

PONTE SUL FIUME SANGRO

Un caso

D'ECCELLENZA

La progettazione integrata del nuovo ponte sul fiume Sangro: aspetti geologici, geotecnici e idraulici di un'opera realizzata in soli 7 mesi, un risultato da considerare eccezionale per gli standard dei lavori pubblici nel nostro paese

PROF. ING. MARCO PETRANGELI**, **PROF. ING. GEOL. MASSIMO PIETRANTONI***, **ING. MAURO PRIANTE***

Premessa

Il crollo del ponte sul Fiume Sangro, avvenuto nel 2004, ha provocato l'interruzione della SS16 Adriatica che costituisce, in affiancamento alla A14, il principale collegamento stradale interregionale Nord-Sud sul versante adriatico. La nuova opera d'attraversamento ha assunto quindi un'importanza strategica

**** PROGETTISTA E DIRETTORE DEI LAVORI, INTEGRA SRL, ROMA. WWW.INTEGER.IT**

*** INTEGRA SRL, ROMA. WWW.INTEGER.IT**

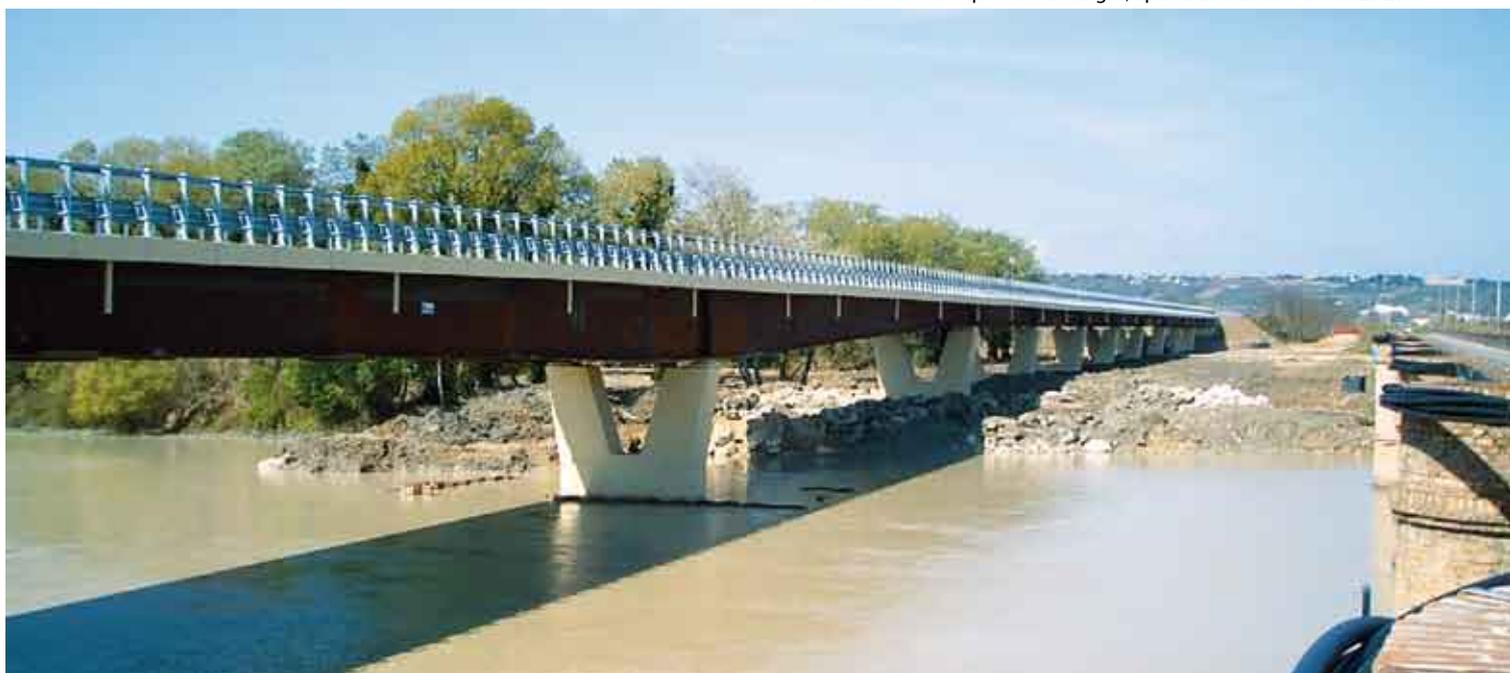
per la rete stradale e ha richiesto un notevole impegno tecnico e amministrativo per eliminare, in tempi rapidi e con soluzioni progettuali affidabili, il disagio ed il danno economico arrecato all'utenza ed al comparto industriale dell'Abruzzo meridionale.

Nella scelta della tipologia strutturale è stata preferita una soluzione semplice e affidabile, quale quella di un viadotto a travata continua in acciaio/calcestruzzo. Questa soluzione è stata preferita a quelle di maggiore enfasi architettonica, studiate come alternative in fase preli-

minare (ponte ad arco o strallato), per garantire tempi di realizzazione rapidi ed assicurare il contenimento e la certezza dei costi.

Le criticità geotecniche e idrauliche, che sono alla base, almeno come concausa, del crollo del ponte, hanno motivato la scelta delle luci, della posizione degli appoggi e delle soluzioni fondazionali. Le scelte adottate, unitamente agli interventi di protezione fluviale, hanno portato ad un generale e sostanziale miglioramento delle condizioni di questo settore dell'asta fluviale.

Foto 1 – Il nuovo ponte sul Sangro, aperto al traffico nel marzo 2007



La progettazione integrata e l'assidua assistenza in cantiere di tutte le componenti specialistiche hanno permesso di ottimizzare tempi e costi di costruzione, tanto che l'opera è stata completata in soli sette mesi, un risultato da considerare eccezionale per gli standard dei lavori pubblici in Italia.

