

La vulnerabilità sismica dei ponti a travata

Seconda parte

IN ANNI IN CUI LA MANCANZA DI FONDI OBBLIGA LE AMMINISTRAZIONI A MANUTENZIONI SELETTIVE, L'ADEGUAMENTO SISMICO GENERALIZZATO DI PONTI E VIADOTTI NON RISULTA ESSERE TRA QUELLI PRIORITARI: MEGLIO CONCENTRARSI SUL RISANAMENTO DI APPOGGI E GIUNTI CHE SONO PARTICOLARMENTE AMMALORATI SU SCALA NAZIONALE.

Facendo seguito al lavoro già pubblicato sul fascicolo di Gennaio-Febbraio di **leStrade**, in questa seconda parte viene indagata la vulnerabilità sismica della tipologia di viadotto stradale e ferroviario più diffusa in Italia, ovvero quello a travi poggiate con pile in cemento armato e appoggi in gomma o acciaio-teflon.

Marco Petrangeli
Ingegnere
Professore all'Università
"G. D'Annunzio"
di Chieti e Pescara



1. Il viadotto Molise I, lungo la SS 647 che collega Campobasso con Termoli, un suggestivo esempio di viadotto italiano a travata

2. Rottura di un palo a seguito del terremoto di Kobe del 1995



Nonostante i terremoti italiani degli ultimi 30 anni non abbiamo fatto registrare danneggiamenti significativi ai viadotti a trave appoggiate, le analisi di vulnerabilità condotte recentemente su questa tipologia di opere hanno fornito, in un certo numero di casi, valori delle accelerazioni di collasso molto basse e conseguentemente *alfa* bassissimi anche per via del denominatore molto elevato (azione sismica di verifica), come discusso nella prima parte di questo lavoro [1]. Questi risultati a volte sono giustificati da effettive debolezze strutturali, altre volte invece sono dovuti a una impostazione sbagliata del lavoro di verifica ovvero a una scarsa padronanza della materia.

Nelle verifiche di vulnerabilità delle opere esistenti non si può infatti sommare una serie di scelte prudenziali, che è invece ragionevole adottare in fase di progettazione del nuovo. Sommando una serie di scelte interpretative e di modelli prudenziali si ottiene infatti una sottostima della resistenza sismica della struttura e quindi si fornisce all'Amministrazione parametri poco efficaci ai fini dell'allocazione ottimale delle risorse disponibili per l'adeguamento sismico.

Questo "disservizio" non è stato sempre compreso da parte dei professionisti incaricati delle verifiche, i quali hanno invece reputato di ridurre i rischi professionali fornendo una stima molto prudente della resistenza sismica delle strutture verificate a volte anche nella speranza di convincere le amministrazioni a procedere con interventi di rafforzamento.

A tale proposito, ha fatto scuola la storia di quel professionista che, incaricato della verifica sismica di una struttura situata nelle Marche, consegnò una relazione finale nel quale si indicava una accelerazione di collasso bassissima. Il RUP, anche sulla scorta di risultati analoghi che iniziavano a pervenire, fece allora presente che l'opera in oggetto aveva sicuramente sopportato, senza alcun danno, una accelerazione molto maggiore di quella stimata nella relazione del professionista in occasione del terremoto Umbro-Marchigiano.

Onde evitare di incorrere in questi errori, i tecnici incaricati di tali servizi dovrebbero verificare preliminarmente gli eventi sismici che le strutture oggetto di verifica hanno sopportato nel corso della loro vita.

Questo si può fare grazie a un catalogo della sismicità Italiana [2] che è molto accurato e dettagliato.

Anche quando non esistano registrazioni di un evento nel luogo dove sorge la struttura da verificare è sempre possibile stimare l'intensità che si è avuta nel punto di interesse, utilizzando le leggi di attenuazione che permettono appunto di calcolare, con tutte le approssimazioni del caso, l'intensità dell'azione sismica in un punto, nota quella verificatasi in un altro punto [3][4].

Chiaramente, questo controllo è molto più interessante nel caso di edifici storici che hanno centinaia di anni rispetto a ponti che ne hanno alcune decine.

