

INTERREG III A 2000 - 2006  ITALIA - SLOVENIA 



**PROGETTO F.R.A.N.E.**



REGIONE AUTONOMA  
FRIULI VENEZIA GIULIA

Regione Autonoma Friuli Venezia Giulia  
Direzione centrale risorse agricole, naturali, forestali e montagna

Servizio territorio montano e manutenzioni

## **F.R.A.N.E.**

Foreste: Recupero Ambientale Naturalistico Ecologico

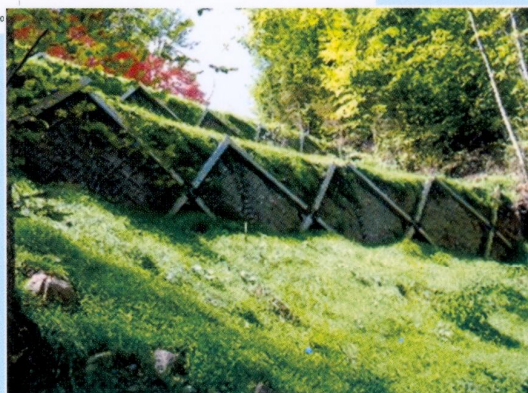
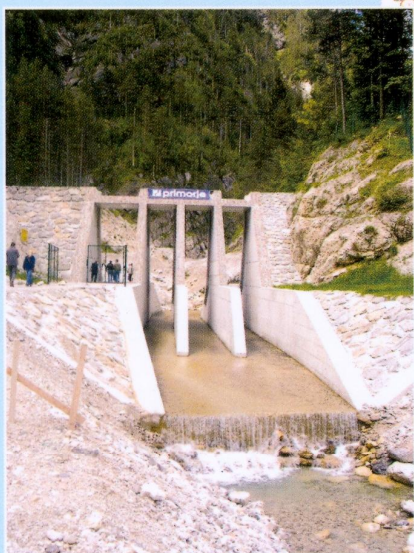
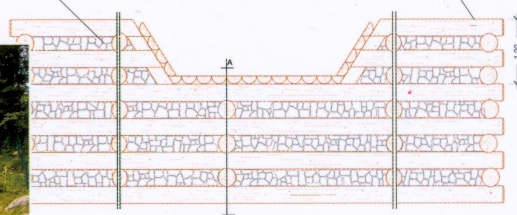
### **LINEE-GUIDA**

per la mitigazione del rischio idrogeologico

#### BRIGLIE IN LEGNAME E PIETRAMME PROSPETTO FRONTALE

PIETRAMME DI TAMPONAMENTO

TONDAME SCORTECCIATO Ø25/35



# Criteri di progetto delle difese longitudinali nei corsi d'acqua montani

ALESSANDRO COCCOLO  
CP Ingegneria Consulting Engineers  
via Roma 274 – 33013 Gemona del Friuli (UD)

## Introduzione

Le opere longitudinali per la sistemazione dei corsi d'acqua sono principalmente utilizzate per i seguenti scopi:

- protezione delle sponde da fenomeni di erosione e/o instabilità di versante;
- controllo della divagazione degli alvei e/o delimitazione dell'alveo ordinario;
- difesa dalle inondazioni.

Esse sono realizzate in aderenza alle sponde naturali esistenti, le quali divengono pertanto inderodibili a seguito della loro costruzione, e possono presentare dimensioni e sviluppo anche rilevanti, tali da richiedere in alcuni casi l'attivazione di procedure di Valutazione di Impatto Ambientale.

In riferimento alla opportunità di una loro realizzazione, è opportuno ribadire preliminarmente alcuni concetti fondamentali:

- la pericolosità idraulica di un territorio rivierasco è intimamente legata al transito delle onde di piena nel corso d'acqua. Tali onde si formano nel bacino idrografico, ove l'afflusso meteorico interagisce con il materiale di versante, e si propagano in alveo secondo meccanismi tra loro interconnessi, responsabili dei fenomeni di traslazione e di laminazione delle onde stesse;
- la pericolosità idraulica non corrisponde al rischio idraulico, il quale, per essere definito, necessita di una esposizione di beni vulnerabili ad una situazione di pericolo. Ne consegue che una zona pericolosa non necessariamente è una zona a rischio, ma lo può divenire a causa di interventi antropici.

Ciò detto si deve osservare che erosioni, divagazioni d'alveo ed inondazioni sono fenomeni naturali da sempre esistenti. Il bisogno di realizzare opere di difesa longitudinale, canalizzando di conseguenza i corsi d'acqua, ha sempre origine antropica, in quanto l'uomo, spesso a causa di inopportune scelte di pianificazione urbanistica, si trova ad "interagire" con l'alveo attivo e con le fasce fluviali di pertinenza. Questo fatto ha prodotto in passato, e purtroppo anche ai giorni nostri, la progressiva riduzione delle aree a disposizione delle onde di piena per sviluppare la propria componente di laminazione, inducendo un incremento della velocità di propagazione dei deflussi ed una riduzione della dissipazione energetica durante il moto. In definitiva ciò comporta una tendenza all'irripidimento degli idrogrammi di piena ed un indiretto incremento della pericolosità idraulica a valle degli interventi, la cui effettiva necessità ed impatto andrebbero pertanto sempre attentamente valutati.

Nell'ambito della presente memoria si delineeranno sommariamente i parametri tecnici da analizzare al fine del progetto delle opere (Figura 1), quali tirante idrico ( $Y$ ), profondità di imposta della fondazione ( $H$ ), capacità portante ( $\sigma$ ) e stabilità del terreno ( $\tau$ ), resistenza strutturale del manufatto. Successivamente si riporteranno alcune situazioni di inefficacia degli interventi riscontrate nella rete idrografica del territorio montano friulano, cercando di trarre informazioni e suggerimenti utili ai fini progettuali.

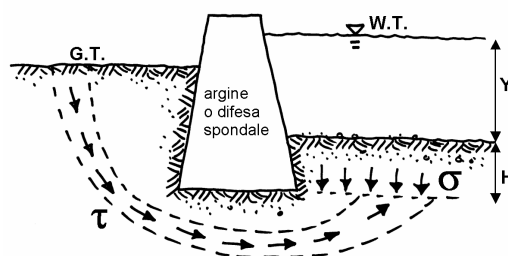


Figura 1: Schema di difesa longitudinale.

## I parametri tecnici di dimensionamento delle opere

### Il tirante idrico

Per gli scopi pratici progettuali, ai fini del dimensionamento delle opere di difesa longitudinale è generalmente sufficiente fare riferimento alla portata di picco degli idrogrammi di piena di progetto di definita ricorrenza, in quanto il progetto di tale tipologia di interventi, a meno che non ci si riferisca ad arginature di serbatoi di laminazione, non coinvolge i volumi d'acqua defluiti durante un evento alluvionale. A tale scopo, la carenza di misure dirette di portata in territorio montano e conseguentemente di serie storiche adeguatamente significative in senso statistico, induce a fare ricorso a:

- modelli di trasformazione afflussi-deflussi [Moisello, 1999], derivando i valori di portata di interesse a partire dalla rete di misure pluviometriche diffuse sul territorio, caratterizzata da maggiore numerosità e interpolabilità spaziale, mediante idonee tecniche trasformazione contenenti i seguenti passaggi fondamentali:
  1. definizione dello idrogramma di progetto;
  2. definizione del modello di assorbimento del terreno;
  3. definizione del modello dinamico di trasporto, finalizzato alla determinazione dell'idrogramma di piena per la assegnata sezione di chiusura del bacino;
  4. assunzione della portata di picco dell'idrogramma quale portata di progetto.
- tecniche di regionalizzazione idrologica [Villi e Bacchi, 2001], in cui si definiscono raggruppamenti di bacini idrografici con comuni caratteristiche nei riguardi dei fenomeni di piena, denominati zone omogenee. Nell'ambito di tali ambiti territoriali la portata di progetto ad assegnato tempo di ritorno viene stimata direttamente attraverso il prodotto tra la "portata indice", coincidente con la media dei colmi di piena della varie stazioni idrometriche costituenti la zona omogenea, ed il parametro denominato "fattore di crescita", riferito al tempo di ritorno prescelto.

Le tecniche idrologiche suesposte trascurano tuttavia un elemento fondamentale della dinamica torrentizia montana, costituito dal fenomeno dell'interazione degli afflussi meteorici con i versanti del bacino idrografico, e successivamente dei deflussi con il corpo idrico superficiale, per sua natura a fondo mobile. In considerazione di ciò le correnti di piena quasi sempre mostrano sensibile presenza di trasporto solido, o addirittura assumono integralmente la forma di vero e proprio trasporto di massa (*debris flow*). Frequenti sono anche i casi di correnti a comportamento "ibrido", i cosiddetti deflussi iper-concentrati (*hyperconcentrated flows*) [Costa e Fleisher, 1984]. Nel caso del trasporto solido propriamente detto [Armanini, 1999] il moto del materiale incoerente è originato dalle interazioni meccaniche tra i sedimenti e la corrente, mantenendo tuttavia quest'ultima le proprie caratteristiche idrauliche "classiche". Nelle situazioni di trasporto di massa [Seminara e Tubino, 1993; Armanini *et al.*, 2002] il comportamento del fronte d'onda è invece basato sulla dinamica dei miscugli bifase solido-fluido, in cui l'acqua assume l'essenziale ruolo di fluidificante. In ogni caso l'effetto della presa in carico di sedimenti da parte della corrente è quello di un incremento della portata di picco, che con specifico riferimento al trasporto di massa dipende significativamente dal meccanismo di innesco della colata [Coccolo, 2001].

Nota la portata di progetto, all'occorrenza convenzionalmente amplificata per tenere in conto degli effetti di trasporto solido, al fine di definire l'altezza strutturale che l'opera di difesa dovrà possedere è necessario procedere al tracciamento del profilo idrico della corrente, in un conveniente tratto di corso d'acqua includente la zona di intervento. Dalla profondità della corrente potrà di conseguenza desumersi l'altezza dell'opera mediante l'applicazione di un adeguato franco di sicurezza sommitale ai tiranti calcolati, commisurato alla importanza strategica della difesa in progetto.

