



REGIONE LOMBARDIA

DIREZIONE GENERALE TERRITORIO E URBANISTICA
UNITÀ ORGANIZZATIVA TUTELA E VALORIZZAZIONE DEL TERRITORIO

PROGETTO DEFINITIVO

RIASSETTO IDROGEOLOGICO E MITIGAZIONE DEI RISCHI
NATURALI PRESENTI IN VAL TORREGGIO
Comune di Torre S.Maria (SO)

DICEMBRE 2006

TITOLO

RELAZIONE IDRAULICA

A.T.I.:

MANDATARIA

STUDIO PAOLETTI
INGEGNERI ASSOCIATI
20133 MILANO - via Bassini, 23 - tel.(02) 26681264
fax (02) 26681553 - E-Mail: Studiopaoletti@etatec.it

MANDANTE

ETATEC S.R.L.
SOCIETÀ DI INGEGNERIA
20133 MILANO - via Bassini, 23 - tel.(02) 26681264
fax (02) 26681553 - E-Mail: ETATEC@ETATEC.IT

MANDANTE

Prof. Geol. Lamberto Griffini

20149 MILANO - via E. Pagliano, 37 - tel.(02) 61298369
fax (02) 61296490 - E-Mail: griffinil@tin.it

Prof. Ing. ALESSANDRO PAOLETTI
Dott. Ing. GIOVANNI BATTISTA PEDUZZI

CONSULENTI:

ASPETTI NATURALISTICI E VEGETAZIONALI :
Dott. Agr. GIANPAOLO GUZZETTI

NOME

FIRMA

DATA

REDAZIONE

C. Passoni

VERIFICA

G.B. Peduzzi

APPROVAZIONE

A. Paoletti

TIPOLOGIA

PD

COMMITTENTE

122

COMMESSA

06/03

DOCUMENTO

RI

NUMERO

B.02.00

SCALA:

-

INDICE

| | |
|--|----|
| 1. PREMESSA..... | 1 |
| 2. BAM BREACH, SLOP FAILURE E DEBRIS FLOW | 4 |
| 2.1 GENERALITÀ E PRECEDENTI ELABORAZIONI | 4 |
| 2.2 CARATTERISTICHE DI UN POSSIBILE EVENTO DI DAM BREACH | 5 |
| 2.3 CONDIZIONI DETERMINANTI LO SCIVOLAMENTO DI VERSANTE O D'ALVEO (SLOP FAILURE) ED IL TRASPORTO DI MASSA (DEBRIS FLOW) | 6 |
| 3. CALCOLI IDRAULICI..... | 9 |
| 3.1 CONSIDERAZIONI PRELIMINARI..... | 9 |
| 3.2 CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DELL'ALVEO | 11 |
| 3.3 PARAMETRI DI SCABREZZA | 12 |
| 3.4 PORTATA DI CALCOLO..... | 12 |
| 3.5 SALTI DI FONDO E BRIGLIE ESISTENTI..... | 13 |
| 3.6 RISAGOMATURA DELL'ALVEO A MONTE DELLA BRIGLIA 17..... | 17 |
| 3.7 CONCLUSIONI | 20 |
| 4. CALCOLI IDRAULICI DI STABILITÀ..... | 21 |
| 4.1 GENERALITÀ..... | 21 |
| 4.2 STABILITÀ DELLE SPONDE | 23 |
| 4.2.1 Scogliera tratto di valle dalla briglia 17 al punto 50 (tipologia classica con setti a coltello di irrigidimento)..... | 23 |
| 4.2.2 Scogliera a coltello tratto di monte dal punto 51 al punto 69 e con funzione di setti di irrigidimento | 28 |
| 4.3 STABILITÀ DEL FONDO | 31 |
| ALLEGATI | |
| A.1 MODELLI DI MOTO PERMANENTE | 38 |
| A.1.1 BREVI CENNI ALLA TEORIA DEL MOTO PERMANENTE DI UNA CORRENTE MONODIMENSIONALE E GRADUALMENTE VARIATA | 38 |
| A.1.2 CALCOLO DEI PROFILI DI MOTO PERMANENTE | 40 |
| A.2 PROFILO DI MOTO PERMANENTE PER LA PORTATA CRITICA DI 400 M ³ /S..... | 44 |

RELAZIONE IDRAULICA

1. PREMESSA

La progettazione di opere idrauliche attinenti alla difesa dalle correnti idriche naturali comporta la necessità di definire i caratteri principali dei fenomeni di piena che, con assegnato tempo di ritorno, si possono manifestare nei corsi d'acqua oggetto d'intervento.

Tale informazione costituisce la base per determinare sia le caratteristiche dinamiche della corrente nei tratti interessati dalle opere sia per valutare le sollecitazioni indotte sulle stesse.

Nel caso della presente progettazione le calcolazioni di ordine idraulico coinvolgono opere notevolmente difformi tra loro:

i tratti esistenti del cunettone a salti di fondo e delle briglie a gàveta trapezia ove la verifica riguarda il contenimento di correnti liquido-solidi di entità superiore a quelle associabili ad un evento pluviometrico intenso (cfr. portate dovute ad eventuali collassi di sbarramenti in alveo);

i tratti d'alveo tra briglia 25 e confluenza Arcogliasco ove la verifica riguarda le tipologie assunte per mantenere l'attuale assetto stabile dell'alveo (desunto dall'osservazione dei rilievi eseguiti e verificando la stabilità delle opere provvisorie esistenti - cfr. scogliera alla rinfusa di Foto 1-1) in presenza di sollecitazioni dovute ai movimenti di carattere viscoso della frana B.

Come riportato in relazione generale (A.01.00) la problematica del tratto di alveo in oggetto si presenta assai difforme da quella dei tratti a valle. Mentre nella zona oggetto d'intervento negli anni '87÷'93 il ricorso a strutture rigide

non trovava controindicazioni in quanto i movimenti franosi per erosione del piede erano di entità contrastabile dalle opere eseguite (la testimonianza è data dall'integrità strutturale – in assenza di fessurazioni – di tutti i manufatti e dall'arresto dei movimenti di pendio) nel tratto in oggetto (a monte di briglia 25) i vettori di movimento della frana B (paralleli all'alveo o leggermente divergenti) e la caratteristica degli stessi (moto viscoso associato a masse che coinvolgono porzioni significative di versante) di fatto impediscono l'applicazione di qualsiasi struttura rigida. Infatti a fronte di movimenti, in assoluto non ingenti, del fronte (come avvenuto nel corso del 2000 e come potrebbe avvenire, nonostante la realizzazione di drenaggi, a fronte di piogge prolungate anche se non particolarmente intense – non tali, quindi, da indurre rischi idraulici particolari a valle) si eserciterebbero sulle strutture in c.a. (soglie, briglie, muri d'ala, ecc.) azioni di taglio tali da indurre la rapida fessurazione e la progressiva alterazione dei cementi armati.

L'elemento di difficoltà è connesso pertanto all'individuazione di configurazioni che accentuino l'attuale configurazione d'alveo (senza erosioni evidenti e lontano dalla zona di piede versante A e B) con assetto tuttavia flessibile, adatto cioè ad assorbire eventuali lievi deformazioni, pur su pendenze di fondo ragguardevoli (media 27%).

La presente relazione comprende pertanto capitoli fondamentali per le scelte progettuali:

- ♦ nel secondo capitolo sono elaborati, sulla base dei risultati dei calcoli relativi alle portate di massima piena (cfr. atto B.01.00 Relazione idrologica) e delle caratteristiche geometriche dell'alveo (ricavate dalla

consultazione dei progetti precedenti, dalla cartografia aerofotogrammetrica in scala 1:1000 appositamente predisposta, e verificate da rilievi topografici effettuati sul posto), i profili di moto permanente di tutto il tratto di torrente Torreggio interessato dalle opere, nonché del tratto comprendente le sistemazioni esistenti fino alla confluenza nel T.Mallero;

- ◆ nel terzo capitolo sono esposte le verifiche idrauliche circa le condizioni di equilibrio e stabilità delle opere progettate.

Foto 1-1 - scogliera provvisoria esistente in discreto stato di conservazione dopo 8 anni e il passaggio di piene significative (cfr. Relazione Idrologica B.01.00)



2. BAM BREACH, SLOP FAILURE E DEBRIS FLOW

2.1 GENERALITÀ E PRECEDENTI ELABORAZIONI

Preliminarmente ai calcoli sopraccitati occorre riassumere brevemente i risultati a cui giungono le progettazioni precedenti in merito a due problematiche che investono direttamente le verifiche di ordine idraulico di cui alla presente relazione:

- le portate liquido-solido derivanti da possibile collasso di un ipotetico sbarramento in alveo;
- le condizioni di innesco ed arresto di fenomeni di debris-flow e di slope-faillure e l'entità delle portate connesse a tale fenomeno.

Tali problematiche sono dettagliatamente analizzate negli studi (1990 per la progettazione delle 8 briglie dalla 18 alla 25 e 1996-1998 – progetto preliminare prof. Bacchi) e pertanto, previa attenta verifica, nei presenti atti se ne propone unicamente un sunto avendone verificata la completezza di trattazione e rimandando alle relazioni originarie (in possesso della Regione) per i particolari.

Ai fini del dimensionamento e della verifica, pertanto (in riferimento alla puntuale individuazione delle zone di versante che collassando potrebbero indurre un ipotetico sbarramento in alveo) si sono assunti i seguenti valori:

- 400 m³/s (portata di dam breach) per la verifica delle opere esistenti;
- 121 m³/s (portata duecentennale) per la verifica delle opere in progetto a monte delle quali non è individuata alcuna causa di instabilità che possa indurre ostruzione rilevante d'alveo (cfr. A.02.01 e B.05.01).

L'alveo del T.Torreggio tra Arcogliasco e briglia 25 (in grado di contenere anche i 400 m³/s) è comunque stato dotato di opere che, in caso di necessità, impediscono alle correnti di piena l'avvicinamento ai piedi di versante (cfr. costolature a coltello a tergo della scogliera in corrispondenza dei setti rompitratta).

2.2 CARATTERISTICHE DI UN POSSIBILE EVENTO DI DAM BREACH

In via cautelativa sono stati valutati gli effetti verso valle della tracimazione di un futuro ipotetico sbarramento di frana. Come detto sono stati considerati i risultati delle simulazioni condotte dal Prof. Bacchi nel "Progetto di massima di opere di sistemazione idraulica sul torrente Torreggio" del 1996-1998. L'analisi, effettuata mediante l'utilizzo di alcuni modelli matematici (Breccia 4 e Breach) per la simulazione del processo di *dam breach*, fornisce i seguenti risultati:

- considerando una situazione simile a quella probabilmente prodottasi nel corso dell'evento del 1987, la portata di tracimazione di uno sbarramento di altezza variabile tra 8 e 15 m, in corrispondenza a portate in ingresso variabili tra gli 80 e i 100 m³/s, risulta pari a circa 400 m³/s (oltre il doppio delle portate di massima piena centennale previste).