Tuttavia anche alcune decine di anni possono essere sufficienti, se si pensa ad esempio a tutti i viadotti del centro Italia che hanno sicuramente "sopportato" almeno uno dei tanti eventi recenti a partire da Ancona 1972 finendo con l'Aquila 2009.

Le fondazioni

Dato che in caso di sisma è preferibile evitare danneggiamenti in fondazione, per la difficoltà di intervento e riparazione, la moderna filosofia progettuale antisismica prevede che le fondazioni abbiano una resistenza superiore a quella dei fusti pila. Questo approccio, che prescrive appunto una "gerarchia delle resistenze", non era però consolidato al tempo della progettazione e realizzazione di molti dei viadotti italiani esistenti e pertanto nella analisi di vulnerabilità sismica è sempre consigliabile verificare l'effettiva consistenza e la resistenza delle fondazioni.

In molti casi, sarebbe opportuno impiegare una quota importante delle risorse disponibili per condurre indagini e verifiche sulle fondazioni anche a discapito della misurazione delle velocità delle onde di taglio del terreno, al fine di individuare lo spettro da utilizzare nelle verifiche (cfr. [1]). È noto infatti come in Italia, quando si parla di fondazioni, vi possano essere notevoli discrepanze tra progetto e costruito, discrepanze che non sempre sono riportate nei disegni e nei registri di contabilità.

Dato però che le indagini sulle fondazioni sono molto costose e anche relativamente intrusive, in quanto è come minimo necessario scoprire i plinti che si trovano spesso interrati di alcuni metri o in altri casi in pieno alveo, sovente si omette di effettuarle, anche per non far lievitare i costi delle verifiche di vulnerabilità.

Delle linee guida più chiare su come comportarsi per le indagini in fondazione sarebbero quindi auspicabili, prevedendo anche l'allocazione di apposite risorse ovvero spostando parte di quelle oggi dedicate alla caratterizzazione dei terreni. Le osservazioni che seguono possono essere utilizzate per un primo inquadramento del problema.

Considerato che i costi di indagine sulle fondazioni ed eventuale intervento di rafforzamento sono molto onerosi, si dovrebbe procedere a queste attività solo dove esistano rischi che la rottura delle fondazioni provochi il crollo della struttura. Vediamo quali sono le situazioni più significative per le nostre opere.

Tra le cause che possono portare al crollo dei viadotti ovvero alla loro totale inagibilità vanno annoverati sicuramente i fenomeni di instabilità del terreno di fondazione, soprattutto



to nel caso di pendii acclivi con terreni geotecnicamente "sensibili", situazione per altro abbastanza diffusa sui versanti dell'Appennino meridionale. Molto più rari, ovvero statisticamente insignificanti, sono in Italia i fenomeni di liquefazione del terreno che rappresentano invece il problema fondazionale più diffuso delle aree a sismicità elevata come ad esempio il Giappone.

Relativamente rari, ma comunque possibili, sono i crolli dovuti a ribaltamento di fondazioni dirette e quelli dovuti a rottura molto fragile per tranciamento a taglio dei pali (fig. 2). Quest'ultimo meccanismo può essere critico dove i plinti siano scalzati o con scarsissima copertura, in quanto i plinti interrati hanno spesso una capacità più che sufficiente a sostenere la struttura (vedi le fondazioni miste delle nuove Norme Tecniche [5]). Comunque, il fatto che molti plinti siano in grado di sopportare il peso della struttura sovrastante anche a seguito del danneggiamento dei pali è cosa nota da tempo se è vero che in diversi viadotti italiani a travata (fig. 1), si realizzavano sovente palificate difformi dal progetto, sia per lunghezza che per numero dei pali stessi. Va per altro riconosciuto che, nonostante queste difformità tra progettato e costruito, molti di questi viadotti non presentano il benché minimo segno di cedimento fondazionale. Il problema principale delle fondazioni dei viadotti italiani è piuttosto quello dello scalzamento delle fondazioni in alveo, argomento che sarà trattato in un prossimo lavoro su questa rivista.

