

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01**

**TRATTA A.V. /A.C. TERZO VALICO DEI GIOVI PROGETTO ESECUTIVO**

**Galleria naturale Campasso – Imbocco Sud**

**Relazione Idraulica**

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE DEI LAVORI
Consorzio <b>Cociv</b> Ing. G. Guagnozzi	

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I G 5 1	0 1	E	C V	R I	G A 1 B 0 X	0 0 1	A

Progettazione :								IL PROGETTISTA
Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	
A00	Prima emissione	ITEC engineering 	17/09/2012	Ing. F. Colla 	19/09/2012	E. Pagani 	21/09/2012	Ing. E. Ghislandi

n. Elab.:	File: IG51-01-E-CV-RI-GA1B-0X-001-A00.DOC
-----------	---



## INDICE

INDICE.....	3
1. PREMESSA.....	4
2. OTTEMPERANZA ALLE PRESCRIZIONI CIPE.....	4
3. RISPONDENZA AL PROGETTO DEFINITIVO .....	4
4. CARATTERISTICHE DEI CORSI D'ACQUA INTERFERENTI .....	4
5. INQUADRAMENTO NORMATIVO E CRITERI PROGETTUALI .....	5
6. INTERVENTI PREVISTI .....	6
7. METODOLOGIA DI CALCOLO.....	6
7.1. Verifiche idrauliche globali .....	7
7.2. Verifiche puntuali .....	9
7.3. Analisi dei fenomeni di erosione .....	10
8. VERIFICHE IDRAULICHE .....	12
8.1. Portate di progetto .....	12
8.2. Verifiche idrauliche.....	12

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	ig51-01-e-cv-ri-ga1b-0x-001-a00.doc
	Foglio 4 di 12

## 1. PREMESSA

La presente relazione riporta il dimensionamento e le verifiche delle interferenze idrauliche in corrispondenza del portale lato Milano della Galleria naturale Campasso (km 1+133.00) della linea A.C. Milano-Genova.

Lo studio idraulico mira a individuare gli interventi finalizzati alla raccolta ed allo smaltimento delle acque meteoriche affluenti al portale della galleria per garantire la sicurezza idraulica del corpo ferroviario, nell'ambito del progetto esecutivo Tratta A.V./A.C. Milano-Genova Terzo valico dei Giovi, Galleria naturale Campasso Lato Nord.

La normativa idraulica di riferimento è costituita dal Piano di Bacino Stralcio per la difesa idrogeologica, geomorfologica, per la salvaguardia della rete idrografica e per la compatibilità delle attività estrattive del torrente Polcevera, approvato con DCP n. 14 del 2/04/03 e con DCP n. 38 del 30/09/2004.

Il progetto prevede in particolare la sistemazione di un rio secondario affluente di destra del rio Trasta, appartenente al bacino del torrente Polcevera, e la realizzazione di un'opera di drenaggio delle acque di versante.

Le verifiche e il dimensionamento idraulico delle opere sono state condotte mediante verifiche idrauliche a carattere puntuale con la portata 200-ennale in accordo con la normativa di Piano.

Lo studio ha dimostrato la compatibilità idraulica dell'intervento.

## 2. OTTEMPERANZA ALLE PRESCRIZIONI CIPE

In fase di approvazione del Progetto Definitivo del Terzo valico dei Giovi – linea AV/AC Milano-Genova – con delibera CIPE 80/2006 sono state indicate le prescrizioni del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti e degli enti.

In relazione alle opere oggetto di progettazione non sono presenti prescrizioni specifiche.

## 3. RISPONDEZZA AL PROGETTO DEFINITIVO

Il progetto esecutivo oggetto della presente relazione presenta alcune modifiche rispetto al progetto definitivo approvato.

In particolare sono state fatte alcune scelte volte ad ottimizzare gli interventi legati alla realizzazione delle opere, a migliorare l'inserimento paesaggistico della sistemazione idraulica definitiva e a definire un'opera più facilmente mantenenibile in relazione alla peculiarità dell'ubicazione dei canali previsti.