Il crollo del ponte preesistente

Il crollo del ponte preesistente è avvenuto in due fasi, rispettivamente il 24 ottobre 2004 per le prime tre campate lato Sud ed il 3 gennaio 2005 per altre tre campate verso Nord. Per quanto il meccanismo del crollo sia caratteristico di questo tipo di strutture, l'evento è comunque da considerare eccezionale anche per la spettacolarità del fenomeno. Sono stati individuati vari motivi che hanno portato al crollo, verosimilmente con effetti concomitanti anche se risulta difficile valutare il peso che ciascuno di essi ha avuto nel fenomeno:

- Scalzamento delle fondazioni delle pile Sud in alveo. I rilievi batimetrici hanno dimostrato che in corrispondenza del ponte crollato si sono verificati fenomeni di erosione dell'alveo dell'ordine di 2-3 m (quota -4 m s.l.m.) con approfondimenti locali nell'intorno dei plinti.

Foto 3



Foto 2, 3 - Il ponte sul Sangro dopo il crollo

- Spinta asimmetrica sulla prima pila Sud. Il ponte si componeva di 12 arcate suddivise in 4 serie da 3 arcate separate dalle cosiddette "pile-spalle", con funzione di "rompitratta". Se gli appoggi intermedi sono in questi casi soggetti a spinte simmetriche, per quelli di estremità è invece verosimile uno squilibrio della spinta dovuto ad un intrinseco effetto di bordo,

ma anche a condizioni vincolari tipo cedimenti o spostamenti delle spalle.

- Cattiva qualità dei calcestruzzi.

I calcestruzzi del ponte crollato sono risultati di qualità molto scadente e soggetti alla continua esposizione ad acqua salmastra, portata dal vento e dalla stessa marea. Molti elementi in calcestruzzo del vecchio ponte erano inoltre debolmente o per nulla armati.

- Sottodimensionamento delle fondazioni. I pali erano in gran parte non armati, costituiti da calcestruzzi scadenti e "incastrati" nei plinti per spessori modestissimi (50 cm). Lo scalzamento ha provocato una forte riduzione della reazione del terreno e la fondazione ha quindi subito deformazioni incompatibili con la duttilità delle strutture sovrastanti.

Tali cedimenti hanno quindi accentuato la dissimmetria delle spinte degli archi e alimentato il meccanismo del crollo

- Aumento dei carichi permanenti dovuta a forte ricarica del bitumato. Nel corso degli anni, anziché sostituire gli strati di bitume, si è provveduto semplicemente ad una ricarica fino a circa 30 cm di bitume aggiuntivo che equivale ad un incremento di carico pari ad oltre 40 kN/m lungo tutta l'estensione del ponte.

La suddetta successione di terreni appartiene ai *depositi dell'avanfossa adriatica*, nota in letteratura come "bacino molisano". Durante le diverse fasi erosive che si sono alternate nel Quaternario, la suddetta successione di terreni è stata profondamente incisa dal fiume Sangro il cui corso, in epoche passate, ha divagato nella piana sviluppandosi a quote e in posizioni planimetriche anche molto diverse da quelle attuali.

Poiché nel Quaternario il livello del mare ha subito notevoli oscillazioni, il fondo dell'antica incisione valliva ha raggiunto quote anche molto inferiori a quella dell'attuale livello del mare.

L'incisione valliva si è quindi approfondita nelle argille del substrato plio-pleistocenico e, in epoche recenti, è stata colmata da depositi alluvionali a granulometria prevalentemente ghiaiosa e sabbiosa. Le numerose indagini eseguite per la progettazione del ponte hanno accertato la presenza di depositi alluvionali sabbioso-ghiaiosi di spessore gradualmente crescente procedendo dal piede della sponda destra (Sud) verso l'area centrale di fondovalle. Lo spessore delle alluvioni è risultato di pochi metri al piede della sponda destra, in corrispondenza della spalla del ponte; tale spessore si mantiene su valori molto bassi (circa 6-7 m) sul ciglio sinistro dell'alveo di magra, quindi aumenta progressivamente fino a raggiungere il valore massimo di circa 25 m in corrispondenza della spalla sinistra (Nord) del ponte. Al di sotto delle alluvioni sono state incontrate, fino alla massima profondità investigata (circa 60 m), le argille plio-pleistoceniche.



Idrologia e morfologia costiera

Studio idrologico

In assenza di misurazioni dirette dei valori di portata, la valutazione dei valori di portata al colmo è stata ricavata con due differenti approcci:

- Impiego di modelli di regionalizzazione del dato idrometrico, analizzando statisticamente i dati idrologici disponibili, avvalendosi della regionalizzazione effettuata nell'ambito del progetto VAPI (Valutazione Piene in Italia, 1986).
- Analisi statistica delle osservazioni pluviometriche relative al bacino idrografico sotteso dalla sezione di interesse, con successivo impiego di modelli afflussi/ deflussi di tipo globale per la trasformazione del dato pluviometrico in dato idrometrico.

Il Bacino del Sangro

Il fiume Sangro nasce all'interno del territorio del Parco Nazionale d'Abruzzo, in prossimità di Pescasseroli (AQ) e sfocia nel mare Adriatico, tra Fossacesia e Torino di Sangro. La lunghezza del fiume è di circa 125 Km con un bacino idrografico di 1557 Km².

Particolare importanza per lo studio degli eventi di piena riveste la presenza degli invasi artificiali lungo l'asta del Sangro e dei suoi affluenti. Il maggiore fra questi è l'invaso di Bomba, sul Sangro, con una capacità di 64 milioni di m³.

