



# Criteri per la verifica e la sostituzione degli appoggi in neoprene di viadotti esistenti in zona sismica

Paolo Tortolini

*Dipartimento di Ingegneria – Facoltà di Architettura, Università “G.D’Annunzio”, Pescara.*

Paola Rita Marcantonio

*Dipartimento di Ingegneria – Facoltà di Architettura, Università “G.D’Annunzio”, Pescara.*

Marco Petrangeli

*Professore presso la Facoltà di Architettura Università, “G.D’Annunzio”, Pescara.*

Alessio Lupoi

*Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università di Roma “La Sapienza”.*

*Keywords: appoggi in neoprene, isolamento, adeguamento sismico, manutenzione.*

## ABSTRACT

La grande maggioranza dei viadotti in c.a.p. della rete stradale nazionale realizzati tra la fine degli anni '60 e i primi anni '90 utilizza appoggi in neoprene. Questi elementi si sono rivelati una soluzione economica ed efficace per opere ubicate in zone di bassa e media intensità sismica. A distanza di alcune decine di anni dalla costruzione, in concomitanza con gli interventi di risanamento ed adeguamento sismico di queste opere, si rende spesso necessario la sostituzione di questi elementi. Sulla scorta dell'esperienza maturata nell'analisi di vulnerabilità e nella progettazione dei relativi interventi di adeguamento condotte per oltre cento opere di questo tipo della rete stradale italiana vengono nel seguito discussi gli aspetti più interessanti del problema.

Si parte quindi dalla modellazione di tali elementi, che non possono essere considerati come vincoli né fissi né mobili, presentando i risultati di uno studio sperimentale di caratterizzazione dinamica di questo genere di dispositivi, condotto su un viadotto della s.s. 77 Umbro-Marchigiana. Viene quindi analizzato l'effetto che tali elementi hanno sulla risposta sismica dei viadotti a travi poggiate in funzione dei parametri geometrici di pile ed impalcato nei rispettivi intervalli di maggior rappresentatività delle opere esistenti sulla rete italiana. Viene poi affrontato il tema dei varchi e ritegni, analizzando le conseguenze del possibile contatto dell'impalcato sulla risposta strutturale del viadotto. Si affronta, infine, il tema della verifica di sicurezza degli appoggi in neoprene armato in condizioni sismiche: gli autori propongono due metodologie di verifica basate rispettivamente sulla capacità deformativa e sulla resistenza attritiva (stato limite di scorrimento). L'articolo si conclude presentando un caso di studio di un lotto di viadotti ubicati sulla s.s.17 presso L'Aquila.

## 1 INTRODUZIONE

L'utilizzo di cuscinetti in neoprene armato come appoggio a secco di travi da ponte in c.a.p. è stata una pratica molto diffusa nei viadotti costruiti dagli anni '60 fino ai primi anni '90. Oggi questa soluzione strutturale è meno utilizzata sia per effetto di un ostracismo legislativo che ne impedisce l'utilizzazione a secco, in favore di sistemi più elaborati, sia per il minore utilizzo di travi pretese in favore di soluzioni a struttura mista per le quali si adottano generalmente appoggi in acciaio-teflon.

Considerato lo stock imponente di opere realizzate con appoggi in neoprene che richiede oggi interventi di manutenzione straordinaria, è evidente la necessità di una comprensione adeguata del comportamento sismico di queste strutture, in modo da poter individuare gli interventi più efficaci per il contestuale miglioramento della loro resistenza a tali azioni.

Molto spesso nella pratica professionale la presenza di appoggi in neoprene è trascurata, sottovalutandone gli effetti che, invece, possono essere determinanti per la determinazione della risposta globale della struttura. Al contrario, una

corretta analisi sismica dei viadotti non deve prescindere da una realistica interpretazione del comportamento degli appoggi in neoprene. Tali elementi sono caratterizzati, infatti, da una rigidità orizzontale che risulta sensibilmente inferiore a quella delle sottostrutture, anche nel caso di appoggi di modesto spessore. Poichè in presenza di rigidità che lavorano in serie risulta dominante quella più bassa, è naturale che il comportamento globale della struttura risulti modificato dalla presenza di tali elementi flessibili. Nell'ambito di una estesa campagna di valutazione della sicurezza sismica di ponti e viadotti esistenti ubicati sulla rete stradale italiana, da cui ha preso spunto il presente lavoro, è stato osservato che in taluni casi già per spessori di circa 4 cm è possibile ottenere uno spostamento significativo della risposta dell'opera. Tuttavia, si devono tenere in attenta considerazione alcuni aspetti che possono limitare tali effetti, come in particolare lo stato di conservazione, ovvero la presenza di esigui varchi che possono permettere l'urto dell'impalcato con i ritegni di testa pila (spalla).

## 2 RIGIDEZZA ORIZZONTALE APPOGGI IN NEOPRENE

### 2.1 Prove sperimentali sul viadotto Caldarola

Allo scopo di verificare la rigidità effettiva dei cuscinetti in neoprene con 30 anni di esposizione ambientale, sono state eseguite delle prove di caratterizzazione dinamica del sistema testata trave - baggiole sottostante, per il viadotto Caldarola, ubicato nel tratto marchigiano della S.S. 77, costruito alla fine degli anni '70. Il viadotto si compone di 11 campate da 36m, l'impalcato è costituito da sei travi in semplice appoggio (luce netta 35m). Ciascuna trave è poggiata su due appoggi in neoprene armato aventi dimensioni in pianta pari a 60x80cm armate con due lamine di acciaio, di spessore complessivo di 38mm.