Con riferimento al tracciamento dei profili di moto, è necessario ribadire alcuni fondamentali concetti.

In primo luogo va ricordato che il contenuto energetico  $E$  di una corrente può essere quantificato attraverso l'energia totale posseduta rispetto al fondo, tramite la

$$E = Y + \frac{\alpha \cdot U^2}{2 \cdot g} = Y + \frac{\alpha \cdot Q^2}{2 \cdot g \cdot \Omega^2}$$

in cui  $Y$  indica la profondità,  $\Omega$  l'area bagnata,  $Q$  la portata,  $U$  la velocità media,  $\alpha$  il coefficiente cinetico. Per un dato valore di energia, la funzione  $Q=Q(Y)$  assume andamento parabolico, ed ammette un massimo di portata (stato critico) in corrispondenza a  $Y_c=k \cdot E$  ( $k=0.67$  per sezione rettangolare). La altezza  $Y_c$  per cui si ha la massima portata si definisce "altezza critica". Le correnti che si svolgono con  $Y > Y_c$  sono dette "correnti lente", o "fluviali", mentre le correnti che si svolgono con  $Y < Y_c$  sono dette "correnti veloci" o "torrentizie".

Oltre al contenuto energetico, nello studio della correnti a cielo libero particolarmente importante risulta essere la classificazione delle stesse rispetto alle caratteristiche possedute dal moto. Si parla di moto uniforme quando le linee di corrente si presentano sensibilmente rettilinee e parallele, con velocità e pressione indipendenti dalle coordinate temporali e spaziali di riferimento. In tale situazione il profilo di moto è costante nel tempo e parallelo al fondo dell'alveo. Ciò posto, assegnata portata e caratteristiche dell'alveo, ad ogni pendenza del fondo è univocamente associata una profondità di moto uniforme. La pendenza del fondo  $i_f$  che consente il transito della portata con l'altezza critica è detta pendenza critica  $i_c$ , e gli alvei con pendenza del fondo  $i_f > i_c$  sono detti alvei torrentizi. Per essi si ha  $Y < Y_c$  e le correnti uniformi sono veloci. Viceversa gli alvei con pendenza del fondo  $i_f < i_c$  sono detti alvei fluviali, per essi si ha  $Y > Y_c$  e le correnti uniformi sono lente.

Qualora il profilo della corrente rimanga costante nel tempo ma perda il parallelismo rispetto al fondo dell'alveo, si parla invece di moto permanente. In tale situazione il profilo di moto assume la denominazione di profilo di rigurgito (o alternativamente profilo di chiamata), e viene frequentemente intervallato da fenomeni di dissipazione localizzata non graduale della corrente, chiamati risalti idraulici (cfr. Figura 2).



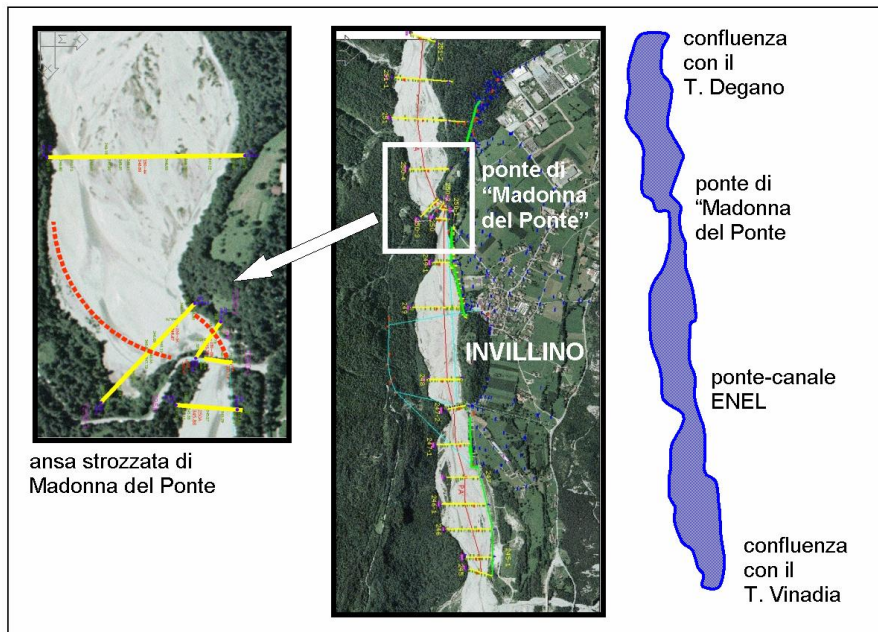
*Figura 2: Ponte di Braulins sul fiume Tagliamento (UD): risalto a valle del manufatto in occasione dell'evento di piena del 21-22 giugno 1996.*

E' importante osservare che l'equazione che descrive i profili di moto permanente è una equazione differenziale ordinaria del primo ordine, e necessita quindi di una sola condizione al contorno (profondità  $Y$  imposta in una opportuna sezione di controllo) per la propria integrazione. Se la profondità imposta  $Y$  è inferiore alla profondità critica  $Y_c$  (corrente veloce), l'influenza di tale condizione si manifesta a valle della sezione considerata, e pertanto la sezione di controllo va localizzata a monte. Viceversa se la profondità imposta è superiore alla profondità critica (corrente lenta), l'influenza di tale condizione si manifesta a monte della sezione considerata e la sezione di controllo va posta a valle.

Fatti questi opportuni richiami teorici si deve rilevare che la continua variabilità morfologica degli alvei torrentizi montani rende di fatto irrealizzabile la condizione di moto uniforme durante il transito delle correnti, le quali, per un fissato livello di portata, possono continuamente alternarsi tra stato

lento o veloce, divenire critiche, presentare risalti o altri effetti localizzati non monodimensionali (es. vertici ad asse verticale).

A tale proposito si ritiene significativo riportare in Figura 3 la planimetria di un tratto del fiume Tagliamento in adiacenza all'abitato di Invillino (Villa Santina, UD). Si può osservare la lunga sequenza di allargamenti e restringimenti spondali, ed in particolare l'ansa strozzata posta in corrispondenza al ponte in località "Madonna del Ponte", in cui la larghezza dell'alveo si restringe bruscamente di un fattore superiore a 10 e la corrente è ben lungi da assumere le caratteristiche di moto uniforme.



**Figura 3:** Andamento planimetrico del fiume Tagliamento in adiacenza all'abitato di Invillino (UD).

La generale non comparsa di correnti uniformi in ambito montano trova ricaduta sostanziale sulle modalità di modellazione idraulica, in quanto deve indurre a considerare inattendibile qualsiasi considerazione sull'altezza di moto condotta sulle singole sezioni trasversali del torrente e sulle locali pendenze dell'alveo. Per gli scopi pratici progettuali la realtà fisica del problema potrà invece cogliersi derivando i profili di moto attraverso analisi a moto permanente basate sulla portata di picco degli idrogrammi di progetto a definita ricorrenza, utilizzando all'evenienza collaudati codici di calcolo automatico.

### **La profondità della fondazione**

La profondità di imposta delle difese spondali  $H$  è intimamente correlata ai fenomeni erosivi che si instaurano all'interno dei corsi d'acqua ad alveo mobile, siano essi erosioni generalizzate del fondo o morfologie derivanti da migrazioni di barre alternate, macro-forme di fondo tipiche degli alvei alluvionali caratterizzati dalla presenza di trasporto solido. Al fine di scongiurare il collasso delle opere, essa deve risultare maggiore della profondità di escavazione prodotta dalla dinamica d'alveo.

### **IL FENOMENO DELL'EROSIONE GENERALIZZATA**

L'erosione generalizzata di un tronco d'alveo è un fenomeno dipendente dalla capacità di trasporto dello stesso. Quest'ultimo parametro esprime la massima quantità di sedimenti che la corrente riesce a trasportare, e dipende dalla portata liquida e dalla morfologia dell'alveo. Questa condizione richiede che sia disponibile una quantità di materiale in grado di saturare tale capacità. In caso contrario la corrente trasporta tutto ciò che trova, e la portata solida effettiva non coincide con la capacità di trasporto; in altre parole la corrente potrebbe trasportare di più, e il corso d'acqua tende a "compensare" il deficit mettendo in gioco il proprio patrimonio sedimentologico. L'incremento di capacità di trasporto in un tronco d'alveo e/o la mancanza di apporti solidi da monte, frequentemente indotta da sconsiderate estrazioni di materiale litoide in tratti

“apparentemente” alluvionati, può risultare tale da indurre uno stato di sofferenza del tratto d’asta, evidenziato dall’instaurarsi di fenomeni erosivi in grado di mettere in crisi le opere di difesa longitudinali eventualmente presenti.

Qualora si ricerchi una semplice valutazione dell’ordine di grandezza del fenomeno, in alternativa all’utilizzo di complessi modelli matematici sull’evoluzione dell’alveo mobile, si può, con la dovuta cautela, fare ricorso a formulazioni semi-empiriche, miranti a stimare direttamente lo stato finale dell’asta.

In tale ottica si può in sostanza affermare che la profondità “di equilibrio” di un processo erosivo, corrispondente all’arresto del fenomeno e alla conseguente stabilizzazione del tirante idrico, si instaura quando la velocità media reale del fluido  $U_R$  eguaglia la velocità media massima di non erosione nel materiale del letto  $U_E$ .

$$U_R = U_E$$

Per la determinazione di  $U_R$  si può fare riferimento alla formulazione di Maza-Alvarez [Schreider *et al.*, 2001] secondo cui si ha:

$$U_R = \left(\frac{Q}{B}\right) \cdot \frac{\left(\frac{d_0}{d_m}\right)^{5/3}}{d_s}$$

In tale relazione  $Q$  indica la portata,  $B$  la larghezza media della sezione trasversale,  $d_0$  la profondità massima pre-erosione,  $d_m$  la profondità media pre-erosione,  $d_s$  la profondità post-erosione.