La capacità di laminazione degli eventi di piena da parte di questi invasi è notevole, dell'ordine del 60% del colmo in ingresso per l'invaso di Bomba. Su esplicita indicazione dell'Autorità dei Bacini di Rilievo Regionale dell'Abruzzo, non se ne è tenuto conto nello Studio Idrologi-

co. Ne consegue un approccio cautelativo ed a favore di sicurezza, che determina una sovrastima dei valori di portata di progetto in prossimità della foce.

Valori notevoli delle portate al colmo

Nell'ambito della modellazione idraulica si è deciso di simulare diverse condizioni possibili:

- *Portata di massima piena per Tr 200 anni in condizioni di "trasparenza" delle dighe*
Si è ottenuto un valore di portata di 1853.2 m³/s con il metodo VAPI ed un valore di 1686.2 m³/s con il metodo SCS. Dei due valori, che presentano uno scarto di circa il 10%, si è assunto in via cautelativa quello maggiore, 1853.2 m³/s, che 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 del nuovo ponte. Dai dati forniti dal Registro Italiano Dighe si desume:

Il contributo in uscita dagli invasi presenti, considerando in favore di sicurezza lo svasso contemporaneo delle 2 dighe, ammonta a 784 m³/s. La valutazione del contributo alla portata dovuto al bacino a valle degli invasi è stata effettuata mediante l'applicazione del modello cinematico afflussi/deflussi, sulla base di un

Invaso	Quota max invaso	Portata di sfioro Tr= 1000 anni	Portata scarico di mezzo fondo	Portata scarico di fondo
Diga di Bomba sul F. Sangro	257.4 m s.m	1216 m ³ /s	390 m ³ /s	94 m ³ /s
Diga di Casoli sul F. Aventino	257.5 m s.m	535 m ³ /s	-	300 m ³ /s

dato pluviometrico derivante dalla regionalizzazione delle piogge, effettuata dal GNDCI (Gruppo Nazionale Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche), nell'ambito del progetto VAPI. Nel caso in esame si ottiene una portata di 363 m³/s.

Sommando i due contributi si ottiene la portata di verifica pari a Q₂ = 1147 m³/s.

• *Portata di massima piena durante la costruzione*

Si riferisce alla fase di realizzazione dell'opera, per il restringimento dell'alveo per consentire la costruzione della pila in adiacenza dell'alveo di magra e la successiva sistemazione del fondo.

Per tali aspetti si è fatto riferimento al concetto di "rischio idraulico", cioè la probabilità composta di non superamento che un determinato evento caratterizzato da tempo di ritorno assegnato, T, si manifesti nel corso di un periodo temporale di riferimento prefissato, N:

$$R = 1 - \left(\frac{1}{T} \right)^N$$

nella quale: R = rischio idraulico, inteso come probabilità di non superamento; T = tempo di ritorno dell'evento di riferimento (anni); N = orizzonte temporale di riferimento (anni).

Nel caso in esame, con T_r=200 anni, assumendo pari a 100 anni la vita dell'opera e fissata in 9 mesi la durata di costruzione si ricava un tempo di ritorno per le opere provvisionali T_{pr} = 2 anni. Per tener conto della presenza di dighe lungo il corso del Sangro, la portata di verifica è stata calcolata sommando al contributo del bacino a valle delle dighe per una precipitazione con Tr= 2 anni, il contributo dovuto allo svuotamento ordinario degli invasi di monte.

Per quanto riguarda il primo contributo, adottando la metodologia già utilizzata per la condizione 2 si ottiene Q = 110 m³/s.

Il secondo contributo ci viene fornito 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. 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 m³/s.

La portata totale di verifica delle opere provvisionali risulta pertanto pari a 150 m³/s.

Cenni sull'evoluzione morfologica del sistema fiume-costa

Per avere un quadro generale delle diverse condizioni al contorno che possano aver influito sul fenomeno del crollo del ponte, sono stati raccolti alcuni dati relativi alle modificazioni avvenute nel territorio negli ultimi anni, sia sulla costa sia sul corso d'acqua.

Trattandosi di un attraversamento di un corso d'acqua nei pressi della foce, le dinamiche costiera e fluviale sono infatti da ritenere fortemente interdipendenti tra di loro. Come è noto l'interazione tra i due fenomeni costituisce un tema assai complesso e condizionato da una molteplicità di fattori, alcuni dei quali

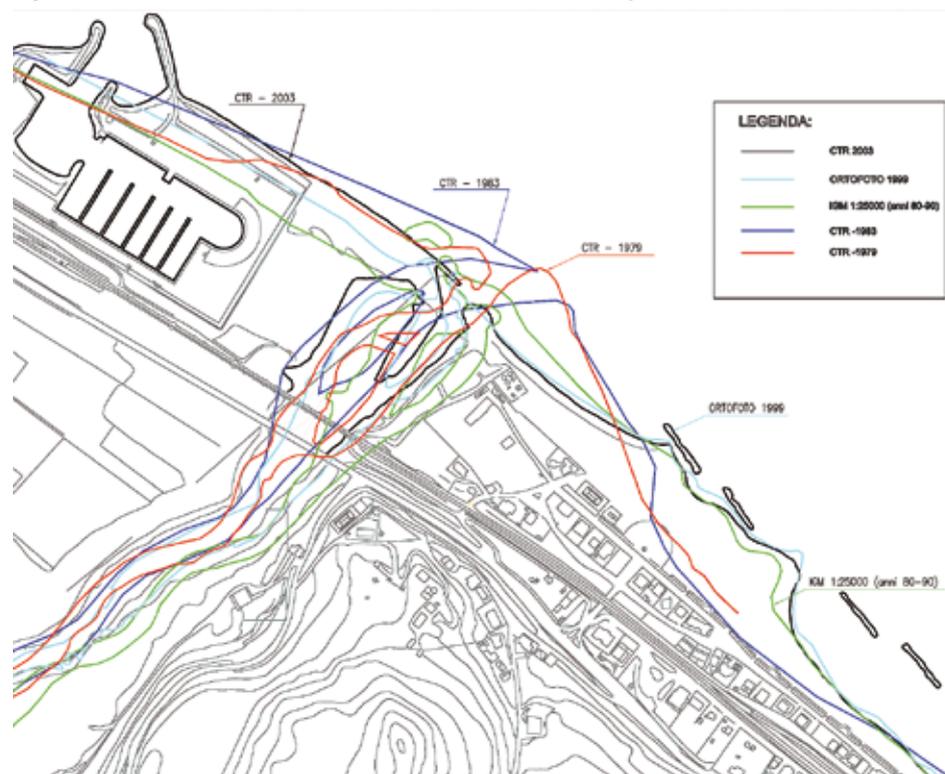
difficilmente controllabili o ricostruibili senza un piano di controllo predisposto e monitorato su un adeguato numero di anni di osservazione.

