



Dipartimento
di
Idraulica, Trasporti ed Infrastrutture Civili

Consorzio per l'arginatura e sistemazione del Torrente Banna - Bendola

Appendici



Appendice A

Configurazione idraulica del sistema

Appendice A - Configurazione idraulica del sistema

A.1 L'asta fluviale

Per effettuare una verifica idraulica su un corso d'acqua, sia essa eseguita in moto permanente od in moto vario, è necessario conoscere le caratteristiche morfologiche del corso in esame, ovvero la forma delle sezioni trasversali e i valori del coefficiente di Manning delle sezioni stesse.

Nel caso in esame le sezioni trasversali del torrente Banna sono state ricavate dal Progetto preliminare, che tuttavia fornisce dati riguardanti unicamente una estensione di circa 10 m per sponda. Inoltre non sono stati riportati i valori del coefficiente di Manning. Considerate queste mancanze si è reso necessario un sopralluogo nei Comuni di Mathi, Balangero e Grosso, al fine di ottenere i dati necessari e verificare quelli già in possesso. In particolare, l'obiettivo finale era l'ottenimento dei valori del coefficiente n di Manning e la forma delle sezioni, per una congrua distanza dall'alveo, nella zona immediatamente precedente lo scolmatore, in località Chiesa Martiri; quest'ultima caratteristica si è resa necessaria in quanto si voleva verificare la possibilità di utilizzare tale area come zona di esondazione naturale, e quindi si necessitava della forma e del volume del possibile invaso ricavabile.

Inoltre sono state eseguite delle misure di portata nel Banna, per consentire una più accurata valutazione della scala di deflusso dello scolmatore.

A.1.1 Geometria delle sezioni

Configurazione attuale del tratto a monte dello scolmatore

Allo stato attuale, delle opere previste dai vari progetti redatti sono state compiute solo le opere di difesa spondale e sistemazione dell'alveo, il rifacimento di alcuni ponti ed è stato realizzato lo scolmatore a monte di Balangero, in funzione dal 2000. I bacini di laminazione non sono stati ancora realizzati, né quello in prossimità di Mathi, né quelli in prossimità di Volpiano.

A causa di una frana che ha interessato un versante in prossimità del torrente Banna a monte di Balangero, sono in fase di realizzazione, come accennato in precedenza, degli interventi di sistemazione spondale e riprofilatura dell'alveo a monte dello scolmatore (località Chiesa dei Martiri in comune di Balangero), oltre ad ulteriori interventi di sistemazione diffusi sempre a monte dello scolmatore di Balangero che porteranno a piccole modifiche rispetto a quanto previsto nei rilievi effettuati e presentati nei progetti sopra elencati. In particolare sono previsti, nella zona di argine, rinforzi di difese spondali in massi già esistenti o costruzione di nuove difese (*Figura A.1.1*); al di sopra di queste, si prevede di

mettere a dimora palificate vive a gradonata semplice e gradonate vive come da *Figura A.1.2*.

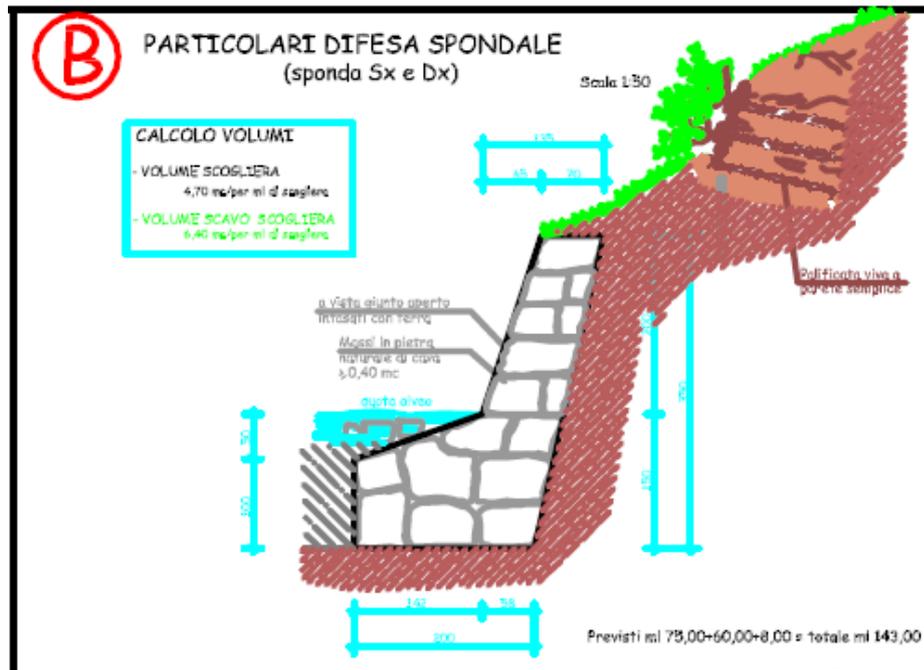


Figura A.1.1 - Stralcio del Progetto per la sistemazione del movimento franoso in località Martiri.

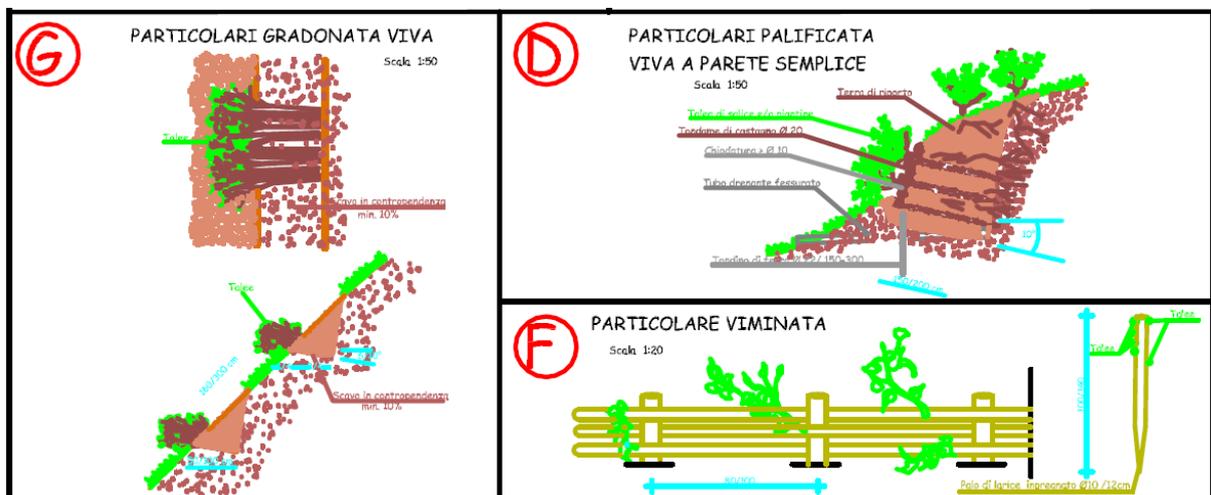


Figura A.1.2 - Stralcio del Progetto per la sistemazione del movimento franoso in località Martiri (Balangero).

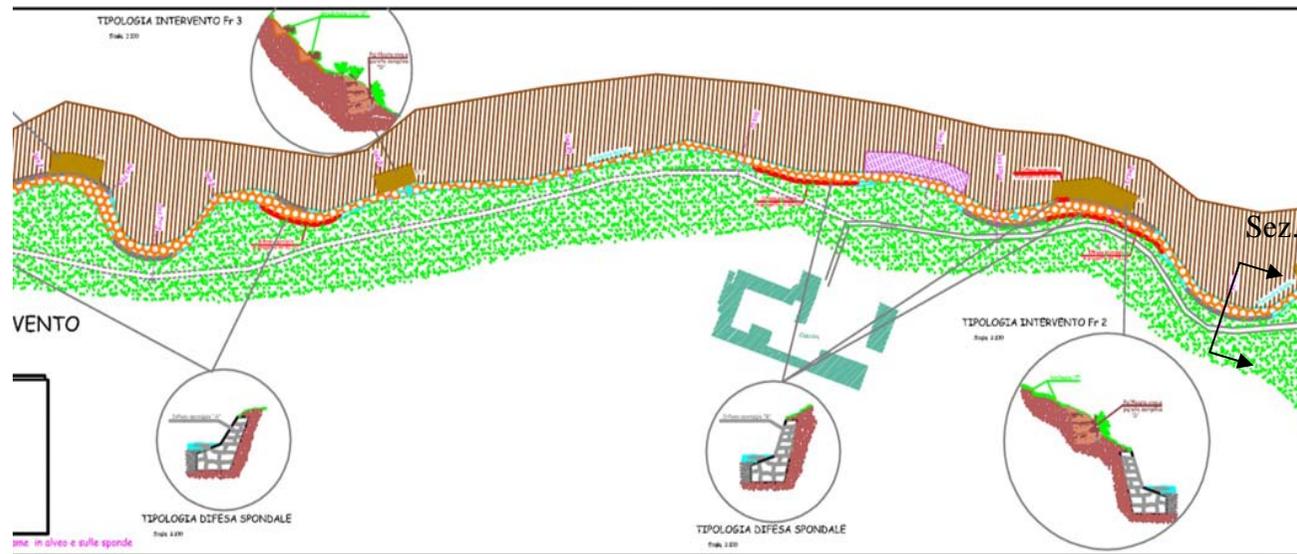
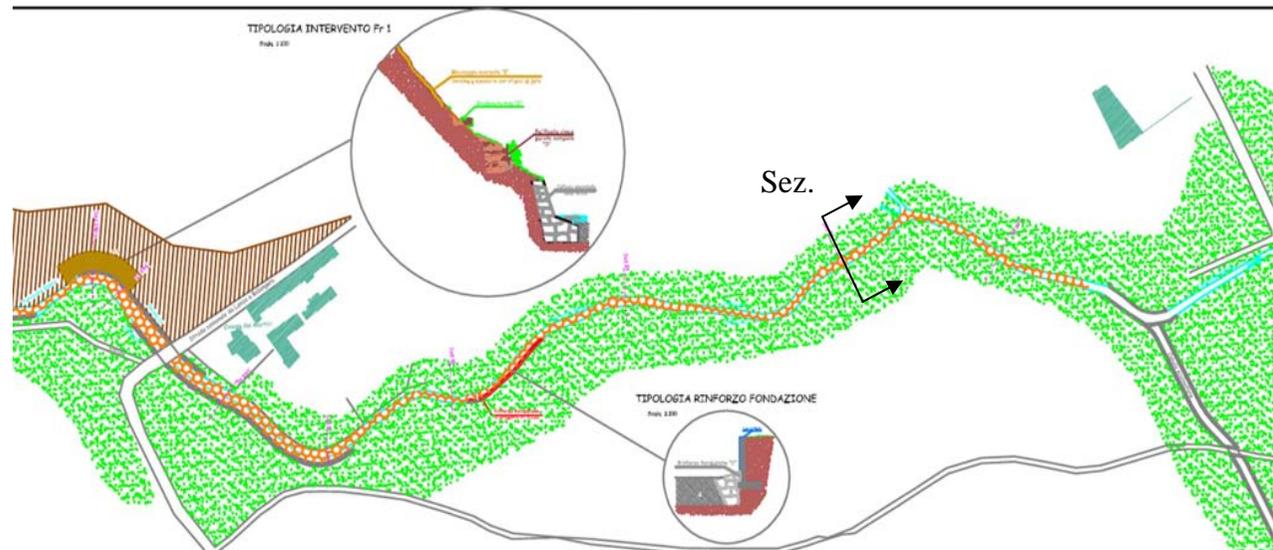


Figura A.1.3 - Stralcio del progetto di sistemazione e risagomatura del torrente Banna a monte del canale scolmatore.



Rilievi in località Chiesa Martiri

Tra la fine di febbraio e i primi di marzo 2009 sono stati effettuati numerosi sopralluoghi per ottenere i dati relativi alle sezioni immediatamente a monte dello scolmatore. Si voleva accertare, con questo, la possibilità di utilizzare tali territori quali zone di esondazione controllata. Nel tratto di asta in questione erano in corso lavori di risistemazione dell'alveo e delle sponde, e si è quindi entrati in possesso dei progetti relativi a tali interventi presso il Comune di Balangero.

La zona di interesse è ad uso agricolo, ed è attraversata da una strada sterrata: altro scopo del rilievo era stabilire se tale strada avesse un comportamento pari a quello di uno spartiacque o meno.

I dati necessari per caratterizzare una sezione sono, ovviamente, distanze progressive dei punti di stazione e quote. Si è fatto uso di una stazione topografica totale, ovvero un teodolite elettronico integrato con un distanziometro, in grado di misurare direttamente sia le direzioni angolari che la distanza fra il centro della stazione e il centro del prisma di mira.



Figura A.1.4 - Stazione totale e prisma.

Si deve anzitutto fare stazione in un punto di quota nota, che può essere un punto quotato della rete geodetica, un punto la cui quota viene ricavata dalla CTR (Carta Tecnica Regionale) o un punto della cui quota si è certi. Inizialmente si erano eseguiti i calcoli basandosi su punti quotati della CTR; così facendo, però, si erano ottenute quote dell'alveo in disaccordo con quanto riportato nei progetti poco fa citati. Si è quindi preferito basare i calcoli sulla quota assoluta della soglia dello scolmatore (442.0 m slm), di cui si è certi.

Facendo stazione nel punto di quota nota, innanzitutto si mette in bolla la stazione, per avere un piano di mira perfettamente orizzontale; si imposta quindi l'altezza I del prisma in modo

che sia alla stessa quota della mira della stazione totale. Dopo aver azzerato gli angoli su un punto su cui sia facile prendere la mira (come può essere un palo della luce), denominato nella *Figura A.1.6* “punto indietro”, si può procedere al calcolo delle distanze, degli angoli e delle quote dei vari punti di interesse (“punto avanti”).

La posizione dei punti rilevati è riportata in *Figura A.1.5* in nero; in blu sono riportati i punti di stazione, e in rosso i punti la cui quota è stata corretta a partire da quella riportata sulla CTR.

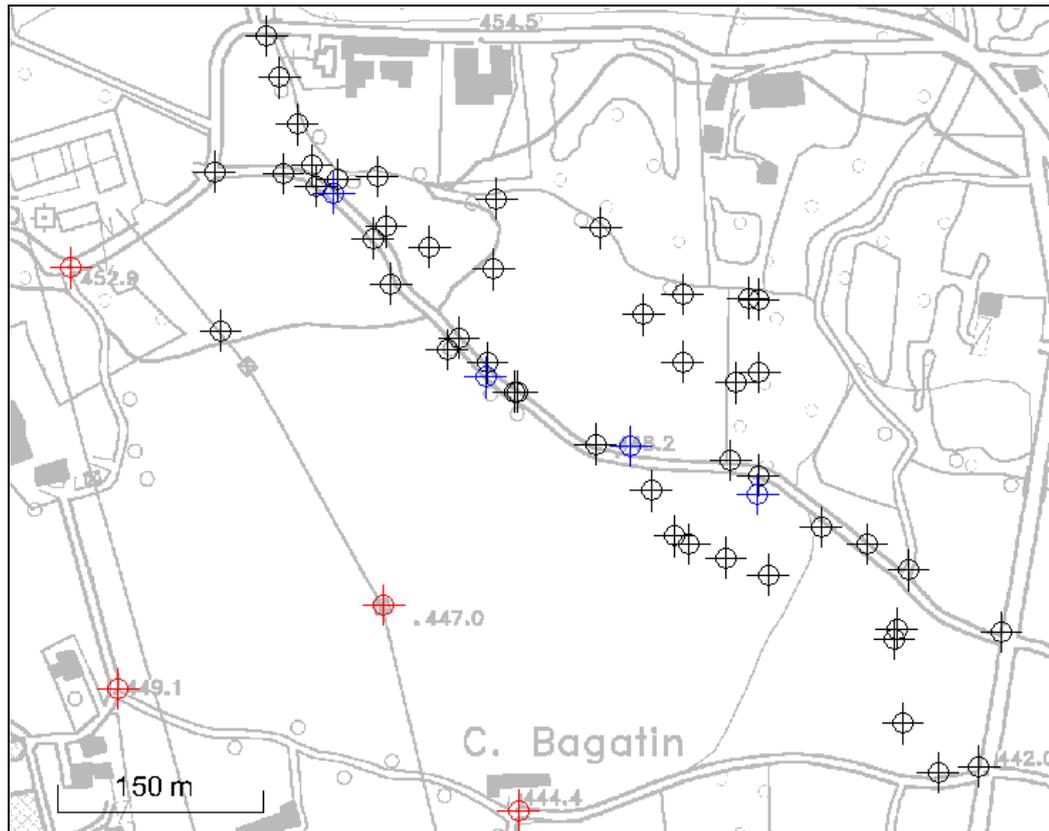


Figura A.1.5 - Punti rilevati in località Madonna dei Martiri.

La stazione totale fornisce i seguenti dati, schematizzati in *Figura A.1.6*:

- H_a = angolo azimutale tra il punto indietro e il punto avanti [gon];
- V_d = distanza verticale tra il centro del prisma e la mira della stazione [m];
- H_d = distanza orizzontale tra il centro del prisma e la mira della stazione [m].

A partire da questi dati, è facile calcolare la quota del punto B h_B a partire dalle caratteristiche dello schema e dalla quota h_A :

$$h_B = (h_A + l + V_d) - l = h_A + V_d$$

Sono stati rilevati 54 punti, che hanno consentito, tramite il metodo della triangolazione, di costruire le curve di livello della zona in esame.

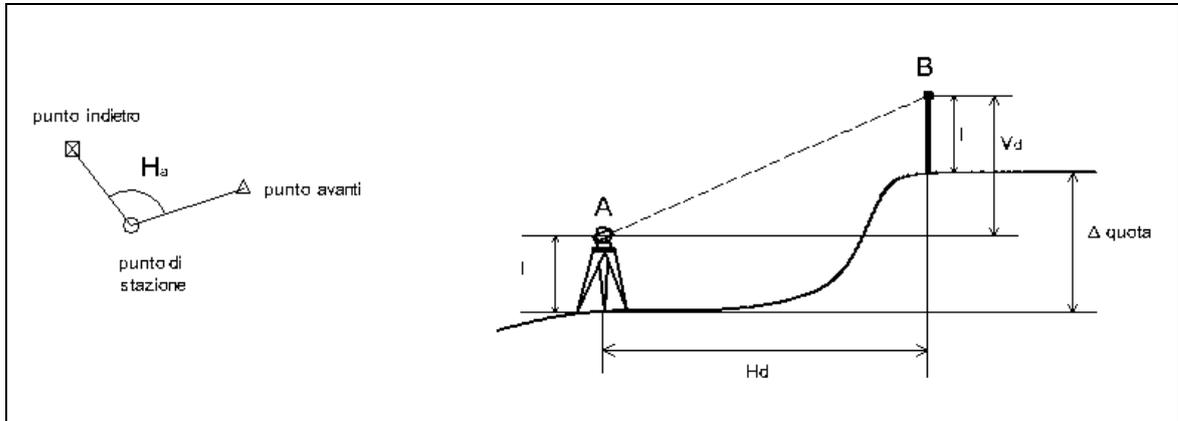


Figura A.1.6 - Schemi di misura di distanze e quote.

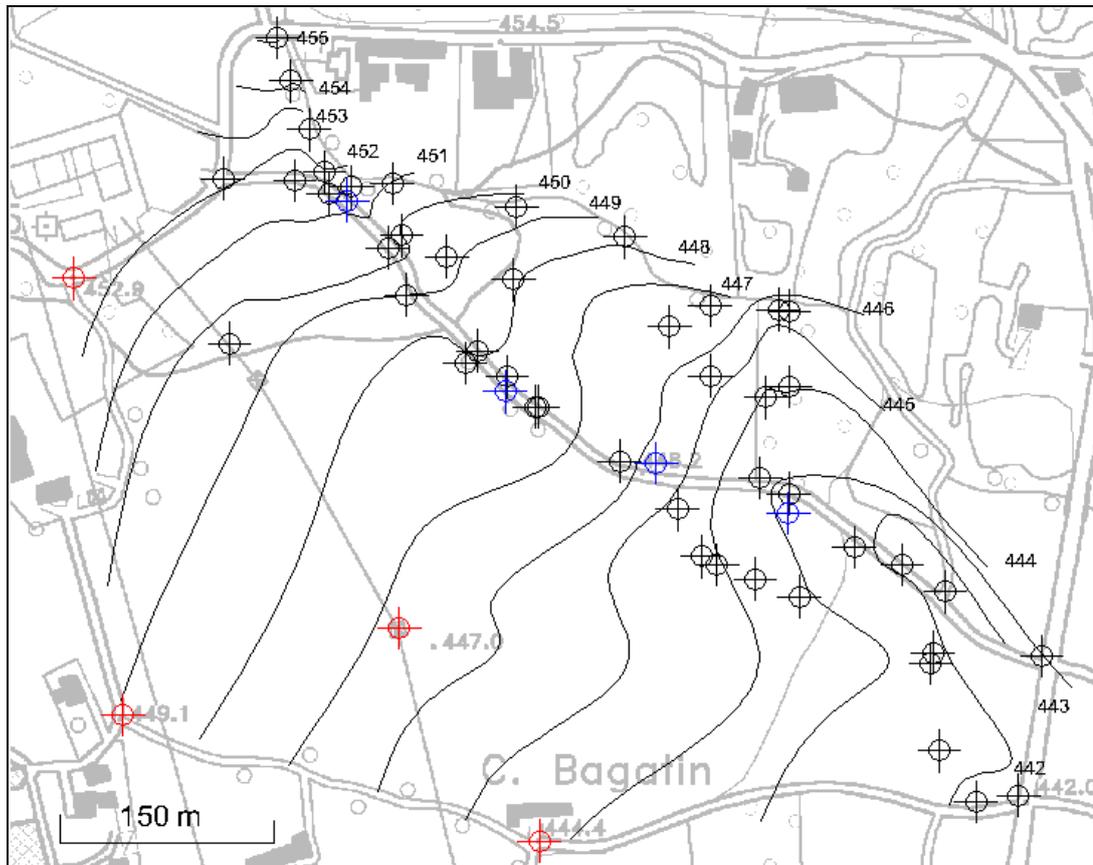


Figura A.1.7 - Curve di livello.

L'area utilizzabile è compresa fra la strada sterrata, il corso del Banna e le isoipse 452 e 443. Risulta quindi avere un'estensione di circa 38500 m², per un volume quindi valutabile in circa 120000 m³: con queste caratteristiche, questa zona consentirebbe in effetti di derivare le portate eccedenti i 50 m³/s ammessi all'interno del Banna, evitando quindi di incorrere nel rischio di aggravare le condizioni di funzionamento dello scolmatore con portate laterali.

Il Banna a valle di Balangero

Seguendo le caratteristiche del territorio, le sezioni tendono ad allargarsi mano a mano che si procede da Balangero verso Brandizzo, ovvero verso zone più pianeggianti, anche se la loro larghezza è sempre limitata. Il torrente Banna-Bendola presenta, infatti, sezioni di ampiezza variabile tra 4 m e 9 m circa, con i valori minimi in prossimità delle zone abitate.

A monte di Balangero, in Località Madonna dei Martiri, sono in corso di esecuzione alcuni interventi di risistemazione spondale e riprofilatura dell'alveo, che porteranno l'alveo ad avere la forma riportata in *Fig. A.1.8*.

In questa stessa zona si riscontrano larghezze dell'alveo piuttosto ridotte (4-5 m) e altezze degli argini inferiori ai 2 m, fatto che può comportare probabili esondazioni (*Fig.A.1.9*).

Nei territori compresi tra l'abitato di Balangero e la zona a monte della cassa di espansione la situazione risulta pressoché inalterata, con ampiezze della sezione d'alveo solo leggermente più grandi, e quindi variabili tra i 5 e i 6 m, e altezze degli argini prossime ai 2 m.

Dalla cassa di espansione in poi, invece, l'alveo del Banna risulta essere più ampio, con larghezze mediamente variabili tra i 5 e gli 8 m e altezze degli argini fino ai 2.5 m.

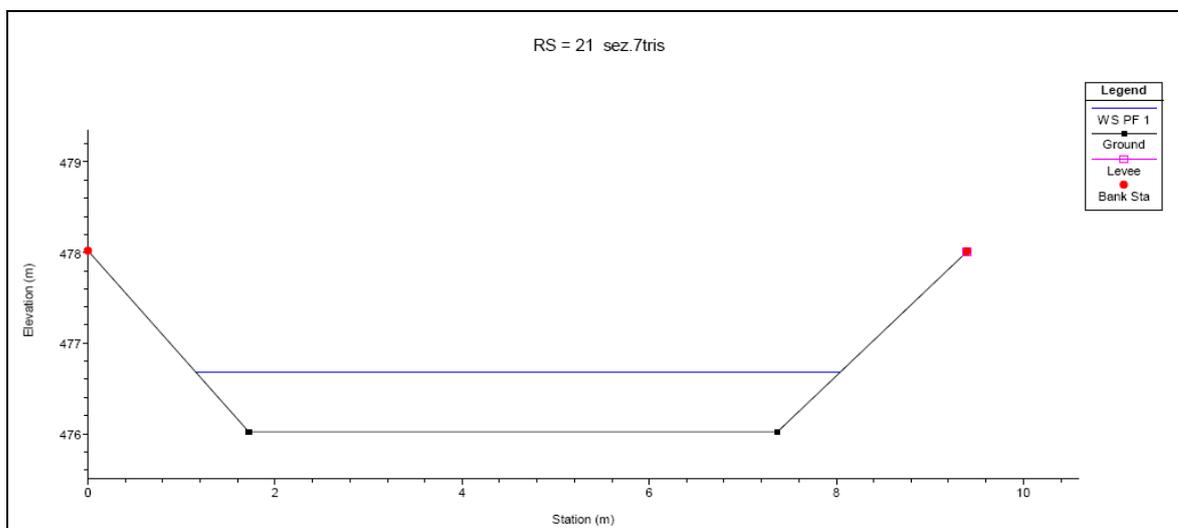


Figura A.1.8 - Schermata di Hec-Ras: sezione tipo in Località Martiri.

