



## **Multidisciplinary Design of the new Sangro Bridge** **A review of the geological, geotechnical and hydraulic issues**

### **La progettazione integrata del nuovo ponte sul fiume Sagro** **Aspetti geologici, geotecnici e idraulici**

**Prof. Ing. Marco Petrangeli\***, *Progettista e Direttore dei Lavori*

**Prof. Ing. Geol. Massimo Pietrantonì\***

**Ing. Mauro Priante\***

(\*) INTEGRA srl - Via di S. Erasmo 16 - 00184 Roma. [www.integer.it](http://www.integer.it)

#### **ABSTRACT**

*The collapse of the old Sangro Bridge, due to foundation scouring in the fall of 2004, caused the interruption of the national road SS16 "Adriatica" and a major disruption to the economy of this southern part of Abruzzo.*

*Given the strategic importance of this infrastructure, the design of the new crossing has been carried out, from the very early stages, by a multidisciplinary team of structural, geological, geotechnical and hydraulic engineers. The design of the new structure could therefore be based on a sound and detailed analysis of the causes that lead to the collapse of the old bridge. This analysis spanned from geological and geotechnical aspects to hydraulic and maritime studies involving the coastline evolution over the last few centuries.*

*Sharing their knowledge and perspectives, the team set the basic principles and guidelines to be used in the design of the new bridge. Among them, a substantial improvement of the river bed, banks and mouth, suffering from various harmful human interventions perpetrated over the last century, was deemed indispensable for the new bridge and the surrounding environment.*

*A beneficial effect of the integrated approach to design and work supervision also allowed to minimize cost and construction time. The bridge was built in 7 months only, a time frame unheard of in the Italian infrastructure sector.*

#### **RIASSUNTO**

*Il crollo del ponte sul Fiume Sangro, avvenuto nel 2004, ha provocato l'interruzione della S.S. 16 Adriatica nel tratto abruzzese meridionale.*

*Vista l'importanza strategica di questa infrastruttura, è stato adottato un criterio di progettazione integrata che ha coinvolto le diverse componenti tecniche (strutturale, geologico, geotecnico e idraulico) sia nelle attività progettuali, dalla fase preliminare a quella esecutiva, sia in quelle di controllo tecnico e amministrativo. La progettazione è stata guidata dallo studio di tutte le componenti ambientali e tecniche, dalla dinamica costiera e fluviale alla struttura geologica e geotecnica di sottosuolo e quindi alle caratteristiche strutturali e costruttive. Tale approccio operativo ha permesso di risalire alle possibili cause del crollo del vecchio ponte e di individuare di conseguenza le linee guida più appropriate per la progettazione della nuova opera di attraversamento. L'impegno congiunto dei diversi specialisti di settore e il loro coordinamento ha portato a scelte condivise fin dalla scelta della tipologia strutturale, nel contesto delle criticità geologiche, geotecniche e idrauliche.*

*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.*

*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.*

## **1. INTRODUCTION**

The SS16 represent, together with the adjacent Motorway A14, the principal interregional North-South link of the Adriatic (East) side of Italy. Specifically, the Sangro crossing, falls in between the two important industrial areas of the Vasto Harbour and Sangro valley industrial district (Fiat, Honda, Peugeot).

The strategic position of the bridge called for a fast re-building of the structure once the old structure collapsed due to foundation scouring. At the same time, the adopted solution had to address the problem of the Sangro River scouring of the right bank and its never stopping interaction with the coastline and its maritime structures.

When choosing the structural solution for the

**Multidisciplinary Design of the new Sangro Bridge. A review of the geological, geotechnical and hydraulic issues**  
**La progettazione integrata del nuovo ponte sul fiume Sangro. Aspetti geologici, geotecnici e idraulici**

Marco Petrangeli, Massimo Pietrantonio, Mauro Priante

bridge, maximum importance was given to simplicity and reliability of cost and construction time schedule. A continuous composite girder was preferred to larger span solutions based on stayed or bow string schemes. The composite does allow comparatively large spans to be built at a discount to other solutions as well as provides an appealing architectural blending with the surrounding area and adjacent masonry railway bridge.

Position of intermediate supports and span lengths were therefore optimized based on the geotechnical and hydraulic inputs provided by the experts.



Photo 1 - The new bridge over the Sangro River.

## 2. THE COLLAPSE OF THE OLD BRIDGE

The collapse of the old masonry and concrete arch bridge made of 12 spans of 29 metre each, was a two stage event. The first one, involving the first three (South) spans took place on October 24<sup>th</sup> 2004; with the second one, on the 3<sup>rd</sup> January 2005, further 3 spans collapsed with a domino effect leaving only 6 spans still standing attached to North abutment.

Although the mechanism of collapse (4 hinges) is well known, still the event was highly dramatic and spectacular. Quite a few could witness the event since premonitory signs in the morning lead to the collapse at lunchtime with the actual collapse taking less than 1 hour.



Photo 2 and 3 – The old bridge after the collapse.

The authors believe a number of different factors may have contributed to the bridge collapse. Possibly only few of them have been critical, certainly one must have been the triggering cause (scouring). The following list includes the most important of them:

- Foundation scouring. The survey executed after the collapse showed local scouring to be in excess of 3 metres, especially around the old bridge foundations. The collapse initiated with the first pier, falling exactly in the middle of the main active river branch within the 100 metre wide river estuary.
- Asymmetric push from the abutment into the first arch and first pier. The bridge was built with one strong (thicker) pier each four. A boundary effect on the south abutment, likely worsened by soil creep, could have been easily transferred to the first (slim) pier located into the river bed.
- Very poor quality of concrete, further reduced by salt exposition (the bridge is within 150 metre from the coast line) and with scant, if any, reinforcement of the smooth type.
- Under dimensioning of foundations. Concrete piles below the plinth were weakly reinforced and only one in four of it. They were only built in the plinth for half a metre, the plinth was unreinforced. Scouring must have dramatically reduced the lateral strength and stiffness of the foundation leading to inadmissible displacement to the arches.
- Strong overloading of the bridge due to excessive thickness of the road bituminous pavement. During the years, surface maintenance has caused this thickness to steadily build up to over 40 cm. This thickness is equivalent to a 4 ton/m increment of the permanent load compared to a 10 cm standard pavement.

### 3. THE RAILWAY BRIDGE

The railway bridge, located 30 metres downstream from the collapsed one, was built in the '30 and used by the old coastal line now displaced inland. The bridge is a masonry multiple arch bridge, similar to the other one, with 14 metre spans. When the collapsed roadway bridge was built in the late '40, the span length was chosen such that the piers would be aligned to those of the railway bridge and therefore the span was set to twice that of the existing railway bridge.



Photo 4 – Lifting in place of the main steel girders, the railway bridge in the background

The railway bridge survival to the flood that wrecked the roadway bridge was very likely due to the following factors:

- ✓ The foundations, although superficial and resting on wooden piling do benefit from a double protection system. An inverse masonry arch built between them at the time of the original construction and a concrete diaphragm cast in situ in 1985, 20 metres downstream

- ✓ Loads on foundations were significantly smaller compared to the roadway bridge because of half span size and less shallow arch shape that reduces the horizontal force component.

Given the presence of this historical and ageing structure few metres downstream, the foundations of the new bridge had to be designed so as to minimize the interference with it.

### 4. GEOLOGIC AND SUBSOIL CONDITIONS

The Sangro River Bridge crosses the watercourse close to the mouth of the river, not far from the Adriatic coast. In this area the river flows at the base of the right bank of the wide river plain.

From a geological point of view, the substratum of the studied area is constituted by a silty-clayey formation, formed in the Plio-Pleistocene era in a marine deposit environment. During the early Quaternary epoch, the marine formation was covered by sands, gravels and conglomerates of continental and marine depositional environment. This geological series is called “*depositi dell’avanfossa adriatica*”, also known as “*bacino molisano*” according to some authors [CASNEDI *et al.*, 1981-1982].

During the late Quaternary this sedimentary series was deeply eroded by the Sangro River that previously flowed through the valley along different streams and at different levels. Due to the sea level variations which occurred during the Quaternary epoch, the river eroded the Plio-Pleistocene clayey formation many metres below the actual sea level. Afterwards, the ancient valley was partly filled by alluvial deposits, mainly constituted by sands and gravels.

From a morphological point of view, the valley has an asymmetric profile. On the left side of the watercourse the valley is flat and very wide and is characterized by a series of old alluvial terraces.

The right river bank is very steep due to the fact that the watercourse flows at the base of the shoulder. The right bank of the valley, mainly constituted by pleistocene sands and conglomerates, forms a long and narrow hill, outstretched forward the coast with a SSW-NNE alignment.

Geological surveys and aerial photo interpretation studies indicate that a normal-type fault system divides the sedimentary plio-pleistocene series in blocks (see fig. 1, geological section).

Detailed geognostic and geotechnical investigations were conducted on site: geological surveys, core recovery boreholes with in-situ tests and collection of samples for geotechnical laboratory tests. In addition, piezometric and inclinometric equipments were installed and seismic refraction profiles were executed.

Geological and geotechnical studies and investigations were carried out by *Centro Ricerche e Studi Sperimentali per le Geotecnologie (CeRS-Geo)* of Chieti-Pescara University (Director: Prof. Nicola Sciarra).

The execution of the investigation permitted the complete definition of the geological-stratigraphic condition of the subsoil in the project area.

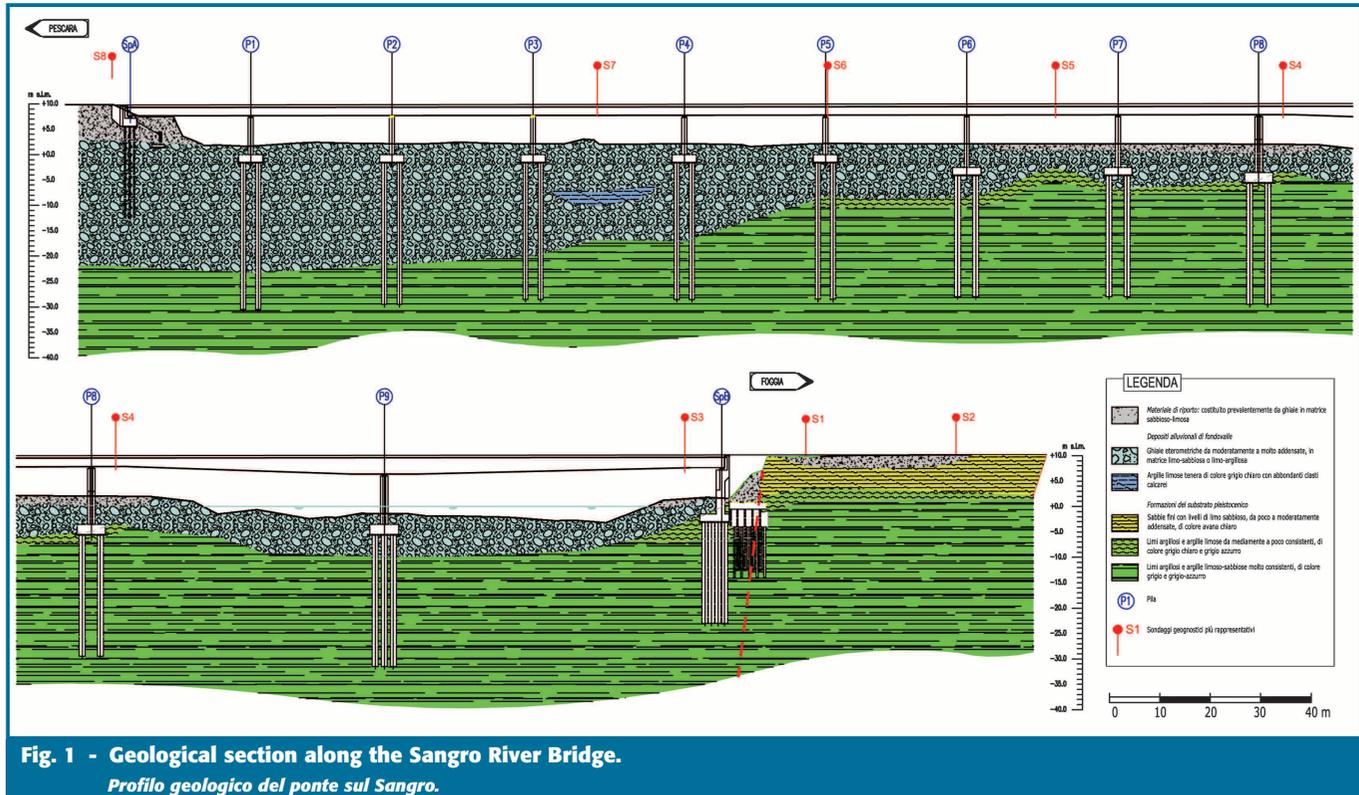
The subsoil is constituted by mainly sandy-gravelly alluvial deposits. The thickness of the alluvial deposit gradually grows going from the right bank towards the centre of the river plain.

