seismic risk was not suitable for a viaduct of critical

importance. The seismic upgrading works considered a new foundation structure constituted by micro piles in the perimeter of existing rafts, a new raft superimposed to the existing one, the concrete jacketing of circular pillars and finally the substitution of existing bearings with friction pendulum isolators. The seismic isolation of deck allowed containing the dimensions of the new foundation structures. The introduction of viscous dampers between decks and substructures (on the abutments and the pier n° 17) permitted reducing the expansion joint gaps. / E' stato presentato un intervento di adeguamento sismico di un viadotto di 875 m di lunghezza, realizzato agli inizi degli anni novanta. Il viadotto era interessato da tre importanti problematiche: un avanzato stato di degrado delle pile con espulsione di copriferro ed ossidazione delle barre di armature; valori della resistenza a compressione molto bassi nelle strutture di fondazione (pali e zattere); un indice di rischio piuttosto basso in relazione all'importanza dell'opera. L'intervento di adeguamento sismico è stato ottenuto con la realizzazione di una nuova fondazione di micropali sul perimetro delle zattere esistenti, una nuova zattera sovrapposta a quella esistente, l'incamiciatura delle pile e la sostituzione degli appoggi con isolatori a scorrimento a doppio pendolo. L'isolamento dell'impalcato ha consentito una significativa riduzione delle azioni sismiche orizzontali, che a seguito dell'intervento risultavano affidate interamente alle nuove strutture. L'inserimento di dissipatori viscosi in corrispondenza delle spalle e della pila sede degli appoggi fissi nello schema originale, ha consentito infine di mantenere la larghezza dei giunti esistenti.

#### REFERENCES

- Quaderno AICAP – “Progettazione di ponti e viadotti con isolamento sismico”
- EN 15129 “Dispositivi antisismici”.
- EN 1337 “Appoggi strutturali”.