La zona di appoggio è stata strumentata con quattro accelerometri sismici, di cui due installati sul fianco della testata della trave immediatamente al di sopra dell'apparecchio d'appoggio e due sul fianco del baggiole (fig. 1). L'eccitazione è stata ottenuta dal transito di veicoli isolati sopra la campata strumentata.

Non ritenendo opportuno, per lo scopo di questo lavoro, entrare nel dettaglio delle modalità di elaborazione dei segnali, nel seguito si riportano esclusivamente i risultati ottenuti e la loro interpretazione. In tabella 1 sono riportati i principali

dati dell'identificazione modale (frequenza, smorzamento ed ampiezza normalizzata). Mentre in figura 2 sono rappresentate le principali forme modali individuate.



Figura 1. Strumentazione della prova di caratterizzazione dinamica del viadotto

Tabella 1. Parametri dell'identificazione modale

| modo | $f$ (Hz) | $\zeta$ (%) | amp.norm. |
|------|----------|-------------|-----------|
| 1    | 3.67     | 1.89        | 0.67      |
| 2    | 4.14     | 3.43        | 0.85      |
| 3    | 13.05    | 1.05        | 1.00      |

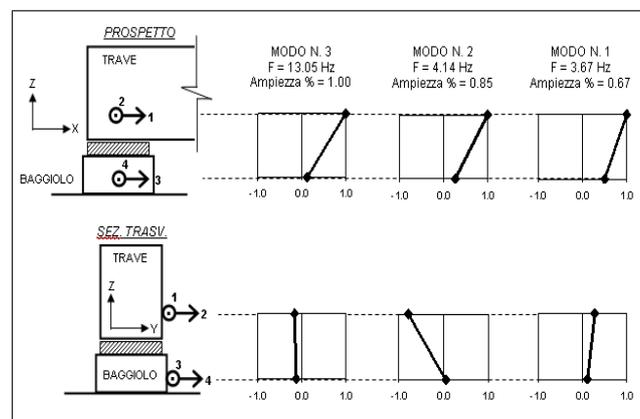


Figura 2. Deformate modali più rilevanti dell'appoggio

Dall'analisi dei tre modi più significativi, emerge come il primo ed il terzo, con frequenze pari a 3.67Hz e 13.05Hz, corrispondono al primo ed al secondo modo flessionale dell'impalcato. Infatti, dall'equazione della trave in semplice appoggio con carico distribuito (eq. 1, dove  $EI$  rappresentano le caratteristiche inerziali della trave,  $L$  la luce e  $m$  la massa distribuita), si ottengono, per  $n=1$  e  $2$  i valori di frequenza rispettivamente di 3.4Hz e 13.8Hz, assolutamente compatibili con quelli sperimentali.

$$f = n^2 \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{EI}{mL^4}} \quad (1)$$

Diversamente, il secondo modo ricavato è associabile alla risposta dinamica dell'appoggio; si nota, infatti, che esso presenta delle deformate modali praticamente identiche nelle due direzioni monitorate (fig. 2). Considerando quindi l'equazione generale del moto dell'oscillatore semplice:

$$\ddot{x} + \omega^2 x = 0 \quad (2)$$

è immediato risalire alla pulsazione  $\omega$  del sistema, partendo dalla frequenza individuata (4.41Hz). Di conseguenza, nota la massa  $M$  dell'impalcato, si calcola la rigidezza del sistema elastico costituito dai 6+6 appoggi (entrambi gli allineamenti) della campata del viadotto, in base alle note relazioni di che correlano tali grandezze:

$$f = 2\pi \cdot \omega \quad (3)$$

$$\omega = k / M \quad (4)$$

E' stata così ricavata una rigidezza orizzontale per il singolo appoggio pari a  $k_{app} = 41$  kN/mm. Dall'equazione (5) che correla il modulo tangenziale  $G_g$  della gomma alla rigidezza, attraverso le caratteristiche geometriche (area  $A_{app}$  e spessore gomma  $s_g$ ), si ricava un valore del modulo di taglio,  $G_g$ , pari a circa 3MPa.

$$k_{app} = G_g \frac{A_{app}}{s_g} \quad (5)$$

Il valore ottenuto è certamente da riferire ai piccoli spostamenti. Infatti, la rigidezza orizzontale dell'elemento è fortemente influenzata dalla deformazione raggiunta (Kelly, 1986). Per deformazioni tangenziali nell'intorno del 60% - 100% (spostamento orizzontale pari allo spessore) il valore iniziale si riduce di 2-3 volte (Nagarajah and Ferrell, 1999). Mentre per deformazioni superiori all'unità (spostamento orizzontale pari allo spessore), la rigidezza, in genere, torna ad aumentare.

Quindi, ai fini dello studio della risposta sismica degli appoggi in neoprene sul costruito, che si presentino in discrete condizioni di conservazione, è ragionevole considerare un modulo di elasticità tangenziale,  $G'_g$ , simile a quello del nuovo (1.0-1.2MPa), non essendo in generale il naturale invecchiamento del materiale (30-40 anni) tale da determinare delle sensibili modifiche della rigidezza elastica (Kato et al., 1997).

