



ANAS S.p.A.

Direzione Generale

DG 48/04

MACROLOTTO N°2 - AUTOSTRADA SALERNO-REGGIO CALABRIA

LAVORI DI AMMODERNAMENTO ED ADEGUAMENTO AL TIPO 1/A DELLE NORME C.N.R./80 DEL TRATTO
DAL KM. 108+000 AL KM. 139+000 COMPOSTO DAI SEGUENTI LOTTI UNIFICATI: 1-2-3-4-5
CODICE UNICO PROGETTO: F11 B0400210000

**CONTRAENTE
GENERALE:**



SIS S.c.p.a.
Via Inorio, 24/A - 10146 Torino

Consorzio Stabile fra le Imprese:



SACYR CONSTRUCCION S.A.



INC S.p.A.



SIPAL S.p.A.

Progettazione	Direttore Tecnico	Geologo
 Sipal S.p.A. Direttore Tecnico Dott. Ing. Adriano TURSO Ordine degli Ingegneri Provincia di Taranto N° 1400	 SIS S.c.p.a. Dott. Ing. Massimiliano COLUCCI	Dott. Geol. Carlo ALESSIO Ordine dei Geologi del Piemonte N° 255
 Arch. Eduardo BRUNO Ordine degli Architetti P.P.C. Firenze N° 3487		Direttore Lavori INGEGNERIA SPM S.r.l. Dott. Ing. Stefano PEROTTI

PROGETTO COSTRUTTIVO

Titolo Elaborato:

OPERE DI MITIGAZIONE AMBIENTALE
VIADOTTO TEMPÀ OSPEDALE
RELAZIONE IDRAULICA

DG4804 PC 02 I I 00 0108 01 R 0 Scala:

REV.	DESCRIZIONE	REDATTO	DATA	VERIFICATO	DATA	APPROVATO	DATA
0	Prima emissione - Proposta di modifica progettuale ai sensi dell'art. 7 quater (modifiche nel 5%)	D.De Bartolo	07/05/2014	E. Bruno	08/05/2014	A Turso	09/05/2014

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Visto Dott. Ing. Francesco RUOCCO

ANAS S.P.A.

DG 48/04

MACROLOTTO N° 2

AUTOSTRADA SALERNO – REGGIO CALABRIA

LAVORI DI AMMODERNAMENTO ED ADEGUAMENTO AL TIPO 1/A
DELLE NORME C.N.R./80 DEL TRATTO DAL KM. 108+000 AL KM. 139+000
COMPOSTO DAI SEGUENTI LOTTI UNIFICATI: 1-2-3-4-5

PROGETTO COSTRUTTIVO

IDROLOGIA E IDRAULICA

**VIADOTTO TEMPA OSPEDALE
RELAZIONE IDRAULICA**

INDICE

1	PREMESSA	3
2	RIFERIMENTI.....	4
2.1	RIFERIMENTI PROGETTUALI.....	4
2.2	RIFERIMENTI CARTOGRAFICI	4
2.3	DETERMINAZIONE DELLE PORTATE DI PIENA DI PROGETTO E CRITERI DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE.....	5
2.4	SCHEMA DI CALCOLO IDRAULICO.....	5
2.5	PARAMETRI DI SCABREZZA	6
2.6	FRANCHI DI SICUREZZA.....	7
3	ANALISI IDROLOGICA	8
3.1	CARATTERIZZAZIONE DEL BACINO.....	9
3.2	DESCRIZIONE DEL CONTESTO IDROGEOLOGICO	9
4	VERIFICHE IDRAULICHE.....	11
4.1	PROFILI DI MOTO PERMANENTE.....	17
4.2	SEZIONE DI CALCOLO E PROFILO LONGITUDINALE.....	18
4.3	RISULTATI DELLE SIMULAZIONI IN MOTO PERMANENTE	18
4.4	RISULTATI MODELLAZIONE IDRAULICA.....	19
4.5	SEZIONI TRASVERSALI DI PROGETTO.....	20
5	DIMENSIONAMENTO OPERE	25
5.1	OPERE DI PROTEZIONE SPONDE	25
5.1.1	<i>Metodologia di analisi</i>	26
5.1.2	<i>Caratteristiche della scogliera</i>	31
5.2	LE RAMPE IN MASSI NATURALI.....	32
5.2.1	<i>Verifiche idrauliche</i>	32
6	VERIFICA DEL FRANCO SOTTO TRAVE	34
6.1	MODELLAZIONE HEC-RAS	37

1 PREMESSA

Oggetto della presente relazione è l'analisi idrologico-idraulica dell'intersezione tra la linea di impluvio naturale e il viadotto Tempa Ospedale, previsto nell'ambito dei lavori per l'ammodernamento del tratto di strada dal km 108+000 al km 139+000 dell'autostrada Salerno Reggio-Calabria allo scopo di verificare la compatibilità idraulica.

2 RIFERIMENTI

2.1 RIFERIMENTI PROGETTUALI

Il presente studio idrologico, viene redatto in ottemperanza al DEC/VIA n° 7558 del 26/08/2002 ed in conformità al progetto esecutivo (da qui in avanti chiamato PE) ed in particolare in conformità agli elaborati (DG4804-PE-00-II-00-0002-01-R0; D 4804-PE-00-II-00-0001-01-D0; DG4804-PE-00-II-00-0001-02-D0).

Progetto Costruttivo

Opere di mitigazione ambientale

Elaborati generali

DG4804-PC-00-GI-00-1000-01-R-0	Relazione tecnico illustrativa
DG4804-PC-00-GI-00-1000-02-R-0	Relazione di inquadramento geologico geotecnico
DG4804-PC-00-GI-00-0002-08-D-0	Carta geologica Tav.1/2
DG4804-PC-00-GI-00-0002-09-D-0	Carta geologica Tav.2/2
DG4804-PC-00-GI-00-0003-08-D-0	Carta geomorfologica Tav.1/2
DG4804-PC-00-GI-00-0003-09-D-0	Carta geomorfologica Tav.2/2
DG4804-PC-00-GI-00-0004-08-D-0	Carta idrogeologica Tav.1/2
DG4804-PC-00-GI-00-0004-09-D-0	Carta idrogeologica Tav.2/2

Ripristino idraulico

DG4804-PC-02-II-00-0108-01-D-0	Planimetria di inquadramento e sezioni carreggiate
DG4804-PC-02-II-00-0108-02-D-0	Quaderno delle sezioni tavola 1/2
DG4804-PC-02-II-00-0108-03-D-0	Quaderno delle sezioni tavola 2/2 e particolari opere

2.2 RIFERIMENTI CARTOGRAFICI

Nell'elaborazione del presente lavoro è stato necessario avvalersi di carte topografiche, tecniche e tematiche di proprietà delle amministrazioni comunali e di altri Enti extracomunali (Regione, Provincia, Autorità di Bacino).

In particolare, è stata utilizzata la seguente cartografia:

- Foglio n.210 della Carta Geologica d'Italia 1:100.000, "Lauria";
- Cartografia e i rilievi realizzati durante il PE ed il PC.

Si è tenuto conto, inoltre, degli allegati cartografici del Piano Stralcio di Assetto Idrogeologico della Basilicata.

2.3 DETERMINAZIONE DELLE PORTATE DI PIENA DI PROGETTO E CRITERI DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE

Per tutti i corsi d'acqua superficiali interferenti con gli interventi in progetto è stato individuato il corrispondente bacino imbrifero in conformità agli elaborati:

Codice	Descrizione
DG4804-PC-00-II-00-0001-01-D-0:	COROGRAFIA DEI BACINI - TAV. 1
DG4804-PC-00-II-00-0001-02-D-0:	COROGRAFIA DEI BACINI - TAV. 2
DG4804-PC-00-II-00-0001-03-D-0:	COROGRAFIA DEI BACINI - TAV. 3
DG4804-PC-00-II-00-0001-04-D-0:	COROGRAFIA DEI BACINI - TAV. 4

Le caratteristiche del bacino imbrifero sono state desunte da:

Codice	Descrizione
DG4804-PC-00-II-00-0002-01-R-0:	RELAZIONE IDROLOGICA GENERALE

Come portata di piena di progetto per il dimensionamento delle opere si è assunta quella con tempo di ritorno $T=100$ anni.

La verifica del franco rispetto al sottotrave è stata eseguita effettuando delle simulazioni in moto permanente con le portate valutate secondo la metodologia VAPI Basilicata ipotizzando un tempo di ritorno $T=200$ anni.

2.4 SCHEMA DI CALCOLO IDRAULICO

Le analisi idrauliche delle opere in progetto sono state condotte applicando schemi di calcolo in moto permanente; visto il comportamento torrentizio dei corsi d'acqua interferenti, la schematizzazione risulta cautelativa dal punto di vista idraulico escludendo fenomeni di cappio di piena in quanto le portate ed i livelli si propagano lungo l'asta fasati temporalmente (cioè coincidenti lungo l'asse tempo).

Le analisi idrauliche sono state condotte mediante la messa a punto ed applicazione di modelli idraulici monodimensionali basati sul codice di calcolo HEC RAS.

2.5 PARAMETRI DI SCABREZZA

Nella scelta dei parametri di scabrezza utilizzati nelle verifiche idrauliche si è fatto riferimento in generale alle seguenti tabelle:

Tipo di superficie	Minimo	Normale	Massimo
ALVEI DIPIANURA			
non vegetati, rettilinei, corrente regolare	0.025	0.030	0.033
come sopra ma con pietre e alghe	0.030	0.035	0.040
non vegetati, tortuosi con molienti e rapide	0.033	0.040	0.045
come sopra ma con pietre e alghe	0.035	0.045	0.050
come sopra, in magra	0.040	0.048	0.055
non vegetati, tortuosi, pietre, molienti e rapide	0.045	0.050	0.060
molto irregolari e alghe molto fitte	0.075	0.100	0.150
ALVEI DIMONTAGNA(SPONDE CON ALBERI E CESPUGLI)			
sul fondo: ghiaia, ciotoli e massi radi	0.030	0.040	0.050
sul fondo: ciotoli e grandi massi	0.040	0.050	0.070
GOLENE EPIANEINONDABILI			
prato senza cespugli, erba bassa	0.025	0.030	0.035
prato senza cespugli, erba alta	0.030	0.035	0.050
campi incolti	0.020	0.030	0.040
coltivazioni a filari	0.025	0.035	0.045
colture di cereali in pieno sviluppo	0.030	0.040	0.050
aree con cespugli sparsi e erba alta	0.035	0.050	0.070
aree con cespugli bassi e alberi, in inverno	0.035	0.050	0.060
aree con cespugli bassi e alberi, in estate	0.040	0.060	0.080
cespugli fitti, in inverno	0.045	0.070	0.110
cespugli fitti, in estate	0.070	0.100	0.160

TABELLA 1 - VALORI DEL COEFFICIENTE DI RESISTENZA DI MANNING: n ($s/m^{1/3}$) DA [CHOW V. T., 1959] CORSI D'ACQUA MINORI (LARGHEZZA A PIENE RIVE < 30 m)

Ai fini del dimensionamento come coefficienti di Gauckler-Strickler si sono assunti i seguenti:

- tubazioni in lamiera $K_s = 28 \text{ m}^3/s$;
- canale prefabbricato $K_s = 70 \text{ m}^3/s$;
- canale in terra rivestito $K_s = 55 \text{ m}^3/s$;
- tubazioni in PVC $K_s = 90 \text{ m}^3/s$;
- canali in cls $K_s = 60 \text{ m}^3/s$;

2.6 FRANCHI DI SICUREZZA

Per la valutazione dell'adeguatezza idraulica delle opere in progetto si è fatto riferimento secondo normativa vigente ai seguenti franchi idraulici:

Franco idraulico non inferiore a 0.5 volte l'altezza cinetica della corrente e comunque non inferiore a un 1.00 m.

- a) il carico cinetico della corrente $V^2/2g$ dove V è la velocità media della corrente (m/s) e g è l'accelerazione di gravità (m²/s);
- b) i valori per categorie di opere di seguito indicati:
 - ▀ argini e difese spondali cm. 50/100;
 - ▀ ponti e similari fino a larghezze di m.10 cm. 100/150;
 - ▀ coperture, ponti e similari oltre m.10 cm. 150/200.

