

Isolamento sismico e criteri di ottimizzazione tecnico-economica

(Prima Parte)

L'ASSOCIAZIONE DI PARAMETRI DI COSTO QUANTIFICABILI E ANALISI DELLE CARATTERISTICHE CONSOLIDATE DELLA RISPOSTA SISMICA DELLE STRUTTURE È IL FULCRO DI UN APPROCCIO TECNICO-ECONOMICO CHE PUÒ RIVELARSI UTILE NELLA SCELTA DEGLI STRUMENTI DI ISOLAMENTO SISMICO DEI PONTI A TRAVATA. L'OBIETTIVO: OTTENERE LA MAGGIORE EFFICIENZA ECONOMICA DELL'INVESTIMENTO CONSIDERATI I COSTI ASSOCIATI A CIASCUNA SCELTA TECNOLOGICA E PROGETTUALE. DI SEGUITO E IN UN PROSSIMO ARTICOLO DI LESTRADE, TUTTI I DETTAGLI SUL METODO E ALCUNI CASI DI STUDIO.



Marco Petrangeli
Ingegnere
Professore all'Università
di Chieti e Pescara

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



1. Il viadotto sul Sangro lungo la statale SS16 Adriatica

2. Viadotto Tammaro I. Appoggi con ritegni elasto-plastici

3. Il viadotto Tammaro II. In primo piano il vecchio ponte in muratura di attraversamento dell'omonimo fiume

Per l'isolamento sismico dei ponti sono oggi disponibili diverse tipologie di macchine. La scelta tra queste non sempre è condotta sulla base dei criteri di ottimizzazione tecnico-economica ma più spesso è dettata dalla consuetudine del cliente ovvero della regione/nazione dove sorge l'opera. In questo contributo, che presentiamo in due parti (la seconda verrà pubblicata sul numero di aprile), illustriamo anche attraverso alcuni casi di studio le principali soluzioni adottate nell'isolamento dei ponti a travata tentando di individuare alcuni semplici parametri che possano guidare nella scelta di tali apparecchiature. L'obiettivo è quello di ottenere la maggiore efficienza economica dell'investimento una volta considerati tutti i costi diretti e indiretti associati a ciascuna scelta tecnologica e progettuale. Considerato che lo scrivente non crede sia possibile un approccio rigorosamente matematico a questo problema, non tanto per l'aleatorietà degli eventi sismici, quanto per la difficoltà di esplicitare e quantificare tutti i costi associati, si proverà a esplicitare un approccio misto - tecnico-economico appunto - fondato su alcuni parametri economici quantificabili ma anche su alcune caratteristiche consolidate della risposta sismica delle strutture da ponte.

Sismicità di soglia per l'isolamento

Le strutture da ponte sono soggette a forze orizzontali di diversa natura e intensità. Tra queste azioni è opportuno distinguere quelle in direzione trasversale da quelle in direzione longitudinale all'asse del ponte. L'azione trasversale più importante e più frequente, nei viadotti in rettilineo che costituiscono la stragrande maggioranza delle opere esistenti, è quella del vento. A seconda dei luoghi, della conformazione orografica e dell'altezza delle opere, tale azione può essere



La seconda parte dell'articolo sarà pubblicata sul numero di **leStrade** giugno 2013.