## 2.2 Rigidezza teorica e reazione attesa

La rigidezza teorica dell'appoggio in neoprene è espressa dalla (5); tuttavia, operando delle semplici sostituzioni, è possibile esprimere tale rigidezza orizzontale in funzione del carico verticale  $F_v$  e del tasso di lavoro dell'appoggio in gomma  $\sigma_v$ :

$$k_{app} = \frac{G_g}{s_g} \frac{F_v}{\sigma_v} \quad (6)$$

Moltiplicando l'equazione precedente per lo spostamento relativo tra le due superfici dell'appoggio in gomma si ottiene quindi la forza orizzontale esercitata da tale appoggio. Ipotizzando uno spostamento orizzontale massimo pari allo spessore della gomma stessa si ottiene in definitiva:

$$F_h = \rho F_v \quad (7)$$

con  $\rho = G_g / \sigma_v$  che è generalmente compreso tra 1/2 e 1/3. Tale ultima relazione appare significativa di come la reazione orizzontale associabile all'appoggio in neoprene sia in genere sempre inferiore a quella verticale nelle condizioni limite di esercizio (infatti una deformazione a 45° può essere considerato quale limite di funzionalità dell'appoggio stesso).

## 3 VIADOTTI A TRAVI POGGIATE

### 3.1 La modellazione in campo elastico

La scelta di modelli elastici ai fini dello studio di vulnerabilità sismica di viadotti esistenti appare oggi la più diffusa. In tale ambito, la soluzione più comoda è certamente da individuare nella schematizzazione unifilare del viadotto, attraverso l'utilizzo di elementi finiti di trave.

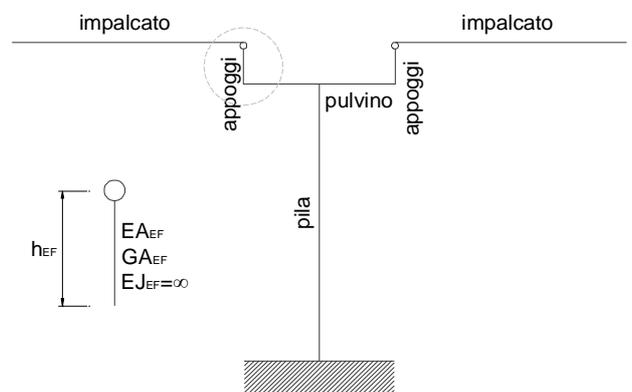


Figura 3. Modellazione con elementi di trave

Nei viadotti a travi poggiate, che rappresentano la larghissima maggioranza del costruito in Italia, la schematizzazione del sistema pila - pulvino - appoggi - impalcato può essere eseguita come rappresentato in figura 3, facendo coincidere la posizione dell'elemento finito con l'asse baricentrico dell'oggetto strutturale rappresentato. Secondo questo schema, tutti gli elementi del modello posseggono le dimensioni e le caratteristiche elastiche equivalenti dei vari oggetti che riproducono.

In particolare, per quanto concerne gli appoggi, poiché risulta conveniente prescindere dalla dimensione verticale effettiva dell'oggetto (estremamente ridotta) ed utilizzare un elemento di lunghezza superiore, che raccorda l'asse baricentrico dell'impalcato con quello del pulvino, la valutazione delle corrette caratteristiche inerziali, ai fini della rigidità orizzontale dell'elemento, viene eseguita attraverso la semplice proporzione:

$$(GA)_{EF} = n_{app} G_g \frac{A_{app}}{s_g} h_{EF} \quad (8)$$

dove  $n_{app}$  rappresenta il numero degli appoggi in gomma presenti sull'allineamento e  $h_{EF}$  la dimensione dell'elemento finito equivalente del modello di calcolo. Operando secondo tale criterio, affinché la rigidità orizzontale complessiva degli appoggi ( $GA$  in fig. 3) sia definita esclusivamente dal comportamento tagliante equivalente, è necessario imporre un valore fittizio alla rigidità flessionale dell'elemento tale che risulti, sostanzialmente, infinitamente rigida ( $EJ$  in fig.3). La rigidità verticale dell'elemento ( $EA$  in fig.3), sebbene di secondaria importanza per la risposta sismica della struttura, può essere impostata al valore esatto degli appoggi in neoprene, che generalmente risultano poco comprimibili e quindi con rigidità assiali elevate (mediante lo stesso principio di proporzionalità espresso dalla (8)). Infine, per simulare la condizione di appoggio semplice dell'impalcato, ovvero l'assenza di momenti flettenti in appoggio, è necessario introdurre un rilascio alle rotazioni all'estremità superiore dell'elemento appoggio (fig.3).

### 3.2 L'importanza della modellazione dell'appoggio nella risposta dinamica del viadotto

La simulazione del comportamento dinamico dei viadotti a trave poggiate, con le usuali geometrie che si incontrano lungo la rete stradale italiana, può essere effettuata, con buona approssima-

zione, facendo esclusivamente riferimento alla rigidità della pila e degli appoggi presenti, ossia considerando l'impalcato come una massa concentrata posta in sommità delle pile, analizzate singolarmente. Tuttavia questo schema non tiene conto dell'effetto di moti asincroni delle diverse pile e quindi dell'azione con cui gli impalcati si oppongono a queste risposte differenziali. Diversamente, la modellazione, come proposta in figura 3, permette di tenere conto, anche per gli impalcati in semplice appoggio con o senza la soletta continua, di tali effetti.