The boreholes indicate that the alluvial deposit is very thin on the right foot bank (a few metres) and on the left margin of the watercourse (6-7 m). Going

## Multidisciplinary Design of the new Sangro Bridge. A review of the geological, geotechnical and hydraulic issues

### La progettazione integrata del nuovo ponte sul fiume Sangro. Aspetti geologici, geotecnici e idraulici

Marco Petrangeli, Massimo Pietrantonio, Mauro Priante



towards the centre of the river plain, the thickness of the alluvial deposit grows reaching the maximum value of approximately 25 m in the area of the left shoulder of the bridge (see fig. 1, geological section).

The alluvial deposit lies above the silty-clayey plio-pleistocenic formation, which is very thick (at least 50 m as indicated by borehole logs).

## 5. HYDRAULICS AND COASTAL MORPHOLOGY

### 5.1. Hydrologic analysis

Because of the absence of stream gauging stations, discharge measurements were not available. The estimation of the design flow rate has been obtained with a Hydrologic analysis based on climatological and watershed characteristics.

The following two different methods have been adopted:

1) Use of flood stochastic models based on regionalization scheme adopted in the Italian Flood Estimation National Project [VAPI-GNDCI research program – Flood evaluation in Italy, 1986]. Regional regression equations are commonly used for estimating peak flows at ungaged sites or sites with insufficient data. Regional regression equations relate either the peak flow or some other flood characteristic at a

specified return period to the physiographic, hydrologic and meteorological characteristic of the watershed. Such procedure has been adopted in Flood Risk Directive by the River basins Regional Authority [Autorità dei Bacini di Rilievo Regionale dell’Abruzzo - PSDA, Piano Stralcio Difesa Alluvioni].

2) Statistical analysis - Rainfall, along with watershed characteristics, determines the flood flows upon which design is based. An inflows-outflows modeling has been adopted, based on hydrologic conceptual infiltration model and runoff generation model. Curve number method developed by SCS (Soil Conservation Center) was adopted as infiltration model. The input includes variables to reflect the size of the contributing area, the amount of rainfall, the potential watershed storage and the time-area distribution of the watershed.

#### 5.1.1. Sangro river basin

The Sangro is a river in eastern central Italy, known in ancient times as Sangrus. It rises in the Abruzzo National Park in the Apennine Mountains and flows northeast through Castel di Sangro before flowing into the Sangro lake. From there it flows northeast and joins the Aventino River, and therefore it reaches the Adriatic Sea. The length of the river is approximately 125 Km; the surface of catchment basin is 1557 Km<sup>2</sup>.

**Multidisciplinary Design of the new Sangro Bridge. A review of the geological, geotechnical and hydraulic issues**  
**La progettazione integrata del nuovo ponte sul fiume Sangro. Aspetti geologici, geotecnici e idraulici**

Marco Petrangeli, Massimo Pietrantoni, Mauro Priante



Flood peak estimates should take into account the presence of dams, along the river stream.

As a flood hydrograph moves down a river, its shape is modified due to flow resistance along the channel boundaries and the storage of water in the channel, detention basins, lakes and floodplains.

The main dam is located in Bomba (Sangro River), its storage capacity is 64 millions cubic meters. Another dam is located in Casoli (Aventino River), its storage capacity is 20 millions cubic meters. Other dams are located in Ateleta and Barrea (Sangro River), and in Montagna Spaccata (Rio Torto).

Following the River basins Regional Authority's directive, dam presence along river stream was neglected for the estimation of the design flow rate.

### 5.1.2. Design flow rate

Two different design flow rates were used in the hydraulic simulations.

#### 1. Peak discharge $T_r$ 200 years, neglecting dam presence along river stream.

Using VAPI-GNDCI method, peak discharge flow is 1853 m<sup>3</sup>/s, otherwise, using SCS method, peak discharge flow is 1686 m<sup>3</sup>/s. The first value was used as design flow rate because is about the same value adopted in PSDA by the River basins Regional Authority. In this way, peak discharge value has been overestimated, because it should be reduced due to flow resistance along the channel boundaries and the storage of water in the channel, detention basins and floodplains.

$$Q_1 = 1853 \text{ m}^3/\text{s}.$$

#### 2. Peak discharge $T_r$ 200 years, simultaneous dam spillway gates opening in Bomba and Casoli.

Actual river conditions with dam presence along river stream. Peak discharge value was estimated adding the estimated flow in the river sub-basin between the dams and the bridge design river section and dam's spillway gates flow discharge

Dams spillway gates flow discharge values draw out by Italian dam Authority data (see table). The total design value for both dams was 784 m<sup>3</sup>/s.

Dam	Maximum water level	Spillway discharge $T_r = 1000$ years	Medium level outlet discharge	Bottom outlet discharge
Bomba Dam (Sangro River)	2574 m s.m	1216 m <sup>3</sup> /s	390 m <sup>3</sup> /s	94 m <sup>3</sup> /s
Casoli Dam (Aventino River)	2575 m s.m	535 m <sup>3</sup> /s	-	300 m <sup>3</sup> /s

Discharge flow value in the river sub-basin between the dams and the bridge design river section estimated with VAPI-GNDCI method was 363 m<sup>3</sup>/s.

$$Q_2 = 784 + 363 = 1147 \text{ m}^3/\text{s}.$$

#### 3. Peak discharge during bridge construction

This condition occurs during bridge foundation construction, when river section must be partially obstructed with temporary banks. Hydraulic risk is defined as the probability that a given flow value will be exceeded at least once in  $n$  years. The following equation gives the risk of failure as a function of the bridge design time,  $n$ , and the design return period  $T$ .

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

where:

$R$  = hydraulic risk

$T$  = return period (years)

$N$  = project design life (years)

The hydraulic risk associated to river section partial obstruction, must be equal to the hydraulic risk of failure during the bridge life. In this way return period  $T_{pr}$  can be expressed as:

$$T_{pr} = \frac{1}{1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^{\frac{V}{c}}}$$

$T$  = return period (years)

$V$  = bridge design life (years)

$c$  = bridge construction time (years)

$T_{pr}$  = return period related to temporary works (years).

The calculated return period related to temporary works is 2 years.

Peak discharge value during temporary works was estimated adding the estimated flow in the river sub-basin between the dams  $Q(S = 370 \text{ Km}^2; \phi = 0.3; T_r = 2 \text{ years}) = 110.5 \text{ m}^3/\text{s}$  and the bridge design river section and dams standard flow discharge 40 m<sup>3</sup>/s.

**Multidisciplinary Design of the new Sangro Bridge. A review of the geological, geotechnical and hydraulic issues**  
**La progettazione integrata del nuovo ponte sul fiume Sangro. Aspetti geologici, geotecnici e idraulici**

Marco Petrangeli, Massimo Pietrantonio, Mauro Priante

## 5.2. Coastal evolution

Natural and anthropogenic changes in coastal area significantly affect hydraulic discharge and water profile in the new bridge river section. The coastal intersection of land, sea, and air is a highly dynamic region that evolves in time and in space over a wide range of scales due to a variety of physical processes.

Natural long-term trends and responses to large-scale interventions have important implications for the management of the coastal zone. A good understanding of the processes of long-term coastal evolution is thus of utmost importance for this area. For this reason available data have been collected in order to define the boundary conditions that can have influenced on the bridge collapse.

The classification of coastal processes should be based on an examination of:

- Sediment transport: the movement of sediment around the coast is a significant factor influencing coastal processes such as erosion and deposition;

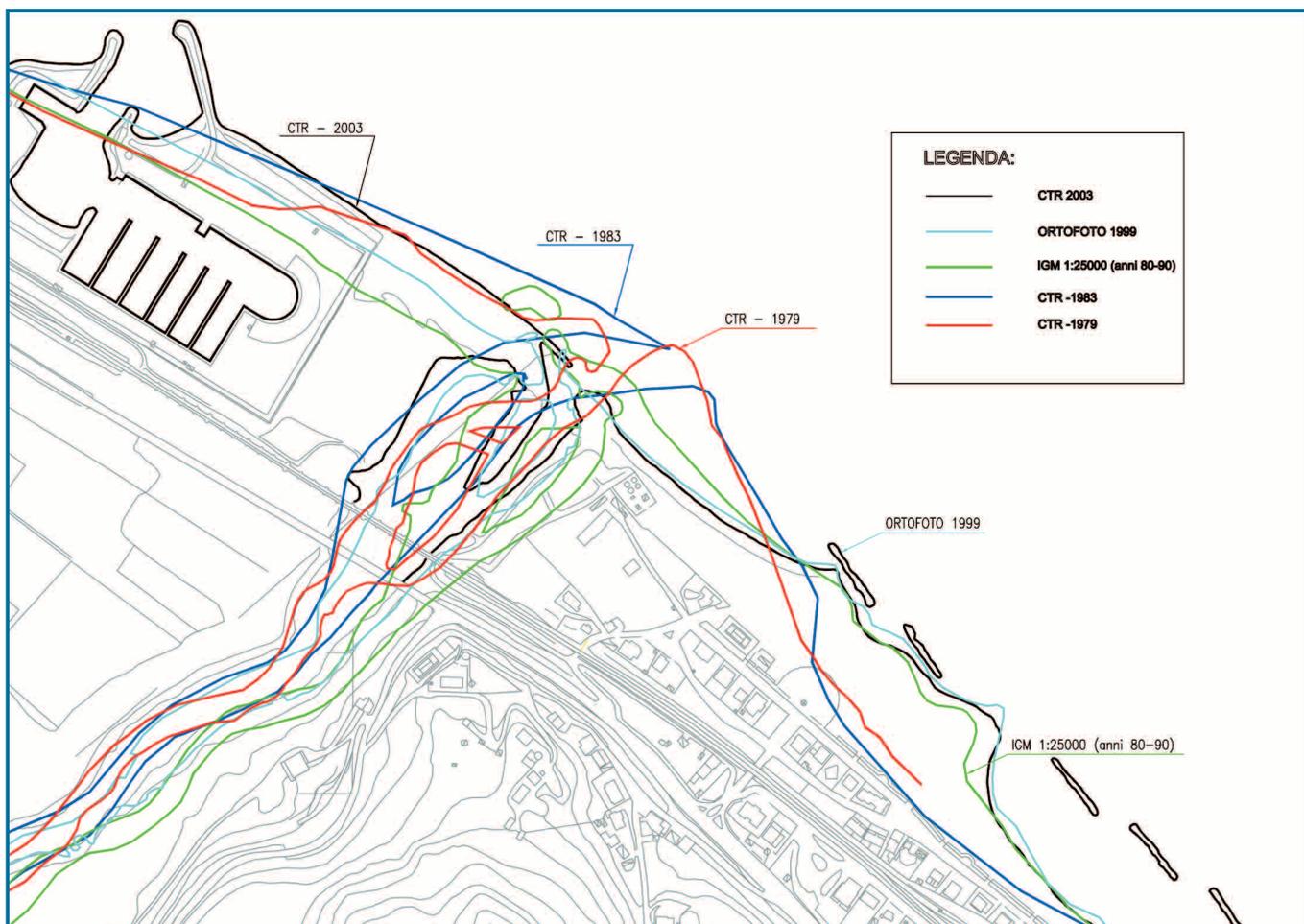
- Marine erosion: the loss of land or encroachment by the sea through a combination of wave attack and slope processes;

- Wave climate: tidal movement and tidal range have an effect on sediment transport and coastal landforms.

