

ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITÀ DI BOLOGNA

FACOLTA' DI INGEGNERIA

**CORSO DI LAUREA IN INGEGNERIA PER L'AMBIENTE E IL
TERRITORIO**

DIPARTIMENTO - DICAM

TESI DI LAUREA

In ELEMENTI DI INFRASTRUTTURE IDRAULICHE L

**STUDIO DEL COMPORTAMENTO IDRAULICO DEL
PROGETTO DI BY-PASS DELL'INVASO ARTIFICIALE
SUL TORRENTE CONCA**

Lorenzo Fuschini

RELATORE:
Prof. Ing. Attilio Castellarin

CORRELATORI
Dott. Ing. Alessio Domeneghetti
Dott. Ing. Mauro Vannoni

Anno Accademico 2009/10

Sessione II

E' pèn de mi paèis

Te mi paèis i fa ancòura un pèn
stil cumè un òs-cia
ch'l'è pu e' pèn ch'u s magnévva Crést.
Il cus s'un piat tònd
ad tèra còta
culòur de madùn un po' sbiavéid
ch'e' sòuna te tuchèl.
L'è un pèn fat sa pòchi ròbi:
acqua, faréina e sèl.
Quand ch'l'è còt e' sfòia un bisinìn
un bisinìn u s bréusa
cumè la faza dla léuna
quand la à la luce ad travérs.
A panséi bén
l'è un pèn ch'u n sa 'd gnént
s'u n fòss che l'à e' gòst
di mi dis an.

[Nino Pedretti, Al Vòusi Einaudi 2007]

Ai miei nonni

Indice.

Indice.....	2
Introduzione.....	4
1 Area di indagine.....	6
1.1 - Il Bacino del Conca.....	6
1.2 - Il Conca: cenni storici.....	8
1.3 - L'invaso artificiale.....	9
1.4 - Il materiale di deposito.....	10
2 Interventi migliorativi dell'invaso del Conca.....	12
2.1 - I primi interventi.....	12
2.2 - Il Progetto: gli studi preliminari.....	13
2.2.1 Canale interno.....	13
2.2.2 Bypass esterno.....	14
2.2.3 I costi.....	15
2.3 - Il progetto di intervento.....	16
3 Trasporto solido: fenomenologia e modelli matematici.....	22
3.1 - Genesi dei sedimenti.....	22
3.2 - Forze di trasporto.....	22
3.3 - Condizione di incipiente movimento.....	23
3.4 - Altre definizioni delle condizioni di incipiente movimento.....	26
3.5 - Portata solida.....	27
3.6 - Trasporto e sedimentazione.....	29
3.7 - Formule per il calcolo della portata solida.....	31
3.8 - Misure di portata solida.....	33
4 Modello numerico – idraulico: descrizione HEC-RAS e modellazione del by-pass.....	34
4.1 - Il programma HEC – RAS.....	34
4.2 - Il processo di simulazione.....	35
4.3 - Dati di portata.....	39
4.4 - Tecniche di regionalizzazione.....	46
4.5 - Lancio della simulazione.....	48
5 Simulazioni numeriche: descrizione delle simulazioni e presentazione dei risultati conseguiti.....	49
5.1 - Risultati della simulazione.....	49
5.2 - Analisi dei risultati.....	63
5.2.1 Verifiche idrauliche.....	63
5.2.2 Trasporto solido.....	63
6 Conclusioni.....	65
7 Bibliografia.....	68
8 Ringraziamenti.....	69

INTRODUZIONE.

In questa “Tesi di Laurea Specialistica”, sono stati analizzati il comportamento teorico ed i conseguenti effetti idraulici di un canale di bypass al bacino artificiale del Torrente Conca.

Il bacino artificiale del Conca è stato realizzato negli anni '70 con l'obiettivo di ricaricare la falda acquifera che serve i comuni costieri Emiliano Romagnoli e Marchigiani adiacenti alla foce del corso d'acqua durante i mesi estivi, quando le richieste di acqua sono più ingenti.

Fin dai primi anni di esercizio si è riscontrato che l'interrimento del bacino, e il conseguente mancato apporto di materiale solido ai litorali, erano molto più rilevanti del previsto ed anche la regressione della spiaggia sottoflutto alla foce risultava particolarmente intensa. Pertanto è stata presa in considerazione la possibilità di progettare un canale artificiale che, aggirando l'invaso artificiale, deviasse le portate idriche di piena dei mesi estivi, e con esse i sedimenti trasportati, e le reimmettesse nell'alveo naturale del fiume a valle dello sbarramento. Detto dispositivo avrebbe dovuto consentire di trattenere nell'invaso la risorsa idrica per i Comuni rivieraschi interessati e, nel contempo, avrebbe veicolato verso valle la maggior parte materiale litoide in transito, che come è noto è movimentato in prevalenza durante gli eventi di piena più intensi, favorendo il ripascimento dei litorali.

Il by-pass progettato non è ancora stato realizzato per mancanza di finanziamenti, in quanto si tratta di un'opera che verrebbe a costare circa 3,5 milioni di euro e che quindi richiederebbe un ingente esborso alla Regione o allo Stato.

Il punto di partenza per la compilazione della tesi di laurea è stato proprio lo studio del progetto di canale di bypass (Lamberti, Schippa 2001) commissionate dal Servizio Tecnico Bacini Conca e Marecchia; dopo di che sono stati analizzati i fattori principali che regolano il trasporto di materiale solido lungo il corso d'acqua prendendo in considerazione leggi teoriche utili ad interpretarli ed infine è stato utilizzato un codice di calcolo, HEC – RAS, che permette la simulazione del comportamento idraulico di reti di corsi naturali e artificiali attraverso un modello numerico – idraulico di tipo monodimensionale, inclusa la rappresentazione dei fenomeni di trasporto solido.

La versione di HEC – RAS utilizzata consente di eseguire anche simulazioni in moto vario, simulando il fenomeno di propagazione di onde di piena. Proprio con riferimento a questa schematizzazione è stato riprodotto il comportamento idraulico del canale di by-pass progettato per il Torrente Conca. Lo studio ha permesso una miglior comprensione del funzionamento del dispositivo, analizzato nel progetto ricordato solo in condizioni di moto permanente in quanto la versione del programma a disposizione a quel tempo non consentiva di eseguire simulazioni più complesse.

I dati di partenza sono quelli relativi alla portata in ingresso misurata con passo orario che è stato possibile ottenere avendo come riferimento da una parte la scala di deflusso elaborata dalla Provincia di Rimini e dall'altra le misurazioni di altezze idrometriche che ARPA esegue nella stazione di Morciano di Romagna.