In questa sede però, per maggiore semplicità e chiarezza si è utilizzato il modello a pila singola. E' stato, dunque, preso in considerazione un tipico viadotto con campate da 30 m e pile circolari di diametro 2.6m, con 5 appoggi per ciascun allineamento costituiti da apparecchi in neoprene armato di dimensioni 600x400x40mm. Nel grafico di figura 4 si riporta l'andamento della rigidità orizzontale del sistema pila-appoggi, nel caso in cui questi siano considerati come elementi elastici o, viceversa, come elementi rigidi, avendo assunto una rigidità sezionale della pila non fessurata pari a  $EJ = 45 \cdot 10^6 \text{ kNm}^2$  ed un modulo di taglio della gomma  $G = 1.2 \text{ MPa}$ . E' facilmente osservabile come l'influenza della modellazione elastica degli appoggi sia tanto maggiore per altezze contenute delle pile, quindi per alti rapporti di rigidità pile/appoggi. Solo a partire da altezze superiori ai 12 metri è possibile trascurare l'effetto dell'appoggio in gomma.

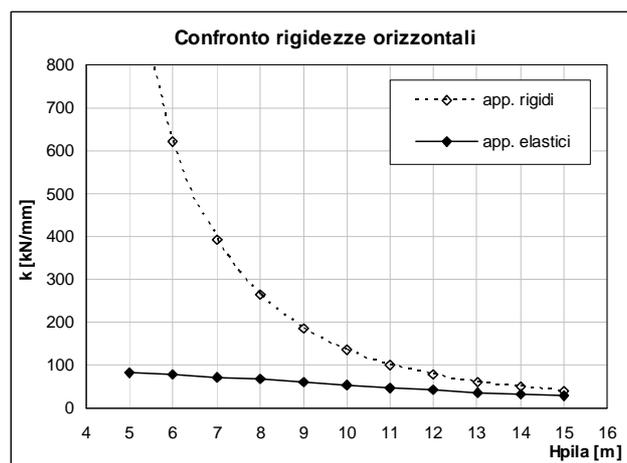


Figura 4. Confronto rigidità orizzontali sistema pila-appoggi

Nel grafico di figura 5 viene chiarita l'azione benefica degli appoggi in neoprene, evidenziando la riduzione delle accelerazioni di progetto valutate per uno spettro di risposta coerente con l'attuale normativa (DM 14.1.2008), caratterizzata da una accelerazione di ancoraggio al suolo

tipica di una zona ad alta pericolosità sismica (0.35g). E' possibile osservare come nell' intervallo di altezze comprese tra 5 e 12 m, che raccoglie la parte preponderante dei viadotti della rete viaria nazionale, le accelerazioni spettrali alle quali sono soggette le pile del viadotto possono ridursi anche del 30% nel caso in cui si consideri la flessibilità dell'appoggio. Analoghi risultati sono ottenibili considerando altre comuni tipologie di pile, come ad esempio quelle a sezione rettangolare piena uni o bi-cellulare cava. In questo caso, si possono ottenere variazioni, in termini di accelerazioni sismiche, analoghe (o maggiori) anche per altezze di pila superiori, fino a 15-20m, essendo la rigidità della sezione maggiore e quindi non trascurabile la flessibilità dell'appoggio in gomma.

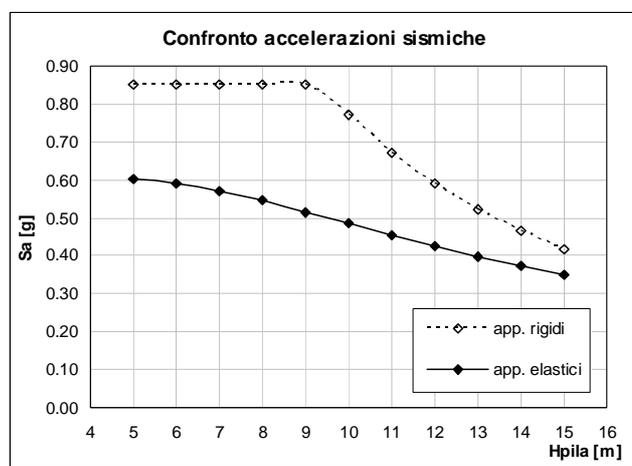


Figura 5. Confronto accelerazioni sismiche derivanti da uno spettro elastico con  $PGA=0.35g$

Chiaramente la valutazione degli effetti degli appoggi in neoprene sulla risposta globale è influenzata da molteplici fattori quali, in primo luogo, i rapporti di rigidità reciproci sottostrutture/appoggi, l'intensità sismica attesa e, non ultimo, le condizioni al contorno quali presenza di ritegni ed ampiezza dei varchi (argomento del prossimo paragrafo).

Tuttavia tali effetti appaiono qualitativamente ben chiari. La modellazione degli appoggi in neoprene influenza la risposta sismica dei viadotti, specialmente in presenza di sottostrutture tozze. Una modellazione del collegamento impalcato-pila che trascura la flessibilità degli appoggi può condurre a richieste in termini di deformazioni/sollecitazioni per le pile e le fondazioni superiori alla reale risposta e, quindi, determinare un quadro falsato della vulnerabilità sismica del viadotto.