Nella valutazione della resistenza delle fondazioni, anche sulla base dei pochi elementi disponibili, è importante comunque tenere conto del fatto che molti meccanismi di danneggiamento ovvero di cedimento o scorrimento localizzato, non portano necessariamente al crollo della struttura anche perché gli impalcati a travi poggiate permettono lo sviluppo di ampi cinematismi prima di crollare. Il riferimento è per esempio a fondazioni dirette o profonde che subiscano forti spostamenti. Questi spostamenti comportano smorzamenti elevati con sviluppo e dissipazione di energia per l'istaurarsi di meccanismi dissipativi di tipo attritivo. La sottostima di questi meccanismi è una delle cause per l'eccessivo allarme che si ottiene dalle verifiche di questo tipo di strutture ma anche, per motivi analoghi, delle opere di ritegno.

Una categoria di opere di cui spesso si sottostima la resistenza sismica sono anche le spalle. Un impalcato che sbatte contro una spalla difficilmente la porta al collasso ma al massimo può danneggiare il paraghiaia. Un impalcato che tira la spalla raramente ne può provocare il ribaltamento ma più semplicemente potrà rompere gli appoggi. È stata infatti pratica progettuale diffusa, quanto erronea, nel caso di impalcato a catena cinematica (con soletta continua), quella di posizionare gli appoggi fissi longitudinali sulle spalle. Questi appoggi, già sottoposti negli anni a sollecitazioni termiche crescenti dovute all'aumento dell'attrito sugli appoggi mobili, possono essere sostituiti con moderni ritegni antisismici che taglino la risposta massima trasmessa dall'impalcato in caso di sisma e al contempo gli permettano di assorbire le deformazioni termiche stagionali senza sviluppare dannose coazioni. Anche in direzione trasversale, con le usuali geometrie delle nostre spalle scatolari e degli impalcati in semplice appoggio, è molto raro che possano verificarsi fenomeni di ribaltamento.

Le pile

Molte analisi di vulnerabilità sismica tendono a concentrare le attenzioni maggiori sui meccanismi di collasso dei fusti pila. Questo avviene in quanto è più facile conoscere geometria e materiali di questi elementi, ma anche perché nell'immaginario collettivo il collasso dovuto al sisma generalmente prevede il crollo delle pile, come effettivamente è avvenuto per i fortissimi terremoti giapponesi e della costa occidentale degli Stati Uniti, complici, in quest'ultimo caso, tipologie costruttive con pile ben più esili di quelle utilizzate nel nostro Paese.

In Italia, invece, la possibilità che le pile dei viadotti stradali e autostradali collassino sotto l'azione sismica è abbastanza