Due to the fact that the river crossing is located very close to the mouth of the river, the understanding of the interaction between the river and the dynamic evolution of the shore line is very important. A complete study of the river-coast system evolution should be conducted with the support of a long period monitoring of the factors involved in the phenomenon.

In order to have an overview of the river-coast system evolution, a comparative study was conducted using some historical maps, aerial photographs and ground surveys.

Figure 3 represents the reconstruction of the river bed and the coast evolution, on the base of such



**Fig. 3 - Evolution of the shoreline based on historical maps.**

*La ricostruzione della linea di costa sulla base delle cartografie storiche.*

comparison. Since the beginning of the 20<sup>th</sup> century, the Adriatic Sea's coastal areas have been affected by a widespread shoreline regression. After the construction of a series of breakwaters (starting from 1983), a shifting of the coastline occurred. A negative effect on the coast evolution is represented by the construction of the Fossacesia Harbour, which has a long pier and a breakwater.

The comparative study shows the development of a shore bar that has moved and aligned to the breakwaters so to partially close the river mouth. Recent excavation works, carried out to create a channel through the bar allowing the river outflow, gives evidence of the described evolutionary trend. Shore bar opening could have increased outflow speed, activating and/or increasing the scouring phenomena at the collapsed bridge foundations.

## 6. THE NEW BRIDGE

Although made of a continuous girder over the whole length, the new Sangro crossing can be divided into two parts.

The **approach part** is made of 8 spans of 28 metres circa. The piers are aligned with that of the railway bridges and falls in between that of the collapsed one so as to avoid problems when boring the new piles. This choice was reckoned to be the optimal solution under all points of view: the span length is structurally adequate and economic for the bridge height (approximately 10 metres), it also leave sufficient clearance for the river to flow trough (the railway bridge is lower and with a smaller flow section). The pier positions minimize the hydraulic influence to the railway bridge and avoid interference with the foundations of the collapsed bridge.

The **river crossing part**, is made of two larger spans instead, a 66 metre one over the main channel and a 56 metre over the rest of the estuary.

### 6.1. Geotechnical aspects

Based on the results of the geotechnical investigations, a detailed reconstruction of the geological and geotechnical condition of the subsoil has been achieved.

Geognostic investigations followed with 16 core recovery boreholes (at least one for every support, apart from pier no. 9 located in the main stream), depth ranging from 20 to 60 m, with Standard Penetration Tests, pressiometric and down-hole seismic tests, and laboratory geotechnical analysis of undisturbed samples.

Geotechnical investigations provided sufficient

data concerning the ground and groundwater conditions at the site to enable a proper description of the essential ground properties and a reliable assessment of the characteristic values of the geotechnical parameters to be used in the design. Based on the investigation data, a subsoil geological model was formulated and therefore a geotechnical scheme for every foundation site has been proposed. The geotechnical scheme formulated for pier no. 9, where no boreholes were executed, was confirmed by the log data collected during the excavation of the piles.

For all the foundations of the bridge, the geotechnical model is represented by a two-layer soil scheme. Starting from the ground level to depth: the first layer, constituted by sandy-gravelly alluvial deposit, has a variable thickness in the range 5 to 25 m approximately; the second one is constituted by the abovementioned silty-clayey formation.

In order to minimize the hydraulic interactions between the new bridge and the old masonry railway bridge, located approximately 30 m downstream, the new piers have been aligned with the railway ones and falling in between the collapsed one.

This design approach was chosen in order to avoid any interference with the collapsed bridge's foundations (concrete plinth with 350mm diameter piles), not removed after the collapse.

Therefore, a traditional pile foundation, usually adopted in this kind of geotechnical situation, was selected. The "approach" viaduct piers are founded on four Ø1000mm piles, embedded in a rectangular plinth. Due to the potential overflow of the river through the floodplain crossed by the new bridge, a plinth of small dimension was adopted, in order to minimize the interaction between river flow and the complex pier-plinth-piles. For the strong piers a six Ø1200mm pile foundation was selected.

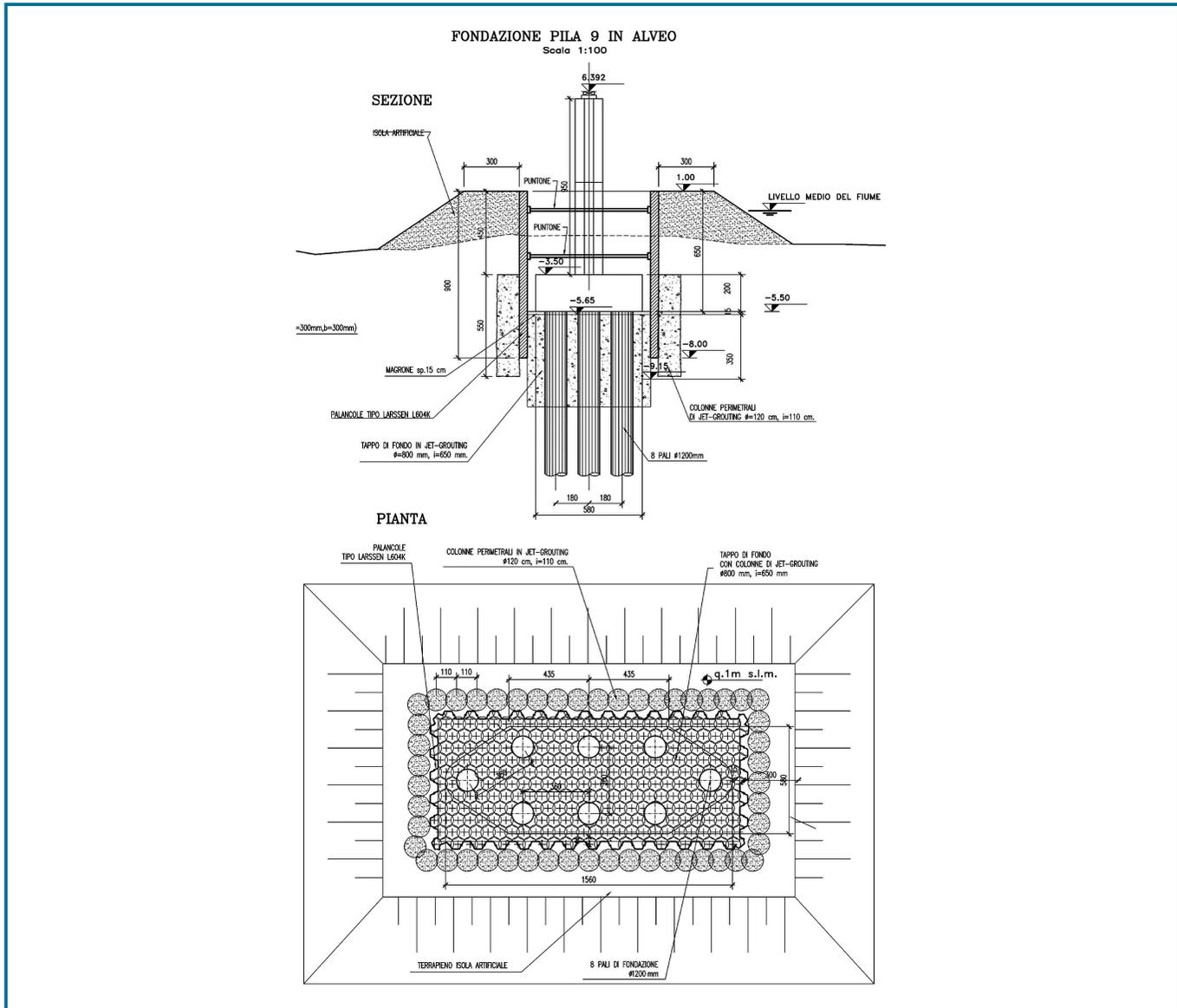
For the large span a special foundation was adopted, with six Ø1200mm piles embedded in an elongated shape plinth, with better hydrodynamic characteristics.

For the foundation excavations, below the groundwater level, a steel sheet-pile system was selected for waterproofing and earth retaining. In order to avoid any water infiltration from the bottom of the excavation, a "soilcrete" sealing slab (secant columns of jet-grout) was cast below the excavation pits.

Adoption of the steel sheet-pile system was preferred over other technologies (e.g. reinforced jet grout or pile secant walls) in order to simplify the removal works after construction. Removal of these waterproofing and earth retaining temporary structures down to the plinth level is required for hydraulic reasons.

**Multidisciplinary Design of the new Sangro Bridge. A review of the geological, geotechnical and hydraulic issues**  
**La progettazione integrata del nuovo ponte sul fiume Sangro. Aspetti geologici, geotecnici e idraulici**

Marco Petrangeli, Massimo Pietrantonì, Mauro Priante



**Fig. 4 - Layout of the foundation of the pier no. 9, located in the mainstream.**

*Le opere provvisorie e di fondazione della pila 9 ubicata in alveo.*

Of particular interest is pier no. 9, located in the mainstream. A cofferdam was executed in order to enable the excavation of the foundation pit, deepened 6 m below the water level. In this case the steel sheet pile was reinforced with two steel frames (see photo no. 9) designed with such geometry that it was possible to work at the bottom of the pit with all the equipment necessary to complete the operations (reinforcing and concrete casting of the plinth).

The efficiency of the steel sheet pile and soilcrete sealing slab system has been very good in terms of earth retaining and waterproofing. Despite the water pressure acting on the sheet pile, no significant water infiltrations occurred inside the pits.



**Photo 5 - The cofferdam of the pier no. 9**

**Multidisciplinary Design of the new Sangro Bridge. A review of the geological, geotechnical and hydraulic issues**  
**La progettazione integrata del nuovo ponte sul fiume Sangro. Aspetti geologici, geotecnici e idraulici**

Marco Petrangeli, Massimo Pietrantonio, Mauro Priante



Photo 6 - The excavation pit of the pier 9 foundation.

Two different type of abutment have been used.

For the North abutment (Pescara side), on the left bank, the structure is located very close (adjacent) to the previous abutment. The new abutment is made of a reinforced concrete footing, cast on the approach embankment and founded on micropiles that bear the mainly vertical load of the girder. The micropile type of foundation (Ø240 mm micropiles reinforced with steel pipe) was required by the presence of the previous abutment and related underground structures (Ø350 mm concrete piles) that did not allowed the execution of large diameter bored piles.

The situation of the South abutment is more complex. The previous abutment overturned and partly collapsed due to the unbalanced earth pressure after the collapse of the arch.

For the new South abutment, a stiff and strong type of structure was chosen so as to resist to the vertical and horizontal loads transmitted by the main bridge span and taller embankment. For this abutment a large diameter pile foundation was required.

To avoid any interaction with the previous piles, a little translation of the abutment was needed, but due to the presence of the watercourse, only very small adjustments were possible.

In this situation, a particular geometry of the structure was designed so that the foundation piles were aligned to the water stream. The pile alignment was prosecuted upstream and downstream so as to realize an efficient anti-scouring sheet pile protection for the abutment itself.

The key design issues in relation to pile foundations included:

- selection of the pile size and length in order to satisfy the requirements of an adequate margin of safety against failure relating to vertical loads;
- estimation of the settlement of the foundation (pile group);
- effects of lateral loading and design of the piles to produce an adequate margin of safety against failure of the soil and the pile, and an acceptable lateral deflection.

In the abovementioned geotechnical scheme, the design has been conducted so that the piles should entirely cross the alluvial deposits and the pile toes were embedded in the deep layers of the firm silt-clay formation.