### 3.3 La presenza di ritegni: cosa succede se l'impalcato sbatte?

Non è così infrequente imbattersi in situazioni in cui il cinematicismo dell'impalcato è limitato dalla presenza di esigui varchi (pochi centimetri) con i ritegni di testa-pila o con il muro paraghiaia. In questi casi la modellazione elastica del collegamento pila-impalcato appare, in linea di principio, non completamente appropriata, in quanto l'analisi potrebbe fornire valori di spostamenti relativi non compatibili con i varchi disponibili. Pertanto, è stata condotta una campagna di simulazioni numeriche volte a far chiarezza su tale questione. Sono state condotte una serie di analisi al passo nel dominio del tempo con il programma agli elementi finiti non lineare FIBRE (Petrangeli, 1996, Tortolini, 2011), prendendo a riferimento il viadotto a travi poggiate già utilizzato nelle precedenti analisi con spettro di risposta. Tre diverse soluzioni di modellazione sono state considerate: la prima con appoggi indefinitamente elastici, la seconda con appoggi rigidi ed una terza che prevede la presenza simultanea di appoggi elastici ed un elemento di gap. Tale elemento finito è caratterizzato da rigidità nulla, fino ad un prefissato valore di spostamento relativo tra i due nodi che lo definiscono (uno positivo ed uno negativo, indipendenti, che però nelle analisi condotte sono stati impostati allo stesso valore,  $\pm 3cm$ ), successivamente l'elemento presenta un comportamento elastico, la cui rigidità, nello specifico, è stata considerata sensibilmente superiore a quella orizzontale associata agli appoggi. La sintesi di tale studio è rappresentata attraverso il grafico di figura 6, dove viene riportata la risposta in termini di spostamento di picco della pila, come valore medio derivante dalle simulazioni condotte utilizzando 5 accelerogrammi, compatibili con lo spettro sismico caratterizzato da una  $PGA$  di  $0.35g$  (utilizzato nelle analisi elastiche).

Dall'osservazione dei risultati ottenuti, appare qualitativamente evidente l'effetto del contatto dell'impalcato con i ritegni. Per sottostrutture basse, quindi rigide, in cui le frequenze proprie del sistema sono elevate, si osserva come la modellazione di appoggio rigido e quella "esatta" con elemento di gap, risultano praticamente confondibili. Mentre al crescere dell'altezza della pila si osserva la tendenza ad una convergenza del modello "esatto" a quello che utilizza solo l'appoggio elastico, fino all'esatta coincidenza, che avviene quando gli spostamenti relativi impalcato-testa pila risultano compatibili con il varco imposto, in

altre parole non c'è contatto (che nel caso considerato si ha per un'altezza di pila di 13m).

Tali evidenze risultano spiegabili con il fatto che per frequenze più elevate del sistema pila-appoggio, il contatto, oltre che essere maggiormente ripetuto, produce un effetto impulsivo che un sistema rigido smorza con difficoltà. Diversamente, all'aumentare dell'altezza della pila, l'impulso viene maggiormente smorzato grazie ai modi di vibrazione superiori della pila stessa.

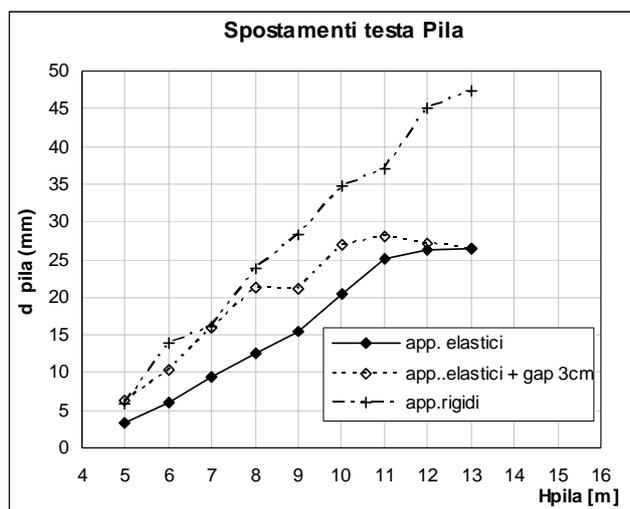


Figura 6. Confronto spostamenti testa pila derivanti da analisi time history con accelerazioni di picco di 0.35g

Si riporta a tal riguardo la time history dello stesso spostamento per un caso analizzato (pila da 9m), localizzata nell'intorno dell'istante in cui avviene il contatto dell'impalcato (fig. 7). Come è visibile, successivamente all'urto, la risposta viene "sporcata" dalle frequenze dei modi superiori della pila.