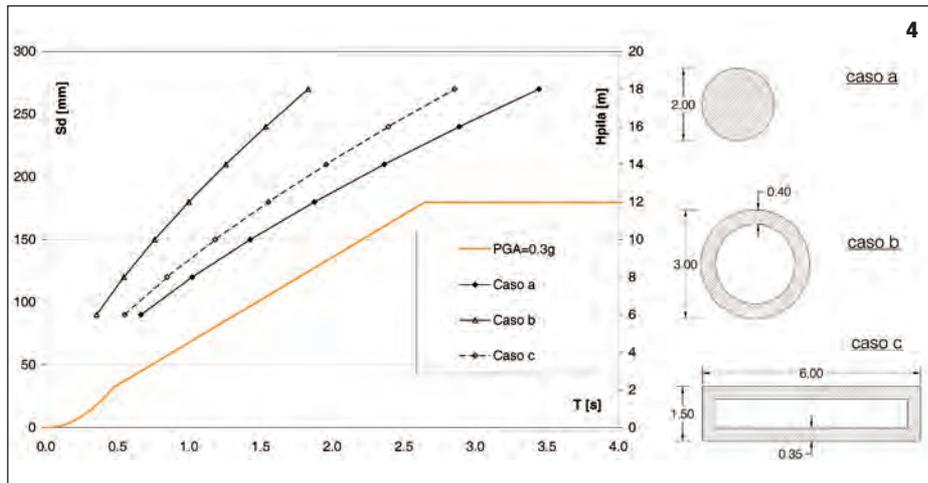


3. Una pila del viadotto Hanshin a Kobe crollata a seguito del terremoto del 1995

modesta, sia perché si sono realizzati fusti pila generalmente sovradimensionati, sia perché gli impalcati non sono solidali ai testa pila e quindi si ha molta dissipazione e danneggiamento in testa ai pulvini, come meglio descritto nel seguito. Si deve, infatti, considerare che il collasso delle pile in cemento armato, a meno delle strutture molto alte che possono perdere di equilibrio per effetti geometrici, avviene generalmente o per rottura a taglio o per rottura a compressione del calcestruzzo, ovvero per una combinazione dei due meccanismi (fig. 3). Dato che, anche in presenza di una armatura a taglio modesta, difficilmente una pila incastrata in fondazione con impalcato poggiato in sommità si rompe a taglio se il rapporto altezza/larghezza è superiore a 3, la percentuale di pile che possono essere soggette a questo tipo di rottura è tutto sommato contenuta.

Tra queste vi sono pile tozze a portale, sicuramente la tipologia più a rischio in caso di sisma e le pile a setto. Queste ultime presentano però una resistenza che generalmente è superiore all'azione sismica medio-bassa di gran parte delle regioni italiane e tendono quindi a trasferire il danneggiamento all'appoggio tra travi e pulvini oppure in fondazione.

Abbastanza inusuale per le pile dei viadotti stradali e ferroviari italiani è anche l'eventualità di una rottura a compressione del calcestruzzo sotto l'azione combinata dei ca-



4. Confronto fra domanda sismica e capacità in spostamento (stimato allo 1.5% dell'altezza) per tre tipologie comuni di pile da ponte

5. Fenomeni molto avanzati di corrosione per un pulvino lungo la SS4 Salaria

ricchi verticali e dei momenti flettenti dovuti al sisma. Le pile da ponte italiane, difficilmente presentano un tasso di lavoro nel calcestruzzo, dovuto ai soli carichi permanenti, superiore ai 2 MPa e avendo quantitativi d'armatura modesti in rapporto alla sezione di calcestruzzo, presentano nella maggioranza dei casi un comportamento duttile.

In definitiva, la rottura dei fusti pila in caso di sisma è appannaggio di regioni con sismicità fortissima dove esistono ponti con fusti pila meno sovradimensionati di quanto generalmente si riscontra sul territorio italiano. A conferma di questa osservazione, per altro abbastanza nota, vi è il fatto che nei terremoti del dopoguerra italiano - dal Friuli all'Abruzzo - non vi sono stati crolli significativi di viadotti con fusti pila in cemento armato.

Un grafico sintetico per quantificare le osservazioni di cui sopra è quello riportato in fig. 4. Qui si rappresenta lo spettro in spostamenti di un terremoto con $PGA = 0.3 \text{ g}$ (linea gialla), ovvero un evento di intensità medio-alta del tipo verificatosi in Friuli, Irpinia e Abruzzo.

Tale spettro è calcolato tenendo conto di uno smorzamento dovuto a meccanismi dissipativi pari al 10%, valore facilmente ottenibile con diverse forme di danneggiamento senza che si abbia il crollo dell'opera.

Sullo stesso grafico sono riportate quindi le curve rappresentative dello spostamento massimo in sommità che pos-

sono avere tre pile da ponte aventi le sezioni rappresentate in figura, ovvero:

- circolare piena diametro 2 metri,
- circolare cava diametro 3 metri,
- rettangolare cava dimensioni 6 x 1.5 metri.

Tali curve sono state calcolate come segue. Si è ipotizzata una massa dell'impalcato gravante su ciascuna pila pari a 600 tonnellate (30 metri di luce per 20 tonnellate a metro lineare). Si è quindi calcolata l'altezza delle pile in funzione del periodo di vibrazione (T) in ascissa nel grafico. Per calcolare l'altezza delle pile corrispondente a un dato periodo (T) si è dovuta prima calcolare la rigidità secante allo snervamento delle tre sezioni, ipotizzando una armatura longitudinale tipica pari allo 0.5% per la pila piena e lo 1% per quelle cave. Si è quindi tracciato sul grafico lo spostamento massimo delle pile assumendo quale valore indicativo l'1.5% dell'altezza, considerando che anche pile con configurazioni geometriche ai limiti del comportamento flessionale (comunemente individuato dal rapporto adimensionale tra altezza della pile e quella della sezione $H/h = 2-2.5$) possono subire tali spostamenti senza crollare [6] [7] [8]. Si ottengono spostamenti che sono sempre superiori a quelli di domanda dello spettro. In altre parole, pile con modesto carico assiale armate secondo la pratica costruttiva corrente degli ultimi decenni dello scorso secolo hanno una resistenza e una duttilità superiore a quanto richiesto dai sismi tipici della fascia appenninica italiana.

