

Lo scalzamento delle fondazioni in alveo

# Il caso dei ponti storici del medio versante adriatico

MARCO PETRANGELI, MASSIMO PIETRANTONI, LEONARDO CALVANI

La fascia costiera che include il Molise, l'Abruzzo e le Marche presenta caratteristiche morfologiche ricorrenti che si riflettono nello sviluppo infrastrutturale e nella tipologia di opere d'arte utilizzate.

In queste regioni, strade e ferrovie corrono lungo la fascia costiera, il più possibile vicino alla costa per cercare di minimizzare l'interferenza con i rilievi collinari i quali, disposti in dorsali perpendicolari alla costa, tendono ad arrivare quasi fino al mare in un succedersi di valli di larghezza relativamente contenuta. Ciascuna di queste valli è ovviamente solcata da un corso d'acqua a carattere più o meno torrentizio. Tutte le infrastrutture stradali e ferroviarie di questa fascia adriatica si trovano a dover attraversare questi corsi d'acqua. Le infrastrutture storiche di questa zona sono due: la strada statale Adriatica (S.S. 16) e la Ferrovia. Nelle valli più ampie, dove gli insediamenti sono più numerosi, è presente inoltre una viabilità più sviluppata ed in questo caso si hanno più ponti che attraversano lo stesso corso d'acqua a diversa distanza dalla foce.

In definitiva, in questo tratto di fascia periadriatica si incontrano circa una dozzina di corsi d'acqua principali, ciascuno di essi attraversato da un numero variabile (tipicamente da 2 a 5) di ponti, realizzati prima della guerra e nell'immediato dopoguerra, che scavalcano questi fiumi, ma anche loro affluenti e corsi d'acqua minori a carattere torrentizio. Queste opere hanno fondazioni superficiali o comunque approfondite di pochi metri sotto il piano campagna e pertanto sono particolarmente sensibili ad azioni di scalzamento.

Per tutte queste opere, spesso archi in muratura, ma anche opere pioneristiche in cemento armato, si pone oggi un problema di sicurezza idraulica, accentuata da fenomeni evolutivi degli alvei, dalla crescente vetustà delle opere stesse e forse anche da alcuni fenomeni riconducibili ai cambiamenti climatici di cui tanto si discute, ma i cui effetti non sono ancora oggi completamente identificati



## I ponti esistenti ed il rafforzamento delle fondazioni

Il rafforzamento delle fondazioni dei ponti esistenti si può ottenere con diversi tipi di interventi. Sostanzialmente si tratta di approfondire le fondazioni originali dei ponti con pali e/o micropali ovvero con diaframmi. La fattibilità tecnica di questi interventi non è in discussione; quello che invece è spesso argomento di dibattito è la convenienza economica di questi interventi, a fronte di opere che non sempre hanno un valore storico-architettonico tale da giustificare il loro adeguamento indipendentemente dai risultati dell'analisi costi-benefici.

Nell'analisi costi-benefici è poi spesso necessario tener conto di altre voci di

**Figura 1** – Il ponte del Fiastra danneggiato a seguito dell'evento alluvionale del 2011

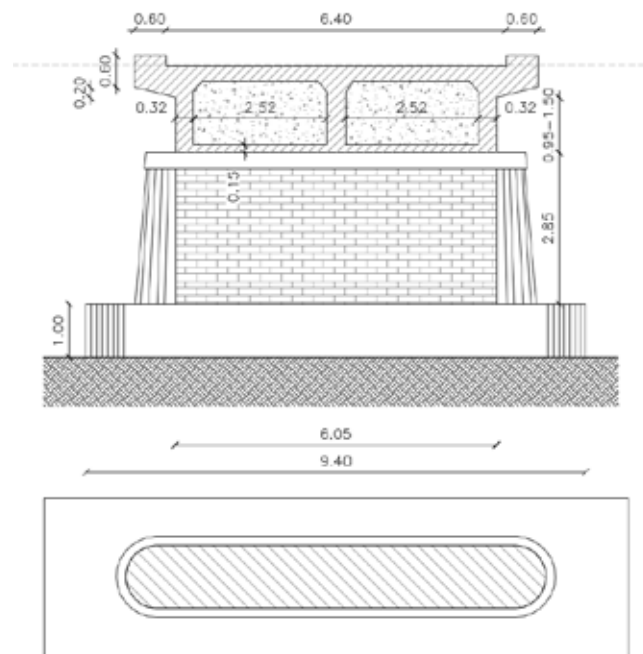


spesa in aggiunta a quelle per il rafforzamento delle fondazioni. Le più comuni sono quelle associate al ripristino di ammaloramenti, soprattutto per le opere in cemento armato, ed all'allargamento delle piattaforme stradali di larghezza inadeguata, operazione che il più delle volte richiede anche il rafforzamento delle strutture portanti. Questi interventi sulle sovrastrutture sono spesso di importo tutto sommato contenuto ovvero economicamente competitivo rispetto al costo di demolizione e ricostruzione, anche tenendo conto degli oneri indiretti dovuti all'interruzione del servizio.

I costi degli interventi in fondazione possono pertanto costituire l'elemento discriminante ai fini della valutazione della fattibilità dell'intervento di rafforzamento e quindi della salvaguardia dell'opera. Tali costi potrebbero in molti casi essere drasticamente ridotti se si adottassero soluzioni meno conservative di quelle che, in mancanza di una esperienza consolidata, vengono oggi utilizzate. Queste prevedono il più delle volte di trasferire tutto il peso dell'opera ai nuovi interventi, con costi quindi elevati anche perché non è sempre possibile intervenire in asse alle pile dall'alto, ma è spesso necessario lavorare in adiacenza alle stesse sotto l'impalcato con lavorazioni laboriose e con vincoli per le tecnologie da adottare e con la necessità di dover quindi prevedere adeguati elementi per il trasferimento del carico.

### Le fondazioni esistenti

Le fondazioni dei ponti esistenti realizzati all'inizio del secolo scorso e fino a tutto il secondo dopoguerra hanno per lo più forma rettangolare allungata in quanto ricalcano la forma delle pile che è tipicamente a setto, tanto per gli ar-



**Figura 2** - Schema di pila e fondazione tipica dei viadotti storici in muratura e/o cemento armato

chi, dove questa è una scelta obbligata, quanto per i primi impalcati in cemento armato, dove l'utilizzo di 3 o più travi e l'altezza generalmente contenuta delle pile consigliava l'adozione di un unico fusto piuttosto che di fusti singoli. Dato che i ponti avevano larghezza variabile dai 6 ai 10 metri circa, le fondazioni avevano larghezze analoghe, ma spessori più ridotti in quanto sufficienti ai carichi che provenivano dall'impalcato con luci che tipicamente variavano tra i 10 ed i 20 metri anche se vi sono esempi di ponti con luci fino a 30 metri.

La realizzazione delle fondazioni di questi ponti era condizionata dalla capacità di mantenere all'asciutto lo scavo del plinto, fosse esso in muratura o in conglomerato cementizio. Anche durante la stagione secca ricorrendo a tutti gli artifici possibili ed ovviamente alle pompe già diffuse nel primo dopoguerra, si riusciva a scendere fino ad un massimo di 3 metri circa dalla quota usuale dell'alveo.

Da questa quota, per le opere di maggior importanza e per i fiumi più grandi, si poteva quindi mettere in atto un consolidamento mediante pali battuti in legno o in



**Figura 3** - Realizzazione delle fondazioni del ponte sul torrente Fiastra nel 1955

calcestruzzo. Queste sottofondazioni non fornivano però un adeguato incastro al plinto di fondazione e quindi non erano in grado di fornire adeguata resistenza nel caso di scalzamenti eccezionali. Considerato però che le fondazioni venivano protette con soglie o rivestimenti in materiale lapideo di varia fattura, si riusciva in definitiva a dotare questi ponti di sufficiente resistenza rispetto agli scalzamenti che si verificavano in occasione delle piene stagionali.