molto forte. Per gli usuali viadotti stradali e ferroviari l'azione del vento vale circa 1.5 kPa e quindi può variare tra 5 e 10 kN/m di impalcato. Chiaramente tale valore varia con l'altezza stessa dell'impalcato, dato però che molte normative prescrivono di tener conto della sagoma dei carichi accidentali (3-4 m circa), ecco che la variazione di altezza e la forma dell'impalcato, per le luci correnti, tende ad avere un'influenza tutto sommato contenuta. Oltre all'azione del vento sull'impalcato si ha poi l'azione del vento sulle pile. Questa è chiaramente funzione della sezione e dell'altezza delle stesse. Tranne che per viadotti molto bassi, tale azione può rappresentare una percentuale non trascurabile di quanto calcolato per l'impalcato. Un'azione che non ha componente orizzontale ma causa delle sollecitazioni praticamente equivalenti è quella dovuta all'eccentricità degli accidentali. Questa azione è generalmente più determinante nel caso di pile basse rispetto a quelle alte dove diventa determinante l'azione del vento. In definitiva non si sbaglia troppo se si assume per le forze orizzontali in direzione trasversale una forza equivalente complessiva pari a circa 10 kN per metro di impalcato. In direzione longitudinale, l'azione più importante è sicuramente quella dovuta all'attrito causato dalle escursioni termiche. L'attrito sugli appoggi mobili può raggiungere il 5% del peso proprio arrivando quindi a circa 10 kN/m per un impalcato tipo che pesa dai 150 ai 200 kN/m. Sempre in direzione longitudinale può esserci l'azione di frenatura, azione che raramente raggiunge i valori massimi di progetto prescritti dalla normativa e che tutto sommato non risulta determinante ai fini delle verifiche strutturali in quanto inferiore all'attrito e con un tempo di ritorno di molto superiore. In altre parole, un impalcato subisce escursioni termiche giornaliere e stagionali mentre è molto raro che subisca le frenature limite prescritte dalle normative. In pratica è del tutto eccezionale che un mezzo in frenatura vinca l'attrito degli apparecchi di appoggio e sposti l'impalcato di un moderno viadotto stradale o ferroviario. In definitiva le sottostrutture di un ponte sono generalmente calcolate per resistere ad azioni orizzontali nelle due direzioni che sono comprese tra il 5 ed il 10% dei carichi verticali che devono sopportare (peso proprio dell'impalcato). Considerato che le sottostrutture devono poter sopportare queste azioni in campo elastico si può ipotizzare che la loro resistenza ultima sia almeno doppia e che quindi tale resistenza non sia inferiore al 20% dei suddetti carichi verticali. Ecco quindi che a seconda del livello di duttilità che si è disposti ad accettare in fase sismica, è possibile fissare un'intensità dell'azione sismica al di sotto della quale non è necessario ricorrere all'isolamento. Orientativamente si può ipotizzare di porre tale valore di PGA_{475} in un intervallo compreso tra 0,15 e 0,2 g. Il viadotto sul Sangro lungo la SS16 (fig. 1) è un esempio di struttura che ricadendo in zona a moderata sismicità non è stato isolato. Sono chiaramente escluse da questi ragionamenti le opere speciali, ovvero le grandi opere in muratura e quelle con luci molto grandi portate da funi per le quali è necessario ovviamente entrare nello specifico della risposta strutturale. Lo stesso vale per opere esistenti che non abbiano sottostrutture con resistenza e/o la duttilità sufficiente e per le quali l'isolamento può essere più vantaggioso del rafforzamento.

Isolamento e duttilità strutturale

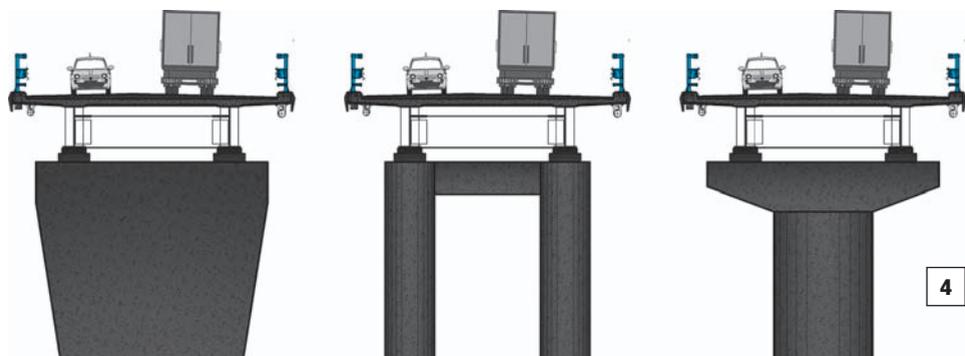
La necessità di isolare un viadotto può sorgere nel caso che, anche in presenza di una sismicità medio-bassa, si abbiano delle sottostrutture poco o affatto duttili. Se per gli interventi di adeguamento sull'esistente la mancanza di duttilità può essere un dato di fatto, nel caso di progettazioni *ex novo* dovrebbe invece sempre essere possibile progettare delle sottostrutture dotate di duttilità adeguata. La duttilità delle sottostrutture dipende in larga misura dal rapporto di forma delle stesse. È possibile ottenere ottime duttilità strutturali da sottostrutture snelle mentre è più difficile nel caso di sottostrutture tozze. Per avere sottostrutture snelle può essere necessario ricorrere, nel caso di altezze contenute, a pile realizzate con più di un fusto. La larghezza delle moderne sedi stradali e ferroviarie è infatti andata crescendo negli anni fino a sorpassare abbondantemente i 10 m, sia per le piattaforme stradali che per quelle ferroviarie a doppio binario. Queste larghezze comportano la realizzazione di pulvini di grandi dimensioni ovvero di pile a setto ovvero ancora di pile a telaio con fusti multipli (fig. 4). Quest'ultima soluzione è la più adeguata e più efficace in quanto non solo è costruttivamente più semplice ma evita anche la fragilità implicita delle pile a setto e il fastidioso effetto di *rocking* che si negli appoggi esterni dei pulvini in forte aggetto dove il movimento flessionale del fusto pila si traduce in una componente verticale che può essere molto dannosa per gli appoggi [1]. In definitiva, ottenere duttilità strutturali dei fusti pila in cemento armato superiori a 3 è un obiettivo facilmente realizzabile se si progetta la carpenteria dei fusti pila con questo obiettivo. Per pile basse, sicuramente per tutte quelle di altezza inferiore ai 10 m, è consigliabile utilizzare pile a telaio con fusti multipli, per pile medio-alte quasi tutte le soluzioni sono adatte in quanto dotate di per sé di un rapporto altezza/larghezza favorevole.