Per elaborare questi dati è stato necessario inserire le altezze idrometriche nella formula della Provincia di Rimini ed incrementare i valori di portata così ottenuti per tenere conto del fatto che la stazione di Morciano, che è più a monte del bacino artificiale, ha un'area di apporto più ridotta e quindi è attraversata da valori di portata inferiori.

I risultati della simulazione hanno permesso di verificare il comportamento teorico del canale di bypass al verificarsi di diversi eventi di piena, e hanno altresì permesso di controllare che non avvengano fenomeni di deposito durante il funzionamento del canale.

Per gli argomenti trattati, questo elaborato di tesi è incentrato su temi relativi all'idraulica e alle infrastrutture idrauliche: è una materia che ha sempre suscitato in me passione ed interesse che i docenti dei Corsi che ho avuto la fortuna di incontrare hanno accresciuto e stimolato e ai quali voglio perciò esprimere il mio ringraziamento.

Il percorso formativo che ho intrapreso nel corso dei cinque anni di Ingegneria mi ha permesso di approfondire diverse tematiche di grande interesse e di sviluppare la mentalità ed il modo di ragionare di un ingegnere.

È stato abbastanza difficile scegliere la materia da trattare in questo elaborato di tesi perché tutte le aree di studio che mi sono state presentate e in cui sono stato introdotto sono molto interessanti e mi sarebbe piaciuto avere la possibilità di approfondirle, ma alla fine ha prevalso in me l'attrazione per i fiumi, che mi appassionano da sempre e che ho potuto conoscere e capire meglio anche grazie al lavoro svolto per preparare questa tesi.

1 AREA DI INDAGINE

1.1 - Il Bacino del Conca.

Il bacino idrografico del torrente Conca copre un'estensione di 165 Km² ed una lunghezza di 40 Km.

Nasce alle pendici del Monte Carpegna ad una quota di 1350 metri ed attraversa, in direzione prevalente SO – NE, le province di Pesaro – Urbino (Marche) e Rimini (Emilia Romagna), bagnando i comuni di: Montecopiolo, Monte Cerignone, Monte Grimano, Mercatino Conca, Sassofeltrio, Gemmano, Montescudo, Monte Colombo, San Clemente, Montefiore Conca, Morciano di Romagna, San Giovanni in Marignano, Misano Adriatico, Cattolica. (figura 1)



Figura 1 - Il bacino del Torrente Conca

Ha una forma stretta ed allungata, una larghezza media di 4 Km e massima di circa 10 ed è delimitato, in sinistra idraulica dal Melo, dal Marano e dal Marecchia e in destra dal Foglia e dal Ventena.

Il suo profilo e le sue caratteristiche idrauliche sono di tipo torrentizio con picchi di portata che vengono raggiunti nel tardo autunno, in inverno e talvolta in primavera.

Per tutto l'anno i valori della portata sono modesti e le piene si sviluppano solo in brevi intervalli di tempo, principalmente a causa della presenza di scorrimenti superficiali rispetto a quelli profondi, e della diffusa estensione, soprattutto nella parte montana, di terreni di natura argillosa a scarsa permeabilità.

Il bacino presenta pendenze di versante comprese tra il 10 e il 35% per più della metà della superficie totale, i terreni pianeggianti caratterizzati da pendenze inferiori al 5% ne occupano solo il 18% e solo il 10% del bacino è interessato da pendenze significative superiori al 50%.

Complessivamente la pendenza media del bacino è del 17%.

1.2 - Il Conca: cenni storici.

Il Conca, come ogni altro corso d'acqua, è stato fonte di cibo e di materie prime che hanno favorito il sorgere, lungo le sue sponde, di numerosi centri abitati.

Il più importante di questi è probabilmente da sempre Cattolica, che, fondata ai tempi dei Romani in corrispondenza della foce, deve alla sua posizione e quindi al suo porto, il ruolo centrale avuto nei commerci e nei trasporti.

Risalendo il corso del fiume si possono ancora trovare tracce dei numerosi insediamenti urbani del passato e testimonianze delle abitudini di vita delle popolazioni autoctone.

Sulle rive del Conca viveva un'abbondante fauna stanziale costituita da lepri, anatre, oche e papere; nelle sue acque, oltre a pesci e anguille è documentata la presenza dei "granciùn nir", i granchi neri, che partendo dal mare risalivano il corso d'acqua.

Durante le piene gli uomini più coraggiosi si tuffavano nel fiume assicurati ad una fune per apporre con un'accetta un segno di riconoscimento sui grossi tronchi o sugli animali come maiali o pecore travolti dalla corrente in modo da poterli poi recuperare a valle.

Venivano lasciati a disposizione dei vecchi o dei meno coraggiosi i rami e gli arbusti più piccoli e di minor valore, che si depositavano in corrispondenza delle pile dei ponti.

Il fiume era un importante punto di socializzazione per le donne dei villaggi che vi si recavano per lavare accompagnate dalle madri, le quali avevano l'incarico di fare il bagno ai nipoti.

Più di recente, durante la seconda guerra mondiale, il fiume è stato spesso un rifugio per gli abitanti dei paesi che per sfuggire ai bombardamenti si rifugiavano nelle sue fosse o trovavano riparo sotto agli alberi.

In tempi più recenti, l'importanza del Conca è stata legata alla grande quantità di materiale solido che esso trasporta.

L'argilla ha sostenuto per diversi anni nel dopoguerra l'economia edilizia di Morciano di Romagna dove la fornace Ghigi produceva bossolle, bossoloni, mattoni pieni e forati, tegole e pignatte.

L'abbondanza del materiale a disposizione era tale che gli operai potevano costruirsi la casa senza pagare le materie prime ma pagando solo i costi di lavorazione con una trattenuta mensile sugli stipendi.

In questo modo gli operai riuscivano a mantenere uno stile di vita accettabile e a costruirsi la casa fornendo al contempo lavoro alla fornace. Ai disoccupati, per farsi assumere dalla fornace, bastava dire di volersi costruire una casa.

Altri importanti materiali trasportati erano il "sabbione" e la "breccia" che venivano raccolti e poi schiacciati a mano con un badile fino a farli diventare "sabbia" e "breccino" utilizzati per la costruzione delle fondamenta degli edifici.

Negli ultimi decenni il miglioramento delle tecnologie estrattive ha impoverito i fiumi ed oggi non è più concesso estrarre la ghiaia, procurarsi il legname non richiede più atti di coraggio e l'inquinamento ha notevolmente ridotto la fauna locale per cui il ruolo fondamentale del Conca nella vita degli abitanti della zona è diventato quello di riserva idrica.