Tale valore, come detto, largamente superiore a quello di piena centennale (e anche a quello dell'evento del 1987 se si considera che la piena del Mallero è stata stimata a Sondrio pari ad un massimo di circa 400 m³/s) è stato utilizzato per la verifica delle opere idrauliche esistenti e di quelle in progetto nel tratto a valle del piede di versante A ove si concentrano le ipotesi di ipotetico collasso di versante con le maggiori volumetrie (cfr. relazione geotecnica e stabilità dei

versanti B.05.01). Ciò, nonostante il presente progetto preveda opere volte proprio ad evitare tali rischi (stabilizzazione dell'attuale situazione di alveo discosto dal piede del versante e drenaggio delle acque profonde e regimazione delle acque superficiali).

Il valore di portata è servito pertanto alla verifica delle possibili zone di insufficienza delle sponde esistenti nel tratto di Torre S.Maria.

2.3 CONDIZIONI DETERMINANTI LO SCIVOLAMENTO DI VERSANTE O D'ALVEO (SLOP FAILURE) ED IL TRASPORTO DI MASSA (DEBRIS FLOW)

La situazione dell'alveo del torrente Torreggio è sempre stata molto critica dal punto di vista della stabilità, essendo la pendenza media pari a circa il 27% a valle della confluenza con l'Arcogliasco e pari a circa il 19% a monte della stessa.

Tutte le conoscenze tecniche e scientifiche indicano che in alvei così scoscesi sono da temersi fenomeni di trasporto di massa (colate detritiche, lave torrentizie, debris flow, nelle varie terminologie adottate) dovute non solo al classico fenomeno del trasporto solido di fondo, che in tali situazioni è innescato da azioni di trascinamento di ingente entità, quanto all'insorgere di una instabilità complessiva dell'intero pendio di scorrimento delle portate idriche.

Una pendenza del 27% è dell'ordine di grandezza dell'angolo di riposo di materiali incoerenti in condizione di saturazione, quindi ben pericolosa soprattutto quando sia interessata dalle violente azioni di trascinamento esercitate dallo scorrimento lungo di essa di correnti di piena caratterizzate da un elevato peso specifico a causa del cospicuo contenuto di solidi.

Nella progettazione delle 8 briglie dalla 25 alla 18 è esaurientemente trattata la problematica di innesco di debris-flow e slope-failure evidenziando come, sulla base delle formulazioni di Ashida, le due pendenze cardine Ps (oltre la quale lo scivolamento una volta innescato non è più in grado di esaurirsi) e Pa (al di sotto della quale lo scivolamento si arresta sicuramente qualunque sia la velocità iniziale) siano pari al 35% ed al 25% rispettivamente.

Rimandando alle relazioni apposite (in possesso della regione Lombardia) e pertanto non appesantendo la presente trattazione, si evidenzia come il tratto di Torreggio a monte della confluenza con l’Arcogliasco sia caratterizzato da una pendenza media del 19% (e quindi con caratteristiche tali da poter arrestare eventuali inneschi, sfruttando anche la morfologia dei luoghi che impone alla corrente – specie a confluenza Arcogliasco – ostacoli naturali al deflusso) mentre il tratto a valle (sino a briglia 25) sia a pendenza media 27% e pertanto con caratteristiche limite rispetto alla possibilità di arresto.

Per questo le verifiche d’alveo nella zona del cunettone di Torre S.Maria sono state condotte anche nel caso di possibile interrimento del tratto e formazione di un alveo a pendenza pari all’originaria, senza salti.

Allo stesso tempo per attenuare i rischi di innesco nel tratto tra Arcogliasco e briglia 25 gli interventi di sistemazione in progetto sono stati concepiti in modo da permettere il raggiungimento della stabilità complessiva dell’alveo, atta ad evitare l’insorgere di imponenti e catastrofiche colate detritiche, senza pretendere, ovviamente, di conseguire una regimazione idraulica “d’equilibrio”, non ben definibile e quindi sostanzialmente illusoria in alvei di tale natura.

Allo scopo è prevista la costruzione di 9 soglie rompi-tratta di stabilizzazione del fondo alveo, ad intervalli di circa 60/70 m, costituite da una struttura flessibile in massi ciclopici (peso unitario 3'000 kg) del volume di circa 800 m³. Tale tipo di sistemazione obbedisce anche alle necessarie esigenze di flessibilità e di capacità di drenaggio delle acque sotterranee richiamate in premessa. Le strutture resteranno completamente annegate nell'alveo attuale che pertanto non vedrà alterate le caratteristiche di corazzamento naturale che ne determinano oggi una configurazione come detto stabile. Infatti in progetto, oltre alla stabilizzazione del fondo mediante i cunei prima descritti, è prevista unicamente una modesta risagomatura della sezione trasversale del T.Torreggio e una contemporanea limitata sistemazione della pendenza del fondo, con ulteriore allontanamento dal piede della frana A per evitare l'erosione del versante.

Localmente è previsto un innalzamento del fondo alveo di progetto limitato nello sviluppo e nella volumetria, finalizzato al corretto raccordo con le sponde e alla protezione del piede delle frane.

3. CALCOLI IDRAULICI

3.1 CONSIDERAZIONI PRELIMINARI

La simulazione degli eventi di piena negli alvei naturali risulta affetta da approssimazioni più o meno pesanti, qualunque siano le formule e i procedimenti adottati, a causa sia della complessità della geometria dell'alveo sia dalla difficoltà di definire, interpretare e riprodurre correttamente i diversi meccanismi dissipativi dell'energia provocati dalla resistenza delle pareti e dalla forma del letto.

In generale l'ormai consolidato "corpus" analitico dell'idraulica delle correnti a pelo libero consente di giungere comunque ad attendibili riproduzioni del moto, a condizione di adottare le necessarie schematizzazioni e semplificazioni, in modo da riprodurre il più fedelmente possibile le caratteristiche idrauliche dei fenomeni da simulare.

Lo studio del regime idraulico del T.Torreggio del tratto compreso tra l'immissione dell'Arcogliasco e la confluenza nel Mallero, in condizioni di portata di piena corrispondente ai 400 m³/s, secondo quanto descritto nei paragrafi successivi, è stato condotto considerando la corrente monodimensionale in moto permanente.

L'assunzione della condizione di moto permanente, cioè l'ipotesi di portata costante nel tempo, è molto usuale nella pratica ingegneristica per la determinazione dei massimi livelli idrici che si verificano in fase di piena. Analizzando l'andamento nello spazio e nel tempo delle portate e dei livelli di un'onda graduale (come sono le onde di piena) risulta cautelativo e accettabile

simulare il comportamento idraulico del corso d'acqua durante il passaggio di un'onda di piena (tipico esempio di moto vario, ovvero con portata variabile nel tempo) come una successione di fasi di moto permanente a portata costante. Volendo definire il comportamento globale della corrente in un tratto di corso d'acqua abbastanza esteso in senso longitudinale, cioè non essendo interessati a determinare il comportamento della corrente nell'intorno di qualche specifica singolarità, si è inoltre ritenuto per semplicità di poter accettare l'ipotesi di corrente monodimensionale, ossia caratterizzata da una direzione di moto prevalente (quella, appunto, in senso longitudinale) con componenti della velocità trascurabili nelle direzioni a questa ortogonali, pur tenendo conto della presenza delle singolarità nella definizione della geometria dell'alveo e delle perdite di carico e nella fase di analisi critica dei risultati.

L'ipotesi di moto monodimensionale permette anche di considerare la corrente come gradualmente variata, ad eccezione delle zone in prossimità di brusche variazioni di sezione d'alveo che provocano, nell'assetto idrometrico della corrente, variazioni tali che il deflusso non è schematizzabile con sufficiente approssimazione con l'ipotesi di gradualità del moto.

Infine, come è pratica costante nelle applicazioni ingegneristiche, si è deciso di ipotizzare stabile la geometria dell'alveo, cioè costante la forma delle sezioni trasversali. Tale ipotesi presume di poter trascurare i fenomeni di trasporto e di erosione e le conseguenti modifiche che si verificano nella geometria dell'alveo durante il passaggio del colmo di piena, ai fini del calcolo dei corrispondenti livelli idrici. L'approssimazione è giustificata dal fatto che non solo la modellazione matematica del passaggio di un'onda di piena in corso

d'acqua con letto mobile appare, allo stato attuale delle conoscenze in materia, del tutto teorica, ma anche dal fatto che la modellazione fisica dell'evoluzione della geometria di un corso d'acqua al passaggio di un'onda di piena appare affetta da notevoli incertezze, tali da consigliare la massima cautela pur rappresentando in taluni casi un prezioso strumento per acquisire maggiori conoscenze per gli scopi ingegneristici.

3.2 CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DELL'ALVEO

L'attendibilità dei calcoli idraulici dipende dalla corretta caratterizzazione geometrica dell'alveo lungo il tratto analizzato. In particolare, nel caso ad esempio di analisi monodimensionale del comportamento idraulico del fiume, è necessario conoscere sia la configurazione geometrica di un certo numero di sezioni trasversali opportunamente scelte, sia la sezione longitudinale dell'alveo lungo il tronco analizzato.

Anche per questo risulta di fondamentale importanza la nuova cartografia aerofotogrammetrica appositamente eseguita in questo progetto, confrontata con i disegni di progetto delle sistemazioni con briglie e salti di fondo esistenti e verificata con rilievi topografici a terra.

Pertanto, sulla base di tali dati, si è proceduto alla determinazione delle diverse grandezze idrauliche della corrente e del profilo del pelo libero che si instaura in condizioni di moto permanente lungo i tratti analizzati, nell'ipotesi di flusso monodimensionale ed in funzione di semplificazioni attentamente vagliate in modo da non alterare la sostanza fisica dei fenomeni da simulare.

3.3 PARAMETRI DI SCABREZZA

Le caratteristiche di scabrezza dell'alveo sono state schematizzate con il parametro di Strickler k_S secondo i seguenti valori:

- per il tratto di canalizzazione rivestita di valle (cunettone) si è adottato un valore $k_S = 20 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$;
- per il tratto sistemato con le briglie a monte del cunettone e per tutto il tratto di alveo fino alla confluenza con l'Arcogliasco si è adottato un valore $k_S = 12 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per tenere conto della presenza di materiale di pezzatura elevata.