Per avere in ogni caso un inquadramento di queste problematiche, è stato effettuato il confronto tra cartografie storiche in modo da ricostruire, almeno nelle grandi linee, il quadro evolutivo e le trasformazioni avvenute in questo settore di territorio. La figura 2 rappresenta una ricostruzione dell'andamento del corso fluviale e della costa sulla base di tale confronto.

In sintesi, i dati raccolti indicherebbero che negli ultimi anni si sia verificato un generale arretramento della costa, con rettifica della cuspidè focale, e che nel contempo si siano instaurati processi e morfologie del tipo barriere/lagune a causa dello sviluppo di una barra (già presente in passato) che si è spostata e allineata alle scogliere.

La tendenza alla chiusura della barra è confermata anche dagli interventi della Regione Abruzzo che, poco prima del crollo del ponte, ha effettuato l'escava-

Figura 2 – La ricostruzione della linea di costa sulla base delle cartografie storiche



zione di un canale per l'apertura della barra in modo da permettere l'uscita delle acque verso il mare.

Il fenomeno di chiusura della foce dei fiumi è ben noto sulle coste italiane. Esso si verifica generalmente quando le portate solide del fiume diminuiscono e prevale l'azione modellatrice del mare; in questi casi è frequente che la foce possa ostruirsi parzialmente o completamente per opera dei sedimenti accumulati dal moto ondoso e che venga riaperta, anche per periodi molto brevi, solo durante gli eventi di piena.

Di certo un tale tipo di fenomeno può aver dato luogo a rapidi aumenti delle velocità di deflusso con conseguente innesco di fenomeni erosivi che, verosimilmente, hanno avuto effetti sullo scalzamento del ponte crollato.

Il nuovo ponte

La nuova opera di attraversamento del Fiume Sangro è stata suddivisa in due tratte. Una parte di accesso a Nord lato Pescara costituita da 8 campate continue in acciaio calcestruzzo di luce pari a 28 metri circa con fondazioni alternate rispetto a quelle del ponte crollato ed in asse a quelle di quello ferroviario adiacente. Considerato che il ponte è relativamente basso, tale luce è ottimale sotto tutti gli aspetti, costo, prestazioni e impatto anche tenendo conto che il ponte ferroviario a valle è molto più basso e con luci modeste e quindi chiude la visuale e la luce idraulica.

Un parte di scavalco dell'alveo attivo realizzata con una trave continua di 58 + 66 metri.

Gli aspetti geotecnici

La situazione di sottosuolo è stata ricostruita sulla base di approfondite e specifiche indagini geotecniche, eseguite in due fasi, che hanno compreso la realizzazione di 16 sondaggi a carotaggio continuo con prove SPT e prove pressiometriche in foro, prove geotecniche di laboratorio su campioni indisturbati, prove sismiche in foro tipo down-hole,

installazione di piezometri e inclinometri, stendimenti sismici a rifrazione.

Dall'insieme dei dati è stato ricostruito il modello geologico di sottosuolo riconducibile ad uno schema di terreno a due strati: il primo, superficiale, di spessore variabile da 5 a 25 m circa, costituito dai depositi alluvionali prevalentemente ghiaiosi; il secondo, profondo, costituito dalla formazione argillosa del substrato.

Dal punto di vista progettuale si è optato per una soluzione con posizionamento delle pile sempre in "ombra" con quelle

ferroviarie, ma abbandonando la posizione delle precedenti pile (anche per evitare interferenze con le fondazioni esistenti) e posizionandosi esattamente al centro delle campate del ponte crollato.

E' stata adottata una tipologia di fondazione tradizionale, su pali di grande diametro, e in particolare: per le pile "mobili", 4 pali Ø1000mm su plinto rettangolare di dimensioni contenute in modo da ridurre l'interferenza con il corso d'acqua, potenzialmente esondabile su tutta la piana; per le pile "fisse", 6 pali Ø1200mm.