Il Conca viene oggi utilizzato quasi esclusivamente per il prelievo di acqua per usi agricoli e industriali nel primo tratto e per usi agricoli o idropotabili nella sua porzione di pianura.

1.3 - L'invaso artificiale.

Poiché la falda acquifera che serve i comuni della riviera romagnola e marchi-giana adiacenti alla foce del Torrente Conca risultava alquanto sfruttata durante i mesi estivi sia per il fisiologico aumento di richiesta dovuta alla stagione sia per l'incremento del numero di persone da soddisfare dovuto al turismo, nel 1969 è stato messo a punto un progetto per la costruzione di un invaso che è stato poi realizzato negli anni 1972 - '74.

L'invaso, che nelle intenzioni dei progettisti aveva lo scopo di ricaricare la falda nei mesi estivi, ha una superficie pari a 0,46 km², una capacità utile di 1.231.560 m³ ed è situato alla quota di 16,5 m s.l.m. (Figura 2).

In funzione delle caratteristiche del sito, lo sbarramento necessario a racchiudere il bacino artificiale è stato realizzato con una struttura mista comprendente:

- una parte centrale trascinabile composta da una parte fissa in calcestruzzo avente soglia alla quota di 11,5 m s.l.m. sulla quale sono disposte quattro paratoie mobili, che determinano la quota di massimo invaso, sormontate da ventole abbattibili che permettono di svuotare l'invaso fino alla quota di 11,5 m s.l.m.

- due parti laterali non trascinabili costruite in terra e con un diaframma interno impermeabile, aventi pendenza di 1:2 a monte e 2:3 a valle.

L'argine è posto alla quota di 18,5 m s.l.m. mentre lo scarico di fondo permette di raggiungere la quota di massimo svasso pari a 10 m s.l.m.

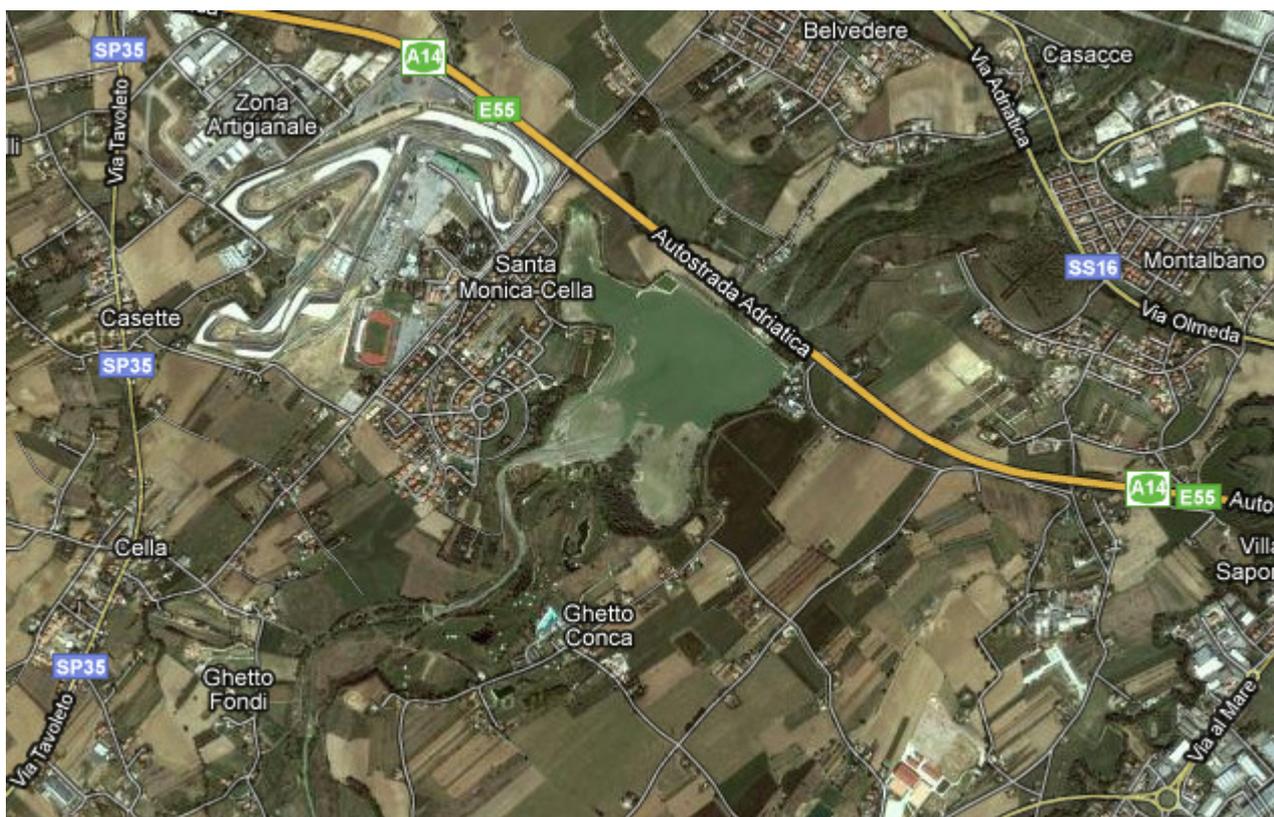


Figura 2 - Vista dall'alto dell'invaso (google maps)

La gestione dell'invaso è stata affidata al Concessionario Consorzio Potenziamento Acquedotti nel Marzo del 1981 con la condizione che le paratoie venissero chiuse soltanto nel periodo estivo, da Giugno a Settembre, e che rimanessero invece aperte nel restante periodo dell'anno, in modo da non intercettare le portate

autunnali, invernali e primaverili che trasportano grosse quantità di materiale solido grossolano utili al ripascimento della spiaggia.

Nonostante questi vincoli, già a distanza di 10 anni dall'entrata in funzione dello sbarramento, si sono riscontrati vistosi effetti negativi sulla spiaggia a causa del mancato apporto di materiale solido e le chiusure anticipate che sono state concesse negli ultimi anni per far fronte alle crescenti richieste di approvvigionamento idrico hanno certamente incrementato tale fenomeno.

Per farsi un'idea dell'effetto delle chiusure anticipate, basta considerare che le portate medie mensili in Aprile e Maggio sono dell'ordine dei $2 \text{ m}^3/\text{s}$ a fronte di portate medie mensili massime di $4,5 \text{ m}^3/\text{s}$ e di portate dei mesi estivi di circa $0,4 \text{ m}^3/\text{s}$.