La soluzione prevista nel precedente livello di progettazione prevedeva la realizzazione di sistemi di drenaggio composti da canaletta in lamiera ondulata e tubazioni interrato collegate mediante pozzetti di salto con altezze variabili tra 3.0 e 4.5 m circa. Tali opere avrebbero richiesto importanti interventi di scavo e la presenza di tubazioni a profondità elevate e di pozzetti con altezze importanti avrebbe creato difficoltà di manutenzione e pulizia del sistema. A questo proposito si è scelto di proporre una soluzione che preveda canali a cielo aperto a salti, per permettere il ragguglio con la pendenza elevata del versante, realizzati con massi cementati.

## 4. CARATTERISTICHE DEI CORSI D'ACQUA INTERFERENTI

Il tracciato stradale oggetto di verifica è caratterizzato dalla presenza di una sola interferenza con il reticolo idrografico minore.

Il fosso interferente è rappresentato dal rio senza nome affluente di destra del rio Trasta a sua volta affluente di destra del torrente Polcevera.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	ig51-01-e-cv-ri-ga1b-0x-001-a00.doc <span style="float: right;">Foglio 5 di 12</span>

Il rio senza nome alla confluenza con il rio Trasta sottende un bacino di circa 0.025 km<sup>2</sup>, il suo territorio appartiene amministrativamente al Comune di Genova ed il suo territorio risulta non urbanizzato. Il bacino ha una forma allungata con massimo sviluppo in direzione S-N e le quote variano tra 210 m s.l.m. e circa 60 m s.l.m..

L'asta principale ha uno sviluppo di circa 250 m con una pendenza media pari a circa il 40%.

## 5. INQUADRAMENTO NORMATIVO E CRITERI PROGETTUALI

La normativa idraulica di riferimento è costituita dal Piano di Bacino Stralcio per la difesa idrogeologica, geomorfologica, per la salvaguardia della rete idrografica e per la compatibilità delle attività estrattive del torrente Polcevera, approvato con DCP n. 14 del 2/04/03 e con DCP n. 38 del 30/09/2004 e s.m.i..

Il Piano di Bacino è sovraordinato a tutti gli altri strumenti di pianificazione territoriale ed urbanistica vigenti e costituisce la norma a cui attenersi per l'esecuzione di opere e infrastrutture che interferiscano con il reticolo idrografico.

Essi forniscono i valori delle portate di piena da assumere alla base delle verifiche idrauliche nonché i criteri a cui attenersi per il dimensionamento delle opere in funzione della tipologia e dei vincoli esistenti.

I criteri adottati nel dimensionamento idraulico delle opere tengono conto delle norme di attuazione del Piano di Bacino, degli indirizzi e delle indicazioni emerse nel corso dei colloqui con gli uffici competenti della Provincia di Genova nonché delle raccomandazioni contenute nella L.R.38/98.

Ai fini del dimensionamento idraulico delle opere si distinguono le seguenti tipologie di intervento:

- strade e parcheggi a raso
- attraversamenti

Da un punto di vista generale, per quanto riguarda la viabilità, si distinguono i casi di adeguamento della viabilità esistente e di realizzazione di nuova viabilità.

Nei casi in cui l'adeguamento della viabilità esistente, pur se a raso, si limita ad un semplice intervento di manutenzione senza interferenze con l'attuale assetto idraulico dell'alveo e delle aree adiacenti, non è prevista alcuna sistemazione idraulica, anche se l'intervento dovesse ricadere in area inondabile.

Nei casi in cui tale adeguamento comporti invece la realizzazione di opere interferenti con il corso d'acqua e/o con le sponde (muri di sostegno, argini, sbalzi ecc.), e nei casi di realizzazione di nuovi tratti di viabilità e/o nuovi attraversamenti, l'intervento previsto, pur nel rispetto dei vincoli imposti dalla progettazione stradale, è stato comunque orientato a garantire il deflusso della portata 200-ennale in condizioni di sicurezza lungo tutto il tronco del corso d'acqua interessato, anche attraverso una nuova sistemazione dell'alveo e delle sponde.

Da un punto di vista generale le sistemazioni idrauliche sono limitate allo stretto necessario alla funzionalità dell'opera nel rispetto dell'attuale configurazione dei corsi d'acqua interferenti; si è verificato che gli interventi non comportassero in nessun caso restringimenti di alveo e non inducessero in generale effetti peggiorativi sul regime idraulico del corso d'acqua, con particolare riferimento agli effetti indotti sulla sponda opposta.