The bearing capacity of the piles was calculated with a limit state design approach, according to recent proposal of Italian Norms (not still fully in force during the design period) and to Eurocode 7: Geotechnical design – General rules.

In this approach the design criterion for stability is:

$$R' \geq \sum a_i \cdot P_i$$

where  $R'$  = design resistance, calculated using the design strength parameters obtained by reducing the characteristic strength values of the soil with partial factors of safety;  $a_i$  = load factor applied to the load component  $P_i$ ;  $P_i$  = applied loading component (e.g., dead load, live load, wind load, etc.).

According to this approach, Ultimate Limit State (ULS) is used for the stability design (bearing capacity) and Serviceability Limit State (SLS) is usually applied for the allowable deformation evaluation.

The results were compared with the results of the calculations conducted with the previous Italian Geotechnical Norms (D.M. 11/03/1988) based on an overall factor of safety approach and dealing with design loads comparable to serviceability limit states (SLS).

As reported by many authors [e.g., Mandolini, Viggiani], it is well known that limit state design approaches can lead to less conservative results regarding the bearing capacity of the foundations compared to the previous Italian approach. The pile length calculated with the partial factor of safety approach with ULS loadings is generally shorter than

that one calculated with overall factor of safety approach and SLS loadings.

A revision of the partial factors of safety has been included in the new Italian Geotechnical Norm that will be probably in force in 2008.

For the Sangro River Bridge project, the pile length design was conducted referring both to the bearing capacity problem and to the allowable deformation criterion, choosing the more restrictive approach. In this case, the design length of the piles was decided referring to the estimation of the settlements of pile group and the evaluation of the allowable deformation, that lead to more restrictive results compared to the bearing capacity method.

The validity of this approach has been confirmed by the pile load test results.

Load tests have been performed on trial piles located in areas with two different geotechnical schemes:

1) on the left bank the geotechnical scheme is formed by a thick layer of sand-gravel alluvial deposit (approximately 25 m thick) and the piles, 29 m long, are embedded up to 8 m in the firm clayey formation;

2) on the right bank the alluvial deposit is very thin and the piles are entirely bored in the silt-clay formation (with a various rate of stiffness depending on weathering conditions).

The results of the pile load tests performed with the geotechnical scheme no. 1 (interpreted with the well known hyperbolic plot model) show very high bearing capacity values with very low displacements, indicating a very high friction shaft resistance due to the presence of sand-gravel deposits.

For the geotechnical scheme no 2, a short-pile test was performed, in order to evaluate the ultimate shaft

friction of the clayey formation. In this test (interpreted with the graphic model, reported by Bowles, 1996) a very high rate of displacement occurred before reaching the ultimate resistance, confirming the validity of the applied design approach, based on the settlement prediction.

## 6.2. Hydraulic design

Steady flow water surface profile computation was defined using three different plans:

A) Ante operam phase. It describes the situation of the river system before bridge failure.

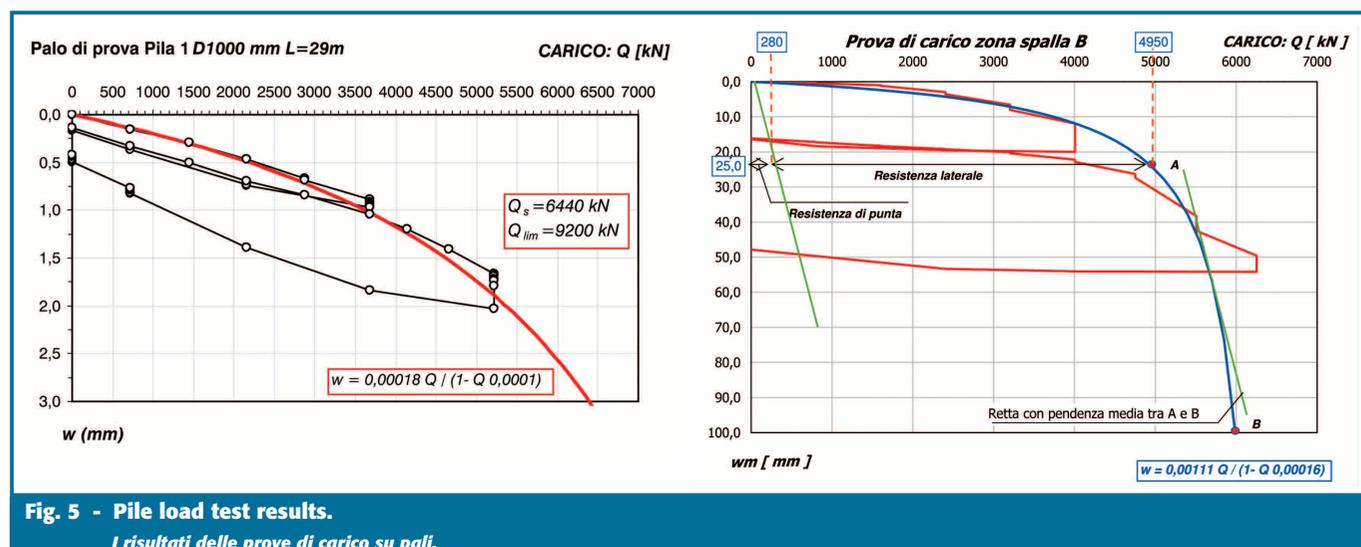
B) Post operam phase. It describes the situation of the river system after new bridge construction.

C) Building phase. It describes the situation of the water course during bridge construction. River cross section is partially obstructed, due to presence of temporary works.

Five different computations were performed: plans A and B each with design flow rate 1 and 2 described in chapter 5.1; plan C with design flow rate 3.

Flow water surface profiles was computed with HEC-RAS (River Analysis System) software, release 3.1.2, developed at the Hydrologic Engineering Center, which is a division of Institute for Water Resources (IWR) U.S. Army Corps of Engineers.

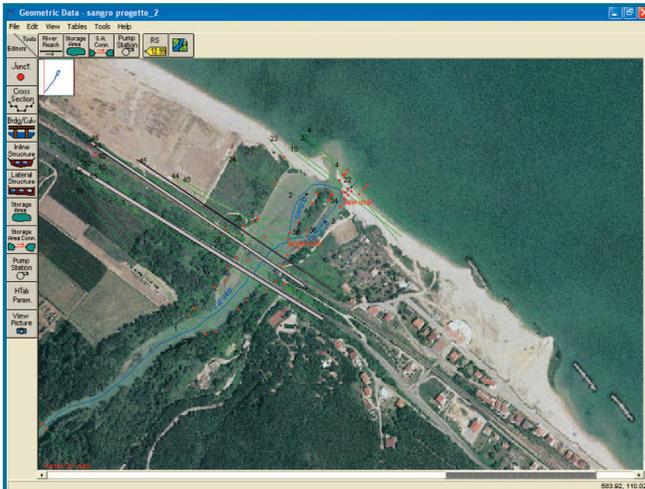
HEC-RAS is a software that allows to perform one-dimensional steady and unsteady flow river hydraulics calculations. The effects of various obstructions, such as bridges, culverts, dams, weirs may be considered in the computations. River system schematic was drawn in a "Reach" from upstream to downstream for a length of one kilometre. Such extension was sufficient to compute flow water surface profile, due to subcritical flow regime.



## Multidisciplinary Design of the new Sangro Bridge. A review of the geological, geotechnical and hydraulic issues

### La progettazione integrata del nuovo ponte sul fiume Sangro. Aspetti geologici, geotecnici e idraulici

Marco Petrangeli, Massimo Pietrantonio, Mauro Priante



**Fig. 6 - HEC-RAS – river system scheme.**  
Modello HEC-RAS - Configurazione geometrica del tratto esaminato.

Bathymetric surveys were executed to ensure a good reconstruction of the stream river bed.

The hydraulic model includes weir and railway bridge located downstream from the new river bridge. The maximum sea water level was used as downstream boundary condition.

Manning's "n" values were utilized to evaluate energy losses, contraction and expansion coefficients to evaluate transition losses and bridge loss coefficients to evaluate losses related to weir shape pier configuration, pressure flow and entrance and exit conditions. Composite Manning's "n" values were defined using Ven Te Chow's book "Open channel hydraulics" and Cowan's procedure.

#### 6.2.1. Phase A – Ante operam

Pressure flow under railway bridge deck occurs with design flow rate 1 ( $Q_1 = 1853 \text{ m}^3/\text{s}$  return time  $Tr = 200$  years PSDA) increasing water level under bridge deck of S.S. 16.

Water level reaches 3.52 m above sea level under bridge deck of S.S.16 with design flow rate 2 ( $Q_2 = 1147 \text{ m}^3/\text{s}$ ).

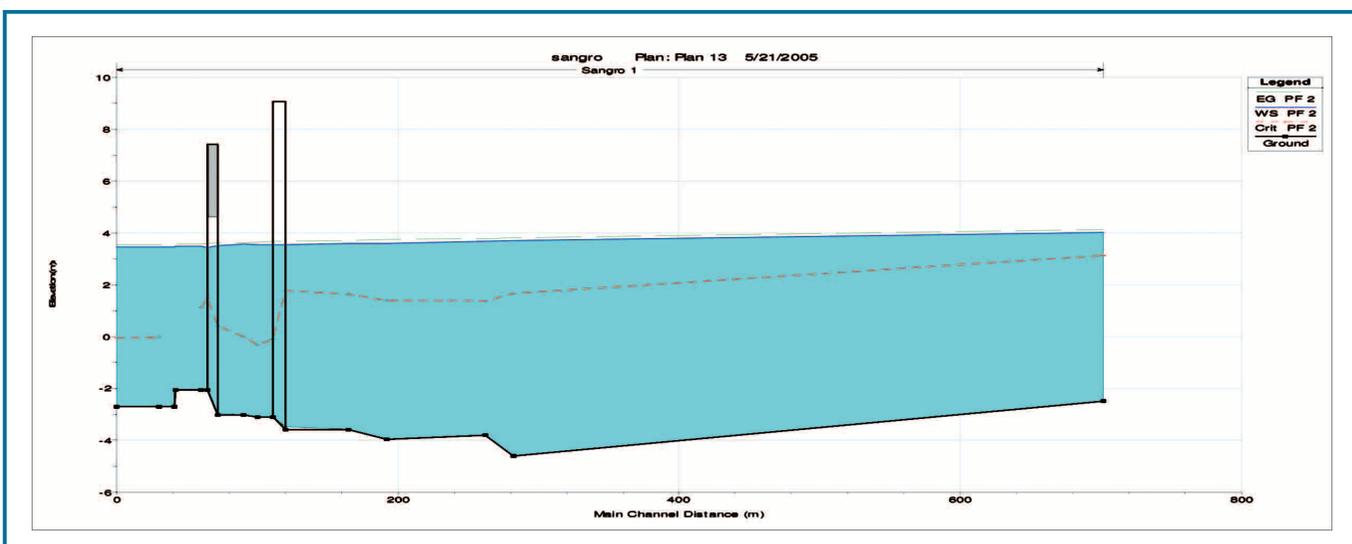
Scour analysis performed on the old roadway bridge, in order to define failure causes, shows that with flow rate values lower than  $Q_2$ , scour should reach piers foundations.

#### 6.2.2. Phase B – Post operam

With design flow rate 1 ( $Q_1 = 1853 \text{ m}^3/\text{s}$  return time  $Tr = 200$  years PSDA) pressure flow occurs both under railway bridge deck and under bridge deck of S.S. 16. Water level reaches 5.32 m above sea level under bridge deck of S.S. 16 with design flow rate 1 ( $Q_1 = 1853 \text{ m}^3/\text{s}$ ). A depth higher than one meter is assured between the maximum water level and the bridge deck low chord.

With design flow rate 2 ( $Q_2 = 1147 \text{ m}^3/\text{s}$ ), water level reaches 3.38 m above sea level under bridge deck of S.S. 16 with design flow rate 1 ( $Q_1 = 1853 \text{ m}^3/\text{s}$ ). A depth higher than 1.9 m is assured between the maximum water level and the bridge deck low chord.