I pulvini

I pulvini dei viadotti italiani a travi poggiate versano spesso in un pessimo stato di conservazione a causa della percolazione delle acque di piattaforma dai giunti. Tale degrado in taluni casi è così avanzato che si rischia il collasso per perdita di sezione efficace dell'armatura.

Da un punto di vista della sicurezza sismica questi elementi non sono però critici in quanto sottoposti quotidianamente a sollecitazioni, causate dal transito di veicoli pesanti, comparabili a quelle che si avrebbero nel caso sismico. Si deve poi considerare che la presenza dei trasversi precompressi di testata fornisce una notevole riserva di resistenza in caso di rottura dei pulvini stessi.

Esemplare è stato il caso del viadotto Molise I (fig. 1) dove per errore, nell'intento di eliminare i giunti, si intervenne su alcuni pulvini provocando la rottura degli sbalzi dei pulvini stessi. L'impalcato però non ne risentì affatto in quanto le travi esterne che poggiavano su questi sbalzi vennero sostenute dai trasversi di testata e le reazioni di queste travi trasferite direttamente agli appoggi delle travi interne che poggiavano sulla parte integra del pulvino, sopra i fusti pila.

Gli appoggi

La maggioranza dei viadotti italiani a travi poggiate impiega appoggi in gomma semplice ovvero gomma armata. Gli spessori di questi pacchetti variano da pochi millimetri ad alcuni centimetri. Molto utilizzato è stato un tipo di appoggio da 38 millimetri armato con un paio di lamine di acciaio ma si trovano anche spessori minori, ovvero tappetini di solo neoprene di pochi millimetri fino ad appoggi più ingegnerizzati di

alcuni centimetri, utilizzati per le loro doti di isolamento e comunque per la loro capacità di assorbire gli spostamenti termici e quelli dovuti ai fenomeni lenti del calcestruzzo.

Meno diffusi sono invece i ritegni (*stopper*) anche se a partire dai tardi anni '80 si sono iniziati ad utilizzare anche quest'ultimi, a seguito di alcuni eclatanti fenomeni verificatisi in Giappone e California di perdita di appoggio degli impalcanti. L'utilizzo di questi appoggi in gomma, nel caso di terremoti di intensità medio bassa è molto favorevole in quanto l'appoggio dapprima fornisce un forma di isolamento allungando il periodo proprio di vibrare della struttura e quindi riducendo le sollecitazioni. Per terremoti di intensità maggiore, ovvero al crescere delle sollecitazioni durante l'evolversi della scossa sismica, questi appoggi tipicamente scorrono (fig. 6) introducendo un ulteriore abbattimento della risposta e anche una certa dissipazione di tipo attrittivo.