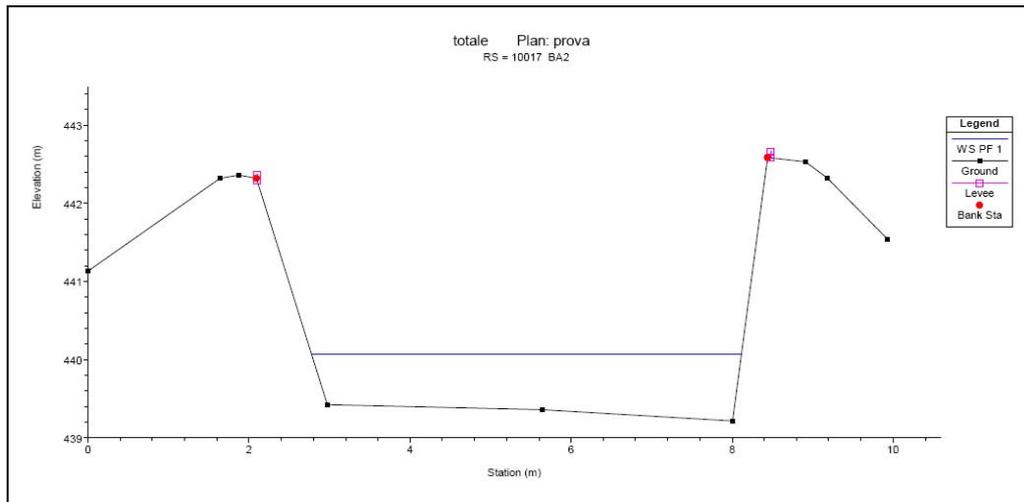


Figura A.1.9 - Schermata di Hec-Ras: sezione tipo a monte di Balangero.

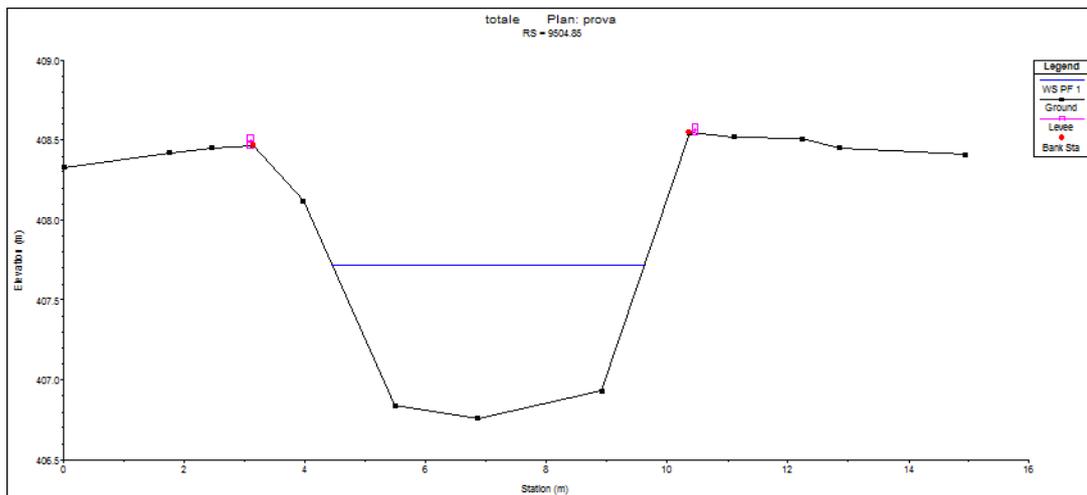


Figura A.1.10 - Schermata di Hec-Ras: sezione tipo tra Balangero e Mathi.

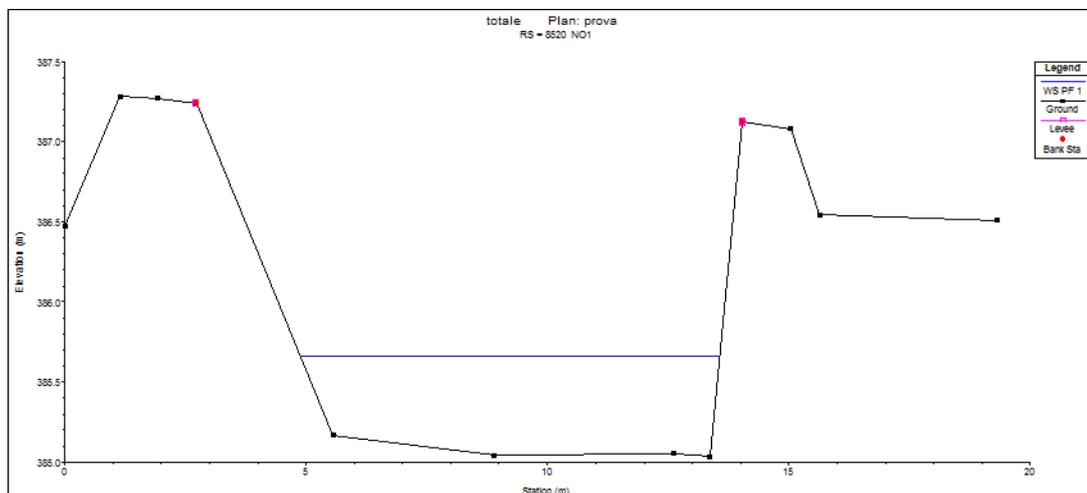


Figura A.1.11 - Schermata di Hec-Ras: sezione tipo tra Mathi e Nole.

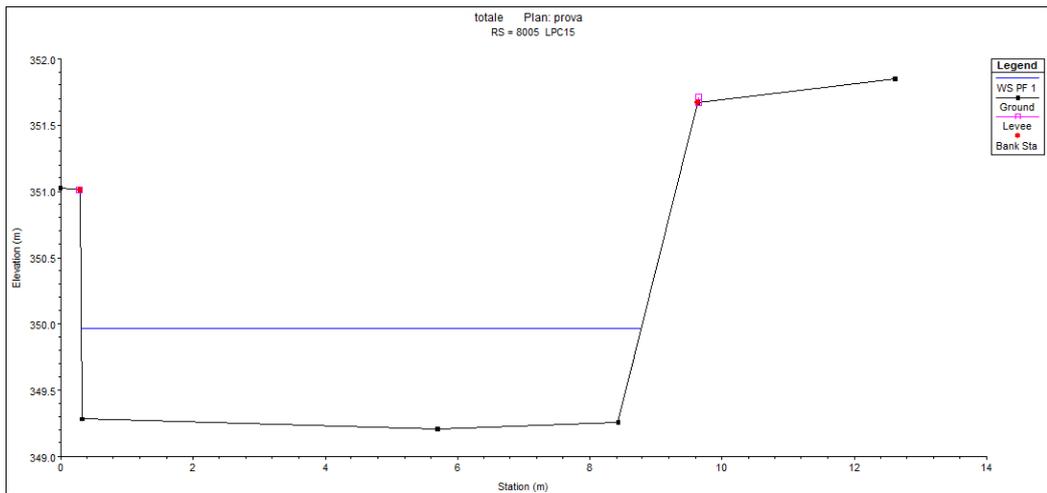


Figura A.1.12 - Schermata di Hec-Ras: sezione tipo tra Nole e San Francesco.

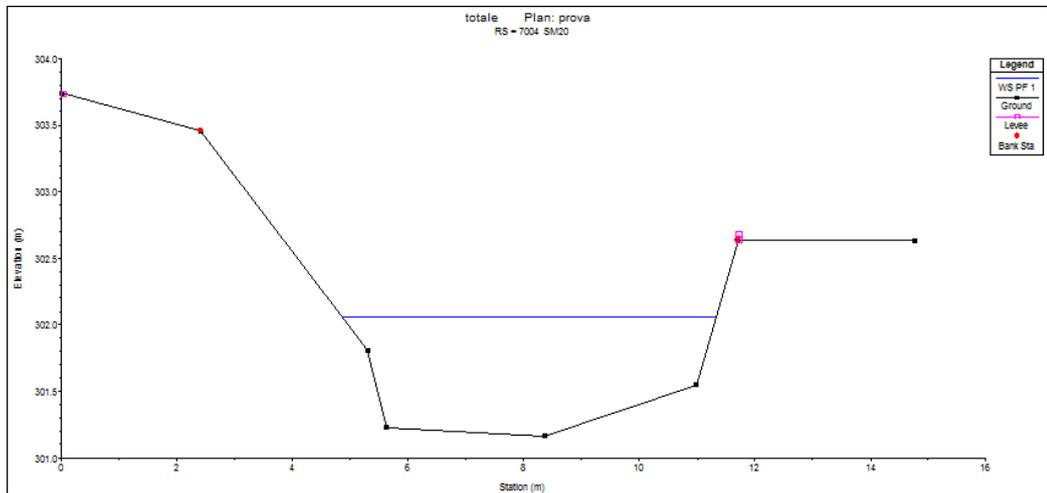


Figura A.1.13 - Schermata di Hec-Ras: sezione tipo tra San Francesco e Volpiano.

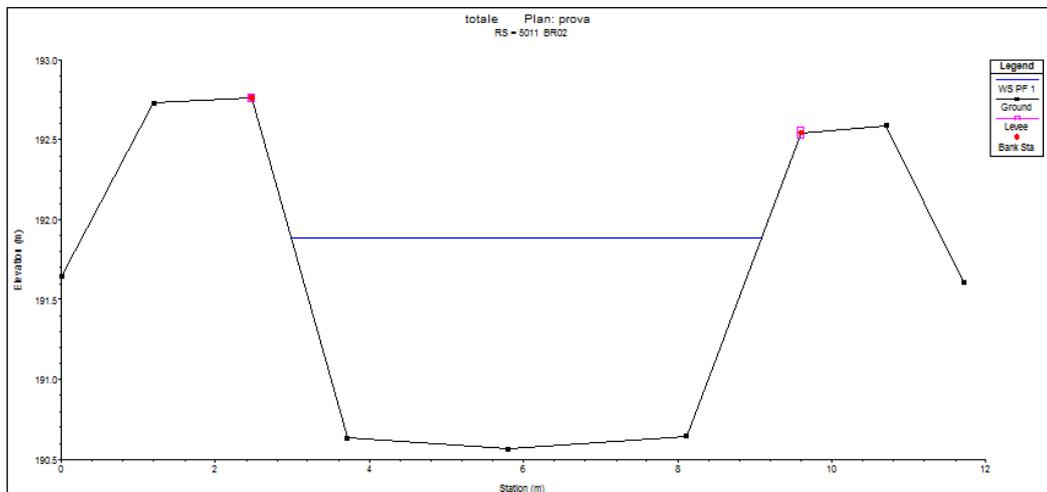


Figura A.1.14 - Schermata di Hec-Ras: sezione tipo nell'abitato di Brandizzo.

A.1.2 Scabrezza delle sezioni

La caratterizzazione della scabrezza dell'alveo è stata effettuata mediante sopralluoghi, così come documentato nel rilievo fotografico (*Appendice 4*).

Nel corso di tali sopralluoghi, compiuti nei giorni 30-31 luglio e 18 dicembre 2008, sono state scattate fotografie che attestassero lo stato di fatto dell'alveo del Banna, in modo da poterne ottenere i coefficienti di Manning tramite il metodo proposto da McCuen (McCuen, 2005): a partire da un valore base di n , denominato n_1 e basato sul tipo di canale in oggetto, si effettuano delle correzioni sulla base di cinque fattori:

- il grado di irregolarità della superficie delle sezioni (n_2);
- la variabilità di forma delle sezioni (n_3);
- la presenza e le caratteristiche di strutture che ostacolano al flusso (n_4);
- l'effetto della vegetazione sulle condizioni di flusso (n_5);
- il grado di meandricizzazione dell'alveo (n_6).

La somma dei valori dei cinque fattori correttivi ($n_s = n_1+n_2+n_3+n_4+n_5$) e del valore di base consente di ottenere un valore di n più accurato in funzione delle caratteristiche della zona in esame.

Tabella A.1.1 - Valori di riferimento per il metodo di McCuen.

n_1		n_2		n_3	
in terra	0.02	liscia	0	cambiamenti graduali	0
in roccia	0.025	minore	0.005	cambiamenti occasionali	0.005
in ghiaia fine	0.024	media	0.01	cambiamenti frequenti	0.010-0.015
in ghiaia grossolana	0.028	grande	0.02		
n_4		n_5		n_6	
effetto trascurabile	0	effetto basso	0.005-0.010	grado minore	0
effetto minore	0.010-0.015	effetto medio	0.010-0.020	grado medio	0.15 ns*
effetto medio	0.020-0.030	effetto pesante	0.025-0.050	grado pesante	0.30 ns*
effetto pesante	0.040-0.060	effetto molto pesante	0.050-0.100		

Si è riscontrato (*Figura A.1.15*) che il corso d'acqua è invaso dalla vegetazione in modo pressoché costante, sia in crescita sul fondo sia come restringimento d'alveo, causando così un considerevole aumento della scabrezza.



Figura A.1.15 - Condizioni dell'alveo nell'abitato di Balangero.

I valori finali dei coefficienti sono riportati nella *Tabella A.1.2*.

Tabella A.1.2 - Coefficienti n di Manning secondo il metodo di McCuen. La numerazione delle foto segue quella dell'Allegato 4.

FOTO	sinistra	alveo	destra
2	0.05	0.053	0.05
3	0.055	0.043	0.04
6	0.06	0.043	0.055
7	0.055	0.043	0.05
13	0.075	0.118	0.065
14	0.305	0.3	0.305
15	0.06	0.035	0.07
16	0.07	0.035	0.07
18	0.095	0.095	0.095
19	0.05	0.04	0.05
21	0.09	0.07	0.09
22	0.05	0.045	0.09
23	0.05	0.045	0.036
24	0.065	0.048	0.036
25	0.065	0.048	0.065
26	0.063	0.048	0.063
27	0.063	0.063	0.063
28	0.063	0.063	0.063
29	0.063	0.063	0.063
31	0.063	0.063	0.063
32	0.033	0.033	0.033
33	0.058	0.048	0.058
34	0.045	0.048	0.03
42	0.035	0.033	0.035
43	0.035	0.033	0.035
44	0.035	0.033	0.035
46	0.048	0.043	0.048
47	0.048	0.043	0.048
48	0.048	0.048	0.048
50	0.055	0.048	0.055
52	0.026	0.043	0.026
53	0.036	0.043	0.026
55	0.036	0.078	0.026
56	0.036	0.078	0.026
57	0.053	0.078	0.043
58	0.053	0.078	0.053
63	0.053	0.043	0.048
66	0.048	0.043	0.053

A.1.3 Pendenze medie

Nella parte alta del suo corso, il T. Banna-Bendola attraversa territori a forte pendenza, dell'ordine del 20%. Alla confluenza con il Rio Cochetto (500 m slm circa) il Banna scorre in zone a pendenza decisamente più modesta: benché sia in destra sia in sinistra alveo il terreno sia ancora a pendenza elevata (tra il 10 e il 20%), il fatto che il torrente scorra nel fondovalle consente di avere pendenze dell'alveo del 5% circa, con un picco dell'8% nella zona più a monte.

La zona successiva va approssimativamente dalla località Madonna dei Martiri di Balangero fino alla località Ex Cartiera, in Balangero. In questa zona la pendenza del Banna è dell'ordine dell'1%, e benché in sinistra orografica le pendenze siano sempre elevate (20%), in destra il terreno è pressoché pianeggiante, caratterizzato da pendenze modeste (1-2%).

Tali condizioni si mantengono praticamente inalterate fino alla zona a valle della cassa di espansione in progetto; il territorio compreso tra Mathi e Brandizzo è infatti caratterizzato da pendenze variabili tra l'1.7% e il 3.4%, e quindi l'alveo stesso si trova in condizioni di bassa pendenza (0.8-1%).

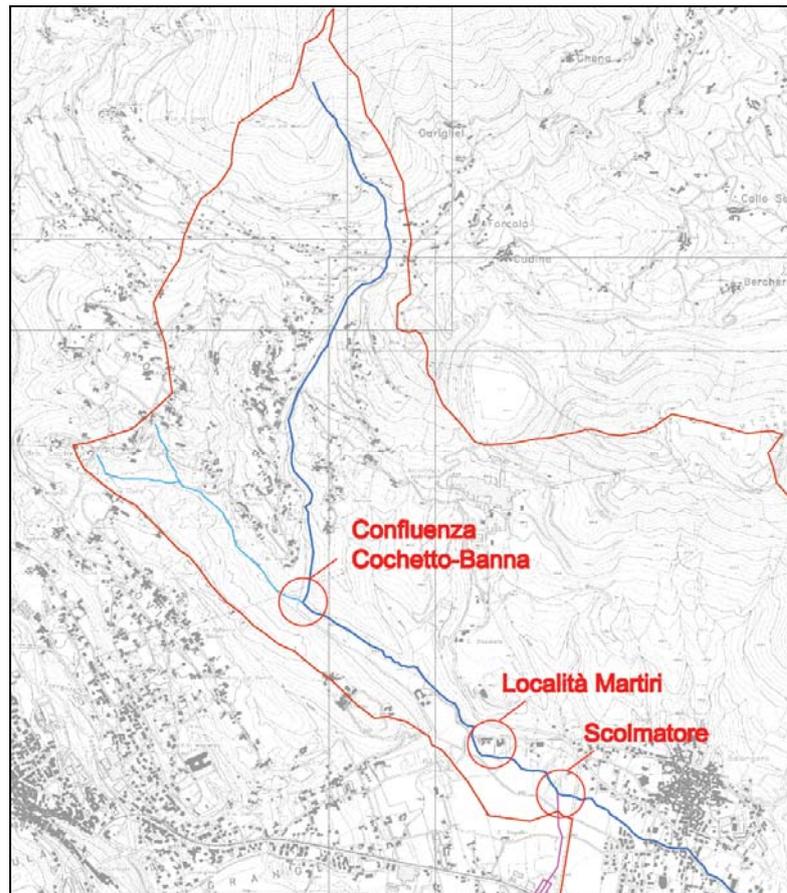


Figura A.1.16 - Parte alta del bacino del Banna.

A.2 Il nodo idraulico di Balangero e Mathi

A.2.1 Descrizione del nodo 'scolmatore – cassa'

L'evento alluvionale verificatosi tra il 4 e il 7 novembre 1994 determinò numerose esondazioni del torrente Banna-Bendola con il conseguente allagamento di aree estese nei territori da esso attraversati. In seguito a tale evento i comuni ricadenti nel bacino idrografico del torrente Banna-Bendola decisero di costituire un Consorzio con lo scopo di proporre e realizzare delle opere idrauliche concentrate e delle opere diffuse di sistemazione dell'alveo del torrente, al fine di prevenire e controllare ulteriori eventi di piena caratterizzati da un elevato periodo di ritorno.

Nel 1996 il consorzio entrò così in possesso di un progetto preliminare con il quale si proponevano numerose opere di intervento lungo il torrente, a cui fece seguito, nel 1998, il progetto generale con il quale si prevedeva la realizzazione di:

- un *canale scolmatore* prima dell'abitato di Balangero, in grado di trasferire le portate ritenute in eccesso rispetto alle capacità idrauliche del torrente verso la Stura;
- un *bacino per la laminazione delle piene*, da realizzarsi a valle dell'abitato di Balangero, in prossimità dell'abitato di Mathi;
- altri due bacini di laminazione da realizzarsi in prossimità dell'abitato di Volpiano.

L'ubicazione degli interventi in progetto è riportata nell'Allegato 2.

Nello stesso anno del progetto generale (1998), veniva presentato anche lo studio necessario alla realizzazione del canale scolmatore di Balangero. Lo scopo ultimo era la definizione degli interventi necessari alla realizzazione di uno scolmatore di piena che convogliasse una quota parte della portata massima defluente nel torrente Banna-Bendola nel Torrente Stura di Lanzo riducendo, dunque, il rischio di esondazione nel comune di Balangero ed in quelli a valle. Tale studio riprendeva i risultati proposti nel Progetto Generale, proponendo però risultati più dettagliati per quanto riguardava lo scolmatore.

Nel periodo 2001-2002 venne presentato il progetto definitivo, costituente una variante del progetto generale, con il quale si voleva ridurre almeno parzialmente il volume da invadere nel bacino di laminazione da realizzarsi tra il comune di Balangero e Mathi. Lo studio in esame fu richiesto dalle amministrazioni dei comuni indicati in quanto queste sentivano l'esigenza di realizzare un'opera meno impattante sul territorio.

Nel 2008, infine, il comune di Balangero commissionò un ulteriore studio idrologico-idraulico con lo scopo di definire nuovamente le portate in transito nel torrente Banna e le effettive capacità offerte dallo scolmatore a monte di Balangero.

La cronologia completa dei progetti è riportata in *Allegato 1*.

A.2.2 Il canale scolmatore

Cronistoria

La costruzione di un canale scolmatore (*Figura A.2.1*), che spostasse le portate in eccesso dal Banna alla Sturetta al fine di proteggere l'abitato di Balangero, è stata decisa in seguito all'alluvione del 1994. Durante lo svolgersi di questo evento si sono avute esondazioni in località Madonna dei Martiri come riportato nella *Figura A.2.2*, tratta dal Piano Regolatore del Comune di Balangero.

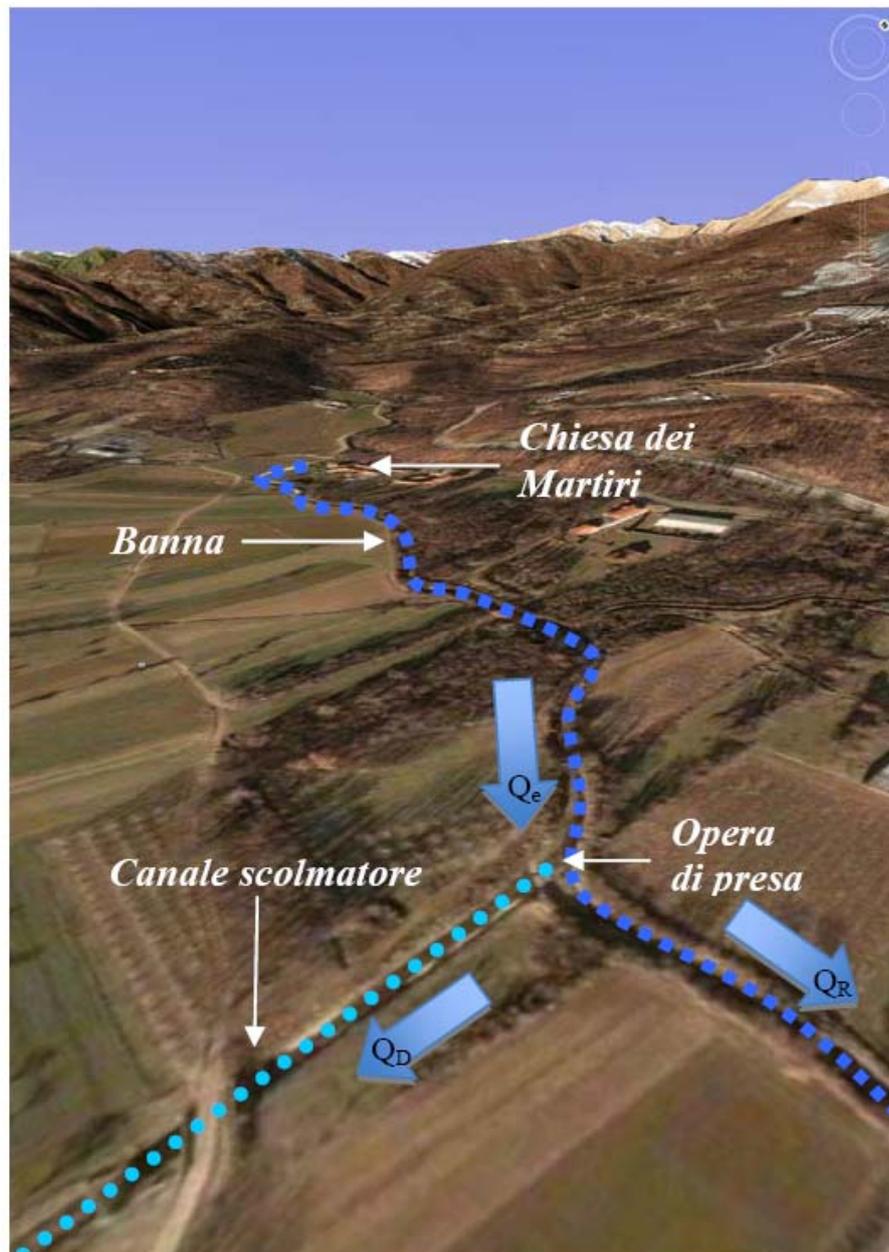


Figura A.2.1 - Descrizione qualitativa del nodo scolmatore e delle sue componenti principali: il tratto di Banna a valle della chiesa dei Martiri, l'opera di presa ed il canale scolmatore. Le portate in ingresso al nodo, quelle derivate nel canale scolmatore e quelle residue nel torrente Banna sono anche schematicamente indicate.