Isolamento e stati limite

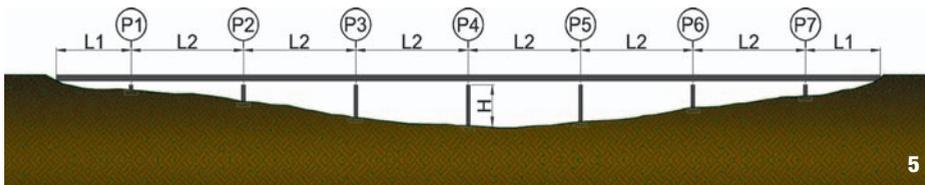
Nella progettazione di un sistema di isolamento, spesso si pensa esclusivamente alle condizioni ultime ovvero si effettua la scelta di questi dispositivi in funzione del terremoto con periodo di ritorno pari o superiore ai 475 anni. In effetti, nella scelta degli isolatori sono altrettanto importanti le azioni con periodo di ritorno minore. Innanzitutto, il terremoto con periodo di ritorno (T_r) di 475 anni ha una probabilità di accadimento durante la vita utile dell'isolatore che è molto bassa. Ipotizzando infatti che queste macchine abbiano una vita utile (T_u) di 25 anni, tale possibilità è di circa il 5% ($p \cong T_u/T_r$) [2]. Questo significa che lo stato dell'isolatore a seguito di tale sisma è trascurabile poiché l'eventuale costo di sostituzione straordinaria post sisma è marginale rispetto al costo normale di esercizio in quanto questo prevede comunque la sostituzione dopo 25 anni. Dato che la possibilità di accadimento del sisma nel corso della vita utile del ritegno è uniforme, l'anzianità media del ritegno all'occorrenza del sisma è pari alla metà della sua vita utile. In definitiva, ipotizzando una vita utile di 25 anni, la sostituzione di questi appoggi dopo un evento sismico con periodi di ritorno pari o superiore ai 475 anni ha un costo marginale del 2,5% sul normale esercizio (sostituzione ogni 25 anni). Considera-

to poi che in questi casi, la parte più costosa dell'operazione di sostituzione non è tanto la macchina in se ma tutta l'ingegneria e le operazioni accessorie in cantiere, si vede che i ragionamenti fatti precedentemente valgono anche nel caso di isolatori con vite utili anche maggiori di 25 anni ma comunque che richiedano una manutenzione straordinaria almeno ventinquennale.