### Gli interventi di rafforzamento esistenti

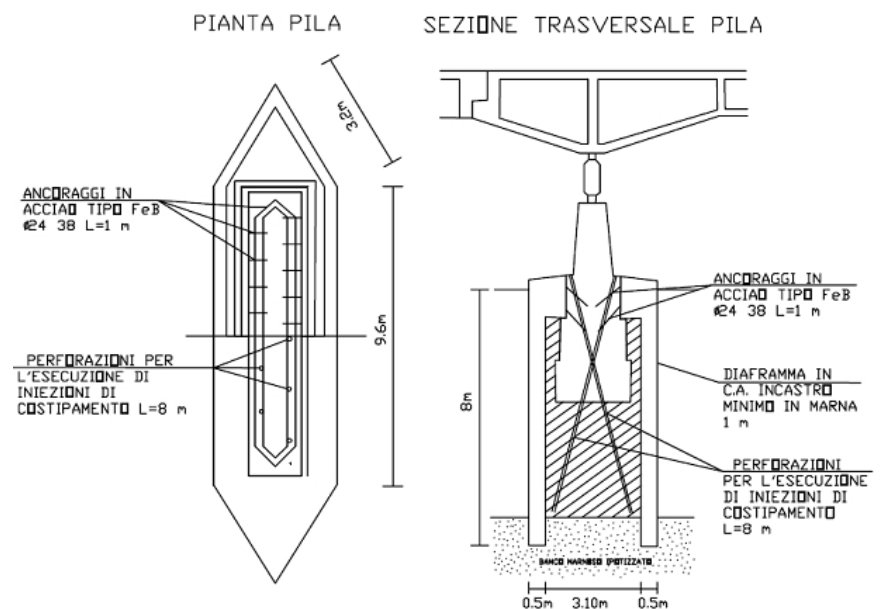
Con la riduzione del trasporto solido, in parte anche provocato dalla creazione di invasi artificiali a monte, e l'avvio (o aggravamento) di fenomeni erosivi, già dagli ultimi decenni del secolo scorso si sono resi necessari interventi di rafforzamento delle fondazioni.

Essendo state affinate nel frattempo le tecniche di perforazione e scavo sotto falda, là dove si è reso necessario rafforzare questi ponti, si sono realizzate delle paratie attorno alle fondazioni esistenti con diaframmi o con pali accostati. Queste cuffie venivano approfondite quanto necessario a sopportare gli scalzamenti massimi di progetto, tenendo conto che la loro elevata estensione perimetrale era generalmente più che soddisfacente a garantire una adeguata resistenza alle

azioni verticali ed orizzontali. Già al tempo ci si poneva ovviamente il problema di dover collegare queste cuffie perimetrali alla pila e alle fondazioni esistenti e certamente ci si era accorti che volendo affidare tutto il carico a questo collegamento, cioè volendo trasmettere l'intero carico del ponte dalle fondazioni esistenti a queste cuffie perimetrali, era necessario prevedere un gran numero di inghisaggi. Tali inghisaggi si potevano per altro realizzare con relativa facilità in quanto le fon-

dazioni esistenti erano in muratura o in conglomerato di qualità modesta. Certo la loro realizzazione richiedeva un impiego di manodopera non indifferente, ma a quel tempo i costi non erano così proibitivi come ai giorni d'oggi. Questi interventi, che sono stati in molti casi risolutivi, mostrano però degli evidenti limiti di efficacia tecnico-economica. Il costo è chiaramente il primo fattore: la realizzazione di una struttura perimetrale profonda attorno alle fondazioni esistenti è ovviamente onerosa in quanto tali fon-

**Figura 4** - Rafforzamento della fondazioni del viadotto sul Chienti a Montecosaro realizzato nel 1980





dazioni hanno una estensione notevole proprio per il fatto di essere di tipo diretto.

Un costo indiretto dell'intervento è anche dovuto alla laboriosità delle lavorazioni necessarie alla sua implementazione, dovendosi realizzare delle ture all'asciutto dove portare i macchinari per lo scavo e dovendo quindi lavorare in buona parte sotto l'impalcato con altezze molto modeste che allungano i tempi di perforazione e successiva posa delle armature. Questi interventi sono però poco efficaci anche dal punto di vista del comportamento statico ed idraulico. La forma allungata delle fondazioni fa sì che queste cuffie non esplicino una buona azione cerchiante per cui per il collegamento alla vecchia fondazione è necessario ricorrere agli inghisaggi. Da un punto di vista idraulico inoltre, queste cuffie creano un ulteriore restringimento della sezione idraulica, restringimento che percentualmente può essere significativo in quanto le luci di queste opere sono molto modeste. A fronte di questo restringimento si ha pertanto un aumento dello scalzamento locale ed una riduzione della sezione complessiva di deflusso con tutte le controindicazioni del caso.

## Il calcolo delle portate

Come è noto, le portate di piena dei corsi d'acqua vengono valutate in termini probabilistici stimando il legame tra portata  $Q$  e tempo di ritorno  $T$  (intervallo temporale medio tra due successivi superamenti del valore di  $Q$ ). Vi sono diversi metodi idrologici per la stima della portata di piena. Quelli più comunemente impiegati sono:

- il metodo razionale
- i modelli del tipo afflussi-deflussi
- l'analisi statistica delle serie storiche di portata
- i metodi di regionalizzazione statistica

Nei casi in cui la sezione di interesse è sprovvista di stazioni di misura idrologicamente rappresentative, è opportuno impiegare più di uno dei metodi indicati,

comparare i risultati e scegliere i valori di portata che appaiono riflettere meglio la situazione locale del tratto di corso d'acqua indagato.

**Il metodo razionale** fornisce una stima della portata al colmo per piccoli bacini in cui siano trascurabili gli effetti di invaso, dipendenti da fattori naturali o artificiali.

**I modelli afflussi-deflussi** fanno riferimento a una serie di procedure messe a punto per la trasformazione in portate degli afflussi meteorici. A rigore anche il metodo razionale appartiene a questa categoria, ma l'estrema semplicità applicativa porta comunemente a considerarlo a parte. Elemento comune a questi due metodi è l'analisi statistica dei dati pluviometrici relativi alle precipitazioni intense, che costituisce il dato di input. Le procedure sono applicabili a bacini di dimensioni da piccole a medie e consentono di definire la portata al colmo e l'idrogramma di piena, tenendo conto del tipo e uso del suolo, degli invasi, delle aree urbanizzate e degli affluenti.

**L'analisi statistica delle serie storiche di portata** permette di stimare il valore della portata al colmo in funzione del tempo di ritorno. Il metodo è particolarmente utile nel caso in cui la sezione di interesse coincida o sia prossima a quella di misura; ovviamente l'attendibilità dei risultati cresce con l'estensione della serie storica dei massimi valori istantanei annui disponibili.

**I metodi di regionalizzazione statistica** sono usati per stimare i valori delle portate di piena in sezioni non strumentate che sottendono bacini idrografici di dimensioni medio-grandi. Consistono nell'utilizzare l'intera informazione idrometrica disponibile all'interno di una regione idrologica omogenea e nell'impiegare leggi di regressione statistica per mettere in relazione il valore della portata di piena di un dato tempo di ritorno con le caratteristiche fisiografiche, idrologiche e meteorologiche del bacino idrografico.

Nella pratica progettuale, le opere idrauliche vengono dimensionate considerando la portata di piena associata ad un dato tempo di ritorno, il quale cresce con l'importanza dell'opera.

I criteri di progettazione idraulica per i ponti sono disciplinati dal Decreto Ministeriale 14/01/2008 che fissa la piena di progetto riferita ad un tempo di ritorno non inferiore a 200 anni. Alcuni Enti fissano condizioni di progettazione più gravose a seconda dell'importanza dell'opera.

## Lo scalzamento. Forma ed ampiezza

I fenomeni di scalzamento sulle fondazioni dei ponti sono la conseguenza dell'azione erosiva della corrente, che scava e trasporta a valle il materiale che costituisce il fondo dell'alveo. Le dimensioni del fenomeno dipendono dalla capacità erosiva della corrente, dalla resistenza all'erosione del materiale d'alveo e dal bilancio del trasporto solido entrante e uscente nella sezione del ponte.