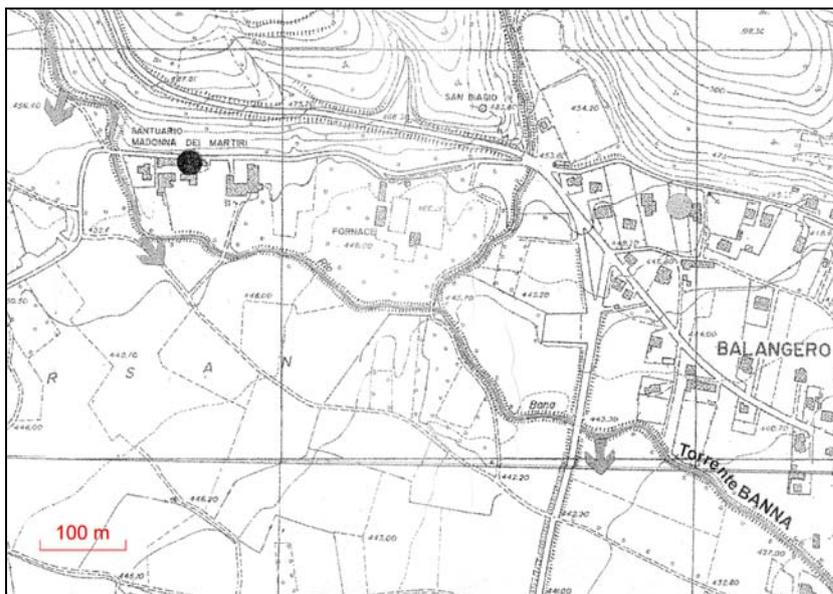


Figura A.2.2 - Carta degli allagamenti dovuti all'alluvione del novembre 1994 (scala 1:5000).

Il progetto originale di quest'opera è del 1998 ed è a firma dell'Ing. Magnetti Silvio. Si è poi avuto un progetto definitivo, risalente al 2003, con sviluppi riguardanti il secondo lotto di realizzazione del canale, ovvero la sistemazione della parte a cielo aperto immediatamente precedente allo scarico nella Sturetta, e le opere di sistemazione ambientale conseguenti il completamento dell'opera.

La relazione idrogeologico - idraulica relativa al progetto del 1998 presenta due parti, una incentrata sull'analisi idrologica e una sull'analisi idraulica.

Nella parte relativa all'analisi idrologica vengono calcolate:

- a. le altezze di pioggia di assegnato tempo di ritorno tramite il modello TCEV – progetto Va.Pi.;
- b. le caratteristiche fisiografiche, quali area del bacino, lunghezza e pendenza dell'asta principale, quota massima minima e media del bacino, pendenza media dei versanti e parametro CN del metodo SCS;
- c. il tempo di corrivazione;
- d. le portate di piena tramite l'espressione razionale.

Per la determinazione di tali caratteristiche si considera il bacino del Rio Banna delimitato alla sezione di presa del canale scolmatore (bacino S1), e un'ulteriore porzione del territorio sottesa dallo scolmatore stesso (bacino S2).

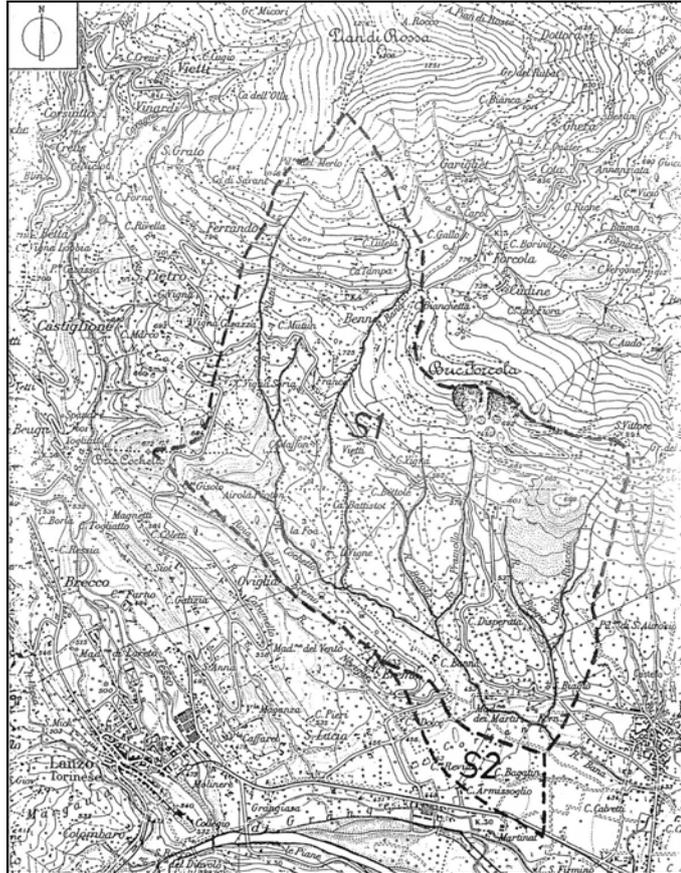


Figura A.2.3 - Stralcio della progetto del canale scolmatore (1998): bacini sottesi dallo scolmatore.

Nella parte relativa all'analisi idraulica vengono considerati:

- a. il Rio Banna nel tratto a cavallo dell'opera di presa del canale scolmatore in progetto, su una lunghezza complessiva di circa 300 m;
- b. il canale scolmatore, su tutta la sua lunghezza, compreso il tratto a sezione chiusa.

Le verifiche idrauliche sono state condotte in condizioni di moto permanente, impiegando il codice di calcolo MIKE 11. In seguito alle considerazioni espresse all'interno di tale progetto, le scelte progettuali si indirizzarono verso una lunghezza di sfioro pari a 8 m e un dimensionamento che permettesse di smaltire con adeguato franco di sicurezza la portata con $T_r = 100$ anni in condizioni teoriche, pari a $Q_{max} = 27,0 \text{ m}^3/\text{s}$ e, seppur con franco residuo minimo, anche la portata con pari tempo di ritorno e in condizioni realistiche $Q_{max} = 42,6 \text{ m}^3/\text{s}$.

Stato attuale

Il canale scolmatore è caratterizzato da una lunghezza totale di 1080,07 m, di cui 342 scorrono interrati. L'intersezione con il torrente Banna è posta a circa 400 m a monte dall'abitato di Balangero, come risulta dalla *Figura A.2.4*.

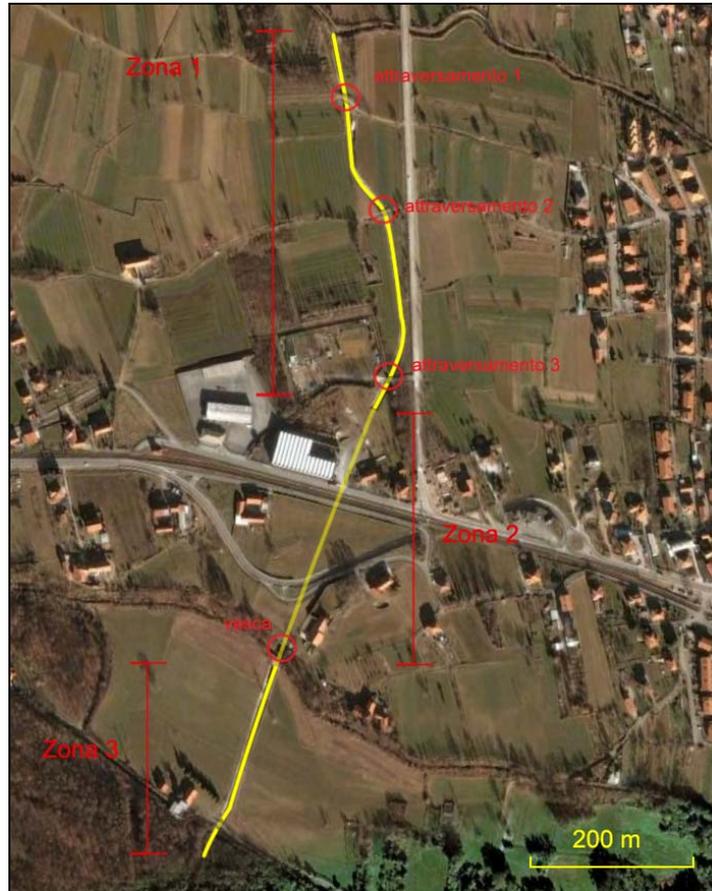


Figura A.2.4 - Scolmatore di Balangero: suddivisione in zone.

La zona 1 parte dall'opera di presa e prosegue per 483,6 m, fino all'inizio della parte tominata. L'alveo del torrente Banna, nel tratto di derivazione del canale, è stato risagomato secondo lo schema riportato in *Figura A.2.5*.

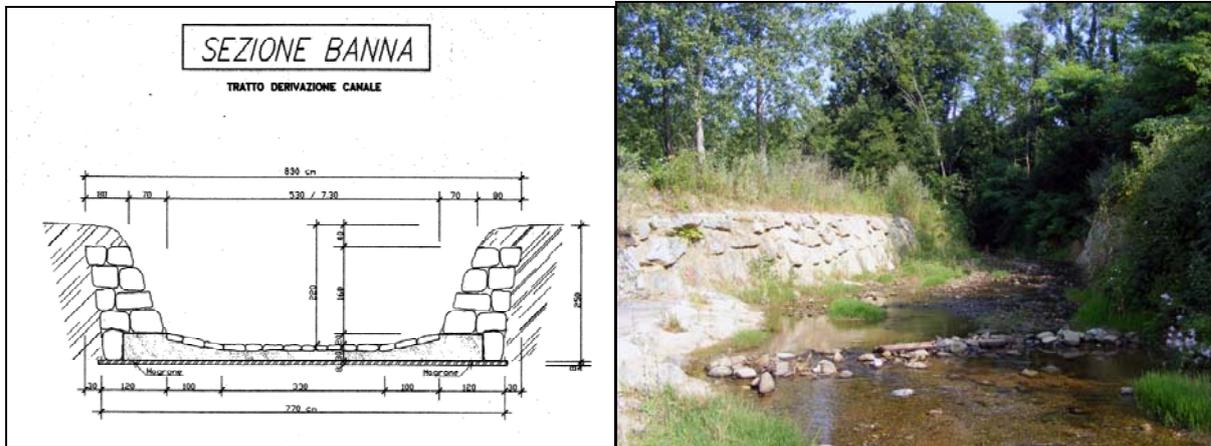


Figura A.2.5 - Risagomatura del Banna e stato di fatto del tratto di derivazione al 30/07/08.

La soglia di sfioro è caratterizzata da un'altezza sul fondo di 0,4 m, e da una lunghezza di 10 m; è fornita inoltre di un'apertura con luce a stramazzo a soglia larga, di lunghezza pari a 1 m e altezza sul fondo 0,2 m (*Figura A.2.6*); la larghezza del ciglio sfiorante è di 1 m.

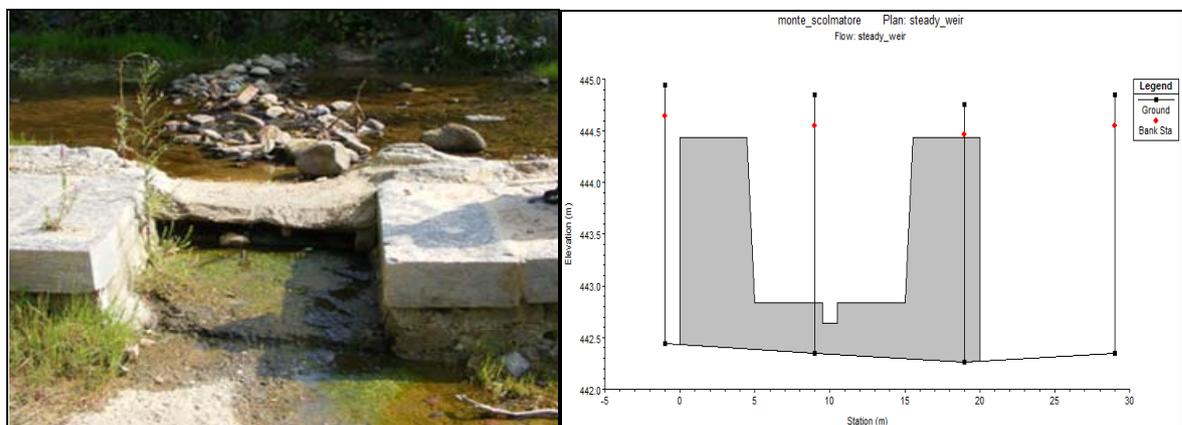


Figura A.2.6 - Configurazione della soglia.

Da osservazioni in loco risulta però che il fondo alveo del Banna si è innalzato a causa del depositarsi di sedimenti, e quindi la soglia dello scolmatore non si trova più a 0,2 m di distanza dal fondo del torrente, ma allineata con lo stesso.

Il canale ha inizialmente una larghezza di 10 m, e si restringe fino ad una larghezza di 4 m che si mantiene costante per tutto il suo sviluppo, fino alla Sturetta in cui scarica.



Figura A.2.7 - Vista del canale scolmatore dalla soglia.

La sezione tipo del canale scolmatore nel tratto a cielo aperto è stata prevista, all'interno del progetto del 1998, con sponde in scogliera di massi e fondo in calcestruzzo e lastre di pietra, al fine di evitare il rischio di erosioni dovute alla velocità di deflusso. Una sezione di questo tipo, inoltre, rispetto ad un semplice canale in terra, e a parità di ingombro, consente il deflusso di maggiori portate e una maggiore stabilità e durata.

Per quanto riguarda la scabrezza, vanno tenute in conto anche le crescite di vegetazione visibili sugli argini, e si è quindi scelto un coefficiente di Manning di 0,02.

Le sezioni caratteristiche di questa zona sono di due tipi, in funzione di una maggiore o minore stabilizzazione delle sponde.

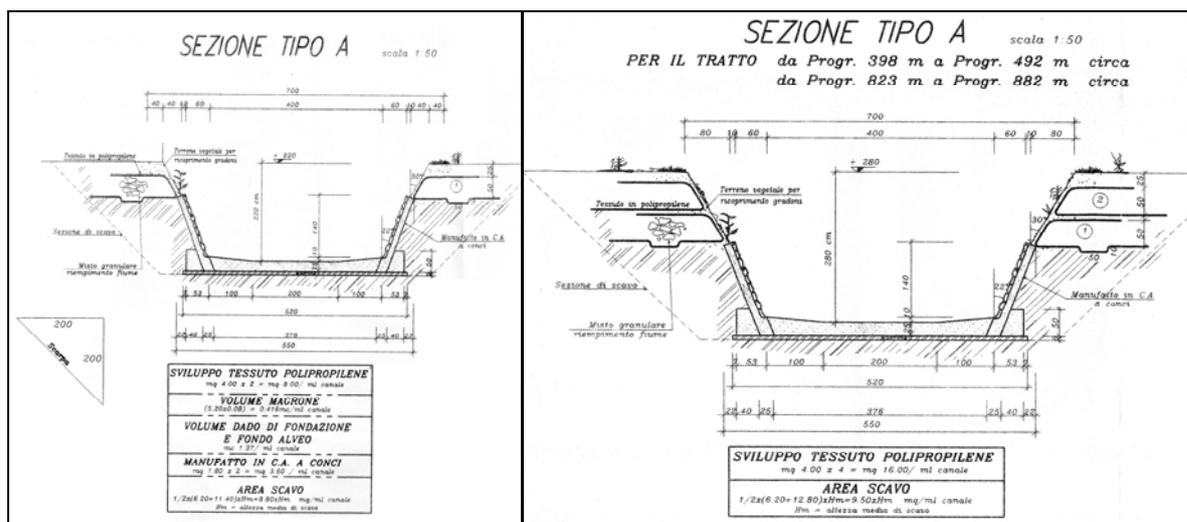


Figura A.2.8 - Sezione tipo "A".

Il tipo di sezione riportato in *Figura A.2.8* caratterizza pressoché l'intera lunghezza della parte a cielo aperto del canale, fino alla progressiva 426,6, dove inizia una zona a maggiore protezione spondale, come visibile nella stessa figura a destra.

All'interno di questa zona sono presenti tre attraversamenti dovuti a strade poderali: il primo risulta essere largo 6,00 m, gli altri due sono invece larghi 5,00 m; tutti e tre sono caratterizzati da una luce sul fondo del canale di 5,20 m.

La zona 2 consiste nella parte interrata per il sottopassaggio della Strada provinciale e della Ferrovia. Si tratta di una sezione chiusa rettangolare, di altezza pari a 2,95 m e larghezza pari a 4 m.

In particolare, nella zona sottostante l'attraversamento della Strada provinciale si ha una sezione di spessore maggiore, come visibile nella *Figura A.2.9*, dovuto alla necessità di sostenere sforzi maggiori.

All'interno di questa zona si ha una vasca che funge da collegamento fra le quote a monte, più alte, e quelle a valle; all'interno di tale manufatto si verifica un salto idraulico con passaggio della corrente allo stato critico. Le quote di fondo canale passano da 433,34 m slm a 429,12 m slm su una lunghezza di 13 m.

A 91 m a monte di tale salto si ha un nuovo attraversamento della Provinciale, con una sezione nuovamente più spessa rispetto alle precedenti.

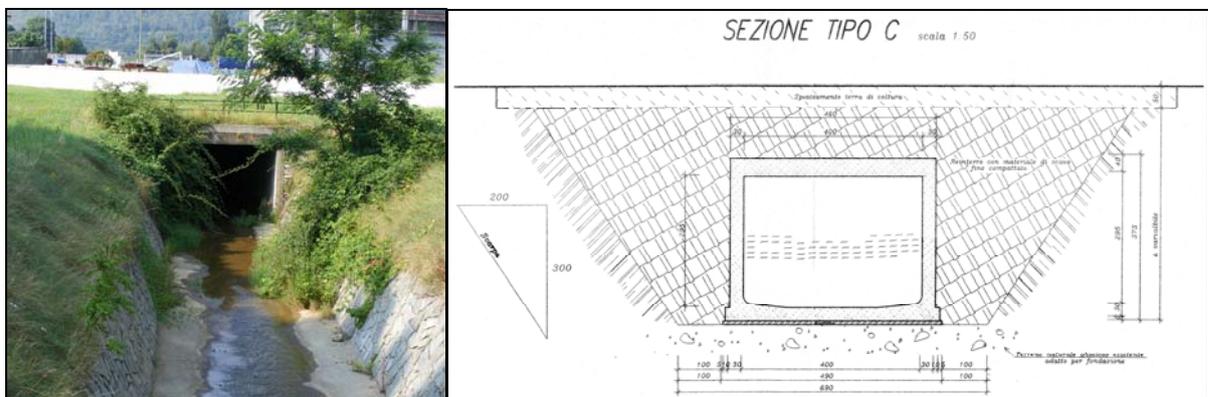


Figura A.2.9 - Imbocco della zona tombinata e sezione tipo "C".

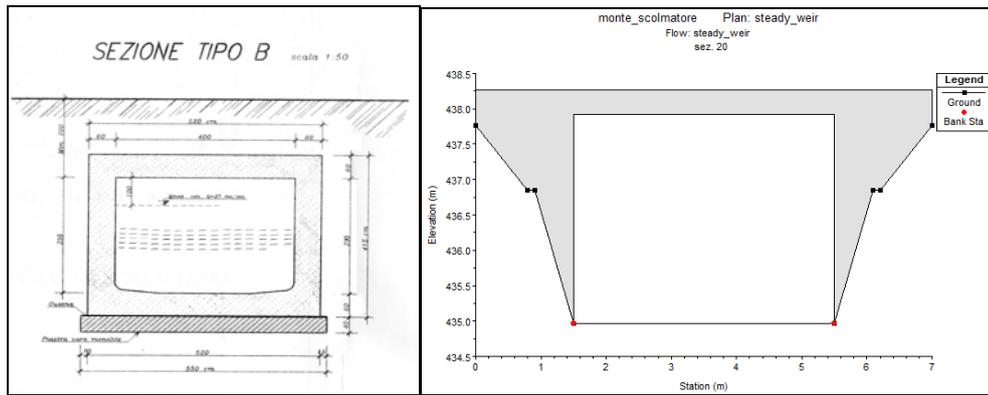


Figura A.2.10 - Sezione tipo "B" e sezione trasversale tipo della parte tombinata.

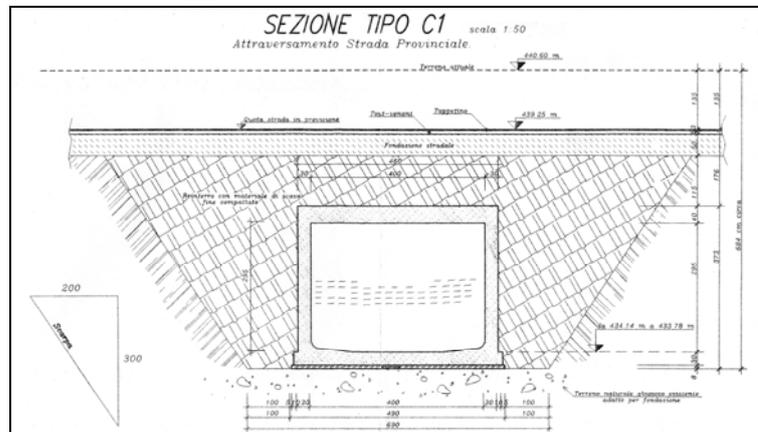
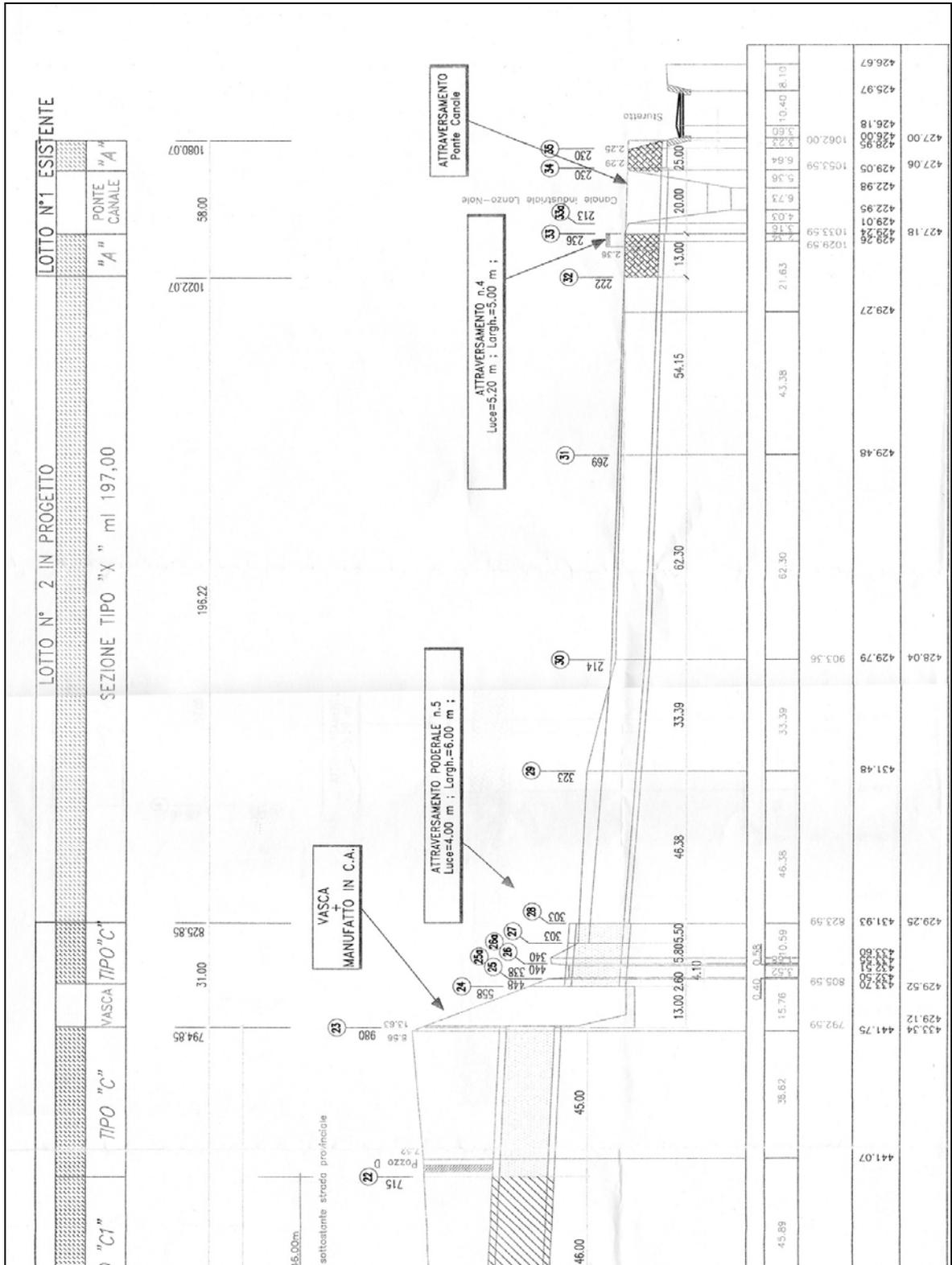


Figura A.2.11 - Sezione tipo "C1".