Al fine di preservare le opere dai possibili fenomeni erosivi della corrente, le fondazioni dei muri d'argine e delle opere in alveo in genere quali briglie, spalle e pile dei ponti, sono impostate ad una quota adeguatamente inferiore alla quota minima del fondo alveo (Talweg) e, quando necessario, protette con strutture elastiche quali scogliere di massi naturali, materassi tipo "Reno" o gabbioni, mantenendo per quanto possibile la naturalità dell'alveo e delle sponde.

Lungo i tratti di viabilità di cui è previsto l'adeguamento è stata effettuata la verifica idraulica dei manufatti di attraversamento esistenti al fine di individuare quelli ritenuti sufficienti al deflusso della portata 200-ennale, che possono pertanto essere mantenuti, e quelli di cui è opportuno prevedere il rifacimento perché insufficienti.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	ig51-01-e-cv-ri-ga1b-0x-001-a00.doc
	Foglio 6 di 12

Il criterio adottato è quello di un franco minimo di 0.5 m rispetto all'intradosso per ponti, ponticelli e scatolari per i corsi d'acqua significativi (con superficie del bacino sotteso superiore a 0.2 Km<sup>2</sup>) e di un rapporto d'invaso inferiore a 0.75 per i manufatti di attraversamento dei corsi d'acqua minori (superficie del bacino inferiore a 0.2 Km<sup>2</sup>).

Per le interferenze della nuova viabilità con i corsi d'acqua sono stati assunti i seguenti franchi di sicurezza minimi rispetto al deflusso della portata di piena 200-ennale: 0.5 m rispetto al piano viabile nel caso di strada a raso, 0.5 m rispetto alla quota di imposta di un'eventuale struttura a sbalzo.

Nel caso di nuovi attraversamenti dei corsi d'acqua significativi si è preferito, ove possibile, l'adozione di struttura a campata unica senza ingombri in alveo; salvo casi particolari specificatamente indicati nei Piani di bacino, il franco rispetto all'intradosso è stato assunto cautelativamente pari a 1.5 m, con un minimo di 1 m nel caso più favorevole di bacino sistemato a monte e di condizioni di deflusso più regolari.

Nel caso di ponti e ponticelli si è assunto comunque un valore minimo dell'altezza libera di 2 m; per gli scatolari si è assunta una dimensione minima di 2x2 m.

Per i corsi d'acqua secondari si è assunta una dimensione minima dei manufatti di attraversamento di 1.6x1.6 m, imposto dalle norme di Piano.

## 6. INTERVENTI PREVISTI

L'intervento di sistemazione idraulica previsto in corrispondenza del portale della galleria Campasso lato Nord richiede la realizzazione di due opere idrauliche, descritte di seguito, una di drenaggio del versante posta lungo il fianco adiacente al portale lato Est (canaletta 2) ed una di deviazione lungo il versante ad Ovest del portale della galleria di un rio minore non significativo (canaletta 1).

In particolare le opere previste sono due canalette a cielo aperto con sezione trapezia con base minore pari a 0.5 m e altezza minima delle sponde pari a 0.9 m realizzate con massi cementati di spessore indicativo pari a 0.5 m. Entrambe le canalette sono realizzate a salti di altezza variabile in modo tale da seguire l'elevata pendenza del versante variabile tra 20 e 50%.

Il raccordo a monte con l'incisione esistente verrà realizzata con una risagomatura del tratto finale dell'alveo naturale mentre a valle le canalette si raccorderanno con la sistemazione prevista per il rio Trasta (WBS: IN19).

Il canale 1 ha sviluppo totale pari a circa 50 m, mentre il canale 2, che drena anche una parte di versante mediante un tratto di canaletta con tracciato perpendicolare alla linea ferroviaria posto al di sopra della sommità del portale, ha sviluppo totale pari a 80 m.

## 7. METODOLOGIA DI CALCOLO

Le verifiche idrauliche dei vari tronchi d'alveo esaminati sono state condotte secondo due tipi d'approccio, uno a carattere più esteso, riferito al tratto d'alveo nel suo insieme, e l'altro a carattere locale, riferito ad un singolo manufatto o una singola sezione.