La velocità di non erosione  $U_E$  può essere invece stimata a partire dalla formulazione di Chezy, introducendo un opportuno criterio di incipiente movimento dei grani e una adeguata legge di scabrezza del fondo alveo. Utilizzando una scabrezza secondo Strickler si perviene, dopo alcuni passaggi, alla:

$$U_E = 26 \cdot \left(\frac{d_s}{D_{90}}\right)^{1/6} \cdot (\theta_c \cdot \Delta \cdot D)^{1/2}$$

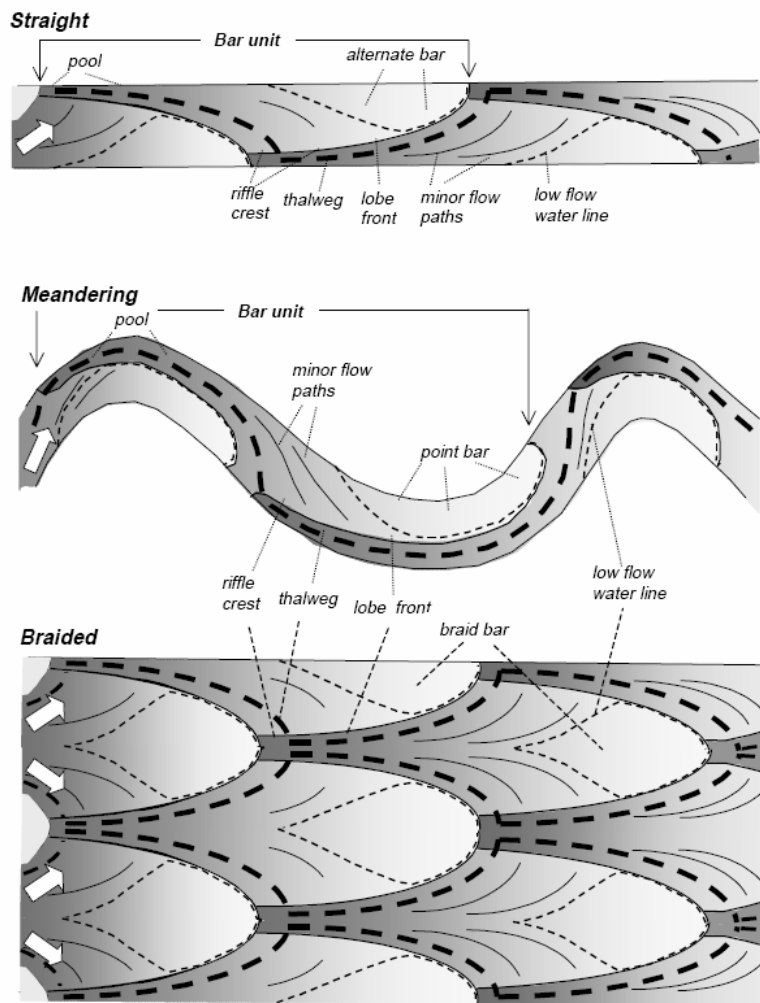
in cui  $\theta_c$  esprime l’indice di mobilità critico (esso dipende dal criterio utilizzato: Shields (0.06), Meyer-Peter e Müller (0.047)),  $\Delta$  la densità relativa del grano immerso,  $D$  il diametro rappresentativo del materiale d’alveo (usualmente  $D_{50}$  per alvei montani). La eguaglianza  $U_R=U_E$  può venire successivamente risolta per iterazioni successive fino a convergenza su un valore finale della profondità  $d_s$ . Noto tale valore, la stima dell’ordine di grandezza della escavazione  $S$  può condursi attraverso la

$$S = d_s - d_0$$

#### IL FENOMENO DELLE BARRE ALTERNATE

Le barre alternate sono macro-forme di fondo tipiche degli alvei alluvionali, caratterizzate da dimensioni longitudinali (*bar unit*) dello stesso ordine di grandezza della larghezza del canale, e in grado di produrre escavazioni della stessa entità della profondità media della corrente (cfr. Figura 4). Esse consistono in onde di sedimenti che migrano verso valle, dando luogo ad una sequenza alternata di zone di scavo e deposito lungo le sponde del corso d’acqua [Bunte e Abt, 2001]. Se durante il loro movimento raggiungono il piede di un’opera di difesa longitudinale può accadere che la loro profondità sia maggiore a quella del piano di posa delle fondazioni dell’opera, e che questa venga scalzata al piede. A differenza dei fenomeni di erosione generalizzata, la formazione di barre è associata alla presenza di trasporto solido, con prevalenza di trasporto al fondo. La dimensione trasversale caratteristica di tale macro-forma di fondo è la altezza della barra  $H_{BM}$  valutata nell’ambito della *bar unit*, pari alla distanza tra il massimo e minimo livello del fondo alveo (o in alternativa  $H_B$  se valutata all’interno di una sezione trasversale generica). A partire da  $H_{BM}$  (o da  $H_B$ ) può successivamente stimarsi la escavazione  $S$  al disotto della quota media del fondo alveo attraverso una opportuna frazione dell’altezza della barra [Del Giudice *et al.*, 2004]. Se l’alveo risulta molto largo le barre tendono a disporsi su più file, dando luogo a configurazioni di fondo più complesse (barre multiple) per le quali non sono disponibili a tutt’oggi studi sistematici e

relazioni in grado di valutare la profondità di scavo. Le prime osservazioni sperimentali a riguardo sembrano comunque confermare lo stesso ordine di grandezza delle barre alternate.



**Figura 4:** Morfologia delle macro-forme di fondo (da Bunte e Abt, 2001).

La stima della profondità di escavazione può essere condotta per mezzo di quattro formulazioni, di cui tre desunte su base sperimentale tramite esperienze di laboratorio [Kishi, 1980; Jaeggi, 1984; Ikeda, 1984], e una ottenuta mediante modellazione matematica [Colombini *et al.*, 1987].

Secondo Kishi, detta  $B$  la larghezza media del canale, si ha:

$$H_{BM} = \frac{B}{20} \quad S = 0.76 \cdot H_{BM}$$

Chiamata inoltre  $h$  la profondità media della corrente,  $i$  la pendenza media dell'alveo,  $u^*$  la velocità di attrito della corrente e  $u^*_{cr}$  il suo valore critico, la condizione di applicabilità di tale relazione è la fornita dalla:

$$1.35 \cdot \left( \frac{B \cdot i}{h_0} \right)^{0.40} < \frac{u^*}{u^*_{cr}} < 2.81 \cdot \left( \frac{B \cdot i}{h_0} \right)^{0.40}$$

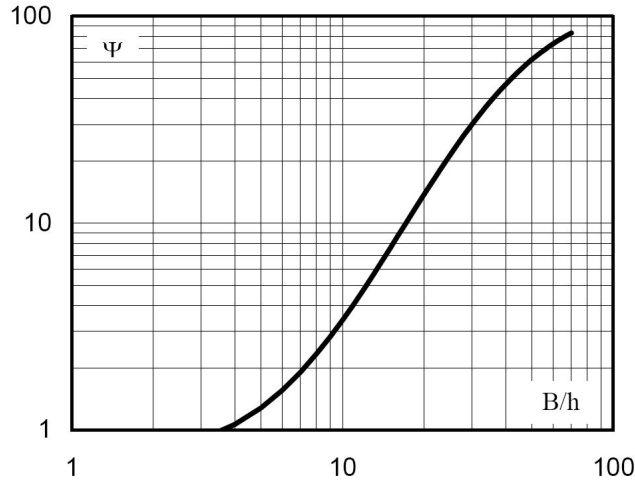
In seguito agli esperimenti di laboratorio condotti, indicato con  $n$  la scarpa delle sponde e  $d_{50}$  il diametro medio della distribuzione granulometrica d'alveo, Jaeggi ha derivato la profondità di escavazione attraverso la seguente relazione da risolversi per iterazioni successive:

$$B' = B - 2 \cdot n \cdot S \quad Z = \frac{B'}{d_{50}} \quad S = \frac{B'}{6 \cdot Z^{0.15}}$$

L'ultima relazione dedotta su base sperimentale è dovuta ad Ikeda, valida per  $4 < B/h < 70$ , secondo la quale:

$$S = 0.75 \cdot h \cdot \left( \frac{B}{d_{84}} \right)^{-0.45} \cdot \psi(B/h)$$

con l'ovvio significato dei simboli ed in cui il parametro  $\psi(B/h)$  è ricavabile dalla Figura 5.



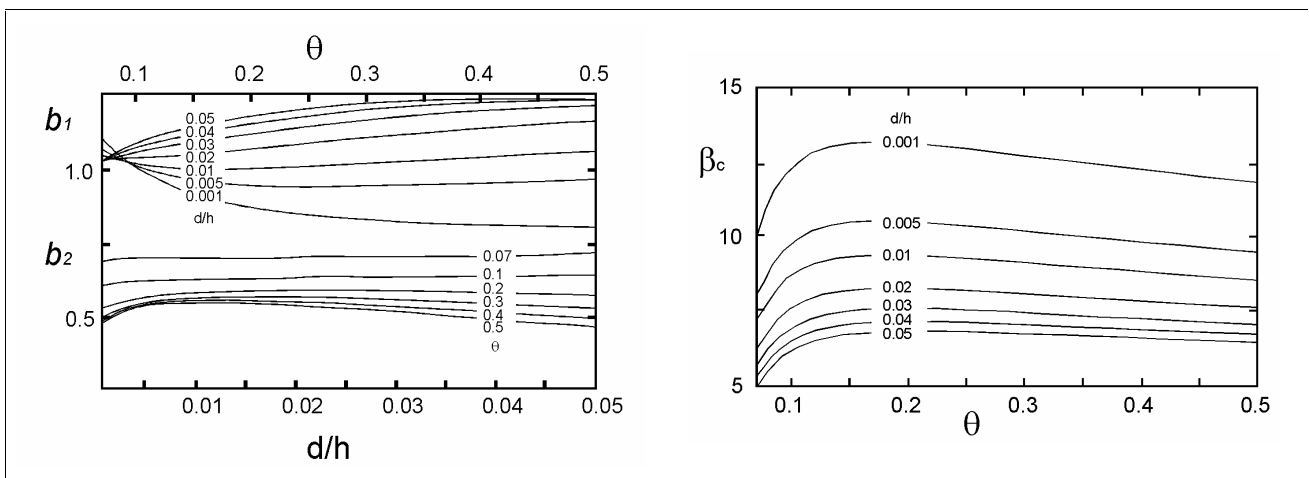
**Figura 5:** Parametro  $\psi(B/h)$  (ridisegnato da Ikeda, 1984).