3 ANALISI IDROLOGICA

Il Viadotto Tempa Ospedale ricade all'interno del tronco compreso tra km 0+000 e km 13+000. Per quel che riguarda le opere idrauliche comprese nel tratto del macrolotto che va dalla progressiva 0+000 m alla progressiva 13+000 m, ricadenti nella zona di confine tra Regione Campania (provincia di Salerno) e Regione Basilicata si è fatto riferimento per l'individuazione dei bacini idrografici alla cartografia in scala 1:25.000 I.G.M., al rilievo in scala 1:1.000 eseguito per la progettazione esecutiva e alle ortofoto (AIMA) della zona in scala 1:10.000;

Per lo studio puntuale dei deflussi delle aste fluviali che intercettano il tratto autostradale si è partiti dalla determinazione delle curve di possibilità pluviometrica elaborando i dati pluviometrici dell' area.

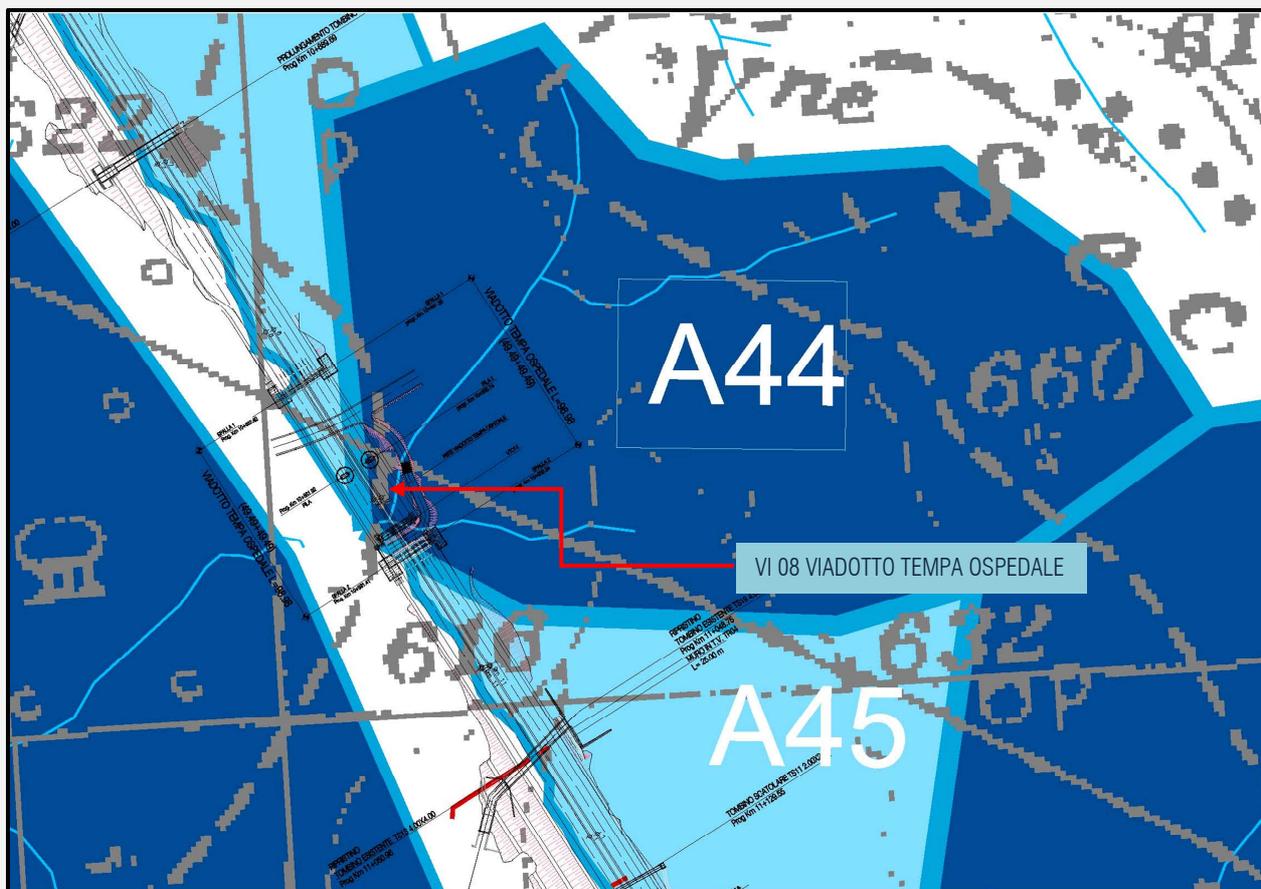
Nello specifico, da un'osservazione dettagliata sugli annali ideologici delle stazioni, prossime al tratto autostradale, di Casalbuono e Montesano Terme.

Per la determinazione della curva di probabilità climatica, ai dati delle stazioni pluviometriche di Casalbuono e Montesano Terme:

Equazione di possibilità climatica	Staz. CASALBUONO	Staz. MONTESANO TERME
Tempo di ritorno $T_r = 20$ anni	$h=55,508 \cdot t^{0.4842}$	$h=41,402 \cdot t^{0.3978}$
Tempo di ritorno $T_r = 50$ anni	$h=63,643 \cdot t^{0.4863}$	$h=65,581 \cdot t^{0.4051}$
Tempo di ritorno $T_r = 100$ anni	$h=69,739 \cdot t^{0.4876}$	$h=74,749 \cdot t^{0.407}$

TABELLA 2 - EQUAZIONI PLUVIOMETRICHE - STAZIONI DI CASALBUONO E MONTESANO TERME

3.1 CARATTERIZZAZIONE DEL BACINO



Bacino	Area (Km ²)	L. Asta (Km)	I (%)	Z Sez. Chiusura (m slm)	H max (m slm)	Altitudine media (m slm)	τ_c (ore)	ϕ	Q100 (m ³ /s)
A44	0.089	0.42	14.29	630.00	690.00	660.00	0.08	0.4	1.29

Legenda: I=pendenza; τ_c =tempo di corrivazione; ϕ =coefficiente di afflusso; Q100 = portata di colmo con tempo di ritorno 100 anni

3.2 DESCRIZIONE DEL CONTESTO IDROGEOLOGICO

L'area in cui ricade il Viadotto Tempa Ospedale attraversa la porzione dolomitica del complesso carbonatico. Questo presenta permeabilità da media a elevata in relazione al grado di fratturazione e al carsismo.

Le condizioni di fratturazione degli ammassi rocciosi sono generalmente elevate e conferiscono all'ammasso un coefficiente di permeabilità medio-alto, che localmente può risultare molto elevato per la presenza di condotti carsici.

Sulla base di queste caratteristiche i complessi carbonatici presentano le caratteristiche ottimali per la formazione di un acquifero.

Viadotto Tempa Ospedale – Relazione idraulica

Dalla consultazione dei dati del PE, nelle aree di compluvio, la falda risulta essere sub-affiorante, mentre nelle aree di displuvio raggiunge i 10-15 m.

4 VERIFICHE IDRAULICHE

Il tracciamento dei profili di corrente, per quanto riguarda i corsi d'acqua principali, è stato condotto utilizzando il codice di calcolo HEC-RAS versione 4.1.0, sviluppato dall'Hydrologic Engineering Center dell'U.S. Army Corps of Engineers.

HEC-RAS è l'abbreviazione di Hydrologic Engineering Center's River Analysis System. Questo software consente la simulazione di flussi idrici, nell'ipotesi di monodimensionalità della corrente, sia in moto permanente che in moto vario.

Possono essere analizzate condizioni di moto in corrente lenta, condizioni di moto critiche e condizioni di regime misto.

Il codice di calcolo permette di descrivere in maniera dettagliata la geometria delle singole sezioni idrauliche, tenendo conto di scabrezze differenti non solo in diversi tratti del corso d'acqua ma anche all'interno della stessa sezione ad esempio per differenziare le zone golenali e il canale principale. Esso consente inoltre di modellizzare l'andamento meandriforme di un corso d'acqua sia in ambito monodimensionale che quasi-2D indicando differenti lunghezze del tratto che separa due sezioni adiacenti per la golena in sponda sinistra la golena in sponda destra ed il canale principale.

Le ipotesi di base che caratterizzano il codice di calcolo sono:

- il moto della corrente è permanente e gradualmente variato;
- il deflusso della corrente è monodimensionale: le componenti della velocità nelle direzioni diverse da quella principale della corrente non vengono considerate; le equazioni utilizzate assumono che il carico totale è lo stesso per tutti i punti appartenenti ad una generica sezione;
- la pendenza del fondo alveo è limitata (inferiore a 1:10);
- la cadente è assunta costante tra due sezioni adiacenti;
- la geometria delle sezioni idrauliche è fissa.

Il programma di calcolo opera integrando le equazioni generali del moto secondo il metodo denominato nella letteratura anglosassone "Standard Step Method". Il processo di calcolo si sviluppa, a seconda delle caratteristiche della corrente, lenta o veloce, dalla sezione estrema di valle o dalla sezione estrema di monte dove vengono assegnate dall'utente le condizioni al contorno e procede verso l'altro estremo.

In corrispondenza dei ponti o di eventuali canali a sezione chiusa, dove i meccanismi caratterizzanti il fenomeno sono più complessi, vengono utilizzati metodi di calcolo specifici.

L'equazione differenziale fondamentale del moto permanente viene risolta nella seguente forma:

Viadotto Tempa Ospedale – Relazione idraulica

$$H_2 + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} = H_1 + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} + \Delta E \quad (1)$$

dove:

- H_1, H_2 : quote assolute della superficie della corrente alle sezioni 1 e 2;
- v_1, v_2 : velocità medie della corrente (portata totale/area totale bagnata);
- α_1, α_2 : coefficienti di ragguglio della potenza cinetica (coefficienti di Coriolis);
- ΔE : perdita di carico tra le sezioni 2 e 1.

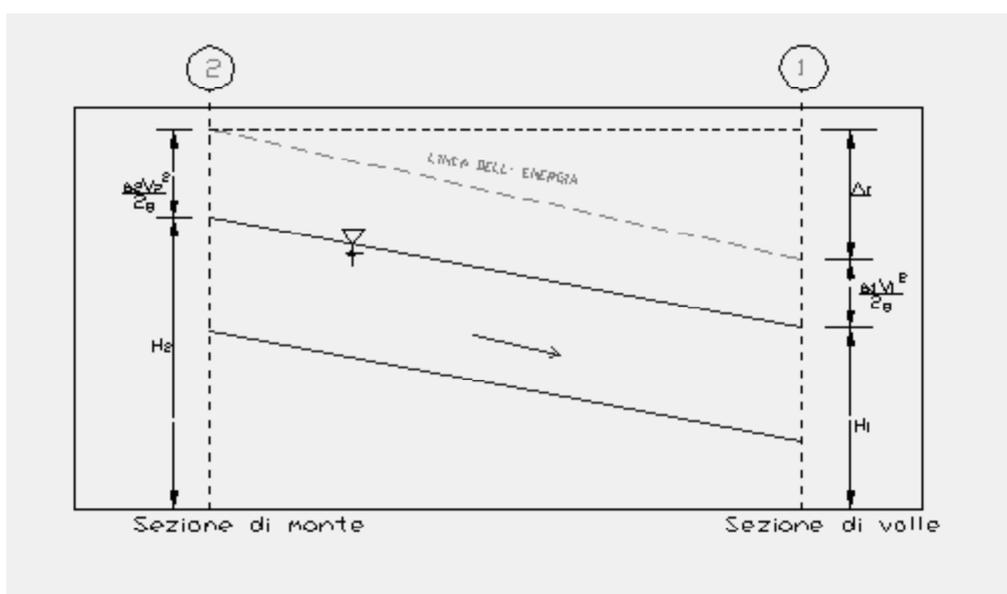


FIGURA 1 - GRANDEZZE PRESENTI NELL'EQUAZIONE DELL'ENERGIA.

La perdita di carico tra due sezioni è data dalla somma delle perdite distribuite lungo il tratto d'alveo compreso tra le due sezioni e le eventuali perdite dovute alla contrazione o alla espansione della corrente. L'espressione che permette il calcolo della perdita di carico risulta:

$$\Delta E = L \cdot J + C \cdot \left| \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} \right| \quad (2)$$

dove:

- L : lunghezza del tratto d'alveo in esame;
- J : cadente piezometrica;

Viadotto Tempa Ospedale – Relazione idraulica

- C : coefficiente che tiene conto dei fenomeni di contrazione ed espansione della corrente.