Le verifiche di tipo esteso hanno riguardato i tratti dei corsi d'acqua di maggior rilevanza per i quali si disponeva di un rilievo sufficientemente esteso dell'asta.

Le verifiche di tipo locale hanno riguardato singole sezioni in prossimità di ponti e tombature lungo i tratti medio vallivi dei corsi d'acqua minori e lungo i tratti dei rivi principali per i quali non sia stato possibile effettuare altri tipi di verifiche.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	ig51-01-e-cv-ri-ga1b-0x-001-a00.doc <span style="float: right;">Foglio 7 di 12</span>

Per quanto riguarda le caratteristiche dimensionali dell'alveo e dei manufatti con esso interferenti, si è fatto riferimento ad una serie di rilievi topografici, effettuati nell'ambito dell'attività di indagine propedeutica alla progettazione definitiva degli interventi.

I rilievi di dettaglio sono stati integrati, ove necessario, con la cartografica tecnica disponibile e con una serie di rilievi diretti in sito effettuati nel corso dei sopralluoghi di ricognizione

Si è anche provveduto alla verifica dei fenomeni di erosione in alveo dovuta alla presenza di elementi rigidi o ad elementi di protezione delle sponde e del fondo alveo.

## 7.1. Verifiche idrauliche globali

Le verifiche idrauliche di tipo globale sono state effettuate mediante l'ausilio di un *software*<sup>1</sup> per il calcolo dell'andamento dei profili di rigurgito in moto permanente gradualmente variato in alvei naturali o canali artificiali che consente anche la valutazione degli effetti sulla corrente dovuti all'interazione con ponti, tombinature, briglie, stramazzi, aree golenali, ecc.

La determinazione del profilo teorico è ottenuta tramite l'applicazione del cosiddetto *Standard step method* che si basa sulla semplice equazione mono-dimensionale del contenuto energetico della corrente:

$$H_1 - H_2 = h_f + h_e$$

dove  $H_1[m]$  ed  $H_2[m]$  sono i carichi totali della corrente nelle sezioni di monte e di valle del tronco d'alveo considerato,  $h_f[m]$  sono le perdite di carico dovute all'attrito del fondo e delle sponde, mentre  $h_e[m]$  è un termine che tiene conto degli effetti dovuti alla non cilindricità della corrente.

In particolare  $h_f$  dipende principalmente dalla scabrezza del tratto d'alveo considerato ed è esprimibile come:

$$h_f = j_f \cdot L$$

con  $j_f$  pendenza motrice nel tratto di lunghezza  $L[m]$ .

Il calcolo di  $j_f$  è effettuabile con diverse formulazioni, in funzione della pendenza motrice  $J$  in corrispondenza delle sezioni d'inizio e fine di ciascun tratto.

Il calcolo del termine  $J$  nella singola sezione è effettuato mediante la:

$$J = \left[ \frac{Q}{K} \right]^2$$

dove  $Q[m^3/s]$  è la portata di calcolo e  $K$  (denominato *conveyance*) è ricavabile attraverso la seguente espressione:

$$K = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{\frac{2}{3}}$$

dove  $A[m^2]$  l'area della sezione liquida,  $R[m]$  il raggio idraulico e  $n[m^{-1/3} s]$  è il parametro rappresentativo della scabrezza del fondo e delle sponde di Manning.

<sup>1</sup>. HEC-RAS, Haestad Methods Inc. - Waterbury USA

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	ig51-01-e-cv-ri-ga1b-0x-001-a00.doc <span style="float: right;">Foglio 8 di 12</span>

Il termine  $h_e$  dipende invece dalla variazione del carico cinetico della corrente tra le sezioni 1 e 2 dovuta al cambio di geometria delle sezioni stesse ed è a sua volta esprimibile come:

$$h_e = \beta \cdot \left| \alpha_1 \cdot \frac{V_1^2}{2 \cdot g} - \alpha_2 \cdot \frac{V_2^2}{2 \cdot g} \right|$$

dove  $\beta$  è un coefficiente di contrazione o espansione dipendente dalle condizioni geometriche del tratto considerato,  $V_1$  e  $V_2$  [m/s] sono i valori delle velocità medie agli estremi del tronco e  $\alpha_1$  e  $\alpha_2$  sono i coefficienti correttivi dell'energia cinetica.