ZONA 3

Progr. 825.85 – 1080.07



La zona 3 è nuovamente a cielo aperto. Nell'ambito del Lotto 1 del progetto quest'ultima zona consisteva di un canale in terra con sponde solo parzialmente risagomate, mentre nell'ambito del Lotto 2, preposto appunto al completamento di questa parte, si prevedeva di risagomare le sponde e il fondo canale secondo una sezione simile a quella riscontrata all'inizio del canale scolmatore stesso (Figura A.2.12).

Gli ultimi 58 m dello scolmatore sono nuovamente sagomati secondo una sezione di tipo "A" per l'attraversamento di un canale industriale. Successivamente, il canale si getta infine nella Sturetta.

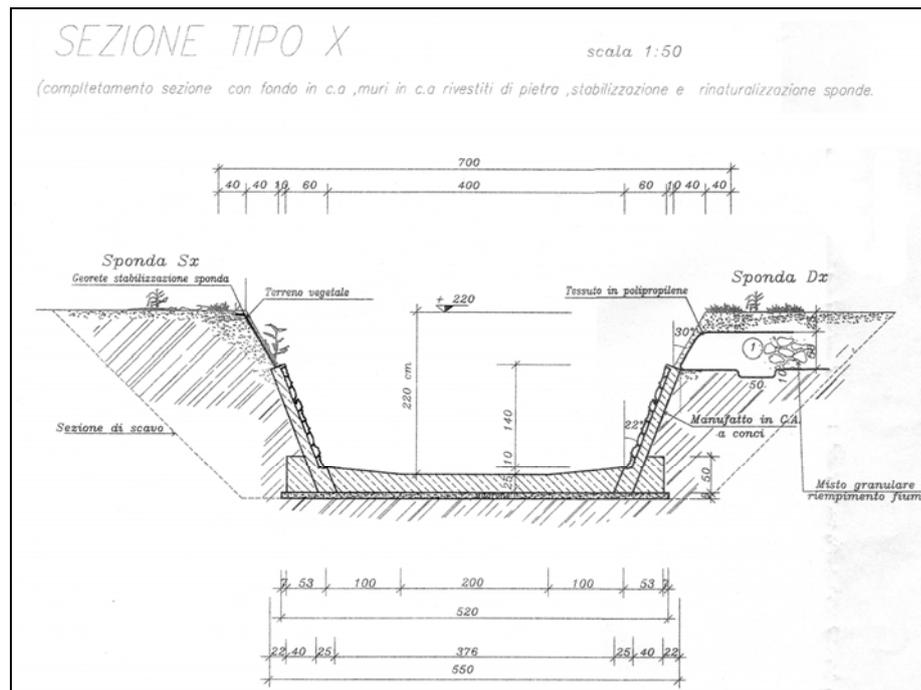


Figura A.2.12 - Sezione tipo "X".

Misure di portata

Al fine di stimare l'impatto che un eventuale evento alluvionale può avere sul territorio del bacino Banna-Bendola vi è la necessità di conoscere, con la maggiore accuratezza possibile, la portata attribuibile allo scolmatore laterale realizzato a monte dell'abitato di Balangero, in particolare per quanto riguarda le portate di attivazione dello sfioratore laterale. Il metodo migliore è ovviamente la misura diretta e simultanea della portata nel torrente e nello sfioratore laterale, verifica che è stato possibile svolgere durante la piccola piena avutasi nel maggio 2008. In tale occasione sono quindi state eseguite due campagne di misura, nei giorni 26 e 28 maggio, effettuando una misura indiretta della portata con il classico metodo della misura delle aree e delle velocità, queste ultime misurate in 10 sezioni verticali, per 5 punti su ogni verticale.

Tali misure hanno permesso di verificare che lo sfioratore laterale, nelle condizioni di parziale interrimento che sono state riscontrate durante le campagne di misura, si attiva quando le portate nel torrente Banna-Bendola eccedono i $0.8 \text{ m}^3/\text{s}$. In particolare, per profondità nel torrente pari a 0.45 m , le portate nello sfioratore e nel torrente raggiungono rispettivamente i valori di $0.2 \text{ m}^3/\text{s}$ e $1.0 \text{ m}^3/\text{s}$. Tali misure hanno permesso di tarare le condizioni iniziali della scala di deflusso dello sfioratore laterale; si sottolinea, tuttavia, che gli eventi che sono in grado di attivare lo sfioratore sono piuttosto rari, e quindi lo studio sistematico del deflusso laterale dello sfioratore è piuttosto difficile, ragione per cui si è scelto di eseguire delle simulazioni tramite il codice di calcolo HEC-RAS.

A.2.3 La cassa di espansione

La cassa di espansione in derivazione oggetto della presente relazione è quella desunta dal progetto *“Progetto definitivo dei lavori di sistemazione del Torrente Banna-Bendola”* nella sua ultima versione del 2002 (*Variante*). Questo progetto venne realizzato sulla base dell'esigenza di ridurre almeno parzialmente il volume da invasare nelle due casse originalmente previste nei territori di Balangero e Mathi (P2a e P2b pari a 456000 m^3). Il risultato finale consisté in una unica cassa di espansione multi-settore del volume complessivo di 250000 m^3 .

Ubicazione forma e dimensione

La realizzazione della cassa di espansione nei comuni di Balangero e Mathi dovrà essere basata su di un attento studio sia degli aspetti idraulici, geologici e geotecnici sia di quelli ambientali, paesaggistici e logistici. Lo scopo del presente lavoro, come già detto in precedenza, non è quello di progettare la cassa di espansione ottimale ma di verificare i potenziali effetti benefici della laminazione sul territorio circostante il torrente Banna-Bendola.

La cassa di espansione di Balangero: La cassa di espansione si compone di quattro settori (PS1-PS4) disposti a quattro livelli differenti e degradanti lungo l'asse del torrente. Il fondo cassa del primo settore varia da 414 a 418 m s.l.m. ; quello del secondo da 410 a 414 ; quello del terzo da 407 a 410 mentre nel quarto settore la quota del fondo varia da 404 a 407 m s.l.m. L'area dei quattro settori varia da 310000 m^2 a 670000 m^2 . Maggiori informazioni sono desumibili dalla figura.... Gli sfioratori di superficie hanno tutti larghezza pari a 40 m . La quota di presa dello sfioratore principale è stata assunta 417 m s.l.m. , mentre gli sfioratori intercassa sono posizionati a 416.1 , 411.8 e 409 m s.l.m. Lo sfioratore di sicurezza è stato posto a 406.9 m s.l.m. L'opera di regolazione in alveo è stata schematizzata come una barra trasversale posizionata ad hoc al fine di ottimizzare il funzionamento della cassa di espansione.

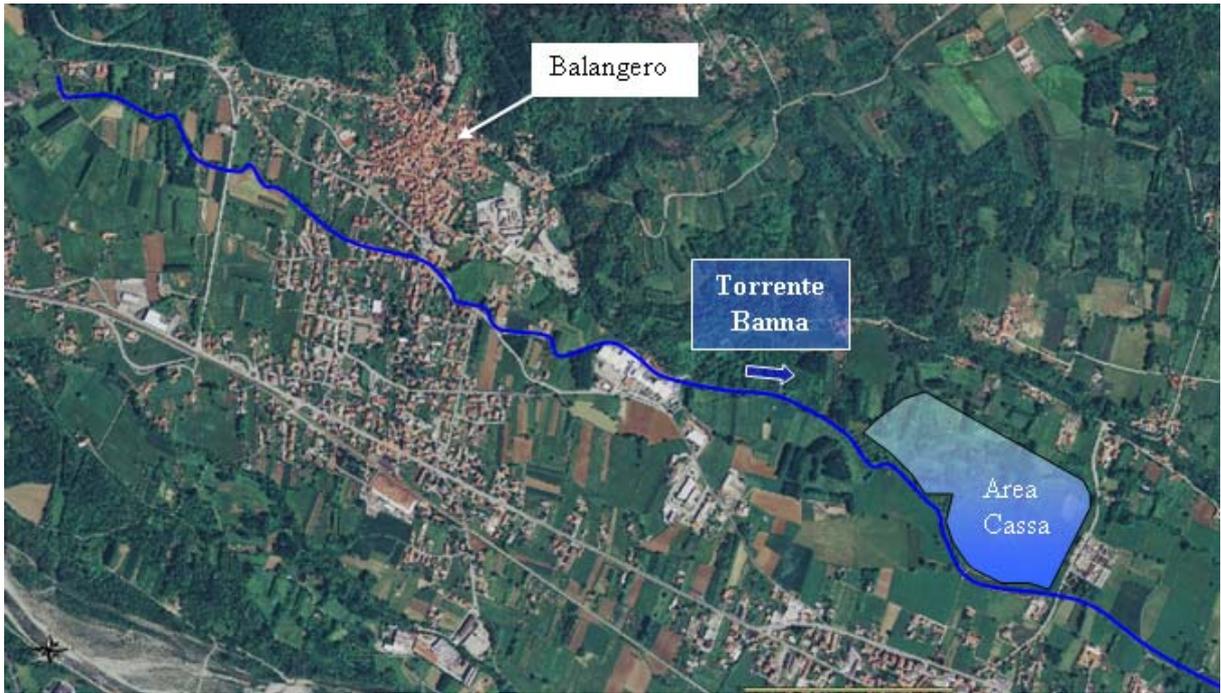


Figura A.2.13 - Inquadramento qualitativo della cassa multi settore sul territorio tra Balangero e Mathi.



Figura A.2.14 - Inquadramento qualitativo dei quattro settori della cassa di espansione.

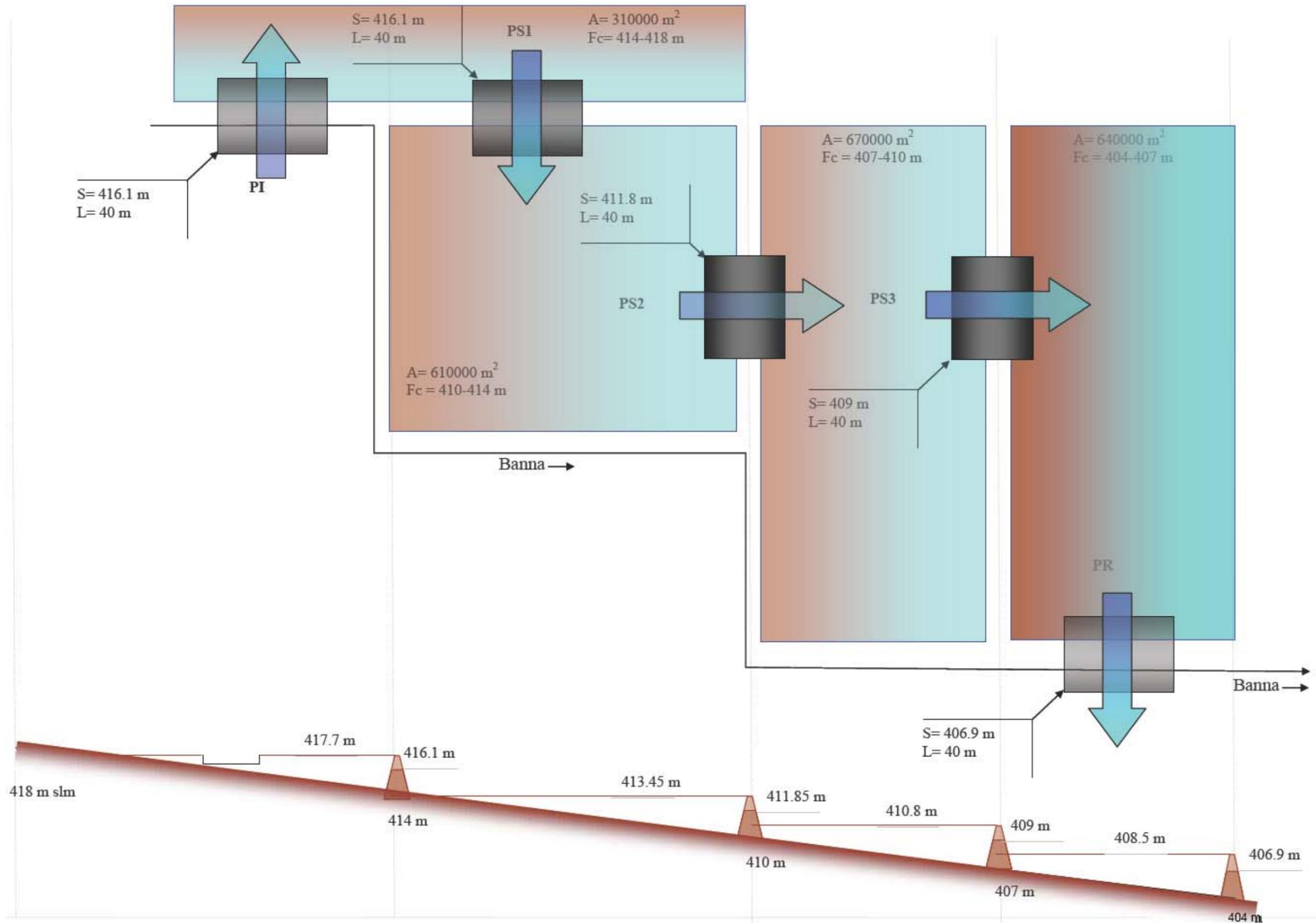


Figura A.2.15 - Rappresentazione della cassa di espansione multi settore. Tutte le quote sono desunte da a) "Progetto definitivo dei lavori di sistemazione del Torrente Banna-Bendola", b) rilievi sul campo, c) carte CTR.

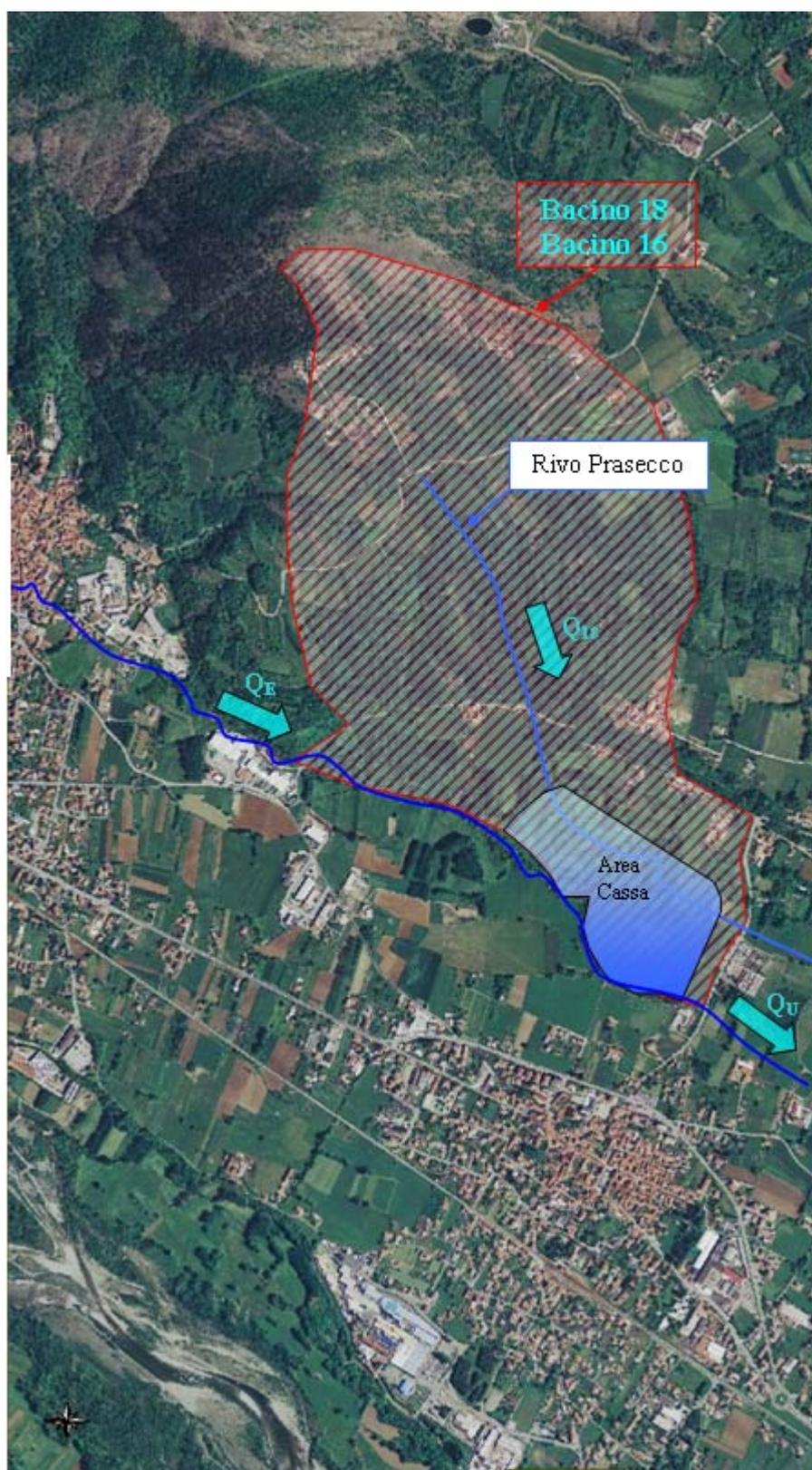


Figura A.2.16 - La cassa di espansione ed il bacino 18 sotteso alla cassa stessa.

Schema idraulico di funzionamento

Lo schema di funzionamento della cassa di espansione è rappresentato in *Figura A.2.17*. In particolare si riassumono qui alcune delle caratteristiche salienti di tale schema:

- a) Il bilancio idrico del primo nodo-cassa (NC1) è dato dalla somma della portata del Banna (Q_E), di quella scolmata nel primo settore (Q_S) e di quella residua in alveo (Q_B). In particolare, Q_S è imposta dalle caratteristiche geometriche dello sfioratore di presa e da quelle dell'opera di regolazione in alveo.
- b) L'equilibrio del nodo idraulico attribuibile al primo settore della cassa (S1) è dato da: 1) ingressi in cassa sia della portata scolmata Q_S che di quella derivante dagli afflussi insistenti sul bacino 18 (la numerazione di questo bacino è rintracciabile nel Capitolo 2 dove è descritta la suddivisione preliminare del bacino in 30 sottobacini di limitate dimensioni), 2) la portata scolmata nel secondo settore Q_{II} , 3) la variazione di volume dell'acqua immagazzinata nel settore stesso.
- c) L'equilibrio dei nodi idraulici del secondo e terzo settore della cassa (S2 e S3) è semplicemente ricavabile dalla variazione di volume dei settori e dalla portata netta entrante nel settore stesso.
- d) L'ultimo settore (S4) è dotato di uno sfioratore di sicurezza che, nel caso di eventi estremi, è in grado di restituire una parte della portata scolmata (Q_S) al torrente Banna (Q_R) rendendo trasparente la cassa a piene con periodi di ritorno molto maggiori di quello di progetto.

In definitiva, il nodo idraulico della cassa di espansione (NC) è costituito dall'ingresso diretto dal Banna (Q_E), da quello indiretto dal bacino confluyente in cassa (Q_{18}), dall'uscita dallo sfioratore di sicurezza (Q_U) e dal Volume totale immagazzinato nei quattro settori della cassa (V_T). Nondimeno, un'analisi completa del funzionamento della cassa multi settore deve essere basato sullo studio di ogni singolo settore, delle sue portate in ingresso e dei relativi livelli idrici raggiunti. In tal modo è possibile sincerarsi del corretto funzionamento idraulico della cassa, del rispetto dei franchi arginali, i volumi accumulati in cassa durante il transitorio ed in condizioni stazionarie post-evento, etc..

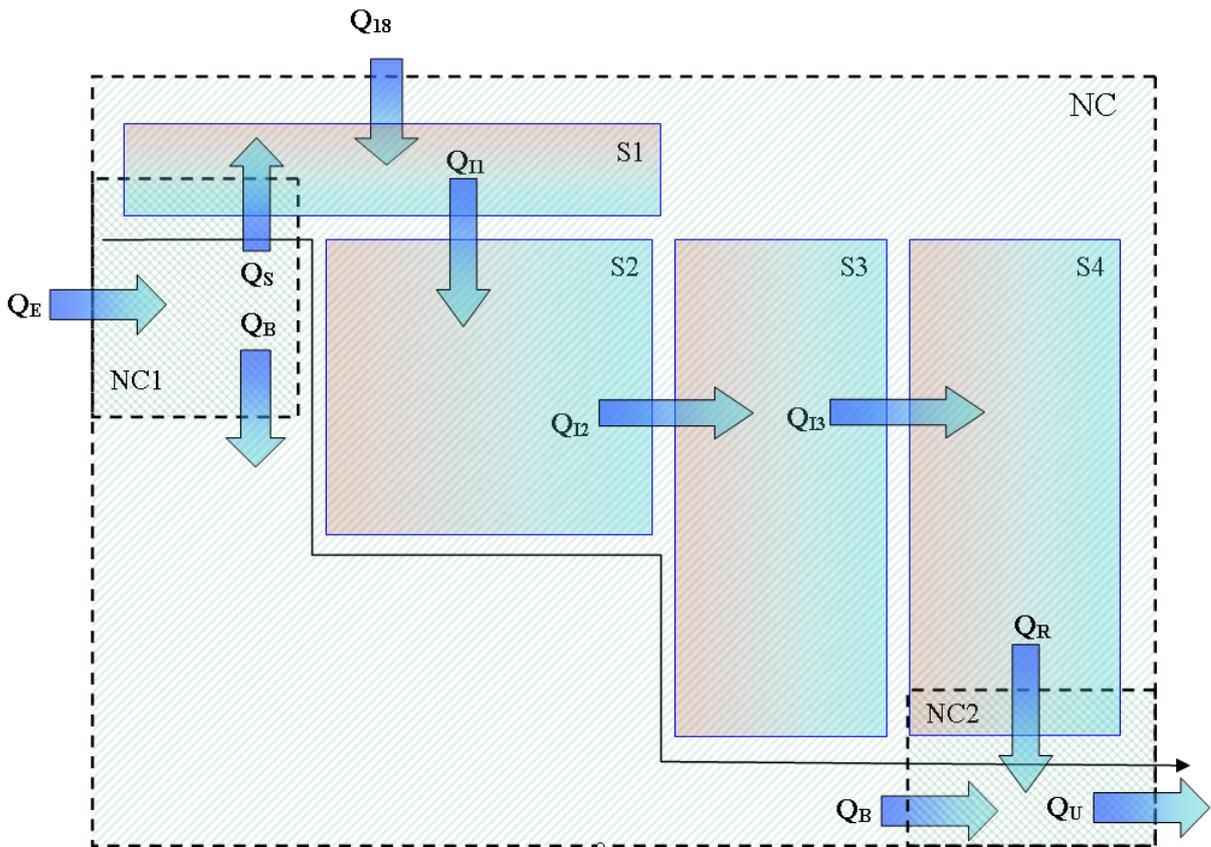


Figura A.2.17 - Lo schema idraulico di funzionamento della cassa multisettore.

Esempio di funzionamento della cassa

L'analisi completa del funzionamento della cassa è stato presentato in dettaglio nel *Capitolo 7*. In questa sezione ci si limita a mostrare il funzionamento globale della cassa, e dei vari nodi, sollecitata da un evento di piena avente periodo di ritorno duecento anni (T_R 200) e tempo di pioggia sei ore (T_P 6). Inoltre, 1) il funzionamento dello scolmatore è supposto essere in condizioni di regolare manutenzione, 2) le portate imputabili al bacino sotteso alla cassa sono considerate completamente immagazzinate nella cassa. Per chiarezza, nei grafici che seguono (da *Figura A.2.18* a *Figura A.3.10*) la portata a monte dello scolmatore di Balangero è riportata come riferimento.

Dai grafici è possibile evidenziare alcune delle peculiarità sul funzionamento della cassa multi settore allorchè essa venga sottoposta ad un evento di pioggia di sei ore e periodo di ritorno di 200 anni. Si richiama qui nuovamente che l'analisi completa dei periodi di ritorno e di pioggia è dettagliatamente riportata nel *Capitolo 7*.