3.4 PORTATA DI CALCOLO

Le opere esistenti (il cunettone e le briglie) sono state dimensionate per portata pari a $200 \text{ m}^3/\text{s}$, considerata allora corrispondente al tempo di ritorno di 100 anni. Nella relazione idrologica B.01.00 sono riportati i calcoli e le considerazioni per la definizione della portata di progetto relativa al tempo di ritorno di 200 anni. Dai calcoli eseguiti (peraltro già nel 1996 la portata centennale era ridotta a $173 \text{ m}^3/\text{s}$) si ricava un valore di detta portata pari a $Q_{(T=200)} = 121 \text{ m}^3/\text{s}$, quindi ben inferiore ai $200 \text{ m}^3/\text{s}$ di dimensionamento delle opere esistenti. Le opere esistenti pertanto, verificate sia nell'ipotesi di funzionamento libero sia nell'ipotesi di funzionamento con sovralluvionamento marcato, risultano in grado di convogliare la portata di progetto senza rischi per abitati e/o infrastrutture.

Poiché l'ipotetico collasso di sbarramento conduce a portate torbide ben maggiori della portata liquida massima valutata e anche della portata torbida

considerata cautelativamente pari a 285 m³/s per effetto del possibile innesco di debris-flow (cfr. relazione di dimensionamento del 1990 già citata) si sono condotte le verifiche anche per la portata di 400 m³/s al fine di identificare le zone di debolezza delle difese esistenti ed in progetto.

Pertanto per verificare la capacità di trasporto dell'alveo in progetto e di tutte le opere esistenti a valle, è stato ricostruito il profilo di moto permanente per la portata di 400 m³/s (Vedi Allegato A.2).

3.5 SALTI DI FONDO E BRIGLIE ESISTENTI

Con riferimento alla Figura 3-1, le seguenti equazioni caratterizzano il comportamento dei salti di fondo:

- *nel caso di corrente ipercritica* ($H_1 <$ altezza critica)

$$\frac{H_3}{d} = (0.566 - 0.021 \cdot F) \cdot D^{0.438 - 0.005 \cdot F}$$

$$\frac{H_2}{d} = (1.24 - 0.14 \cdot F) \cdot D^{0.255 - 0.017 \cdot F}$$

$$\frac{L}{d} = (3.44 + 0.21 \cdot F) \cdot D^{0.251 - 0.016 \cdot F}$$

- *nel caso di corrente subcritica* ($H_1 =$ altezza critica Y_K)

$$\frac{H_3}{d} = 0.55 \cdot D^{0.433}$$

$$\frac{H_2}{d} = 1.10 \cdot D^{0.238}$$

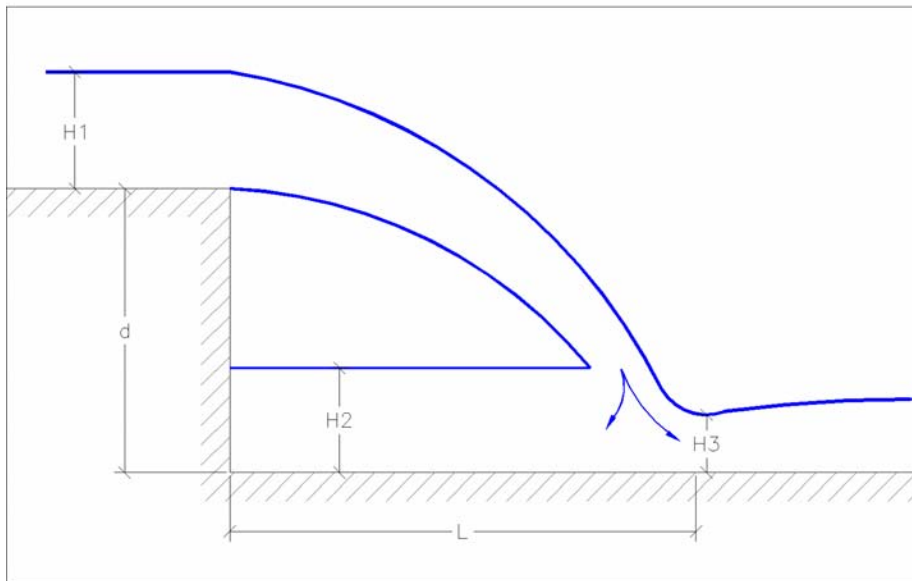
$$\frac{L}{d} = 3.65 \cdot D^{0.235}$$

in cui i parametri adimensionali D e F sono

$$F = \text{numero di Froude} = \frac{V}{\sqrt{gY}}$$

$$D = \text{numero di salto} = \left(\frac{Y_K}{d} \right)^3$$

Figura 3-1 – Schematizzazione dei caratteri idraulici delle correnti nei salti di fondo



Dai calcoli risulta che:

- nella gaveta delle briglie di monte (dalla 25 alla 18) la corrente passa dall'altezza critica ($Y_K = 4.25$ m), per cui applicando le equazioni di cui sopra, risulta $H_3 = 2.05$ m; $H_2 = 5.28$ m (a fronte di un salto di 6.5 m); $L = 17.57$ m. Pertanto, essendo le sponde della briglia alla gaveta pari a 4.5 m ed essendo i muri a di valle di ciascuna briglia estesi per circa 12.5 m, la portata rimane contenuta entro il tratto rivestito, con franchi comunque ridottissimi rispetto alle sommità dei muri. Nel tratto compreso tra due briglie successive la corrente rimane sempre ipercritica, con altezze inferiori a quelle di moto uniforme;

- il tratto in corrispondenza della briglia selettiva è stato verificato ipotizzando l'ostruzione della stessa. In questo caso la corrente passa nella gaveta della selettiva con altezza critica ($Y_K = 3.96$ m), per cui applicando le equazioni di cui sopra, risulta $H_3 = 1.80$ m; $H_2 = 5.23$ m (a fronte di un salto di 7.5 m); $L = 17.46$ m. Pertanto, essendo le sponde della briglia alla gaveta pari a circa 3.5 m ed essendo la scogliera a valle della briglia di altezza pari a circa 6.0 m rispetto alla base della stessa, la corrente potrebbe esondare in destra (mentre in sinistra il versante è molto ripido). Tuttavia le opere di contenimento previste in corrispondenza della briglia n.1 (cfr. relazione A.03.00) e a monte del ponte, sono dimensionate per restituire all'alveo tali portate. A monte della selettiva, ipotizzando come detto l'intasamento della stessa, si potrebbe verificare una riduzione della pendenza del fondo alveo, con la quale, comunque, la corrente rimarrebbe contenuta entro le sponde rivestite con la scogliera;
- nella gaveta delle briglie n.1 e 2, comprese tra la selettiva a monte e il cunettone, la corrente passa dall'altezza critica ($Y_K = 4.25$ m), per cui applicando le equazioni di cui sopra, risulta $H_3 = 2.38$ m; $H_2 = 4.59$ m (superiore all'altezza del salto pari a 4.0 m); $L = 15.23$ m. In sponda sinistra è presente un muro di collegamento tra le briglie che arriva fino al ponte a valle, l'altezza del muro è adeguata a contenere anche i livelli conseguenti alla portata di 400 m³/s, tranne che in corrispondenza della gaveta della briglia n.1 (briglia di valle), dove il profilo del muro si abbassa leggermente. Il problema principale nel tratto tra la briglia

selettiva e il cunettone è generato dalla possibile esondazione della portata a valle di ciascuna briglia, essendo il livello del cuscinio a valle del salto, superiore all'altezza della protezione spondale (estesa fino a circa 4.0 m dal fondo alveo - Figura 3-2). Allo scopo di regimare tale possibile esondazione e reimmettere in alveo le portate, sono previste opere di contenimento in corrispondenza della briglia n.1 (cfr. relazione A.03.00) e a monte del ponte. Tra le due briglie la corrente raggiunge l'altezza di moto uniforme;

Figura 3-2 – Zona delle briglie 1 e 2 a valle della selettiva – scogliera esistente



- a valle della seconda briglia è presente un restringimento, per cui il livello della corrente veloce si alza fino a raggiungere l'altezza di moto uniforme $Y_0 = 3.14$ m in corrispondenza del primo salto del cunettone, da

cui applicando le equazioni di cui sopra, risulta $H_3 = 2.62$ m; $H_2 = 4.07$ m (superiore all'altezza del salto pari a 4.0 m); $L = 17.08$ m (a fronte di lunghezza di 20.70 m del tronco suborizzontale tra il primo e il secondo salto successivo). La corrente si presenta in condizioni accelerate sul secondo salto, dove subisce un'ulteriore accelerazione, e così via di salto in salto. Aumentando la velocità si incrementano le dissipazioni, cosicché la corrente raggiunge condizioni di regime già al quinto salto, dove risulta $H_3 = 2.55$ m, $H_2 = 4.0$ m, $L = 17.56$ m. Verso valle si riduce l'altezza dei salti, quindi aumenta il livello del pelo libero, con riduzione della velocità. In ogni caso, anche con la portata di 400 m³/s, la corrente risulta comunque sempre contenuta entro i muri spondali del cunettone.

3.6 RISAGOMATURA DELL'ALVEO A MONTE DELLA BRIGLIA 17

Le sezioni di sistemazione del tratto di alveo a monte della briglia 25 esistente sono riportate schematicamente nella Figura 3-3, dove è anche indicato il valore della pendenza minima di progetto di ciascun tratto.

La scala delle portate di moto permanente costruita per tali sezioni, relativa ai tratti a minore pendenza e con il valore di scabrezza $k_S = 12$ m^{1/3}/s, è riportata nella successiva Figura 3-4.

Dai calcoli risulta che l'alveo di valle in progetto è in grado di trasportare la portata di 400 m³/s, derivante da un ipotetico crollo, con un franco di circa 1,0 m rispetto all'altezza delle scogliere spondali (Figura 3-4), mentre per il tratto a monte a monte il franco di sicurezza per la portata di 400 m³/s si riduce a zero (Figura 3-5). Data la distribuzione delle possibili masse instabili e la

gravosità della verifica condotta non si è ritenuto di dover aumentare ulteriormente le difese in una zona ove comunque non è rilevata la possibilità di collasso a monte di porzioni di versante tali da indurre portate di entità superiore a quelle centennali di progetto.