Figura 3 - Le opere provvisorie e di fondazione della pila 9 ubicata in alveo

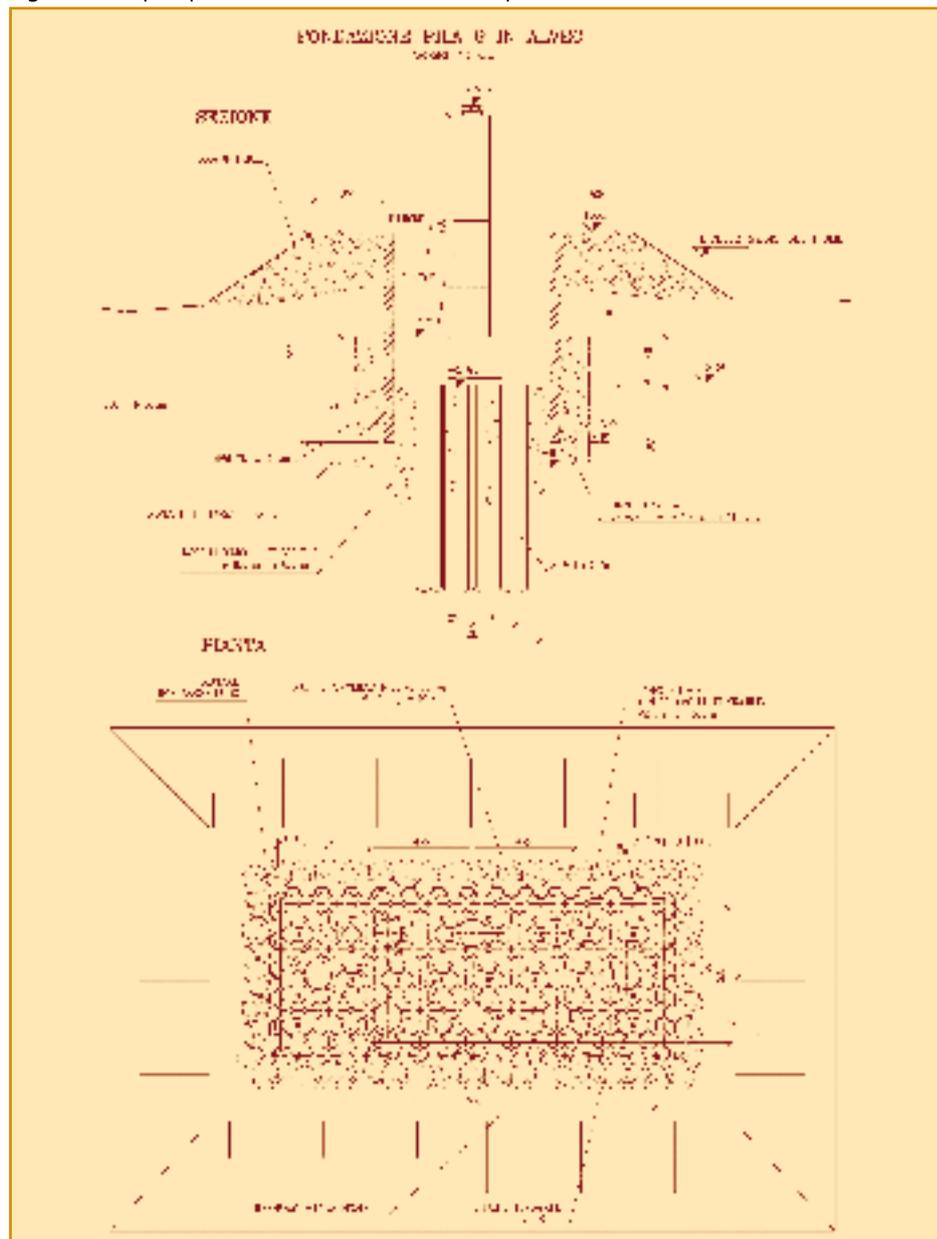




Foto 5 – Le opere provvisorie eseguite per le lavorazioni in alveo

Per la “grande luce” che prevede due pile in alveo è stata realizzata una fondazione di forma romboidale (a “saponetta” o “magnesia”), di migliori caratteristiche idrodinamiche, su 8 pali Ø1200.

Per la realizzazione dei plinti, approfonditi a varie quote ben al di sotto del livello di falda, è stato realizzato un palancolato metallico per il sostegno degli scavi e con funzione di tenuta idraulica. Per l'impermeabilizzazione del fondo è stato realizzato un tappo con colonne di jet-grouting.

La soluzione con palancolato è stata preferita rispetto ad altre tipologie (ad es. colonne di jet-grouting armate, pali secanti) per evitare le pesanti lavorazioni di rimozione delle opere di sostegno all'intorno dei plinti da eseguire ad opera ultimata.

Di particolare interesse risulta la fondazione della pila 9 (ubicata in alveo), per la cui esecuzione è stata necessaria una tura del fiume e la formazione di una “penisola” di lavoro dalla quale è stato realizzato lo scavo a pozzo del plinto che si approfondisce circa 6 m sotto il livello del fiume.

Per il contenimento dello scavo è stato realizzato un contrasto delle palancole su un doppio livello, con travi IPE 330 e HEB200 disposte con un telaio a rombo in modo da consentire le lavorazioni di armatura e getto del plinto e della pila.

Il sistema di opere provvisorie realizzato ha avuto un'ottima riuscita in termini di rapidità di esecuzione e di efficienza. Il contenimento del terreno e delle spinte dell'acqua è stato espletato senza alcuna criticità e la tenuta idraulica delle palancole e del tappo di fondo di jet-grouting si è rivelata molto soddisfacente essendosi verificate solo isolate e piccole infiltrazioni di acqua, nonostante il battente idraulico di oltre 6 metri.

I pali di fondazione sono stati dimensionati in modo da attraversare interamente i depositi alluvionali e intestarsi nelle argille del substrato. Le verifiche sono state effettuate seguendo le procedure degli Stati Limite, secondo le recenti normative introdotte con il Testo Unico (e con riferimento anche all'Eurocodice 7) confrontando i relativi risultati con quelli ottenuti secondo le procedure precedenti basate sulle tensioni ammissibili

(D.M 11/03/1988). Come è noto le verifiche allo Stato Limite Ultimo vengono eseguite con il “metodo dei coefficienti parziali” da applicare alle azioni esterne e ai terreni. Le caratteristiche geotecniche dei terreni sono definite “valori caratteristici”.