La distanza L tra due successive sezioni viene valutata con la seguente espressione:

$$L = \frac{L_{gs}Q_{qs} + L_c Q_c + L_{gd}Q_{qd}}{Q_{qs} + Q_c + Q_{qd}} \quad (3)$$

dove:

- L_{gs} , L_{gd} , L_c : distanza percorsa dalla corrente rispettivamente in golena sinistra, destra e nel canale principale;
- Q_{gs} , Q_{gd} , Q_c : portate rispettivamente defluite alla sezione terminale in golena sinistra, destra e nel canale principale.

La cadente piezometrica può essere ricavata attraverso la seguente espressione:

$$J = \left(\frac{Q_1 + Q_2}{k_1 + k_2} \right)^2 \quad (4)$$

essendo:

- Q_1 , Q_2 : portata transitata rispettivamente alla sezione 1 e alla sezione 2;
- k_1 , k_2 : capacità di deflusso (conveyance) totale rispettivamente associata alla sezione 1 e alla sezione 2.

La capacità di deflusso è calcolabile attraverso la seguente espressione:

$$k = \frac{1}{n} AR^{2/3} \quad (5)$$

essendo:

- n : coefficiente di Manning;
- A : area bagnata;
- R : raggio idraulico.

La capacità di deflusso complessiva di una determinata sezione è data dalla somma delle capacità di deflusso delle due golene e del canale principale. Ciascuna parte con cui si è idealmente suddivisa la sezione idraulica è infatti caratterizzata, una volta noto o ipotizzato il tirante idrico, da una determinata area bagnata e raggio idraulico; da qui la possibilità di applicare la (5) per calcolare la capacità di deflusso per la golena in sponda destra, sinistra e per il canale principale.

Il coefficiente di ragguglio della potenza cinetica (coefficiente di Coriolis) viene calcolato attraverso la seguente espressione:

$$\alpha = \left(\frac{k_{gs}^3}{A_{gs}^2} + \frac{k_c^3}{A_c^2} + \frac{k_{gd}^3}{A_{gd}^2} \right) \frac{A_t^2}{k_t^3} \quad (6)$$

dove:

- A_t , A_{gs} , A_{gd} , A_c : rispettivamente area totale bagnata della sezione, area bagnata in golena destra, in golena sinistra e nel canale principale;
- k_t , k_{gs} , k_{gd} , k_c : rispettivamente capacità di deflusso della sezione nel suo complesso, per la golena sinistra, la golena destra e per il canale principale.

Il coefficiente C viene introdotto per tenere in conto delle perdite energetiche dovute ai fenomeni di espansione o di contrazione della corrente. Esso viene definito dall'utente, sezione per sezione, in funzione delle caratteristiche del fenomeno di transizione. I valori tipici di tale coefficiente vengono indicati nella tabella:

DESCRIZIONE	COEFFICIENTE DI CONTRAZIONE	COEFFICIENTE DI ESPANSIONE
Nessuna perdita di contrazione o espansione	0.0	0.0
Transizione graduale	0.1	0.3
Ponti	0.3	0.5
Transizioni molto brusche	0.6	0.8

TABELLA 3 - VALORI TIPICI DEL COEFFICIENTE C.

La risoluzione delle equazioni (1) e (2) attraverso un procedimento iterativo permette di determinare l'andamento del profilo idrico in moto permanente una volta assegnate le caratteristiche geometriche e fisiche dell'alveo e le condizioni ai limiti del problema.

Il processo di risoluzione è volto essenzialmente ad individuare quel tirante idrico (nella sezione in cui esso non risulta già noto o calcolato in precedenza) che permette di verificare il bilancio energetico, espresso dalla (1), a meno di una tolleranza prefissata e ritenuta soddisfacente dall'utente. Per i dettagli di calcolo si rinvia alla documentazione del codice di calcolo.

Nei casi in cui si verifica il passaggio attraverso lo stato critico, l'equazione dell'energia (1) non può essere applicata in quanto la transizione tra moto in corrente lenta e moto in corrente veloce e viceversa non rispetta le ipotesi di moto gradualmente variato. Ciò può, ad esempio, verificarsi in seguito a elevati cambi di pendenza o alla presenza di forti restringimenti della sezione idraulica. In questi casi il codice di calcolo permette di risolvere il problema utilizzando o delle formule empiriche oppure l'equazione del momento.

In particolare l'equazione del momento può essere applicata, nel codice di calcolo HEC-RAS in tre differenti situazioni:

- presenza di un risalto idraulico;
- condizioni di deflusso attraverso un ponte senza che si generi un processo di moto in pressione;
- immissione di una corrente in un'altra corrente.

Senza entrare nei particolari, per i quali si rimanda alla letteratura specializzata ed al manuale scientifico del codice di calcolo, è qui il caso solo di riportare l'equazione del momento applicata ad una determinata massa d'acqua compresa tra due sezioni distinte 1 e 2:

$$P_1 - P_2 + W_x - F_f = Q \cdot \rho \cdot \Delta V_x \quad (7)$$

dove (vedi figura 2):

- P_i : forza legata alla pressione idrostatica agente sulle sezioni 1 e 2;
- W_x : forza peso proiettata nella direzione del moto;
- F_f : forza legata agli attriti;
- Q : portata;
- ρ : densità dell'acqua;
- ΔV_x : variazione di velocità nella direzione del moto.

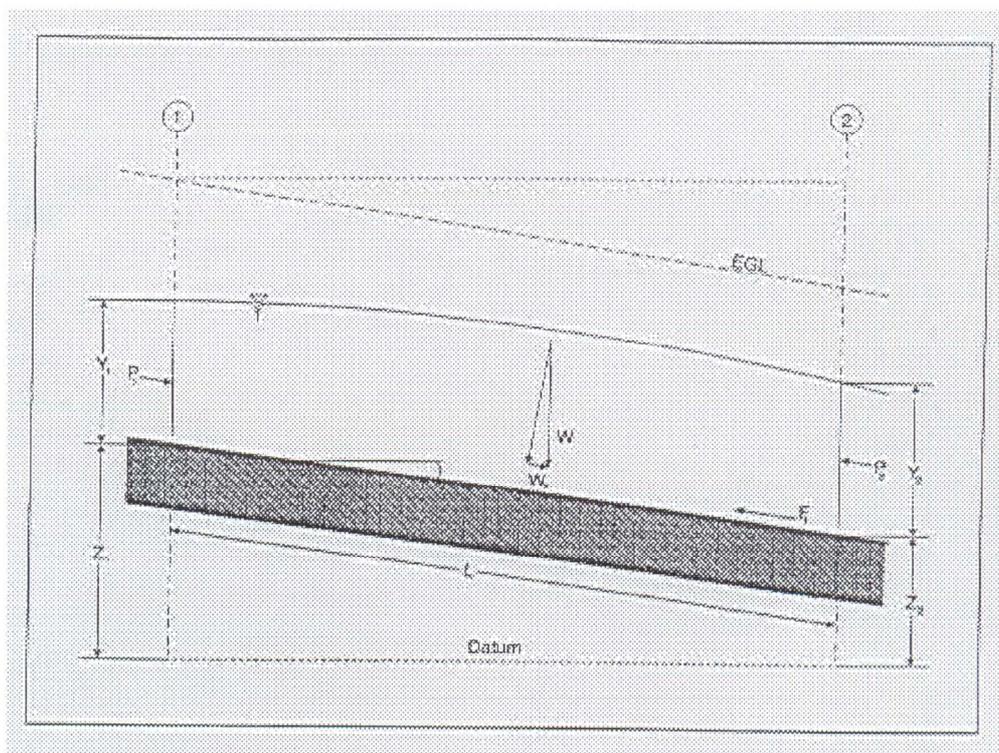


FIGURA 2 - ELEMENTI CARATTERISTICI DELL'EQUAZIONE DEL MOMENTO

In corrispondenza dei ponti, dove i meccanismi caratterizzanti il fenomeno sono più complessi, vengono utilizzati metodi di calcolo specifici. Il codice di calcolo permette di considerare l'intera gamma di condizioni che possono generarsi in un processo di deflusso attraverso un ponte. Tali condizioni sono di seguito riportate:

- la corrente non viene in contatto con l'intradosso del ponte (Low flow);
- la corrente viene in contatto con l'intradosso del ponte (Pressure/Weir flow).
- La prima condizione a sua volta prevede i seguenti casi:
 - la corrente si mantiene lenta durante l'attraversamento del ponte (Class A low flow);
 - la corrente transita attraverso la profondità critica (Class B low flow);
 - la corrente si mantiene veloce durante l'attraversamento del ponte (Class C low flow).

La seconda condizione prevede a sua volta i seguenti casi:

- il ponte risulta in pressione (Pressure flow);
- il ponte viene sormontato (Pressure and Weir flow).

Le perdite energetiche caratteristiche del deflusso attraverso la struttura comprendono:

Viadotto Tempa Ospedale – Relazione idraulica

- le perdite che si sviluppano nei tratti immediatamente a monte e a valle del manufatto; tali perdite sono dovute essenzialmente ai processi di contrazione ed espansione della corrente;
- le perdite che si generano proprio nel processo di deflusso attraverso la struttura.

In funzione delle condizioni di deflusso che vengono a crearsi, si applicano metodi di calcolo differenti per valutare le perdite di carico e quindi l'andamento del profilo idraulico nell'intorno della struttura.

Il codice di calcolo permette di risolvere i problemi relativi al deflusso di portata anche attraverso i tombini. La risoluzione di tali problemi si fonda sull'approccio teorico proposto nella letteratura specializzata (cfr. "Open Channel Hydraulics". V.T.Chow).

Il tipo di deflusso attraverso un tombino può essere catalogato come deflusso con sezione di controllo presso l'imbocco (in seguito "inlet control") o con sezione di controllo presso l'uscita ("outlet control").

Nel caso di "inlet control" la capacità del tombino dipende dal carico idraulico alla sezione di approccio, dalla geometria della sezione di ingresso, dal tipo di imbocco. La scabrezza del tombino, la sua lunghezza e pendenza, le condizioni idrauliche del ricettore di valle non sono elementi determinanti in grado di influenzare la capacità di deflusso.

Nel caso di "outlet control" gli elementi determinanti per fissare la capacità idraulica del tombino sono, oltre a quelli caratteristici del caso precedente, la lunghezza, la pendenza e la scabrezza del tombino e le caratteristiche idrauliche del ricettore di valle.

Il codice di calcolo risolve generalmente il problema calcolando, per la portata fissata dall'utente, il tirante idrico nella sezione di approccio al tombino utilizzando sia le equazioni adatte ai casi di "inlet control" sia quelle per i casi di "outlet control". Si assume quindi che la soluzione sia quella cui è associato il massimo tirante idrico.

Nei casi di "inlet control" il tirante idrico a monte del tombino viene calcolato schematizzando il moto della corrente come quello che si genera sotto una paratoia a battente. Nei casi di "outlet control" il tirante idrico a monte del tombino viene calcolato a partire dal tirante idrico alla sezione di sbocco del tombino e considerando le perdite energetiche concentrate e distribuite che si determinano nel processo di deflusso.

4.1 PROFILI DI MOTO PERMANENTE

Le simulazioni sono state condotte utilizzando valori di portata massimi lungo il percorso delle aste fluviali, ossia i valori di portata che si ottengono in corrispondenza delle sezioni di chiusura di ciascun bacino idrografico analizzato.

4.2 SEZIONE DI CALCOLO E PROFILO LONGITUDINALE

La valutazione dei profili in condizione di moto permanente è stata effettuata a partire dalla base topografica del luogo. Pertanto sulla base delle informazioni plano altimetriche determinate è stato ricavato il modello geometrico, base di input per il software HEC-RAS.

4.3 RISULTATI DELLE SIMULAZIONI IN MOTO PERMANENTE

Nel seguito, si riportano e si commentano i risultati dello studio idraulico, effettuato in condizioni di moto permanente.

Tali verifiche hanno consentito, grazie all'ausilio del software HEC-RAS, di definire le caratteristiche proprie del deflusso e, in particolare, il massimo livello idrico raggiunto in ogni sezione, oltre che la pendenza della linea dell'energia, la velocità media della corrente, la larghezza del pelo libero, il numero di Froude della corrente, ecc..

