

# Isolamento sismico e criteri di ottimizzazione tecnico-economica (Seconda Parte)

PROSEGUE E SI COMPLETA L'APPROFONDIMENTO TECNICO AVVIATO SUL NUMERO DI APRILE CHE LE STRADE DEDICA AL TEMA DELL'OTTIMIZZAZIONE TECNICO-ECONOMICA DEI SISTEMI DI ISOLAMENTO SISMICO DI PONTI E VIADOTTI A TRAVATA. RIFLETTORI PUNTATI, IN PARTICOLARE, SULLA DISPOSIZIONE DEI DISPOSITIVI DI ISOLAMENTO SISMICO, ILLUSTRATI ATTRAVERSO LA PRESENTAZIONE DI DUE CASI DI STUDIO: I VIADOTTI TAMMARO I E II NEL BENEVENTANO E I VIADOTTI INGOTTE I E II IN MOLISE.

**Marco Petrangeli**  
Ingegnere  
Professore all'Università  
di Chieti e Pescara

**Paola Rita Marcantonio**  
Architetto, Dottore  
di ricerca all'Università  
di Chieti e Pescara

**Paolo Tortolini**  
Ingegnere  
Integra Srl

Riprendiamo, completandolo, l'argomento introdotto su *leStrade*, aprile 2013, pagg. 76-81, e riguardante la riflessione sui benefici che un approccio di tipo tecnico-economico può apportare alla scelta degli strumenti di isolamento sismico dei ponti a travata. Nell'articolo citato ci siamo concentrati sui dettagli della metodologia, in queste note conclusive, oltre a riprendere e perfezionare la panoramica sul tema, illustreremo due casi di studio significativi.

## Isolamento e dissipazione in direzione longitudinale

Quando si rende necessario utilizzare dei ritegni sismici per abbattere la risposta sismica longitudinale dei viadotti a travata continua è necessario tenere conto dei seguenti due fattori:

### 1. Dettaglio del testa pila e degli appoggi del Tamarro I

### 2. Spostamento massimo in direzione longitudinale. Ponte con 1 pila/spalla isolata

### 3. Spostamento massimo in direzione longitudinale. Ponte con 2 pile/spalla isolate

- La massima efficacia dell'isolatore si ottiene inserendo queste macchine tra il suolo e la struttura ovvero tra un punto rigido (tipicamente la spalla o una pila molto rigida) e l'impalcato.

- La maggiore economia costruttiva si ha inserendo questi ritegni in corrispondenza degli appoggi fissi, ovvero in posizione baricentrica rispetto all'estensione longitudinale del via-

dotto. Questa posizione corrisponde però, il più delle volte, a delle pile alte e quindi flessibili.