Come è stato evidenziato da vari Autori [ad es. Mandolini A., Viggiani G.], le procedure allo SLU portano a dimensionamenti meno cautelativi rispetto alle procedure di calcolo classiche (che prevedono la definizione del carico limite e applicazione di un coefficiente di sicurezza per il calcolo del carico ammissibile).

Tale osservazione sta portando ad una revisione delle procedure di calcolo tanto che, al momento della stesura di questo articolo, è in corso di preparazione un aggiornamento del Testo Unico che prevede l'introduzione di valori dei coefficienti parziali più restrittivi rispetto ai precedenti.

Si ricorda tuttavia che nei confronti degli Stati Limite di Esercizio (SLE), le opere interagenti con i terreni devono essere verificate in relazione ai cedimenti previsti e tale condizione può risultare più gra-

Foto 6 – Lo scavo del plinto della pila 9 in alveo



vosa e dimensionante nei riguardi della definizione della lunghezza dei pali.

In tale ottica, nel dimensionamento di progetto, si è tenuto conto della previsione dei cedimenti attesi e tale impostazione ha portato ad un sovradimensionamento rispetto a quello che si sarebbe ottenuto con una pura verifica allo SLU.

Le prove su pali eseguite in corso d'opera hanno confermato la correttezza di tale impostazione. Le prove sono state eseguite sui due diversi modelli di calcolo estremi:

Sulla sponda sinistra il modello prevede i maggiori spessori dei depositi alluvionali (circa 25 m, con pali lunghi 29 m che si intestano per 8 m nelle argille del substrato). Sulla sponda destra il modello prevede spessori di alluvioni trascurabili, con pali interamente intestati nella formazione argillosa.

Le prove di carico sul palo dello schema 1 (interpretate con la nota tecnica di interpolazione iperbolica) hanno indicato valori del carico limite molto elevati con modeste deformazioni verticali (a testimonianza di elevate resistenze per attrito laterale sul fusto del palo nei terreni ghiaiosi).

Per lo schema 2 è stata condotta anche una prova su palo corto, in modo da studiare il comportamento del palo per solo attrito laterale nei terreni argillosi. Per questa prova, la cui interpretazione è stata condotta con il metodo grafico



(Bowles), si sono verificate deformazioni di entità non trascurabile che giustificano l'adozione di valori del carico limite ridotti rispetto a quelli ricavati con le procedure alla SLU.

Gli interventi idraulici

I calcoli idraulici per la definizione dell'assetto idrodinamico del corso d'acqua e per la ricostruzione dei profili

di propagazione del colmo dell'onda di piena sono stati condotti sulla base dei seguenti scenari di riferimento:

- a) Stato precedente al crollo
- b) Stato di progetto con ponte di grande luce
- c) Fase di realizzazione opera (con riduzione delle sezioni di deflusso dell'alveo per la presenza delle opere provvisorie).

Utilizzando il modello idraulico sono quindi state eseguite complessivamente cinque simulazioni esaminando due di-

Figura 4 - I risultati delle prove di carico su pali

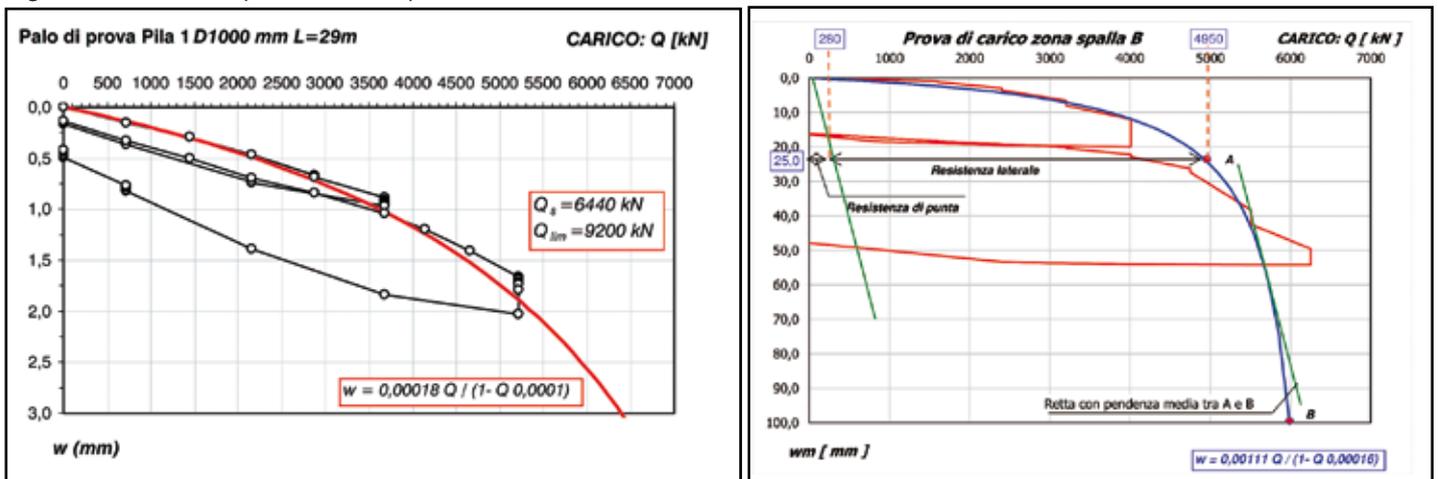




Figura 5 - Modello HEC-RAS - Configurazione geometrica del tratto esaminato

stinte condizioni di portata per ciascuno dei primi due scenari di riferimento a cui va aggiunta la simulazione relativa allo scenario C. Per le verifiche idrauliche è stato 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, progettato da Mr. Gary W. Brunner. Nel modello è stata ricostruita la presenza della barra di foce e la morfologia della bocca di deflusso ricavata dai rilievi appositamente effettuati. La posizione attuale appare spostata verso sud, rispetto all'ortofoto utilizzata come base di riferimento del modello, come evidente nella Figura 5.