La stima della profondità massima potenzialmente raggiungibile dallo scavo è resa complessa dalla natura ciclica del fenomeno; gli scavi massimi si verificano infatti durante gli eventi alluvionali e in particolare al passaggio del picco di portata e tendono ad essere riempiti, parzialmente o totalmente, nella fase di esaurimento dell'idrogramma di piena.

Il fenomeno dell'erosione alla base delle pile dei ponti è in genere il risultato della sovrapposizione di tre diversi processi:

1. abbassamento (innalzamento) dell'alveo in prossimità del ponte, per variazioni globali della morfologia di fondo indipendenti dal ponte stesso (general scour);
2. erosione generalizzata provocata dal restringimento della sezione idraulica per la presenza della struttura del ponte a cui è associato l'incremento della velocità della corrente (contraction scour);
3. erosione localizzata alla base delle pile e delle spalle dei ponti dovuta alla deviazione e concentrazione delle linee di flusso della corrente che causa aumenti locali della velocità (local scour).

La profondità totale di scavo, data dalla somma dei tre effetti stimati indipendentemente, è variabile nel tempo e nello

spazio, ma la pratica professionale tende a stimare, in prima approssimazione, i livelli di scavo massimi dovuti ai tre effetti, come se fossero stazionari. Questo porta in genere a sovrastimare tale profondità in quanto i tre meccanismi non sono sincroni e quindi i massimi non sono direttamente sommabili.

L'erosione localizzata, che è una delle cause più frequenti di crolli e danneggiamenti dei ponti, è dovuta alla formazione di vortici alla base delle pile. I cosiddetti vortici a ferro di cavallo sono causati dall'arresto della corrente idrica sulla superficie di monte della pila che genera, a causa del gradiente delle pressioni di ristagno lungo la verticale, un flusso verso la base della pila stessa dove si originano vortici in grado di asportare il materiale d'alveo. All'aumentare della profondità di scavo l'energia del vortice tende a diminuire e l'escavazione tende a raggiungere una profondità di equilibrio. Anche a valle della pila si formano dei vortici ad asse verticale la cui intensità diminuisce rapidamente all'aumentare della distanza dalla pila per cui, in genere, a valle del ponte si ha la deposizione del materiale asportato. I principali fattori che influenzano questa forma di erosione sono la velocità, la profondità della corrente, la larghezza e la forma della pila, l'angolo d'attacco della corrente, la natura del materiale d'alveo e la presenza di detriti trasportati. Un fattore determinante da considerare per il valore dello scalzamento locale è la quota di trasporto solido proveniente da monte:

nel caso di assenza di trasporto (clear water scour), o con trasporto solo in sospensione inferiore alla capacità di trasporto della corrente, si ha uno scalzamento che cresce progressivamente fino al massimo potenziale; nel caso di presenza di trasporto solido da monte (livebed scour), si ha un fenomeno ciclico che produce il massimo scavo in fase crescente della piena e riempie parzialmente la buca di scavo nella fase discendente.

La zona di maggior scavo è di solito collocata sulla faccia di monte della pila. La maggior capacità di deposito misurabile a valle della pila definisce una zona separata da quella di monte con scavi assoluti inferiori. La forma tipica dello scalzamento locale per una fondazione rettangolare allungata è quella rappresentata in Fig. 5.

Molte analisi di campo condotte negli Stati Uniti evidenziano comunque che la forma dello scalzamento è molto variabile e dipendente da specifici fattori del sito in esame come le caratteristiche geometriche del ponte, la conformazione dell'alveo, il terreno di fondazione, le opere di protezione dall'erosione etc..

Per valutare l'ampiezza dello scalzamento locale in letteratura esistono numerose equazioni, tutte derivanti da esperienze di laboratorio, con limitate verifiche in campo. Solitamente le ipotesi che vengono formulate in laboratorio ipotizzano una situazione ideale caratterizzata da:

- fondazioni rigide

- deflusso uniforme, stabile e costante  
- materiale del fondo alveo piuttosto uniforme, omogeneo e non coesivo.

Si riportano di seguito due delle principali equazioni sperimentali utilizzate per il calcolo dello scalzamento.

Colorado State University:

$$\frac{y_s}{y_1} = 2K_1 K_2 K_3 K_4 \left( \frac{a}{y_1} \right)^{0.65} Fr_1^{0.42}$$

in cui  $y_s$  è la profondità di scavo,  $y_1$  il tirante liquido a monte della pila e  $a$  è la larghezza della pila. I coefficienti  $K_1$ ,  $K_2$ ,  $K_3$  e  $K_4$  tengono conto rispettivamente della forma della fondazione, dell'angolo di attacco della corrente rispetto alla pila, del fondo dell'alveo e dell'effetto dovuto all'armouring (una sorta di corazzamento dell'alveo dovuto ad un fenomeno di segregazione inversa causata dal trasporto solido nei corsi d'acqua).  $Fr$  è il numero di Froude che definisce lo stato della corrente (subcritico o supercritico), ed è funzione della velocità di deflusso.

Breuers et al.:

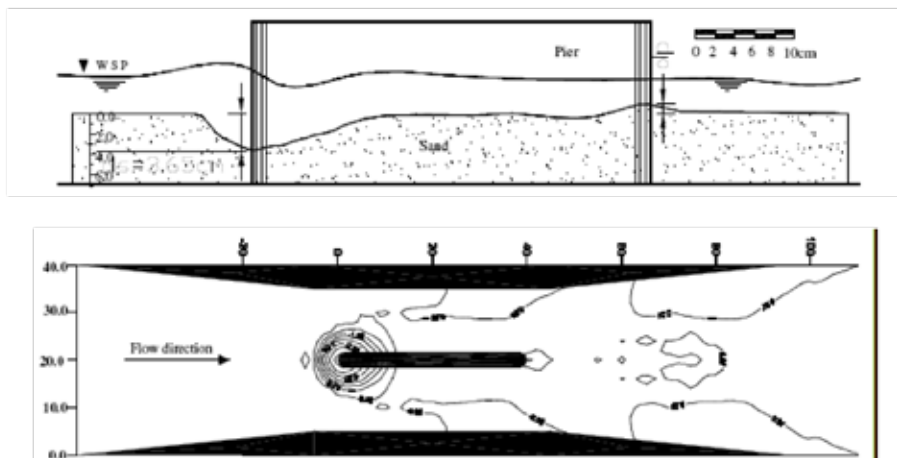
$$\frac{y_s}{s} = f_1 \left( \frac{v_0}{v_{cr}} \right) \left[ 2 \tanh \left( \frac{y_0}{s} \right) \right] f_2(\text{forma}) f_3 \left( \alpha, \frac{l}{s} \right)$$

dove  $s$  è la larghezza della pila di lunghezza  $l$ ,  $v_0$ ,  $y_0$  e  $\alpha$  rispettivamente la velocità media, la profondità e l'angolo della corrente indisturbata,  $v_{cr}$  la velocità critica di incipiente movimento del materiale del fondo. Il fattore  $f_1 = 2 \frac{v_0}{v_{cr}} - 1$ ,

che va da 0 a 1, tiene conto del superamento della velocità che mette in movimento le particelle del fondale. Per materiale di fondo granulometricamente eterogeneo si adotta come riferimento il diametro medio  $d_{50}$  (diametro del setaccio a cui corrisponde il passaggio del 50% in peso del campione).

Il fattore  $f_2$  considera l'influenza della forma della pila (vale 1 per pile circolari o con fronti arrotondati, 0.75 per pile sagomate in modo da accompagnare la corrente,

**Figura 5** - Erosione localizzata: effetti sul fondo alveo



1.30 per pile rettangolari), mentre il fattore  $f_3$  considera l'eventuale angolo di attacco della corrente, nel caso di corrente non inclinata rispetto alla pila il coefficiente vale 1, se inclinata è superiore a 1 in funzione dell'angolo e delle dimensioni della pila.