Figura 3-3 – Schematizzazione delle sezioni per la risagomatura dell'alveo a monte delle briglie esistenti

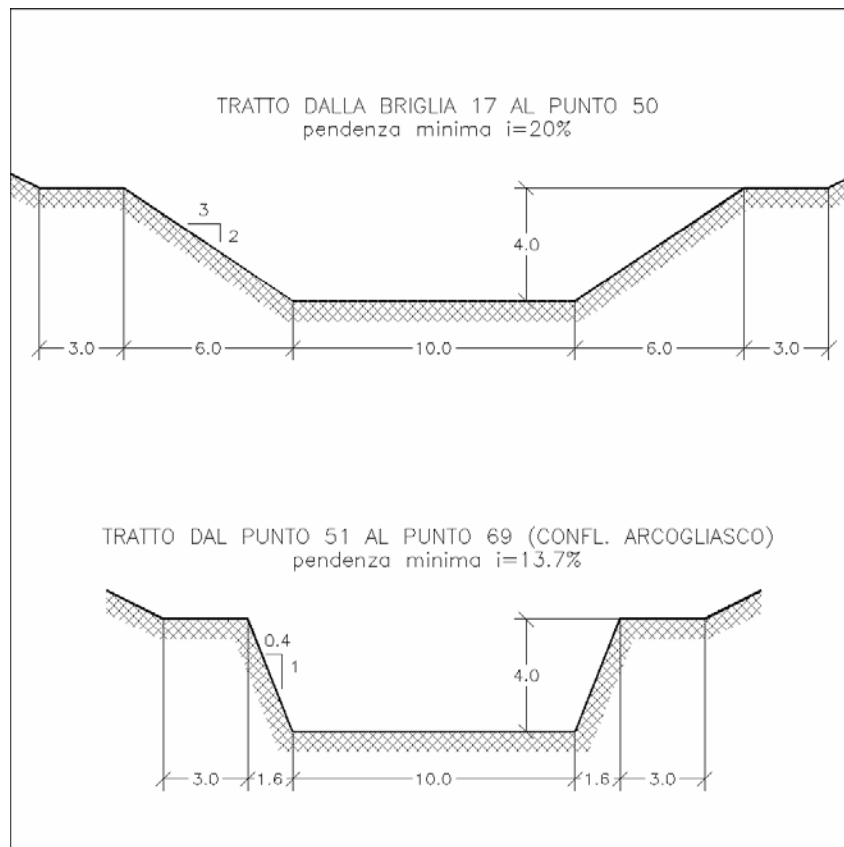


Figura 3-4 – Scala delle portate di moto permanente dell'alveo di progetto – tratto a valle

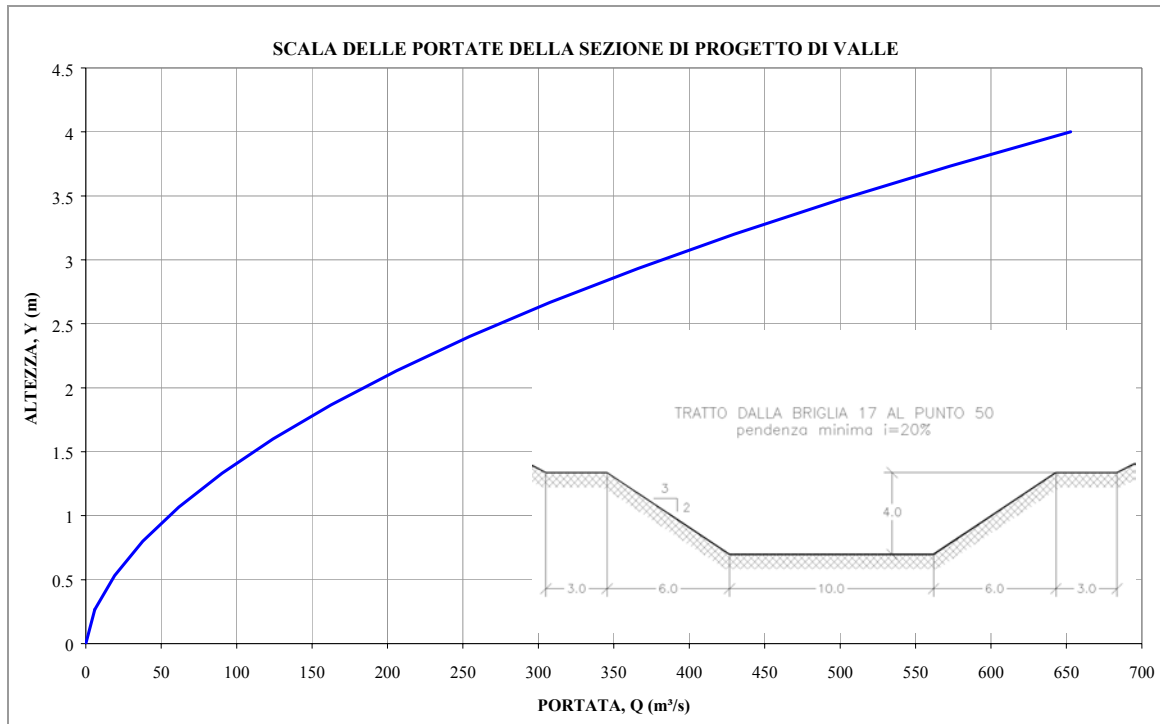
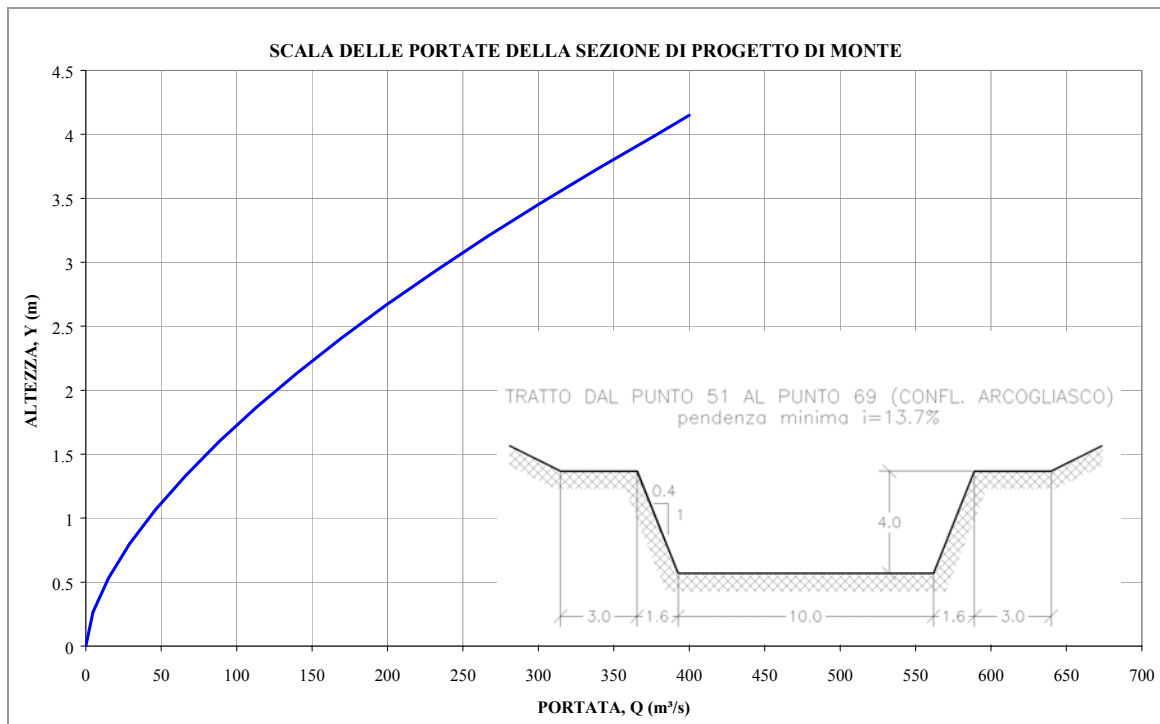


Figura 3-5 – Scala delle portate di moto permanente dell'alveo di progetto – tratto a monte



3.7 CONCLUSIONI

I calcoli condotti, pur in ipotesi assai gravose, hanno portato gli scriventi ad individuare nella zona di transizione tra briglia selettiva 17 e inizio cunettone il punto critico delle difese attuali. L'eventuale fuoriuscita di corrente nella zona potrebbe indurre lo scorrimento della stessa a tergo delle difese e pertanto il rischio di danneggiamento per scalzamento delle stesse. Per tale motivo in progetto si è proposto il modesto adeguamento delle difese al fine di garantire un grado di sicurezza omogeneo a tutto il tratto già caratterizzato da opere.

Per quanto concerne la zona di alveo da Arcogliasco a briglia 25 le risagomature di progetto garantiscono un alveo che presenta caratteristiche di conducibilità del tutto paragonabili a quelle di valle.

Per la zona a monte Arcogliasco non si ritiene di dover apportare modifiche all'alveo (ad eccezione delle brevi protezioni al piede delle nicchie residue di frana D) in quanto non si rilevano motivi di intervento.

In Allegato A.2 è riportato il profilo calcolato per la portata limite di 400 m³/s.

4. CALCOLI IDRAULICI DI STABILITÀ

4.1 GENERALITÀ

Il presente capitolo, sulla base di quanto ottenuto nei precedenti, riporta le verifiche idrauliche condotte per il dimensionamento delle opere in progetto e delle sistemazioni nei confronti delle sollecitazioni dinamiche indotte dalla corrente di piena sul fondo alveo e sulle sponde; in particolare tali verifiche riguardano:

- la stabilità del fondo alveo nei confronti dell'azione erosiva della corrente nel tratto da Arcogliasco e briglia 25;
- la stabilità delle protezioni spondali nel medesimo tratto;
- il dimensionamento dei nuclei in massi ciclopici rompi-tratta.

Come detto l'assoluta inadeguatezza di difese rigide nel contesto ha condotto gli scriventi a tipologie d'intervento sulle sponde che presentino garanzie di stabilità maggiori rispetto alle classiche scogliere alla rinfusa (peraltro presenti da 8 anni in forma provvisoria e non danneggiate dalle piene – Foto 1-1).

Per tale motivo la soluzione si qualifica per l'adozione della tipologia di scogliera a coltello, derivata dalle zone della Val Brembana ove è stata applicata con notevole successo nella difesa al piede di zone di materiale sciolto (smarino di cava) con piede in alveo. Nelle seguenti Foto 4-1 e Foto 4-2 sono riportate delle installazioni eseguite e stabili da anni a fronte di sollecitazioni di assoluto rilievo.

La tipologia è stata adottata in toto nella zona alta del tratto Arcogliasco – briglia 25 ove si ha la minor disponibilità di larghezza d'alveo mentre è stata

adottata come setto stabilizzante (ogni 50 m) nel tratto a valle per garantire l'effetto di incastro e resistenza alla classica scogliera di massi che, dalle formulazioni riportate non avrebbe capacità autonoma di resistenza alle sollecitazioni indotte. I setti di resistenza si estendono anche alle zone di banca di piede del versante A con lo scopo di fungere da setti deflettori per far riconfluire in alveo (su superfici lisce ed inclinate a valle) eventuali portate che dovessero produrre erosioni localizzate alle sponde.