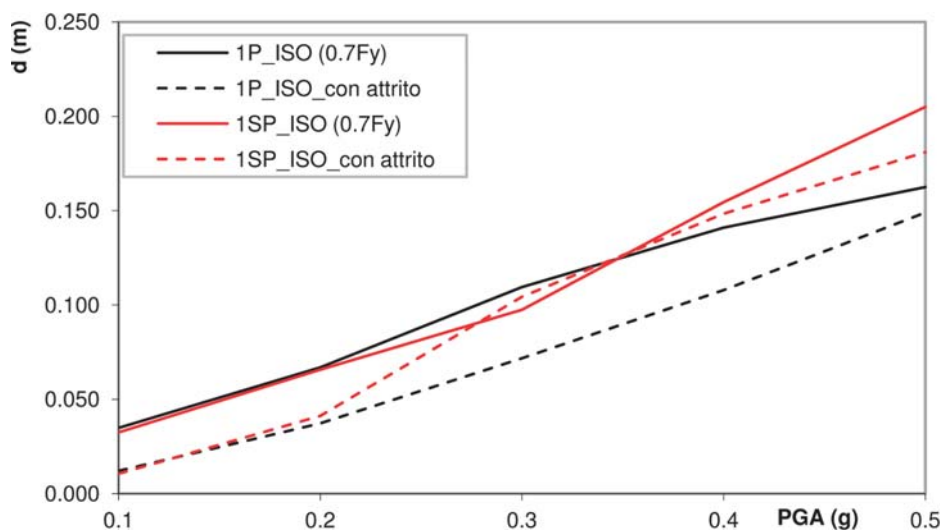
Nelle prime applicazioni di queste macchine si tendeva a privilegiare il primo fattore non solo per la maggiore efficienza teorica del dispositivo, ma anche perché i fissi longitudinali erano posti erroneamente sulle spalle e quindi il progettista inseriva l'isolatore laddove la spalla non era in grado di resistere alle forze sismiche senza di esso. Questa soluzione, associata spesso a una sistematica sottovalutazione di viscosità e ritiro del calcestruzzo, ha portato ad avere diversi viadotti che hanno oggi gli appoggi a fine corsa e le sottostrutture fessurate per le forti sollecitazioni associate alle deformazioni lente e termiche degli impalcati. Negli ultimi anni si è invece compresa la necessità di posizionare i fissi in posizione baricentrica onde minimizzare spostamenti e sollecitazioni termiche associate. Questi fissi vengono però generalmente a trovarsi sulle pile più flessibili e quindi, isolando queste ultime, si ha una perdita di efficienza. Tale perdita di efficienza è sostanzialmente dovuta al fatto che si ha un accumulo di energia elastica in queste pile in quanto il ritegno sismico è posto in sommità e pertanto non isola le pile ma solo l'impalcato. Questa energia tende quindi a scaricarsi sul ritegno richiedendo un aggravio del suo lavoro rispetto ad una configurazione nella quale lo stesso ritegno sia ad esempio interposto tra la spalla e l'impalcato.

Sono state condotte alcune simulazioni numeriche con integrazione al passo della risposta del viadotto mostrato nella fig. 5 dell'articolo di *leStrade* aprile, pag. 79, per il quale si sono ipotizzate delle pile aventi sezione rettangolare pari a 3\*4,5 m armati con lo 0,33% di armatura longitudinale. In fig. 2 si confronta la risposta massima longitudinale in spostamenti del viadotto nel caso si sia posto un isolatore in testa alla pila fissa con forza di isolamento pari a 0,7 Fy (la forza di snervamento della pila stessa) con il caso in cui il medesimo isolatore (con la stessa forza di plasticizzazione) sia posto sulla spalla, lasciando così tutte le pile mobili. In fig. 3 si riportano le medesime curve nel caso si decida di isolare 2 pile con la stessa forza ovvero la spalla con un isolatore che abbia una soglia di plasticizzazione pari alla somma di quelli disposti sulle due pile fisse ( $0.7 + 0.7 = 1.4 Fy$ ). I due grafici mostrano come ponendo gli isolatori sulla spalla non si abbia un apprezzabile aumento di efficienza. Per terremoti di bassa intensità dove le pile restano in campo totalmente elastico si nota effettivamente che isolando le pile si hanno spostamenti leggermente maggiori nel caso si ignori l'attrito (linee nere a tratto pieno). Tale vantaggio viene per altro completamente meno se si tiene conto dell'attrito e della non linearità delle pile per fenomeni fessurativi (l'aver posto la forza dei ritegni a 0,7 Fy comporta che le pile sottostanti possano fessurarsi).