Sulla base delle osservazioni precedenti si capisce come, nel caso di sismi con periodi di ritorno lunghi rispetto alla vita utile degli isolatori, perde di senso economico il problema dello stato post sisma di queste macchine, incluso il problema dell'eventuale ricentraggio ovvero la necessità di recuperare eventuali spostamenti residui dell'impalcato a fine sisma. Dopo questi eventi sono sempre da mettere in conto degli interventi sulle strutture; l'importante è poter contare sulla funzionalità, anche limitata, delle stesse per le attività post sisma. Il costo degli eventuali interventi successivi per cambiare gli isolatori o per recuperare eventuali spostamenti permanenti accumulati dall'impalcato ovvero causati da traslazioni differenziali delle fondazioni rappresenta, come su dimostrato, un costo marginale rispetto al normale esercizio. Molto più interessante e dirimente è invece il comportamento degli isolatori per sismi con periodo di ritorno più breve ovvero con eventi sismici che abbiano un'apprezzabile proprietà di accadimento nella vita utile dei queste macchine. Ancor più dirimente è la risposta di queste macchine alle azioni accidentali dovute a traffico, vento e azioni termiche che hanno un periodo di ritorno tanto inferiore da avere probabilità di accadimento multiple nella vita utile degli isolatori. Si pensi ad esempio alle temperature massime e minime a cui la struttura è sottoposta più volte nel corso dell'anno. Nelle zone a sismicità medio bassa dove le azioni accidentali sono superiori a quelle sismiche con periodo di ritorno breve o comunque comparabile alle azioni accidentali stesse i dispositivi antisismici devono in definitiva essere scelti sulla base delle azioni di esercizio non sismiche. Per queste azioni normalmente si prescrive che questi isolatori restino in campo totalmente rigido/elastico. Diversamente si dovrebbe utilizzare macchine che intervengano con frequenza quasi giornaliera nell'esercizio del ponte. In queste zone sismiche a sismicità medio-bassa, nelle quali per altro ricade la grande maggioranza del territorio italiano, gli isolatori per ponti devono pertanto assicurare la massima economia e funzionalità in esercizio garantendo la protezione dal crollo o dal danneggiamento severo nel caso di sismi di forte intensità. In questi casi lo scrivente ritiene che sistemi di dissipazione ba-



4. Configurazioni tipiche di pile e impalcato di viadotti a travata



5. Profilo del viadotto a travata utilizzato nello studio

6. Curve di risposta in spostamenti per differenti configurazioni degli appoggi fissi

sati su ritegni metallici che si plasticizzano al raggiungimento di una data forza massima di progetto siano le macchine più semplici ed efficaci.

Nelle zone ad alta e altissima sismicità si aprono invece tutta una serie di scenari differenti in quanto l'isolatore in questo caso è chiamato a lavorare con frequenza apprezzabile e come tale diventa economicamente dirimente la sua efficienza post-sisma (funzionalità residua, ricentraggio). Questa situazione è però limitata a poche aree nel mondo e praticamente assente nel territorio italiano dove non si hanno aree afflitte da una sismicità forte e ricorrente come ad esempio in Giappone. Per dare un'idea della differenza che c'è tra queste aree e l'Italia basti ricordare che nell'area di Kobe [3] nel periodo che va da 1900 al 1965 si sono avuti 20 eventi sismici di intensità pari o superiore a quella del terremoto emiliano del 2012, nel solo ventennio 1967-1987 si sono verificati più di 30 eventi sismici con magnitudo pari o superiore a 4.5 e poi nel 1995 si è avuta la fortissima scossa di magnitudo 7.2 che ha causato 5.400 vittime. In questi casi può essere economicamente giustificato l'impiego di isolatori che intervengono anche per sismi con periodo di ritorno medio-bassi e che dopo tali eventi non richiedano di particolare manutenzione. Due sono le tipologie di macchine che possono soddisfare questi requisiti. Una prima categoria è quella degli ammortizzatori viscosi accoppiati a delle molle elastiche ricentranti, la seconda è quella degli appoggi concavi ovvero a pendolo scorrevole (*fiction pendulum*) dove l'attrito fornisce dissipazione e la concavità assicura il ricentraggio. L'aumento degli attriti, l'eventuale alterazione chimico-fisica di alcune componenti e il rilassamento degli stati di coazione delle molle necessarie al ricentraggio sono tutti fattori che possono ridurre l'efficacia di queste macchine. Solo nei prossimi decenni, quando si avrà una casistica estesa sul campo sarà possibile valutare l'efficacia tecnico-economica di questi dispositivi.

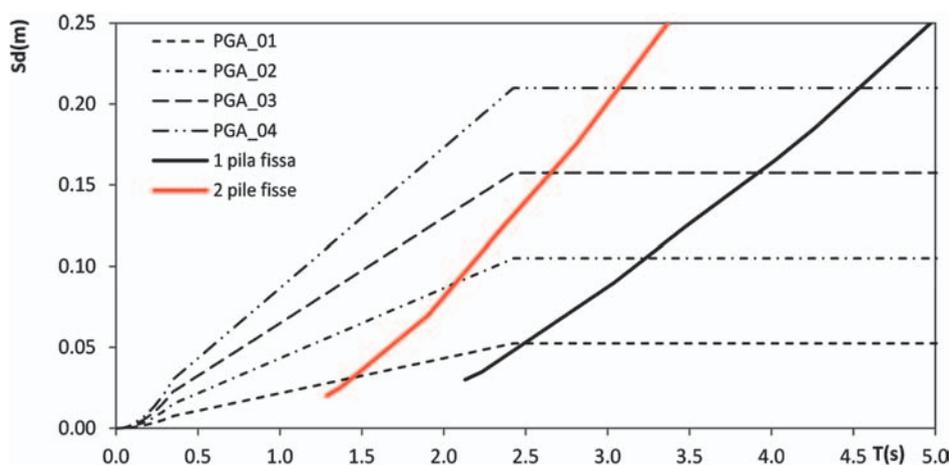
La risposta sismica in direzione longitudinale