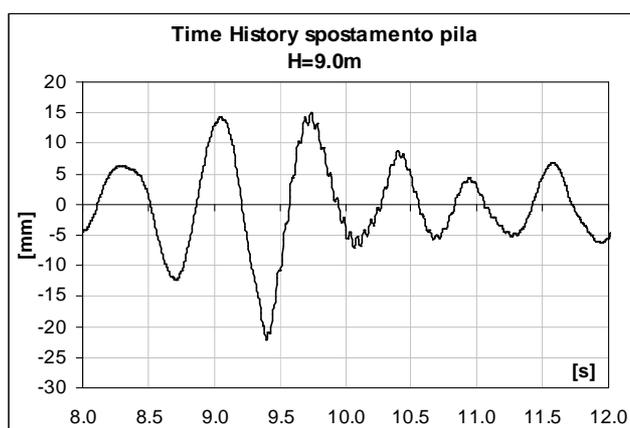


Figura 7. Time history spostamento testa pila nel momento del contatto

### 3.4 Verifica degli appoggi in neoprene

La prima normativa nazionale che regolamentò l'uso di questo dispositivo di appoggio fu quella redatta dal CNR nel 1986. I criteri di progetta-

zione, qui espressi, sono sintetizzabili attraverso due relazioni, una per il carico verticale ed una per quello orizzontale:

$$\sigma_v \leq 10 \text{ MPa} \text{ (carichi permanenti)} \quad (9a)$$

$$\tau_h \leq 0.5G \quad (9b)$$

Dall'ampia casistica di viadotti analizzati in ambito professionale, è emerso come la relazione rispetto al carico verticale venga sempre rispettata. Infatti mediamente la pressione sotto i carichi permanenti sui cuscini in neoprene vale circa 2-3 MPa.

D'altro canto, nell'ambito delle verifiche di vulnerabilità del costruito, l'applicazione del limite rispetto alla tensione tangenziale (9b) appare oltremodo conservativa, nonché poco realistica. Infatti, si deve considerare che all'epoca delle redazioni delle citate istruzioni CNR la normativa prevedeva un'azione sismica di intensità molto ridotta rispetto a quella attuale (al massimo pari al 10% dei carichi verticali), peraltro per una porzione limitata del territorio nazionale. Si ritiene quindi che il legislatore con quell'espressione (9b) abbia voluto esprimere una sicurezza nei confronti della funzionalità dell'elemento stesso e non nei confronti delle sue capacità ultime, come invece richiesto dalle odierne metodologie di verifica sismica.

Pertanto, si ritiene che un valido criterio di verifica per le azioni orizzontali nell'ambito dell'analisi di vulnerabilità sismica possa essere ricercato considerando due distinti aspetti della questione, uno da relazionare alla deformabilità del materiale ed un altro alle resistenze.

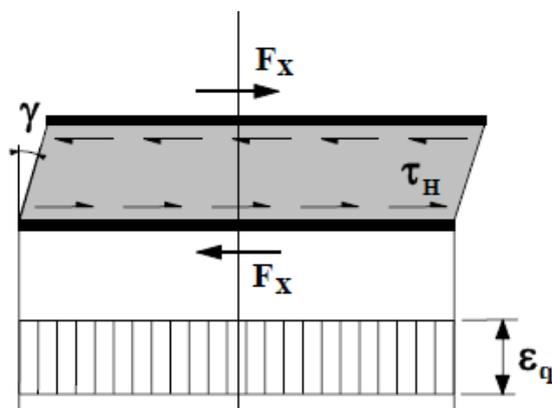


Figura 8. Deformazione per taglio di un appoggio in neoprene soggetto a carico orizzontale

Prendendo a modello il recente codice normativo europeo sugli appoggi strutturali in gomma armata (UNI EN 1337:2005) ed alcune linee guida internazionali sull'argomento (SETRA, 2007), è possibile assumere quale limite di verifica una

deformazione orizzontale pari all'altezza dell'elemento, in altre parole considerare una deformazione di taglio unitaria (fig. 8):

$$\varepsilon_q = \frac{F_x}{GA_{app} h_g} \leq 1 \quad (10)$$

Tuttavia, anche quest'ultima espressione può essere ricondotta in termini di tensioni tangenziali. Infatti considerato che il rapporto tra la forza orizzontale e l'impronta dell'appoggio rappresenta appunto la tensione tangenziale ( $F_x/A_{app} = \tau_h$ ), la relazione precedente assume la forma seguente:

$$\tau_h \leq G \quad (11)$$

Tale limite può, senz'altro, rappresentare una condizione da mettere in relazione con uno Stato Limite di Servizio dell'appoggio, mentre per quanto riguarda le condizioni ultime dell'elemento, si ritiene più corretto far riferimento a considerazioni che coinvolgano i fenomeni attritivi che si sviluppano tra la gomma e la trave di impalcato in calcestruzzo. I coefficienti di attrito tra questi due materiali sono valutati intorno ai valori di  $0.6 \leq \mu \leq 0.8$ , pertanto l'espressione definente la condizione di Stato Limite Ultimo di Scorrimento è:

$$\tau_h \leq \mu \sigma_v \quad (12)$$

Considerando infine che sul costruito italiano, come già fatto notare poco sopra, il tasso di lavoro a compressione degli appoggi si attesta comunemente intorno a 2-3 MPa e come il modulo di elasticità tangenziale possa essere considerato variabile tra 1.0-1.2 MPa, la relazione precedente può ancora una volta essere scritta in funzione di G:

$$\tau_h \leq \alpha G \quad (13)$$

con  $\alpha$  che varia tra 1.2 e 1.8, avendo preso a riferimento il coefficiente di attrito più cautelativo. Tale metodologia risulta fornire limiti di capacità dell'appoggio generalmente superiori rispetto a quelli ottenuti attraverso il criterio di deformabilità. Di conseguenza, la verifica per attrito - scorrimento appare più appropriata per la valutazione dell'efficacia ultima dell'appoggio. D'altro canto, è chiaro che, qualora sussistano evidenti condizioni di degrado del materiale (significativi fenomeni di splitting e bulging sulle facce a vista del neoprene), i limiti sopra individuati debbano essere rivisti attraverso opportuni coefficienti cor-

rettivi, quantificati in funzione dello livello di degrado.