Di fatto, a partire dal 1974, si è ridotto fino quasi ad annullarsi il trasporto a mare di materiale solido e questo ha determinato una regressione della spiaggia sottoflutto alla foce evidenziata per la prima volta nel 1982 da una perizia condotta da Elmi e Rabbi che hanno riscontrato un arretramento della costa di circa 25 m.

1.4 - Il materiale di deposito.

È stato calcolato che nei primi sette anni di esercizio dell'invaso (1975 – 1982) si è verificato il deposito di circa 790.000 m^3 di materiale solido, prevalentemente limo e argilla.

Per caratterizzare il materiale depositato sulla superficie del bacino è stata applicata una griglia di $50 \times 50 \text{ m}$ e sono stati eseguiti diversi sondaggi ed analisi granulometriche.

In generale sono state rilevate le frazioni granulometriche seguenti:

- sabbia fine 3,7%
- limo 50,2%
- argilla 46,1%

I risultati sono riportati in Tabella 1.

punto	Ghiaia (%)	Sabbia (%)	Limo (%)	Argilla (%)	W (np)	γ (n/m ³)	γ_d (n/m ³)	wl	wp	D ₅₀ (mm)
1		17	46	37				31,7	13,8	0,0047
2		5	56	39				37,4	16,5	0,0034
3		14	59	27				34,8	13,0	0,0130
14		0	48	52	62,5	1,60	0,98			0,0019
17		1	46	53	62,2	1,59	0,98			0,0018
19		2	49	49	68,4	1,59	0,94			0,0022
22		1	47	52	62,5	1,57	0,97			0,0019
25		1	45	54	67,7	1,53	0,91			0,0017
38		2	43	55	77,5	1,51	0,85			0,0016
40		2	50	48	64,7	1,56	0,95			0,0025
42		2	49	49	62,4	1,60	0,99			0,0021
44		1	46	53	65,6	1,59	0,96			0,0018
58		6	60	34	62,7	1,59	0,98			0,0052
61		4	50	46	69,0	1,57	0,93			0,0027
64		1	51	48	71,0	1,55	0,91			0,0023
68			46	54	69,1	1,57	0,93			0,0017
88		4	52	44	68,0	1,58	0,94			0,0030
91		9	61	30	68,5	1,51	0,90			0,0085
93		4	49	47	70,4	1,53	0,90			0,0025
95		8	57	35	61,0	1,61	1,00			0,0055
116		1	47	52	87,4	1,52	0,81			0,0019
118		3	49	48	78,5	1,49	0,84			0,0023
121		4	46	50	48,2	1,56	1,05			0,0020
124		6	52	42	62,2	1,59	0,98			0,0032
140		2	47	51	63,5	1,59	0,97			0,0019
143		4	49	47	72,8	1,57	0,91			0,0026
146		11	60	29	62,5	1,58	0,97			0,0095
148		9	53	38	68,3	1,61	0,96			0,0071
151		3	46	51	71,2	1,56	0,91			0,0019
157		12	62	26	60,3	1,62	1,01			0,0110

Tabella 1. W = contenuto d'acqua = W_w/W_s ; γ = peso totale = W/V ; γ_d = peso secco = W_s/V ; wl = limite liquido; wp = limite plastico.

Occorre sottolineare che la metodologia di campionamento non ha permesso di rilevare frazioni di materiale grossolano (sabbia grossa o ghiaia), ma che comunque tali materiali rivestono un'importanza minore per quanto riguarda l'interrimento del bacino artificiale.

2 INTERVENTI MIGLIORATIVI DELL'INVASO DEL CONCA

2.1 - I primi interventi.

Per far fronte all'interrimento dell'alveo, nel corso degli anni sono stati eseguiti alcuni interventi di dragaggio, rimozione del materiale e allargamento dell'invaso che hanno prodotto un recupero di superficie utile di circa 10 Ha alla quota di 13 m s.l.m.

Un ulteriore intervento di regimazione fluviale a monte dell'invaso ha visto la costruzione di 5 briglie (figura 3) lungo un tratto di 2,8 Km al fine di regolarizzare il trasporto solido.

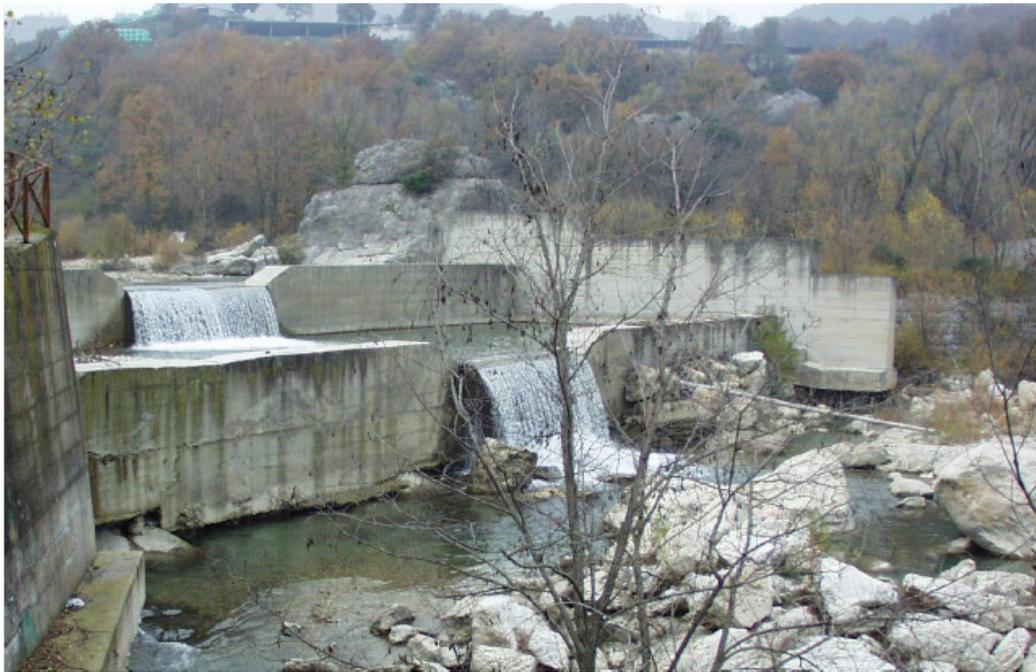


Figura 3 – Esempio di regimazione fluviale con briglie sul F. Marecchia

Un ulteriore, involontario, contributo è derivato dalla costruzione di una briglia alta circa 2 m a protezione delle fondazioni del ponte di Morciano di Romagna, che ha prodotto un deposito di ghiaia a monte del ponte per un tratto di circa 5 Km e la formazione di una fossa di erosione lunga 1 Km a valle del ponte.