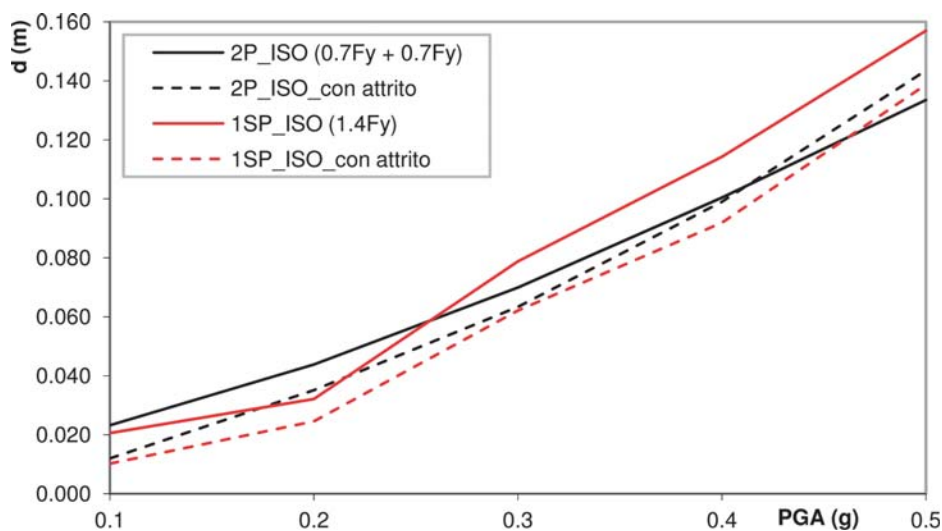
## Casi di studio

### I viadotti Tamarro I e II

Alcune delle considerazioni svolte nei passaggi precedenti trovano riscontro nei due casi di studio presentati in questa sezione. In fase di progettazione e verifica di queste opere non si è tenuto conto dell'attrito sugli appoggi mobili; alla luce dei risultati esposti nei paragrafi precedenti questo si-



2



3

gnifica disporre di una notevole riserva di resistenza aggiuntiva rispetto a quanto calcolato.

Il primo caso di studio riguarda i due viadotti costruiti lungo la nuova Strada Statale 212 “della Val Fortore” nella provincia di Benevento Tammaro I e II (fig. 4). L’attuale normativa vigente prevede per quest’area di considerare un’accelerazione al suolo (PGA) con probabilità di superamento durante la vita di riferimento dell’opera del 10%, pari a  $PGA_{10\%} = 0,42\text{ g}$ , dove tale valore già include un coefficiente di suolo di 1,25 e uno di importanza di 1,2. Per ovvi motivi costruttivi, le pile dei due viadotti hanno la stessa sezione ovvero sono state realizzate con lo stesso cassero. Tali pile sono state progettate al fine di garantire una sufficiente resistenza e duttilità per il viadotto più alto con le campate di maggior luce (Tammaro II) e quindi impiegate anche per il viadotto più piccolo (Tammaro I) con altezze minori e campate di luce inferiore. La sezione piena con forma a “osso di cane” è in grado di garantire una buona resistenza e duttilità oltre che un gradevole aspetto estetico, ma soprattutto una ragionevole semplicità costruttiva. Per il viadotto più alto è stato possibile evitare l’utilizzo di isolatori sfruttando appunto la flessibilità e la duttilità delle pile. Solamente in direzione longitudinale si è reso necessario l’impiego di accoppiatori oleodinamici posizionati sulla pila 3 la cui altezza, non molto dissimile dalla pila 4 (fissa), favorisce questo tipo di soluzione (fig. 5). Per il viadotto più basso si è invece dovuto ricorrere ad isolamento sia in direzione trasversale che longitudinale secondo lo schema riportato nella fig. 6 del precedente articolo (cfr. **leStrade** aprile, pag. 79).

Le caratteristiche salienti della risposta strutturale dei viadotti sono le seguenti. In campo elastico, i modi e le frequenze principali sono quelle riassunte in tab. 1. Con il



terremoto caratterizzato da una probabilità di accadimento del 50% durante la vita di riferimento delle due opere ( $PGA_{63\%} = 0,17\text{ g}$ ), entrambi i viadotti restano in campo elastico. Con il terremoto avente periodo di ritorno 475 anni

**TAB. 1 RISPOSTA MODALE DEI VIADOTTI SS 212 “DEL VAL FORTORE”**

Modo	Direzione	Periodo [s]	Frequenza [Hz]
<b>TAMMARO II</b>			
1	Longitudinale	3.34	0.30
2	Trasversale	1.14	0.88
3	Trasversale	0.86	1.16
<b>TAMMARO I</b>			
1	Longitudinale	2.35	0.43
2	Trasversale	1.64	0.61
3	Trasversale	1.24	0.81