Tutte queste informazioni sono indicate sotto forma numerica nelle tabelle riassuntive seguenti, nelle quali, al variare del tempo di ritorno e per ognuna delle sezioni, sono riportati i dati relativi ai principali parametri idraulici desunti dal calcolo al passaggio dell'onda di piena.

Il calcolo è stato svolto in condizioni di moto permanente utilizzando il valore della portata di piena, corrispondente al tempo di ritorno pari a 100 anni del bacino di interesse

In particolare

Le sigle riportate sono relative a:

- | | | |
|---------------|---|---|
| a) Q total | = | Portata totale espressa in m ³ /s; |
| b) Min Ch El | = | Quote del fondo dell'alveo; |
| c) W.S. Elev | = | Quota del pelo libero; |
| d) Crit W.S. | = | Quota critica del pelo libero; |
| e) E.G. Elev | = | Quota della linea dell'energia; |
| f) E.G. Slope | = | Pendenza della linea dell'energia; |
| g) Vel Chnl | = | Velocità media della corrente nell'alveo; |
| h) Flow area | = | Area totale della sezione liquida effettiva; |
| i) Top Width | = | Larghezza superficiale della sezione liquida; |
| j) Froude | = | Numero di Froude dell'alveo. |

I risultati ottenuti sono riportati nei paragrafi seguenti.

Viadotto Tempa Ospedale – Relazione idraulica

4.4 RISULTATI MODELLAZIONE IDRAULICA

HEC-RAS Plan: Plan 01 River: TempaOspedale Reach: TempaOspedale Profile: PF 1

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min. Ch El (m)	W. S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
TempaOspedale	71.99994	PF 1	1.29	634.29	634.51	634.63	635.08	0.143100	3.36	0.38	3.60	3.28
TempaOspedale	68.99985	PF 1	1.29	633.46	633.62	633.77	634.47	0.273711	4.09	0.32	3.58	4.40
TempaOspedale	65.99998	PF 1	1.29	632.58	632.69	632.84	633.59	0.312886	4.20	0.31	3.74	4.67
TempaOspedale	62.99993	PF 1	1.29	631.60	631.81	631.97	632.77	0.236403	4.34	0.30	2.74	4.21
TempaOspedale	60.00002	PF 1	1.29	631.37	631.50	631.59	631.96	0.204034	3.03	0.43	6.14	3.67
TempaOspedale	57.00005	PF 1	1.29	631.19	631.33	631.39	631.54	0.075369	2.04	0.63	7.79	2.29
TempaOspedale	54.00021	PF 1	1.29	631.00	631.14	631.19	631.31	0.067817	1.81	0.71	7.46	1.87
TempaOspedale	51.00014	PF 1	1.29	630.99	631.13	631.16	631.24	0.028446	1.50	0.93	8.70	1.29
TempaOspedale	48.00008	PF 1	1.29	630.83	631.10	631.12	631.20	0.014948	1.41	1.01	7.39	0.99
TempaOspedale	44.99998	PF 1	1.29	630.75	631.01	631.04	631.14	0.021195	1.61	0.83	5.72	1.17
TempaOspedale	42.00006	PF 1	1.29	629.04	629.17	629.36	630.80	0.805886	5.66	0.23	2.74	6.27
TempaOspedale	39.00006	PF 1	1.29	627.61	627.73	627.94	629.23	0.349921	5.52	0.24	2.34	5.25
TempaOspedale	36.00016	PF 1	1.29	627.46	627.62	627.78	628.30	0.159251	2.56	0.35	2.47	2.94
TempaOspedale	33.00008	PF 1	1.29	627.31	627.50	627.63	627.96	0.061264	3.02	0.44	2.58	2.27
TempaOspedale	33	Bridge										
TempaOspedale	27.00004	PF 1	1.29	626.86	627.07	627.19	627.48	0.044835	2.89	0.47	2.52	2.04
TempaOspedale	24.0001	PF 1	1.29	626.81	627.05	627.13	627.34	0.028050	2.41	0.56	2.64	1.60
TempaOspedale	21.00011	PF 1	1.29	626.71	626.95	627.04	627.25	0.027360	2.52	0.56	2.71	1.66
TempaOspedale	21	Bridge										
TempaOspedale	15.00008	PF 1	1.29	626.41	626.63	626.73	626.98	0.049175	2.64	0.49	2.63	1.96
TempaOspedale	12.00008	PF 1	1.29	626.26	626.47	626.58	626.83	0.049916	2.67	0.48	2.60	1.98
TempaOspedale	9.000027	PF 1	1.29	626.11	626.32	626.43	626.68	0.050152	2.67	0.48	2.61	1.98
TempaOspedale	6.000148	PF 1	1.29	625.96	626.17	626.28	626.53	0.050509	2.67	0.48	2.62	1.99
TempaOspedale	3.000081	PF 1	1.29	625.93	626.26	626.27	626.42	0.011564	1.73	0.75	2.71	1.05

TABELLA 4 – TABELLA DATI

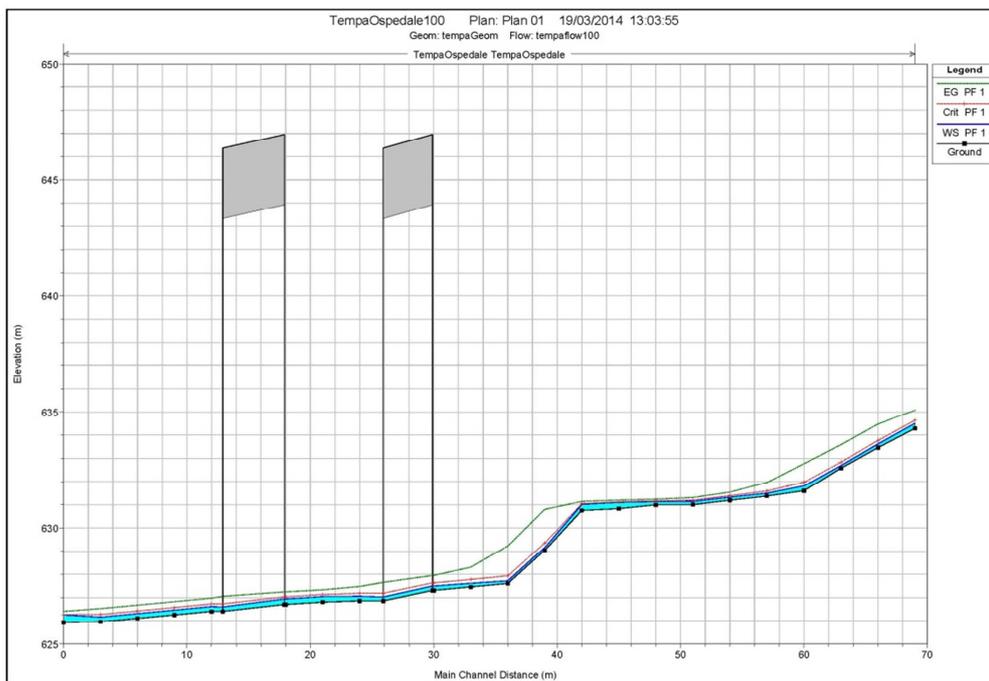


FIGURA 3 - PROFILO Q100

Viadotto Tempa Ospedale – Relazione idraulica

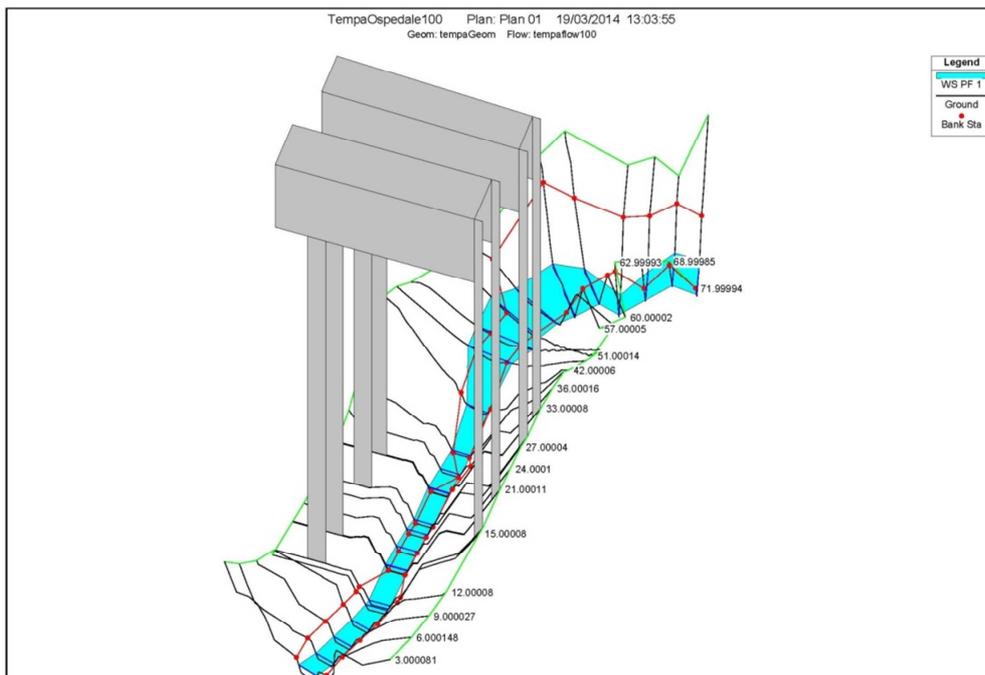
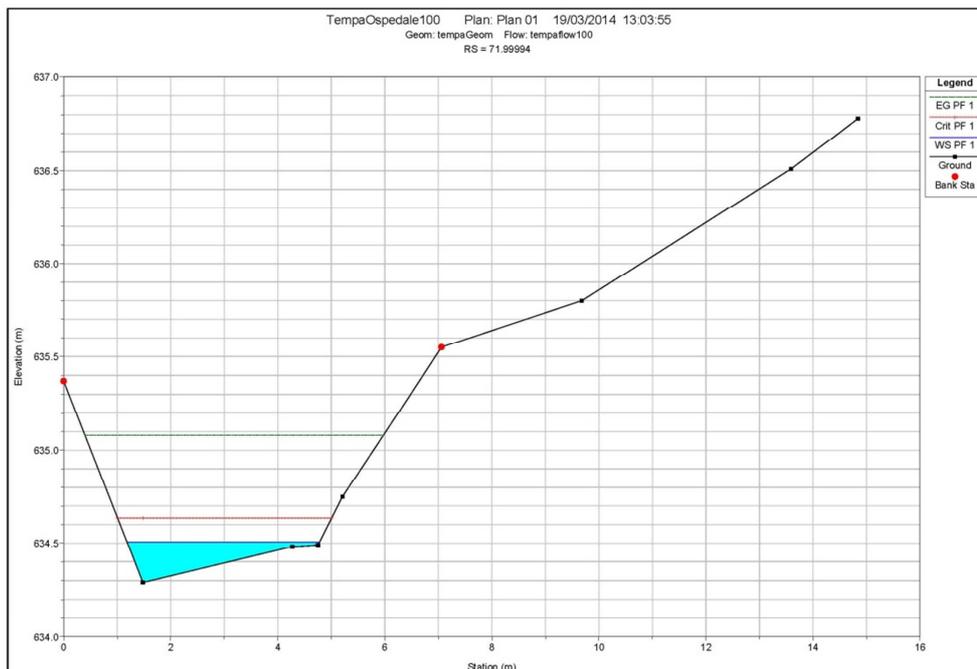
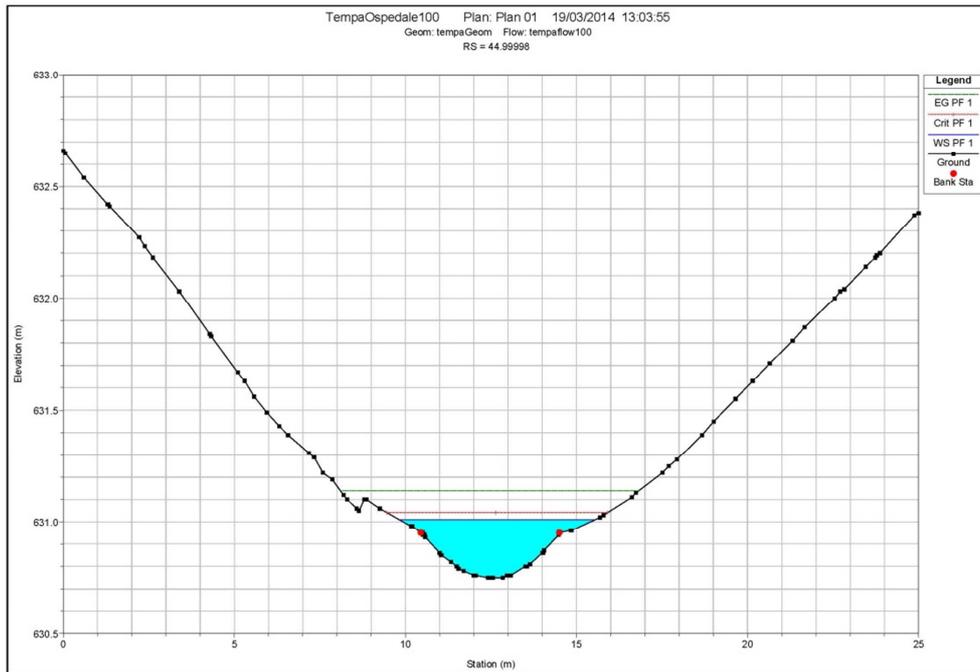
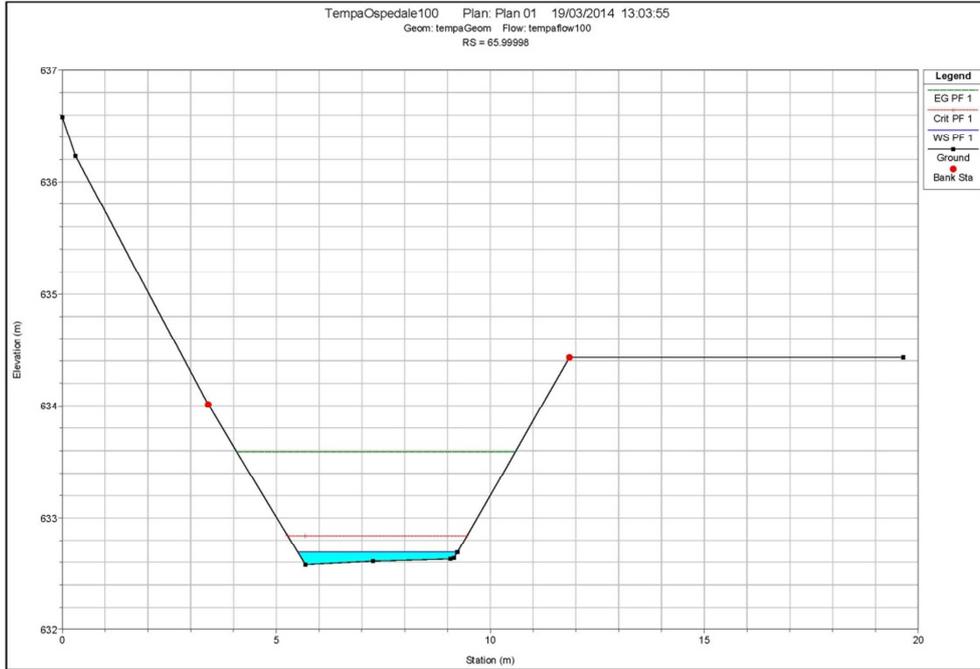