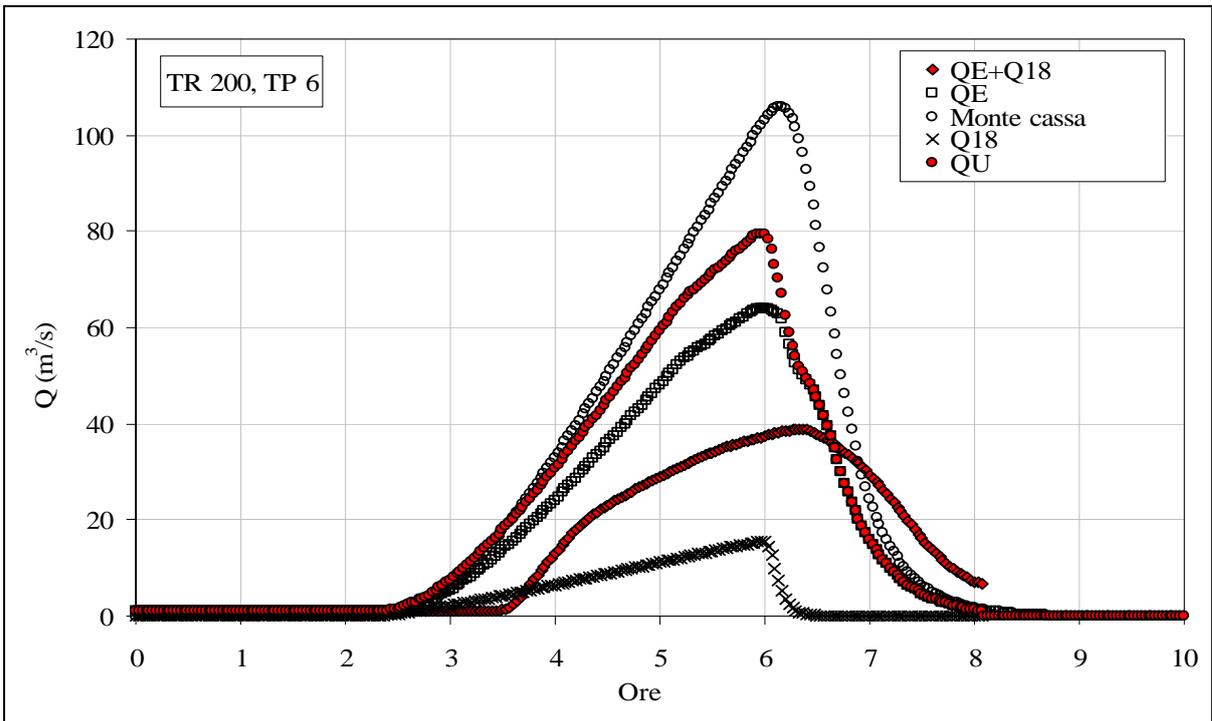


Figura A.2.18 - Idrogrammi che interessano il nodo idraulico della cassa di espansione (NC).

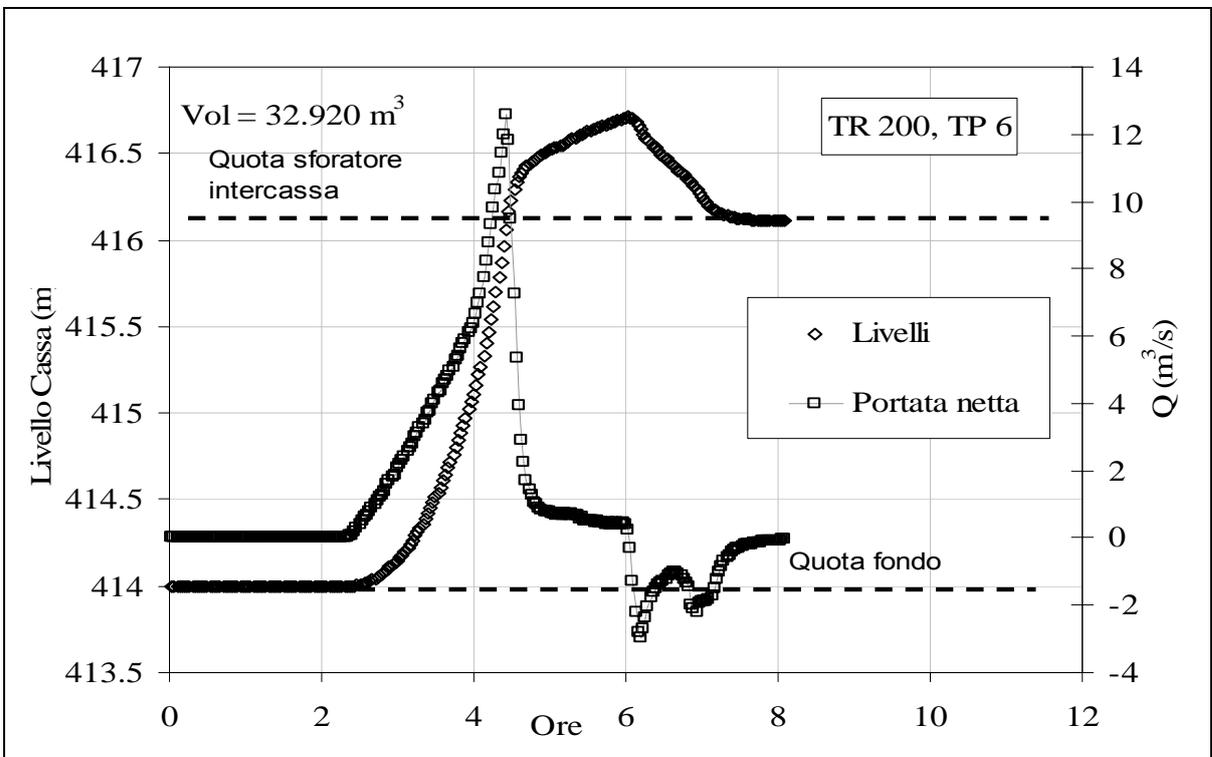


Figura A.2.19 - Il funzionamento idraulico del primo settore della cassa di espansione (S1).

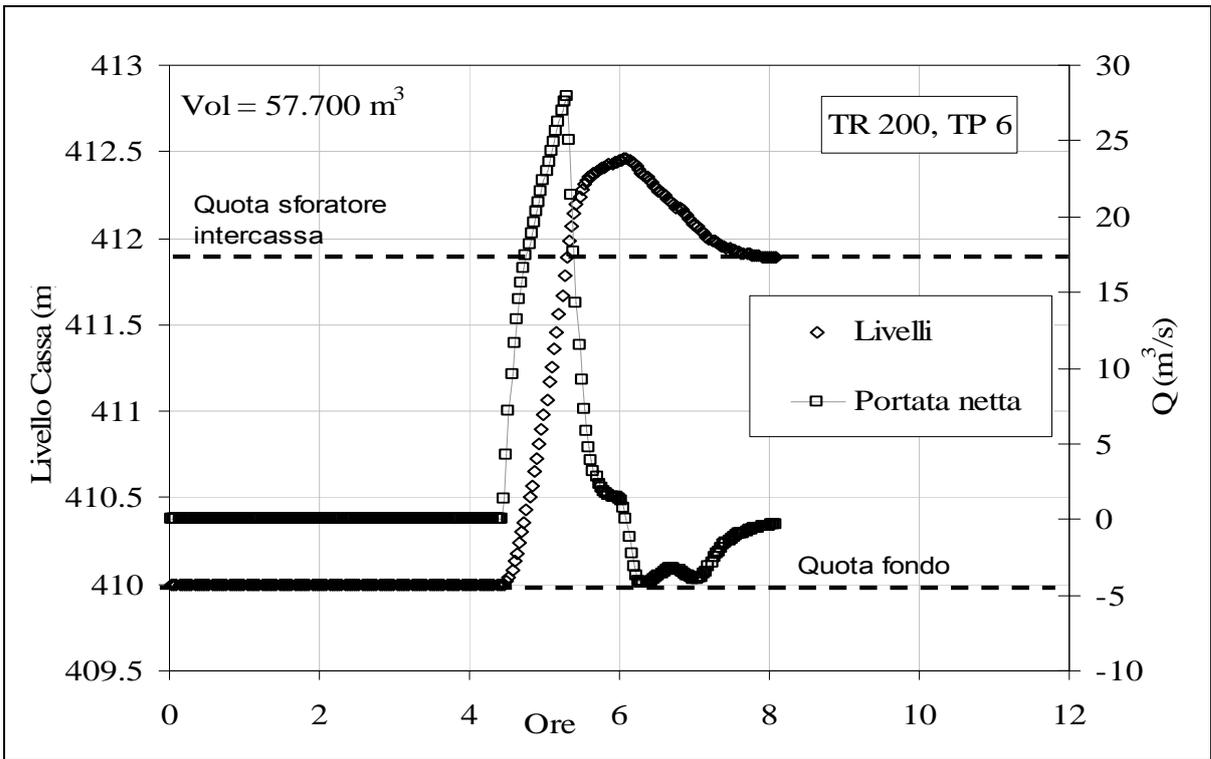


Figura A.2.20 - Il funzionamento idraulico del secondo settore della cassa di espansione (S2).

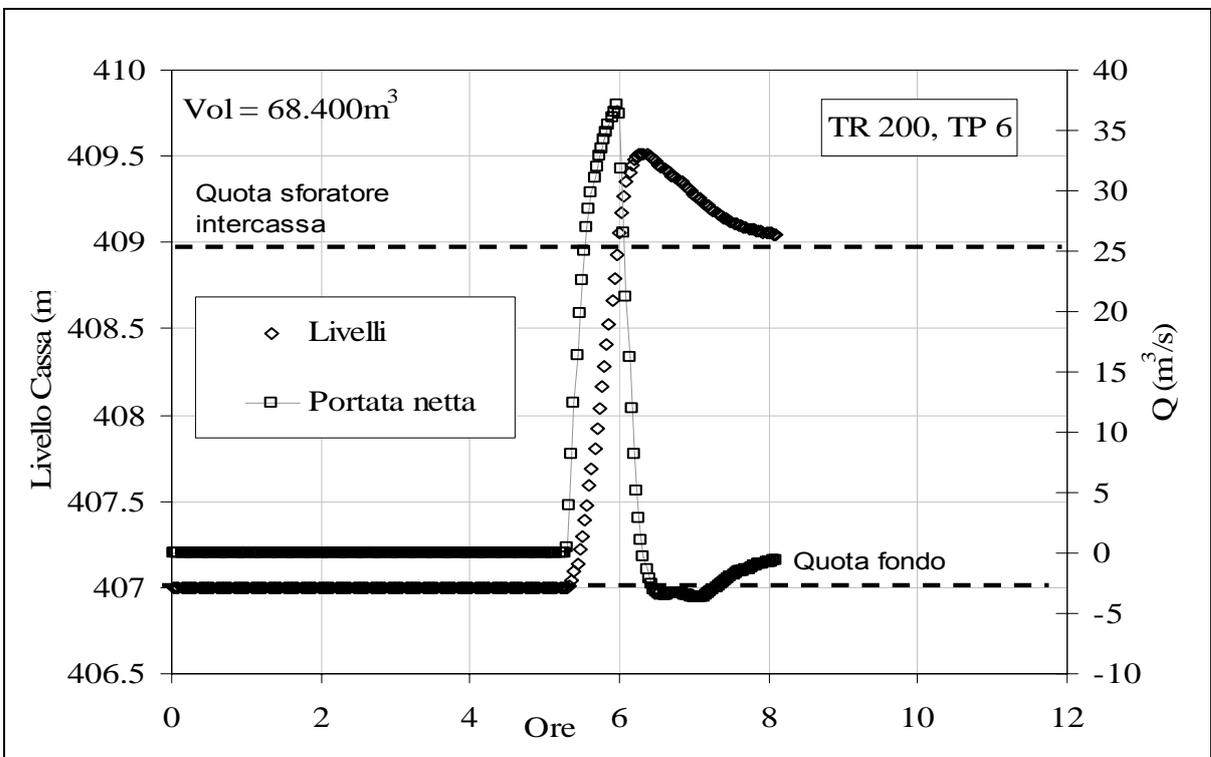


Figura A.2.21 - Il funzionamento idraulico del terzo settore della cassa di espansione (S3).

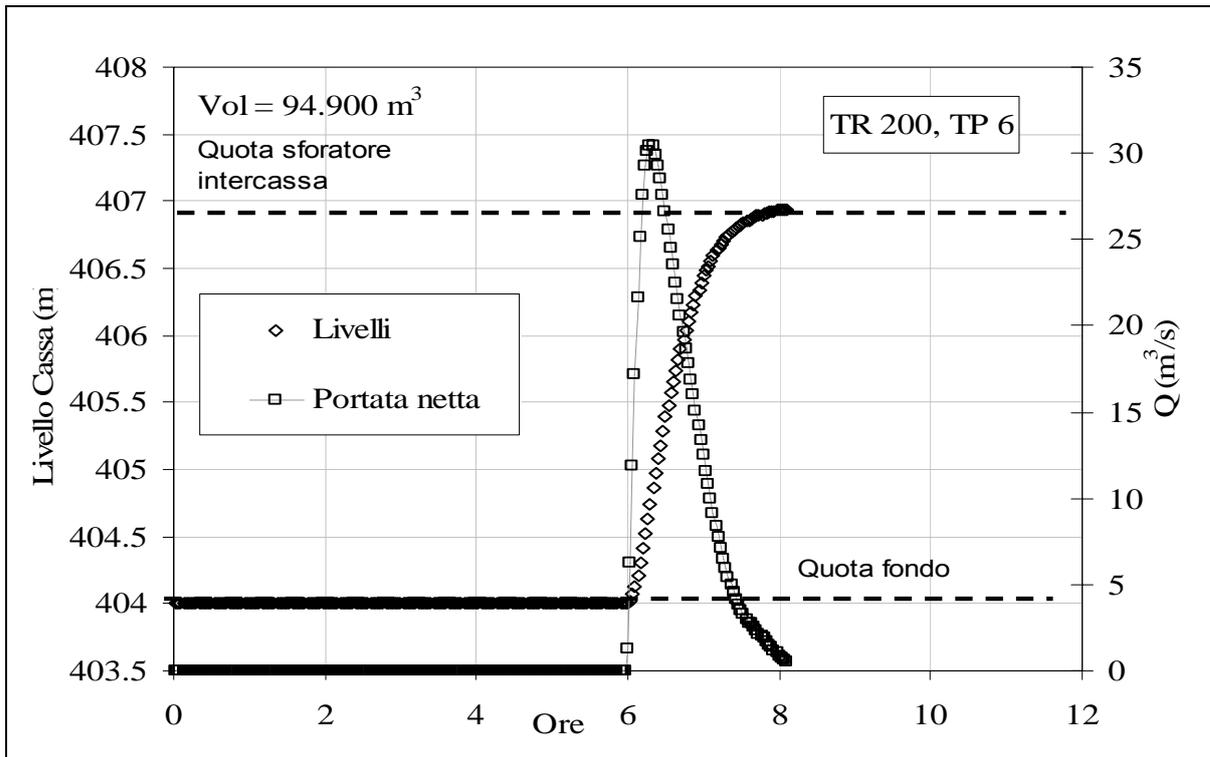


Figura A.2.22 - Il funzionamento idraulico del quarto settore della cassa di espansione (S4).

Dall'analisi del nodo idraulico della cassa (NC, Figura A.3.6) si evidenzia che:

- a) La portata da laminare è composta da quella in ingresso al nodo cassa dal Banna ($Q_E \approx 64 \text{ m}^3/\text{s}$) e da quella derivante dal bacino 18 ($Q_{18} \approx 15 \text{ m}^3/\text{s}$). In particolare il contributo di Q_{18} è tale da compensare quasi la metà della differenza di portata tra monte cassa e monte scolmatore $Q_E - Q_{MS}$. Ciò evidenzia la funzione di "laminazione locale" della cassa esercitata attraverso l'immagazzinamento delle portate derivanti dai bacini gravanti direttamente su Balangero e Mathi.
- b) La cassa entra in funzione circa tre ore dopo l'inizio dell'evento di pioggia e raggiunge la sua massima efficienza intorno alle 6 ore. Tale efficienza è, per gli eventi qui considerati, molto buona. In particolare, alle sei ore circa la metà della portata entrante ($43 \text{ m}^3/\text{s}$) è trattenuta in cassa. L'efficienza globale della cassa si attesta a $\eta=0.5$.
- c) L'efficienza della cassa può essere di molto migliorata attraverso una corretta gestione delle portate in ingresso Q_{18} . Infatti da Figura A.3.6, si nota come una notevole porzione del volume della cassa viene dedicato alla laminazione di Q_{18} anche per portate molto modeste. Una buona gestione deve prevedere una serie di

chiaviche unidirezionali che permettano di scaricare in Banna le portate Q_{18} allorchè le stesse siano inferiori ad un livello massimo transitabile.

- d) Tutti e quattro i settori vengono completamente riempiti, anche se con tempistiche e modalità differenti, durante il passaggio della piena. Nondimeno, lo sfioratore di sicurezza del quarto settore non entra praticamente mai in azione.
- e) Il volume totale d'acqua immagazzinato in cassa è pari a $V_{TOT} = 253.920 \text{ m}^3$. Ciò è il risultato del volume parziale ritenuto dai quattro settori e pari a $V_1 = 32.920 \text{ m}^3$, $V_2 = 57.700 \text{ m}^3$, $V_3 = 68.400 \text{ m}^3$ e $V_4 = 94.900 \text{ m}^3$.

Appendice B
Uso delle curve di riduzione
dei colmi di piena
per la stima del tempo di ritardo

Appendice B - Uso delle curve di riduzione dei colmi di piena per la stima del tempo di ritardo

I metodi di letteratura per la valutazione di ε_D utilizzano una rappresentazione della curva di riduzione in funzione di uno o più parametri, da tarare in base ai dati misurati. Per consentire un'applicazione anche in bacini non strumentati, alcuni autori hanno proposto formule in cui i vari parametri della curva di riduzione sono correlati direttamente alle caratteristiche geomorfoclimatiche del bacino. Il difetto principale di tale approccio consiste nella scarsa generalità delle relazioni trovate, che richiedono una taratura specifica per ogni regione di interesse rendendo spesso complicata l'applicazione. Un approccio più generale consiste nell'individuazione dei fattori che influenzano le curve di riduzione, tra i quali si dovrà tener conto sia della caratterizzazione della sollecitazione esterna, data dagli afflussi, sia di ciò che accade nella trasformazione di questi in deflussi superficiali.

Un modo semplice per tener conto di questi due aspetti, spesso utilizzato in letteratura e qui adottato, consiste nel parametrizzare ε_D in funzione del tempo di ritardo t_{LAG} e dell'esponente n della curva di possibilità pluviometrica (C.P.P.). Esplicitando in forma diretta la dipendenza di ε_D dai due parametri indicati si riuscirebbe così a stimare la curva di riduzione anche in bacini privi di osservazioni dirette, come quello oggetto del presente studio.

La relazione qui considerata è quella proposta in NERC (1975),

$$\varepsilon_D = (1 + b \cdot D)^{-c}.$$

Essa ha radici empiriche, ma può anche essere derivata concettualmente come mostrato da *Fiorentino* (1985). In effetti, ammettendo che il valor medio della portata al colmo $\mu(Q)$ sia proporzionale alla intensità media di pioggia valutata per una durata pari al tempo di ritardo t_{LAG} e che il termine $\mu(Q_D)$ sia proporzionale dello stesso fattore alla intensità di pioggia valutata sulla durata $t_{LAG} + D$, con l'intensità di pioggia valutata in base alla relazione generica $I(t) = a \cdot t^{n-1}$, i due parametri b e c possono essere espressi in funzione di t_{LAG} ed n tramite le relazioni, proposte da *Silvagni* (1984):

$$b = \frac{1}{2t_{LAG}}$$

$$c = 1 - n$$

Talvolta, nella relazione per esprimere b , in luogo del fattore 2 a denominatore, è preferibile utilizzare 1.4.

La taratura della relazione analitica è avvenuta relativamente al bacino della Stura di Lanzo, avvalendosi della curva di riduzione dei colmi empirica proposta da Villani (2001).

Tale curva è stata costruita a partire da diversi idrogrammi, registrati tra il 1947 ed il 1992. Per ogni anno sono state considerate la portata al colmo e le massime portate medie transitive in 11 finestre temporali, rispettivamente di 1, 2, 3, 4, 5, 6, 9, 12, 18, 24, 48 ore. Tutte le grandezze così calcolate sono state mediate tra i diversi anni, in modo da avere, per la stazione esaminata, i valori rappresentativi della portata al colmo e delle portate medie sulle varie finestre temporali. Applicando la definizione di *crp*,

$$\varepsilon_D = \frac{\mu(Q_D)}{\mu(Q_c)}$$

si è ottenuta la curva riportata in *Tabella B.1* ed in *Figura B.1*.

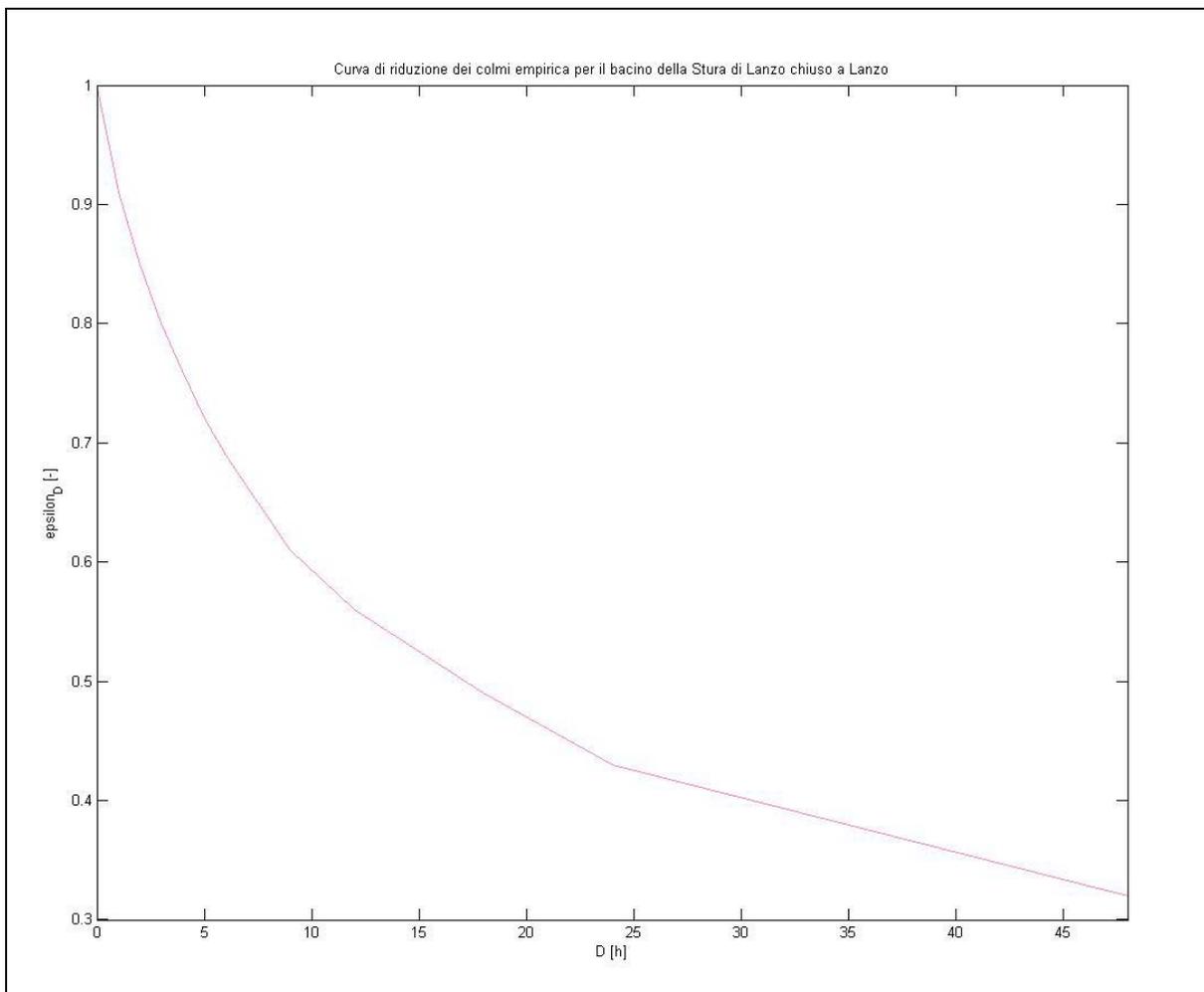


Figura B.1 – Curve di riduzione dei colmi empirica per la Stura di Lanzo a Lanzo (Villani, 2001).

Tabella B.1 – Curva di riduzione empirica per il bacino della Stura di Lanzo chiuso a Lanzo (Villani, 2001).