**TAB. 2 RISPOSTA MODALE DEI VIADOTTI SS 212 “DEL VAL FORTORE”**

Pila	H [m]	$\delta_y$ [mm]	$PGA_{63\%} = 0.17\text{g}$	$PGA_{10\%} = 0.42\text{g}$	
			$\delta_{63\%,PILA}$ [mm]	$\delta_{10\%,PILA}$ [mm]	$\delta_{10\%IMPALC}$ [mm]
<b>TAMMARO II</b>					
3	25.7	190	65	260	260
4	26.7	205	65	260	260
<b>TAMMARO I</b>					
2	17.5	90	12	45	185
3	19.0	105	14	55	185
4	16.5	80	11	40	185

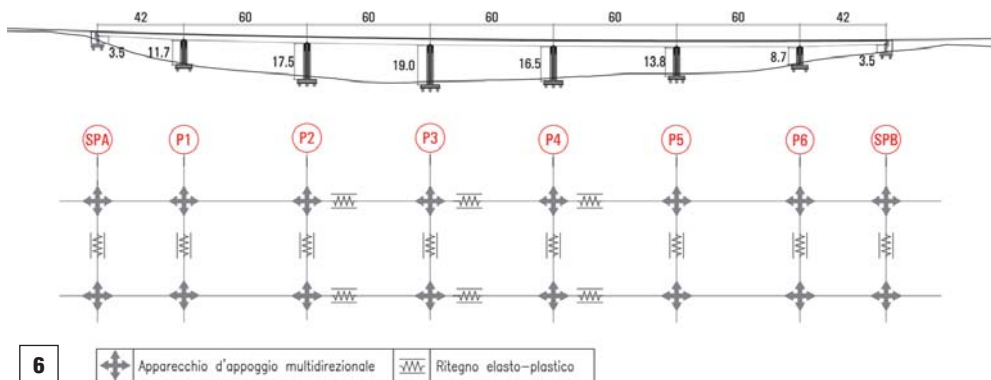
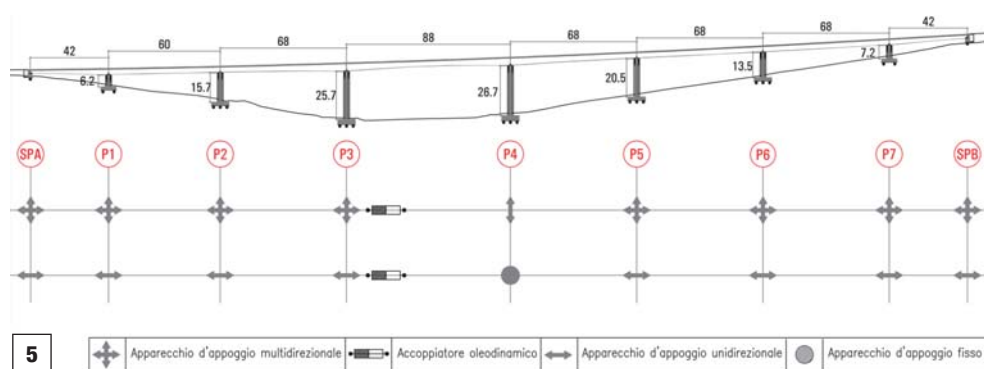
**4. I viadotti Tammaro I e II in costruzione**