Al fine di ricostruire il profilo idraulico in maniera attendibile, sono stati inseriti nel modello idraulico i due ponti (stradale e ferroviario) e la traversa a valle del ponte ferroviario.

Come condizione al contorno di valle è stato assunto, per tutti gli scenari di riferimento, il livello medio marino maggiorato di 20 cm per tener conto delle escursioni della marea

Per la implementazione del modello idraulico in prima istanza è stata seguita, per la definizione del parametro

di scabrezza, la metodologia basata sul noto metodo di calcolo proposto da Ven Te Chow ("Open Channel Hydraulics" McGraw Hill International Editions). E' stato utilizzato un valore del parametro di scabrezza di Manning (n) di 0.04 per la parte delle sezioni trasver-

sali occupata dall'alveo inciso, e fino a 0.065 sulle sponde per tener conto della vegetazione.

• **Scenario A - stato precedente al crollo**

Le simulazioni effettuate evidenziano che nella *condizione 1* ($Q1 = 1853 \text{ m}^3/\text{s}$ evento di piena bicentenario PSDA) il ponte ferroviario sarebbe andato in pressione causando un innalzamento dei livelli idrici in corrispondenza del ponte della S.S. 16.

In concomitanza del verificarsi della *condizione 2* ($Q2 = 1147 \text{ m}^3/\text{s}$ s Portata di apertura contemporanea degli scarichi delle dighe), l'acqua defluirebbe attraverso il ponte ferroviario a pelo libero, anche se il livello idrico raggiungerebbe circa 3.52 m s.l.m. impattando in parte sugli archi e causando un seppur contenuto rigurgito a monte, sino al ponte stradale.

Le verifiche di scalzamento condotte sul ponte stradale crollato evidenziano come già valori di portata decisamente inferiori alla portata della condizione 1 potessero causare scalzamenti tali da raggiungere l'intradosso dei plinti di fondazione delle pile poste nell'alveo inciso.

Figura 6 - Modello HEC-RAS - Scenario B - $Q1 = 1147 \text{ m}^3/\text{s}$

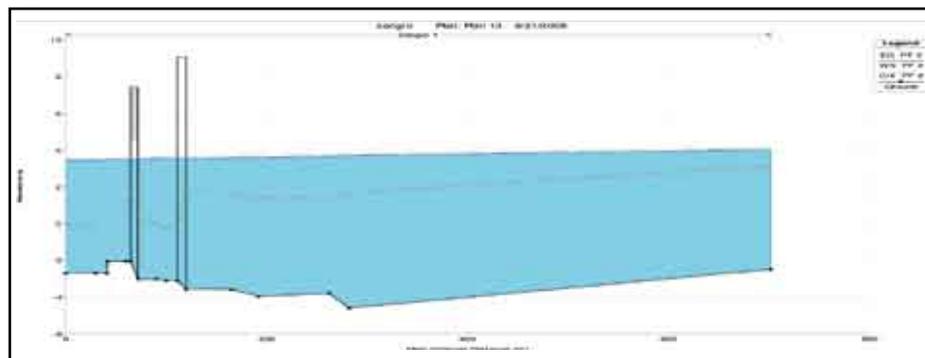
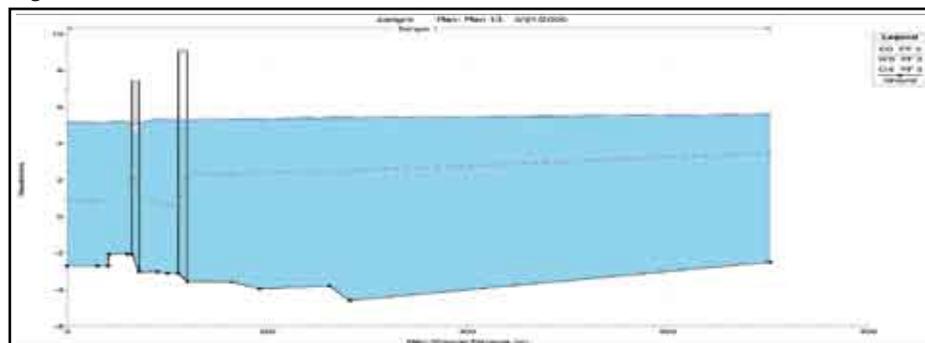


Figura 7 - Modello HEC-RAS - Scenario B - $Q2 = 1853 \text{ m}^3/\text{s}$



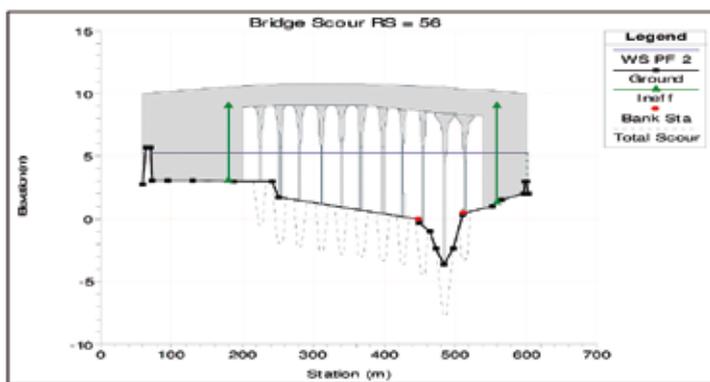


Figura 8 - Modello HEC-RAS – Scalzamento del vecchio ponte della S.S.16 per la portata $Q_2 = 1853 \text{ m}^3/\text{s}$