FIGURA 4 - VISTA 3D DEL MODELLO IDRAULICO CORRISPONDENZA DELL'ATTRAVERSAMENTO

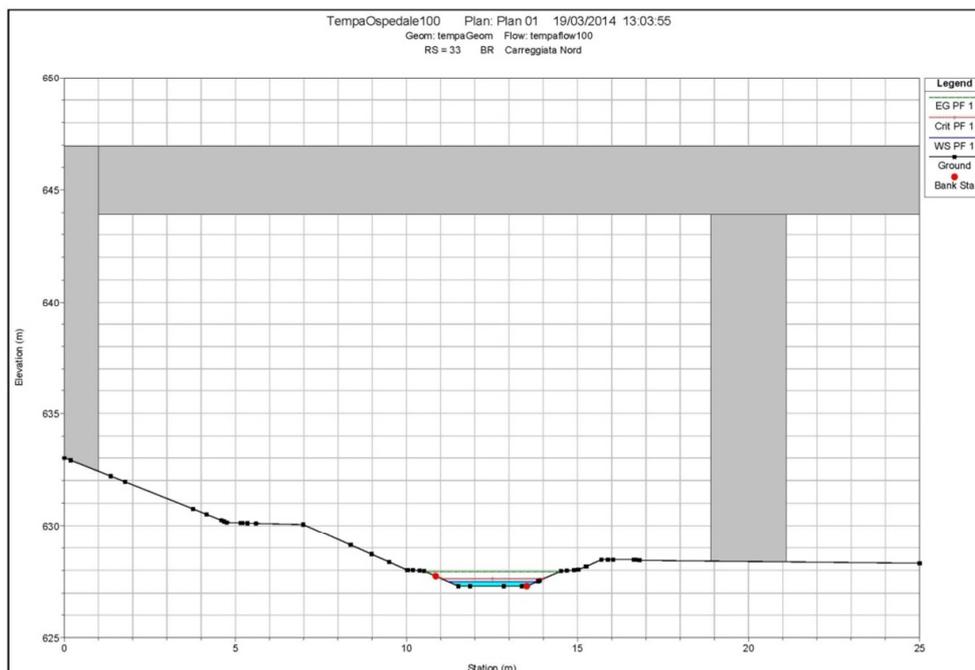
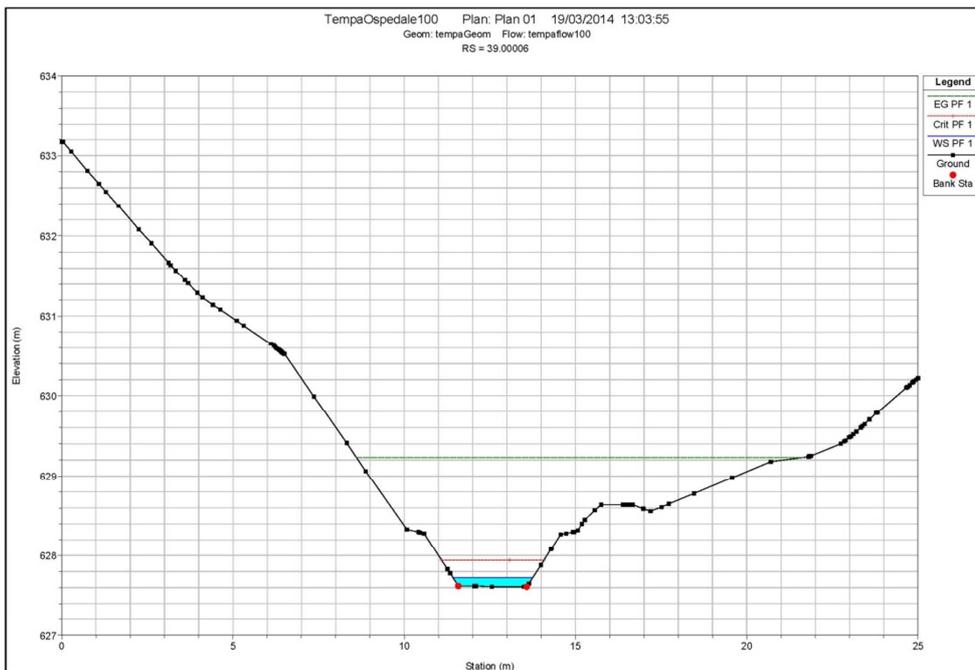
4.5 SEZIONI TRASVERSALI DI PROGETTO



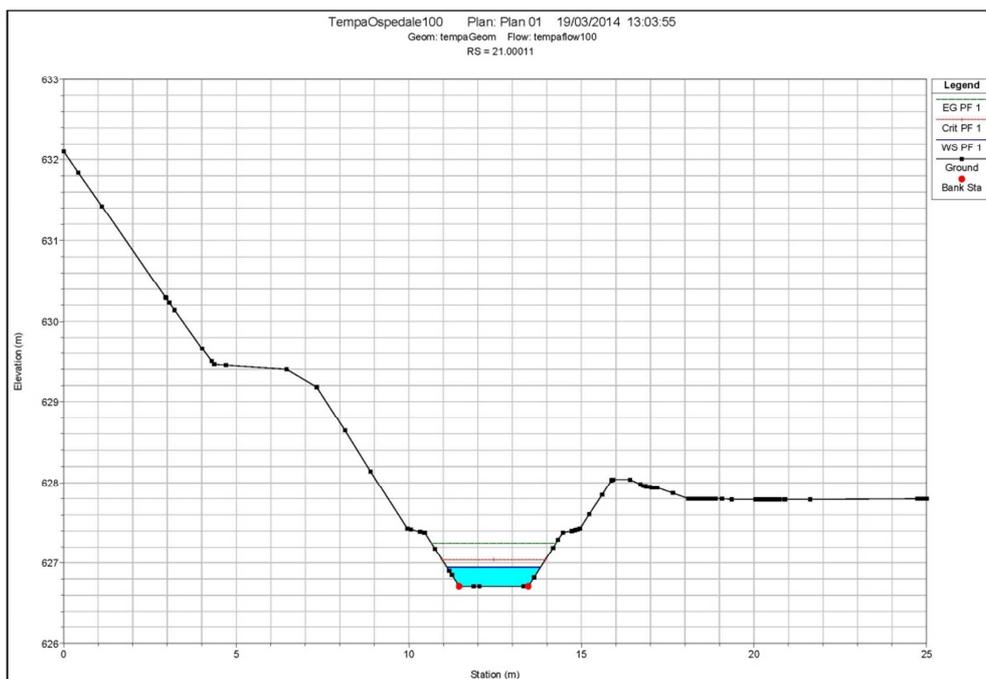
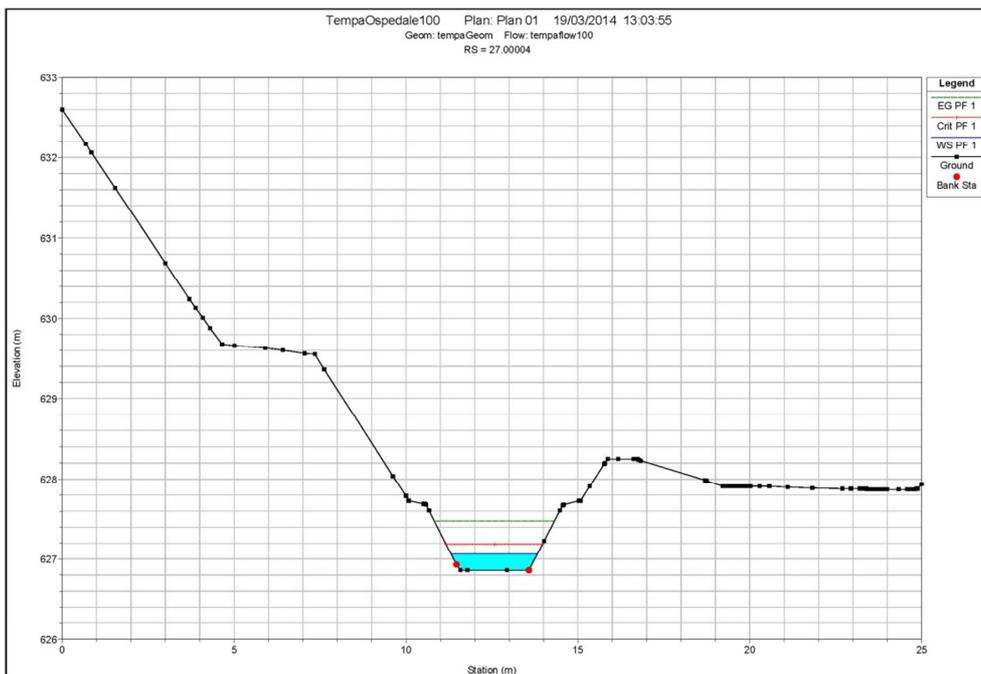
Viadotto Tempa Ospedale – Relazione idraulica