Anno	Qc	Q(1)	Q(2)	Q(3)	Q(4)	Q(5)	Q(6)	Q(9)	Q(12)	Q(18)	Q(24)	Q(48)
1947	1598.3	1564.2	1440.9	1395.7	1305.0	1235.4	1155.3	963.5	818.4	635.2	521.2	305.9
1949	702.2	701.4	694.3	690.9	686.0	682.0	677.5	664.8	652.6	622.4	588.0	470.8
1950	125.8	123.5	117.6	111.8	106.0	101.5	97.5	85.3	76.3	63.8	56.0	40.7
1951	567.1	522.7	480.2	449.5	416.7	393.0	368.1	314.7	279.1	290.1	272.5	198.1
1952	145.1	143.5	136.7	135.4	135.2	133.5	131.9	123.7	114.9	98.4	86.4	72.6
1953	559.3	518.5	466.3	461.6	451.3	443.8	431.3	434.2	400.4	332.4	283.8	186.0
1954	188.7	168.4	162.2	148.7	137.3	131.0	129.4	120.5	109.3	90.0	76.4	44.9
1955	194.5	179.9	174.6	163.3	152.8	146.2	139.5	121.6	108.2	91.4	84.6	70.5
1956	574.9	509.9	486.7	456.0	436.8	413.7	390.6	336.7	310.6	271.8	233.4	150.1
1957	860.6	724.2	699.0	686.6	668.4	643.5	622.6	553.0	499.1	421.8	372.7	330.6
1958	194.5	188.7	174.0	167.8	162.5	157.1	152.6	141.7	131.9	116.1	101.3	64.0
1959	327.5	309.1	289.1	286.6	282.2	269.3	260.6	229.2	199.3	160.1	158.4	141.3
1960	520.4	503.1	462.6	440.7	414.5	387.7	367.7	319.5	293.7	253.8	226.7	209.5
1961	416.4	392.7	367.5	337.1	320.9	304.8	288.9	258.0	249.6	214.8	190.3	136.7
1962	1371.0	1273.2	1197.5	1088.4	982.8	906.6	848.4	723.0	630.1	510.4	444.8	305.3
1963	296.9	247.6	222.5	206.0	192.0	180.8	172.2	153.9	141.8	131.7	128.8	118.6
1964	497.3	406.9	374.0	350.1	330.5	315.5	302.3	268.1	244.3	212.0	190.6	147.6
1965	574.9	512.1	430.9	365.0	318.1	287.0	263.1	232.5	220.9	192.9	170.0	126.3
1966	437.4	426.8	421.4	410.5	403.9	396.7	380.0	351.9	322.2	278.3	245.5	233.0
1967	296.9	196.6	185.7	170.5	157.7	146.5	137.2	116.8	103.4	86.1	74.8	54.8
1968	516.5	460.0	428.3	397.6	379.7	369.1	367.4	363.1	359.8	340.1	323.9	242.2
1969	507.5	469.4	421.8	391.0	374.5	356.4	338.0	301.1	272.9	235.3	210.9	164.3
1970	346.0	294.0	285.5	274.0	259.8	250.2	239.5	209.7	190.3	166.4	142.9	89.5
1971	370.2	358.4	332.7	311.3	291.1	273.0	253.6	217.8	195.2	157.5	132.8	83.8
1972	467.0	450.2	401.7	366.4	343.9	326.2	308.0	267.3	259.4	232.7	213.7	152.1
1973	572.2	467.4	446.4	396.5	364.5	333.9	309.7	261.2	221.4	175.6	144.0	89.6
1974	159.9	153.5	145.5	137.0	131.4	125.3	119.0	115.7	110.6	103.2	96.3	74.9
1975	289.5	273.1	241.6	207.8	189.9	172.2	157.2	125.5	106.1	85.3	75.5	48.8
1976	596.5	509.2	471.1	442.2	415.1	393.6	387.6	378.1	357.6	327.3	302.6	270.8
1977	928.3	751.2	736.2	691.3	656.3	632.6	601.9	531.1	470.0	404.1	362.2	320.0

Appendice B – Uso delle curve di riduzione di colmi di piena per la stima del tempo di ritardo

1979	194.2	194.2	193.1	192.3	190.2	188.9	186.7	181.2	175.5	168.7	160.2	138.0
1980	154.0	152.8	147.8	142.2	136.0	131.7	127.5	116.4	108.0	97.8	93.2	79.7
1981	592.4	588.7	576.4	572.2	565.1	560.1	555.5	550.9	545.2	522.1	472.0	322.8
1982	547.9	437.1	368.9	320.0	290.4	267.2	245.6	199.3	169.5	132.4	109.7	70.2
1987	560.0	525.0	496.7	451.5	421.3	391.2	372.6	320.4	276.9	217.5	183.8	0.0
1988	325.3	278.6	274.7	246.3	221.0	201.7	188.4	172.7	166.5	142.3	123.1	83.5
1989	140.0	138.3	130.3	122.4	124.2	122.6	119.0	108.9	100.2	88.0	78.8	56.9
1990	188.5	181.3	172.9	159.2	150.8	141.7	133.6	112.4	97.1	85.7	74.5	53.8
1991	222.1	210.9	206.7	190.2	177.0	167.3	160.5	148.7	145.6	128.1	112.9	90.2
1992	593.8	572.7	530.2	493.8	450.2	418.6	381.8	310.4	268.3	222.7	210.9	160.8
μ	468.0	427.0	399.8	375.7	354.8	337.5	321.7	287.6	262.6	227.7	203.3	150.0
ε	1.00	0.91	0.85	0.80	0.76	0.72	0.69	0.61	0.56	0.49	0.43	0.32

La taratura per il bacino della Stura di Lanzo è avvenuta considerando come incognita b ed esprimendo c in funzione del coefficiente n , estratto come indicato nel *paragrafo 5.3.1*: il valore dell'incognita che consente di minimizzare lo scarto quadratico medio esistente tra la curva empirica e quella analitica è 0.216 (*Tabella B.2*).

Tabella B.2 – Taratura della relazione analitica proposta in NERC (1975) per il bacino della Stura di Lanzo.

D	0	1	2	3	4	5	6	9	12	18	24
ε empirico [-]	1.000	0.912	0.854	0.803	0.758	0.721	0.687	0.615	0.561	0.486	0.434
ε NERC [-]	1.000	0.913	0.846	0.793	0.748	0.711	0.679	0.605	0.551	0.478	0.428
scarto quadr.	0.00000	0.00000	0.00007	0.00010	0.00010	0.00010	0.00007	0.00009	0.00009	0.00008	0.00004

Una volta effettuata la taratura della relazione analitica sul bacino della Stura, è stato possibile trasporre tale risultato al bacino del Banna, in virtù della loro vicinanza ed avvalendosi della relazione di proporzionalità inversa dell'incognita con la radice quadrata dell'area, che discende dalla formula della celerità c :

$$c = \frac{1.25 \cdot \sqrt{A}}{3.6 \cdot t_{LAG}}$$

ovvero:

$$t_{LAG} = \frac{1.25 \cdot \sqrt{A}}{3.6 \cdot c}$$

da cui:

$$t_{LAG} \propto \sqrt{A}$$

Considerando:

$$b = \frac{1}{2t_{LAG}}, \text{ o } b = \frac{1}{1.4 \cdot t_{LAG}},$$

si può scrivere:

$$b \propto \frac{1}{\sqrt{A}}$$

che consente di ottenere l'incognita per i sottobacini del Torrente Banna:

$$b_{Banna} = b_{Stura} \cdot \frac{\sqrt{A_{Stura}}}{\sqrt{A_{Banna}}}.$$

Utilizzando i parametri così calcolati ed i valori di n già estratti in precedenza per i bacini di interesse, si sono ottenute le curve di riduzione dei colmi di piena riportate nella *Tabella B.4* e in *Figura B.2*. Tale valutazione viene considerata solo indicativa, in quanto non si sono reperiti i dati necessari per un convincente trasferimento dell'informazione idrologica.

Tabella B.3 – Trasposizione della relazione analitica al Torrente Banna: parametro incognito *b*.

	Stura	Banna a chiesa martiri	Banna a monte scolmatore	Banna a monte cassa	Banna a valle cassa
n [-]	0.534	0.436	0.434	0.424	0.419
A [km²]	578.4	5.12	6.02	9.91	12.4
b [1/h]	0.216	2.292	2.114	1.648	1.473

Tabella B.4 – Curve di riduzione dei colmi per alcuni sottobacini del Torrente Banna, espresse mediante la relazione proposta in NERC.

D	0	1	2	3	4	5	6	9	12	18	24
Chiesa martiri	1	0.51	0.38	0.31	0.27	0.24	0.22	0.18	0.15	0.12	0.10
Monte scolmatore	1	0.53	0.39	0.32	0.28	0.25	0.23	0.18	0.16	0.13	0.11
Monte cassa	1	0.57	0.43	0.36	0.31	0.28	0.25	0.20	0.17	0.14	0.12
Valle cassa	1	0.59	0.45	0.37	0.33	0.29	0.26	0.21	0.18	0.15	0.12

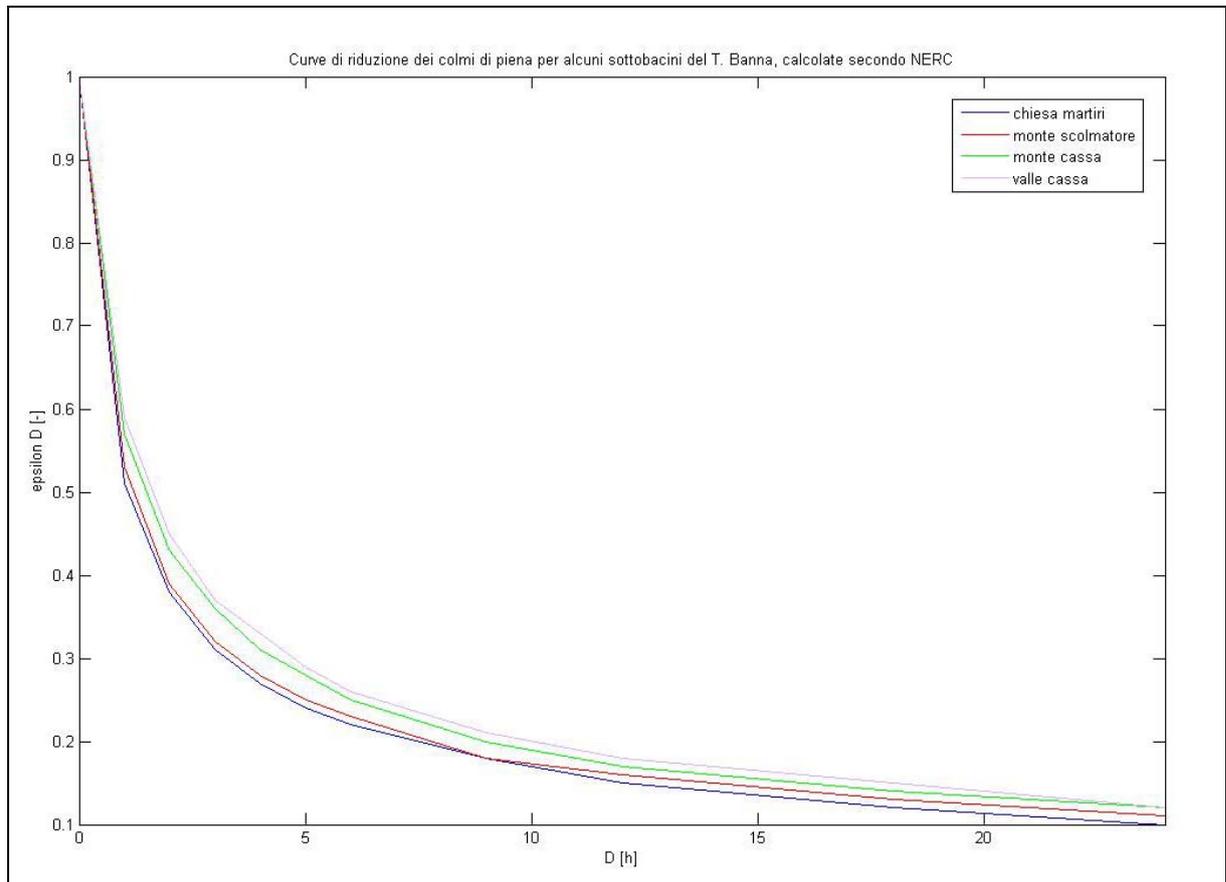


Figura B.2 – Curve di riduzione dei colmi per alcuni sottobacini del Torrente Banna, espresse mediante la relazione proposta in NERC.

Si può notare che procedendo da monte verso valle, le curve tendono a crescere; ciò è dovuto al fatto che all'aumentare dell'area del bacino aumenta il tempo di risposta dello

stesso ed i colmi si riducono più lentamente. In altre parole, per i bacini posti più a monte, si avrà un'attenuazione più rapida dei volumi di piena.

All'aumentare della finestra temporale D considerata, inoltre, si ha una riduzione sempre maggiore dei colmi, come mostrano le curve decrescenti di *Figura B.2*.

La rappresentazione delle curve di riduzione in funzione di t_{LAG} e di n costituisce però uno strumento ulteriore per la stima del tempo di ritardo. Utilizzando la relazione:

$$b = \frac{1}{2t_{LAG}}, \text{ o } b = \frac{1}{1.4 \cdot t_{LAG}},$$

è infatti possibile calcolare il tempo di ritardo corrispondente:

$$t_{LAG} = \frac{1}{2 \cdot b}, \text{ o } t_{LAG} = \frac{1}{1.4 \cdot b}.$$

Per i sottobacini del Banna si è scelto di porre a denominatore il fattore 1.4, in quanto tale valore consente di ottenere una maggiore congruenza con i tempi di ritardo stimabili per il bacino della Stura di Lanzo chiuso a Lanzo.

I risultati delle stime di t_{LAG} effettuate in questo modo sono riportati nella *Tabella B.5*.

Tabella B.5 – Stima dei tempi di ritardo t_{LAG} per i sottobacini del Banna di interesse, mediante il parametro b delle curve di riduzione calcolate.

	Banna a chiesa martiri	Banna a monte scolmatore	Banna a monte cassa	Banna a valle cassa
b [1/h]	2.292	2.114	1.648	1.473
T_{LAG} [h]	0.312	0.338	0.433	0.485
T_{LAG} [min]	19	20	26	29

Le stime confermano quanto riportato nella *Tabella 5.3.13*, al *paragrafo 5.3.3*.

Appendice C
Richiami teorici
sui metodi di diversione
delle acque

Appendice C - Richiami teorici sui metodi di diversione delle acque

Al fine di proteggere il territorio dal rischio di esondazioni si può ricorrere a degli interventi strutturali che mirano a ridurre le portate in alveo in tratti localizzati, dove l'alveo stesso presenta una marcata insufficienza in tal senso. Si può ottenere questo risultato tramite la creazione di canali secondari rispetto al corso d'acqua principale, che ne prelevino volumi d'acqua e li restituiscano più a valle, o li afferiscano in corsi d'acqua diversi, non altrettanto a rischio. L'efficacia di interventi simili è localmente elevata, poiché il territorio circostante trae beneficio da essi, ma è globalmente modesta, a meno che appunto il canale non vada a sottrarre in via definitiva i volumi d'acqua.

Gli alvei artificiali che ricevono una aliquota di una portata di un corso d'acqua sono detti *scolmatori* o *diversori*. La differenza tra diversori e scolmatori sta nel fatto che i primi sono permanentemente attivi, agendo di fatto come una biforcazione del corso d'acqua principale, mentre i secondi entrano in funzione solo quando la portata del corso d'acqua che li alimenta supera un determinato valore, spesso quindi durante eventi di piena rilevanti.

C.1 Scolmatori

In generale gli scolmatori sono costituiti da sfioratori con soglia disposta alla quota idrica della portata di base Q_0 , ovvero la portata al di sotto della quale non deve verificarsi alcuno scarico: in questo modo, lo sfioro ha luogo solo quando la portata nell'immissario supera Q_0 , e la portata non sfiorata prosegue nel canale principale o derivatore.

Per ottenere una buona efficienza occorre che il carico all'inizio del derivatore aumenti poco al variare della portata nell'immissario, così che anche quando è in arrivo la massima portata $Q_{i,max}$ la portata derivata $Q_{d,max}$ non aumenti troppo. A questo scopo è prima di tutto necessario che la luce a stramazzo non sia rigurgitata, ovvero che il livello idrico nell'emissario sia inferiore alla quota della soglia anche quando è massima la portata nell'immissario: se, infatti, la soglia fosse rigurgitata, per sfiorare la stessa portata per unità di lunghezza della soglia occorrerebbe un carico maggiore. Si ha quindi che in questo tipo di scolmatori la perdita di carico della corrente sfiorata è elevata, pari almeno al carico sulla soglia. Si possono distinguere due tipi di scolmatori:

- Sfioratori frontali
- Sfioratori laterali

C.1.1. Sfiatori frontali

È il tipo più semplice di sfiatore, formato da una soglia sfiorante disposta trasversalmente sul canale emissario.

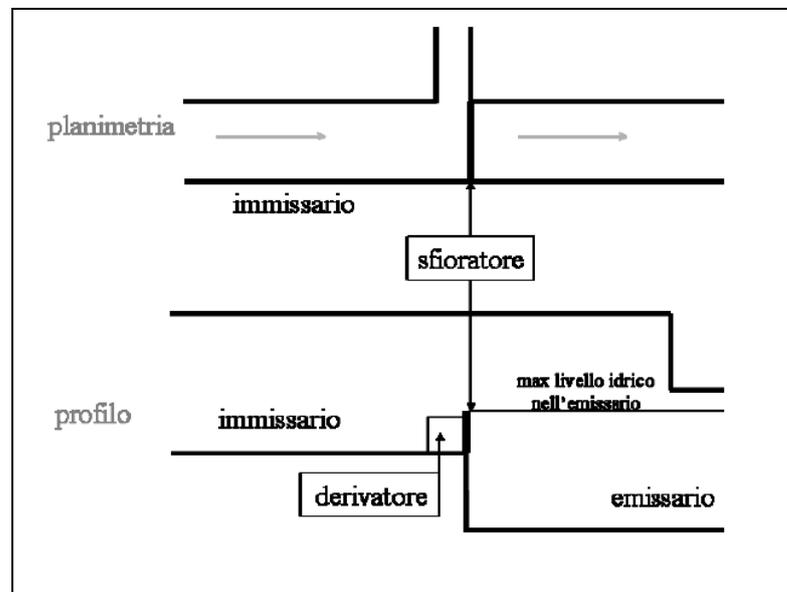


Figura C.1.1 - Schema di uno sfiatore frontale.

L'ingresso del derivatore è disposto a lato dell'immissario, mentre l'emissario è costituito dalla prosecuzione dell'immissario, a una quota più bassa.

Nel caso in cui la lunghezza della soglia sfiorante sia breve, le variazioni di carico al variare della portata sfiorata sono considerevoli, e quindi non si può ottenere un'efficienza elevata. In tal caso, questo tipo di scolmatore è usato unicamente per alleggerire i collettori di valle con opere economiche e poco ingombranti.

Calcolo idraulico

Il calcolo della ripartizione delle portate in uno sfiatore frontale viene eseguito risolvendo il sistema costituito da:

- Equazione di continuità dello scolmatore
- Equazione dell'efflusso sopra la soglia (o equazione degli stramazzi)
- Equazione della scala di deflusso del canale derivatore

Il sistema assume quindi la seguente forma:

$$\begin{cases} Q_i = Q_e + Q_d \\ Q_e = \mu \sqrt{2g} L (h - c)^{3/2} \\ Q_d = f(h_d) \end{cases}$$

dove:

- L = lunghezza della soglia
- c = petto della soglia
- h = altezza idrica a monte della soglia
- μ = coefficiente di efflusso
- h_d = altezza idrica nel derivatore; in particolare:
 - se l'ingresso al derivatore è libero si ha, a meno di perdite localizzate:
 $h_d = h$
 - se l'ingresso al derivatore è sotto battente, si introduce l'equazione della luce:

$$Q_d = \mu_d \Omega \sqrt{2g(h - h_d)}$$

dove Ω è l'area è μ_d è il coefficiente d'efflusso della luce a battente.

Per quanto riguarda l'equazione degli stramazzi, essa è ovviamente differente in funzione del tipo di sfioratore che si sta utilizzando.

Stramazzi

Dicesi luce a stramazzo una luce a battente nullo, cioè costituita dal solo bordo inferiore e dai bordi laterali. Il carico h_0 relativo allo stramazzo si definisce come il dislivello tra la superficie libera a monte e il punto più basso della luce; a questo proposito si sottolinea la necessità di misurare il carico in una sezione sufficientemente distante dallo stramazzo, in modo che la superficie libera non risenta della chiamata di sbocco, ovvero l'abbassamento dell'altezza idrica con l'avvicinarsi alla luce.

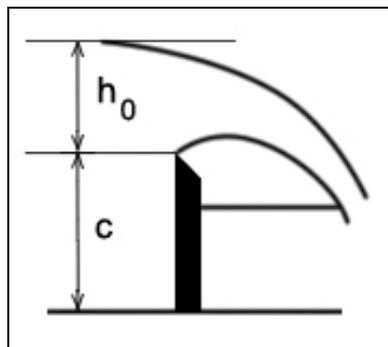


Figura C.1.2 - Definizione del carico idraulico sullo stramazzo.

In condizioni normali, lo stramazzo è libero, ovvero la vena è ben delimitata e soggetta alla stessa pressione su tutto il suo contorno. Questo richiede che l'altezza idrica a valle sia inferiore alla soglia dello stramazzo; qualora ciò non avvenga, si ha uno stramazzo rigurgitato e, mancando la superficie libera inferiore, la vena è annegata.

Si distinguono stramazzi in parete sottile o in parete grossa.

Lo stramazzo in parete sottile più famoso è certamente lo stramazzo Bazin (o stramazzo Poleni): si tratta di uno stramazzo rettangolare, di larghezza b , i cui bordi laterali coincidono con la parete del canale, così da non avere contrazione laterale.

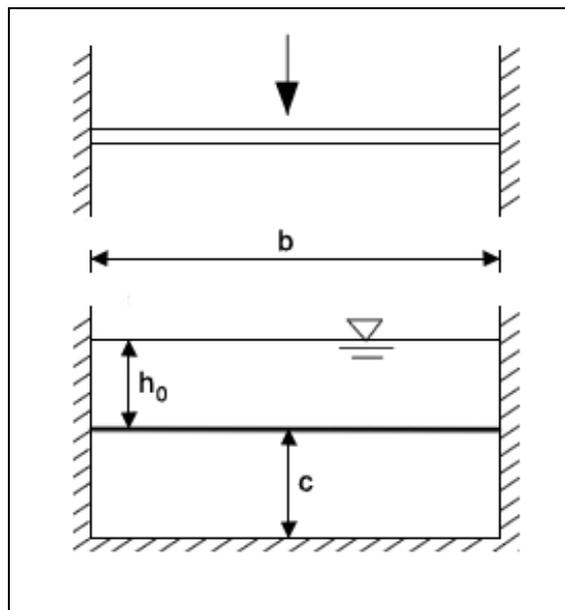


Figura C.1.3 - Schema dello stramazzo Bazin (o Poleni).

In questo caso, la portata risulta essere:

$$Q = C_q b \sqrt{2g} h_0^{3/2}$$

Il coefficiente di portata C_q originariamente suggerito da Poleni richiedeva la conoscenza della velocità d'arrivo v_0 e quindi della portata:

$$C_q = \frac{2}{3} C_c \left[\left(1 + \frac{v_0^2}{2gh_0} \right)^{3/2} - \left(\frac{v_0^2}{2gh_0} \right)^{3/2} \right]$$

Bazin fornì invece la seguente formula per tale coefficiente:

$$C_q = \frac{2}{3} \left(0.6075 + \frac{0.0045}{h_0} \right) \left[1 + 0.55 \left(\frac{h_0}{h_0 + c} \right)^2 \right]$$

Lo stramazzo a soglia larga o stramazzo Belanger, invece, è appunto uno stramazzo in parete grossa che assume la configurazione visibile nella *Figura C.1.4*.

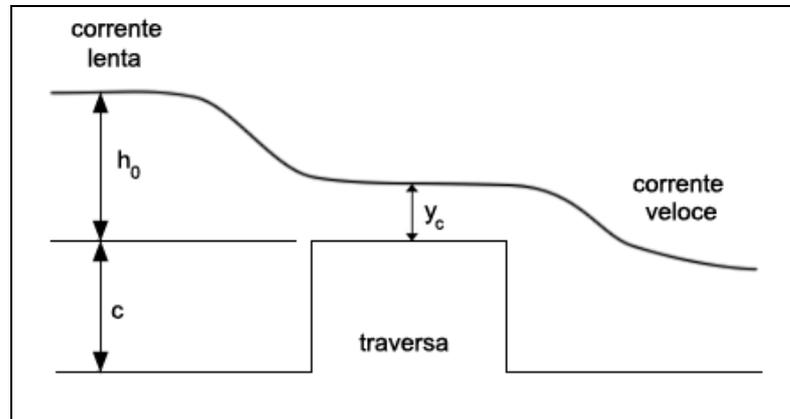


Figura C.1.4 - Schema di uno stramazzo Belanger o stramazzo a soglia larga.