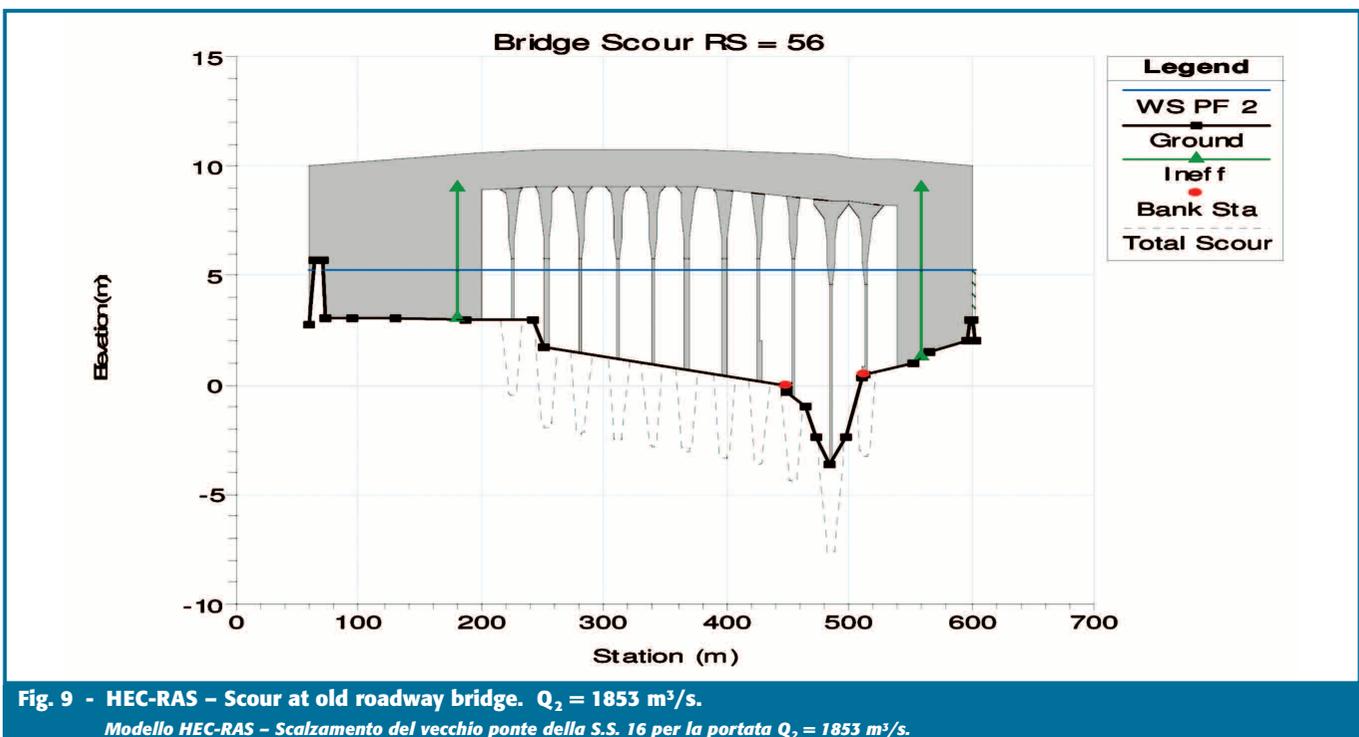
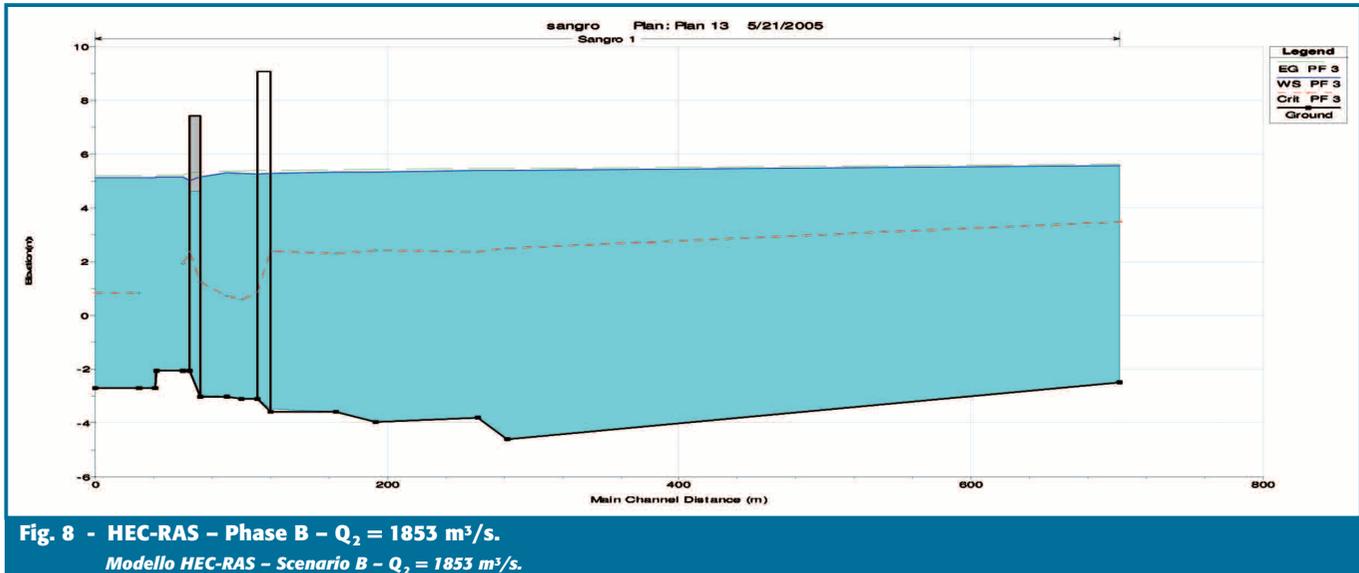
The total scour at the roadway crossing is comprised of three components: long term aggradation and degradation; contraction scour and local scour at piers and abutments.



**Fig. 7 - HEC-RAS – Phase B –  $Q_1 = 1147 \text{ m}^3/\text{s}$ .**  
Modello HEC-RAS – Scenario B –  $Q_1 = 1147 \text{ m}^3/\text{s}$ .

**Multidisciplinary Design of the new Sangro Bridge. A review of the geological, geotechnical and hydraulic issues**  
**La progettazione integrata del nuovo ponte sul fiume Sangro. Aspetti geologici, geotecnici e idraulici**

Marco Petrangeli, Massimo Pietrantonio, Mauro Priante



Local scour at piers is a function of bed material characteristics, bed configuration, flow characteristics, fluid properties, and the geometry of the pier and footing. In order to perform the bridge scour analysis, were used procedures included as options in HEC-RAS software.

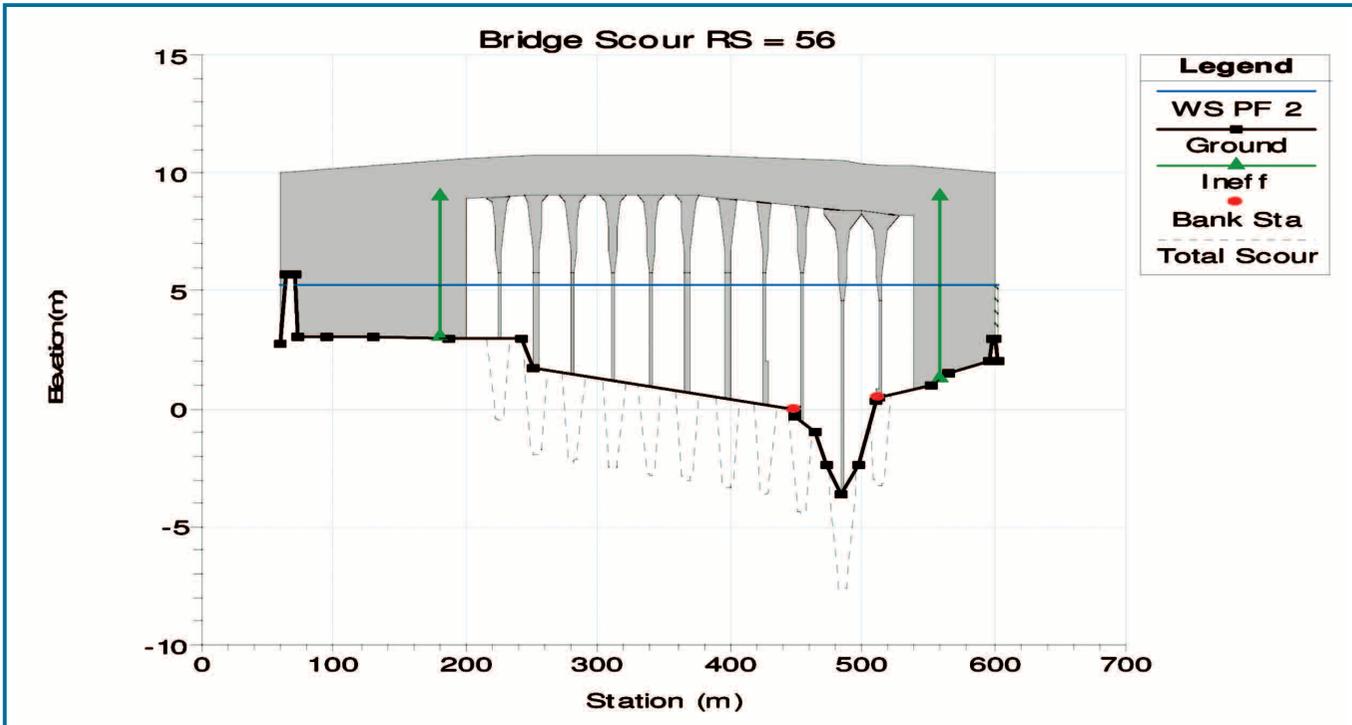
The maximum local scour value, 3.58 m, was computed on pier number nine inside the main channel. This computation has focused only on solid piers. In the general case, the flow could be obstructed by three substructural elements, herein referred to as

the scour producing components, which include the pier stem, the pile cap or footing, and the pile group. Nevertheless, ongoing research has determined methods and equations to determine scour depths for complex pier foundations. The bridge scour analysis was also performed with procedures of FHWA, evaluating the composite scour, with this procedure, the maximum scour value on pier number nine, was 4.3 m.

Pier foundations pile were designed to support bridge load even if they were partially uncovered because of the design maximum scour.

**Multidisciplinary Design of the new Sangro Bridge. A review of the geological, geotechnical and hydraulic issues**  
**La progettazione integrata del nuovo ponte sul fiume Sangro. Aspetti geologici, geotecnici e idraulici**

Marco Petrangeli, Massimo Pietrantonio, Mauro Priante



**Fig. 10 - HEC-RAS - Scour evaluation at new roadway bridge ( $Q_2 = 1853 \text{ m}^3/\text{s}$ )**

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

### 6.2.3. Phase C – Building phase

Hydraulic computations were performed with the river bridge section partially obstructed by provisional works (“Blocked Obstruction” option, Hec-RAS). Computed water level for discharge of  $150 \text{ m}^3/\text{s}$  is contained inside the main channel section.

### 6.3. Riprap revetment design

The bridge foundations were designed to support scour autonomously, even though a flexible armour revetment was placed on river bed around bridge section, to inhibit scour and lateral erosion, in order to avoid risk of failure for the old railway bridge located downstream.

Riprap design has required hydraulic, scour, and stream instability analyses as well as geotechnical investigations of channel and bank stability. Revetment riprap design followed procedures that have been implemented by FHWA, Hydraulic Engineering Circular No. 23 - Bridge Scour And Stream Instability Countermeasures, in design guideline 8: rock riprap at piers and abutments.