In entrambe le formule è necessario conoscere le caratteristiche della corrente ovvero velocità e tirante idrico. Per determinare tali grandezze per i casi di studio descritti in seguito si è utilizzato lo schema di moto stazionario monodimensionale con il codice HEC-RAS (River Analysis System), sviluppato negli U.S.A. dall'Hydrologic Engineering Center dell'U.S. Army Corps of Engineers. HEC-RAS è uno dei più noti codici di calcolo idrodinamico monodimensionale esistenti, impiegato in tutto il mondo per la progettazione e la verifica di opere d'arte e sistemazioni fluviali. HEC-RAS consente la determinazione di profili di rigurgito di canali naturali e artificiali, sia in condizioni di moto permanente che di moto vario, tenendo conto dell'influenza sul moto di manufatti di vario tipo (ponti, tombini, briglie, sfioratori ecc.) eventualmente presenti nel sistema. Nella pratica progettuale, generalmente si opera in regime di moto permanente, ipotesi che fornisce le condizioni idrauliche più critiche (in termini di livelli e velocità) per il corso d'acqua e le opere d'arte su di esso presenti.

## I casi di studio

Gli argomenti richiamati nei capitoli precedenti vengono di seguito discussi alla luce di alcuni casi di studio affrontati dagli scriventi negli ultimi anni. I tre esempi che saranno analizzati riguardano ponti con caratteristiche costruttive differenti che sono però rappresentativi delle tipologie più ricorrenti del periodo storico preso in esame. Anche gli interventi sono abbastanza esaustivi delle possibili casistiche che si possono incontrare: in un caso, il Sangro, si è trattato del crollo e di ricostruzione in asse di un ponte stradale posto poche decine di metri a monte

di un ponte ferroviario; nel caso del Chienti si tratta della costruzione di un nuovo ponte in affiancamento ad un'opera esistente che ha subito interventi di rafforzamento delle fondazioni negli anni '80 e nel caso del Fiastra si analizza infine la comparazione tecnico-economica tra un intervento di riabilitazione di un'opera parzialmente crollata durante l'alluvione delle Marche del marzo 2011 e la sua integrale ricostruzione.

### Sangro

Nel mese di ottobre del 2004 il ponte della statale SS16 sul Sangro crolla a seguito di scalzamento di una delle fonda-



**Figura 7** - Crollo del ponte sul Sangro della statale S.S. 16 "Adriatica"

**Figura 6** - Rafforzamento di una fondazione mediante cuffia di micropali



zioni in alveo. L'evento è piuttosto spettacolare dato che il viadotto è di grandi dimensioni con 12 archi di luce pari a 29 metri circa. Realizzato nell'immediato dopoguerra dagli Inglesi per ripristinare la viabilità interrotta nel periodo bellico, il ponte aveva delle arcate piuttosto impegnative per la tecnica costruttiva dell'epoca. Le fondazioni erano su plinti relativamente superficiali, sebbene gli stessi poggiassero su di un terreno consolidato con pali in cemento armato di piccolo diametro.

Il crollo è successivo ad un periodo di piogge intense ma non eccezionali. Lo



scalzamento misurato dalle batimetrie effettuate successivamente al crollo mostra valori dell'ordine dei 2-3 metri con approfondimenti locali nell'intorno dei plinti. È molto probabile che una serie di concause abbiano creato le condizioni per la formazione di spinte asimmetriche sulla fondazione posta al centro dell'alveo attivo che ha ceduto non appena si è ridotto il ricoprimento del terreno circostante.

Che il crollo non sia dovuto esclusivamente alla eccezionalità dell'evento pluviometrico e quindi allo scalzamento subito dalle fondazioni è indirettamente confermato dal fatto che il ponte ferroviario posto a valle non ha subito danni. Questa opera con luci pari alla metà di quello crollato, fondazioni dirette consolidate con pali in legno ed una serie di opere di protezione contro lo scalzamento è tutt'oggi in esercizio.

In definitiva il Sangro è un caso classico di cedimento fondazionale dovuto ad uno scalzamento locale causato da portate tutt'affatto eccezionali che però è stato sufficiente a far crollare l'opera perché lo schema statico ad arco è molto sensibile all'accumularsi di dissesti che provocano

l'insorgere di spinte sbilanciate.

Le verifiche idrauliche sono state condotte considerando la portata duecentennale. Nel bacino del Sangro, come accade per molti fiumi del medio versante Adriatico, sono presenti invasi artificiali, sfruttati prevalentemente per fini energetici o agricoli. Tali invasi determinano importanti variazioni nel regime delle portate e del trasporto solido dei corsi d'acqua. Fra gli invasi presenti nel bacino del Sangro, il più importante è l'invaso di Bomba, sul Sangro, con una capacità di 64 milioni di m<sup>3</sup>, ma importante è anche l'invaso di Casoli sul fiume Aventino, con una capacità di circa 20 milioni di m<sup>3</sup>. Altri invasi sono presenti ad Ateleta e Barrea (sul Sangro) e a Montagna Spaccata sul Rio Torto. Il potere di laminazione di tali invasi è notevole (a Bomba si arriva quasi al 60% delle portate in ingresso), ma, su esplicita indicazione dell'Autorità dei Bacini di Rilievo Regionale dell'Abruzzo, non se ne è tenuto conto nello Studio Idrologico.

Per il calcolo delle portate sono state adottate due diverse metodologie:

- la regionalizzazione del dato idrometrico basata sugli studi del progetto VAPI (Va-

lutazione Piene in Italia, 1986);

- una analisi statistica delle osservazioni pluviometriche relative al bacino idrografico sotteso dalla sezione di interesse, con successivo impiego di modelli afflussi/deflussi per la trasformazione del dato pluviometrico in dato idrometrico. Si è deciso di simulare diverse condizioni possibili scelte come le più gravose per l'opera di progetto secondo la Normativa vigente:

#### **Portata di massima piena per Tr 200 anni in condizioni di "trasparenza" delle dighe**

Si è ottenuto un valore di portata di 1850 m<sup>3</sup>/s con il metodo VAPI del PSDA (Piano Stralcio Difesa Alluvioni della Regione Abruzzo, 2004) ed un valore di 1690 m<sup>3</sup>/s con il metodo afflussi/deflussi. Dei due valori, che presentano uno scarto di circa il 10%, si è assunto in via cautelativa quello maggiore, ottenuto dal PSDA, cioè 1850 m<sup>3</sup>/s. Tale valore risulta perfettamente in linea con la portata indicata come valore di riferimento in corrispondenza della sezione di Paglieta dal PSDA.

#### **Portata di massima piena per Tr 200 anni in condizioni d'apertura contemporanea degli scarichi delle dighe di Bomba e di Casoli.**

Questa condizione prevede la combinazione delle portate di scarico delle dighe maggiori (Bomba e Casoli) ed il valore della portata generata dalla porzione di bacino idrografico compresa fra le due dighe e la sezione di chiusura, in corrispondenza del nuovo ponte. Dai dati forniti dal Registro Italiano Dighe, si evince che il contributo in uscita dagli invasi presenti, considerando in favore di sicurezza lo svaso contemporaneo delle 2 dighe, ammonta a 784 m<sup>3</sup>/s. A questo, va sommato il contributo alla portata dovuto al bacino a valle degli invasi, valutato mediante l'applicazione del modello cinematico afflussi/deflussi sulla base del dato pluviometrico derivante dalla regionalizzazione delle piogge (progetto VAPI). Tale contributo è stato stimato in 363 m<sup>3</sup>/s. La portata di verifica per la condizione 2 è risultata pertanto essere pari a circa 1150 m<sup>3</sup>/s.

**Figura 8** - Foto aerea del ponte sul Sangro dopo il crollo



Se il nuovo ponte è stato progettato con le portate suddette, può essere interessante ricostruire a posteriori, utilizzando gli stessi modelli idraulici e di scalzamento, quali sono state le portate e le velocità che hanno fatto crollare il ponte pre-esistente.