Il risultato della presenza di queste opere è stata la riprofilatura del fondo dell'alveo che, a monte dell'invaso, si attesta su una pendenza di circa 2,6 m/Km.

2.2 - Il Progetto: gli studi preliminari.

Al fine di ripristinare un soddisfacente trasporto solido verso valle sono state avanzate due ipotesi di intervento, differenti per il tracciato planimetrico, per i costi di realizzazione e per i benefici indotti al di là del rifornimento di materiale solido al litorale:

- la prima ipotesi prevede la costruzione di un **canale interno** all'invaso
- la seconda prevede la realizzazione di un canale di **bypass esterno** all'invaso da realizzare in sponda destra.

2.2.1 Canale interno.

Il canale all'interno dell'invaso dovrebbe raccogliere le portate in ingresso al lago e convogliarle verso la soglia tracimabile dello sbarramento.

L'opera artificiale si dovrebbe sviluppare lungo un tracciato che ripercorre sostanzialmente quello di una savanella naturale che si trova incisa sul materasso di depositi alluvionali all'interno dell'invaso ed è caratterizzata da una pendenza media pari a circa 2 m/km, pari a quella dell'alveo del torrente a monte del tratto stabile regimato dalle briglie.

Al fine di realizzare il canale in asse con la savanella sarebbe necessario costruire due rilevati di altezza massima pari a 2,5m rispetto al piano delle alluvioni.

Tali rilevati si potrebbero attestare, a monte della zona di coda dell'invaso, in un punto nel quale il torrente presenta un alveo inciso pronunciato così tanto da scoprire sul fondo le formazioni compatte esistenti e a valle in direzione della diga.

Considerando la modesta altezza dei rilevati e la quota di massima regolazione dell'invaso, si capisce che questi verrebbero periodicamente sommersi durante il periodo di chiusura delle paratoie e pertanto sarebbe necessario pensare anche a interventi di protezione delle loro superfici.

Siccome però la sommergenza non è uniforme lungo tutto il percorso del canale ma diminuisce muovendosi verso monte, si può ipotizzare di impostare tre diverse tipologie di rilevati arginali.

Le principali problematiche legate a tale soluzione sono costituite dalle difficoltà che la cantierizzazione riscontrerebbe a causa delle caratteristiche dei terreni, che imporrebbero l'impiego di tecnologie particolarmente costose e che allungerebbero i tempi dei lavori.

Oltre a questo bisogna considerare che la realizzazione di tale opera prevede il mantenimento dell'attuale regola di gestione dello sbarramento (bypass efficace solo nel periodo invernale di chiusura delle paratoie), e questo è in contrasto con la tendenza, che va sempre più consolidandosi, di anticipare la chiusura delle paratoie e ritardarne l'apertura per far fronte alle crescenti richieste idriche e che di fatto riduce il periodo efficace per il funzionamento del canale di bypass.

Occorre inoltre sottolineare che questa ipotesi progettuale, non solo non contribuirebbe in alcun modo alla riqualificazione dell'area e non produrrebbe alcun beneficio sull'uso socio ricreativo dell'area, ma presenterebbe anche problemi nella manutenzione ordinaria e straordinaria a causa delle scarse caratteristiche dei terreni circostanti.

2.2.2 Bypass esterno.

La realizzazione del bypass esterno prevedeva due possibilità di realizzazione:

- bypass in sponda sinistra
- bypass in sponda destra.

La prima ipotesi, **bypass in sponda sinistra**, ha presentato subito numerose problematiche in quanto il tracciato, di lunghezza complessiva pari a 2,4 km, nella parte vicina allo sbarramento si sarebbe attestato in una posizione abbastanza distante dall'alveo naturale a valle della diga, e pertanto avrebbe presentato difficoltà di realizzazione anche perché le quote del fondo del canale sono 5 – 6 metri più in alto dei depositi alluvionali (17 – 18 m s.l.m. contro 12 m s.l.m.).

L'eventualità di optare per una soluzione con condotta in pressione e appoggiata sui depositi alluvionali presenti interferirebbe con l'invaso ed inoltre, se il tracciato della condotta dovesse intersecare l'opera di sbarramento, sarebbe necessario seguire un lungo e complesso iter per ottenere l'approvazione dell'intervento anche dal Servizio Nazionale Dighe.

Un ulteriore problema consiste nel fatto che, appena superato lo sbarramento artificiale, occorrerebbe attraversare anche la linea dell'autostrada (a quota di 19 m) per non ottenere una condotta in restituzione all'alveo naturale con una curvatura eccessiva.

Tutti questi problemi, uniti al fatto che il territorio in sponda sinistra del Conca è fortemente urbanizzato e che quindi sarebbero insorti nuovi problemi dovuti all'acquisizione delle aree necessarie, hanno fatto scartare questa ipotesi operativa.

E' risultata invece più applicabile la seconda ipotesi, che prevede il **bypass in sponda destra**.

Tale intervento prevede un'opera di presa a monte dell'invaso ed un manufatto scolmatore finalizzato ad alleggerire verso il lago artificiale le portate in eccesso rispetto a quelle di derivazione del progetto.

Siccome più di metà del percorso del canale di bypass dovrebbe scorrere su terreni agricoli e pianeggianti, non si dovrebbero rendere necessarie grosse movimentazioni di terreno ed anche gli argini di contenimento potrebbero essere di modesta altezza sul piano campagna (realizzabili con i volumi degli sterri).

Con questa soluzione si limiterebbero da un lato le interferenze con infrastrutture ed urbanizzazioni, e dall'altro anche l'impatto visivo in quanto quasi il 40% del percorso avverrebbe in galleria e ribassato sul piano campagna.

Occorrerebbe soltanto realizzare una galleria artificiale per attraversare un dosso presente sul lato su ovest dell'invaso.

Questa ipotesi di progetto ha inoltre il vantaggio di essere più compatibile con una diversa gestione del lago (chiusura anticipata della paratoie), che invaserebbe acqua sostanzialmente chiara per tutto l'anno, con gli evidenti benefici ambientali che ne conseguono.