Flow turbulence and velocities around a pier are of sufficient magnitude that large rocks move over time. Bridges have been lost due to the removal of riprap at piers resulting from turbulence and high velocity flow.

Usually this does not happen during one storm, but is the result of the cumulative effect of a sequence of high flows. Therefore, if rock riprap is placed as only scour protection around a pier, the bridge should be monitored and inspected during and after each high flow event to insure that the riprap is stable.

In order to avoid channel degradation and lateral erosion, as erosion countermeasure of S.S. 154 road embankment, a flexible armour revetment was placed on the right river bank.



Photo 7 - Riprap revetment on right river bank.

## Multidisciplinary Design of the new Sangro Bridge. A review of the geological, geotechnical and hydraulic issues

### La progettazione integrata del nuovo ponte sul fiume Sangro. Aspetti geologici, geotecnici e idraulici

Marco Petrangeli, Massimo Pietrantonio, Mauro Priante

## 7. CONCLUSION

The peculiarity of the geological, geotechnical and hydraulic conditions of the river Sangro estuary and of the new crossing called for a very strong integration of the different disciplines involved in the design of the new structure.

This design approach delivered a set of shared decisions upon which the final design could be quickly developed and finalized. The bridge construction together with the hydraulic and ancillary works on the river bed and embankment have substantially improved the environmental conditions of the area.

The integrated design philosophy, project management and work supervision have speed up the construction schedule and minimized the cost for the client.

The bridge was built in only 7 months within the projected budget, a result hardly found for infrastructure works in Italy, where either poor design and/or extremely high litigation records delays the construction and give way to soaring construction costs.

## REFERENCES

- AVERSA S., MAIORANO R.M.S., MANDOLINI A. (2005): *La progettazione delle fondazioni su pali alla luce degli eurocodici*. CGT Torino, 2005.
- BIGI S., CANTALAMESSA G., CENTAMORE E., DIDASKALOU P., DRAMIS F., FARABOLLINI P., GENTILI B., INVERNIZZI C., MICARELLI A., NISIO S., PAMBIANCHI G., POTETTI M. (1995): *La fascia periadriatica marchigiano-abruzzese dal Pliocene medio ai tempi attuali: evoluzione tettonico-sedimentaria e geomorfologica*. Studi Geol. Camerti, Vol. spec. 1995/2, 37-49.
- BOWLES J. (1996): *Foundations Analysis and Design*. McGraw-Hill, London, pp. 1035-1050.
- CASNEDI R., CRESCENTI U., TONNA M. (1982): *Evoluzione dell'avanfossa adriatica meridionale nel Plio-Pleistocene, sulla base dei dati di sottosuolo*. Mem. Soc. Geol. It., V. 24, pp. 243-260.
- CASNEDI R., CRESCENTI U., D'AMATO C., MOSTARDINI F., ROSSI U. (1981): *Il Plio-Pleistocene del sottosuolo molisano*. Geologica Romana, 20, 1-42.
- CHOW V.T. (1959): *Open Channel Hydraulics*. McGraw-Hill Book Company, Inc., New York, NY, 680 pp.
- CENTRO RICERCHE e STUDI SPERIMENTALI per le GEOTECNOLOGIE (CeRS-Geo) dell'Università di Chieti-Pescara (2005): *Risultati degli studi e delle indagini geologiche e geotecniche. Elaborati progettuali*.
- COWAN (1984): *Guide for selecting Manning's roughness coefficients for natural channels and flood plains (FHWA)*.
- FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION (1989): *Design of Riprap Revetment*. Report No. FHWA-IP-89-016, NTIS PB89-218424, Hydraulic Engineering Circular No. 11, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, D.C.
- FRANK R., BAUDUIN C., DRISCOLL R., KAVVADAS M., KREBS OVESEN N., ORR T., SCHUPPENER B. (2004): *Designers' Guide to ENV 1997-1. Eurocode 7: Geotechnical design - General rules*. Thomas Telford.
- JOHNSON P.A., TORRICO E.F. (1994): *Scour Around Wide Piers in Shallow Water Transportation Research Board Record 1471*, Transportation Research Board, Washington, D.C.
- LAGASSE P.F., SCHALL J.D., RICHARDSON E.V. (2001): *Stream Stability at Highway Structures*. U.S. Department of Transportation, Report No. FHWA-NHI-01-002, Hydraulic Engineering Circular No. 20, Federal Highway Administration, Washington, D.C.
- MANDOLINI A., RUSSO G., VIGGIANI C. (2005): *Pile foundations: experimental investigations analysis and design*. Proc. XVI Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, Osaka.
- POULOS H.G., DAVIS E.H. (1980): *Pile foundation. Analysis and Design*. John Wiley & Sons N.Y.
- POULOS H.G., CARTER J.P., SMALL J.C. (2001): *Foundation and retaining structure - Research and practice*. Proc. XV Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering. Istanbul, 4, 2527-2606.
- SALIM M., JONES J.S. (1995): *Effects of Exposed Pile Foundations on Local Pier Scour - Proceedings ASCE Water Resources Engineering Conference*, San Antonio, TX.
- SALIM M., JONES J.S. (1996): *Scour Around Exposed Pile Foundations - Proceedings ASCE North American and Water and Environment Congress, '96*, Anaheim, CA (also issued as FHWA Memo).
- SERVIZIO GEOLOGICO NAZIONALE - *Carta Geologica d'Italia a scala 1:100.000*, Fogli 147 Lanciano e 148 Vasto.
- US DEPARTMENT OF TRANSPORTATION, FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION (2002): *Highway hydrology*.
- US DEPARTMENT OF TRANSPORTATION, FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION (2001): *Introduction to Highway Hydraulics*.
- U.S. GEOLOGICAL SURVEY (1994): *Nationwide Summary U.S. Geological Survey Regional Regression Equations for Estimating Magnitude and Frequency of Floods for Ungaged Site, 1993*.

## La progettazione integrata del nuovo ponte sul fiume Sangro. Aspetti geologici, geotecnici e idraulici

### Multidisciplinary Design of the new Sangro Bridge. A review of the geological, geotechnical and hydraulic issues

Marco Petrangeli, Massimo Pietrantonio, Mauro Priante

## La progettazione integrata del nuovo ponte sul fiume Sangro.

### Aspetti geologici, geotecnici e idraulici

#### 1. PREMESSA

La S.S. 16 Adriatica costituisce, in affiancamento all'autostrada A14, il principale collegamento stradale interregionale Nord-Sud sul versante adriatico. In particolare, il Ponte sul Fiume Sangro ricade su questa direttrice in un'area strategica per la regione, trovandosi nell'area compresa tra il Porto di Vasto a Sud-Est e la zona industriale della Val di Sangro a Ovest.

A seguito del crollo del ponte è sorta la necessità di ripristinare in tempi rapidi la continuità dell'infrastruttura stradale. La nuova opera d'attraversamento ha quindi assunto un'importanza strategica 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.

Per la costruzione del nuovo ponte sono stati seguiti criteri di progettazione e iter operativi e amministrativi tali da garantire la riabilitazione di questa importante infrastruttura in tempi rapidi e certi.

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

#### 2. 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 e per il meccanismo cinematico che si è sviluppato.

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.

- *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". La presenza di queste pile-spalle rompitratte assicurava che il crollo di una campata non si estendesse a tutta l'opera, cosa che effettivamente è successa nel caso in esame. Se gli appoggi intermedi sono in questi casi soggetti a spinte simmetriche, per quelli di estremità è invece verosimile uno squilibrio della spinta do-

vuto 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); il meccanismo di incastro nei plinti era pertanto modesto se non assente del tutto. Lo scalzamento ha quindi provocato una forte riduzione della reazione verticale e laterale 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.

#### 3. IL PONTE FERROVIARIO

Il ponte ferroviario, ubicato a valle di quello stradale crollato, serviva la vecchia linea ferroviaria costiera (oggi spostata più a monte); si tratta di un ponte in muratura con arcate di luce pari alla metà di quello crollato ovvero 14 metri circa. Questa opera è stata costruita negli anni '30, quello stradale era invece successivo essendo stato realizzato nel 1949. L'interasse pile e quindi la luce libera degli archi di quest'ultimo era stata posta pari al doppio di quello ferroviario per ovvi motivi di ottimizzazione del deflusso idraulico.

Il fatto che il ponte ferroviario non abbia sofferto di patologie analoghe a quello stradale è ascrivibile, tra gli altri, ai seguenti fattori:

- ✓ Le fondazioni del ponte ferroviario, per quanto poste a quote leggermente superiori a quelle del ponte crollato, erano protette da un doppio sistema: un rivestimento in conglomerato cementizio in asse all'opera stessa, a forma di arco rovescio tra le pile (realizzato all'epoca della costruzione) ed un diaframma di paratie, realizzato nel 1985, 20 metri circa a valle.

- ✓ I carichi dei singoli appoggi del ponte ferroviario sono la metà di quello crollato con archi meno ribassati e spingenti e conseguentemente le sollecitazioni in fondazione sono inferiori a quelle del ponte crollato.

La presenza di questa struttura "storica" a poca distanza dal nuovo ponte e la sensibilità di questo tipo di strutture ai fenomeni di scalzamento, tenuto conto anche del fatto che le fondazioni del ponte ferroviario sono costituite da pali in legno, hanno imposto di realizzare il nuovo attraversamento minimizzando l'interferenza idraulica sul ponte ferroviario.

## La progettazione integrata del nuovo ponte sul fiume Sangro. Aspetti geologici, geotecnici e idraulici

### Multidisciplinary Design of the new Sangro Bridge. A review of the geological, geotechnical and hydraulic issues

Marco Petrangeli, Massimo Pietrantonio, Mauro Priante

#### 4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Il ponte sul Fiume Sangro attraversa il corso d'acqua a poca distanza dalla foce. Nel tratto terminale della valle l'alveo del Sangro scorre sul margine destro dell'ampia piana di fondovalle, a ridosso della sponda.

La costituzione geologica generale di questa fascia collinare periadriatica abruzzese è caratterizzata da un basamento plio-pleistocenico, formato da terreni argillosi di ambiente marino ricoperti, in concordanza stratigrafica, da depositi sabbioso-conglomeratici, di ambiente da marino a continentale. La suddetta successione di terreni appartiene ai depositi dell'avanfossa adriatica, in particolare nel settore nota in letteratura come "bacino molisano" [CASNEDI *et al.*, 1981-1982].

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.

Nella zona in esame il profilo trasversale della valle si presenta con una netta asimmetria.

Sulla sponda sinistra la piana di fondovalle si estende per centinaia di metri con un andamento sub-pianeggiante, interrotta da vari ordini di terrazzi fluviali formati durante le diverse fasi erosive e deposizionali del fiume.

Sulla sponda destra la valle si raccorda invece bruscamente con un ripido versante che culmina con una lunga dorsale collinare che si protende verso la costa con un allineamento all'incirca SSW-NNE. Tale dorsale è formata dai terreni sabbioso-conglomeratici del ciclo pleistocenico.

I rilievi geologici e l'interpretazione fotogeologica hanno indicato la presenza di una serie di dislocazioni tettoniche che ribassano, con un meccanismo a gradinata, la successione argilloso-sabbioso-conglomeratica (v. sezione geologica).

Nel sito di progetto sono state realizzate approfondite indagini geologiche e geotecniche, tramite rilievi e sondaggi con prove in sito (SPT, prove pressiometriche e sismiche tipo down-hole) e prelievo di campioni indisturbati per le prove di laboratorio; sono inoltre state installate strumentazioni piezometriche e inclinometriche e sono stati eseguiti stendimenti sismici a rifrazione.

Le indagini e gli studi geologici sono stati eseguiti dal Centro Ricerche e Studi Sperimentali per le Geotecnologie (CeRS-Geo) dell'Università di Chieti-Pescara (Direttore del centro: prof. Ing. Nicola Sciarra).

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.