Foto 4-1 - Realizzazione di scogliera a coltello su alveo incassato a pendenza 20%. Si nota il rinverdimento del paramento dopo 3 anni dalla realizzazione

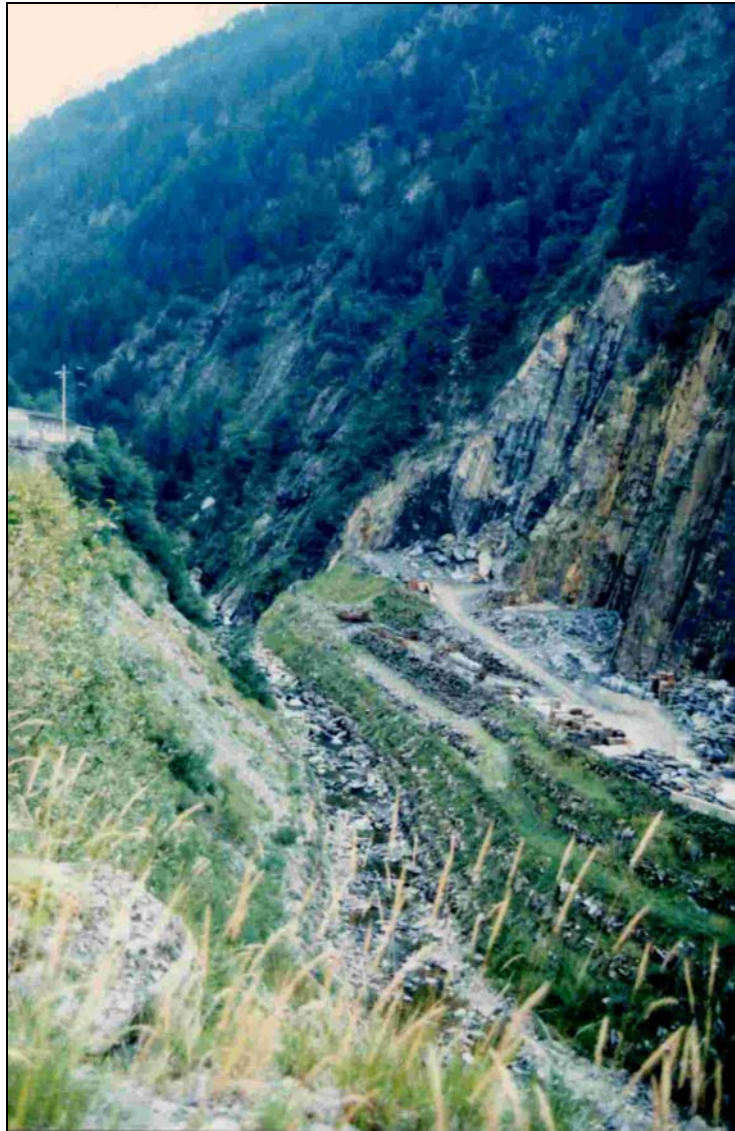


Foto 4-2 - scogliera a coltello ad ultimazione cantiere su scivolo risalita pesci a pendenza 20%.



Come detto, l'assoluta inadeguatezza di strutture rigide nella zona in oggetto ha imposto la necessità di strutture non cementate che tuttavia possano offrire adeguata resistenza alle sollecitazioni delle correnti d'alveo.

4.2 STABILITÀ DELLE SPONDE

4.2.1 Scogliera tratto di valle dalla briglia 17 al punto 50 (tipologia classica con setti a coltello di irrigidimento)

La granulometria degli elementi costituenti la scogliera deve essere determinata, in funzione della pendenza della sponda, con i criteri dell'equilibrio limite, tenendo conto della correzione per la stabilità su sponda inclinata. Il diametro così calcolato deve essere convenientemente aumentato per ottenere un coefficiente di sicurezza sufficientemente alto.

Stevens et al. (1976), dopo accurata analisi dei momenti delle forze agenti

sull'elemento solido, giungono alle seguenti espressioni utili per la determinazione del diametro d'equilibrio su sponda inclinata e quindi per la valutazione dell'opportunità di realizzare scogliere in massi di forma tondeggiante alla rinfusa.

$$\sigma = \frac{21\tau}{(\gamma_s / \gamma - 1)\gamma d_m} = \frac{0,30 u_r^2}{(\gamma_s / \gamma - 1)g d_m}$$

$$\beta = \text{tg}^{-1} \left(\frac{\cos \lambda}{\frac{2 \sin \Theta}{\sigma \text{tg} \phi} + \sin \lambda} \right)$$

$$\frac{\sigma'}{\sigma} = \frac{1 + \sin(\lambda + \beta)}{2}$$

$$C_s = \frac{\cos \Theta \text{tg} \phi}{\sigma' \text{tg} \phi + \sin \Theta \cos \beta}$$

in cui:

d_m è il diametro del masso;

C_s è il coefficiente di sicurezza al ribaltamento del masso rispetto al punto P di rotazione (rapporto tra il momento risultante delle forze stabilizzanti e il momento risultante delle forze ribaltanti);

Θ è la pendenza adottata per la scarpata;

ϕ è l'angolo di riposo in acqua dei massi;

β è l'angolo che la direzione di caduta del masso forma con la linea di massima pendenza della scarpata;

λ è l'angolo diedro tra il piano orizzontale e il piano inclinato costituente il fondo dell'alveo ($\text{tg} \lambda = i =$ pendenza del fondo);

σ e σ' sono i cosiddetti numeri di stabilità del masso rispettivamente su sponda inclinata ed orizzontale ($\Theta = 0$);

τ è l'azione di trascinamento sul masso;

u_r è la velocità della corrente contro il masso.

La velocità u_r può essere desunta dalla legge logaritmica di distribuzione della velocità sulla verticale Y in un moto assolutamente turbolento (Keulegan, 1938):

$$u(Y) = 2,5 u^* \ln \left(30,2 \frac{Y}{d_m} \right)$$

in cui:

$$u^* = (\tau/\rho)^{1/2}$$

Integrando l'equazione precedente sulla verticale si ottiene per la velocità media V della corrente:

$$V = 2,5 u^* \ln \left(12,3 \frac{Y_0}{d_m} \right)$$

in cui Y_0 è il tirante idrico.

Ammettendo che la velocità u_r sia corrispondente alla profondità $Y = d_m$, dalle formulazioni si ottiene l'espressione:

$$\frac{u_r}{V} = \frac{3,4}{\ln(12,3 Y_0/d_m)}$$

da utilizzare per il calcolo di u_r , avendo precedentemente determinato, con i criteri esposti, la velocità media V e la profondità Y_0 . È però importante ricordare che le equazioni in oggetto valgono per profondità relative $Y_0/d_m > 6$; nel caso invece in cui la scabrezza sia macroscopica ($Y_0/d_m < 6$) e

conseguentemente molto alta la turbolenza e l'aerazione della corrente, si può assumere in via pratica:

$$u_r = V$$

In definitiva, le espressioni precedenti consentono di verificare la stabilità di una scogliera. Dati infatti la dimensione d_m dei massi, l'angolo di scarpata Θ , l'angolo di riposo ϕ , calcolata la velocità u_r e la sua direzione, applicando in successione le formulazioni elencate si giunge a calcolare il coefficiente di sicurezza C_S . Se questo è maggiore di 1, la scogliera ha sufficiente stabilità; se $C_S = 1$, l'equilibrio è al limite; se $C_S < 1$, la scogliera è soggetta a franamento. Per una buona sicurezza è auspicabile che C_S sia almeno pari a 1.3.

Nel caso del Torreggio nel tratto compreso tra la briglia 17 e il punto 50, considerando una pendenza di scogliera pari a 1/1.5, si hanno, nel tratto in cui è prevista la realizzazione della scogliera, per l'evento catastrofico derivante dalla tracimazione dello sbarramento i seguenti dati:

- pendenza media di progetto dell'alveo nel tratto in esame 27%;
 $\lambda = \text{tg}^{-1} i = 15.25^\circ$
- portata di progetto = 400 m³/s;
- larghezza alveo di progetto B = 10÷22 m (Q/B = 40÷18.2 m³/s·m);
- pendenza scarpata 1/1,5 : $\Theta = 33,69^\circ$;
- $\gamma_s/\gamma = 2,50$;
- angolo di riposo $\phi = 55^\circ$.

Per la portata di 400 m³/s, l'altezza di moto uniforme per la pendenza media è pari a $Y_0 = 2.8$ m, con velocità pari a $V_0 \cong 10$ m/s. Data l'elevata dimensione

dei massi da utilizzarsi, è ragionevole assumere $u_T = V = 10.0$ m/s.

Considerando $d_m = 2.50$ m risulta $C_S = 0.8$ e quindi una configurazione caratterizzata da una stabilità non accettabile.

Considerando invece la portata duecentennale calcolata, pari a $Q=121$ m³/s, si hanno i seguenti dati:

- pendenza media di progetto dell'alveo nel tratto in esame 27.3%;
 $\lambda = \text{tg}^{-1}i = 15.25^\circ$
- portata di progetto = 121 m³/s;
- larghezza alveo di progetto $B = 10 \div 14.2$ m ($Q/B = 12.1 \div 8.52$ m³/s·m);
- pendenza scarpata 1/1,5 : $\Theta = 33,69^\circ$;
- $\gamma_s/\gamma = 2,50$;
- angolo di riposo $\phi = 55^\circ$.

Per la portata di 121 m³/s, l'altezza di moto uniforme per la pendenza media è pari a $Y_0 = 1.44$ m, con velocità pari a $V_0 = 6.84$ m/s. Data l'elevata dimensione dei massi da utilizzarsi, è ragionevole assumere $u_T = V = 6.84$ m/s.

Considerando $d_m = 2.50$ m risulta $C_S = 1.25$ e quindi una configurazione caratterizzata da una stabilità accettabile.

Al fine, tuttavia, di ridurre la dimensione dei massi che sarebbero estremamente difficili da movimentare si è, come detto, previsto l'inserimento di setti a coltello con la funzione di costolature di irrigidimento che garantiscano il raggiungimento delle condizioni di stabilità con pezzature di materiali da 3'000 kg circa. Nel successivo paragrafo 4.2.2 è riportata la verifica delle strutture sia nel complesso che come setti di irrigidimento.

4.2.2 Scogliera a coltello tratto di monte dal punto 51 al punto 69 e con funzione di setti di irrigidimento

I massi impiegati per tale manufatto non avranno forma tondeggiante ma allungata.

Tale struttura è stata già realizzata come detto (cfr. Foto 4-1 e Foto 4-2) sul ramo di Carona e Valleve del torrente Brembo e ha presentato una buona resistenza alle sollecitazioni dinamiche della corrente. La soluzione con massi "a coltello" risulta più stabile rispetto alla soluzione tradizionale in quanto sfrutta l'effetto di incastro reciproco dei massi e non solo l'effetto stabilizzante dovuto al peso degli stessi. In tale modo si contiene la dimensione dei massi da utilizzarsi (circa 1'500÷2'000 kg di peso medio) e si possono realizzare pendenze della scarpa lato torrente di 1/0.4 che quindi non inducono restringimenti d'alveo apprezzabili e al contempo non costringono a scavi rilevanti in corrispondenza delle sponde.