Tale stramazzo si dice libero quando si ha il passaggio da corrente lenta a monte a corrente veloce a valle proprio al di sopra della traversa; si avrà quindi una sezione della traversa in cui la corrente è critica.

La formula della portata di questo stramazzo è:

$$Q = C_q b h_0 \sqrt{2gh_0}$$

dove b è la lunghezza della soglia sfiorante, e in genere $C_q = 0.385$.

Lo stramazzo a soglia larga consente portate leggermente inferiori a quelle dello stramazzo Bazin, in cui si può anche avere $C_q = 0.41$, ma è assai meno delicato degli stramazzi in parete sottile.

C.1.2. Sfiatori laterali

Spesso, per aumentare l'efficienza di uno sfiatore, occorre allungare la soglia, disponendola a lato del canale; il tratto di canale munito di soglia sfiorante viene quindi detto canale sfioratore.

La soglia dello sfiatore è disposta alla quota idrica raggiunta dalla corrente con la portata di base Q_0 . Il tratto iniziale dell'emissario, disposto parallelamente al canale sfioratore a quota più bassa, in modo da evitare il rigurgito della soglia, prende il nome di canale di gronda. Il canale derivatore è costituito, invece, dalla prosecuzione del canale sfioratore alla fine della soglia sfiorante.

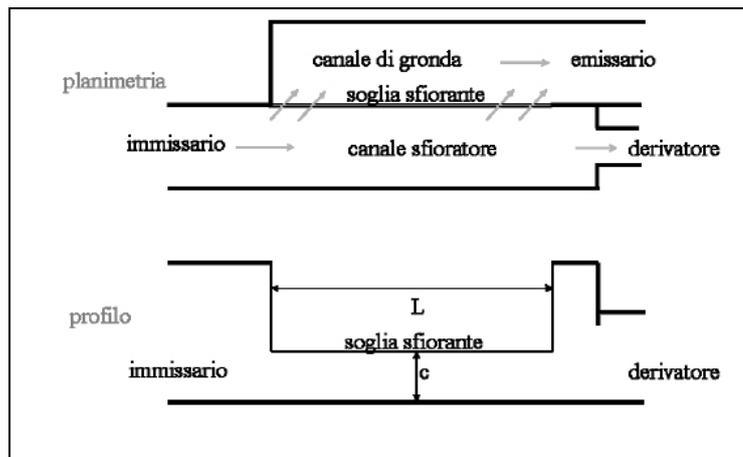


Figura C.1.5 - Schema di uno sfioratore laterale.

Il calcolo degli sfioratori laterali è piuttosto complesso, perché la portata sfiorata dipende dall'andamento del profilo di rigurgito lungo la soglia. Le possibili combinazioni delle pendenze e delle sezioni dei canali immissario, derivatore e sfioratore determinano, in funzione delle portate in gioco, una varietà di profili di rigurgito.

Profilo di rigurgito – canale sfioratore a debole pendenza

Si considera il caso più comune, ovvero quello in cui siano a debole pendenza anche il canale immissario e il derivatore. Si ipotizza inoltre che l'altezza del petto c sia pari all'altezza di moto uniforme del canale sfioratore con portata pari a Q_0 . Si presentano due possibili casi: valore di c inferiore o superiore all'altezza critica nell'immissario.

Altezza del petto superiore all'altezza critica nell'immissario

La corrente risulta lenta e segue un profilo di rigurgito di chiamata allo sbocco, senza però raggiungere l'altezza critica; il profilo di rigurgito risulta quindi essere in corrente lenta lungo tutto il canale sfioratore, con altezza idrica crescente da monte verso valle, e la corrente continua lenta nel derivatore con altezza maggiore di c .

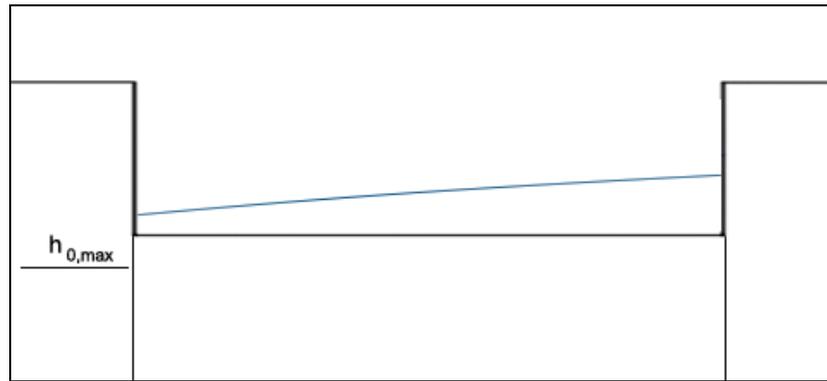


Figura C.1.6 - Profilo di rigurgito: canale a debole pendenza e soglia superiore all'altezza critica.

Altezza del petto inferiore all'altezza critica nell'immissario

Si consideri inizialmente il caso limite di una soglia di lunghezza illimitata. La corrente, lenta nell'immissario, segue un profilo di rigurgito di chiamata allo sbocco, passa in corrente veloce attraversando lo stato critico in prossimità dell'inizio del canale sfioratore e prosegue con altezza idrica inizialmente decrescente verso valle, tendente all'altezza del petto c , e portata decrescente verso valle, tendente alla portata Q_P di moto uniforme che corrisponde all'altezza idrica c .

Per l'ipotesi di debole pendenza, nelle condizioni limite ($h = c$, $Q = Q_P$) la corrente è lenta; ciò comporta il passaggio della corrente, in un certo punto lungo il canale sfioratore, da veloce a lenta. Tale passaggio è normalmente caratterizzato da un risalto idraulico che però, in questo caso, degenera in un punto singolare senza che l'innalzamento della pendenza del profilo, che risulta essere di un'altezza infinitesima in un tratto infinitesimo, interrompa l'apparente continuità del profilo.

Si consideri ora il caso di una soglia di lunghezza finita. Nel derivatore l'altezza idrica è maggiore dell'altezza del petto e la corrente è lenta: quindi anche all'estremità di valle dello sfioratore la corrente è lenta e si forma un profilo di rigurgito in corrente lenta che prosegue verso monte. I profili idrici che si sviluppano lungo la soglia dipendono dalla spinta totale all'inizio del derivatore, con due possibili casi:

- La spinta totale all'inizio del derivatore è maggiore di quella al termine dell'immissario: il profilo in corrente lenta di valle risale fino all'estremità di monte della soglia, manca il tratto in corrente veloce, e l'altezza idrica è sempre crescente da monte verso valle (*Figura C.1.7-a*);
- La spinta totale all'inizio del derivatore è minore di quella al termine dell'immissario: vi è un punto in cui i profili di monte e di valle hanno uguale

portata e spinta totale e la corrente passa da veloce a lenta. Nel caso di un canale sfioratore non molto lungo, nel punto di passaggio da corrente lenta a veloce le altezze idriche di monte e di valle sono differenti: in questo punto si forma un risalto idraulico e il passaggio avviene con dissipazione localizzata d'energia (Figura C.1.7-b).

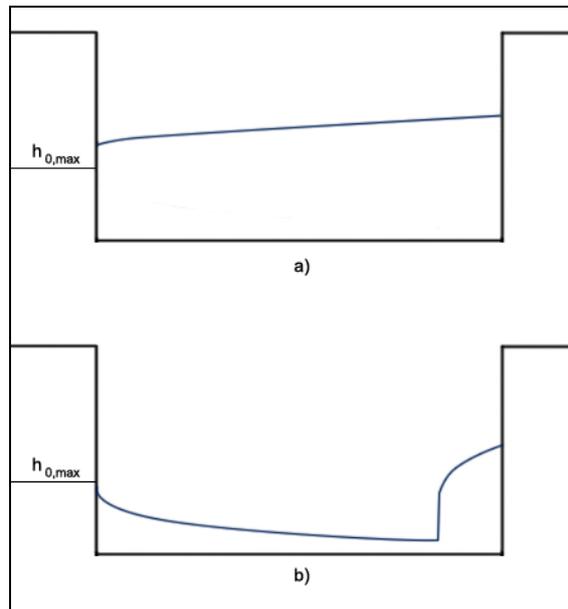


Figura C.1.7 - Profilo di rigurgito: canale a debole pendenza e soglia inferiore all'altezza critica.

Profilo di rigurgito – ipotesi di corrente lineare

Assumendo l'ipotesi di corrente lineare, ovvero in cui la distribuzione delle pressioni può essere considerata idrostatica, il profilo di rigurgito può essere tracciato con le equazioni del moto gradualmente vario utilizzando o l'equazione della conservazione dell'energia, o l'equazione dinamica della conservazione della quantità di moto.

L'equazione dell'energia è stata applicata per la prima volta agli stramazzi laterali da De Marchi (1934) nell'ipotesi di carico costante e canale sfioratore prismatico. Ipotizzando che le perdite di carico si riducano alle perdite per attrito J_r , l'equazione differenziale del profilo di rigurgito lungo il canale sfioratore si esprime come:

$$\frac{dh}{dx} = \frac{i_0 - J_r - \frac{\alpha Q}{g\Omega^2} \frac{dQ}{dx} + \frac{\alpha Q^2}{g\Omega^3} \left(\frac{d\Omega}{dx} \right)_h - \frac{Q}{2g\Omega^2} \frac{d\alpha}{dx}}{\cos \phi - \frac{\alpha Q^2 b}{g\Omega^3}}$$

dove:

- z_0 = quota del fondo
- i_0 = pendenza del canale sfioratore
- α = angolo fra il fondo del canale sfioratore e l'orizzontale, assunto costante
- H = carico totale
- h = altezza idrica
- Ω = area della sezione bagnata
- b = larghezza del canale in superficie
- V = velocità media della corrente
- α = coefficiente di Coriolis per l'energia

Se il canale sfioratore è prismatico e il coefficiente α è assunto costante, la precedente equazione diventa:

$$\frac{dh}{dx} = \frac{i_0 - J_r - \frac{\alpha Q}{g\Omega^2} \frac{dQ}{dx}}{\cos \phi - \frac{\alpha Q^2 b}{g\Omega^3}}$$

Le perdite di carico possono essere ricavate dalla formula di Manning:

$$J_r = \frac{n^2 Q^2}{\Omega^2 R^{4/3}}$$

dove n è l'indice di scabrezza di Manning, e R è il raggio idraulico.

La variazione della portata con l'ascissa, dovuta allo sfioro, può essere calcolata con la formula degli stramazzi rettangolari:

$$\frac{dQ}{dx} = \mu \sqrt{2g} (h - c)^{3/2}$$

dove c è l'altezza del petto e μ è il coefficiente d'efflusso, il cui valore medio lungo la soglia, misurato sperimentalmente, è dell'ordine di 0.35-0.37.

Questo metodo di calcolo non è più valido nelle zone in cui decade l'ipotesi di linearità del moto, in particolare dove le pendenze della superficie libera sono molto diverse da quelle del fondo.

Calcolo di sfioratori laterali

Uno scolmatore con sfioratore laterale deve permettere alte efficienze di scolmamento e, allo stesso tempo, economia del manufatto. Per fare ciò, si ricorre ad un manufatto in cui la corrente si mantenga sempre lenta e, quindi, l'altezza del petto dello stramazzo deve essere superiore all'altezza critica della corrente nel collettore immissario. La procedura di dimensionamento dello scolmatore può articolarsi nelle seguenti fasi:

- a) determinazione dell'altezza critica $h_{i,c}$ della corrente nel collettore immissario con la portata pluviale di progetto, $Q_{i,max}$;
- b) scelta dell'altezza del petto a valle, c_v , in modo da poter ipotizzare che l'altezza del petto a monte risulti $c_w \geq h_{i,c}$;
- c) calcolo del profilo di corrente lungo il canale con la portata Q_0 , a partire dall'altezza c_v a valle, per determinare il profilo della sommità del petto dello sfioratore;
- d) scelta dell'efficienza dello scolmamento E_d da cui si ricava la massima portata nel derivatore:

$$Q_{d,max} = \frac{Q_0}{E_d}$$

- e) calcolo dell'altezza idrica al termine della soglia sfiorante con la portata $Q_{d,max}$;
- f) calcolo del profilo di rigurgito lungo la soglia sfiorante, a partire da valle, aggiungendo la portata sfiorante fino a raggiungere la portata $Q_{i,max}$ alla distanza L , che rappresenta la lunghezza dello sfioratore;
- g) verifica che alla sezione di monte dello sfioratore sia effettivamente $c_m \geq h_{i,c}$. In caso contrario, cambiare l'altezza del petto a valle e ripetere dal punto c).

Sfioratori laterali a soglia inclinata

Sono spesso utilizzati perché sono capaci di raggiungere elevate efficienze. Le dimensioni del tratto in cui è disposta la soglia inclinata vanno man mano riducendosi da quelle del collettore fino a quelle del derivatore. Spesso si innalza il fondo del canale nel tratto a lato dello sfioro, per ottenere una maggiore efficacia del dispositivo, raggiungendo in tal modo condizioni di moto dette "pseudo uniformi", poiché la velocità media è costante nel canale.

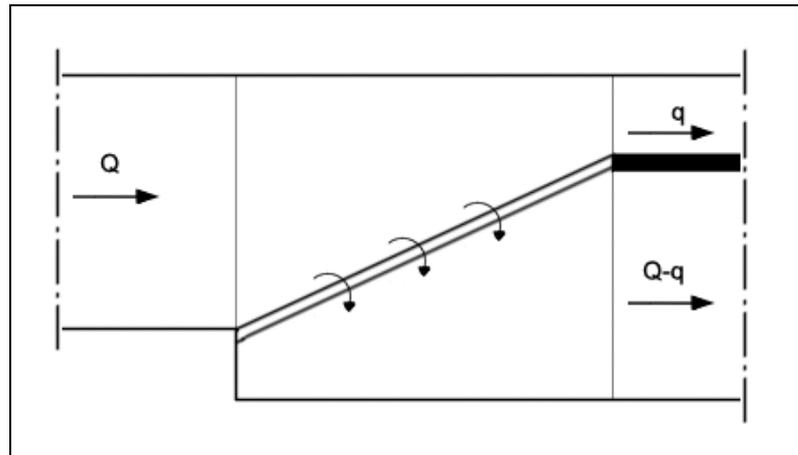


Figura C.1.8 - Scolmatore laterale a soglia inclinata.

Il tracciamento del profilo di corrente può essere ottenuto tenendo in conto la variazione di sezione e giungendo alla seguente espressione, indicata da Hager:

$$\frac{dh}{dx} = \frac{S - \frac{\sqrt{2g(H-h)}}{g\Omega} Q' + \frac{2(H-h)}{\Omega} \frac{\partial\Omega}{\partial x}}{1 - \frac{2(H-h)}{\Omega} \frac{\partial\Omega}{\partial x}}$$

dove $S = i_0 - J_r - J_b$, essendo J_b la perdita di carico dovuto allo sfioro sulla soglia, H è il

carico totale, e Q' è invece la variazione di portata $\frac{dQ}{dx}$ dedotta da Hager (1987):

$$\frac{dQ}{dx} = -\frac{3}{5} n^* C_0 \sqrt{gH^3} (y-W)^{3/2} \left(\frac{1-W}{3-2y-W} \right)^{1/2} \left\{ 1 - (S + \theta) \left[\frac{3(1-y)}{y-W} \right]^{1/2} \right\}$$

dove:

- n^* = numero di soglie;
- c = altezza della soglia;
- C_0 = coefficiente di forma per la soglia; per soglie in parete sottile $C_0 = 1$, per soglie ad altezza nulla $C_0 = 8/7$, e per soglie in parete grossa (L = larghezza):

$$\begin{cases} C_0 = 1 - \frac{2}{9(1 + \zeta^4)} \\ \zeta = \frac{H - c}{L} \end{cases}$$

– $y = \frac{h}{H}$;

– $W = \frac{c}{H}$;

– $\theta = \frac{\partial \Omega / \partial s}{h}$ = angolo di convergenza del canale

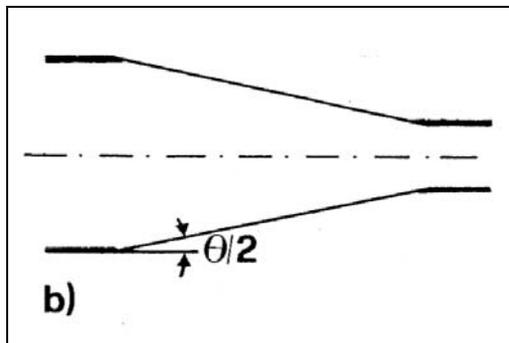


Figura C.1.9 - Angolo di convergenza del canale.

Si ricorda che, sempre secondo Hager, l'altezza idrica sopra una soglia di sfioro laterale corrisponde al carico totale a monte di una soglia di sfioro frontale con le stesse caratteristiche.

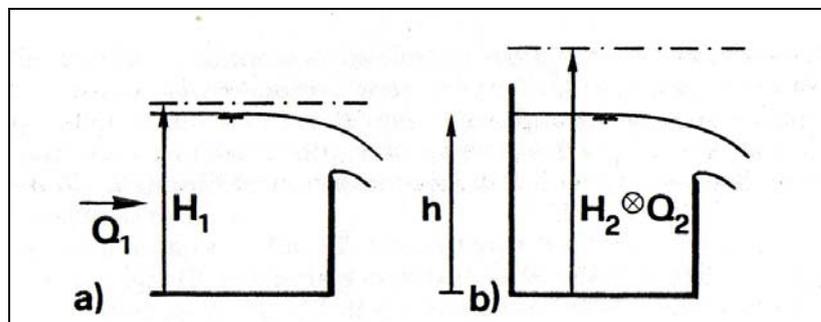


Figura C.1.10 - Carico totale e altezza idrica sopra uno sfioratore laterale.

I profili di corrente possono essere ricavati dalla soluzione sopra proposta per canali a sezione rettangolare, una volta assegnata l'altezza c , l'inclinazione della soglia e , pertanto, la larghezza del canale b , nonché le condizioni idrodinamiche della corrente in arrivo. Se i carichi totali di monte e di valle non sono molto diversi, ovvero nel caso di dissipazione limitata lungo la soglia, a valle della sezione terminale dello sfioratore si avrà un tratto di corrente veloce e poi un risalto, per tornare a corrente lenta nel derivatore.

C.2 Diversori

Come già precedentemente sottolineato, un diversore è un canale artificiale sempre attivo che sottrae portata al corso d'acqua principale, comportandosi essenzialmente come una biforcazione dello stesso. Dal punto di vista teorico questo è un argomento che è stato poco trattato in letteratura, principalmente per l'alto numero di parametri coinvolti nel fenomeno. In genere, gli articoli a disposizione trattano di particolari tipi di junction, come in letteratura anglosassone viene denominato questo fenomeno, o di casi con geometrie semplificate. Si ricorda, a titolo di esempio, il lavoro svolto da Gurrum, Karki e Hager (1997) riguardo ad una junction in regime di corrente subcritico, a cui si rimanda anche per una breve cronistoria degli articoli più importanti in materia.

Anziché adattare una di queste soluzioni al caso in esame, si è preferito in questa sede utilizzare unicamente la soluzione fornita dal software Hec-Ras.

Una junction è sostanzialmente un punto in cui due o più corsi d'acqua si uniscono oppure si dipartono. In Hec-Ras, i dati richiesti per la risoluzione di un problema di questo tipo, ovvero il calcolo del profilo della superficie libera lungo la junction, sono la distanza di ogni corso dalla junction e l'angolo con cui essi incidono.

In Hec-Ras una junction può essere modellizzata tramite o un bilancio dell'energia o un bilancio della quantità di moto. Il primo di questi bilanci non tiene conto degli angoli con cui i corsi si incontrano, cosa che invece fa l'equazione della quantità di moto. Molto spesso, però, la quantità di energia persa a causa dell'angolo di incidenza non è significativa, e usare l'equazione dell'energia consente comunque di ottenere dei buoni risultati.

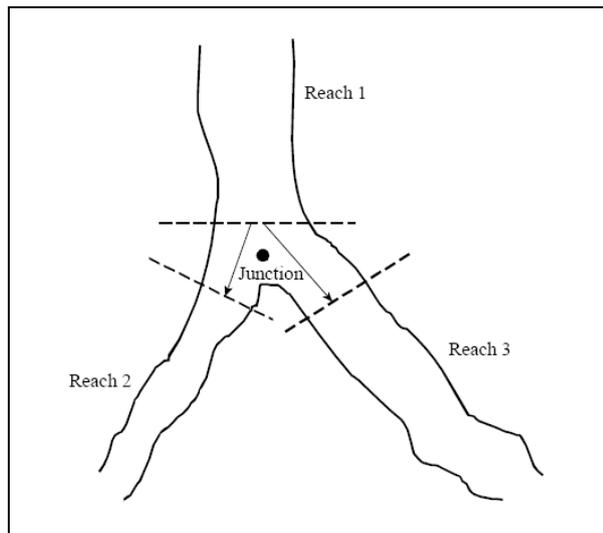


Figura C.2.1 - Junction in Hec-Ras.

C.2.1. Equazione dell'energia

L'equazione del bilancio energetico è quella che consente di ottenere i profili di corrente tramite una procedura iterativa chiamata standard step method. In Hec-Ras è il metodo di default per la risoluzione di problemi riguardanti junction di corsi d'acqua. L'equazione si presenta nella seguente forma:

$$Z_2 + Y_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Z_1 + Y_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e$$

dove:

- Y = profondità della corrente misurata dal fondo dell'alveo
- Z = quota geodetica
- V = velocità media (portata totale/area di flusso totale)
- α = coefficiente di ragguglio delle altezze cinetiche
- g = accelerazione di gravità
- h_e = perdite di carico nel tratto

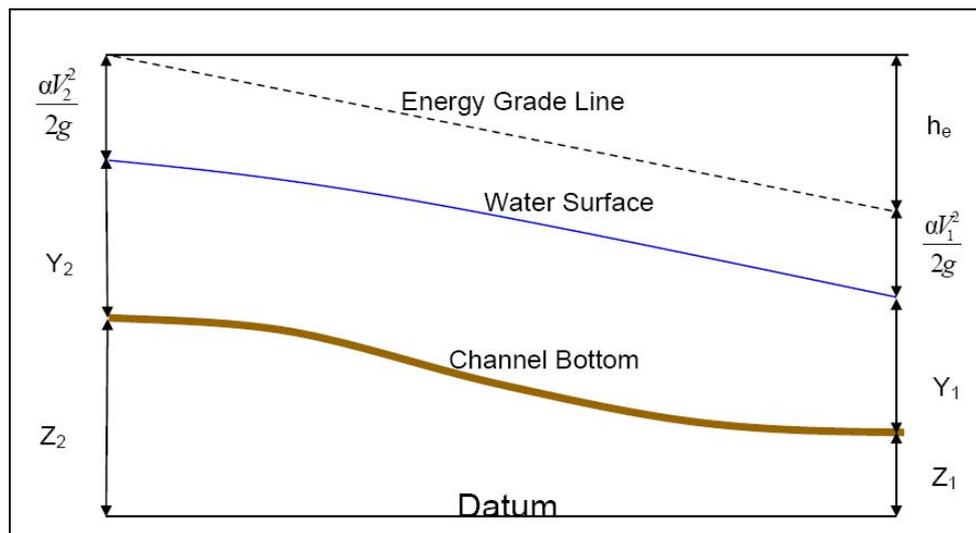


Figura C.2.2 - Rappresentazione dei termini rientranti nell'equazione dell'energia.

Le perdite di carico h_e fra due sezioni comprendono perdite dovute all'attrito e perdite dovute a variazioni di sezione (allargamenti o restringimenti), e valgono quindi:

$$h_e = L\bar{S}_f + C \left| \frac{a_2 V_2^2}{2g} - \frac{a_1 V_1^2}{2g} \right|$$

Dove:

- L = distanza tra due sezioni
- \bar{S}_f = pendenza motrice
- C = coefficiente d'espansione o contrazione della sezione

In particolare, la distanza L si calcola come:

$$L = \frac{L_{lob} \bar{Q}_{lob} + L_{ch} \bar{Q}_{ch} + L_{rob} \bar{Q}_{rob}}{\bar{Q}_{lob} + \bar{Q}_{ch} + \bar{Q}_{rob}}$$

dove:

- L_{lob}, L_{ch}, L_{rob} = distanza fra le sezioni in sinistra, centro e destra alveo;
- $\bar{Q}_{lob}, \bar{Q}_{ch}, \bar{Q}_{rob}$ = media delle portate in sinistra, centro e destra alveo.

L'equazione del bilancio dell'energia può essere applicata solo per situazioni di moto permanente e, quindi, non può essere utilizzata qualora la corrente passi attraverso lo stato critico. Tale passaggio può avvenire in caso di variazioni di pendenza del canale, restringimenti dovuti a ponti o altre strutture in alveo, e junctions nel caso in cui l'angolo del tributario sia significativo; in questi casi deve essere utilizzata l'equazione globale della dinamica.