In aggiunta a questi indubbi benefici, il maggior vantaggio che si avrebbe lavorando sulla sponda destra del Torrente, e che di conseguenza ha fatto optare per questa scelta, è il fatto che non presenta interferenze né con la diga né con l'invaso (e nemmeno con il rilevato autostradale), avendo la quota di fondo sempre superiore a quella di massimo vaso, e pertanto non richiede l'approvazione del Servizio Nazionale Dighe.

Una volta definita la tipologia di intervento da realizzare, è stato necessario fis-

sare la portata di progetto del canale di bypass.

Considerando i valori di portata e di trasporto solido, e volendo garantire un trasporto di almeno il 90% del volume annuo stimato, sono state proposte le portate di progetto di 70 m³/s e 100 m³/s.

Per ognuna di tali proposte sono state considerate diverse soluzioni per la realizzazione del canale di bypass, in modo tale da poter fare una scelta basata su di un confronto economico:

- canale in cemento armato gettato in opera
- canale in cemento armato con pareti in opera e soletta di volta in cemento armato precompresso
- canale in canne di acciaio corrugato di grandi dimensioni.

Questa ultima soluzione si è rivelata impraticabile nel caso di portata di progetto pari a 100 m³/s, in quanto le verifiche idrauliche hanno evidenziato che si creerebbero rigurgiti all'imbocco della galleria per evitare i quali sarebbe necessario impostare significativi rialzi negli argini di monte, incrementando così notevolmente i costi.

2.2.3 I costi.

La tabella 2 riassume le stime dei costi per l'intervento:

Soluzione prevista		Importo delle opere per la galleria artificiale	Importo totale delle opere	Quadro economico dell'intervento	Costo in Euro
Portata di progetto (m ³ /s)	Tecnologia	(MLD di lire)	(MLD di lire)	(MLD di lire)	(MLN di euro)
100	CA + CAP	4,068	6,661	7,840	4,05
100	CA	6,135	8,727	10,216	5,28
70	CA + CAP	2,865	5,297	6,282	3,24
70	CA	3,022	5,453	6,457	3,33
70	ACCIAIO	7,312	9,804	11,427	5,90

Tabella 2 - Piano economico dei possibili interventi

La tabella evidenzia come, da un punto di vista economico risulti più vantaggiosa la soluzione con galleria in cemento armato dimensionata per una portata di 70 m³/s.

Da un punto di vista dell'efficacia del trasporto, la portata di progetto di 100 m³/s permette di far defluire a valle il 95% del volume trasportato annualmente, mentre la portata di 70 m³/s fornisce un rendimento del 90%.

La differenza di portata solida è stata stimata in 1350 m³/anno, e considerando un costo per il ripascimento della spiaggia pari a 1,29€/ m³, risulta un mancato apporto in termini economici di 17430€/anno, che risulta inferiore rispetto alla quota di ammortamento che si avrebbe applicando la soluzione con portata di progetto di 100 m³/s.

Alla luce di queste considerazioni risulta pertanto preferibile l'ipotesi di realiz-

zazione della galleria in cemento armato dimensionata per una portata di progetto di $70 \text{ m}^3/\text{s}$.

2.3 - Il progetto di intervento.

Il tratto a monte dell'invaso è regimato con briglie trasversali, con quella di valle avente la gaveta alla quota di 22 m s.l.m.

Il tratto compreso tra questa briglia e quella immediatamente più a monte è favorevole all'inserimento di un manufatto diversivo e scolmatore mediante la realizzazione, subito a monte del canale di bypass, di un tratto di raccordo a tale canale artificiale, costituito a sinistra da un rilevato tracimabile che consente di indirizzare le acque di sfioro o in eccesso al naturale letto del fiume e quindi, di conseguenza, al bacino artificiale, e a destra da un rilevato di raccordo tra le sponde naturale del corso d'acqua e le sponde del canale artificiale, in modo tale da creare un presidio idraulico verso i terreni adiacenti (Figura 4).



Figura 4 - Posizionamento del rilevato di sfioro e dell'opera di presa

Per il dimensionamento di tali manufatti sono state prese in considerazione la portata di progetto ($70 \text{ m}^3/\text{s}$) e quella centennale ($340 \text{ m}^3/\text{s}$).

Il manufatto di derivazione ha anche la funzione di controllo idraulico delle acque in ingresso al canale, ed infatti sulla sezione di monte è stata predisposta una griglia a pettine con lo scopo di intercettare detriti, rami o altri oggetti trasportati dalla corrente e potenzialmente in grado di danneggiare la galleria.

Per quanto riguarda la regolazione delle portate derivate, invece, è stata predisposta, in corrispondenza di un ponte carrabile, una trasversale fissa alta 1,3 m e con intradosso alla quota di 3,7 m dal fondo del canale che ha il compito di limitare la portata effluente a battente verso il bypass e contemporaneamente facilitare il rigurgito sopra la soglia tracimabile (Figura 5).

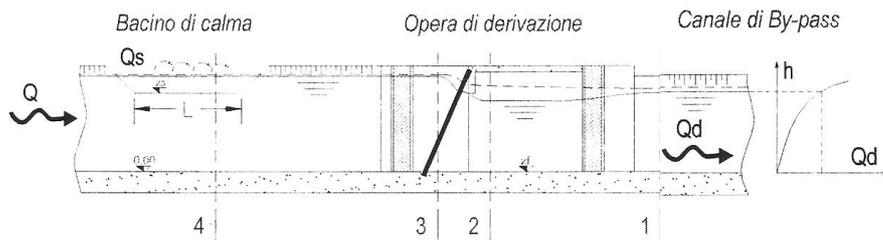


Figura 5 - Sezione trasversale del manufatto di derivazione

Lo sfioratore di piena è composto da un rilevato arginale ribassato che ha la funzione di soglia stramazzone, con i paramenti adeguatamente protetti dall'azione erosiva, mentre le fondazioni sono state realizzate con un materasso filtrante in modo tale da derivare acqua chiara verso l'invaso durante tutti i regimi di portata, ed in particolare da facilitare la permeazione del deflusso durante i periodi di magra, quando il trasporto solido è trascurabile ed è invece difficile mantenere massimo il livello dell'acqua nell'invaso (Figura 6).