#### 5. IDROLOGIA E MORFOLOGIA COSTIERA

##### 5.1. Studio idrologico

In assenza di misurazioni dirette dei valori di portata, a causa dell'assenza di stazioni di misura nelle sezioni di interesse e della limitatezza delle serie temporali di osservazione, la valutazione dei valori di portate al colmo è stata ricavata con due differenti approcci:

1. *Impiego di modelli di regionalizzazione del dato idrometrico*, analizzando statisticamente i dati idrologici disponibili relativi ad una porzione di territorio considerata omogenea rispetto ai fenomeni di piena: questa procedura si avvale della regionalizzazione effettuata nell'ambito del progetto VAPI (Valutazione Piene in Italia, 1986). Tale procedura è stata adottata dall'Autorità dei Bacini di Rilievo Regionale dell'Abruzzo per la redazione del PSDA (Piano Stralcio Difesa Alluvioni).

2. *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. L'analisi statistica si estrinseca nelle curve di probabilità pluviometrica, ricavate per tutto il territorio italiano sulla base delle misurazioni effettuate dalle stazioni pluviometriche. È stato quindi utilizzato un modello afflussi/deflussi di tipo globale, ossia applicato unitariamente all'intero bacino idrografico, che combina i risultati dell'analisi statistica delle precipitazioni con il metodo del Curve Number del SCS (Soil Conservation Service).

##### 5.1.1. 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 Km<sup>2</sup>.

Molto importanti per lo studio degli eventi di piena sono gli invasi artificiali presenti nel bacino, lungo l'asta del Sangro e dei suoi affluenti. Il più importante fra questi 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. 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, ma, su esplicita indicazione dell'Autorità dei Bacini di Rilievo Regionale dell'Abruzzo, non se ne è tenuto conto nello Studio Idrologico. Questa è un'ipotesi cautelativa e a favore di sicurezza, che determina portate di progetto che sovrastimano in maniera non trascurabile i valori di portata attesi in prossimità della foce.

##### 5.1.2. Valori notevoli delle portate al colmo

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

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

Si è ottenuto un valore di portata di 1853.2 m<sup>3</sup>/s con il metodo VAPI del PSDA ed un valore di 1686.2 m<sup>3</sup>/s con il metodo SCS. Dei due valori, che presentano uno scarto di circa il 10%, si è assunto in via cautelativa quello maggiore, ottenuto dal PSDA, cioè 1853.2 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.

In realtà tale valore risulta essere molto cautelativo in quanto trascura l'effetto di laminazione dovuto alla presenza delle dighe e ai fenomeni di esondazione lungo il tratto d'asta compreso tra la sezione di Paglieta e la foce. Nella progettazione, come richiesto dall'Autorità di Bacino, è stata verificata anche questa condizione di portata,

## La progettazione integrata del nuovo ponte sul fiume Sangro. Aspetti geologici, geotecnici e idraulici

### Multidisciplinary Design of the new Sangro Bridge. A review of the geological, geotechnical and hydraulic issues

Marco Petrangeli, Massimo Pietrantoni, Mauro Priante

che risulta essere la più gravosa per il nuovo ponte, in termini di livelli idrici e di scalzamenti per le fondazioni delle pile.

#### 2. Portata di massima piena per $T_r$ 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 quanto segue:

Invaso	Quota massimo invaso	Portata di sfioro $T_r = 1000$ anni	Portata scarico di mezzo fondo	Portata scarico di fondo
Diga di Bomba sul fiume Sangro	257.4 m s.m.	1216 m <sup>3</sup> /s	390 m <sup>3</sup> /s	94 m <sup>3</sup> /s
Diga di Casoli sul fiume Aventino	257.5 m s.m.	535 m <sup>3</sup> /s	-	300 m <sup>3</sup> /s

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. 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 dato pluviometrico derivante dalla regionalizzazione delle piogge, effettuata dal GNDCI (Gruppo Nazionale Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche), nell'ambito del progetto VAPI. Il progetto VAPI per l'Italia centrale (cfr. G. Calenda, F. Campolo, C. Cosentino e R. Guercio, *Valutazione delle piene nei bacini delle sezioni idrografiche di Roma e Pescara*, in *La valutazione delle piene in Italia-Rapporto Nazionale di Sintesi*, Bozza, CNR-GNDCI, Allegato F, 1994) ha suddiviso l'Italia centrale in tre zone (Tirrenica, Appenninica e Adriatica) omogenee secondo il coefficiente di variazione ed il coefficiente di simmetria della distribuzione di probabilità della massima altezza di pioggia adottata (legge TCEV). Successivamente, tale studio procede in successive suddivisioni delle 3 zone sopra elencate, fino ad individuare delle sottozone omogenee per ulteriori parametri della curva di distribuzione di probabilità. L'area da esaminare, in questo caso, appartiene alla zona Adriatica, sottozona C2. Il tempo di corrivazione del bacino viene valutato con la formula di Giandotti:

$$t_c = \frac{4\sqrt{A+1.5L}}{0.8\sqrt{\bar{y}}} = 17h$$

con:  $L$  = lunghezza dell'asta del corso d'acqua in km = 30 km  
 $A$  = superficie del bacino (km<sup>2</sup>) = 370 km<sup>2</sup>  
 $\bar{y}$  = dislivello tra la quota media del bacino e la quota della sezione di chiusura = 200 m.

Noti il tempo di corrivazione e la sottozona, si possono stimare l'intensità di pioggia e la portata al colmo per il dato tempo di ritorno. Nel caso in esame si ottiene una portata di **363 m<sup>3</sup>/s**.

Tale contributo va ad aggiungersi al precedente, fornendo così la portata di verifica per la condizione 2, che risulta essere pari a  **$Q_2 = 784 + 363 = 1147$  m<sup>3</sup>/s**.

#### 3. Portata di massima piena durante la costruzione

Questa condizione si verifica durante la realizzazione dell'opera, quando si è dovuto restringere l'alveo per consentire la costruzione della pila in adiacenza alveo di magra e per 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,  $T_r$ , si manifesti nel corso di un periodo temporale prefissato,  $N$ .

Lo sviluppo della formulazione di tempo di ritorno, associato alla probabilità composta per la quale l'evento si manifesti all'interno dell'orizzonte temporale stabilito, porta alla seguente formulazione del rischio idraulico:

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

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).

Il rischio idraulico associato all'interferenza prodotta dalle opere provvisorie nel periodo di installazione del cantiere (periodo di costruzione dell'opera) deve essere uguale al rischio idraulico che l'evento di progetto si manifesti nel corso della vita dell'opera, in tal modo si ricava  $T_{pr}$ :

$$T_{pr} = \frac{1}{1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^{\frac{V}{c}}}$$

$T$  = tempo di ritorno di progetto (anni);

$V$  = durata dell'opera (anni);

$c$  = durata di costruzione (anni);

$T_{pr}$  = tempo di ritorno per la verifica delle opere provvisorie (anni);

Nel caso in esame, con  $T_r = 200$  anni, assumendo pari a 100 anni la vita presunta dell'opera e fissata in 9 mesi la durata di costruzione si ricava un tempo di ritorno per le opere provvisorie  $T_{pr} = 2$  anni. La presenza di dighe lungo il corso del Sangro è fortemente vincolante per questo calcolo. In questo caso la portata di verifica sarà pari al contributo del bacino a valle delle dighe per una precipitazione con  $T_r = 2$  anni sommato al 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:  $Q(S = 370 \text{ km}^2; \phi = 0.3; T_r = 2 \text{ anni}) = 110.5 \text{ m}^3/\text{s}$ .

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 m<sup>3</sup>/s**.

La portata totale di verifica delle opere provvisorie risulta pertanto pari a **150.5 m<sup>3</sup>/s**.

## 5.2. 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.

## La progettazione integrata del nuovo ponte sul fiume Sangro. Aspetti geologici, geotecnici e idraulici

### Multidisciplinary Design of the new Sangro Bridge. A review of the geological, geotechnical and hydraulic issues

Marco Petrangeli, Massimo Pietrantonio, Mauro Priante

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.

Il primo degli interventi che ha avuto riflessi sulla dinamica fluviale del Sangro è rappresentato dalla costruzione del ponte ferroviario. Si tratta di una struttura concepita in un periodo nel quale non erano stati istituiti gli standard di progettazione idraulica attuali. La struttura, ad archi molto stretti e ribassati, ha infatti provocato una sensibile riduzione della sezione libera di deflusso del fiume.

Un ventennio circa dopo la costruzione del ponte ferroviario è stato realizzato il ponte stradale, poco a monte di quello ferroviario, con struttura analoga ma con luci doppie e pile ubicate "in ombra" alle precedenti, in modo da ridurre l'interferenza tra le due strutture.

Dal confronto delle cartografie, si evidenzia che in questo periodo e fino agli anni '60-'70, la foce del Sangro si protendeva verso il mare con un delta a "cuspidè"; verso il largo il delta arrivava circa una quarantina di metri oltre l'allineamento medio della costa. Si evince inoltre la presenza di un cordone costiero che si protendeva dai due lati verso il centro della foce ("frecce litorali"), a formare una barra con apertura centrale.

Nelle cartografie dei periodi successivi alla costruzione del ponte ANAS si evidenzia la tendenza del fiume ad allargarsi a valle del ponte FS con formazione di due o tre rami. La bocca del fiume in questa planimetria è molto avanzata rispetto alla costa, con una cuspidè ben sviluppata.

Complessivamente questi elementi indicherebbero che in questa fase abbia prevalso una attività di deposizione fluviale, con formazione di isolotti e ramificazioni del fiume.

Negli anni '60 sono state realizzate le dighe a monte; verosimilmente nello stesso periodo è presumibile che siano aumentate le attività di escavazione di materiale ghiaioso e sabbioso nelle aree alluvionali, delle quali rimangono chiari segni anche nelle zone poco a monte del ponte.

L'incidenza di questi due tipi di attività sulla dinamica fluviale e in particolare sulle attività di trasporto e sedimentazione è ben nota, ma non può essere quantificata.

Nella cartografia 1:25.000 del 1983 compaiono le prime difese costali realizzate con scogliere disposte sub-parallelamente alla costa nel tratto a Sud della foce per un lunghezza di circa 150 m.

Nelle planimetrie successive si evidenziano chiaramente gli effetti della presenza delle scogliere (che nel frattempo si sono estese ulteriormente verso Sud-Est). L'interrimento, già evidente nel 1983, si è notevolmente propagato fino a riempire interamente lo spazio tra l'originaria costa e le prime tre file di scogliere. Un'ultima importante modificazione è stata introdotta con la recente costruzione della "Marina" di Fossacesia nel tratto di costa immediatamente a Nord della foce. La struttura ha comportato una grossa escavazione della spiaggia subito a Nord della foce; l'entrata del porticciolo è stata difesa con una scogliera che si protende trasversalmente alla linea di costa.

Il confronto tra le ortofoto del 1999 e del 2003 (prima e dopo la costruzione del porto) mostra segni di modificazioni in atto anche su brevi periodi.

In sintesi, i dati raccolti indicherebbero un generale arretramento della costa verificatosi negli ultimi anni, con rettifica della cuspidè focale, e l'innescio di 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'escavazione 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 sia 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 innescio di fenomeni erosivi che, verosimilmente, hanno avuto effetti sullo scalzamento del ponte crollato.

## 6. 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.

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

### 6.1. 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 e sono stati ricavati gli schemi geotecnici di calcolo per ognuno degli appoggi, ad eccezione della pila 9, ubicata in alveo, dove peraltro le ipotesi di calcolo, ricavate per estrapolazione, sono state confermate dai successivi dati di perforazione dei pali.

Per tutti gli appoggi il modello di calcolo è riconducibile ad uno schema di terreno a due strati: il primo strato, più superficiale, per spessori variabili da 5 a 25 m circa, costituito dai depositi alluvionali prevalentemente ghiaiosi; il secondo 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 e posizionandosi esattamente al centro delle campate del ponte crollato.