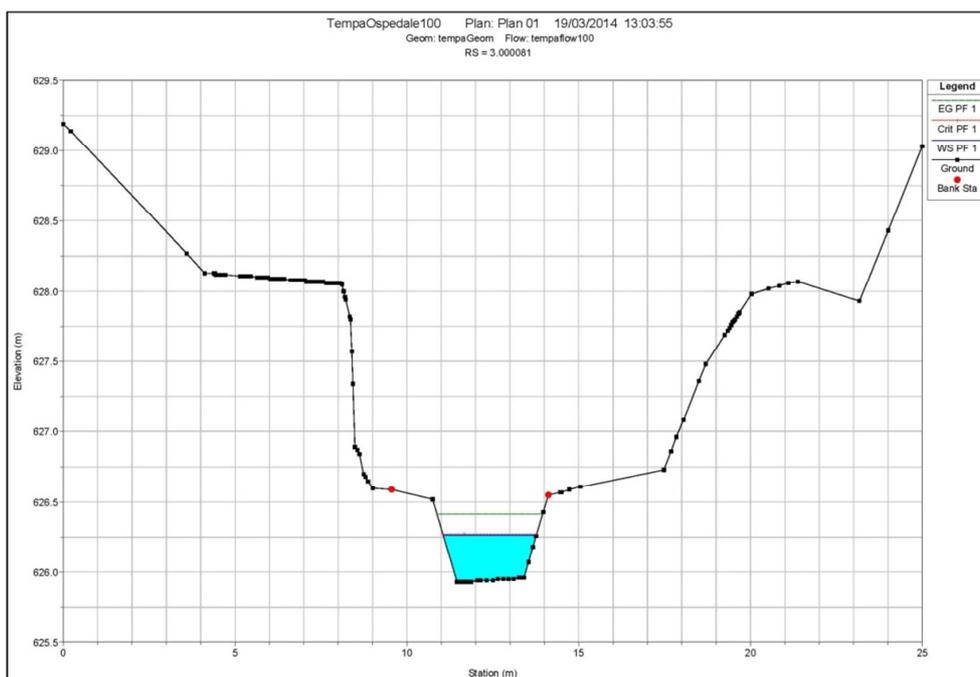
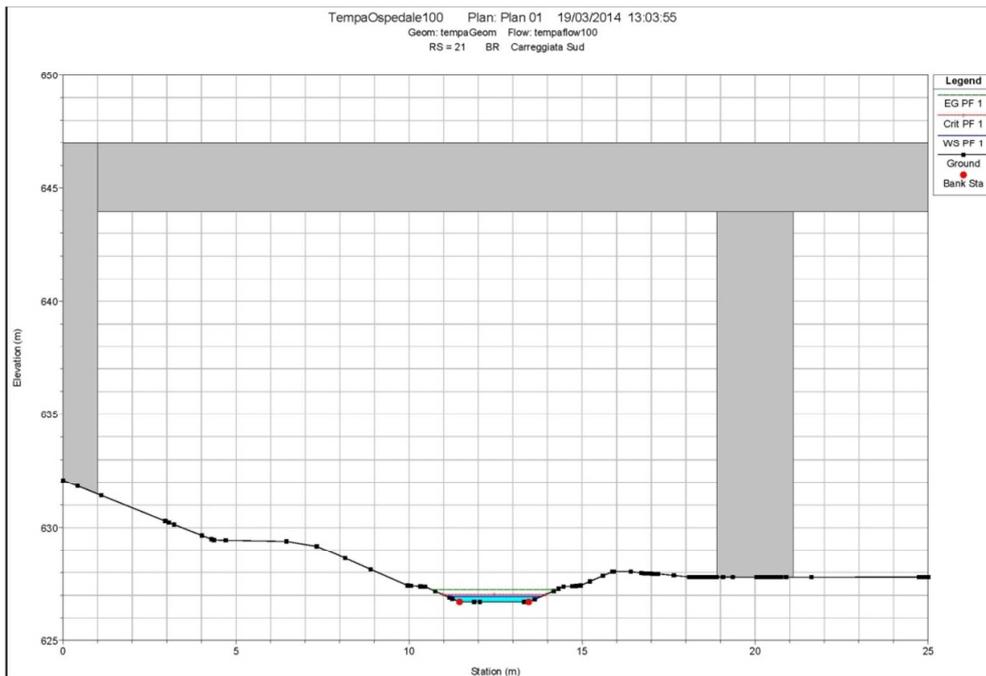
Viadotto Tempa Ospedale – Relazione idraulica



Viadotto Tempa Ospedale – Relazione idraulica



Viadotto Tempa Ospedale – Relazione idraulica



5 DIMENSIONAMENTO OPERE

5.1 OPERE DI PROTEZIONE SPONDE

Nella configurazione di progetto si è inteso ripristinare il tracciato naturale dei corsi d'acqua che insistono sull'area, finalizzando il tutto al recupero, quanto più possibile, delle configurazioni morfologiche, aumentando le condizioni di stabilità e migliorando le capacità di convogliamento delle portate di piena.

Le sezioni idrauliche sono state dimensionate in modo da adattarsi il più possibile all'orografia naturale.

Nella sistemazione idraulica di progetto è prevista una sistemazione delle sponde con scogliera in massi naturali (TIPO2), al fine di annullare l'erosione laterale per proteggere in destra idraulica le pile e in sinistra idraulica rafforzare il piede della nuova riprofilatura.

La sistemazione finale prevede, inoltre, un guado di attraversamento a servizio della pista esistente, in modo da garantirne sempre un ottimale esercizio, al fine di dare protezione al piede della viabilità minore è stata una sistemazione con scogliera (TIPO 1), tale intervento è stato previsto anche sul versante in sinistra idraulica, anche qui per garantire protezione dagli eventuali fenomeni di erosione.

Inoltre, è prevista una rampa in pietrame per poter colmare il salto di quota tra monte e valle, nel tratto iniziale del ripristino dell'alveo, in tal modo oltre ad offrire protezione al guado ci sarà una maggiore dissipazione dell'energia.

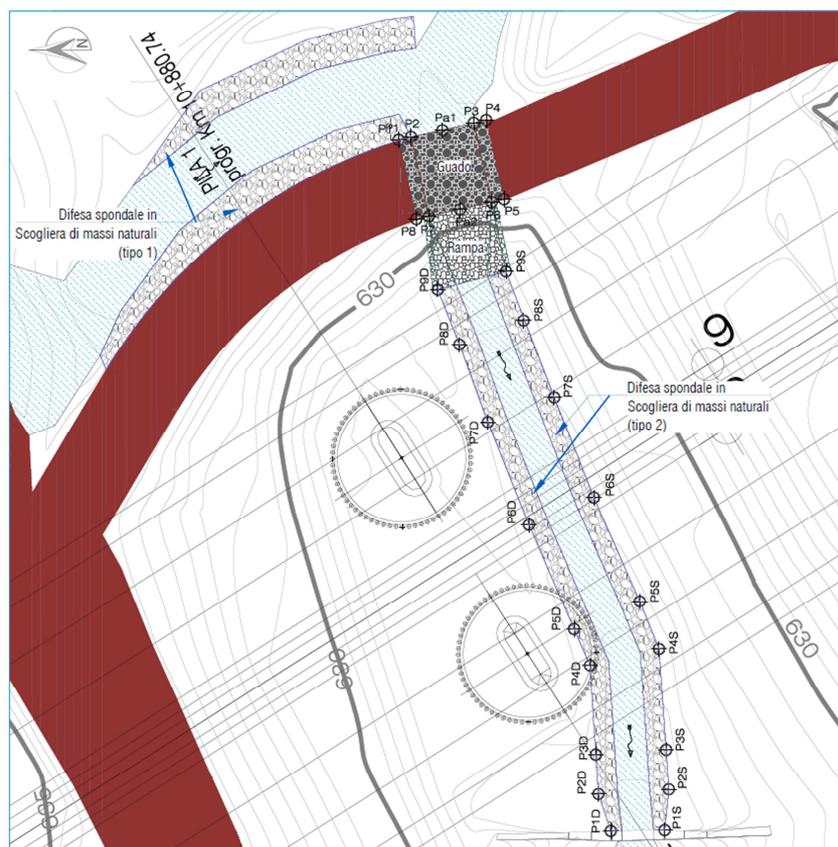


FIGURA 5 – OPERE DI PROTEZIONE SPONDE E RAMPA

5.1.1 Metodologia di analisi

In letteratura sono disponibili varie formule per la stima della stabilità dei materiali di assegnata granulometria sottoposti all'azione di trascinamento della corrente. Questi metodi si basano sulla determinazione dei valori critici della velocità o delle tensioni tangenziali (intesi come valori che corrispondono alle condizioni di moto incipiente per il materiale considerato) e sul confronto con i valori reali di tali grandezze.

Seguendo il criterio che si basa sulla definizione dello sforzo tangenziale esercitato dalle corrente sul materiale costituente il letto fluviale, la condizione di stabilità del fondo risulta quando $\tau_{cr} \geq \tau_0$, ovvero quando la tensione tangenziale critica è maggiore o uguale a quella esercitata dalla corrente.

La tensione tangenziale sul fondo dell'alveo è data dalla formula:

$$\tau_0 = \gamma \cdot R \cdot i$$

che, per alvei con base molto maggiore del tirante idrico ed in condizioni di moto permanente può scriversi:

$$\tau_0 = \gamma \cdot R \cdot J$$

dove:

γ [kg/m³] è il peso specifico dell'acqua;

R [m] è il raggio idraulico della sezione;

h [m] è il tirante idrico;

i [m/m] è la pendenza del fondo;

J [m/m] è la cadente.

Nella figura, sotto riportata, sono illustrati l'andamento degli sforzi tangenziali sul fondo e sulle sponde, nel caso di una particolare sezione trapezia.

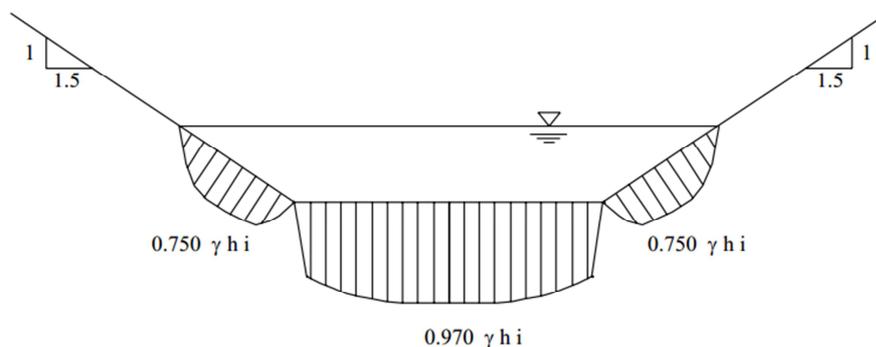


FIGURA 6 - ANDAMENTO TENSIONI TANGENZIALI

La tensione tangenziale massima esercitata dalla corrente è espressa dalla relazione:

$$\tau_0 = \xi \cdot \gamma_w \cdot R_h \cdot i$$

con ξ coefficiente che tiene conto della distribuzione delle tensioni tangenziali; è assunto pari a 1 per il fondo alveo e 0.75 in corrispondenza delle sponde; dove:

γ_w [kg/m³] è il peso specifico dell'acqua;

R_h [m] è il raggio idraulico della sezione;

i [m/m] è la pendenza del fondo;

I valori della τ_0 devono essere confrontati con le tensioni tangenziali critiche che mobilitano il materiale sul fondo e sulle sponde.

Il valore critico τ_{cr} che mobilita un masso di diametro d con peso specifico γ_s in assenza di coesione ed in regime turbolento ha la seguente espressione, riferita alla teoria della tensione tangenziale critica (Shields, 1936) attraverso la valutazione della forza che determina il moto incipiente dei granuli, esprimibile in termini generali con la seguente relazione che esprime una condizione di equilibrio:

$$\frac{\tau_{cr}}{(\gamma_s - \gamma) \cdot d} = \Theta(\text{Re}^*)$$

dove:

τ_{cr} = tensione tangenziale critica [kg/m²]

γ_s = peso specifico materiale d'alveo [kg/m³]

γ = peso specifico dell'acqua [kg/m³]

d = diametro del granulo [m]

Θ = parametro adimensionale dipendente dalle caratteristiche dei granuli e del letto fluviale e dal numero di Reynolds di grano (Re^*) relativo alla velocità di attrito u^* :

$$u^* = \sqrt{\frac{\tau_{cr}}{\rho}}$$

La suddetta condizione di equilibrio è stata tradotta in termini empirici da osservazioni sperimentali, ciascuna caratterizzata da limiti e campi di applicabilità specifici che ne condizionano l'utilizzo.