La sola relazione disponibile su base teorica per valutare la profondità di escavazione nell'ambito della propagazione di barre alternate è proposta da Colombini, Seminara e Tubino (1987), nel caso di canale rettilineo a sponde non erodibili. Gli autori forniscono la seguente espressione:

$$S = 0.57 \cdot h \cdot \left[ b_1 \cdot \left( \frac{B - \beta_c}{2 \cdot h - \beta_c} \right)^{0.5} + b_2 \cdot \left( \frac{B - \beta_c}{2 \cdot h - \beta_c} \right) \right]$$

in cui i coefficienti  $b_1$ ,  $b_2$ ,  $\beta_c$  sono ricavabili dalla Figura 6, in funzione del parametro di Shields  $\theta$  e del rapporto  $d/h$  tra il diametro del materiale d'alveo ritenuto rappresentativo e la profondità della corrente, e la condizione di applicabilità è fornita dalla:

$$\beta_c < \frac{B}{2 \cdot h} < 2 \cdot \beta_c$$



**Figura 6:** Parametri  $b_1$ ,  $b_2$ ,  $\beta_c$  (ridisegnato da Colombini et al., 1987).



Circa la effettiva adattabilità ai casi reali delle singole formulazioni citate si rimanda al recente contributo di Del Giudice et al., (2004).

Con riferimento al fenomeno delle barre alternate, va infine ricordato che le macro-forme non rimodellate dalle fasi calanti delle piene sono frequentemente soggette a rapida crescita di vegetazione spontanea. Questa tendenza risulta oltremodo pericolosa in territorio montano in quanto riduce drasticamente l'alveo attivo, limitando la capacità di smaltimento delle sezioni, e favorisce l'incanalamento forzato dei filoni della corrente verso le sponde, con conseguente amplificazione della attività erosiva su di esse. Il medesimo problema si presenta frequentemente a monte e a valle degli attraversamenti, in corrispondenza alle pile in alveo.

### La resistenza strutturale

#### DIFESE IN MASSI DA SCOGLIERA

Nella realizzazione delle difese spondali formate da massi si dovrà porre cura nell'utilizzare elementi caratterizzati da adeguata dimensione e maggior peso specifico possibile, con assenza di cappellaccio superficiale, piani di sfaldamento o altre discontinuità, provenienti dal roccia non geliva o friabile, di colore prossimo a quella degli affioramenti presenti in zona.

Per quanto attiene alla dimensione rappresentativa dei massi, essa può essere valutata secondo due procedimenti. Il primo ottenuto adattando opportunamente la classica teoria di Shields del moto incipiente, il secondo utilizzando i risultati sperimentali di Armanini e Scotton (1995).

Con riferimento alla teoria di Shields, il primo passo da compiere è quello di definire le caratteristiche idrauliche del moto nella zona interessata dalla realizzazione della opere, determinando, mediante idonei modelli in regime stazionario, il tirante  $Y$  associato alla portata di progetto  $Q$  e alla scabrezza d'alveo  $K_s$  assunta, nonché la pendenza della linea dell'energia  $j$ . Con tali valori è possibile derivare lo sforzo di trascinamento  $\tau_0$  nella zona ritenuta critica, a partire dallo sforzo al fondo e sulla base del coefficiente correttivo  $\xi$  dipendente dal tirante e dalla larghezza dell'alveo (cfr. Figura 7).

$$\tau_0 = \xi(B, Y) \cdot [\gamma_w \cdot Y \cdot j]$$

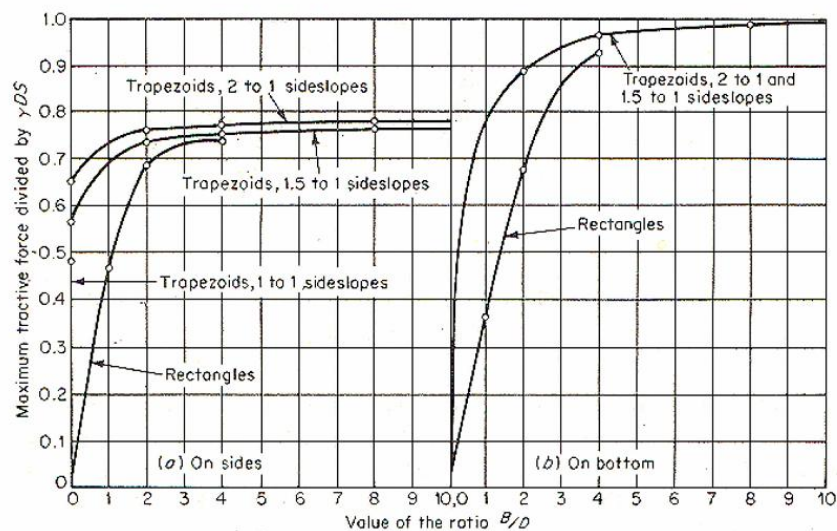


Figura 7: Valori del coefficiente  $\xi$  in funzione del rapporto d'aspetto  $B/Y$  della sezione (da Chow, 1973).

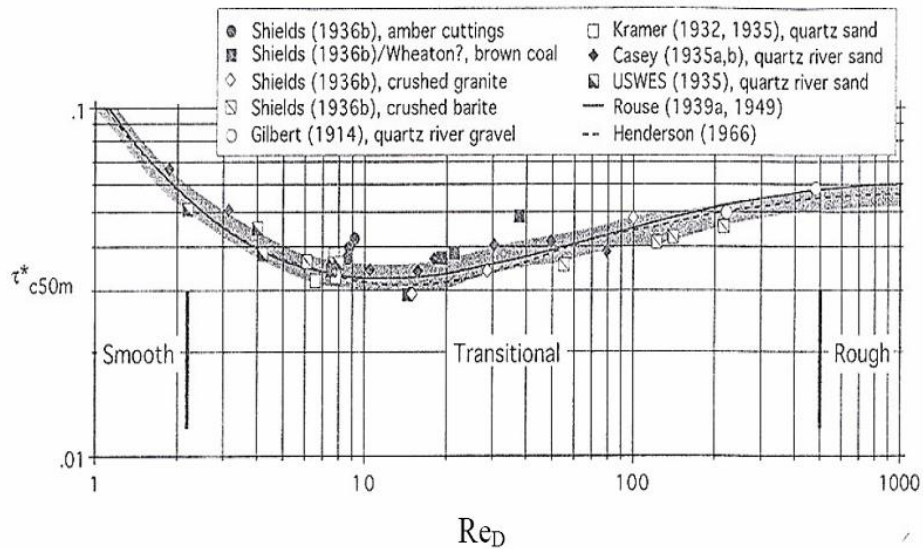
Successivamente, fissato il diametro dei massi  $D$  di primo tentativo, si determina la velocità di attrito del grano  $u^*$

$$u^* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho_w}}$$

ed il corrispondente numero di Reynolds  $Re^*$  ( $\gamma_w$ ,  $\rho_w$ ,  $\nu_w$  rappresentano rispettivamente peso specifico, densità e viscosità cinematica dell'acqua)

$$Re^* = \frac{u^* \cdot D}{\nu_w}$$

sulla base del quale, dall'abaco di Shields (Shields, 1936), si deriva il valore base del parametro di mobilità critico  $\theta_c$  (cfr. Figura 8).



**Figura 8:** Abaco di Shields.

Tale parametro va opportunamente corretto al valore  $\theta_c^*$  al fine di tenere conto, anche contemporaneamente, di:

- pendenza del fondo alveo (prodotto di  $\theta_c$  per il coefficiente  $K_1$ );
- pendenza delle sponde (prodotto di  $\theta_c$  per il coefficiente  $K_2$ );
- bassa sommergenza (tirante comparabile con la dimensione del materiale d'alveo).

Posti  $\phi$  l'angolo d'attrito del materiale e  $\alpha$  l'inclinazione del fondo alveo sull'orizzontale, per il coefficiente  $K_1$  viene suggerita la seguente determinazione

$$K_1 = \cos \alpha - \frac{\sin \alpha}{\tan \phi}$$

mentre il coefficiente  $K_2$  può stimarsi alternativamente secondo la

$$K_2 = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \beta}{\sin^2 \phi}}$$

oppure la

$$K_2 = \cos \beta \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \beta}{\tan^2 \phi}}$$

in cui  $\beta$  rappresenta l'inclinazione della sponda sull'orizzontale.

L'effetto di bassa sommergenza può invece venire considerato calcolando direttamente il parametro di Shields corretto mediante la formulazione proposta da Armanini e Scotton (1995):

$$\theta_c^* = 0.06 \cdot \left( 1 + 0.67 \cdot \sqrt{\frac{D}{Y}} \right)$$

A questo punto, noto  $\theta_c^*$ , può determinarsi il minimo diametro di grano stabile  $D'$  mediante la

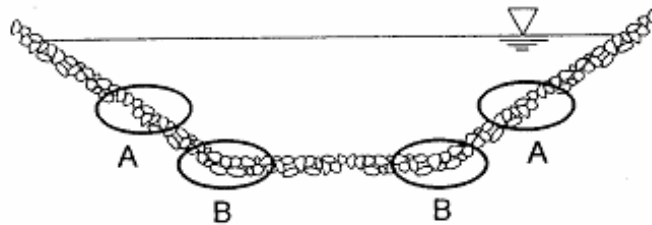
$$D' = \frac{(u^*)^2}{g \cdot \Delta \cdot \theta_c^*}$$

Il processo viene quindi iterato fino alla convergenza  $D \leftrightarrow D'$ . Al valore così trovato è opportuno applicare un idoneo fattore di sicurezza  $FS > 1$ .