Il modello consente di suddividere la sezione in più zone in cui assegnare un valore diverso del parametro  $n$  di scabrezza; in particolare è possibile individuare tre zone principali: quella centrale dell'alveo inciso (denominata *main channel*) e due zone laterali golenali (denominate *right and left overbanks*).

Il programma consente la simulazione del deflusso attraverso ponti e tombature (*culvert*) mediante la loro schematizzazione geometrica (impalcato, pile, setti, ecc.).

La procedura di calcolo utilizzata consente di simulare il deflusso a pelo libero al di sotto dell'impalcato, il deflusso in pressione al di sotto dell'impalcato e la combinazione del deflusso in pressione e del deflusso con scavalco dell'impalcato stesso (funzionamento a stramazzo).

Per il deflusso a pelo libero il modello consente la scelta fra diversi metodi di calcolo quali il metodo del bilancio energetico (*Standard step method*), il metodo dei momenti (*Momentum Balance*), la formula di Yarnell per correnti lente.

Il funzionamento in pressione è simulato mediante la formulazione propria dell'efflusso da luce:

$$Q = C \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H}$$

dove  $Q$  [m<sup>3</sup>/s] è la portata defluita attraverso la luce di area  $A$  [m<sup>2</sup>],  $H$  [m] è il dislivello tra il carico totale di monte ed il pelo libero a valle e  $C$  è il cosiddetto coefficiente di efflusso.

Il programma prevede la messa in pressione della struttura quando, secondo la scelta dell'utente, il carico totale o la quota del pelo libero risultano superiori alla quota dell'intradosso dell'impalcato.

Il funzionamento a stramazzo è simulato attraverso la formulazione standard

$$Q = C \cdot L \cdot H^{\frac{3}{2}}$$

dove  $Q$  [m<sup>3</sup>/s] è la portata defluita sulla soglia di larghezza  $L$  [m] e  $H$  [m] è il dislivello tra il carico totale di monte e la quota della soglia e  $C$  è il coefficiente di efflusso, variabile in funzione del tipo di stramazzo e del carico sopra la soglia.

Nel caso di funzionamento combinato di moto in pressione con scavalco del ponte (stramazzo) l'entità delle portate stramazze e defluite al di sotto dell'impalcato viene determinata attraverso una procedura iterativa combinando le equazioni che regolano i due fenomeni.

La verifica del nodo di confluenza è eseguita mediante l'applicazione del teorema della quantità di moto.

In particolare è stato individuato un volume di controllo definito dalla superficie di contorno del tratto in esame in cui è applicabile la relazione generale:

$$F_e + G = M_u - M_e$$



GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	ig51-01-e-cv-ri-ga1b-0x-001-a00.doc <span style="float: right;">Foglio 9 di 12</span>

dove  $F_e$  è la risultante delle forze di superficie (spinta idrostatica e attrito del fondo e delle pareti) agenti dall'esterno sul volume di controllo,  $G$  è la risultante delle forze di massa (in genere la forza peso),  $M_U$  ed  $M_e$  le quantità di moto delle masse che nell'unità di tempo entrano ed escono dal volume di controllo.

La metodologia di calcolo è applicabile al caso specifico di due rami che confluiscono in un terzo e alla confluenza di un affluente nel corso d'acqua principale secondo un angolo di incidenza  $\alpha$  rispetto alla direttrice principale di deflusso.

Il volume di controllo è individuato dalle due sezioni poste a monte della confluenza (individuate dai pedici 1 e 2 rispettivamente) ed una posta a valle (pedice 3).

Proiettando l'equazione della quantità di moto secondo l'asse del corso d'acqua di valle, che forma un angolo  $\alpha_{1-2}$  e  $\alpha_{1-3}$  con gli assi dei due corsi d'acqua a monte, vale la relazione:

$$(my + mq)_3 = (my + mq)_1 \cdot \cos \alpha_{1-3} + (W - F_f)_{1-3} + (my + mq)_{2-3} \cdot \cos \alpha_{2-3} + (W - F_f)_{2-3}$$

avendo indicato con:

$my = A \cdot Y =$  prodotto dell'area per la distanza verticale tra il pelo libero e il centro di gravità delle sezioni di deflusso.

$$mq = \frac{Q^2}{g \cdot A}$$

$F_f =$  forza dovuta all'attrito sul fondo e sulle pareti.