C.2.2. Equazione globale della dinamica

L'equazione globale della dinamica deriva dalla seconda legge di Newton:

$$\sum F_x = ma$$

Applicando tale legge ad un corso d'acqua fra due sezioni consecutive, si ricava la seguente formula, che esprime la variazione della quantità di moto nell'unità di tempo:

$$P_2 - P_1 + W_x - F_f = Q\rho\Delta V_x$$

Dove:

- P = spinta idrostatica nelle due sezioni
- W_x = forza peso nella direzione X
- F_f = forza d'attrito fra le due sezioni
- Q = portata
- ρ = densità dell'acqua
- ΔV_x = variazione di velocità dalla sezione 2 alla 1, in direzione X

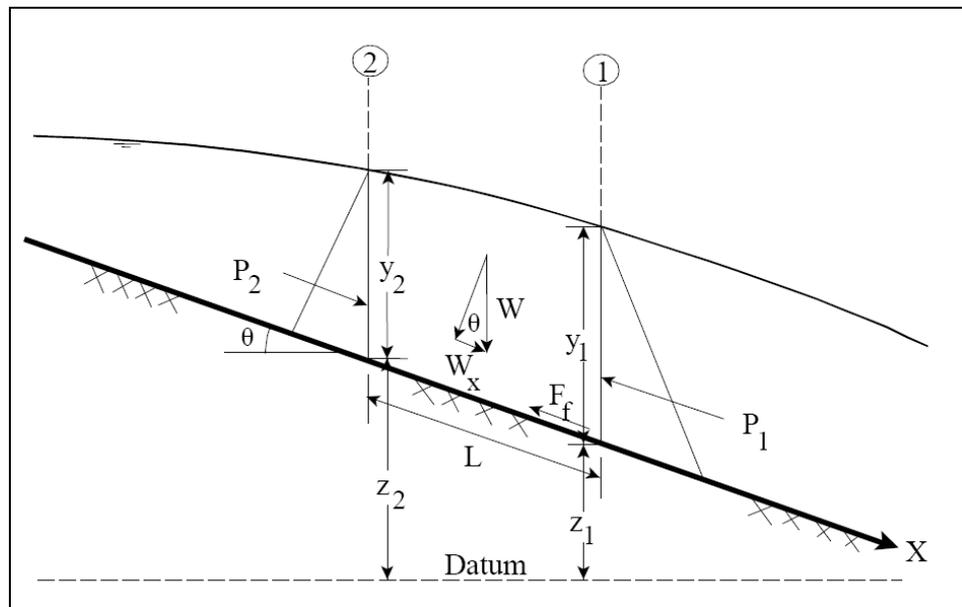


Figura C.2.3 - Rappresentazione dei termini rientranti nell'equazione globale della dinamica..

Prima di giungere alla formulazione definitiva utilizzata in Hec-Ras per eseguire il bilancio della quantità di moto bisogna definire con maggiore precisione le variabili che rientrano nell'equazione precedente:

Spinte idrostatiche

La spinta idrostatica nella direzione X vale:

$$P = \gamma A \bar{Y} \cos \theta$$

dove:

- γ = peso specifico dell'acqua
- A_i = area della sezione i
- \bar{Y}_i = approfondimento del baricentro dell'area A_i

Si può assumere che la pressione sia costante solo per pendenze minori di 1:10, valore per cui il coseno dell'angolo θ vale 0.995; dato che, nei canali naturali, le pendenze sono molto più piccole di quanto richiesto, si può assumere $\cos \theta = 1.0$ (Chow, 1959). Quindi, le equazioni per le spinte idrostatiche alle sezioni 1 e 2 sono:

$$P_1 = \gamma A_1 \bar{Y}_1$$

$$P_2 = \gamma A_2 \bar{Y}_2$$

Forza peso

Ovviamente, la forza peso della massa d'acqua vale:

$$W = \gamma_w \cdot V_w$$

dove V_w è il volume d'acqua. Quindi:

$$W = \gamma \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) L$$

$$W_x = W \cdot \sin \theta$$

$$\sin \theta = \frac{z_2 - z_1}{L} = S_0$$

Dove con S_0 si indica la pendenza del fondo alveo. In definitiva, si ha:

$$W_x = \gamma \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) L S_0$$

Forze di attrito esterne

Si possono valutare come:

$$F_f = \tau \bar{P} L$$

dove:

- τ = forze tangenziali d'attrito
- P = perimetro bagnato fra le sezioni 1 e 2

In particolare, τ si ottiene da:

$$\tau = \gamma \bar{R} \bar{S}_f$$

dove:

- \bar{R} = raggio idraulico medio = $\frac{A}{P}$
- \bar{S}_f = pendenza motrice

Risulta quindi:

$$F_f = \gamma \frac{\bar{A}}{\bar{P}} \bar{S}_f \bar{P} L = \gamma \frac{A_1 + A_2}{2} \bar{S}_f L$$

Quantità di moto

$$ma = Q \rho \Delta V_x$$

dove:

- $\rho = \frac{\gamma}{g}$ = densità
- $\Delta V_x = (\beta_1 V_1 - \beta_2 V_2)$ = variazione di velocità dalla sezione 2 alla 1, in direzione X

in cui β è un coefficiente che tiene conto della variazione della distribuzione di velocità in canali di forma irregolare. Si ha quindi:

$$ma = \frac{Q\gamma}{g} (\beta_1 V_1 - \beta_2 V_2)$$

Assumendo che Q possa variare fra le due sezioni si ottiene:

$$\gamma A_2 \bar{Y}_2 - \gamma A_1 \bar{Y}_1 + \gamma \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) LS_0 - \gamma \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) LS_f = \frac{Q_1 \gamma}{g} \beta_1 V_1 - \frac{Q_2 \gamma}{g} \beta_2 V_2$$

$$\frac{Q_2 \beta_2 V_2}{g} + A_2 \bar{Y}_2 + \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) LS_0 - \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) LS_f = \frac{Q_1 \beta_1 V_1}{g} + A_1 \bar{Y}_1$$

$$\frac{Q_2^2 \beta_2}{g A_2} + A_2 \bar{Y}_2 + \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) LS_0 - \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) LS_f = \frac{Q_1^2 \beta_1}{g A_1} + A_1 \bar{Y}_1$$

Quest'ultima equazione è quella utilizzata da Hec-Ras per i calcoli riguardanti il bilancio della quantità di moto.

C.2.3. Applicazione

Per ogni stato di corrente (lenta, veloce, o regime misto) Hec-Ras può calcolare una soluzione sia nel caso di un tributario che si connette con il corso principale, sia nel caso di un corso che si divide in due o più corsi secondari.

Equazione dell'energia

Il programma risolve il problema tramite lo standard step method. Si trattano separatamente i sei casi possibili:

- *Confluenza di flussi - Corrente lenta*

Il programma esegue un classico calcolo per corrente lenta da valle fino alla sezione più a monte del corso 3; da qui, esegue due calcoli separati per ognuno dei due corsi a monte. Il profilo della superficie libera alla sezione 4.0 viene calcolato tramite un bilancio di energia dalla sezione 3.0 alla 4.0; le perdite per attrito sono basate sulla distanza fra queste due sezioni e sulla pendenza d'attrito media fra di esse. Vengono inoltre calcolate anche le perdite dovute a contrazione o dilatazione dell'alveo. Lo stesso viene fatto per la sezione 0.0.

L'equazione dell'energia dalla sezione 3.0 alla sezione 4.0 è la seguente:

$$WS_4 + \frac{\alpha_4 V_4^2}{2g} = WS_3 + \frac{\alpha_3 V_3^2}{2g} + L_{4-3} \bar{S}_{f_{4-3}} + C \left| \frac{\alpha_4 V_4^2}{2g} - \frac{\alpha_3 V_3^2}{2g} \right|$$

dove con WS si indica la quota del pelo libero.

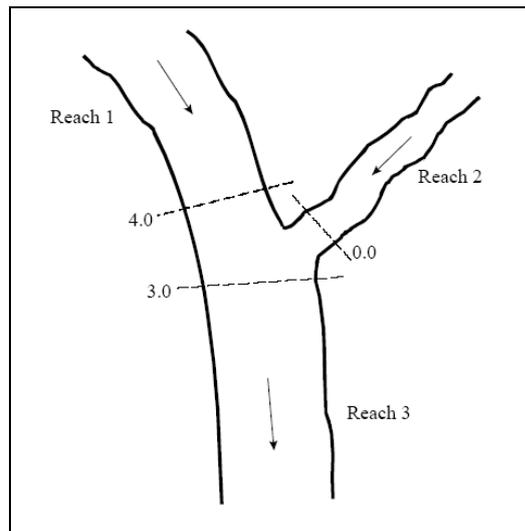


Figura C.2.4 - Confluenza di flussi in corrente lenta.

- *Divisione di flussi - Corrente lenta*

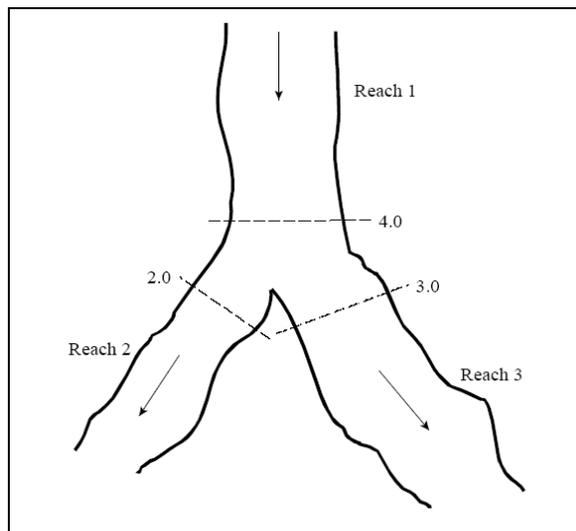


Figura C.2.5 - Divisione di flussi in corrente lenta.

Il programma calcola inizialmente un profilo di superficie in corrente lenta per i corsi secondari 2 e 3, fino alle stazioni di partenza (sezioni 2.0 e 3.0), e quindi calcola la forza specifica nelle due sezioni. Tra queste, quella con la forza specifica più alta sarà usata come condizione al contorno di valle per calcolare la superficie libera lungo la junction sino alla sezione 4.0. Il programma assume che l'utente abbia inserito i dati di portata esatti, mentre in

genere questi dati sono sconosciuti nelle sezioni 2.0 e 3.0. L'utente dovrà quindi correggerli tramite una procedura a tentativi:

1. Inserire dei valori di prima ipotesi alle sezioni 2.0 e 3.0;
2. Eseguire un primo run del programma per ottenere le energie e i livelli nelle sezioni vicine alla junction;
3. confrontare le energie alle sezioni 2.0 e 3.0; se sono molto diverse, allora le portate assegnate sono sbagliate, quindi andranno redistribuite, assegnando una portata maggiore al corso d'acqua con l'energia minore;
4. eseguire un secondo run e confrontare nuovamente le energie. Se sono ancora troppo diverse, ripetere il punto 3;
5. Ripetere 3 e 4 fino ad ottenere dei valori di portata ragionevoli in entrambe le sezioni.

La procedura migliore sarebbe calcolare le energie all'indietro da 3.0 a 4.0 e da 2.0 a 4.0, e poi confrontarle, ma siccome il programma fornisce un solo valore di energia alla sezione 4.0, si devono confrontare i valori alle sezioni a valle della junction.

- *Confluenza di flussi - Corrente veloce*

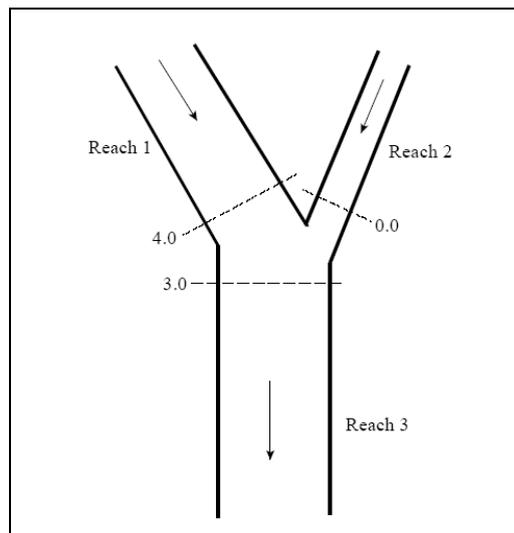


Figura C.2.6 - Confluenza di flussi in corrente veloce.

In questo caso, il programma calcola un profilo di superficie libera in corrente veloce per i corsi 1 e 2 fino alle sezioni 4.0 e 0.0; quindi calcola la forza specifica in queste due stazioni, e usa come condizione di monte il corso d'acqua con la forza specifica maggiore. Il profilo di corrente veloce lungo la junction viene quindi calcolato a partire da questo corso fino alla sezione 3.0.

o *Divisione di flussi - Corrente veloce*

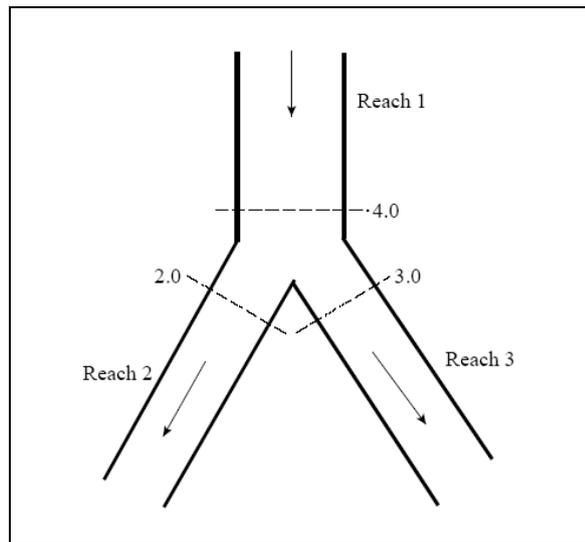


Figura C.2.7 - Divisione di flussi in corrente veloce.

In questo caso un profilo della superficie libera in corrente veloce viene calcolato nel verso della corrente dalla sezione 4.0; i profili alle sezioni 2.0 e 3.0 vengono calcolati separatamente.

o *Confluenza di flussi – Regime misto*

Nel caso di un regime di flusso misto, innanzitutto viene calcolato il profilo di corrente lenta lungo la junction, come precedentemente descritto. Se la corrente si mantiene lenta durante i calcoli relativi alla corrente veloce, allora il programma assume come corretta l'ipotesi iniziale di corrente lenta lungo la junction.

Se però il flusso ad una o entrambe le sezioni a monte della junction risulta essere in corrente veloce, allora i calcoli devono essere eseguiti nuovamente. In tal caso, il programma calcola la forza specifica delle sezioni a monte. Se la sezione che era risultata in corrente veloce ha forza specifica più grande di quella della sezione in corrente lenta, allora il

programma prende la prima come sezione di controllo, e da questa calcola il profilo fino alla sezione 3.0.

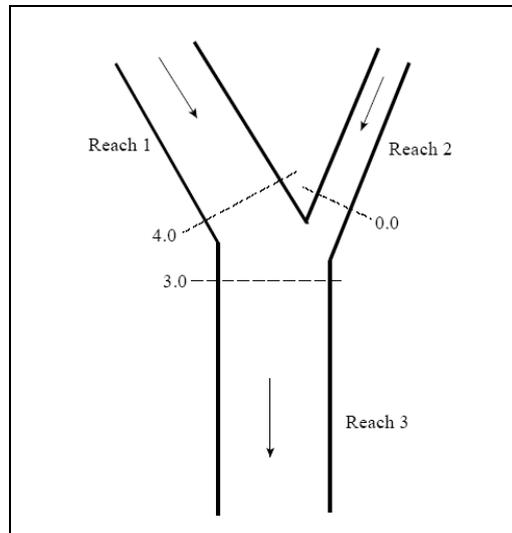


Figura C.2.8 – Confluenza di flussi in regime misto.

A questo punto il programma calcola la forza specifica alla sezione 3.0 sia nel caso di corrente veloce sia nel caso di corrente lenta. Se la forza specifica in corrente veloce alla sezione 3.0 è minore di quella della corrente lenta, allora il programma usa l'iniziale ipotesi di corrente lenta e assume che lungo la junction ci sia stato un risalto; se invece la corrente veloce ha una forza specifica maggiore, allora il programma continua i calcoli verso valle finché non incontra un risalto. Inoltre, i calcoli dovranno essere rifatti per i corsi a monte che risultavano in corrente lenta. Per esempio, se il corso 2 è in corrente lenta, il profilo alla sezione 0.0 è basato su un calcolo all'indietro dalla sezione 3.0; se si trova che la sezione 3.0 è in corrente veloce, il profilo alla sezione 0.0 viene imposto alla profondità critica, e si eseguono nuovamente calcoli all'indietro per il corso d'acqua 2, e per tutti i corsi a monte di questo che ne vengono influenzati.

○ *Divisione di flussi - Regime misto*

In questo caso, un profilo di superficie libera in corrente lenta viene calcolato per la lunghezza della junction come precedentemente descritto. Se durante il calcolo del profilo in corrente veloce il programma trova che in realtà la sezione 4.0 è in corrente veloce, allora calcolerà i profili nelle sezioni 2.0 e 3.0 come veloci. Quindi il programma calcolerà la forza

specifica alle sezioni 2.0 e 3.0 sia nel caso di corrente veloce sia nel caso di corrente lenta: tra questi, quello corretto sarà quello che presenterà la maggiore forza specifica.

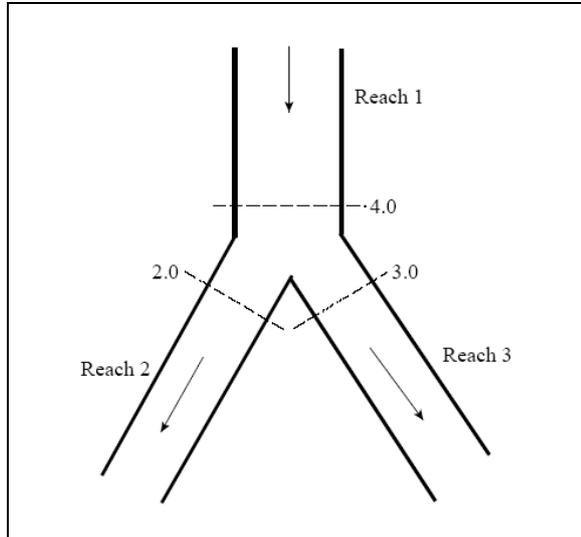


Figura C.2.9 – Divisione di flussi in regime misto.

Equilibrio della quantità di moto

Come precedentemente riportato, l'equazione globale della dinamica permette di considerare l'angolo di incidenza dei corsi d'acqua.

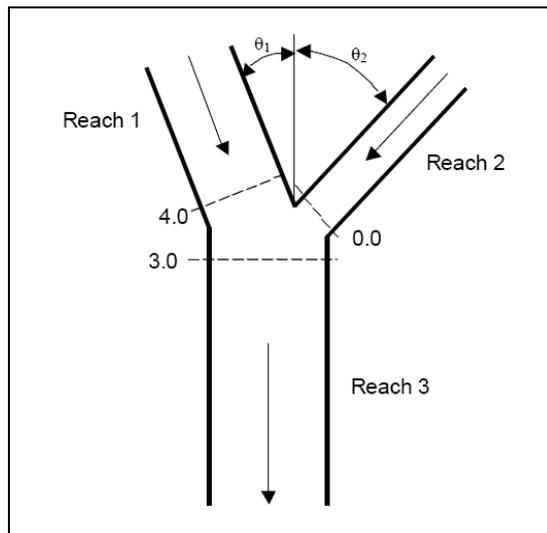


Figura C.2.10 – Confluenza di flussi: applicazione dell'equazione globale della dinamica.

Nel caso di una combinazione di flussi, l'angolo di incidenza viene calcolato a partire da una linea perpendicolare alla prima sezione del corso d'acqua uscente.

Per uno stato di moto in corrente lenta, il livello della superficie libera viene calcolato all'indietro, a partire dalla sezione 3.0 del corso 3 e verso le sezioni 4.0 e 0.0, effettuando un bilancio della quantità di moto che calcoli le forze nella direzione del flusso dalla sezione 3.0 (direzione X). In questo esempio, si ha:

$$SF_3 = SF_4 \cos \theta_1 - F_{f_{4-3}} + W_{X_{4-3}} + SF_0 \cos \theta_2 - F_{f_{0-3}} + W_{X_{0-3}}$$

Dove:

- $SF = \text{forza specifica (momento)} = \frac{Q^2 \beta}{gA} + A\bar{Y}$

Le forze di attrito e di peso sono calcolate in due parti. Per esempio, fra la sezione 4.0 e 3.0 ci si basa sull'ipotesi che il baricentro della junction sia posizionato a metà strada fra le due sezioni. La prima parte delle due forze viene calcolata dalla sezione 4.0 fino al baricentro, usando l'area della sezione 4.0; la seconda parte delle forze è invece calcolata dal baricentro alla sezione 3.0, usando l'area della sezione 3.0. Per calcolare le forze di attrito e di peso per questo esempio si procede come segue:

○ Forze di attrito

$$F_{f_{4-3}} = \bar{S}_{f_{4-3}} \frac{L_{4-3}}{2} A_4 \cos \theta_1 + \bar{S}_{f_{4-3}} \frac{L_{4-3}}{2} A_3 \frac{Q_4}{Q_3}$$

$$F_{f_{0-3}} = \bar{S}_{f_{0-3}} \frac{L_{0-3}}{2} A_0 \cos \theta_2 + \bar{S}_{f_{0-3}} \frac{L_{0-3}}{2} A_3 \frac{Q_0}{Q_3}$$

○ Forze di peso

$$W_{X_{4-3}} = S_{0_{4-3}} \frac{L_{4-3}}{2} A_4 \cos \theta_1 + S_{0_{4-3}} \frac{L_{4-3}}{2} A_3 \frac{Q_4}{Q_3}$$

$$W_{X_{0-3}} = S_{0_{0-3}} \frac{L_{0-3}}{2} A_0 \cos \theta_2 + S_{0_{0-3}} \frac{L_{0-3}}{2} A_3 \frac{Q_0}{Q_3}$$

Per risolvere l'equazione globale della dinamica per questo esempio, si fanno le seguenti ipotesi:

1. Si assume che la quota del pelo libero alle sezioni 4.0 e 0.0 sia uguale, ed è calcolata simultaneamente. E' una grossa approssimazione, ma è necessaria per

risolvere l'equazione precedente. A causa di questo, le sezioni attorno alla junction devono essere vicine per minimizzare gli errori dovuti a questa ipotesi.

2. L'area usata alla sezione 3.0 per il calcolo delle forze d'attrito e di peso è distribuita sulle due sezioni a monte usando un peso basato sulla portata. Questo è necessario per evitare di tener conto due volte del volume di flusso e dell'area d'attrito.

Quando si calcola un profilo in corrente veloce in questo tipo di junction, la quota del pelo libero alle sezioni 4.0 e 0.0 viene calcolata direttamente, e quindi la quota del pelo libero alla sezione 3.0 può essere risolta direttamente dall'equazione del bilancio della quantità di moto.

Nel caso invece di una corrente mista, il metodo è lo stesso usato per il bilancio dell'energia.

Un esempio di utilizzo del bilancio dell'equazione globale della dinamica per una divisione di flussi è il seguente:

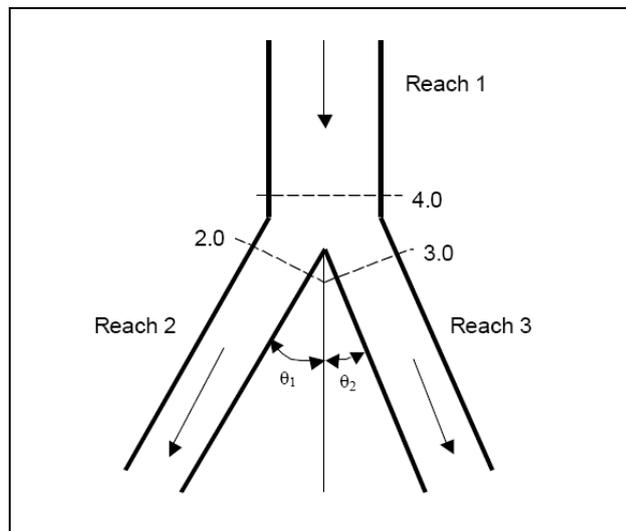


Figura C.2.11 – Divisione di flussi: applicazione dell'equazione globale della dinamica.

Ogni angolo viene calcolato a partire da una linea perpendicolare all'ultima sezione del corso principale. L'equazione globale della dinamica in questo caso è:

$$SF_4 = SF_2 \cos \theta_1 - F_{f_{4-2}} + W_{X_{4-3}} + SF_3 \cos \theta_2 - F_{f_{4-3}} + W_{X_{4-3}}$$

Per un flusso in corrente lenta, la quota della superficie libera è nota alle sezioni 2.0 e 3.0, quindi può essere ricavata per la sezione 4.0 risolvendo l'equazione precedente. Per un

flusso in corrente veloce, invece, la quota della superficie libera è nota solamente alla sezione 4.0 e, quindi, deve essere calcolata simultaneamente per le sezioni 3.0 e 2.0, ipotizzando che queste due quote siano uguali.

Per un flusso in regime misto, il metodo è lo stesso utilizzato per l'equazione dell'equilibrio dell'energia.