Lo schema statico in direzione longitudinale da adottare nei ponti a travata costruiti in zona sismica è a tutt'oggi risolto in modo differente anche per opere con configurazioni geometriche simili. Questo fatto dimostra che non c'è unanimità su quella che è la soluzione ottimale da adottare. Nel seguito è pertanto esposto e analizzato quella che è ritenuta essere la configurazione più efficace per questo tipo di opere con riferimento a regioni con sismicità da medio-bassa a medio-alta tipiche di molte aree della fascia appenninica Italiana. In direzione longitudinale, l'azione accidentale più importante per ampiezza e frequenza è sempre quella termica e, per i viadotti in cap, quella dovuta a ritiro e viscosità. Lo schema vincolare più efficace per ridurre le sollecitazioni associate a queste deformazioni è quello di porre il fisso su di una pila baricentrica. Nelle valli con una orografia (profilo) regolare - si veda l'esempio di fig. 5 dove è raffigurata la geometria del viadotto analizzato nei passaggi successivi - questa scelta porta il più delle volte ad avere il vincolo fisso sulle pile più alte e quindi anche le più flessibili, nel caso molto frequente nel quale si utilizzi lo stesso cassero per tutte le pile. La dove tale flessibilità lo permetta è allora possibile disporre appoggi fissi anche su 2 o più pile senza indurre eccessivi stress termici nelle stesse. Questo schema è generalmente il più efficace anche perché consente di contenere l'escursione dei giunti posti alle due estremità dell'impalcato continuo. Con questa soluzione non è oggi infrequente realizzare travi continue con lunghezze anche superiori a 1 km senza particolari controindicazioni. D'altronde, disponendo gli appoggi fissi in posizione baricentrica, 20 gradi di variazione termica uniforme su di un impalcato lungo 1 km danno un'escursione su ciascuno dei due giunti di estremità, posti ad esempio sulle spalle, di soli 10 cm. Quando si effettuano le verifiche sismiche in direzione longitudinale è facile però che lo schema suddetto porti a delle sollecitazioni eccessive sulle pile fisse. Questo è dovuto al fatto che tutto l'impalcato grava sulla pila/pile fissa/e e che generalmente si ignora l'effetto dell'attrito sulle pile mobili.

L'accoppiamento mediante dispositivi idraulici

Quando non è possibile resistere al sisma in direzione longitudinale con le sole pile fisse è sempre possibile accoppiare altre pile mediante degli apparecchi oleodinamici (*shock transmitters*). Questa soluzione ha il vantaggio di sfruttare le risorse di resistenza e duttilità delle pile fisse aggiungendovi altre pile mediante l'accoppiatore oleodinamico che è una macchina dal comportamento tutto sommato semplice e pertanto ragionevolmente affidabile. Questa soluzione non è però sempre applicabile. In fig. 6 sono riportati gli spettri in spostamenti della normativa italiana per suolo di tipo A e le curve di risposta del viadotto rappresentato in fig. 5 per due diverse altezze di pila (altezza massima pari a 21 e 19 m rispettivamente) a seconda che si adotti una sola pila fissa (P4) ovvero 2 pile fisse (P4 e P5). Nel calcolo della risposta si sono ipotizzati fusti pieni in cemento armato di sezione rettangolare pari a 3*4,5 metri armati con lo 0,33% di armatura longitudinale. Le curve di risposta della struttura hanno periodo variabile in quanto