La dimensione dei massi da utilizzarsi nelle difese spondali può venire derivata anche dagli studi sperimentali condotti da Armanini e Scotton (1995). Tali ricercatori hanno studiato su modello fisico in scala ridotta il comportamento di protezioni spondali in massi sciolti, assumendo le seguenti configurazioni geometriche:

- rapporto tra il diametro dei massi da scogliera  $D$  e il diametro caratteristico del materiale d'alveo  $d$  variabile nel campo  $1 < D/d < 3.3$ ;
- presenza di palancola al piede della difesa spondale;
- presenza di opera in calcestruzzo al piede della difesa spondale.

L'indagine sperimentale ha consentito di individuare le condizioni di destabilizzazione in corrispondenza delle zone A e B della Figura 9,

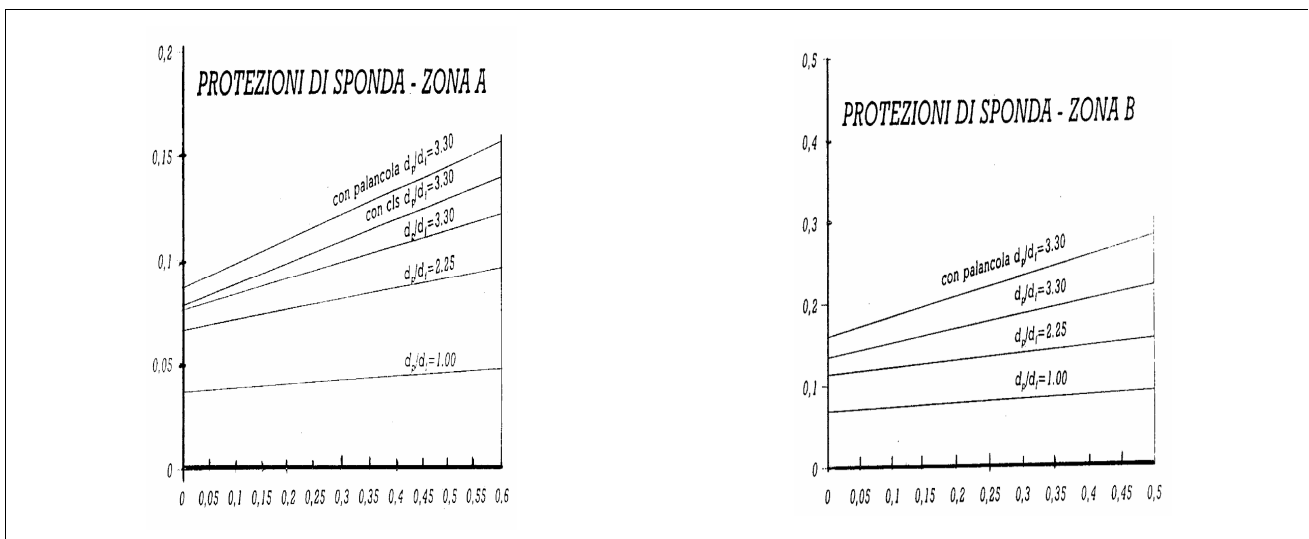


**Figura 9:** Zone di importanza per la difesa spondale con massi sciolti (da Armanini e Scotton, 1995).

in funzione di due raggruppamenti adimensionali

$$X_A = \frac{d}{Y} \quad Y_A = \left[ \frac{\xi(B, Y) \cdot \gamma_w \cdot Y \cdot j}{(\gamma_s - \gamma_w) \cdot d} \right] \cdot \left[ \frac{\tan \phi}{\tan \phi \cdot \cos \alpha - \sin \alpha} \right]$$

Tramite opportuni abachi (cfr. Figura 10), noti  $X_A$  e  $Y_A$  è possibile determinare il rapporto  $D/d$  cercato. Anche in questo caso al valore di  $D$  così determinato è opportuno applicare un idoneo fattore di sicurezza  $FS > 1$ .



**Figura 10:** Abachi per la determinazione del tipo di protezione spondale con massi sciolti (da Armanini e Scotton, 1995).

In linea generale è possibile affermare che entrambe le formulazioni proposte per la determinazione delle dimensioni dei massi da utilizzarsi nelle difese spondali forniscono risultati caratterizzati da ampia variabilità. Va tuttavia osservato che sul campo molto raramente si riscontrano lesioni o disfacimenti di opere causati da insufficiente dimensione dei massi, prevalendo in alternativa forme di collasso essenzialmente innescate da erosioni al piede (insufficiente profondità di imposta H) e/o inadeguate modalità costruttive. Si può in definitiva concludere che le dimensioni D dei blocchi usualmente utilizzate nella pratica costruttiva corrente risultano in un certo senso “collaudate” dalle innumerevoli esperienze sul campo, e che pertanto, dal punto di vista progettuale, tale parametro riveste una importanza minore rispetto alla profondità di imposta H e agli altri dettagli costruttivi.

#### ARGINI CON STRUTTURA PORTANTE IN CALCESTRUZZO ARMATO

Le recenti tendenze della normativa europea in ambito strutturale si indirizzano decisamente verso metodi di calcolo basati su un approccio semiprobabilistico secondo il metodo degli stati limite, codificati e dettagliati in nove documenti denominati Eurocodici (EC1-...-EC9).

Pur riconoscendo la presente memoria non adatta per un approfondimento spinto del tema, giova ricordare che si definiscono “stati limite” quelle situazioni in cui la struttura non soddisfa più le richieste di prestazione, cioè:

- essa non è più adeguata all'uso e alla funzionalità per cui è stata concepita (stati limite di esercizio SLS);
- essa non risulta più in grado di sopportare tutte le azioni e influenze esterne che si verificano durante l'uso (stati limite di collasso ULS).

Lo studio degli stati limite viene condotto secondo il metodo dei fattori di sicurezza parziali, in cui si attribuiscono alle azioni e ai parametri di resistenza dei materiali dei valori cautelativi rispetto a quelli che possono essere considerati rappresentativi.

Nel caso specifico dei muri di sponda in calcestruzzo armato, si può fare riferimento ai seguenti documenti e alle indicate verifiche progettuali:

- Eurocodice 1 (regole generali);
  - ULS –SLS; definizione delle azioni di progetto “permanenti”, “variabili” ed “accidentali” e loro combinazioni, con particolare riguardo alla eventuale contemporaneità tra azione dell'acqua e azione sismica;
- Eurocodice 2 (calcestruzzo armato);
  - ULS; verifiche a pressoflessione e taglio della struttura in elevazione;
  - ULS; verifiche a flessione della suola in elevazione, anche con riferimento a meccanismi tipo “tirante-puntone” in presenza di pali o ancoraggi;
  - ULS; verifiche a taglio e punzonamento della suola di fondazione;
  - ULS; verifiche dei meccanismi di trasferimento degli sforzi (aderenza o specifiche attrezzature) in presenza di pali o ancoraggi;
  - SLS; controllo tensionale in fondazione ed elevazione;
  - SLS; controllo fessurazione in fondazione ed elevazione.
- Eurocodice 3 (acciaio);
  - ULS; verifica pluriassiale della sezione di pali, micropali, armature jet-grouting;
- Eurocodici 7 e 8-5 (geotecnica e fondazioni in zona sismica);
  - ULS; verifica a scorrimento e ribaltamento dell'opera;
  - ULS; verifica della capacità portante del terreno di fondazione o di eventuali pali o ancoraggi;
  - ULS; verifica di stabilità globale dell'opera;
  - ULS; verifica a sifonamento (*heaving*) dell'opera.

#### **Problemi di capacità portante e stabilità**

##### IL CARICO LIMITE DEL TERRENO

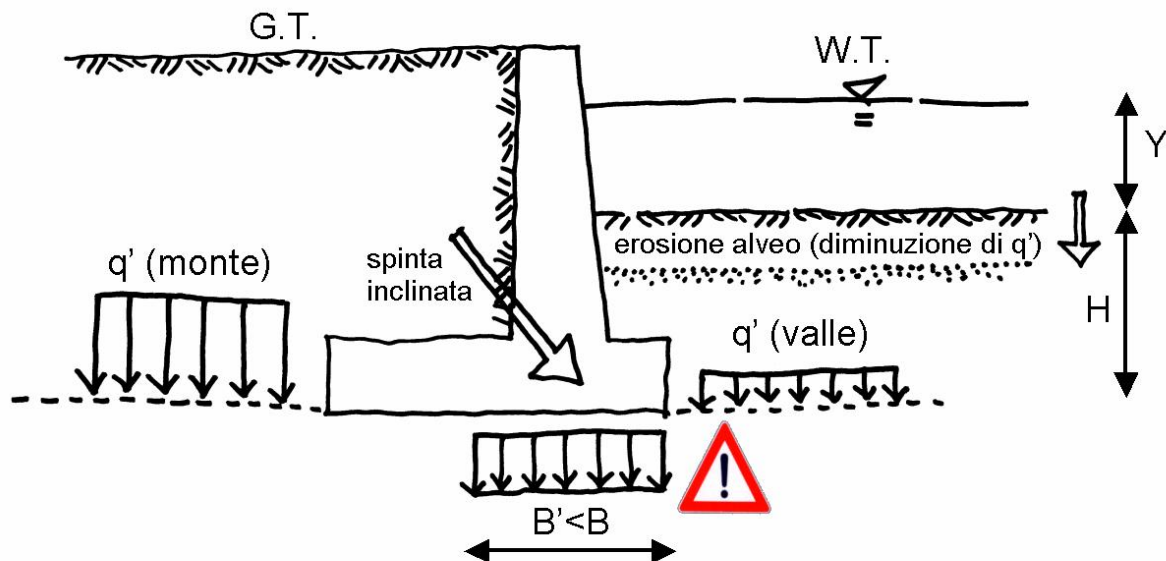
Riferendosi prevalentemente ad alvei alluvionali (materiali incoerenti), il carico limite del terreno di fondazione su cui insistono le difese longitudinali può valutarsi, rispetto ad un carico assiale e centrato sull'impronta di fondazione, secondo la nota equazione di Terzaghi in termini di tensioni efficaci:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma + q' \cdot N_q$$

in cui  $B$  rappresenta la larghezza della fondazione,  $N_i$  indicano i fattori di capacità portante,  $\gamma'$  il peso specifico efficace del terreno di fondazione,  $q'$  il valore efficace della pressione litostatica sul piano di fondazione (Lancellotta e Calavera, 1999).