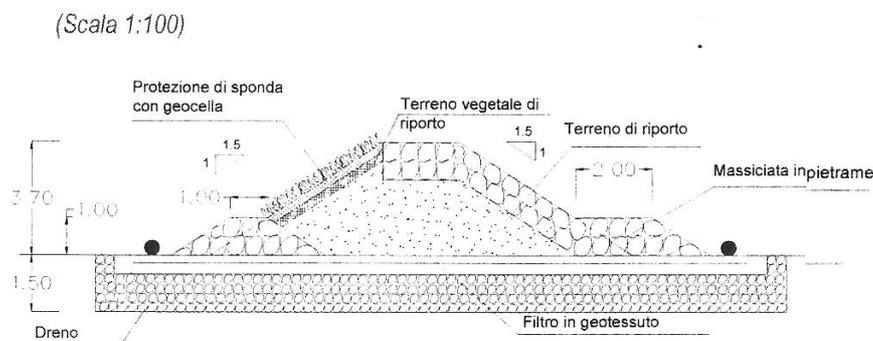


Figura 6 - Sezione del rilevato di sfioro

Il tratto di torrente che funge da raccordo verso il manufatto di derivazione andrà opportunamente sagomato per evitare fenomeni di interrimento incontrollato che potrebbero renderlo inutilizzabile, ed in particolare si potrà provvedere alla movimentazione di materiale già presente in sito (reperito durante la fase di scavo per la costruzione del canale artificiale) e alla costruzione di barene artificiali stabili che andranno realizzate in massi o ciottoli in modo tal da ridurre l'impatto ambientale e sul paesaggio.

A valle dell'opera di presa comincia il vero e proprio canale di bypass, che nel primo tratto ha sezione trapezia (figura 7).

Al fine di proteggere l'opera dall'azione erosiva dell'acqua, il fondo verrà realizzato in cls non strutturale e le pareti in cemento armato gettato in opera, con gli adeguati fori che permetteranno sia la riduzione delle sottospinte sia la crescita di vegetazione spontanea che ridurrà l'impatto ambientale del canale.

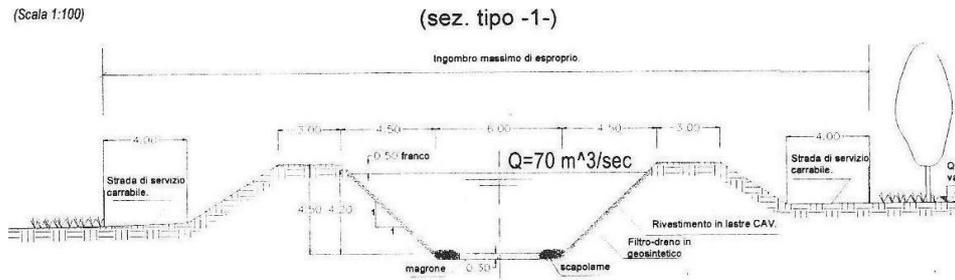


Figura 7 - Sezione tipo del canale in terra

Il secondo tratto di canale, invece, sarà costituito da una galleria interrata con deflusso a pelo libero in quanto il tracciato del canale insiste su un'area che presenta un dosso naturale e un campo sportivo di forte attrazione turistica.

Sono state previste due soluzioni strutturali:

- un canale rettangolare in cemento armato gettato in opera
- due gallerie circolari in acciaio corrugato.

Nel caso di galleria in cemento armato gettato in opera, la costruzione prevede la realizzazione di uno scavo in sicurezza a cielo aperto con conseguente rinterro e ripristino della superficie naturale una volta gettati in opera il fondo del canale e le pareti verticali, che verranno realizzati con elementi prefabbricati per ridurre i costi (figura 8).

Al fine di operare contro le pressioni idrauliche, il fondo e le pareti sono muniti di filtro – dreni in geosintetico risvoltato in corrispondenza del raccordo tra di essi, in modo tale da recapitare al fondo del canale le acque drenate.

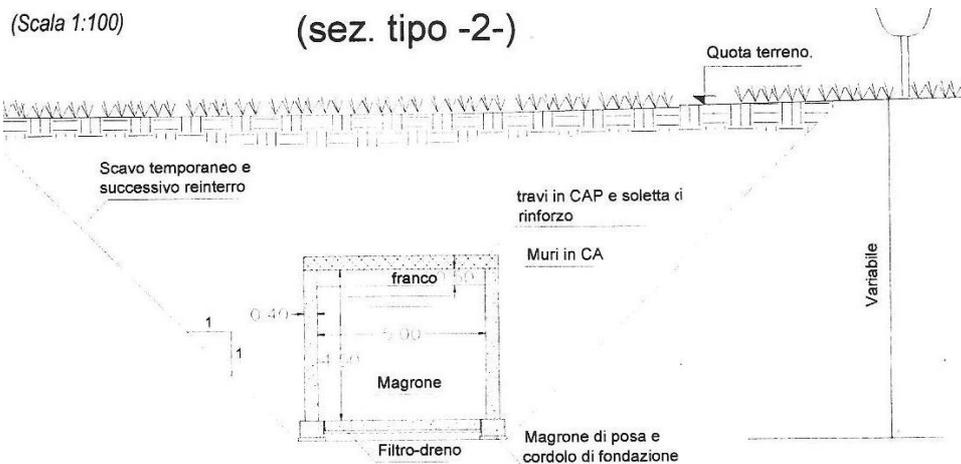


Figura 8 - Sezione tipo della galleria in cemento armato

Nel caso si usassero invece due elementi tubolari prefabbricati in acciaio corrugato, i costi sarebbero notevolmente superiori e sarebbero necessari scavi e movimenti di terreno maggiori, ed in più sarebbe molto più complicato ispezionare e percorrere con mezzi meccanici la condotta (figura 9).

Tali operazioni, infatti, risultano particolarmente facili in una condotta rettangolare a fondo piano e avente larghezza 5 m mentre richiederebbero interventi più complicati in una condotta circolare (sarebbe necessario regolarizzare e stabilizzare il fondo).

In secondo luogo, la realizzazione di una galleria circolare imporrebbe la realizzazione e l'assemblaggio in cantiere delle superfici di volta, che per esigenze strutturali dovrebbero essere composte da lamiere ondulate con la conseguenza negativa di incrementare la scabrezza idraulica della condotta.