$W_x =$  forza peso nella direzione del flusso.

Ai fini della risoluzione dell'equazione dei momenti sono state fatte le seguenti assunzioni:

- rigurgito in corrente lenta con profondità del pelo libero nota nella sezione di valle;
- uguaglianza tra le quote del pelo libero nelle sezioni di monte del corso d'acqua principale e in quella dell'affluente;
- calcolo delle componenti di attrito e del peso come media pesata dei valori tra le sezioni di monte del corso d'acqua principale, dell'affluente e di valle, in funzione delle portate e dell'angolo di incidenza.

## 7.2. Verifiche puntuali

Le verifiche idrauliche sono state condotte secondo un tipo d'approccio a carattere locale riferito ad un singolo manufatto o una singola sezione.

In assenza di variazioni significative della forma e delle dimensioni dell'alveo sono state determinate le caratteristiche della corrente in condizioni di moto uniforme mediante la formulazione di Chezy:

$$Q = \chi \cdot A \cdot \sqrt{R \cdot i_f}$$

Dove:  $Q$  [ $m^3/s$ ] è la portata,  $\chi$  [ $m^{1/2} s^{-1}$ ] il coefficiente di attrito,  $A$  [ $m^2$ ] l'area della sezione liquida,  $R$  [ $m$ ] il raggio idraulico,  $i_f$  la pendenza dell'alveo.

Le pendenze medie dell'alveo sono state calcolate sulla base dei rilievi di dettaglio o sulla base cartografica disponibile alle diverse scale.

Per il calcolo di  $\chi$  è stata adottata la formula di Manning:

$$\chi = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{1}{6}}$$

Dove:  $n$  [ $m^{-1/3} s$ ] è il coefficiente dimensionale di scabrezza definito in funzione della natura dell'alveo.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	ig51-01-e-cv-ri-ga1b-0x-001-a00.doc <span style="float: right;">Foglio 10 di 12</span>

La determinazione della profondità di moto uniforme è stata effettuata per pendenze del fondo sino al 10%, considerato il valore limite per l'applicabilità del metodo.

In mancanza di informazioni sulla pendenza del fondo e in casi particolari quali ad esempio le tombature realizzate al di sotto di rilevati e/o discariche di materiali inerti, anche in presenza di pendenze significative, è stata comunque calcolata la profondità critica corrispondente al minimo contenuto energetico della corrente.

Le condizioni critiche sono state determinate imponendo uguale a 1 il numero di Froude della corrente:

$$\frac{Q}{A} = \sqrt{g \cdot \frac{A}{b}}$$

dove Q [m<sup>3</sup>/s] è la portata, A [m<sup>2</sup>] l'area e b [m] la larghezza del pelo libero, g [m/s<sup>2</sup>] l'accelerazione di gravità.

Nel caso di sezioni rettangolari è possibile calcolare direttamente la profondità critica Y<sub>c</sub>[m] mediante la

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \cdot \left(\frac{Q}{b}\right)^2}$$

In presenza di restringimenti dovuti alla particolare conformazione dell'alveo o alla presenza di manufatti artificiali, si è ipotizzato il moto con transizione attraverso lo stato critico all'interno della sezione ristretta ed è stata calcolata la profondità nella sezione di monte dovuta al rigurgito in corrente lenta.

Il calcolo è stato eseguito mediante l'utilizzo della formula di Marchi, valida per sezioni rettangolari:

$$Y_m = K \cdot \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b_m^2 \cdot F_L^2}}$$

Dove: K è un fattore di forma, b<sub>m</sub> [m] è la larghezza della sezione di monte e F<sub>L</sub> è il valore del numero di Froude limite tabulato in funzione del rapporto di restringimento.

Il valore di K è stato assunto per tutte le verifiche uguale a 1.14, corrispondente alla situazione più sfavorevole di pile con fronti squadrati.

## 7.3. Analisi dei fenomeni di erosione

### Erosioni localizzate attorno alle pile dei ponti

Rapide variazioni di intensità e distribuzione delle velocità di una corrente a pelo libero possono provocare fenomeni di erosione localizzata, soprattutto nel caso in cui il fondo dell'alveo sia costituito da materiale incoerente.