Nel caso dei muri di sponda in calcestruzzo armato la definizione della capacità portante del terreno assume particolare importanza (cfr. Figura 11), in quanto:

- il carico trasmesso dalla fondazione non è verticale, ma, a causa della spinta della terra a tergo del muro, fortemente inclinato. Il problema ovviamente non si pone nel caso di difese in massi "adagiati" su sponde inclinate;
- l'eccentricità della retta di applicazione del carico rispetto al baricentro della fondazione è tale da ridurre anche considerevolmente la superficie reagente  $B$  della suola, che può parzializzarsi rimanendo compressa solo alla propria estremità di valle;
- le azioni erosive delle correnti di piena frequentemente mettono allo scoperto la fondazione, pertanto la pressione  $q'$  sul piano di posa tende ad annullarsi all'estremità di valle, proprio nella zona maggiormente sollecitata dalla spinta trasmessa dalla struttura (cfr. Figura 12).



*Figura 11: Capacità portante del terreno nel caso di muri spondali.*

Al fine di tenere in considerazione le precedenti asserzioni;

- è necessario inserire nel calcolo della capacità portante una larghezza di fondazione ridotta pari a  $B' = B - 2 \cdot e$ , dove  $e$  rappresenta l'eccentricità del carico;
- è necessario introdurre dei fattori correttivi  $i_q$ ,  $i_\gamma$  per tenere conto dell'inclinazione della spinta;
- è opportuno analizzare prudenzialmente una situazione di erosione dell'alveo tale da annullare la pressione  $q'$  al piano di fondazione.

Sotto tali ipotesi la capacità portante del terreno può cautelativamente derivarsi attraverso la seguente relazione:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$



*Figura 12: Perdita di capacità portante e collasso di un muro spondale lungo il fiume Fella presso Malborghetto (UD), a seguito dell'alluvione del 29 agosto 2003.*

E' opportuno ricordare che la precedente relazione esprime un carico ultimo  $q_{lim}$ , e come tale va confrontato con uno stato tensionale del terreno allo stato limite ultimo  $\sigma_{max}$ . Nell'approccio agli stati limite, essendo state fattorizzate "parzialmente e separatamente" azioni e resistenze, la verifica di capacità portante non prevede ulteriori fattori di sicurezza, riducendosi ad una disequaglianza in senso stretto

$$\sigma_{max} < q_{lim}$$

Qualora il terreno presenti problemi di portanza è possibile migliorare le caratteristiche meccaniche dello stesso mediante iniezione in risalita di miscela cementizia ad alta pressione (jet-grouting), formando in tal modo colonne di terreno consolidato. Una adeguata geometria delle colonne, opportunamente accostate e/o intersecate, permette di realizzare veri e propri diaframmi i quali, se opportunamente armati con barre di acciaio tubolare resistenti a flessione, possono risultare adeguati a mobilitare la resistenza passiva a valle dell'opera e contribuire in modo sensibile alla verifica allo scorrimento del manufatto.

#### LA STABILITÀ GLOBALE DELL'OPERA

Il regime del corso d'acqua può indurre scenari in cui intense correnti longitudinali e trasversali interagiscono con la sponda o il proprio piede, determinando così l'instabilità globale della difesa o della intera pendice. In generale si può riconoscere:

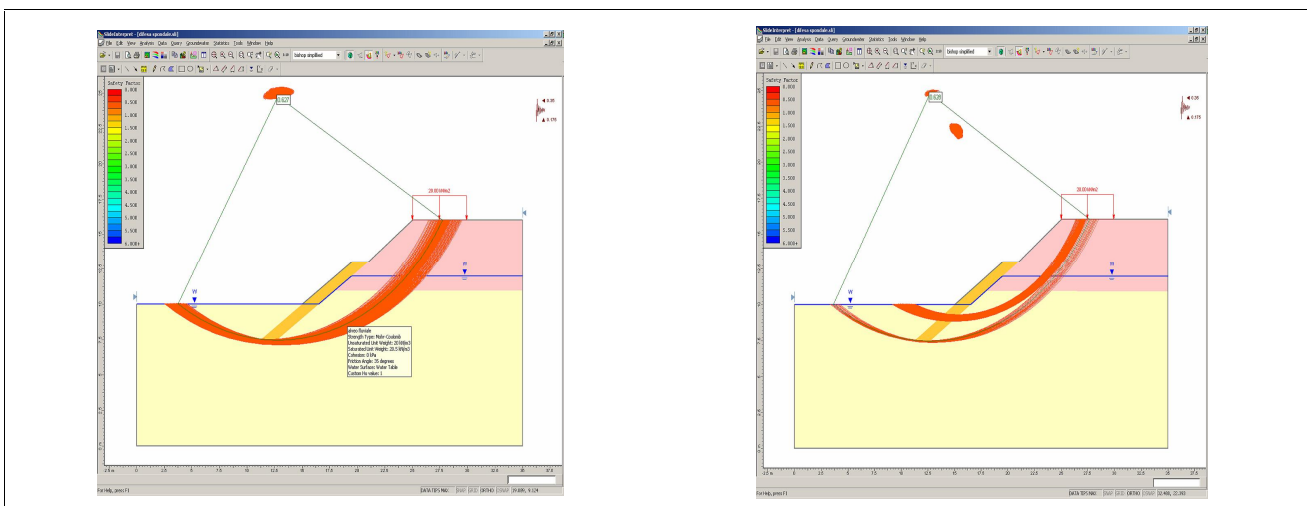
- instabilità per rapido abbassamento dell'acqua in alveo;
- instabilità per erosione al piede.

Nel primo caso, per bassi valori di portata la parte superiore della sponda si trova in stato di parziale saturazione (frangia capillare). Al crescere del livello della portata si verifica un flusso filtrante diretto dalla corrente verso la sponda, spesso accompagnato dalla rimozione di eventuale materiale collassato precedentemente. Tale fenomeno ha come conseguenza un progressivo irripidimento della sponda stessa. Nella fase di decadimento della piena si ha invece un processo inverso di filtrazione dalla sponda verso il corso d'acqua, che tuttavia risulta più lento dell'abbassamento del livello della corrente. Ne consegue un effetto destabilizzante, amplificato dalla rapida perdita del confinamento laterale della sponda da parte della corrente fluviale (cfr. Figura 13).



**Figura 13:** Erosione spondale sub-verticale lungo il torrente Pesarina (Prato Carnico, UD).

In linea generale la verifica di stabilità delle sponde può effettuarsi secondo i principi dell'Ingegneria Geotecnica mediante gli usuali metodi dell'equilibrio limite globale (Bishop, Jambu, ecc.) implementati sui comuni codici di calcolo in commercio. Particolare attenzione dovrà tuttavia essere posta nella definizione del livello della falda nella sponda e del tirante idrico in alveo, anche in relazione ad un possibile rapido "squilibrio idraulico" dovuto ad una diminuzione repentina del tirante. Andranno inoltre attentamente valutati lo scenario sismico, studiandone la possibile contemporaneità con gli stati d'acqua del torrente, ed i parametri di resistenza strutturale da attribuire alle difese spondali in massi, in special modo con riferimento alle parti di struttura intasate con calcestruzzo. Quest'ultimo punto è evidenziato in Figura 14, in cui alla difesa spondale in sinistra è attribuita una resistenza infinita, e pertanto le superfici di instabilità sono vincolate a passare al disotto dell'opera, mentre la resistenza dell'opera di destra viene modellata secondo una classica legge coulombiana  $c-\phi$ , e di conseguenza le superfici di instabilità possono interessare il manufatto. È evidente l'importanza di una corretta stima dei parametri. Nel dubbio è consigliabile omettere il termine "coesivo" nella valutazione della resistenza del manufatto.



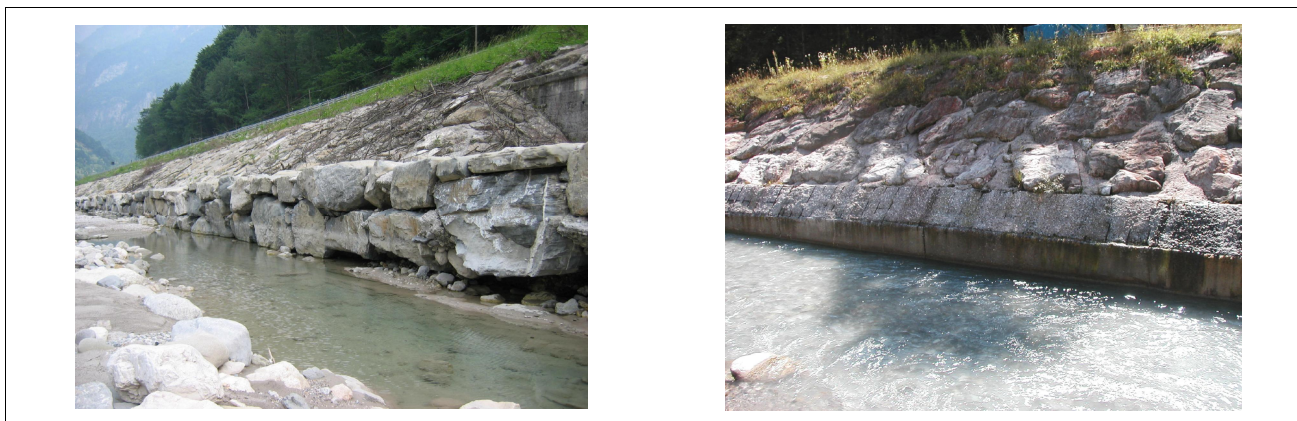
**Figura 14:** Influenza della resistenza strutturale della difesa spondale sulla verifica all'equilibrio limite. A sinistra manufatto a resistenza infinita, a destra modello coulombiano.