Nella posizione degli appoggi originari si sarebbero infatti attraversate le strutture esistenti (plinti in calcestruzzo, in parte armati, di notevole spessore, fondati su pali di diametro 350 mm) che avrebbero imposto l'adozione di micropali, decisamente meno efficienti dei pali di grande diametro.

È stata quindi adottata una tipologia di fondazione tradizionale, su pali di grande diametro, diffusamente utilizzati per questo tipo di strutture e per simili condizioni geotecniche.

Le pile del viadotto di accesso sono fondate su 4 pali Ø1000, disposti su un 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", sono state adottate fondazioni su 6 pali Ø1200.

## La progettazione integrata del nuovo ponte sul fiume Sangro. Aspetti geologici, geotecnici e idraulici

### Multidisciplinary Design of the new Sangro Bridge. A review of the geological, geotechnical and hydraulic issues

Marco Petrangeli, Massimo Pietrantonio, Mauro Priante

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 palancoleto 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 palancoleto 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. Le esperienze acquisite con lavori analoghi hanno infatti dimostrato che molto spesso tale operazione di demolizione viene in parte o del tutto omessa, con evidenti pesanti ripercussioni sui fenomeni di interazione tra plinto e corrente fluviale.

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 verificata solo isolate e piccole infiltrazioni di acqua, nonostante il battente idraulico di oltre 6 metri.

Per le spalle si sono presentate due situazioni diverse.

Per la **spalla Nord** (lato Pescara), in sinistra idrografica, si è optato per una spalla di tipo "passante", leggermente arretrata rispetto a quella attuale. Si tratta di un appoggio molto semplice, di tipo "mobile", che trasmette carichi in fondazione modesti ed essenzialmente verticali. Vista la presenza nel sottosuolo delle fondazioni su pali Ø350 mm dei muri andatori della spalla esistente, si è deciso di fondare questa spalla su micropali di diametro 240 mm.

Per la **spalla Sud** la situazione è più complessa. La spalla preesistente è infatti parzialmente crollata per ribaltamento a causa della spinta del terreno da tergo non più contrastata dalla spinta della struttura ad arco del ponte.

Poiché la nuova spalla Sud è soggetta a carichi in fondazione, verticali e orizzontali, di una certa entità (si tratta infatti dell'appoggio della grande luce del ponte), è stato deciso di avanzare leggermente la posizione della spalla invertendo però la disposizione del plinto di fondazione, risvoltandolo verso valle. La fondazione è stata realizzata con pali di grande diametro che, sul lato fiume, sono disposti accostati su una fila in modo da realizzare una vera e propria paratia con funzione anche di protezione nei riguardi di eventuali fenomeni di erosione spondale. La stessa paratia è stata proseguita verso monte, al piede della scarpata attuale, in modo da realizzare una efficace protezione su un tratto di sponda adeguatamente ampio.

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 sono 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 [MANDOLINI, VIGGIANI], le procedure allo SLU portano a dimensionamenti meno cautelativi rispetto alle procedure di calcolo classiche (che prevedono la definizione del carico limite e l'applicazione di un coefficiente di sicurezza unico 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 (2008) 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 gravosa 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:

1) Sulla sponda sinistra il modello prevede i maggiori spessori dei depositi alluvionali (circa 25 m, con pali lunghi 29 m che si intano per 8 m nelle argille del substrato).

2) Sulla sponda destra il modello prevede spessori d'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 la prova ha dato in particolare informazioni sulla resistenza per adesione laterale del palo 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 prima del raggiungimento del carico limite. Tali risultati confermano l'approccio progettuale basato sulla stima dei cedimenti, il quale ha portato all'adozione di valori del carico limite ridotti (che nel caso in esame hanno corrisposto all'adozione di valori del coefficiente di sicurezza analoghi a quelli della normativa del DM 11/3/88).

## 6.2. Gli interventi idraulici

I calcoli idraulici per la definizione dell'assetto idrodinamico del corso d'acqua sono stati condotti con riferimento ai seguenti scenari:

- Stato precedente al crollo.
- Stato di progetto con ponte di grande luce.
- Stato durante la realizzazione dell'opera. Descrive la situazione del corso d'acqua durante la realizzazione dei lavori, in corrispondenza della fase maggiormente critica a causa della riduzione delle sezioni di deflusso dell'alveo per la presenza delle opere provvisorie.

I profili di propagazione del colmo dell'onda di piena sono stati calcolati in relazione alle tre **condizioni di portata** citate nel par. 5.1. Utilizzando il modello idraulico sono quindi state eseguite complessivamente cinque simulazioni esaminando due distinte 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), versione 3.1.2 sviluppato negli U.S.A. dall'Hydrologic Engineering Center dell'U.S. Army Corps of Engineers, progettato da Mr. Gary W. Brunner.

## La progettazione integrata del nuovo ponte sul fiume Sangro. Aspetti geologici, geotecnici e idraulici

### Multidisciplinary Design of the new Sangro Bridge. A review of the geological, geotechnical and hydraulic issues

Marco Petrangeli, Massimo Pietrantonio, Mauro Priante

HEC-RAS è un codice di calcolo monodimensionale che consente la determinazione di profili idrici 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.

Le verifiche idrauliche sono state effettuate modellando un tratto d'asta fluviale di circa 1 chilometro, sino allo sbocco a mare del Sangro. Tale estensione risulta sufficiente a ricostruire con adeguata precisione il profilo idraulico e le condizioni idrodinamiche del corso d'acqua, in quanto si è in presenza di condizioni di deflusso in corrente lenta.

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 6.

Particolare attenzione è stata posta nella ricostruzione della geometria dell'alveo di magra, per la quale è stato effettuato un apposito rilievo batimetrico, e dello sbocco alla foce anch'esso ricostruito sulla base di rilievo topografico.

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.

La traversa è stata inserita come inline structure nel modello idraulico.

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.

Il codice di calcolo adottato consente di utilizzare la formulazione della resistenza d'attrito ottenuta tramite l'espressione di Chezy.

Per l'implementazione del modello idraulico in prima istanza è stata seguita, per la definizione del parametro di **scabrezza**, l'usuale metodologia basata sulla più vasta bibliografia nazionale e internazionale, che si basa noto metodo di calcolo proposto da Ven Te Chow.

Facendo riferimento al noto metodo di calcolo proposto dall'"Open Channel Hydraulics", Ven Te Chow, McGraw Hill International Editions, si è fatto riferimento ad un valore del parametro di scabrezza di Manning ( $n$ ) pari a 0.04 per la parte delle sezioni trasversali occupata dall'alveo inciso, e fino a 0.065 sulle sponde per tener conto della vegetazione ivi presente.

#### 6.2.1. Scenario A - Stato precedente al crollo

Le simulazioni effettuate evidenziano che nella **condizione 1** ( $Q_1 = 1853 \text{ m}^3/\text{s}$ , 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** ( $Q_2 = 1147 \text{ m}^3/\text{s}$ , 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 notevolmente inferiori alla portata della condizione 1 possono causare scalzamenti tali da raggiungere l'intradosso dei plinti di fondazione delle pile poste nell'alveo inciso.

#### 6.2.2. Scenario B - Stato di progetto

Anche per questo scenario le simulazioni effettuate evidenziano che in concomitanza del verificarsi della **condizione 1** ( $Q_1 = 1853 \text{ m}^3/\text{s}$ , evento di piena bicentenario PSDA) il ponte ferroviario entrarebbe in pressione causando un innalzamento dei livelli idrici in cor-

rispondenza del ponte della S.S. 16. Tale profilo idraulico risulta molto simile a quello ricostruito per lo scenario A pre-crollo, come era prevedibile poiché, per valori di portata così elevati, è il ponte ferroviario che, costituendo ostacolo al libero deflusso delle acque, ne regola e ne caratterizza il profilo idrico.

Il livello idrico in corrispondenza del ponte di progetto per  $Q_1 = 1853 \text{ m}^3/\text{s}$  è pari 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 limitato rigurgito a monte sino al ponte stradale, sotto il quale si registra un livello idrico calcolato pari a 3.38 m s.l.m.

Rispetto all'intradosso massimo del si ha un franco idraulico di 4.38 m. Un franco superiore ad 1.90 m è garantito in tali condizioni su tutta la luce del ponte.

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

Il massimo valore dello scalzamento si registra sulla pila 9 che è quella posta in alveo. Sulla fondazione di questa pila il valore calcolato come somma dello scalzamento per contrazione e di scalzamento indotto dalla presenza della pila, è 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 calcolato raggiungerebbe quindi 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.

Seppure 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 per valori superiori a quelli calcolati.

#### 6.2.3. Scenario C - Fase costruttiva

La verifica è stata eseguita considerando l'alveo parzialmente occluso ("Blocked Obstruction" in Hec-RAS) dal palancolato previsto nelle fasi realizzative. La simulazione ha evidenziato che la portata di  $150 \text{ m}^3/\text{s}$  rimane interamente contenuta nell'alveo inciso anche in presenza delle palancole in alveo, nella configurazione più gravosa per il corso d'acqua.

### 6.3. La sistemazione post operam dell'alveo

Il progetto del nuovo attraversamento prevede anche 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. La fascia di alveo rivestita è stata estesa, in senso trasversale alla corrente, dalla zona compresa tra le pile 7 e 8 alla spalla Sud ( $L = 140 \text{ m}$ ); in senso longitudinale, da 10 m a monte del nuovo ponte fino a 10 m a valle dello stesso (per un

**La progettazione integrata del nuovo ponte sul fiume Sangro. Aspetti geologici, geotecnici e idraulici**  
**Multidisciplinary Design of the new Sangro Bridge. A review of the geological, geotechnical and hydraulic issues**

Marco Petrangeli, Massimo Pietrantonio, Mauro Priante

totale di 31.8 m) in modo da non interferire con le strutture esistenti del ponte ferroviario. Le sponde dell'alveo di magra e l'area gole-nale incluse nella fascia sopra citata, sono state parimenti rivestite in massi di cava, posati sul terreno con pendenza 2/3.

Il dimensionamento del pietrame per il rivestimento di fondo alveo è stato eseguito 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, onde evitare l'asportazione del rivestimento da parte della corrente.

Al fine di proteggere la spalla del nuovo ponte ed il rilevato stradale della S.S. 154 dall'azione erosiva della corrente, la sistemazione ha previsto il rivestimento dell'intera sponda destra per tutto il tratto interessato dalla palificata. Tale rivestimento si estenderà dal cordolo in testa alla palificata fino a scendere in alveo, a quota -2.50 m s.m., rendendosi solidale con il rivestimento dell'alveo.

## 7. CONCLUSIONI

Le particolari condizioni geologiche, geotecniche e idrauliche del sito del nuovo ponte sul Fiume Sangro hanno suggerito di adottare un approccio progettuale che coinvolgesse le diverse componenti tecniche (strutturale, geologico, geotecnico e idraulico) sia nelle attività progettuali, dalla fase preliminare a quella esecutiva, sia in quelle di controllo tecnico e amministrativo.

Tale approccio ha portato a scelte condivise e ragionate sulla base delle criticità tecniche e ambientali specifiche dell'opera.

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.

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.

**GEO FLUID**  
**DRILLING & FOUNDATIONS**  
**2008**  
**1 - 4 Ottobre - Piacenza**  
 17° Mostra Internazionale  
 delle Tecnologie ed Attrezzature  
 per la Ricerca, Estrazione e Trasporto  
 dei Fluidi Sotterranei

**GEOTERMIA FOCUS** 1978 - 2008  
**30° Anno**

**GEO TUNNEL**  
 Macchine, attrezzature e strumentazioni per la costruzione di Gallerie

**GEO TECH**  
 Macchine ed attrezzature per Indagini Geognostiche e Geotecniche, Fondazioni Speciali e Perforazioni Direzionali

**GEO CONTROL**  
 Strumentazione ed attrezzature per Analisi, Monitoraggio Ambientale, Bonifiche dei Terreni e Difesa del Suolo

**NO DIG**

**www.geofluid.it**  
 PIACENZAEXPO