**5. Tammaro II. Profilo e schema appoggi**

**6. Tammaro I. Profilo e schema appoggi**

**7. Il viadotto Ingotte I lungo la “Fondovalle del Biferno”**

**8. Carpenterie pile e impalcato dei viadotti Ingotte**

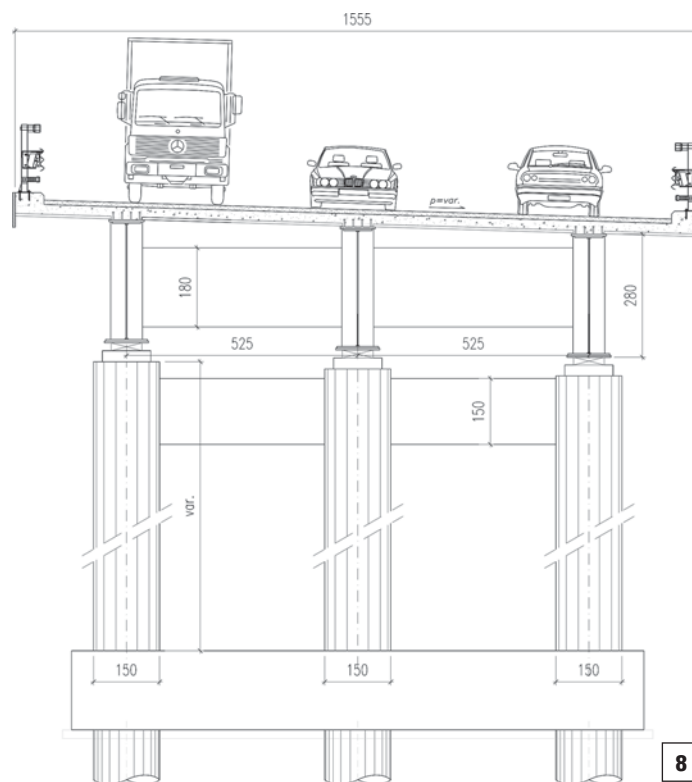


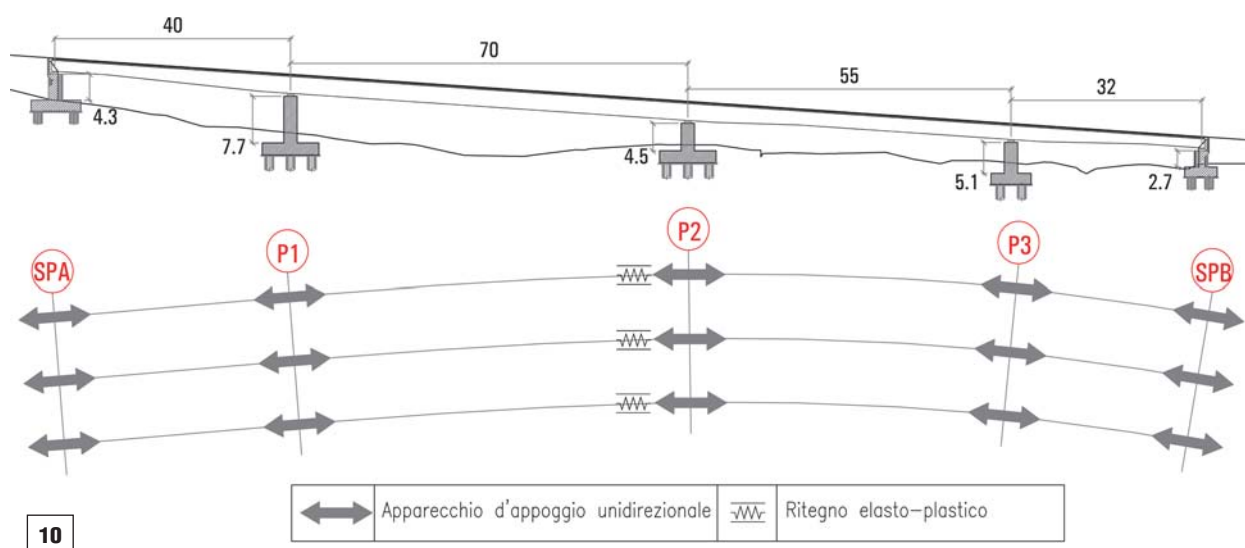
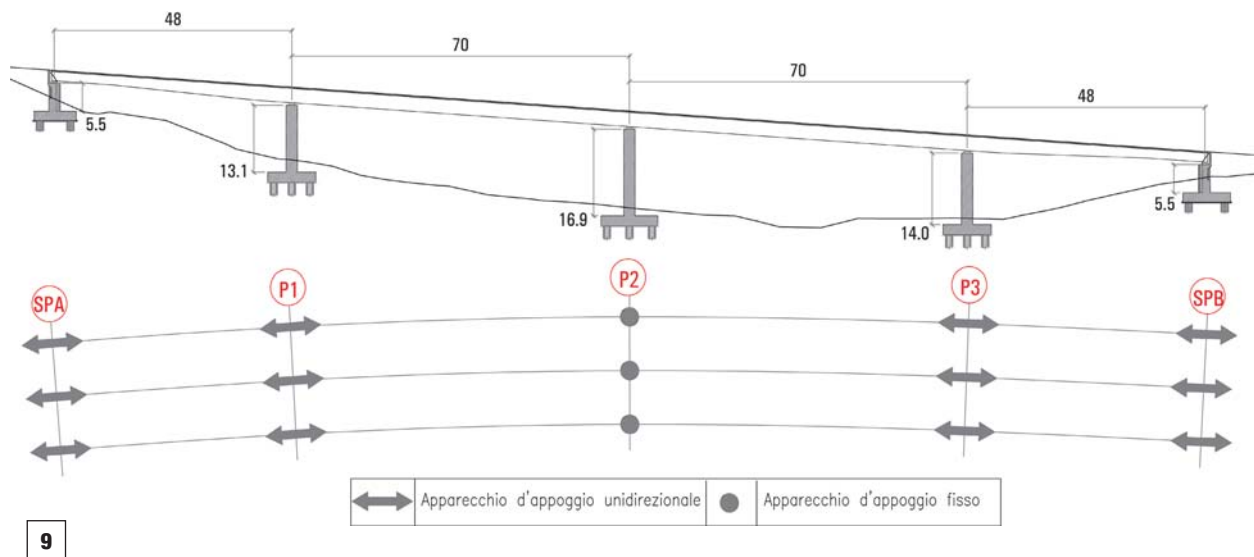
(PGA 10% = 0,42 g), per il Tammaro II con una pila fissa e una accoppiata si ottengono spostamenti appena superiori a quelli di snervamento e quindi duttilità molto contenute (tab. 2). Per il Tammaro I è fatto ricorso invece all'isolamento mediante sistemi di appoggio integrati con ritegni elasto-plastici sulle tre pile centrali. La rigidità elastica di tali