## Situazioni di criticità riscontrate sul campo ed indicazioni progettuali

### SITUAZIONI DI CRITICITÀ RISCONTRATE SUL CAMPO

La rete idrografica del territorio montano friulano è stata sede, negli ultimi decenni, della realizzazione di numerosi interventi di arginatura e difesa spondale, i quali sono risultati in un certo senso “collaudati” da diversi eventi di piena, anche di pesante severità. Una estesa ricognizione dello stato di conservazione e funzionamento delle opere, condotta in tempi recenti dallo scrivente, ha evidenziato alcune eclatanti situazioni di criticità, di seguito brevemente descritte.

Una prima evidente situazione di inefficienza è offerta dai fenomeni di erosione e scalzamento delle fondazioni delle difese, principalmente causati da strutture di fondazione geometricamente configurate come dadi orizzontali in massi impostati ad insufficiente profondità, o tagli verticali in calcestruzzo a bassa scabrezza (cfr. Figura 15):



*Figura 15: Situazioni di inadeguatezza di fondazioni di difese spondali.*

Un secondo elemento di pericolo per la stabilità delle fondazioni delle opere longitudinali risiede nella comparsa di circolazioni secondarie trasversali ortogonali al senso del moto. Tali fenomeni, fortemente erosivi, risultano amplificati dalle curve d'alveo e dalla presenza di opere artificiali con fondazioni in c.a. a bassa scabrezza (cfr. Figura 16).



*Figura 16: Erosione al piede di difesa spondale posta in curva sul torrente Aupa (Moggio, UD).*

Un ulteriore esempio di circolazione secondaria altamente pericolosa è offerta dai cosiddetti “vortici di scia” che si instaurano in corrispondenza a pile di ponte, repellenti, ostacoli fissi e spigoli vivi in genere, e possono generare in prossimità alle opere escavazioni di entità particolarmente elevata (cfr. Figura 17).





**Figura 17:** Escavazione allo spigolo di un repellente sul fiume Tagliamento (Tolmezzo, UD).

Gli effetti dei vortici di scia sono temibili in presenza di repellenti, in special modo quando questi sono fondati in modo inadeguato e superficiale. Gli scavi indotti dai campi vorticosi possono portare rapidamente allo scompaginamento dell'opera e indurre pericolose lesioni anche sugli argini a cui i pennelli sono collegati (cfr. Figura 18).



**Figura 18:** Lesione di mantellata arginale causata dal collasso di un repellente sul fiume Tagliamento (Tolmezzo, UD).

#### INDICAZIONI PROGETTUALI

Nei precedenti paragrafi si sono sinteticamente esaminati alcuni parametri tecnici da controllare nel progetto idraulico e strutturale delle opere di difesa longitudinale. A completamento del quadro conoscitivo che ci si è proposti di fornire al lettore si propongono infine, quale ulteriore spunto di riflessione, le seguenti considerazioni:

- lo scavo dei canali fugatori necessari all'allontanamento temporaneo delle acque durante la costruzione delle difese spondali andrebbe limitato allo stretto necessario, in quanto tali tracciati, pur se ritombati a lavori finiti, finiscono inevitabilmente per diventare i futuri filoni attivi di corrente, favorendo in tal modo l'erosione di depositi d'alveo altrimenti stabili;
- la presenza di accessi all'alveo ricavati nelle opere longitudinali è indispensabile e dovrebbe essere sempre garantita, in quanto contribuisce a ridurre la segregazione del fiume dal territorio circostante e favorisce le attività ricreative di fruizione dell'ambiente naturale. Essa consente nel contempo un controllo continuo dello stato di alluvionamento dell'alveo e di manutenzione delle opere di difesa (cfr. Figura 19). A tale scopo utile può risultare anche la formazione di berme intermedie longitudinali, ricavate nelle mantellate

degli argini e livellate su piene a basso tempo di ritorno, da utilizzarsi come camminamento pedonale (cfr. Figura 20);



*Figura 19: Esempi di accessi all'alveo ricavati su scogliere e mantellate di argini fluviali.*

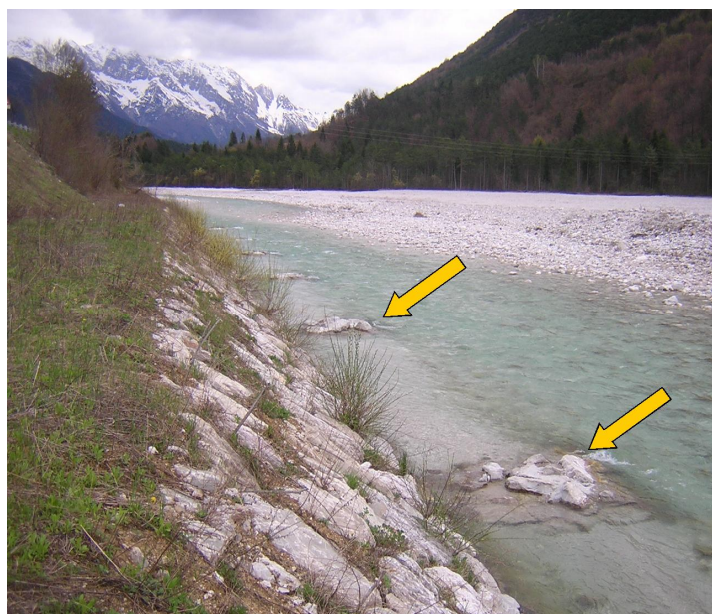


*Figura 20: Berma di camminamento su mantellata arginale lungo il fiume Tagliamento (Amaro, UD).*

- a tergo delle difese spondali in massi dovrebbe essere sempre previsto uno strato di separazione formato da un filtro geotessile. Tale filtro dovrebbe possedere adeguate caratteristiche di ritenzione del materiale fine interessato dal moto di filtrazione, nonché una permeabilità tale da non alterare la distribuzione dei gradienti idraulici, con conseguente innalzamento della pressione neutrale nella zona di contatto. Per quanto attiene al dimensionamento dei filtri si veda il contributo di Ferraiolo (2000);
- in alternativa agli usuali interventi di irrobustimento fondazionale delle difese in massi, realizzati con intasamento in calcestruzzo degli interstizi, potrebbe risultare maggiormente

efficace la mutua cucitura dei blocchi lapidei basali mediante funi in acciaio passanti in golfari ammorsati nei massi. A tutt'oggi tale tecnologia costruttiva risulta ancora allo stato di prototipo, in special modo per quanto attiene alle modalità di protezione delle funi nei confronti delle intense azioni abrasive dei deflussi, tuttavia gli indiscutibili vantaggi in termini di adattamento a cedimenti rendono la ricerca sulla cantierizzazione di tale sistema costruttivo particolarmente interessante;

- un possibile intervento atto a limitare i fenomeni di erosione al piede delle difese spondali potrebbe essere rappresentato dalla costruzione di repellenti sommersi di limitata lunghezza (cfr. Figura 21). I primi risultati sul campo sembrano promettenti, tuttavia il comportamento idraulico sotto le condizioni di intensa piena e soprattutto le modalità costruttive di tali opere dovranno essere nel futuro ulteriormente indagate e perfezionate;



*Figura 21: Repellenti sommersi a protezione di difesa spondale sul torrente Resia (Resia, UD).*

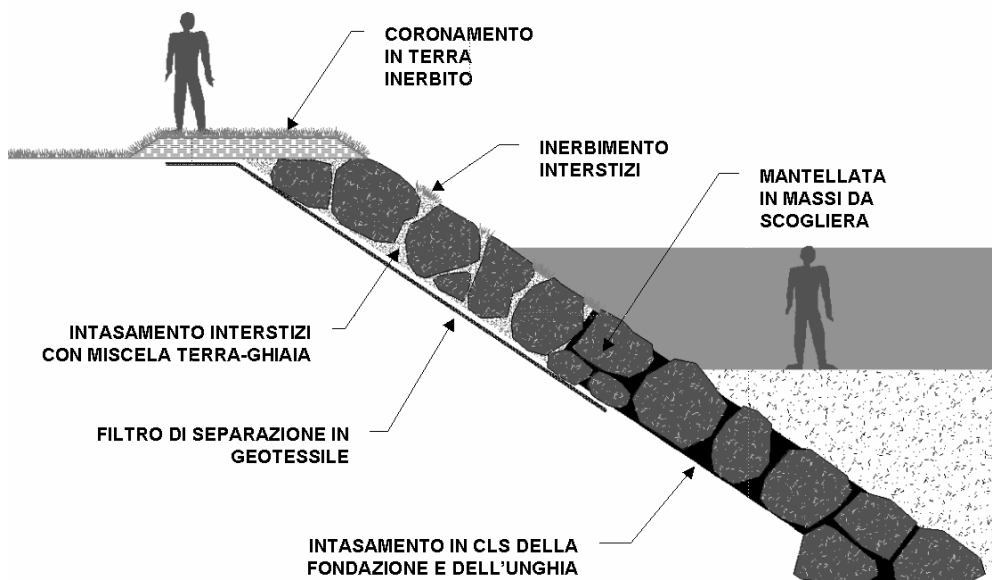
- a parere dello scrivente vi è di frequente un utilizzo eccessivo delle tecniche di ingegneria naturalistica finalizzate alla “rinaturazione delle opere di difesa”, vedasi a riguardo l'impianto di talee di salice tra gli interstizi dei massi. A prescindere dal fatto che tali interventi possiedono una certa probabilità di attecchimento solo se realizzati durante la fase costruttiva delle opere, per essi parrebbe sussistere una qualche forma di incompatibilità con la vigente legislazione italiana in materia. A tale proposito si ricorda che il T.U. 25.7.1904 n°523 “Testo Unico delle Disposizioni di Legge Intorno alle Opere Idrauliche delle Diverse Categorie” – capo VII “Polizia delle Acque Pubbliche”, all’art.96, commi e/f, afferma che “sono lavori e atti vietati in modo assoluto sulle acque pubbliche, loro alvei, sponde e difese:
  - le piantagioni di qualunque sorta di alberi e arbusti sul piano e sulle scarpe degli argini loro banche e sottobanche, lungo i fiumi, torrenti e canali navigabili;
  - le piantagioni di alberi e siepi, le fabbriche, gli scavi e lo smovimento del terreno a distanza dal piede degli argini e loro accessori come sopra, minore di quella stabilita dalle discipline vigenti nelle diverse località, e in mancanza di tali discipline a distanza minore di metri quattro per le piantagioni e smovimento del terreno e di metri dieci per le fabbriche e per gli scavi”.