Per il calcolo delle portate è stato tenuto in considerazione il contributo di portata rilasciato dagli invasi e quello generato dal bacino imbrifero a valle degli stessi e chiuso dal ponte esistente. Dai dati forniti dalla centrale per la produzione di energia elettrica di Selva d'Altino (CH), gestita da Acea Electrabel, che sfrutta l'acqua di entrambi gli invasi posti sul Sangro, si ha che, in caso di massima richiesta di energia elettrica, le due turbine della centrale erogano un totale di 24 MW di potenza, rilasciando nel Sangro una portata di  $40 \text{ m}^3/\text{s}$ . A questa portata, va sommato il contributo del bacino idrografico a valle degli invasi, valutato, come in precedenza, mediante l'applicazione del modello cinematico afflussi/deflussi sulla base del dato pluviometrico derivante dalla regionalizzazione delle piogge (progetto VAPI).



**Figura 9** - Il nuovo ponte sul Sangro

Sulla base della formula utilizzata per la progettazione delle nuove fondazioni, per uno scalzamento di 3 metri si ottiene una velocità della corrente di circa  $0.8 \text{ m/s}$  ed una portata di  $275 \text{ mc/s}$ . Sempre procedendo a ritroso con gli stessi modelli utilizzati per la progettazione del nuovo attraversamento, si vede che tale portata ha

un periodo di ritorno pari a circa 15 anni. Questa analisi a ritroso, con tutte le approssimazioni del caso, fornisce valori tutto sommato ragionevoli che indicano come il crollo del ponte sia avvenuto non tanto per l'eccezionalità del fenomeno pluviometrico quanto per una intrinseca debolezza dell'opera, aggravata dalla sua vetustà e da altri fattori contingenti quali ad esempio i lavori di apertura delle barre sabbiose formatesi sulla foce, che potrebbero aver provocato locali repentini aumenti della velocità della corrente.

**Figura 10** - Un plinto del nuovo viadotto in costruzione e sullo sfondo la Pila 3 del viadotto esistente rialzata in seguito allo scalzamento subito

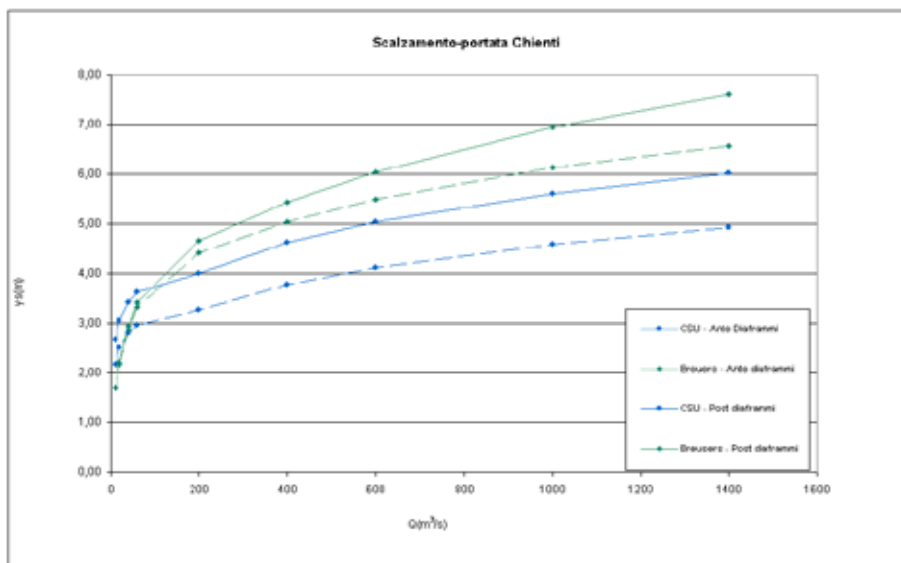


### Chienti

Il ponte sul Chienti a Montecosaro, costruito nel 1960, ha subito un primo danneggiamento dovuto a scalzamento nel 1980. In quella occasione la Pila 3 lato Macerata sprofondò di circa 50 centimetri. Essendo l'impalcato realizzato con una schema tipo Gerber, esso riuscì ad assorbire questo cedimento senza danni irreparabili. Per quanto non si ha documentazione sull'opera di ricostruzione, è probabile che fu sufficiente sollevare l'impalcato in corrispondenza della pila scalzata e quindi si sopraelevò la stessa come visibile in Fig. 10.

Contestualmente si decise di rafforzare tutte le fondazioni del ponte. Per quest'ultimo intervento fu bandito un appalto concorso che fu aggiudicato ad un'im-



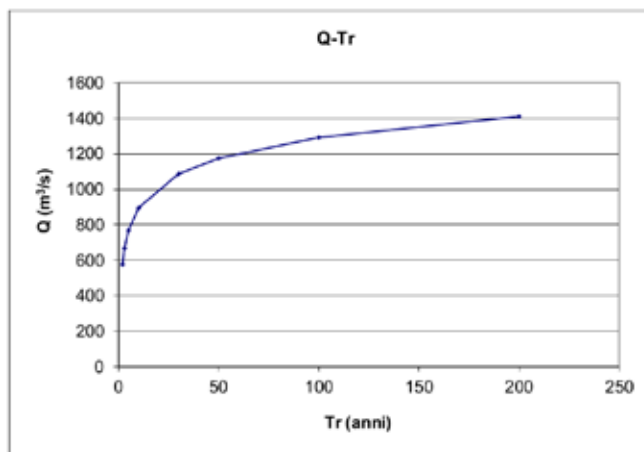


**Figura 11** - Curve scalzamento-portata per il Chienti, prima e dopo l'intervento di rafforzamento con diaframmi

presa che propose di rafforzare le fondazioni mediante diaframmi perimetrali da realizzare intorno alle fondazioni esistenti (Fig. 3). Tali diaframmi avevano spessore di 0.5 m e profondità di circa 8 metri. In occasione dei lavori, l'alveo di magra del fiume fu deviato in destra idrografica e tale deviazione sembra essersi consolidata negli anni in quanto il fiume è rimasto in tale posizione.

Nel 2010 la Provincia di Macerata ha stanziato dei fondi per il potenziamento di questa opera su cui gravita un traffico commerciale intensissimo, a servizio del polo manifatturiero limitrofo. Dapprima si è indagata la possibilità di allargare la piattaforma mediante la realizzazione di una struttura in affiancamento. Successivamente si è ritenuto più conveniente la realizzazione di un nuovo ponte totalmente autonomo ed indipendente sebbene posto in adiacenza, a monte dell'esistente, nell'unico corridoio disponibile.

La realizzazione di questa opera ha ovviamente richiesto l'approfondimento delle condizioni idrauliche e fondazionali dell'attraversamento esistente e gli effetti che il nuovo ponte avrebbe avuto su di esso.



**Figura 12** - Curva Portata - Tempo di Ritorno per il Chienti in corrispondenza del ponte di Montecosaro

Considerato che i diaframmi sono stati approfonditi fino a 8 metri e che la loro efficacia ed integrità non è certa, soprattutto a distanza di oltre 30 anni dalla loro realizzazione, è sembrato prudente optare per un nuovo viadotto che garantisca due nuove corsie per l'attraversamento del Chienti anche nel caso di perdita di funzionalità dell'opera esistente.

Sulla base delle considerazioni precedenti, sono state ricavate diverse curve di scalzamento in funzione della portata, considerando le condizioni pre e post rafforzamento delle fondazioni con i diaframmi. Per la modellazione idraulica è stato utilizzato il codice HEC-RAS da cui sono stati ricavati i valori delle velocità e dei livelli idrici nella sezione a monte del

ponte. Questi sono stati quindi utilizzati per il calcolo dello scalzamento con le diverse formule descritte nel capitolo 3. Si riportano nella figura seguente i risultati ottenuti per entrambi i casi di studio.

Da tali curve si vede abbastanza chiaramente che, anche con portate relativamente modeste, si ottengono scalzamenti variabili tra i 3 ed i 4 metri. In questi casi peraltro, lo scalzamento può essere amplificato dal fatto che la corrente non è perpendicolare all'asse del ponte in quanto il fiume scorre seguendo alvei incisi che divagano all'interno di una golena ben più ampia.