6



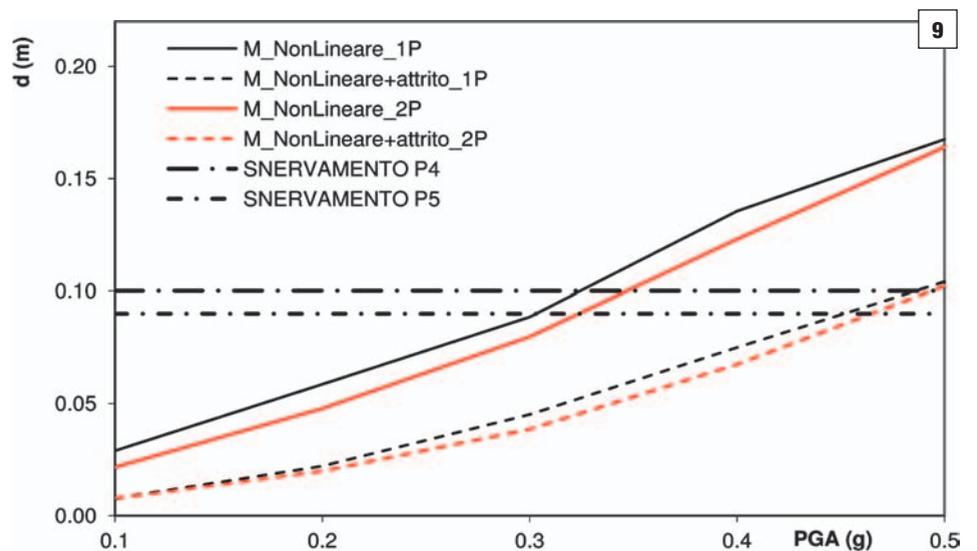
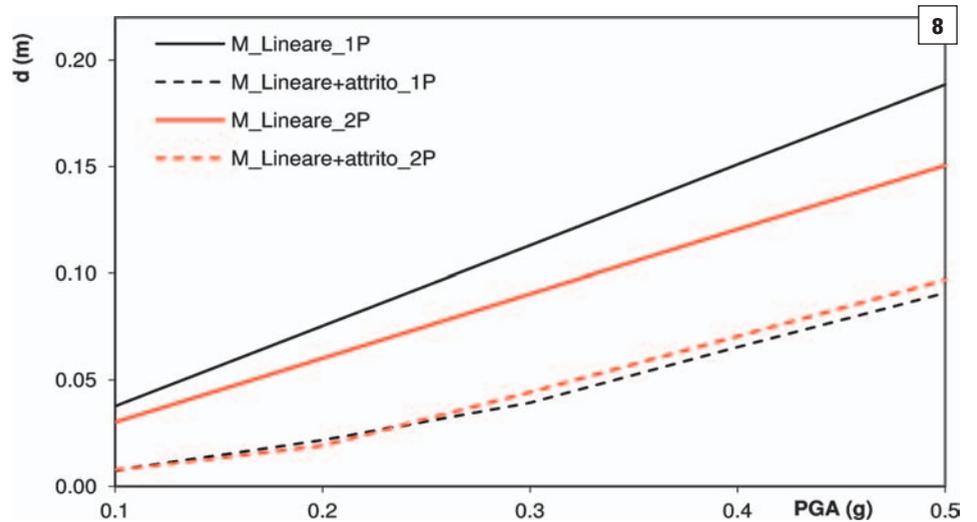


7. Il viadotto Tamaro I lungo la statale 212

all'aumentare dell'azione sismica si ha un aumento del periodo proprio di vibrare per fessurazione e quindi snervamento della sezione di base delle pile stesse. Si vede che per viadotti con periodo proprio elevato, ovvero con pile flessibili o di cui si stia già sfruttando una elevata duttilità facendole lavorare in campo plastico, l'accoppiamento di ulteriori pile può non portare ad una significativa riduzione della risposta in spostamenti e quindi delle tensioni/duttilità associate. Questi casi sono abbastanza frequenti, soprattutto per viadotti con molte campate. L'accoppiamento funziona invece bene per viadotti corti ovvero con poche campate. In questo caso facendo lavorare più pile mediante accoppiatori, la riduzione di massa che ciascuna pila deve portare è percentualmente rilevante e si possono ottenere delle riduzioni significative della risposta. L'uso di *shock transmitter* può non essere sufficiente nel caso di regioni a forte sismicità dove è necessario ridurre drasticamente le forze che l'impalcato passa alle sottostrutture. In questo caso l'isolamento è d'obbligo e come tale valgono le considerazioni sviluppate nei paragrafi successivi. Prima di discutere le soluzioni che posso essere utilizzate in questi casi è però necessario valutare l'errore che si commette nel trascurare l'attrito sulle pile mobili. Come vedremo questo errore è molto forte e si tende quindi a sopravvalutare l'impegno delle pile fisse longitudinali in caso di evento sismico.