#### 4 IL CASO DEI VIADOTTI ATERNO A L'AQUILA

Il caso dei viadotti Aterno I e II sulla S.S. 17 alla periferia Sud de L'Aquila, risulta estremamente significativo della testimonianza dei benefici correlati alla presenza di appoggi in gomma armata nei viadotti a travi poggiate in c.a.p, in caso di evento sismico di un certo rilievo (quale il terremoto del 6 Aprile 2009).

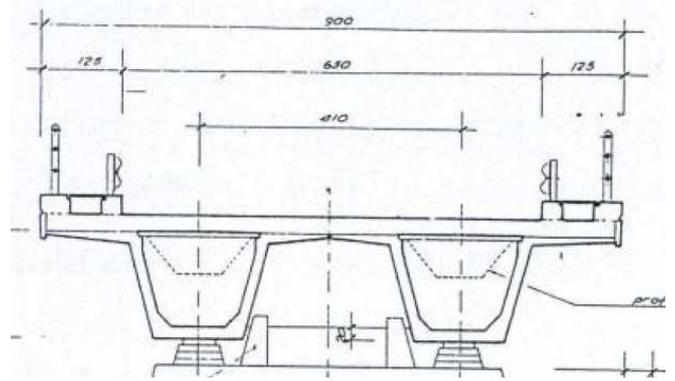


Figura 9. Sezione trasversale impalcato Aterno I e II

I due viadotti, realizzati nei primi anni '90, si estendono per una lunghezza complessiva di circa 140 m e 200 m ciascuno, con campate da 30 m, la cui sezione è rappresentata in figura 9. Le pile hanno sezione circolare di diametro 2.4 m, con altezze comprese tra i 7 m e 10 m. I dispositivi di appoggio sono in neoprene armato di spessore complessivo pari a 90 mm.



Figura 10. Localizzazione viadotti Aterno I e II rispetto all'epicentro del sisma del 6/4/2009

Il viadotto Aterno I si trova in rettilineo mentre il secondo viadotto è curvilineo nel suo tratto iniziale. Questi sono ubicati a pochissima distanza (fig. 10) dal punto in cui è stato localizzato l'epi-

centro del recente terremoto aquilano, caratterizzato da picchi di accelerazione al suolo superiori a 0.35g.

A seguito del succitato evento sismico i viadotti non hanno mostrato alcun tipo di danneggiamento alle sottostrutture, mentre sono stati rinvenuti numerosi situazioni degne di attenzione per quanto riguarda gli appoggi (figg. 11,12,13). Numerosi dispositivi presentavano deformazioni residue di oltre il 30% e scollamenti tra la gomma e le piastre metalliche estreme (inferiore o superiore). In particolare le maggiori problematiche sono state riscontrate nel viadotto in curva e localizzate in prossimità delle spalle. Le analisi numeriche successivamente condotte, hanno confermato le impressioni maturate durante i sopralluoghi. Infatti a causa della continuità della soletta si è reso possibile un cinematismo pressoché rigido dell'intero impalcato, che ha determinato le richieste maggiori di deformazioni degli appoggi alle estremità del viadotto (spalle e prime ed ultime pile), in conseguenza di spostamenti di tipo roto-traslatori dell'impalcato stesso.

I risultati delle analisi del modello agli elementi finiti, in cui gli appoggi sono stati considerati con l'effettiva rigidità elastica, hanno evidenziato come le azioni trasmesse alle sottostrutture fossero molto limitate, mentre quelle agenti sui dispositivi di appoggio fossero superiori a quelle limite teoriche, individuate attraverso i criteri di deformabilità prima enunciati. Anche le verifiche di tipo attritivo hanno messo in evidenza situazioni critiche, tuttavia meno diffuse.

E' interessante notare come per questo tipo di appoggi la superficie di scorrimento è risultata essere, nella maggioranza dei casi, gomma-acciaio all'interno dello stesso appoggio, piuttosto che acciaio-calcestruzzo, sebbene in alcuni casi si sia verificato anche questo tipo di scorrimento (vedi fig. 12). Questo si spiega facilmente in quanto negli appoggi in gomma armata la componente coesiva della vulcanizzazione, dopo alcuni anni, può venir meno e l'attrito residuo gomma-acciaio risulta inferiore a quello acciaio-calcestruzzo.

In generale le tipologie di situazioni rinvenute in sito sono risultate coerenti con quanto scaturito dalle analisi e verifiche numeriche effettuate.

Tale caso di studio mette in luce quanto possano essere importanti i benefici della presenza di elementi in neoprene dotati di considerevole flessibilità. A seguito dell'evento sismico non comune, i viadotti non hanno subito alcuna particolare

conseguenza, garantendo l'immediata successiva funzionalità, senza alcun tipo di intervento. Gli appoggi infatti riescono a garantire, ancor oggi, la capacità di sostenimento dei carichi verticali dell'impalcato. Tuttavia, risulta chiaramente necessaria una loro sostituzione, in quanto gli elementi danneggiati non sono nella condizione di garantire un'adeguata rigidità e resistenza nei confronti di eventuali successive azioni orizzontali di considerevole entità.