Viadotto Tempa Ospedale – Relazione idraulica

In particolare alcuni autori hanno individuato valori empirici specifici del parametro di Shields:

$\Theta = 0.047$ nella espressione di Meyer-Peter, che considera nullo il termine relativo al trasporto solido;

$\Theta = 0.058 \div 0.060$ nella espressione originata di Shields per $Re^* > 400$;

$\Theta = 0.116$ nella espressione di Kalinske, che considera un fattore di compattezza del materiale rappresentante l'effetto di mutuo incastro delle particelle.

Nel seguito sono riportate le principali formulazioni normalmente considerate, con riferimento ai rispettivi autori.

- Shields - Krey: la formula (1936) è stata sviluppata per moti in regime turbolento e per la condizione $d \ll h$, dove d è il diametro medio del materiale considerato e h è l'altezza d'acqua:

$$\frac{\tau_{cr}}{(\gamma_s - \gamma) \cdot d} = 0.06$$

- Zeller: la formula (1963) è relativa a miscugli omogenei in regime di moto assolutamente turbolento:

$$\frac{\tau_{cr}}{(\gamma_s - \gamma) \cdot d} = 0.047$$

- Armanini: la formula (1990) è applicabile quando la dimensione del materiale è dello stesso ordine di grandezza del tirante idrico:

$$\frac{\tau_{cr}}{(\gamma_s - \gamma) \cdot d} = 0.06 \cdot \left[1 + 0.67 \cdot \left(\frac{d}{h} \right)^{0.5} \right]$$

In base alle espressioni sopra riportate può essere verificata per prima cosa la condizione di stabilità del materiale di fondo naturale, facendo riferimento all'espressione di Zeller (valida per miscugli omogenei) e Egiazaroff (valida per miscugli non omogenei).

Le formule sperimentali sopra riportate sono state ricavate facendo riferimento al movimento di particelle isolate posate sul fondo di un alveo naturale, in cui la tipologia di un rivestimento formato da massi incastrati tra loro ed assestati con mezzi meccanici non è contemplata.

Per le verifiche di stabilità delle sponde, la condizione di moto incipiente va espressa considerando le componenti attive del peso e della spinta idrodinamica in relazione alla pendenza della sponda (α) rispetto all'orizzontale.

Per tali verifiche viene normalmente utilizzata la seguente espressione (Lane 1953):

$$\tau_{cr}(\alpha) = \tau_{cr}(0) \cdot \left[\cos \alpha \cdot \sqrt{1 - \frac{tg^2 \alpha}{tg^2 \varphi}} \right]$$

dove τ_{cr} è la tensione critica sul fondo, α la pendenza delle sponde e φ l'angolo di attrito interno del materiale. La stabilità del sistema di protezione può essere giudicata sulla base di un confronto fra la tensione tangenziale ottenuta dal calcolo a quella massima ammissibile caratteristica dell'opera.

La stabilità del sistema di protezione può essere giudicata sulla base di un confronto fra la tensione tangenziale ottenuta dal calcolo a quella massima ammissibile caratteristica dell'opera.

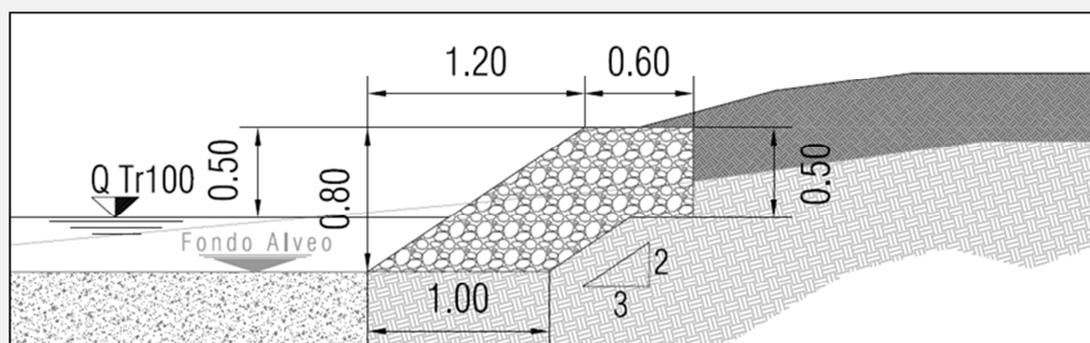
Per le verifiche di stabilità dei massi costituenti la scogliera, si è fatto riferimento all'espressione di Shields nella formulazione di Armanini. Per tenere conto dell'inclinazione del paramento si è utilizzata l'espressione di Lane (1953) su riportata.

Le scogliere sono stati progettate con un'inclinazione del paramento esterno pari a **3/2** corrispondente ad un angolo sull'orizzontale di **34°** (α); L'angolo di attrito interno del materiale da scogliera è stato assunto pari a: **40°** (φ).

I risultati delle verifiche portano a definire le considerazioni progettuali riportate nel paragrafo che segue.

5.1.3 Caratteristiche della scogliera Tipo 2

Materiali	
I massi naturali utilizzati per la costruzione dell'opera dovranno corrispondere ai requisiti essenziali di compattezza, omogeneità e durabilità; dovranno inoltre essere esenti da giunti, fratture e piani di sfalsamento..	
LIMITI:	
PESO SPECIFICO:	$\geq 2.670 \text{ kg/mc.}$
RESISTENZA ALLA COMPRESIONE:	$\geq 80 \text{ Mpa (800 kgf/cm}^2\text{)}$
COEFFICIENTE DI USURA:	$\leq 1,5 \text{ mm}$
COEFFICIENTE DI IMBIBIZIONE:	$\leq 5\%$
GELIVITÀ:	il materiale deve risultare non gelivo
CARATTERISTICHE COSTRUTTIVE:	
VOLUME MINIMO:	0.40 [mc]
LUNGHEZZA:	SPONDA DESTRA: 36.00 [ml] SPONDA SINISTRA: 36.00 [ml]
ALTEZZA RISPETTO AL FONDO ALVEO:	0.80 [ml]
INCLINAZIONE DEL PARAMENTO ESTERNO:	3/2 [34°]
SPESSORE MINIMO CORPO SCOGLIERA:	0.50 [ml]
SPESSORE IN SOMMITA':	0.60 [ml]
QUOTA SOMMITALE DELLA FONDAZIONE:	
SPESSORE DELLA FONDAZIONE:	
SCHEMA COSTRUTTIVO:	



5.2 LA RAMPA IN MASSI NATURALI

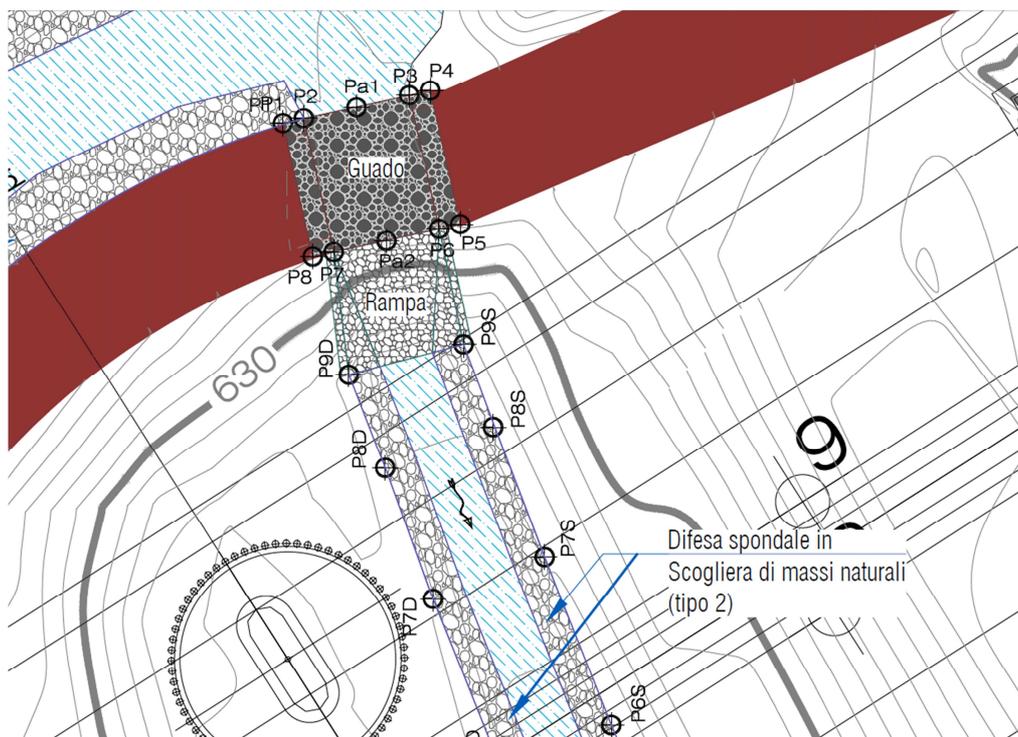


FIGURA 6 – RAMPA IN MASSI NATURALI

5.2.1 Verifiche idrauliche

Questa parte della relazione illustra i criteri generali adottati per i calcoli idraulici eseguiti per la verifica degli interventi previsti nella sistemazione delle rampe in massi naturali.

La scelta di tale tipologia sistematoria deriva dalla necessità di un migliore inserimento nel contesto naturale.

Ai fini del dimensionamento delle rampe in massi è necessario valutare la stabilità dei massi di rivestimento all'azione di trascinarsi della corrente. La funzionalità di una rampa non può prescindere dalla sua resistenza strutturale e dalla sua capacità di resistere alle sollecitazioni.

Dal punto di vista della stabilità esistono relazioni sperimentali (Whittaker, Jäggi 1986, Robinson et al, 1997) che legano le dimensioni dei massi e la pendenza della rampa alla portata critica.

Si è scelto di ricorrere alla relazione di Whittaker e Jäggi (1986):

dove:

q [m²/s] - Portata specifica (Portata a Tr100 / larghezza della sezione)

G [T/m³] - peso specifico del materiale;

Viadotto Tempa Ospedale – Relazione idraulica

g [m/s²] - Accelerazione di gravità;

S [m/m] è la pendenza della rampa;

I risultati delle verifiche portano a definire le considerazioni progettuali riportate nel paragrafo che segue.

MATERIALI:

I massi naturali utilizzati per la costruzione dell'opera dovranno corrispondere ai requisiti essenziali di compattezza, omogeneità e durabilità; dovranno inoltre essere esenti da giunti, fratture e piani di sfalsamento.