La scogliera così strutturata verrà dotata di un piede di fondazione con base posta circa 2.0 m al di sotto del fondo alveo di progetto.

Gli interstizi tra masso e masso vengono saturati con terra che pertanto fornirà la base per l'impianto di talee radicate ed il rinverdimento dell'opera (cfr. tavole di progetto) con conseguente miglior effetto di mimetizzazione della stessa.

I massi costituenti la scogliera hanno dimensioni medie di 1.00 m d'altezza, 1.50-2.00 m di lunghezza e 0.4 m di larghezza e risultano incastrati nel versante per un minimo di 2/3 della loro lunghezza in modo che la superficie di ciascun masso soggetta all'azione di trascinamento della corrente sia ridotta.

La verifica della stabilità della struttura è stata condotta considerando la possibilità di scalzamento e rimozione di ogni singolo masso, considerando il singolo masso come se fosse incastrato nella sponda, isolato da altri massi e soggetto all'azione destabilizzante di trascinamento della corrente e all'azione stabilizzante dovuta alla reazione passiva del terreno entro cui è posato. Tale verifica è condotta nel seguito.

Per quanto riguarda la stabilità del singolo masso le forze in gioco sono le seguenti:

- azione di trascinamento della corrente liquido-solida sulla parte sporgente del masso;
- spinta passiva del terreno entro cui è incastrato il masso;
- azione di attrito tra base del masso e terreno di fondazione dovuta al peso del masso stesso.

Poiché l'attrito tra masso e terreno di fondazione dà luogo ad una forza risultante di ordine inferiore rispetto alle altre due si è deciso di trascurare, a favore di sicurezza, tale azione.

L'azione di trascinamento della corrente liquido-solida è stata valutata mediante la nota formula:

$$\tau = \gamma R i$$

in cui il valore di R (raggio idraulico), per sezioni sufficientemente larghe, viene sostituito con il valore del tirante idrico Y.

Per il calcolo del tirante idrico y medio rappresentativo nel tratto si è fatto ricorso alla formulazione di Butera e Sordo (1984) per alvei torrentizi ($Y/d_{50} < 6$); le formule utilizzate sono riportate nel paragrafo precedente.

Per la portata centennale di 121 m³/s, assumendo la larghezza media di 10.0 m e la pendenza media pari al 27%, si ottiene, nell'ipotesi di corrente liquido solida con peso specifico γ pari a 1500 kg/m³, un tirante medio di 1.80 m e quindi un'azione di trascinamento pari a:

$$\tau = \gamma R i = 1500 \cdot 1.8 \cdot 0.27 = 729 \text{ kg/m}^2$$

La forza di trascinamento esercitata pertanto sul singolo masso di altezza 1.0 m e spessore medio 0.4 m risulta pari a:

$$T = \tau \cdot A = 729 \text{ kg/m}^2 \cdot 1.2 \text{ m}^2 = 875 \text{ kg}$$

La forza di trascinamento calcolata si suppone contrastata dalla reazione passiva del terreno entro cui il masso è incastrato; tale reazione è calcolata secondo le classiche metodologie della geotecnica:

$$S_p = 0.5 \gamma_t H^2 k_p = 0.5 \cdot 2200 \cdot 1.0 \cdot 1.7 = 1870 \text{ kg/m}$$

dove

γ_t = peso specifico del terreno (2200 kg/m³);

H = altezza del masso;

k_p = coefficiente di spinta passiva.

Imponendo l'equilibrio alla rotazione attorno all'estremo del masso infisso nel versante tra forza di trascinamento (applicata sulla superficie del masso esposta alla corrente) e spinta passiva del terreno (applicata alla metà della parte di masso infissa) si ottiene:

$$S_p (L L/2) = F_s T (0.4 + L)$$

dove F_s = coefficiente di sicurezza.

Date le incertezze circa le condizioni effettive della corrente durante la piena,

gli effetti dovuti all'urto concentrato di grossi massi trasportati dalla corrente stessa, la difforme reazione fornita dalla eterogeneità del terreno in cui viene intestata la scogliera si è assunto un coefficiente di sicurezza pari a 2.

La risoluzione della formulazione, ammettendo una porzione di masso sporgente pari a 0.2 m circa, fornisce una lunghezza d'incastro massima pari a 1.8-2.0 m e pertanto massi da 2.0÷2.2 m.

Con tali pezzature e tipologie si sono progettate sia le opere a coltello a monte sia i setti di irrigidimento che fungono da costolatura alla scogliera alla rinfusa del tratto di valle.

4.3 STABILITÀ DEL FONDO

L'evoluzione di un tratto torrentizio dipende dall'equilibrio dinamico esistente tra la portata solida in arrivo da monte e quella asportata dalla corrente. Tale portata dipende dall'azione di trascinamento la cui entità è determinata dalle caratteristiche geometriche (pendenza, larghezza) e idrauliche (scabrezza) dell'alveo.

La modifica di una di tali caratteristiche implica la variazione del diametro equivalente dei ciottoli che risultano in equilibrio.

Le caratteristiche idrauliche del tratto di Torreggio in oggetto dimostrano, come detto, una sostanziale stabilità dal termine degli ultimi lavori ad oggi. Tale stabilità come detto è dimostrata sia dalla comparazione dei rilievi al 1990 e al 2001 sia dall'assenza di erosioni al fondo e sulle strutture di sponda esistenti.

Pertanto ogni intervento nella zona deve tener conto dell'attuale dinamica ed assecondare la naturale tendenza dell'alveo correggendone dove necessario le

evoluzioni più pericolose per le infrastrutture e le sponde, senza tuttavia produrre impatti negativi.

La formazione di bacini di accumulo del trasporto solido a monte infatti, data la configurazione attuale, potrebbe creare più danno che beneficio inducendo una tendenza all'abbassamento progressivo d'alveo. Tali bacini dovrebbero essere realizzati (qualora fosse rilevata la necessità) solo in abbinamento a opere in c.a. che stabilizzino il fondo alveo in alcuni punti ben determinati. Come visto, tuttavia, tali tipi di opere non si adattano al tratto a valle della confluenza Arcogliasco per i dinamismi di versante in essere.

Al fine di dimensionare i setti rompi-tratta con cui si pensa di fissare il fondo alveo attuale con strutture flessibili si è pertanto sviluppato il calcolo delle condizioni di equilibrio sia in seguito a correnti di piena sia in seguito a corrente di magra.

Le condizioni di equilibrio limite di un alveo sono quelle per cui:

$$\tau = \tau_c$$

$$Q = k_S A R^{2/3} i^{1/2}$$

dove:

τ = azione di trascinamento = $\gamma R i$;

R = raggio idraulico;

i = pendenza;

A = area bagnata;

k_S = coefficiente di Strickler;

γ = peso specifico dell'acqua.

Per sezioni idriche larghe ($Y = R$, con Y tirante idrico), e quindi a forma

pressoché rettangolare di larghezza B, la formula precedente si può scrivere anche come: $Q = k_s B Y^{5/3} i^{1/2}$ e quindi l'azione di trascinamento è data dalla:

$$\tau = \gamma \left(\frac{Q}{BK_s} \right)^{3/5}$$

Assegnata la portata Q di progetto la formulazione mostra che l'entità di τ dipende, in ordine decrescente:

- 1 - dal peso specifico dell'acqua;
- 2 - dalla pendenza i;
- 3 - dalla larghezza B e dal coefficiente k_s di Strickler.

Ne conseguono:

- la forte influenza del valore di γ e quindi del contenuto solido della corrente (durante le piene nei torrenti si riscontrano valori di $1200 \div 1300 \text{ kg/m}^3$; nei fenomeni di lava torrentizia (debris flow) si giunge anche a $1700 \div 2000 \text{ kg/m}^3$);
- la possibilità di correggere i valori di τ modificando i, B e k_s .

L'applicazione delle equazioni dell'equilibrio limite varia a secondo che ci si trovi in condizioni tali per cui il rapporto y/d_{50} , tra tirante e diametro medio del sedimento d'alveo, sia maggiore o minore di 6.

Nel primo caso (alvei a carattere fluviale con prevalenza di sedimento fine e coesivo) è possibile utilizzare l'abaco di Shields; nel secondo caso le conoscenze sperimentali (Butera e Sordo, 1984) indicano decisi scostamenti dalla curva di Shields.

Per il torrente Torreggio, poiché y/d_{50} è minore di 6, si è adottata la formulazione di Butera e Sordo (1984):

$$y = \left(\frac{M}{N} \right)^2 \frac{\beta d_{50}}{i}$$

$$\frac{Q}{B} \left(\frac{M^{10/3}}{N^{7/3}} \sqrt{g} \right) \frac{b^{5/3} d_{50}^{3/2}}{i^{7/6}}$$

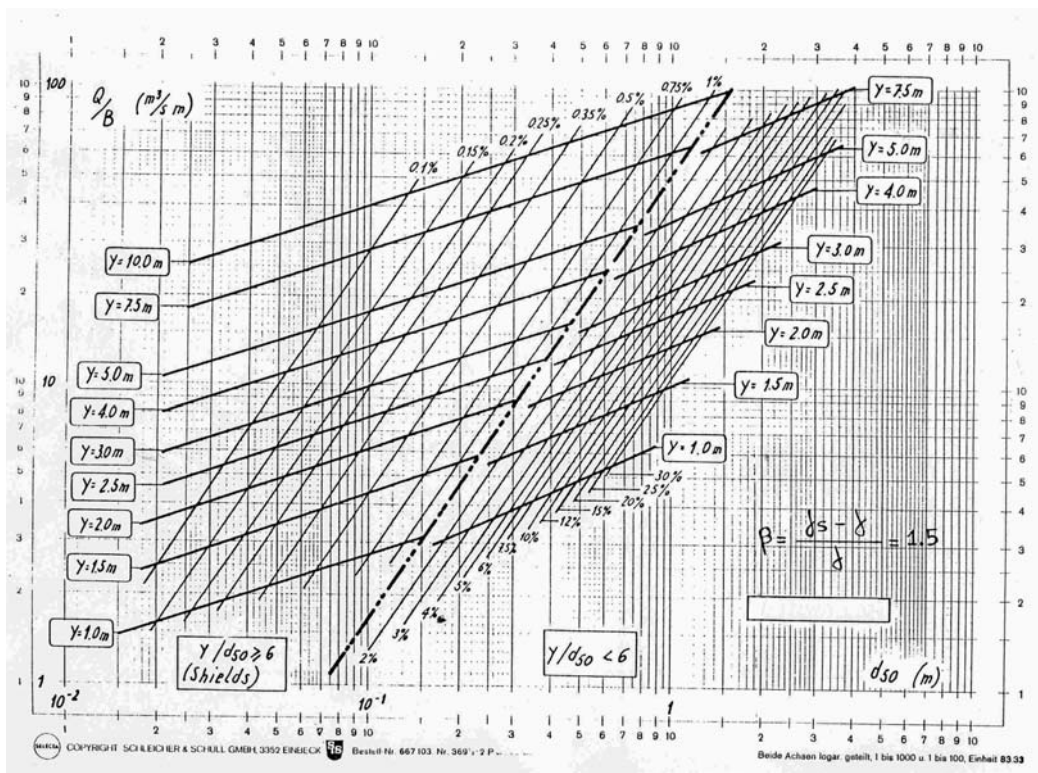
$$M = 1.75 \left(\frac{y}{d_{50}} \right)^{-0.117}$$

$$N = 2.41 \left[\left(\frac{y}{d_{50}} \right)^{-1/6} - 0.45 \left(\frac{y}{d_{50}} \right)^{-1.227} \right] \ln \left[2.73 \left(\frac{y}{d_{50}} \right) \right]$$