L'effetto dell'attrito sugli appoggi mobili

Nonostante un moderno appoggio in acciaio teflon abbia, appena installato, un attrito molto basso, diciamo dell'ordine del 1%, con il passare del tempo si ha un inevitabile aumento dovuto all'esposizione agli agenti atmosferici. Questo è un dato che ben conosce chi si occupa di vari a spinta. Difficilmente in questi vari che avvengono spesso con slitte in acciaio teflon si ottengono valori di attrito radente inferiori al 2%. Più spesso questo valore è compreso tra il 2 ed il 3%. L'attrito di primo distacco è invece sempre molto superiore, difficilmente meno del 4%. Ora è molto ragionevole assumere che un appoggio in esercizio da alcuni anni abbia valori paragonabili o comunque non di molto inferiori a quelli che si misurano in fase di varo. In effetti, in fase sismica l'attrito radente può essere ancora superiore a quello che si misura in fase di varo per via del comportamento viscoso del teflon che per velocità di spostamento sismiche tende ad indurirsi [4 e 5] e quindi a far aumentare le forze di attrito. Ipotizzeremo pertanto, nei calcoli che seguono, che l'attrito radente sugli appoggi mobili sia pari al 2% circa.



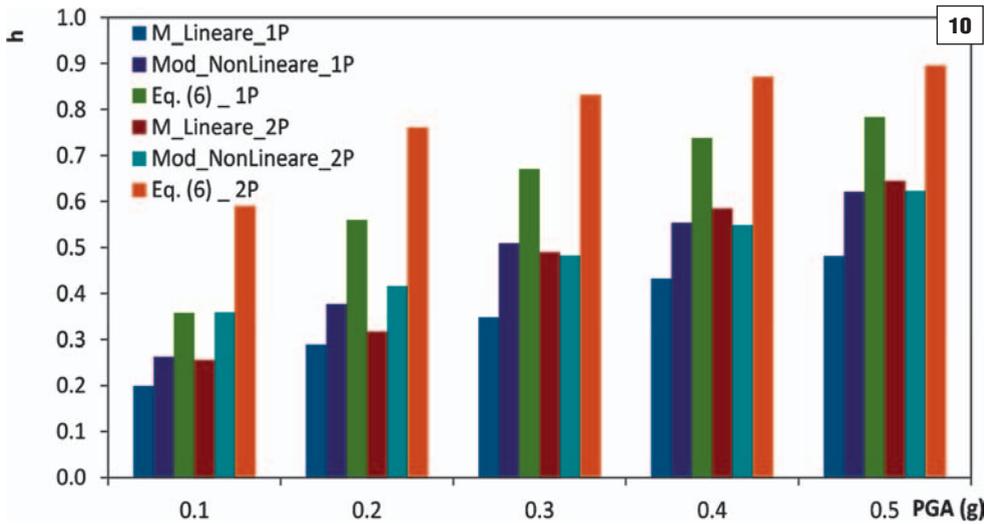
In caso di sisma si ha pertanto che tutti gli appoggi scorrevoli sulle pile dissipano energia. Tale dissipazione (E_{fric}) per una oscillazione (ciclo) completa è uguale a quattro volte il prodotto dello spostamento longitudinale dell'impalcato $\pm\Delta l$ per la forza di attrito $\pm F_{att}$.

$$E_{fric} = 4 \Delta l F_{att}$$

1

8. Risposta longitudinale massima modello con pile lineari con e senza attrito degli appoggi mobili

9. Risposta longitudinale massima modello con pile non-lineari con e senza attrito degli appoggi mobili



10. Riduzione della risposta dovuta all'attrito (2%) sugli appoggi unidirezionali longitudinali

Ricordando la formula che esprime lo smorzamento equivalente di un oscillatore [6] come il rapporto tra l'energia dissipata e quella elastica:

$$\xi = \frac{1}{4\pi} \times \frac{E_{\text{fric}}}{E_{\text{elast}}} \quad 2$$

Supponendo che in direzione longitudinale le forze d'inerzia siano portate da una o più pile fisse di rigidità totale pari a K_{eff} si ha che l'energia elastica vale:

$$E_{\text{elast}} = K_{\text{eff}} \frac{\Delta l^2}{2} \quad 3$$

Sostituendo (1) e (3) in (2) si ottiene quindi uno smorzamento equivalente pari a:

$$\xi = \frac{1}{4\pi} \times \frac{E_{\text{fric}}}{E_{\text{elast}}} = \frac{4\Delta l F_{\text{att}}}{K_{\text{eff}} \frac{\Delta l^2}{2}} = \frac{2}{\pi} \times \frac{F_{\text{att}}}{K_{\text{eff}} \Delta l} \quad 4$$