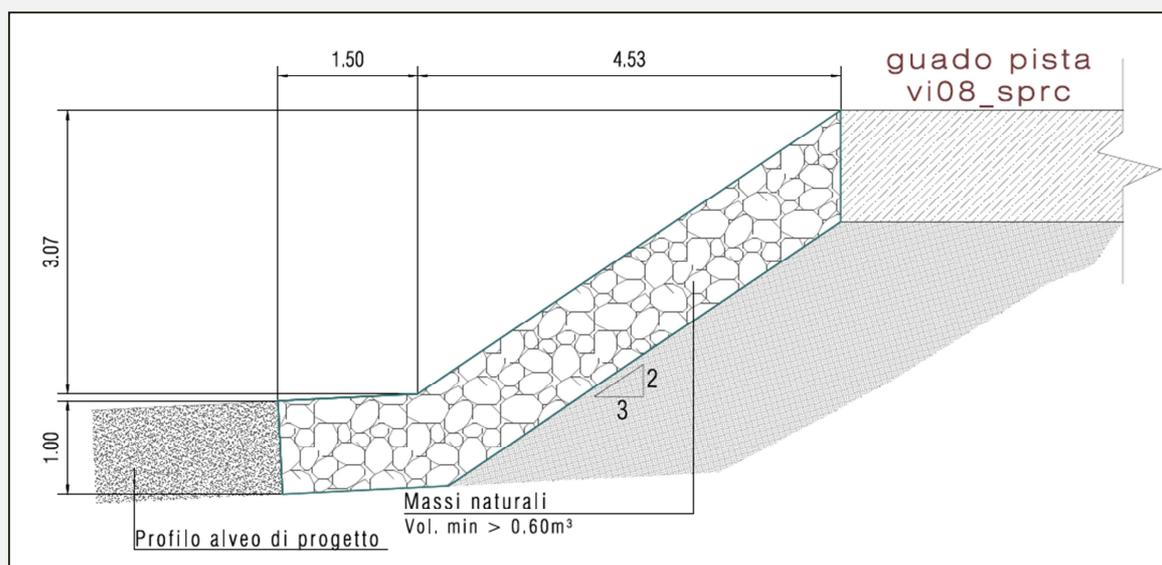
LIMITI:

PESO SPECIFICO:	≥ 2.670 kg/mc.
RESISTENZA ALLA COMPRESIONE:	≥ 80 Mpa (800 kgf/cm ²)
COEFFICIENTE DI USURA:	$\leq 1,5$ mm
COEFFICIENTE DI IMBIBIZIONE:	$\leq 5\%$
GELIVITÀ:	il materiale deve risultare non gelivo

CARATTERISTICHE COSTRUTTIVE:

VOLUME MINIMO:	0.50 [mc]
LUNGHEZZA:	6.00 [ml]
ALTEZZA RISPETTO AL FONDO ALVEO:	3.00 [ml]
INCLINAZIONE DEL PARAMENTO ESTERNO:	3/2 [34°]
SPESSORE MINIMO CORPO:	1.00 [ml]
SPESSORE IN SOMMITA':	1.00 [ml]
QUOTA SOMMITALE DELLA FONDAZIONE:	1.00 [ml] sotto fondo alveo
SPESSORE DELLA FONDAZIONE:	1.00 [ml]

SCHEMA COSTRUTTIVO:



6 VERIFICA DEL FRANCO SOTTO TRAVE

Al fine di verificare che i franchi di sicurezza rispetto alle portate di massima piena rientrino nel range di valori accettabili si sono studiati tutti i punti di intersezione. La metodologia seguita si è basata sulla applicazione della procedura messa a punto con il VAPI Basilicata, metodologia che consente di pervenire alla stima della distribuzione di probabilità delle portate in una generica sezione fluviale.

Una volta giunti al secondo livello di regionalizzazione l'unico parametro che rimane da ricavare è la piena indice x , quantità fortemente influenzata dall'area del bacino. La ricerca di una relazione empirica tra la piena indice x e l'area del bacino è sempre il primo passo che si fa nell'ambito del III livello di regionalizzazione e di solito risulta ben specificata da una legge del tipo

$$x = \beta A^{\alpha}$$

Poiché i corsi d'acqua oggetto di studio ricadono nell'ambito del bacino idrografico del fiume Noce che, a sua volta, ricade nell'area omogenea 2, il valore assunto dalla relazione precedente è

$$x = 5,19 A^{0,645}$$

Il calcolo della portata al colmo è dato da

$$Q_{\max} = K_T x$$

dove K_T è il fattore probabilistico di crescita che può essere ricavato direttamente in funzione del tempo di ritorno T attraverso la relazione

$$K_T = a + b \ln T$$

da cui

$$a = \frac{(\Theta_* \ln \Lambda_* + \ln \Lambda_1)}{\eta} ; \quad b = \frac{\Theta_*}{\eta}$$

con

$$\eta = \ln \Lambda_1 + 0.5772 - T_0$$

e

$$T_0 = \sum_{i=1}^{\infty} \frac{(-1)^i \Lambda_*^i}{i!} \Gamma\left(\frac{i}{\Theta_*}\right)$$

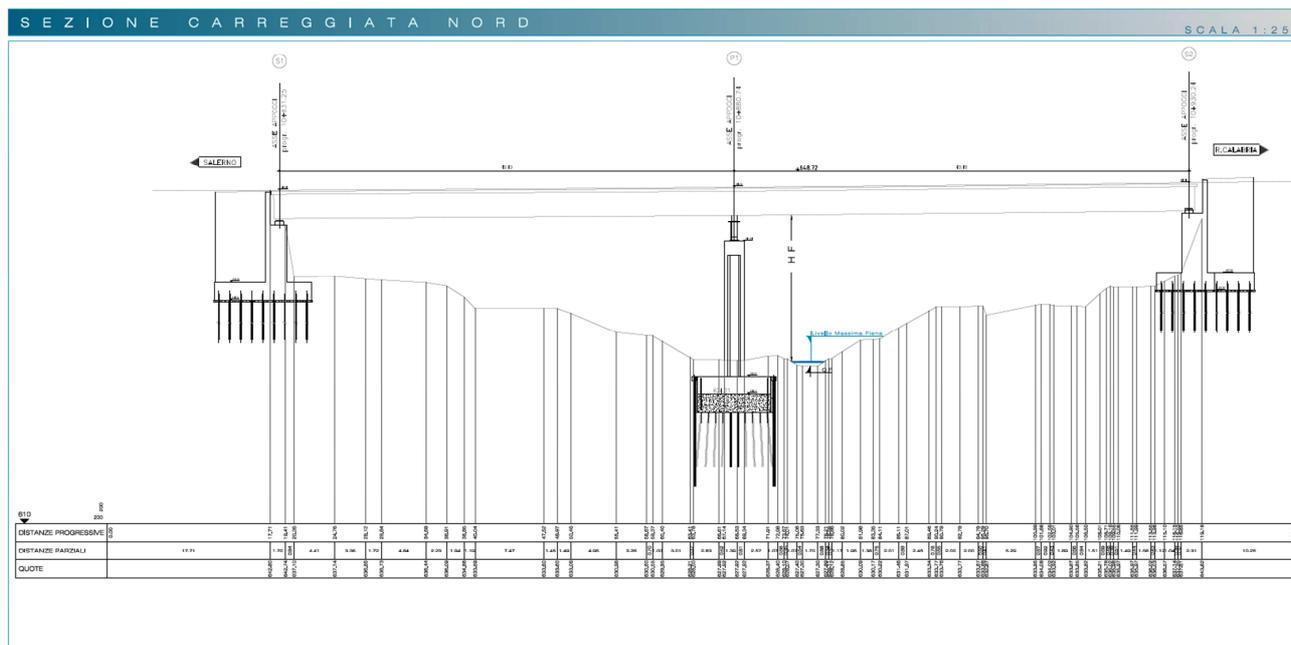
Viadotto Tempa Ospedale – Relazione idraulica

La verifica del franco rispetto al sottotrave è stata eseguita effettuando delle simulazioni in moto permanente con le portate valutate secondo la metodologia VAPI Basilicata ipotizzando un tempo di ritorno $T=200$ anni.

In sostanza una volta calcolata la piena indice e stabilito il tempo di ritorno secondi cui condurre la valutazione della portata non resta che individuare l'area del bacino scolante chiuso in corrispondenza della singola opera per giungere alla portata di piena relativa.

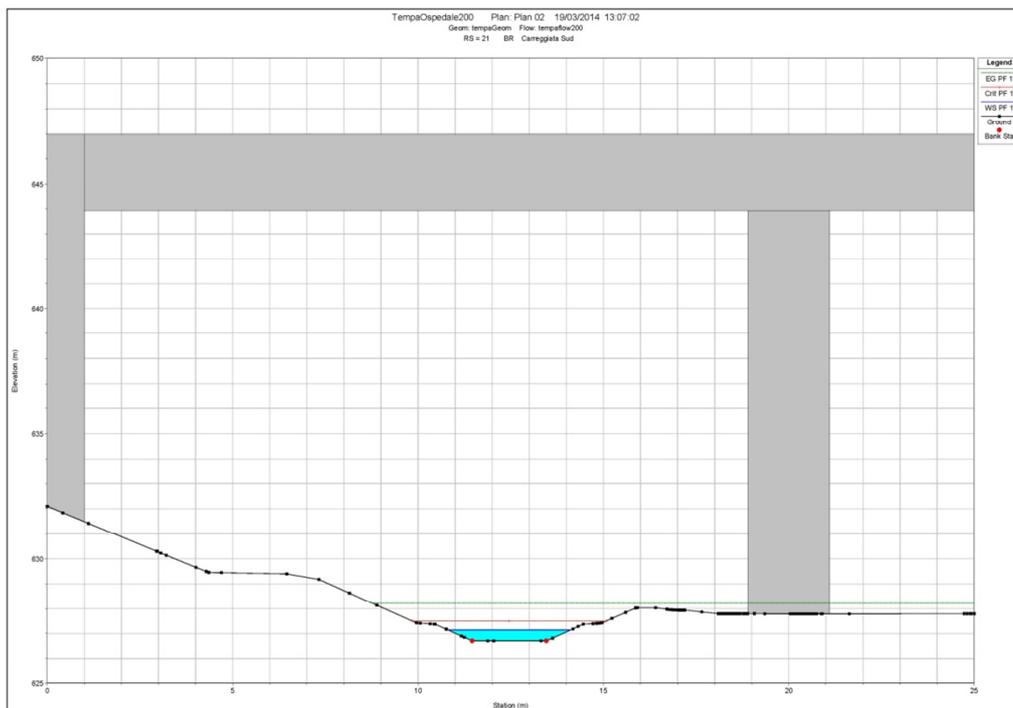
Nel caso in esame si è valutata la portata di piena per ogni sezione di chiusura ed attraverso l'ipotesi di moto uniforme nell'ultimo tratto di alveo interferente con l'opera ed in base alla pendenza del tratto medesimo, si è giunti alla valutazione della scala di deflusso in ogni sezione considerata.

Viadotto	Progressiva	Area (Km ²)	Bacino	Kt	Qt ₂₀₀ (m ³ /s)	Franco (m)	
Tempa Ospedale	10+800.00	0.09	A44	3.91	4.9	Carr. Nord	16.22
						Carr. sud	16.80

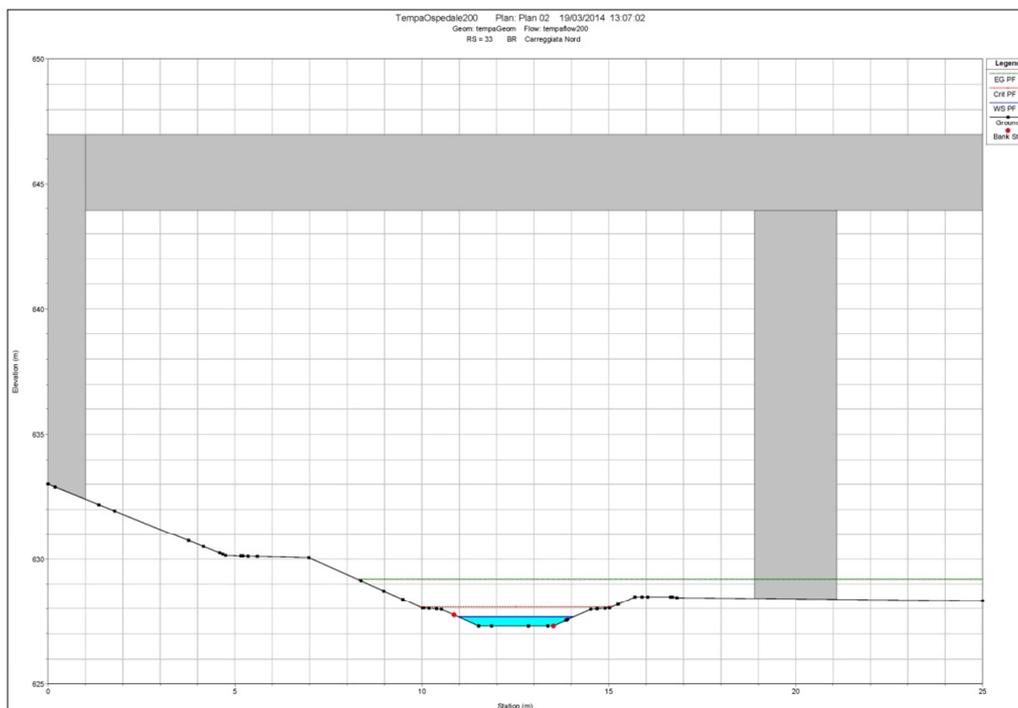


Viadotto Tempa Ospedale – Relazione idraulica

6.1 MODELLAZIONE HEC-RAS



Carreggiata Nord



Carreggiata Sud