Durante i successivi sopralluoghi effettuati in fase di pianificazione del nuovo intervento, nella primavera del 2010, gli scriventi hanno infatti misurato scalzamenti di 2.5 - 3 metri con portate relativamente contenute. Questi scalzamenti sono stati sufficienti a far crollare il ponte con le fondazioni originali nel 1980. Oggi, con i diaframmi che hanno approfondito le fondazioni fino ad 8 metri circa, l'opera è da considerare stabile fintanto che non si superano i 4-5 metri circa di scalzamento.

Se si vogliono infine correlare le portate con i tempi di ritorno e quindi ottenere una misura della sicurezza dell'opera esistente e di progetto è necessario calcolare la curva delle portate in funzione del tempo di ritorno.

Per le verifiche idrauliche l'Autorità di Bacino delle Marche fissa un valore della portata al colmo bicentenaria pari a 1400 m³/s. Applicando il metodo di Giandotti (1933), gli scriventi hanno ottenuto un valore praticamente coincidente. Tale valore è stato ricavato a seguito di un'elaborazione statistica alla Gumbel dei dati pluviometrici dell'area in esame (anni 1990-2010) per ottenere l'altezza di precipitazione corrispondente ad un tempo di ritorno di 200 anni. Conducendo lo stesso calcolo per tempi di ritorno inferiori si ottiene la curva delle portate in funzione del tempo di ritorno riportata di seguito.

Tale curva tuttavia non risulta particolarmente attendibile per le portate più basse. Infatti, come si può notare dal grafico, con un Tr di soli 2 anni corrisponderebbe una portata di  $600 \text{ m}^3/\text{s}$ . Con queste portate il ponte esistente sarebbe già dovuto crollare più volte. È probabile che, anche per il Chienti, la presenza di numerosi invasi artificiali all'interno del bacino alteri significativamente il regime delle portate, in special modo per eventi con tempi di ritorno minori, riducendone i valori al colmo rispetto a quelli teorici calcolabili con i metodi sopra esposti.



**Figura 14** - Il rafforzamento delle fondazioni del ponte sul Fiastra del 1987



**Figura 13** - Il nuovo ponte sul Chienti a Montecosaro

### Fiastra

Il ponte sul Fiastra è molto simile a quello sul Chienti a Montecosaro descritto precedentemente. Anche questo ponte era stato sottoposto a interventi di rafforzamento delle fondazioni nel 1987. In questo caso però, le fondazioni non erano state approfondite, ma solo consolidate mediante il getto di una camicia in calcestruzzo intorno al plinto in muratura originario.

In occasione dell'alluvione delle Marche del marzo 2011, una delle pile in alveo è sprofondata di circa un metro. L'impalcato, costituito da una trave tipo Gerber, ha assecondato il cinematismo ed è ri-

masto in piedi seppur in condizioni di equilibrio molto precario.

Il confronto tra questo evento e quello del Sangro mette chiaramente in evidenza la grandissima versatilità dei sistemi a trave ed in special modo di quelli che permettono lo sviluppo di cinematismi come il ponte sul Fiastra o le travi poggiate in genere. Il fatto che l'impalcato non sia crollato è senz'altro molto positivo in quanto non è stato ostacolato il deflusso della piena evitando di dover intervenire di urgenza in condizioni di emergenza e si sono semplificate le operazioni successive, sia che si opti per la demolizione che per la sua riabilitazione.

Le verifiche idrauliche per il progetto degli interventi di riabilitazione/ricostruzione del ponte sono state effettuate con riferimento alla portata al colmo con periodo di ritorno duecentennale. L'opportunità di utilizzare un periodo di ritorno così elevato anche nel caso di interventi di riabilitazione è ovviamente discutibile anche in funzione di quanto discusso nel seguito.

La portata duecentennale è stata calcolata applicando due consolidati metodi di regionalizzazione, reperibili in letteratura, il modello regionale proposto da Maione et al. (2001) e il metodo della portata indice, applicato, per il compartimento SIMN di Bologna, da Galeati e Franchini (1996).

Si è ottenuto un valore di portata di  $290 \text{ m}^3/\text{s}$  nel primo caso ed un valore di  $308 \text{ m}^3/\text{s}$  con il secondo metodo. Pertanto, la portata associata al periodo di ritorno di interesse di 200 anni, utilizzato nelle verifiche idrauliche, è fissata pari a  $300 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Per l'evento del Marzo 2011 è stata registrata una portata al colmo di  $101 \text{ m}^3/\text{s}$  in corrispondenza della stazione Abbazia di Fiastra, situata circa 6 Km a monte del ponte. Considerata l'estensione del bacino a valle della stazione di misura, si stima che in corrispondenza del ponte sulla S.P. 28 sia transitata una portata di circa  $120 \text{ m}^3/\text{s}$ . Se si fa riferimento al metodo di regionalizzazione di Maione, a tale valore di portata corrisponderebbe un tempo di ritorno di circa un anno, valore che risulta alquanto inverosimile se è vero

che in 53 anni di vita del ponte vi è stato solo un altro fenomeno di intensità paragonabile a quello del 2011 che ha provocato dei danni strutturali.

Si è pertanto cercato di ricostruire la serie storica delle portate per ottenere delle curve di portata più ragionevoli. A tal scopo sono stati utilizzati due metodi: il primo basato su una regionalizzazione dei dati dei livelli idrici nell'area d'interesse; il secondo basato sulla ricostruzione di una scala di deflusso attraverso simulazioni con il software HEC-RAS.

Nel primo caso, essendo i dati disponibili per il Fiastra piuttosto limitati, si sono utilizzati anche i dati idrometrici relativi al fiume Ete Morto registrati in corrispondenza della stazione Sant'Elpidio a Mare. Data la vicinanza geografica infatti si possono ipotizzare condizioni pluviometriche e geomorfologiche simili. I dati suddetti sono disponibili sul sito della regione Marche. I tiranti idrici del Fiastra e dell'Ete Morto registrati in corrispondenza degli eventi eccezionali del marzo 2008 e del marzo 2011 mostrano una proporzionalità diretta, pertanto tramite una regressione lineare si sono ricostruiti prima i livelli idrici per il torrente Fiastra a partire dai livelli idrici dell'Ete Morto e di seguito le portate ipotizzando una variazione lineare del rapporto portata/tirante.

Il secondo metodo è stato utilizzato per verificare l'attendibilità della serie di portate così ottenuta. Sono state effettuate

diverse simulazioni idrauliche con il software HEC-RAS e ipotizzando diversi valori di portata sono state ricavate le altezze idrometriche corrispondenti nelle sezioni considerate. Considerando la scala di deflusso per una particolare sezione del corso d'acqua, questa è stata utilizzata per ricostruire la curva delle portate in funzione dei tiranti registrati in corrispondenza della stazione di Abbadia di Fiastra. A tal scopo, a partire dagli unici due eventi eccezionali di cui si hanno a disposizione sia i dati di portata sia quelli dei livelli (marzo 2008, marzo 2011) è stata effettuata una regressione lineare per ricostruire i livelli idrici ai quali sono stati associati i valori di portata corrispondenti. Con i due metodi descritti si ottengono valori molto simili.

Si riporta di seguito la serie di portate ricostruite considerando una media tra le due soluzioni ottenute e la scala di deflusso adottata. I valori in rosso sono quelli noti, quelli in nero invece sono quelli ricostruiti.

La serie così ricostruita, ipotizzando una distribuzione alla Gumbel, fornisce un tempo di ritorno per l'evento del 2011 (120 m<sup>3</sup>/s) pari a 25 anni.