Figura 11. Dettaglio appoggio pila con scollamento della gomma dalla piastra superiore



Figura 12. Dettaglio dello scorrimento tra la superficie di contatto dell'appoggio con l'intradosso della trave



Figura 13. Dettaglio appoggio spalla con deformazione residua della gomma

## 5 CONCLUSIONI

Gli appoggi in neoprene risultano svolgere un ruolo primario sulla risposta sismiche dei viadotti. Anche in presenza di elementi di limitato spessore, i benefici ottenibili in termini di riduzione delle azioni/deformazioni trasmesse alle sottostrutture risultano non trascurabili. Qualitativamente tali effetti sono inversamente proporzionali alle rigidità delle sottostrutture. Una larga parte del costruito nazionale risulta sottostare a tali vantaggiose condizioni, sebbene la cattiva conservazione del materiale può limitare l'efficacia di tali apparecchi. E' stato riscontrato che, qualora non siano presenti particolari condizioni di aggressività ambientale, il neoprene con alcuni decenni di servizio mantiene sostanzialmente stabili le proprie caratteristiche elastiche. D'altro canto, la cattiva manutenzione a cui è sottoposta la rete viaria nazionale, specialmente per le strade di secondaria importanza, determina un quadro generale di degrado non soddisfacente, in conseguenza del quale appaiono preponderanti le situazioni in cui è consigliabile la sostituzione degli apparecchi in neoprene. Nella larga maggioranza di questi casi, tuttavia, le sottostrutture si presentano in discrete condizioni, pertanto la riabilitazione del viadotto potrebbe avvenire esclusivamente attraverso la sostituzione degli appoggi in neoprene con analoghi elementi di più considerevole spessore (7-9cm), associati alla realizzazione, laddove assenti, di opportuni elementi per la limitazione dei cinematismi dell'impalcato (stopper o ritegni). Infatti risulta chiaro come gli appoggi in neoprene di medio spessore garantiscano la necessaria resistenza e deformabilità nei confronti di azioni sismiche di modesta entità, che, d'altronde, risulta essere la situazione più diffusa sul territorio italiano. Tuttavia, anche in condizioni di terremoti eccezionali, una risorsa fondamentale ai fini della sicurezza strutturale del viadotto è garantita dal sacrificio di tali elementi. Pertanto appare necessario associare sempre a questa tipologia di appoggio degli idonei elementi di contenimento delle travi di impalcato.

## REFERENCES

- Casarotti, C., Pavese, A., 2008., Study of a phenomenological model for elastomeric bearings. *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, 12-17 October 2008, Beijing China.
- CNR 10018, 1987. Apparecchi di appoggio per le costruzioni. Istruzioni per l'impiego. *CNR – Bollettino ufficiale – Norme Tecniche*, anno XXXIII n. 190.
- Cook, R.A., Allen, D.T., Ansley, M.H., 2009. Stiffness evaluation of neoprene bearings pads under long term loads. *Report no. BD545 RPWO#39*. University of California USA
- D.M. 14/01/2008. Norme tecniche per le costruzioni. *Gazzetta ufficiale n. 29 del 4 febbraio 2008*.
- FIB Bulletin n. 39, 2007. Seismic bridge design and retrofit – structural solutions: Part 6: Design for enhanced control of damage.
- Itoh, Y., Yazawa, A., Kitagawa, T., Kainuma, S., Yamamoto, Y., Kutsuna, Y., 2002. Study on environmental durability of rubber bearing for bridges. *IABSE Symposium Melbourne*, 268-269
- Kato, M., Watanabe, Y., Kato, A., Kobayashi, Y., Hiro-tani, T., Shirahama, K., Fukushima, Y., Yoneda, G., 1997. Aging effect on laminated rubber bearings of Pelham bridge. *The 14th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology*, Lyon France, 483-490.
- Kelly, J.M., 1986. Aseismic Base Isolation: Review and Bibliography. *Soil Dynamics and Earthquake Eng.* **5**(3), 202-216.
- Kelly, J.M., Konstantinidis, D., 2005. Seismic Response of Standard Thermal Expansion Bridge Bearings. *Proceedings of the 2005 Bridge Research Conference sponsored by Caltrans and CTF*. October 31 - November 1, 2005, Sacramento, California, USA.
- Kelly, J.M., Konstantinidis, D., 2009. Effect of Friction on Unbonded Elastomeric Bearings. *J. Engrg. Mech.* **135**, 953 - 960.
- Nagarajaiah, S., Ferrell, K., 1999. Stability of Elastomeric Seismic Isolation Bearings. *ASCE Journal of Structural Engineering*, **125**, 946-954.
- Petrangeli, M., 1996. Modelli numerici per strutture monodimensionali in cemento armato. *PhD Dissertation*, Facoltà di Ingegneria, Università "La Sapienza" Roma.
- Tortolini, P., 2011. L'elemento di trave non lineare con interazione M-N-V. *PhD Dissertation*, Facoltà di Architettura, Università "G.D'Annunzio" Chieti-Pescara.
- SETRA, 2007. Laminated elastomeric bearings - Use on bridges, viaducts and similar structures. Technical guide. *Ministère de l'écologie du développement et du de l'aménagement durables, France*.
- UNI EN 1337-3, 2005. Structural bearings - Part 3: Elastomeric bearings