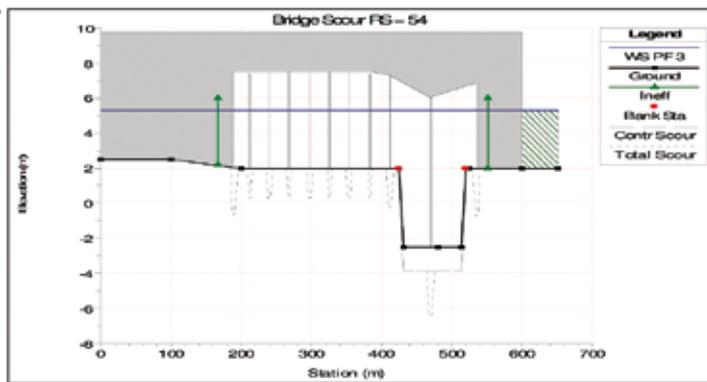


Figura 9 - Modello HEC-RAS – Scalzamento del nuovo ponte della S.S.16 per la portata $Q_2 = 1853 \text{ m}^3/\text{s}$

• Scenario B - stato di progetto

Anche per questo scenario le simulazioni evidenziano che nella condizione 1 ($Q_1 = 1853 \text{ m}^3/\text{s}$ evento di piena bicentenario PSDA) il ponte ferroviario sarebbe entrato in pressione causando un innalzamento dei livelli idrici in corrispondenza del ponte della S.S. 16.

Il livello idrico in corrispondenza del ponte di progetto per $Q_1 = 1853 \text{ m}^3/\text{s}$ è pari a 5.32 m s.l.m.

Rispetto all'intradosso massimo del ponte posto a 7.76 m s.l.m. si ha un franco idraulico di 2.44 m.

Un franco superiore ad 1 m è garantito in tali condizioni per un ampiezza largamente superiore ai 2/3 della luce.

Anche in concomitanza del verificarsi della condizione 2 ($Q_2 = 1147 \text{ m}^3/\text{s}$, Portata di apertura contemporanea degli scarichi delle dighe) il ponte ferroviario causerebbe un contenuto rigurgito a monte sino al ponte stradale, sotto il quale rimarrebbe garantito un franco compreso tra un minimo di 1.90 ed un massimo di 4.38 m.

Attraverso il modello sono stati calcolati gli scalzamenti prevedibili su tutte le fondazioni.

Il massimo scalzamento si registra sulla pila 9 in alveo di magra.

Sulla fondazione di questa pila il valore di scalzamento calcolato come somma dello scalzamento per contrazione della corrente e di quello indotto dalla presenza della pila pari a 3.58, misurato a partire dalla quota di fondo alveo della sistemazione di progetto che è posta a -2.5 m sul livello del mare.

Lo scalzamento calcolato raggiungerebbe quindi la quota di -6.08 m s.l.m. senza scoprire l'intradosso del plinto.

Ripetendo la verifica secondo le procedure consigliate dalla FHWA tenendo conto dello scalzamento composto indotto dalla pila, dalla ciabatta di fondazione e dal gruppo di pali di fondazione, si ottiene un valore leggermente maggiore dello scalzamento pari a 4.30 m.

In questo caso lo scalzamento raggiungerebbe la quota di -6.70 m s.l.m. causando una lieve scopertura dei pali di 20 cm, poiché l'intradosso del plinto è posto a quota -6.50 m s.l.m.

Seppur tale scenario risulti puramente ipotetico, in quanto è prevista una protezione del fondo alveo che blocca di fatto qualsiasi scalzamento, in favore di sicurezza le fondazioni sono state dimensionate in modo da sopportare altezze di scopertura di pali superiori a quelle calcolate.

Scenario C – fase di realizzazione

La verifica è stata effettuata considerando l'alveo parzialmente occluso ("Blocked Obstruction" in Hec-RAS) dal palancolato previsto nelle fasi realizzative. La portata di $150 \text{ m}^3/\text{s}$ rimane interamente contenuta nell'alveo inciso anche in presenza delle palancole in alveo.

La sistemazione post operam dell'alveo

E' stata realizzata la sistemazione dell'alveo di magra in corrispondenza del nuovo

ponte previa regolarizzazione del fondo con asportazione delle macerie del ponte crollato, che avrebbero costituito un forte ostacolo al deflusso della corrente.

Successivamente il fondo è stato rivestito con massi di cava fino a quota -2.50 m s.m.

Il dimensionamento del pietrame per il rivestimento di fondo alveo è stato effettuato secondo le procedure indicate dalla Hydraulic Engineering Circular No. 23 - Bridge Scour And Stream Instability Countermeasures, nella design guideline 8: rock riprap at piers and abutments.

In corrispondenza delle zone di bordo del rivestimento è stato previsto un taglione di ammorsamento realizzato in massi. Al fine di proteggere la spalla del nuovo ponte ed il rilevato stradale della S.S. 154 dall'azione erosiva della corrente, è stata rivestita l'intera sponda destra per tutto il tratto interessato dalla palificata. Tale rivestimento dal cordolo in testa alla palificata scende sino a quota -2.50 m s.m., rendendosi solidale con il rivestimento dell'alveo. ■

*Un caloroso ringraziamento a:
Il Prefetto di Chieti Dott. Aldo Vaccaro
Il Vice-Prefetto di Chieti Dott.ssa Domenica Calabrese*