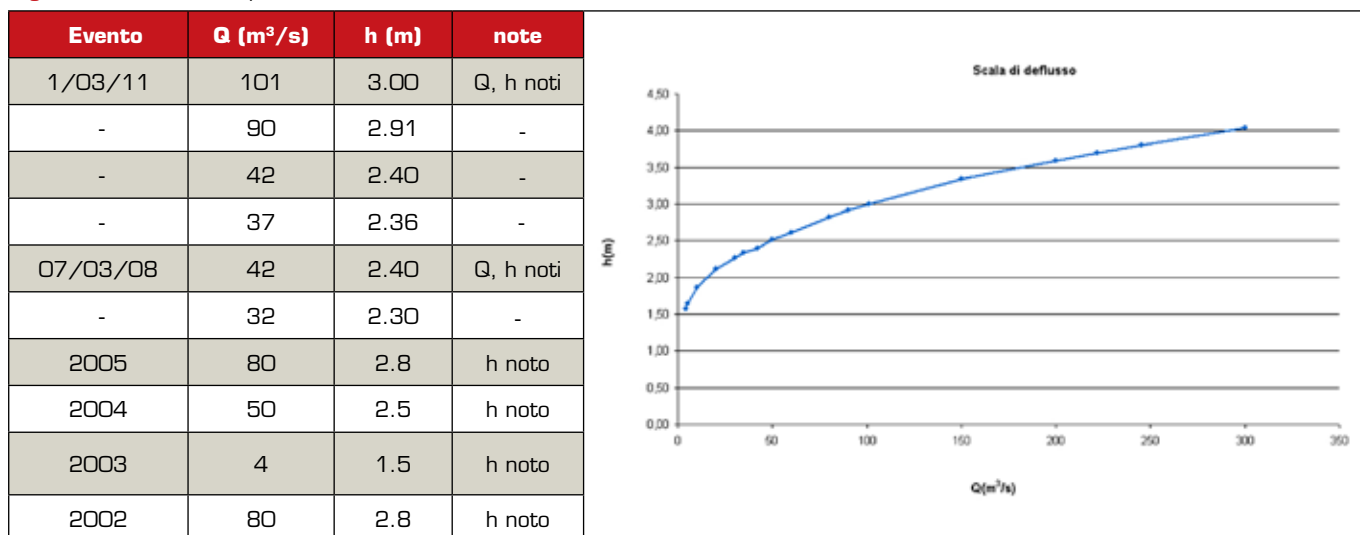
Anche nel caso del Fiastra l'evento che ha portato al collasso ha un tempo di ritorno molto minore di quello duecentennale di progetto, si conferma quindi che questi ponti storici vanno in crisi per eventi che hanno tempi di ritorno di qualche anno

o al massimo decennali. Di conseguenza, diventa importante stimare lo scalzamento non tanto per un valore specifico di una portata eccezionale quanto il suo andamento in funzione delle diverse portate, specialmente quelle con periodi di ritorno contenuti.

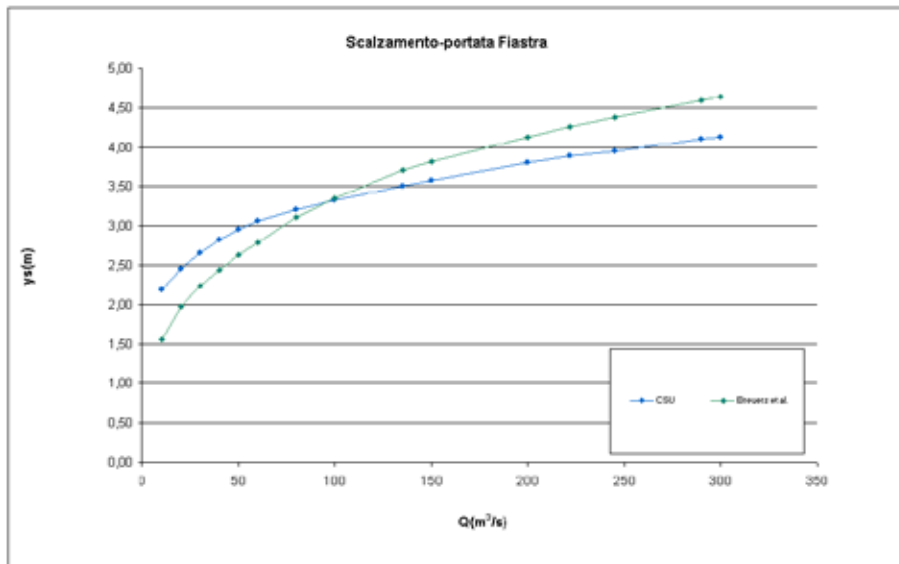
Per il calcolo dello scalzamento è stato necessario innanzitutto determinare i valori della velocità media e del tirante idrico nella sezione a monte del ponte, mediante una modellazione con il codice HEC-RAS. Il modello è stato costruito a partire dalla confluenza con il fiume Chienti per un tratto della lunghezza di circa 2.3 km, comprendente i ponti esistenti al km 1+780 della S.P. 28 "Corridonia-Colbucaro" e il ponte sulla S.S. 77, a mezzo chilometro dalla confluenza. Le sezioni d'alveo sono state ricavate dalla campagna di rilievi eseguita dalla Regione Marche nel 2002. Per quanto riguarda le condizioni al contorno, per la simulazione a moto permanente, a valle è stato assunto il valore dell'altezza idrica in corrispondenza della sezione di confluenza con il fiume Chienti, mentre a monte, sono stati assunti diversi valori della portata per calcolare velocità media e tirante idrico in funzione della portata nella sezione di interesse.

I risultati delle simulazioni con piena di 300 m<sup>3</sup>/s (Tr=200anni), mostrano principalmente che il ponte in esame non ha problemi per quanto riguarda i livelli idrau-

**Figura 15** - Serie delle portate ricostruite e scala di deflusso adottata







**Figura 16** - Curve scalzamento-portata

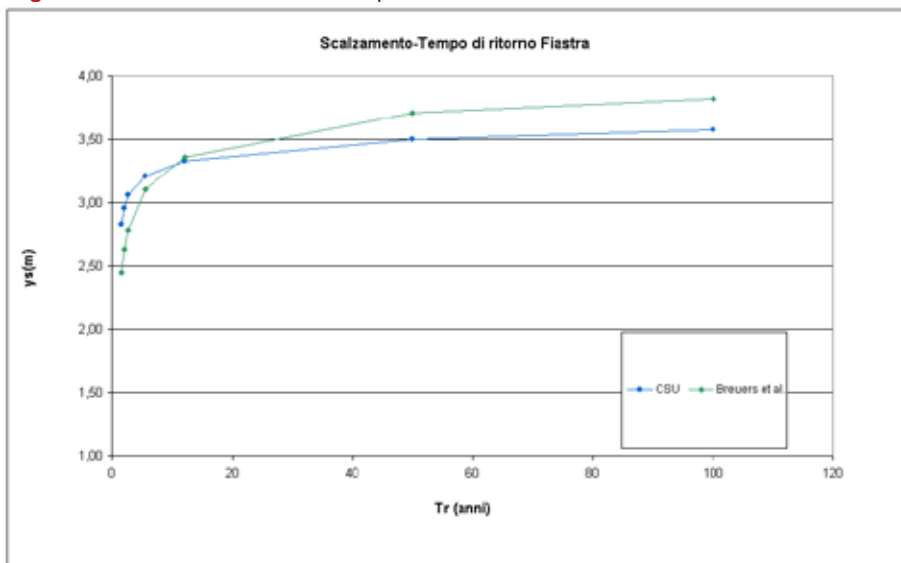
lici poiché il franco di sicurezza tra il sottotrave e il livello della corrente risulta pari a 4.08 m. Il problema principale è legato ai valori non trascurabili delle velocità che si misurano lungo l'intero tratto analizzato, e che possono dar luogo a scalzamenti notevoli del materiale attorno alle pile.

Nella sezione del ponte si ritiene prevalente il fenomeno di erosione localizzata e trascurabile quello di erosione generalizzata per restringimento della sezione trasversale: anche considerando la dimensione dei dadi di fondazione scoperti, la sezione dell'alveo rimane comunque molto ampia.

Per la stima quantitativa dello scavo at-

torno alle pile si può fare riferimento alle già citate espressioni di letteratura. Nello stato attuale la fondazione della pila risulta oramai ampiamente scoperta a causa dell'erosione generale verificatasi nel corso degli anni, pertanto il calcolo dello scavo fa riferimento alla sua larghezza (2.75m) e non a quella della pila. In realtà, come già detto non è di interesse tanto un valore puntuale di scalzamento quanto un fascio di curve che descriva il fenomeno in funzione delle portate, ovvero del loro tempo di ritorno e delle diverse formulazioni utilizzate per il calcolo. Si riportano quindi tali curve ottenute applicando le varie formule a partire dai valori di velocità e tirante calco-

**Figura 17** - Curve scalzamento-Tempo di ritorno



lati con le diverse simulazioni.