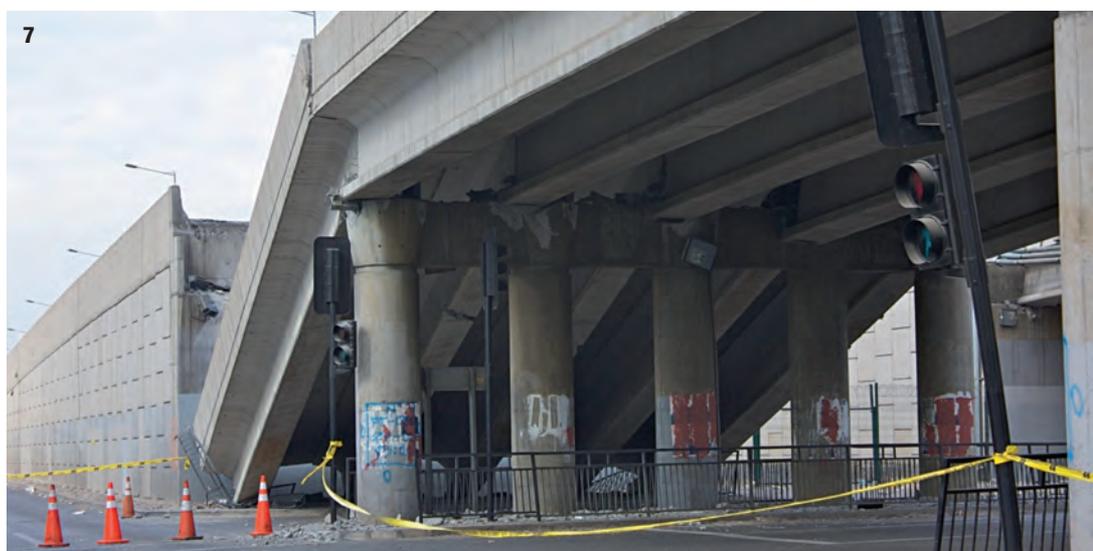
Questi appoggi in gomma hanno quindi un effetto piuttosto positivo per terremoti di intensità medio bassa. Per intensità maggiori i casi sono due. Quando non vi sono ritegni si possono verificare scorrimenti relativi molto elevati tra impalcato e testa pila. Fenomeni di perdita di appoggio da parte dell'impalcato (fig. 7) sono tuttavia rari in Italia dove, con le usuali geometrie, sarebbe necessario avere spostamenti relativi tra travi e pulvini superiori a 50 cm contemporaneamente su tutti gli appoggi, in quanto la presenza di trasversi precompressi di testata garantisce generalmente la stabilità dell'impalcato anche quando si verifica perdita di appoggio per una o due travi, considerato che normalmente si hanno 4 o più travi per impalcato.

Nel caso invece siano presenti dei ritegni, si hanno delle azioni di martellamento una volta che lo spostamento relativo tra impalcato e pulvini supera la dimensione del varco tra ritegni e travi. Tale varco in Italia è generalmente non inferiore ai 5 centimetri e si dimostra [9] come le sollecitazioni nei fusti pila dovute all'azione di martellamento sono raramente superiori a quanto si otterrebbe considerando gli impalcanti solidali alle pile sin dal principio.

Diverso il caso di appoggi in acciaio teflon. In questo caso è possibile che i dispositivi si rompano in quanto calcolati per forze sismiche nettamente inferiori a quelle che effettivamente si sviluppano durante il sisma. In realtà, tali rotture sono meno frequenti di quanto i valori di calcolo farebbero supporre, in quanto tali appoggi disponevano sempre di una notevole riserva di resistenza rispetto alle azioni di progetto. Per altro, non è l'azione massima tangenziale che mette in crisi questi appoggi, quanto la combinazione di questa con le oscillazioni verticali che si sviluppano nelle pile sia per la componente sussultoria del sisma sia per l'effetto di *rocking* delle pile in cemento armato, amplificato dall'eventuale presenza di pulvini molto aggettanti [10].

Di nuovo, se la rottura non porta alla perdita di appoggio, il danno al viadotto è relativamente contenuto, perché con la rottura dell'appoggio si ha una immediata riduzione delle forze trasmesse alle sottostrutture e in generale si innescano comportamenti attrittivi che sono per lo più benefici ai fini della risposta strutturale.

In definitiva, per le zone a sismicità non troppo elevata, quindi per la grande maggioranza del territorio italiano, non sono ne-



cessari interventi di adeguamento del sistema di appoggi né l'inserimento di ritegni. Quest'ultimi vanno invece inseriti nel caso di aree a forte sismicità in presenza di sottostrutture alte dove possono verificarsi spostamenti elevati e quindi perdita di appoggio. Tale situazione si può verificare tipicamente sull'arco Calabro e in alcune zone del Nord Est ma non riguarda generalmente il Centro e Centro-Sud Italia dove la sismicità è relativamente contenuta.