Le formulazioni precedenti vengono riassunte nell'abaco di Figura 4-1. Applicando le equazioni al tratto in oggetto sia per portate di piena con tempo di ritorno pari a 200 anni, larghezza sul fondo alveo di 10 m, pendenza pari alla media attuale sia per portata pari alla media annua (0,77 m³/s – dati da relazione B.06.00), larghezza dell'alveo di magra di 1 m e pendenza pari alla media attuale si ottiene:

- la portata con tempo di ritorno 200 anni, 121 m³/s, è in grado di movimentare massi del diametro medio di 1,1 m;
- la portata media annua, 0,77 m³/s, è in grado di movimentare sedimenti del diametro medio di 15 cm.

Figura 4-1 - Abaco stabilità fondo alveo



Le considerazioni precedenti, l'esame dei rilievi planoaltimetrici in fase di redazione e i sopralluoghi effettuati hanno condotto in conclusione a stabilire quanto segue:

- una riduzione della capacità di trasporto media annua nel tratto a monte è controproducente in quanto modificherebbe sostanzialmente la capacità erosiva della corrente in periodi di magra o morbida. Non si avrebbe più infatti alimentazione da monte e quindi l'azione erosiva delle magre e delle morbide potrebbe fungere da causa scatenante nei confronti della mobilitazione dell'alveo (privato della matrice più fine tra masso e masso) in piena;
- la stabilità dei progettati setti rompi-tratta è legata all'utilizzo di massi del diametro minimo di 1,1 m e pertanto, previa adozione di adeguato franco di

sicurezza, di peso unitario pari a 3'000 kg circa. Del resto già oggi il tratto appare caratterizzato da pezzature paragonabili che, a seguito delle piene descritte in relazione idrologica, non hanno subito apparenti danni.

I risultati sopra esposti, che come più volte ricordato hanno valore indicativo date le notevoli incertezze e semplificazioni, potrebbero apparire non sufficientemente cautelativi; in caso di piena duecentennale viene infatti assicurato l'equilibrio solo al materiale solido con diametro equivalente maggiore di 100 cm; d'altra parte per assicurare l'equilibrio anche dei solidi di dimensioni significativamente minori (50%) sarebbe necessario eseguire opere tali da ottenere una pendenza dell'ordine del 10-15%; a parte il notevole onere economico che ne conseguirebbe, tale soluzione, come detto, non appare per il momento giustificata se si considerano le sistemazioni, rimodellazioni e corazzamenti d'alveo previsti nel presente progetto a difesa del piede dei versanti, le evoluzioni dell'alveo negli anni e la possibilità di difesa garantita dalle strutture di valle (briglie e cunettone a salti).

Milano, dicembre 2006

I PROGETTISTI

Prof. Ing. Alessandro Paoletti

Dott. Ing. Giovanni Battista Peduzzi

Dott. Geol. Lamberto Griffini

ALLEGATI

A.1 MODELLI DI MOTO PERMANENTE

A.1.1 BREVI CENNI ALLA TEORIA DEL MOTO PERMANENTE DI UNA CORRENTE MONODIMENSIONALE E GRADUALMENTE VARIATA

L'equazione differenziale d'equilibrio di una corrente in condizioni di moto stazionario gradualmente variato (Fig. A1.1) è definita dalla

$$\frac{dE}{dx} = i - J - E_r - E_q \quad (A1.1)$$

in cui:

- $E = h + \alpha \cdot v^2/2g$, è l'energia specifica rispetto al fondo della sezione, h è il tirante idrico, v la velocità media della corrente, α è il coefficiente di ragguglio della potenza cinetica (coefficiente di Coriolis), g l'accelerazione di gravità;
- E_r , è la somma delle perdite di carico concentrate dovuta all'eventuale presenza di singolarità dell'alveo;
- $E_q = 2\alpha Q/gA^2q$, è la perdita di energia dovuta all'eventuale immissione laterale di una portata specifica q (per unità di lunghezza) uniformemente ripartita; Q è la portata all'interno dell'alveo mentre A è l'area bagnata.

L'integrazione dell'equazione (A1.1) permette di individuare l'andamento del profilo del pelo libero, una volta che siano assegnate le caratteristiche geometriche e fisiche dell'alveo e le condizioni al contorno del problema.

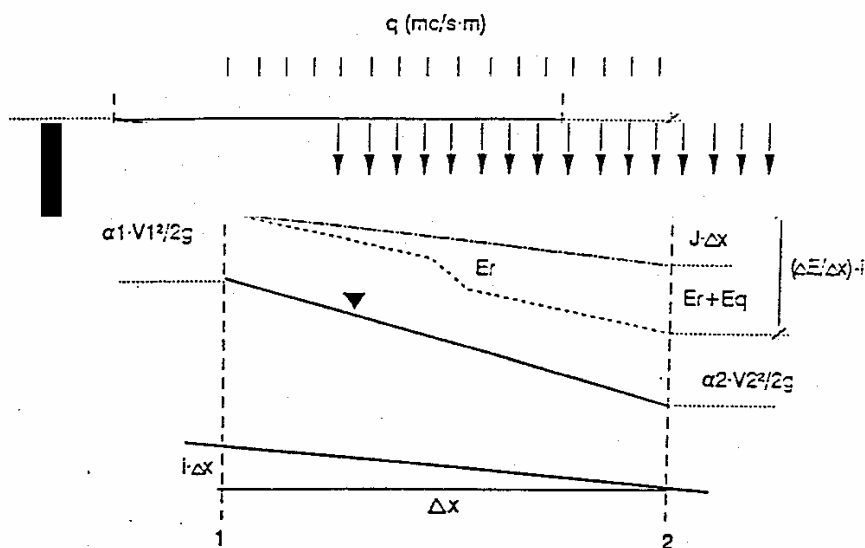


Figura A1.1 - Profilo di moto permanente gradualmente variato.

Nel calcolo del profilo di moto permanente della corrente bisogna procedere, come noto, verso monte se la corrente è lenta (*numero di Froude* $Fr < 1 \Leftrightarrow h > Y_k$) e verso valle se è veloce (*numero di Froude* $Fr > 1 \Leftrightarrow h < Y_k$). Con il termine Y_k si è indicata l'altezza di stato critico della corrente, definita come l'altezza che corrisponde al valore minimo dell'energia, valutabile attraverso l'espressione:

$$\frac{A(k)^3}{B(k)} = \alpha \cdot \frac{Q^2}{g}$$

dove:

$A(k)$ è l'area della sezione bagnata in corrispondenza dell'altezza critica;

$B(k)$ è la larghezza della sezione liquida a livello del pelo libero, in corrispondenza dell'altezza critica;

α è il coefficiente di ragguglio delle velocità.

Procedendo nel senso del moto il passaggio dalla condizione di corrente lenta

alla condizione di corrente veloce avviene in modo continuo, attraverso la condizione critica ($Fr = 1 \Leftrightarrow h = Y_k$). Il passaggio inverso si realizza attraverso la formazione di un risalto idraulico, localizzabile imponendo l'uguaglianza della spinta totale della corrente a monte e a valle del risalto stesso.

Confrontando il valore dell'altezza di moto uniforme h_o con quello dell'altezza critica Y_k , calcolati in corrispondenza della sezione media di un generico tratto, si può definire se l'alveo, in tale tratto, è a debole ($h_o > Y_k$) o a forte pendenza ($h_o < Y_k$). L'altezza di moto uniforme h_o è valutabile con una delle formule presenti in letteratura, per esempio attraverso la formula di Chézy

$$Q = \chi \cdot A_o \cdot \sqrt{R_o \cdot i}$$

dove:

- χ è il coefficiente di scabrezza, valutabile attraverso diverse espressioni (Strickler, Manning, Bazin, Kutter);
- A_o ed R_o sono rispettivamente l'area bagnata e il raggio idraulico della sezione, corrispondenti all'altezza di moto uniforme h_o ;
- i è la pendenza media del tratto d'alveo in esame.

A.1.2 CALCOLO DEI PROFILI DI MOTO PERMANENTE

Per ciascuna sezione vengono determinate le seguenti caratteristiche geometriche in funzione dell'altezza idrica h :

A = area della sezione bagnata;

B = larghezza del pelo libero;

P = perimetro bagnato;

R = raggio idraulico.

Per ogni sezione considerata è stata costruita la scala di deflusso i moto uniforme che rappresenta il legame $Q(h_0)$ tra portata e livello idrico. Detto legame è stato valutato tramite la formula di Chèzy:

$$Q = CA \sqrt{Ri}$$

dove:

Q = portata;

C = coefficiente di resistenza al moto;

i = pendenza locale dell'alveo.

Per la valutazione di C è stata usata la formula di Manning:

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6}$$

dove n è il coefficiente di scabrezza rappresentativo delle caratteristiche medie dell'intero contorno bagnato, lungo i tratti analizzati.

Se le sezioni sono caratterizzate da una geometria composta in cui l'alveo presenta piani al di sopra dell'alveo di magra, in tali sezioni si avrebbero scale $Q(h_0)$ con discontinuità poste ai suddetti piani; l'aumento brusco di contorno bagnato porta infatti alla diminuzione del raggio idraulico R e quindi della portata Q . Essendo tali discontinuità fisicamente non realistiche, occorre dividere tali sezioni in sottosezioni corrispondenti all'alveo di magra ed alle zone piane, sommando poi le portate relative ad ogni sottosezione, verificando la congruenza dei livelli. Con questo artificio si ottiene così andamento sempre crescente di $Q(h_0)$, più aderente alla realtà.