Il grafico mostra valori elevati di scalzamento anche per eventi tutt'altro che eccezionali e che tali valori variano soprattutto per tempi di ritorno bassi, mentre all'aumentare dell'intensità dell'evento tendono a stabilizzarsi intorno ad un valore pressoché costante.

## Nuove soluzioni per il rafforzamento delle fondazioni

Sulla base di tutti i dati raccolti e degli studi effettuati, sembra emergere la necessità di individuare interventi di rafforzamento dei ponti esistenti che permettano di prolungare la vita di queste opere ad un costo ragionevole rendendo contestualmente possibile l'eventuale allargamento della piattaforma stradale.

Nel caso di attraversamenti in retto e pile a setto in muratura o in conglomerato cementizio con fondazioni di impronta rettangolare allungata in prosecuzione dei fusti pila, gli studi dimostrano che lo scalzamento si concentra nelle sezioni di monte ed in minor misura di valle.

Questo è ovviamente legato alla creazione di vortici in entrata che riescono ad asportare il materiale a grana più grossa. Queste buche hanno estensione longitudinale pari circa a quella trasversale ovvero alla dimensione trasversale del plinto di fondazione. Lungo i lati lungo del plinto, lo scalzamento è minore perché non vi sono le condizioni idrodinamiche per un ugual asporto di materiale. Anche in uscita, nelle sezioni a valle del plinto si creano dei vortici, ma questi sono comunque di intensità inferiore di quelli in entrata anche per l'aumento della sezione idraulica di deflusso, dovuta al venir meno dell'ingombro del plinto, che provoca un rallentamento generalizzato della velocità della corrente.

Queste considerazioni non sono necessariamente vere nel caso di piene eccezionali, dove lo scalzamento generalizzato in corrispondenza dell'opera di attraversamento può avere un ruolo altrettanto importante rispetto allo scalzamento

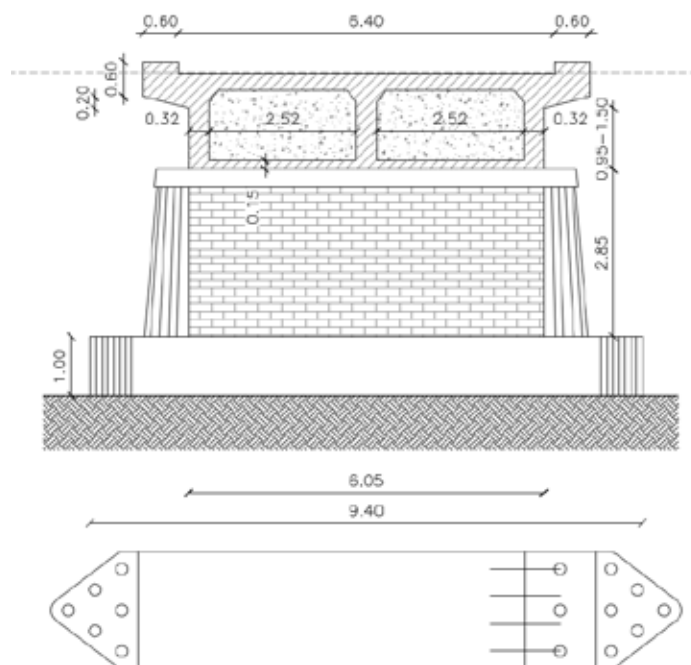
locale, oppure nei casi in cui i plinti non siano allineati alla corrente.

Entrambe le situazioni sono per altro infrequenti, la prima per definizione, la seconda perché i ponti che attraversano le valli del medio versante Adriatico, ma anche in molte altre situazioni Italiane, sono necessariamente in retto proprio per l'orografia delle valli stesse che non permettono grandi rotazioni dell'asse del fiume.

In definitiva, la soluzione che sembrerebbe più adeguata dal punto di vista tecnico-economico è quella di rinforzare con fondazioni profonde solo le due estremità dei plinti esistenti prolungando gli stessi in modo da allontanare il punto di massimo scalzamento fuori dell'impronta del plinto originale e portarlo in corrispondenza delle nuove fondazioni profonde. Queste nuove appendici non possono ovviamente essere dimensionate per portare tutto il carico del ponte non tanto perché non possano avere la necessaria capacità portante, quanto perché non è possibile trasferirvi in maniera economica e tecnicamente semplice tutto il carico. Detto questo, un collegamento tra i vecchi plinti e queste nuove fondazioni si rende necessario di modo da poter assorbire le perdite di portanza del plinto originale nel caso di forti scalzamenti. Su queste appendici è quindi possibile appoggiare nuovi fusti pila per portare l'eventuale allargamento della carreggiata.

## Conclusioni

La sicurezza idraulica di molti dei ponti italiani costruiti fino a tutto il secondo dopoguerra è spesso inadeguata e la stessa è andata peggiorando per via della riduzione del trasporto solido dei nostri corsi d'acqua ma forse anche a causa dei cambiamenti climatici reali o paventati che



**Figura 18** – Intervento tipo di rafforzamento con appendici fondate su micro/medio pali

sembrerebbero aver aumentato gli episodi pluviometrici intensi.

Questi ponti hanno infatti dei margini di sicurezza idraulica abbastanza modesti che vengono facilmente azzerati dai soli fenomeni di scalzamento localizzato che si hanno in occasione di questi fenomeni pluviometrici intensi ed alle conseguenti piene.

L'attuale normativa prevede invece dei criteri di progettazione estremamente più severi che assicurano una più che sufficiente sicurezza idraulica alle opere di nuova costruzione.

La differenza tra gli scalzamenti che mettono in crisi i ponti storici e quelli con i quali si calcolano le opere di nuova costruzione è così forte che viene spontaneo domandarsi se non via sia bisogno di ripensare l'approccio alla sicurezza idraulica della rete infrastrutturale italiana cercando di ottimizzare l'allocazione delle risorse in modo da ridurre questa forbice. La situazione è per alcuni versi simile a quanto verificatosi nel campo della vulnerabilità sismica degli edifici strategici. La maggior parte di questi edifici ha una resistenza sismica del tutto insufficiente rispetto a quanto richiesto dalla attuale normativa. Tale insufficienza è molto pro-

nunciata ed ha ridotto notevolmente l'efficacia di queste verifiche di sicurezza sismica in quanto l'appiattimento verso il basso dei valori trovati ha reso i risultati scarsamente significativi. Lo stesso accadrebbe se si facesse la verifica idraulica dei ponti storici esistenti.

Nonostante ciò, la rete infrastrutturale regge, con ovviamente qualche collasso localizzato come quelli raccontati in questo articolo. Si rende necessario solo trovare il sistema più efficiente per intervenire, preventivamente ma anche a posteriori, dove questo non comporti un eccessivo aggravio dei costi diretti ed indiretti. Il vantaggio dei

crolli per scalzamento idraulico, contrariamente a quelli per sisma, è che i primi danno un preavviso e quindi permettono il più delle volte di evitare perdite di vite umane. ■

## Bibliografia

- Florida Department of Transportation (2010); "Bridge Scour Manual"
- Laursen E.M., Toch, (1956). "Scour around bridge piers and abutments", IOWA Highway Research Board
- Federal Highway Administration (2001). "Bridge Scour And Stream Instability Countermeasures: Experience, Selection, and Design Guidance", Second Ed., FHWA NHI 01-003, March 2001
- Agrawal, A.K., Khan, M.A. and Yi, Z. (2005). "Handbook of Scour Countermeasures Designs", City College of the City University of New York
- May, R.W.P., Ackers, J.C., Kirby, A.M. (2002). "Manual on scour at bridges and other hydraulic structures", CIRIA, London.
- Maione, U., Pessarelli, N., Tomirotti, M. (1999). "Un modello statistico per la stima indiretta delle portate di piena dei corsi d'acqua italiani. L'Acqua - 5/1999
- "Hec-Ras River Analysis System - User Manual - Charter 12 Stable Channel Design Functions".