Si vede che l'espressione precedente si può ulteriormente semplificare sostituendo alla forza di attrito il 2% della massa gravante sugli appoggi mobili (Σm_i) per l'accelerazione di gravità e al denominatore il prodotto della massa complessiva dell'impalcato (M) per il coefficiente di risposta in accelerazione S_a del viadotto in direzione longitudinale.

$$\xi = \frac{2}{\pi} \times 0.02 \times g \times \frac{\Sigma m_i}{S_a \times M} = \frac{2}{\pi} \times \frac{0.02 \times g}{S_a} \times k \quad 5$$

con k rapporto tra la massa dell'impalcato gravante sugli appoggi scorrevoli e quella complessiva.

Se si dispone di pile flessibili e/o duttili ovvero isolate, in direzione longitudinale questi ponti hanno periodi di oscillazione elevati e coefficienti di risposta in accelerazione relativa-

mente modesti. Questo è tanto più vero quanto maggiore è la lunghezza dell'impalcato e quindi la massa che grava sugli allineamenti fissi. Nella pratica progettuale è possibile progettare ponti a travata continua che in direzione longitudinale, in fase sismica, hanno un'accelerazione massima dell'ordine di 0,1 g e comunque difficilmente superiore a 0,2 g. A questi valori di risposta, dall'eq. (5) si vede che si ottengono smorzamenti equivalenti dovuti all'attrito sugli appoggi mobili che sono compresi tra il 10 ed il 20 % circa. Tale meccanismo smorzante sommato a quelli che si hanno per altri meccanismi dissipativi presenti nella struttura fa sì che è molto facile raggiungere un valore complessivo di smorzamento, in direzione longitudinale, superiore al 20%. Questo smorzamento effettivo, associato a un minimo di duttilità delle sottostrutture in cemento armato riduce di molto i casi in cui è realmente necessario ricorrere a dispositivi antisismici.

Con riferimento al viadotto di fig. 5, si riportano i grafici con le risposte massime longitudinali in spostamento di tale viadotto nel caso di una e due pile fisse. Nel primo grafico (fig. 8) è riportata la risposta nel caso di comportamento elastico delle pile, con e senza attrito. Nel secondo grafico (fig. 9) la stessa risposta modellando però le pile con elementi finiti non lineari a fibre.

Si vede come la riduzione di risposta nel caso in cui si tenga conto dell'attrito sugli appoggi mobili è fortissima, ancor più di quanto si può ricavare dal calcolo dello smorzamento equivalente di eq. (5). Noto tale smorzamento è, infatti, possibile calcolare la riduzione della risposta spettrale (η) sulla base della seguente formula [7]:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \quad 6$$

La riduzione della risposta per i 4 casi di cui sopra (1 e 2 pile fisse, comportamento lineare e non-lineare) e quanto ottenuto con le formule (5) e (6) è riportato in fig. 10. Questo grafico dimostra come effettivamente la riduzione della risposta dovuta all'attrito è maggiore per lo schema con una sola pila fissa, non tanto perché questa configurazione sia più flessibile e quindi abbia spostamenti maggiori ma più semplicemente perché si ha un appoggio scorrevole in più che contribuisce alla dissipazione di energia. Gli spostamenti dell'impalcato con una e due pile fisse sono infatti pressoché coincidenti, con la sola eccezione del caso con pile elastiche senza attrito dove l'incremento di rigidità dello schema a due pile fisse comporta una conseguente riduzione degli spostamenti massimi. Osservando il grafico di fig. 10 si osservano infine le seguenti due cose: l'abbattimento della risposta, dovuta all'attrito, è maggiore nel caso di modelli lineari rispetto a quelli non lineari dove evidentemente la non linearità di comportamento delle sottostrutture è, essa stessa, fattore di riduzione della risposta e quindi di riduzione dell'effetto dovuto al solo attrito. La stima della risposta ottenuta utilizzando le eq. (5) e (6) sottovaluta l'effetto dell'attrito. Questo è probabilmente dovuto al fatto che la eq. (6) è conservativa nello stimare la riduzione spettrale η quale funzione dello smorzamento efficace ξ . ■

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. Baron, 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).