La pendenza dell'alveo i viene calcolata per ogni sezione come la pendenza media tra la sezione precedente e quella successiva alla sezione considerata.

Per la sezione estrema di monte viene considerata la pendenza del tratto a valle fino alla sezione successiva; per la sezione estrema di valle, la pendenza è quella corrispondente alla sezione precedente.

Insieme alla scala di deflusso $Q(h_o)$ viene determinata la scala $Q(k)$ relativa alle altezze idriche k di stato critico attraverso l'equazione:

$$\frac{A^3}{B} = \alpha \frac{Q^2}{g}$$

dove g è l'accelerazione della gravità e α è il coefficiente di ragguglio delle velocità assunto pari all'unità.

La conoscenza delle scale di deflusso $Q(h_o)$ e $Q(k)$ è necessaria per poter effettuare l'integrazione numerica dell'equazione del moto permanente.

L'equazione del moto permanente derivante dall'equilibrio delle forze agenti nel tratto compreso tra due sezioni successive può essere espressa come:

$$\frac{dh}{dx} = \frac{\frac{\beta V^2}{gA} + i - \frac{\tau_o}{\gamma R} - (2\beta V - u) \frac{q}{gA} - \frac{V^2}{g}}{1 - Fr^2} - \frac{d\beta}{dx}$$

ove:

B = larghezza del pelo libero;

V = velocità media nella sezione;

q = portata per unità di lunghezza;

u = componente secondo l'asse della velocità della portata q ;

β = coefficiente di Boussineq;

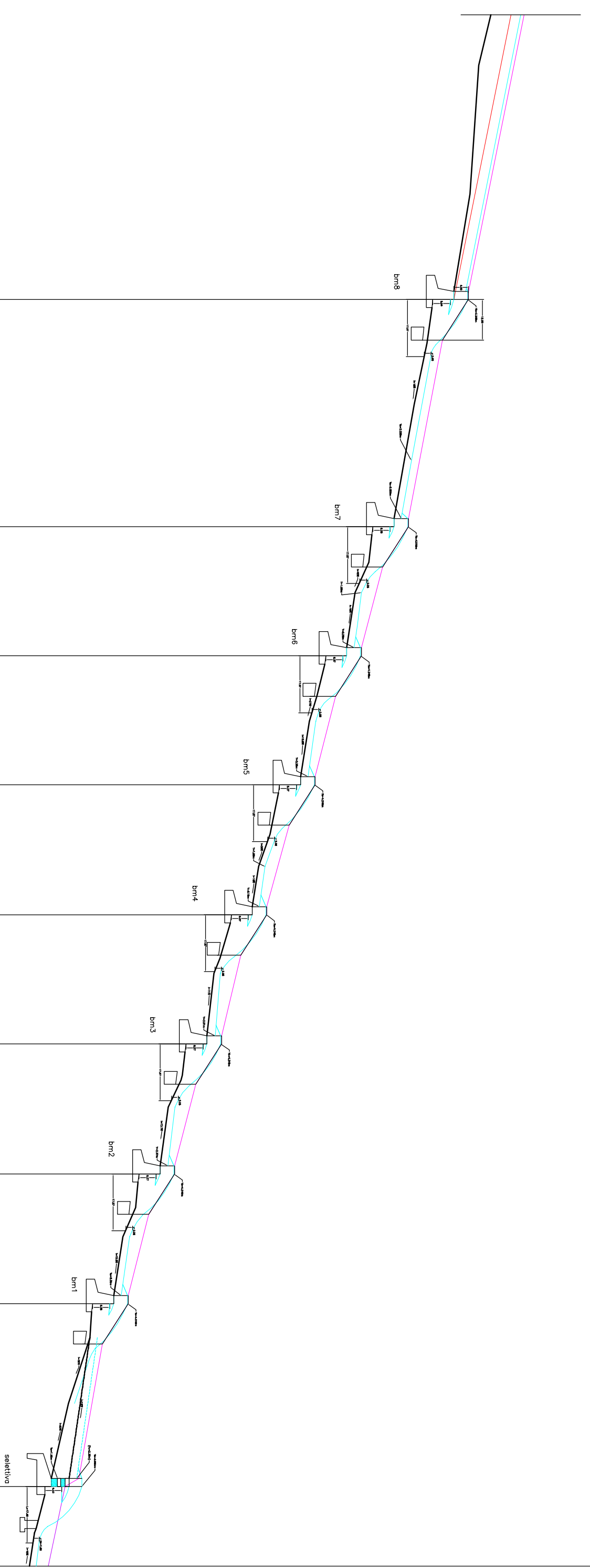
τ_o = tensione tangenziale media sul perimetro bagnato;

Fr = numero di Froude caratteristico della corrente ($Fr = V / \sqrt{g A / B}$).

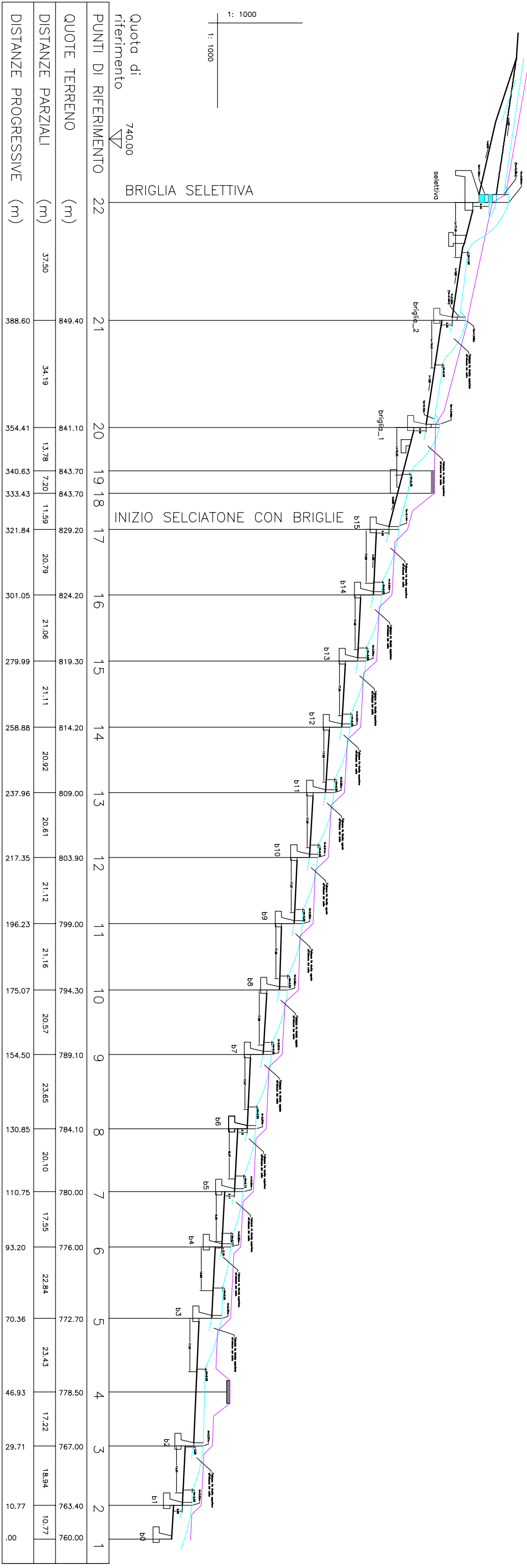
L'equazione viene risolta numericamente per mezzo di un algoritmo esplicito di Runge-Kutta. Il calcolo, com'è noto, procede verso monte se la corrente è lenta, verso valle se è veloce. Il passaggio dalla condizione di corrente lenta alla condizione di corrente veloce nel senso del moto avviene in modo continuo passando per la condizione critica. Il passaggio inverso si manifesta attraverso la localizzazione automatica del risalto idraulico con conseguente calcolo delle altezze coniugate.

È inoltre da osservare che, essendo spesso le sezioni rilevate irregolarmente distribuite lungo l'alveo, con distanze reciproche anche rilevanti, nel processo di integrazione numerica è necessario adottare passi Δx di integrazione più piccoli della lunghezza dei tronchi individuati tra le sezioni considerate. Nel programma di calcolo adottato vengono pertanto generate automaticamente ad ogni Δx delle nuove sezioni "fittizie" con caratteristiche geometriche ed idrauliche interpolate linearmente, in funzione dell'ascissa, tra quelle note delle sezioni reali. I profili di pelo libero e le corrispondenti grandezze geometriche ed idrauliche della corrente sono riportati nei tabulati posti al termine del paragrafo.

**A.2 PROFILO DI MOTO PERMANENTE PER LA PORTATA
CRITICA DI 400 m³/s**



| PUNTI DI RIFERIMENTO | QUOTE TERRENO (m) | DISTANZE PARZIALI (m) | DISTANZE PROGRESSIVE (m) |
|----------------------|-------------------|-----------------------|--------------------------|
| 30 | 982.30 | 70.13 | 792.82 |
| 29 | 963.80 | 39.94 | 722.690 |
| 28 | 949.20 | 39.79 | 682.750 |
| 27 | 934.90 | 40.18 | 642.960 |
| 26 | 920.00 | 39.91 | 602.780 |
| 25 | 906.00 | 40.16 | 562.87 |
| 24 | 891.50 | 40.07 | 522.71 |
| 23 | 880.00 | 56.54 | 482.64 |
| 22 | 863.40 | 37.50 | 426.10 |



| PUNTI DI RIFERIMENTO | 22 | 21 | 20 | 19 | 18 | 17 | 16 | 15 | 14 | 13 | 12 | 11 | 10 | 9 | 8 | 7 | 6 | 5 | 4 | 3 | 2 | 1 |
|--------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|------|
| QUOTE TERRENO (m) | 849.40 | 841.10 | 843.70 | 843.70 | 829.20 | 824.20 | 819.30 | 814.20 | 809.00 | 803.90 | 799.00 | 794.30 | 789.10 | 784.10 | 780.00 | 776.00 | 772.70 | 778.50 | 767.00 | 763.40 | 760.00 | |
| DISTANZE PARZIALI (m) | 37.50 | 34.19 | 13.78 | 7.20 | 11.59 | 20.79 | 21.06 | 21.11 | 20.92 | 20.61 | 21.12 | 21.16 | 20.57 | 23.65 | 20.10 | 17.55 | 22.84 | 23.43 | 17.22 | 18.94 | 10.77 | |
| DISTANZE PROGRESSIVE (m) | | 388.60 | 354.41 | 340.63 | 333.43 | 321.84 | 301.05 | 279.99 | 258.88 | 237.96 | 217.35 | 196.23 | 175.07 | 154.50 | 130.85 | 110.75 | 93.20 | 70.36 | 46.93 | 29.71 | 10.77 | 0.00 |