Tale fenomeno si presenta in corrispondenza di restringimenti, curve, salti di fondo e attorno ad ostacoli posti in alveo, quali le pile dei ponti: in quest'ultimo caso l'aumento della velocità in corrispondenza delle pile stesse provoca la formazione di un vortice con forma a ferro di cavallo che interessa l'area circostante la pila e che è il principale responsabile dell'erosione del fondo alveo.

Pertanto, per affrontare correttamente gli aspetti tecnici relativi alla tipologia delle fondazioni e delle eventuali protezioni da adottare, diventa fondamentale valutare la massima profondità di erosione che potrebbe verificarsi alla sezione di interesse.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	ig51-01-e-cv-ri-ga1b-0x-001-a00.doc <span style="float: right;">Foglio 11 di 12</span>

Per la determinazione della massima profondità di scavo si è utilizzata la seguente espressione<sup>2</sup>:

$$y_s = s \cdot f_1(v/v_c) \cdot [2 \cdot \tanh(y/s)] \cdot f_2 \cdot f_3(\alpha, l/s)$$

dove:  $y_s$  [m] è la profondità di scavo misurata a partire dal fondo del terreno indisturbato,  $s$  [m] è la larghezza della pila di lunghezza  $l$  [m],  $f_1$  è un coefficiente funzione del rapporto fra la velocità media  $v$  [m/s] della corrente indisturbata e la velocità critica di trascinarsi  $v_c$  [m/s],  $y$  [m] è la profondità della corrente a monte della pila,  $f_2$  è un coefficiente di forma e  $f_3$  è un coefficiente funzione dell'angolo  $\alpha$  che la corrente indisturbata forma con la pila e del rapporto  $l/s$ .

La velocità critica di trascinarsi è definita dall'espressione

$$v_c = 1.1 \cdot [g \cdot (\rho_s - \rho) \cdot d_s / \rho]^{0.5} \cdot (y / d_s)^{0.2}$$

dove:  $g$  [m/s<sup>2</sup>] è l'accelerazione di gravità,  $\rho_s$  e  $\rho$  [kg/m<sup>3</sup>] sono rispettivamente la densità del materiale di fondo e la densità dell'acqua,  $d_s$  [m] è la dimensione del materiale che, nel caso di miscugli, viene assunta pari a  $d_{50}$  e gli altri simboli hanno il significato precedentemente indicato.

Il coefficiente  $f_1$  assume i seguenti valori:

$$\begin{aligned} f_1 &= 0 && \text{per } v/v_c \leq 0.5 \\ f_1 &= (2 \cdot v/v_c - 1) && \text{per } 0.5 \leq v/v_c \leq 1.0 \\ f_1 &= 1 && \text{per } v/v_c \geq 1.0 \end{aligned}$$

Il coefficiente di forma  $f_2$  assume il valore 1 per pile circolari o con fronti arrotondati, 0.75 per pile sagomate in modo da accompagnare la corrente e 1.3 per pile rettangolari.

Il coefficiente  $f_3$ , variabile fra 1 e 7, è invece determinato mediante apposito grafico riportato in letteratura (Marchi – Rubatta, opera citata, pag. 771) che fornisce tale valore in funzione dell'angolo di attacco  $\alpha$  e del rapporto fra la lunghezza e la larghezza della pila.

### Erosioni in alveo

Ai fini della valutazione dell'erosione in alveo dovuta alla presenza di elementi rigidi (platee, fondazioni di argini, briglie ecc.) si fa riferimento al caso più significativo del deflusso attraverso una soglia a stramazzo (o briglia).

Per la determinazione della massima profondità di erosione al piede si è fatto riferimento alla formula di Schoklitsch<sup>3</sup>, alla base di tutti i successivi studi di settore, espressa nella seguente forma

$$y_s = 4.75 \cdot H^{0.2} \cdot q^{0.57} \cdot d_{90}^{-0.32} - y_0$$

dove:  $H$  [m] è la differenza fra i peli liberi a monte e a valle della briglia,  $q$  [m<sup>2</sup>/s] è la portata per unità di larghezza della briglia,  $d_{90}$  [mm] è il diametro del vaglio che consente il passaggio del 90% in peso del materiale che costituisce il fondo e  $y_0$  [m] è la profondità della corrente a valle della briglia.