## **Conclusioni**

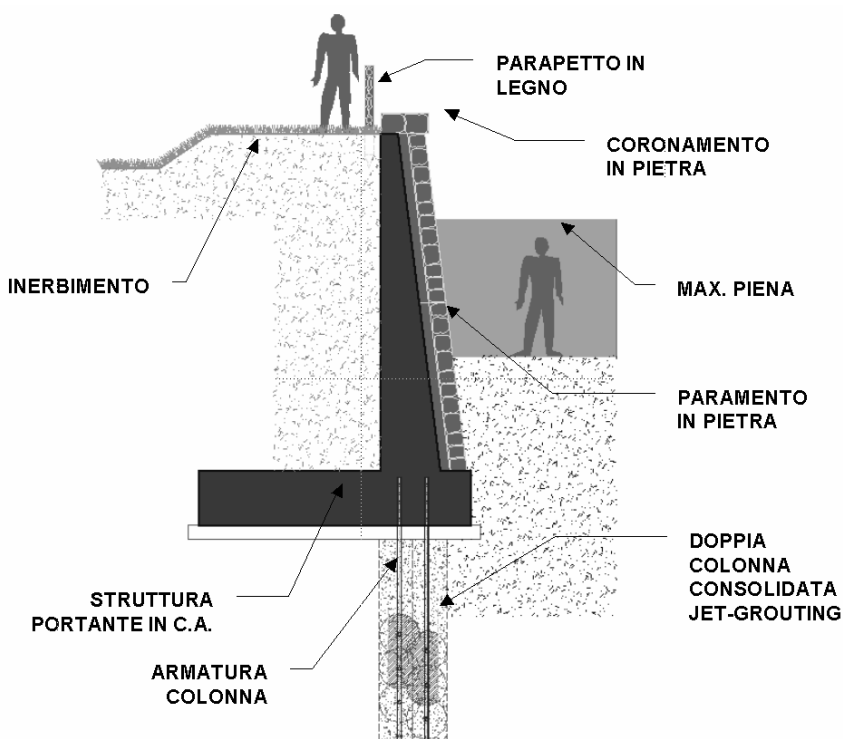
Con la presente memoria si è cercato di fornire un quadro conoscitivo generale circa i parametri tecnici governanti il dimensionamento delle difese longitudinali in ambito montano, riportando inoltre, a titolo didattico, alcune situazioni di criticità riscontrate sul campo e alcuni spunti tecnici di riflessione.

L'esame approfondito delle soluzioni proposte dalla letteratura tecnica e delle cause di efficacia/inefficacia degli interventi già realizzati sulla rete idrografica risulta fondamentale per l'affinamento delle tipologie e delle tecnologie costruttive delle difese di sponda. A tale scopo risulterebbe di estrema utilità la predisposizione, da parte degli Enti competenti, di specifici "Quaderni delle Opere Tipo", in grado di indirizzare caso per caso i tecnici del settore verso le opere più adeguate ad ogni specifico scenario di utilizzo.

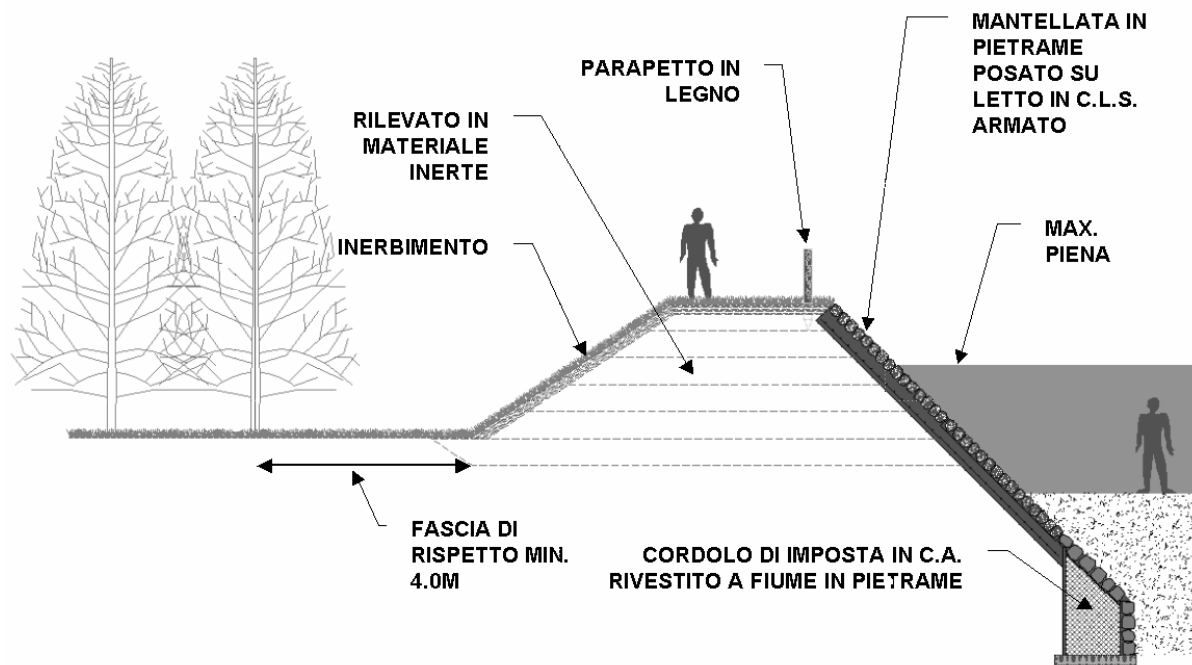
Nel seguito si propongono alcune possibili soluzioni progettuali relative ad una difesa spondale (cfr. Figura 22), ad un muro spondale (cfr. Figura 23) ed ad un modesto argine localizzato al limite dell'alveo attivo (cfr. Figura 24).



*Figura 22: Possibile soluzione progettuale relativa ad una difesa di sponda in massi.*



*Figura 23: Possibile soluzione progettuale relativa ad un muro di sponda in c.a..*



*Figura 23: Possibile soluzione progettuale relativa ad un argine al limite dell'alveo attivo.*

## Bibliografia

- ARMANINI A. [1999]: **Principi di Idraulica Fluviale**. Editoriale Bios, Cosenza, 152pp.
- ARMANINI A., SCOTTON P. [1995]: **Criteri di dimensionamento e di verifica delle stabilizzazioni di alveo e di sponda con massi sciolti e massi legati**. Quaderni del Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Università di Trento, IDR 1/1995, 70pp.
- ARMANINI A., FRACCAROLLO L., LARCHER M. [2002]: **Colate di detriti e tecniche di sistemazione idraulica**. La Progettazione di Opere Idrauliche in Zona Montana, Editoriale Bios, Cosenza, 511-546.
- BUNTE K., ABT S. [2001]: **Sampling Surface and Subsurface Particle-Size Distributions in Wadable Gravel and Cobble Bed Streams for Analyses in Sediment Transport, Hydraulics and Streambed Monitoring**. United States Department of Agriculture, General Technical Report RMRS-GTR-74, 428pp.
- CHOW V.T. [1973]: **Open Channel Hydraulics**. Mc Graw-Hill Ed., 680pp.
- COCCOLO A. [2001]: **Il trasporto di massa del rio Lavasc nel bacino del torrente Fella**. Rassegna Tecnica del Friuli-Venezia Giulia, 2, 27-31.
- COLOMBINI M., SEMINARA G., TUBINO M. [1987]: **Finite-amplitude alternate bars**. Journal of Fluid Mechanics, 181, 213-232.
- COSTA J. E., [1984]: **Physical Geomorphology of Debris Flows**. Developments and Applications of Geomorphology, Springer-Verlag, 269-317.
- DEL GIUDICE G., RASULO G., VIPARELLI E. [2004]: **Bar height formulas to predict the maximum scour depth at riverbanks**. Second International Conference on Fluvial Hydraulics "River flow 2004", Napoli, Ed. Balkema, Rotterdam.
- FERRAILOLO F. [2000]: **Opere idrauliche: protezione di corsi d'acqua e litorali**. La Progettazione della Difesa Idraulica, Editoriale Bios, Cosenza, 337-372.
- IKEDA S. [1984]: **Prediction of alternate bar wavelength and height**. Journal of Hydraulic Engineering, 110(4), 371-385.
- JAEGGI M. [1984]: **Formation and effects of alternate bars**. Journal of Hydraulic Engineering, 110(2), 142-155.
- KISHI T. [1980]: **Bed forms and hydraulic relations for alluvial streams**. Application of Stochastic Processes in Sediment Transport, H.W. Shen and H. Kikkawa editors, cap. 5, 1-31, Water Resources Publication, Forth Collins.
- LANCELLOTTA R., CALAVERA J. [1999]: **Fondazioni**. Mc Graw-Hill Italia srl, 611pp.
- MOISELLO U. [1999]: **Idrologia Tecnica**. Ed. La Goliardica Pavese, Pavia, 824pp.
- SEMINARA G., TUBINO M. [1993]: **Debris Flows: Meccanica, Controllo e Previsione**. G.N.D.C.I., C.N.R., Presidenza del Consiglio dei Ministri, Dipartimento della Protezione Civile, Roma, 284pp.
- SCHREIDER M., SACCHI G., FRANCO F., FUENTES R., MORENO C. [2001]: **Aplicación del método de Lischvan Lebediev al cálculo de la erosión general**. Ingeniería Hidráulica en México, vol. XVI, núm 1, enero-marzo de 2001, 15-26.
- SHIELDS A. [1936]: **Anwendung der Aenlichkeitsmechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebepbewegung**. Doktor-Ingenieurs dissertation, Technischen Hochschule, Berlin.
- VILLI V., BACCHI B. [2001]: **Valutazione delle Piene nel Triveneto**. C.N.R.-Padova Pubbl. n°2511, 323pp.