ritegni e delle pile sottostanti è stata calibrata in modo tale da poter assorbire le deformazioni termiche della campata da 60 m. In fase sismica, questi ritegni hanno un'escursione massima in campo plastico pari a circa 12 cm, mentre le pile sottostanti restano in campo elastico con spostamenti massimi di 5 cm. Anche le palificate di tutte le fondazioni dei due viadotti restano comunque in campo elastico essendo state dimensionate con il criterio della gerarchia delle resistenze.

### I manufatti della SS 647 "Fondovalle del Biferno"

Il secondo caso di studio riguarda i due viadotti a struttura mista costruiti lungo la SS 647 "Fondovalle del Biferno" a pochi chilometri da Campobasso. I nuovi viadotti fanno parte della variante che si è resa necessaria a seguito della frana del 1998 che ha fatto crollare il viadotto preesistente. Le due opere si caratterizzano per una piattaforma piuttosto ampia, dovuta alla presenza di una corsia di arrampicamento in direzione Campobasso. Considerato che le luci hanno ampiezza variabile tra i 40 e i 70 m, si è deciso di adottare una sezione a tre travi poste a interasse di 5,25 m. Dato che l'altezza delle pile è compresa tra 4,5 e 17 m, si è ritenuto antiestetico, e soprattutto poco efficiente, l'utilizzo di un pulvino di larghezza tale da ospitare le tre travi. D'altro canto è stata scartata l'ipotesi di realizzare delle pile a setto, sia perché queste sulle altezze maggiori sarebbero state eccessivamente onerose e paesaggisticamente impattanti, sia perché avrebbero richiesto di essere isolate per contenere le sollecitazioni in fondazione. In definitiva si è optato per delle pile realizzate con tre fusti a sezione ellittica di dimensioni 1,50x2,25 m collegate in sommità da un trasverso. Questi fusti sono stati studiati in modo da evitare l'isolamento nel caso del viadotto con le pile più alte per le quali flessibilità e duttilità sono sufficienti ad assorbire le forze sismiche. Per il viadotto più basso (In-