Gli impalcanti

Gli impalcanti realizzati con travi prefabbricate in cemento armato precompresso hanno, nella grandissima maggioranza dei casi, una capacità portante ultima rispetto ai carichi verticali più che sufficiente, non solo a sopportare i moderni carichi stradali e ferroviari, ma anche le azioni sismiche. Questa ridondanza è dovuta in gran parte al calcolo elastico utilizzato nel dimensionamento di questi viadotti. Una stima piuttosto precisa della capacità portante ultima di questi impalcanti si può oggi ottenere ricorrendo ai moderni strumenti di analisi non-lineare. Diverso il caso di travi in precompresso che risultino sensibili a rotture a taglio, elementi per altro non molto comuni con le

6. Il viadotto Aterno II sulla SS17 all'Aquila. Il terremoto del 2009 ha provocato scorrimenti di alcuni centimetri

7. Crollo per perdita di appoggio a Santiago del Cile a seguito del terremoto del febbraio 2010

8. Corrosione di una trave precompressa in testata



Riferimenti bibliografici

1. Petrangeli, M. "La vulnerabilità sismica dei ponti stradali italiani" (Prima parte), **leStrade**, Gennaio-Febbraio 2012, pp. 88-93, ISSN 0373-2916
2. Mappe interattive di pericolosità sismica, <http://esse1.mi.ingv.it>
3. C.A. Cornell. *Engineering seismic risk analysis*. Bull. Seism. Soc. Am., 58:1583-1606, 1968
4. Sabetta F., Pugliese A. "Attenuation of peak horizontal acceleration and velocity from Italian strong motion records" Bull. Seism. Soc. Am., 77:1491-1513, 1987
5. DM 14.01.2008, "Norme tecniche per le costruzioni", 2008
6. Pinto A.V., Velzeretti G., Magonette G., Pegon P., Negro P., Guedes J., "Pseudo-Dynamic Testing of Large scale RC Bridges in Elsa", 11st World Conference on Earthquake Engineering paper n. 2046, 1996
7. Pinto A., Molina J., Tsionis G., "Cyclic test on a Large-scale Model of an existing short Bridge pier (Warth Bridge - Pier A70)", Report n EUR 19901 EN, Joint Research Centre, 2001
8. Pinto A., Molina J., Tsionis G., "Cyclic test on a Large-scale Model of an existing tall Bridge pier (Warth Bridge - Pier A40)", Report n EUR 19907 EN, Joint Research Centre, 2001
9. Tortolini P., Marcantonio P.R., Petrangeli M., Lupoi A., "Criteri per la verifica e la sostituzione degli appoggi in neoprene di viadotti esistenti in zona sismica", Atti XIV Congresso Anidis bari 18-22 sett. 2011
10. Ranzo G., Petrangeli M., Pinto P.E., "Bending induced vertical oscillations during seismic response of RC bridge piers", Int. J. Of Earthquake Eng. and Struct. Dyn., 28(12), 1999
11. Sun S., Kuchma D.A., "Shear behavior and capacity of large scale prestressed high-strength concrete bulb-tee girders", Report NSEL 002, November 2007

usuali geometrie degli impalcati italiani (luci comprese tra 20 e 35 metri ed altezze travi comprese tra 1/15 ed 1/20 della luce). Per chi fosse interessato a questo argomento, si segnala il lavoro sperimentale svolto da Sun e Kuchma [11] con prove di grandissima efficacia anche perché soggette a un monitoraggio estremamente dettagliato e una post-processione tanto sofisticata quanto chiara e sintetica. Le considerazioni di cui sopra valgono ovviamente al netto dell'ammaloramento che si riscontra in una percentuale rilevante dei viadotti italiani a causa della percolazione delle acque di piattaforma in testata e in corrispondenza dei pluviali.

L'ammaloramento in testata riduce la resistenza a taglio delle travi in quanto abbatte drasticamente l'efficacia della precompressione e delle staffe in queste zone, sia per corrosione che per perdita di ancoraggio di entrambi i tipi di armatura. Tale riduzione non sempre comporta una corrispondente riduzione di resistenza ultima delle travi, in quanto tale resistenza resta in molti casi condizionata dalla capacità flessionale in mezzera. Nella valutazione della resistenza ultima a taglio degli impalcati è inoltre necessario considerare che si dispone di una notevole riserva di resistenza grazie alla soletta in cemento armato. Non di meno, la corrosione delle testate è molto grave in quanto può portare alla fessurazione del calcestruzzo e quindi a una ulteriore accelerazione della corrosione delle armature. Da un punto di vista sismico, questi fenomeni hanno però un peso tutto sommato trascurabile in quanto, per i comuni impalcati a travi poggiate, la componente verticale del sisma fornisce sollecitazioni inferiori a quelle dovute agli accidentali mentre la resistenza degli impalcati alle azioni sismiche orizzontali è ovviamente più che sovrabbondante, data la larghezza della soletta e la capacità di quest'ultima di ripartire tali sollecitazioni tra le travi.