### Opere di protezione in massi naturali

Nei casi in cui sia necessario realizzare delle opere di protezione delle sponde o del fondo di un corso d'acqua con strutture permeabili, deformabili e isolate, quali le scogliere in pietrame sciolto, gabbioni, o materassi Reno, occorre determinare le condizioni di equilibrio del singolo masso soggetto alle forze idrodinamiche della corrente che tendono a metterlo in movimento.

<sup>2</sup> E. Marchi – A. Rubatta: Meccanica dei fluidi principi e applicazioni idrauliche - UTET

<sup>3</sup> A. Schoklitsch: Kolkbildung unter Überfallstrahlen, Die Wasswirtschaft (1932)

A. Schoklitsch: Stauraumverlandung und Kolkabwehr, Julius Springer, Wien (1935)

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	ig51-01-e-cv-ri-ga1b-0x-001-a00.doc <span style="float: right;">Foglio 12 di 12</span>

Si tratta cioè di determinare le dimensioni minime del singolo masso, e conseguentemente il suo peso, in grado di garantire le condizioni di stabilità in presenza di una corrente caratterizzata da una velocità media  $v$ .

Le formule di uso più comune, derivate dagli studi di Shields sul trasporto solido, definiscono la velocità critica  $v_{cr}$  che dà luogo al moto in funzione del diametro equivalente  $d$  della particella immersa nella corrente secondo la seguente espressione:

$$v_{cr} = k \cdot d^{0.5}$$

con  $v_{cr}$  espresso in m/s e  $d$  in metri.

Il coefficiente  $k$  assume valori variabili fra 4 e 8; nella comune pratica progettuale si assume per  $k=5^4$ . Quando  $k$  supera il valore di 8 si determinano le condizioni di movimento del singolo masso: pertanto, per il dimensionamento di massi cementati sul fondo dell'alveo, cautelativamente si assume un valore di  $k$  pari a 8.

Assumendo come velocità critica la velocità della corrente e risolvendo l'espressione secondo  $d$ , si ottiene la dimensione minima del masso da utilizzare nel caso esaminato.

La velocità che interessa è quella al fondo: nel caso in cui il battente idrico sia molto maggiore della dimensione del materiale la velocità al fondo può essere assunta pari al 75% della velocità media; nel caso in cui invece la dimensione del materiale sia confrontabile con la profondità della corrente è bene assumere come velocità al fondo la velocità media.

Analogamente alle soluzioni con massi naturali, sarà possibile fare ricorso a sistemi di gabbioni di dimensioni tali da garantire i pesi corrispondenti ai dimensionamenti precedentemente indicati, privilegiando la dimensione standard 1.0x1.0x2.0 m o materassi reno di spessore pari a 0.5 m.

## 8. VERIFICHE IDRAULICHE

### 8.1. Portate di progetto

Con riferimento alla Relazione idrologica, al quale si rimanda per ogni indicazione di dettaglio, le verifiche idrauliche sono state condotte per la portata 200-ennale del rio senza nome pari a 1 m<sup>3</sup>/s, portata utilizzata cautelativamente anche per il dimensionamento della canaletta 1 di drenaggio .

### 8.2. Verifiche idrauliche

La verifica è stata condotta con approccio di tipo puntuale determinando la profondità idrica legata al transito attraverso lo stato critico in corrispondenza dei salti che caratterizzano le due canalette previste.

E' prevista la realizzazione di una gradonatura con sezione trapezia di larghezza al fondo di 0.5 m e altezza di 0.9 m.

La verifica della gradonatura è stata effettuata nell'ipotesi di transizione attraverso lo stato critico sulla soglia di valle per una portata di 1 m<sup>3</sup>/s; in tali condizioni la profondità critica è pari a 0.6 m e il franco risulta pari a 0.3 m.

Il carico specifico della corrente è pari a 0.8 m, che garantisce pertanto il mantenimento del pelo libero al di sotto della sommità dei muri d'argine con un franco di circa 0.1 m anche nel caso peggiore di completo recupero del carico cinetico a monte.

<sup>4</sup> L. Da Deppo-C. Datei-P. Salandin: Sistemazione dei corsi d'acqua, Cortina edizioni, Padova 1997.