9. Viadotto Ingotte I.  
Profilo e schema appoggi

10. Viadotto Ingotte II.  
Profilo e schema appoggi

11. Dettaglio pila del Viadotto  
Ingotte II con i ritegni sismici  
integrati con gli appoggi

gotte II) si è invece dovuto ricorrere all'isolamento secondo lo schema riportato in fig. 10. Da notare come la sezione ellittica piena rappresenti la soluzione ottimale per i fusti pila in zona sismica in quanto permette di trovare il giusto rapporto di rigidità/snellezza nelle due direzioni permettendo al contempo un confinamento molto efficace del calcestruzzo. L'azione sismica di progetto per tali viadotti corrisponde a una PGA di 0,44 g e 0,18 g rispettivamente con probabilità di superamento del 10% e 63% rispetto alla vita di riferimento dell'opera. I principali dati che caratterizzano la risposta sismica dei due viadotti sono riportati nelle tab. 3 e 4. Nel caso del viadotto Ingotte I, il posizionamento del vincolo fisso sulla pila più alta (n. 2) permette di ottenere dei periodi di vibrazione superiori ai 2 secondi, il che riduce notevolmente l'effetto del sisma, (l'accelerazione associata a tale periodo è pari a 0,21 g). La configurazione geometrica della pila inoltre, grazie all'elevato rapporto di snellezza (rapporto tra altezza della pila e altezza della sezione), consente di poter sviluppare duttilità ultime di una certa rilevanza ( $\mu > 4$ ), che tuttavia vengono utilizzate solo parzialmente in condizione di sisma severo e per nulla, rimanendo in campo



TAB. 3 RISPOSTA MODALE DEI VIADOTTI DELLA SS 647

Modo	Direzione	Periodo [s]	Frequenza [Hz]
<b>INGOTTE I</b>			
1	Longitudinale	2.08	0.48
2	Trasversale	0.78	1.28
<b>INGOTTE II</b>			
1	Longitudinale	1.52	0.66
2	Trasversale	0.21	4.83

TAB. 4 RISPOSTA SISMICA LONGITUDINALE DEI VIADOTTI DELLA SS 647

Pila	H [m]	$\delta_y$ [mm]	PGA <sub>63%</sub> = 0.18g	PGA <sub>10%</sub> = 0.44g	
			$\delta_{63\%,PILA}$ [mm]	$\delta_{10\%,PILA}$ [mm]	$\delta_{10\%IMPALC}$ [mm]
<b>INGOTTE I</b>					
2	16.9	145	110	220	220
<b>INGOTTE II</b>					
2	4.5	10	5	5	120

elastico, in condizioni di sisma frequente (tab. 4). Per il viadotto Ingotte II, essendo le pile molto basse, a meno di non utilizzare sistemi di accoppiamento oleodinamici, si poteva disporre di un solo allineamento fisso in direzione longitudinale. Su tale allineamento è stato ovviamente necessario predisporre dei ritegni elasto-plastici per contenere le forze massime che l'intero impalcato avrebbe altrimenti trasferito su questa pila (fig. 11). Disponendo per altro di una buona resistenza in considerazione della modesta altezza dei fusti pila, si è optato per una forza massima nei ritegni abbastanza elevata in modo da impedire l'attivazione dei dispositivi in caso di sismi con maggiore probabilità di ricorrenza. Per quanto però si sia aumentata tale forza, questi ritegni, sulla base della vigente normativa antisismica si plasticizzano per terremoti con  $PGA \geq 0,13$  ovvero, considerata la sismicità dell'area, per terremoti con periodi di ritorno superiori a circa 60 anni. In definitiva, per il Viadotto Ingotte II si ammette la possibilità di plasticizzazione dei ritegni sismici anche per terremoti con periodo di ritorno relativamente contenuto. In definitiva, per questo viadotto è previsto che si possa rendere necessario intervenire nel corso della vita utile a seguito di evento sismico. Cosa sarà necessario fare? Bisognerà forse procedere alla sostituzione dei giunti ed all'eventuale ricentraggio della struttura. La sostituzione dei giunti è oggi un problema molto diffuso sulla rete stradale ed autostradale italiana e certo l'incidenza degli eventi sismici è risibile rispetto alla causa principale di rottura dovuta al fortissimo aumento di frequenza ed energia dei mezzi pesanti. Il ricentraggio in direzione longitudinale è anch'esso più teorico che pratico. Anche in presenza di spostamenti residui in direzione longitudinale, questi non costituirebbero un problema per il funzionamento del viadotto. Volendo poi ricentrare, basta interporre un martinetto tra spalla ed impalcato per ottenere facilmente la reazione necessaria al ricentraggio, similmente a quanto si fa per il varo a spinta di questi viadotti. Con l'occasione si può anche verificare l'effettiva funzionalità degli appoggi scorrevoli.