I giunti

Anche per quanto riguarda i giunti, il problema principale resta quello della loro tenuta all'acqua mentre è decisamente secondario l'aspetto sismico. Chiaramente, l'ampiezza dei giunti presenti lungo la rete stradale italiana è minore degli spostamenti che si ottengono dal calcolo con le azioni si-

smiche di normativa. Anche qui è però necessario fare attenzione ai seguenti aspetti:

- l'azione sismica per il calcolo dei giunti dovrebbe essere commisurata alla vita utile degli stessi, difficilmente superiore a 20 anni. Non è pertanto ragionevole progettare o verificare i giunti con terremoti aventi periodi di ritorno di diverse centinaia o addirittura migliaia di anni;
- nella maggioranza dei casi il martellamento di giunti per azioni sismiche molto elevate non costituisce un problema, ma può anzi fornire una sicurezza aggiuntiva similmente ai ritegni di testa pila. Si pensi, ad esempio, agli impalcati che martellano sui paraghiaia delle spalle, azione che produce dissipazione e che richiede interventi di riparazione post-terremoto tutto sommato contenuti.

Chiaramente, un giunto rotto può intralciare il normale traffico stradale e quindi può essere necessario allargare i varchi e prevedere giunti adeguati nel caso l'infrastruttura debba rimanere percorribile da mezzi privati senza particolari cautela nei giorni immediatamente successivi a un evento sismico violento. Siamo però sicuri che la priorità sia oggi quella di permettere ai mezzi privati di transitare senza restrizioni sulle strade delle regioni devastate da terremoti distruttivi?

Conclusioni

Considerato il cattivo stato di conservazione di molti dei viadotti italiani e la sismicità tutto sommato contenuta di gran parte del nostro territorio, non pare si possa considerare il problema dell'adeguamento sismico dei viadotti italiani come fortemente prioritario. Molto più urgente è risolvere i problemi di manutenzione di appoggi e giunti dei viadotti a travi poggiate dove la percolazione delle acque di piattaforma, soprattutto nelle aree dove si utilizzano sali antigelo, ha portato a situazioni di degrado molto avanzate che conviene sanare a meno di non trovare nei prossimi anni le risorse per demolire i viadotti esistenti e ricostruirli, magari con delle strutture più funzionali, di maggior pregio architettonico e quindi meno impattanti. Considerata però la cronica mancanza di fondi delle amministrazioni italiane, ma anche il costo ambientale (impronta di carbonio e disturbo all'ecosistema) delle demolizioni e successive ricostruzioni, nella maggioranza dei casi sarà opportuno procedere al risanamento dei viadotti esistenti migliorando, la dove necessario, anche lo loro resistenza alle azioni sismiche.

Tale adeguamento sismico non dovrebbe però sottrarre risorse ad interventi oggi ben più urgenti e necessari, cosa per altro abbastanza condivisa dai principali gestori di reti stradali ed autostradali, se è vero che, a fronte di molte analisi di vulnerabilità sismica, gli interventi di adeguamento si contano sulla punta delle dita.

In alcuni casi questi interventi diventano però l'occasione per mettere in opera sistemi molto complessi e relativamente costosi di protezione sismica, sottraendo risorse per altri scopi. Si fa oggi, infatti, un uso a volte ingiustificato di sistemi di isolamento e dissipazione anche in aree a sismicità medio bassa dove sarebbe sufficiente utilizzare la resistenza e la duttilità che le sottostrutture devono comunque possedere per sopportare le altre azioni permanenti e accidentali senza appesantire l'onere manutentivo del nostro parco infrastrutturale. ■■

(Fine seconda e ultima parte)