## Osservazioni conclusive

L'utilizzo di sistemi di isolamento per ponti e viadotti a travata deve essere valutato tenendo conto di una serie di fattori che non sempre hanno trovato adeguata rappresentazione nella letteratura tecnica e scientifica di riferimento. Quelli discussi nel presente lavoro possono essere riassunti come segue:

- nella progettazione di nuove strutture, un corretto dimensionamento dei fusti pila riduce di molto la necessità di isolamento sismico sfruttando flessibilità e duttilità delle sottostrutture, soprattutto in campo stradale, dove non è necessario ottemperare a criteri di rigidità imposti dalla presenza della rotaia;
- in direzione longitudinale all'asse dei viadotti, la presenza di appoggi mobili migliora sensibilmente la risposta sismica dell'opera riducendone in maniera drastica gli spostamenti massimi. Questo permette di evitare l'adozione di dispositivi antisismici in questa direzione, anche nel caso di impalcato di grande lunghezza, oggi molto diffusi ed apprezzati per la mancanza di giunti;
- l'utilizzo di sistemi di isolamento di tipo elasto-plastico, garantisce ottimi risultati con macchine semplici, economiche che richiedono bassa manutenzione;
- i costi di ricentraggio o di altri interventi manutentivi straordinari post sisma non hanno rilevanza economica una volta che gli stessi siano correttamente stimati utilizzando le medesime leggi probabilistiche utilizzate per il dimensionamento ingegneristico di questi apparati e delle opere nelle quali sono impiegati;
- l'isolamento applicato su sottostrutture flessibili come le pile alte poste generalmente in posizione baricentrica, ha una efficienza solo marginalmente inferiore rispetto al posizionamento delle stesse macchine su sottostrutture rigide tipo le spalle. Per contro, i vantaggi costruttivi che si hanno con questa configurazione sono molto significativi in quanto si ottimizza il comportamento della struttura rispetto alle azioni termiche, che sono molto più frequenti, e si approfitta, grazie alla flessibilità degli allineamenti fissi, dell'effetto benefico dell'attrito sugli appoggi mobili. ■■

### Riferimenti Bibliografici

- [1] Ranzo, G., Petrangeli, M. and Pinto, P.E. (1999). *Vertical oscillation due to axial-bending coupling during seismic response of RC Bridge Piers*, Int. J. of Earthquake Eng. & Structural Dynamics, 28(12), pagg. 1685-1704, ISSN 0098-8847.
- [2] Melchers, R. E. (1987). *Structural Reliability Analysis and Prediction*, Ellis Horwood Limited, England, 1987.
- [3] Elnashai, A.S., J.J. Bommer, C.I. Barron, D. Lee & A.I. Salama (1995). *Selected engineering seismology and structural engineering studies of the Hyogo-ken Nanbu (Great Hanshin) earthquake of 17 January 1995*. ESEE Research Report No. 95-2, 258 pp.
- [4] Taylor, J.C., Stanton, J.F. (2010). *Friction coefficients for stainless steel/PTFE (Teflon) bearings*, WisDOT Final Research Report No. WHRP 10-01, 111 pp.
- [5] Mokha, A., Constantinou, M.C. and Reinhorn, A.M. (1990). *Teflon Bearings in Base Isolation, Part I: Testing*, ASCE/Journal of Structural Engineering, 116(2), 438-454.
- [6] FEMA 356 *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings* (FEMA 2000).