(Scala 1:100)

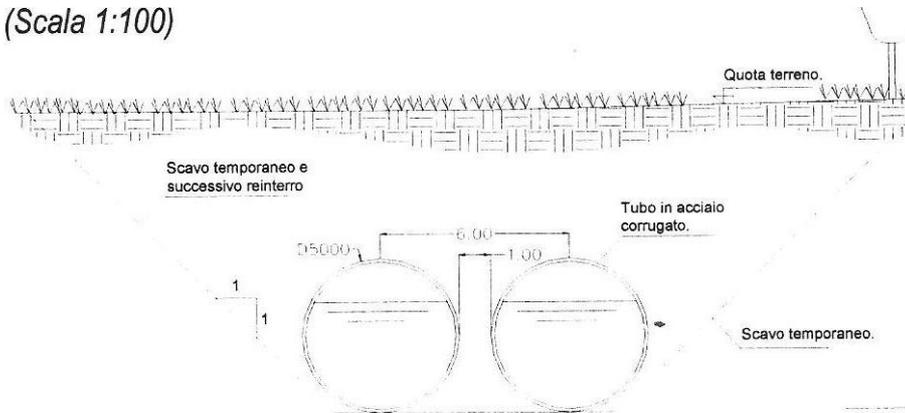


Figura 9 - Sezione tipo della galleria circolare

Al termine del condotto in galleria il terreno torna pianeggiante ed il canale assume dapprima una sezione trapezia analoga alla precedente, ed in seguito una sezione rettangolare interrata (con pareti verticali gettate in opera) per ridurre al minimo l'ingombro dei terreni dell'impianto di potabilizzazione SIS (figura 10).

Anche in questo caso, per proteggere l'opera dalle sottopressioni idrauliche è previsto un dreno sulle pareti laterali ed un filtro – dreno sul fondo.

(Scala 1:100)



Figura 10 - Sezione tipo del canale rettangolare

All'estremità di valle dell'invaso, in corrispondenza dello sbarramento artificiale, il canale artificiale ha il fondo ad una quota di 16,5 m mentre il fondo del canale è a 9 m; tale dislivello è superato per mezzo di salti di fondo raccordati da un canale in cemento armato a sezione rettangolare (figura 11).

Il carico in eccesso è dissipato sia dai risalti idraulici stazionari sia dalla macroscabrezza del fondo (figure 12 e 13).

I salti di fondo sono in totale tre, con un dislivello di 2,5 m ciascuno, mentre le vasche hanno lunghezza di 40, 60 e 40 m e larghezza di 6 m con le pareti verticali in cemento armato gettato in opera e fondo rivestito di massi inglobati in un getto di cemento armato non strutturale.

Anche in questo caso, al fine di ridurre le pressioni idrauliche, le pareti e il fondo del condotto sono protetti da un dreno in materiale geosintetico (figura 14).

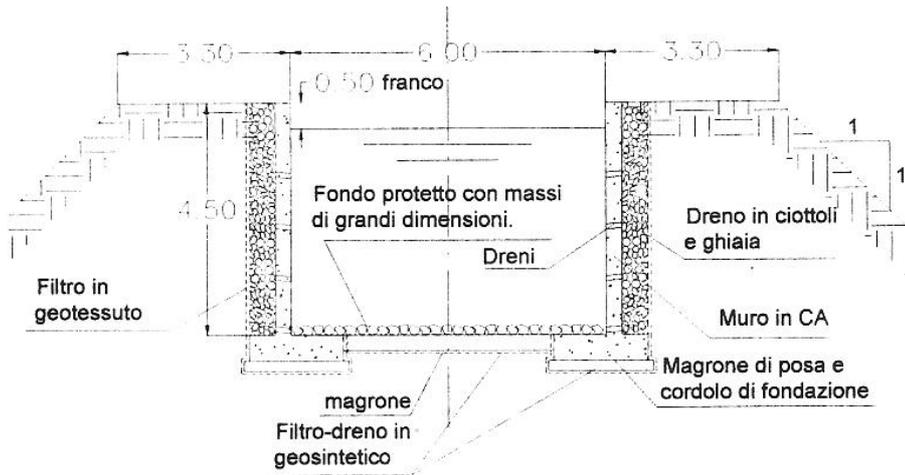


Figura 11 - Sezione del canale in corrispondenza dei salti

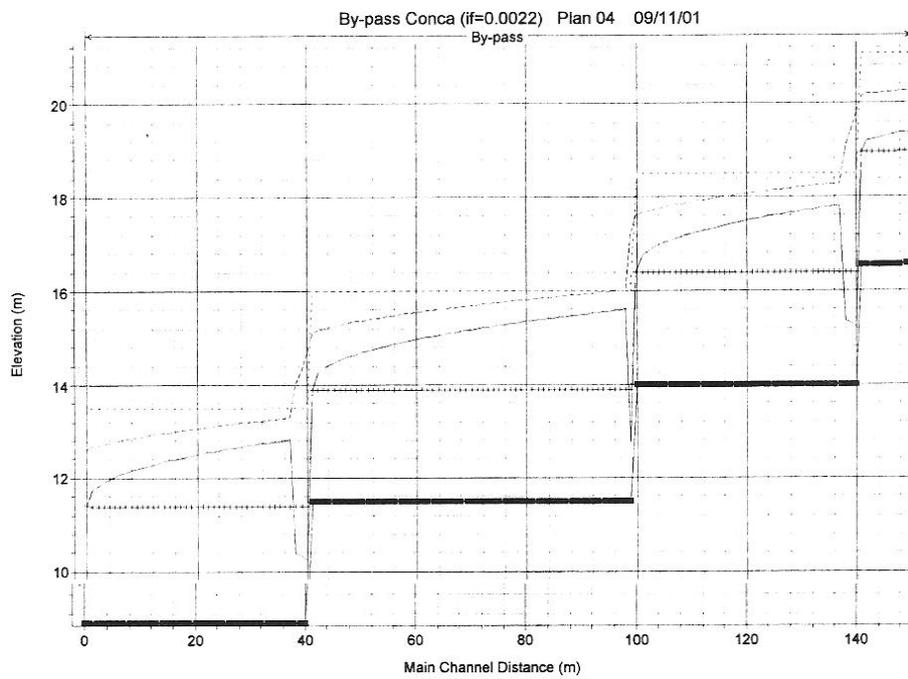


Figura 12 - Simulazione dei salti

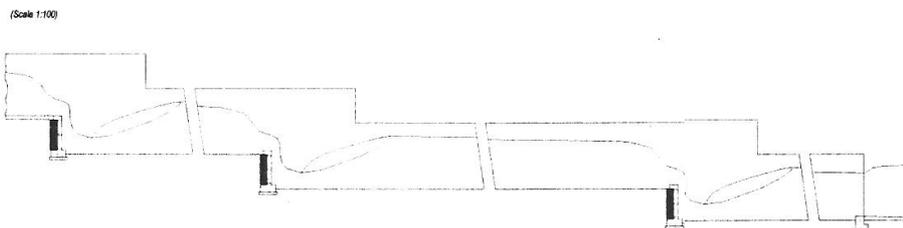


Figura 13 - Sezione longitudinale dei salti

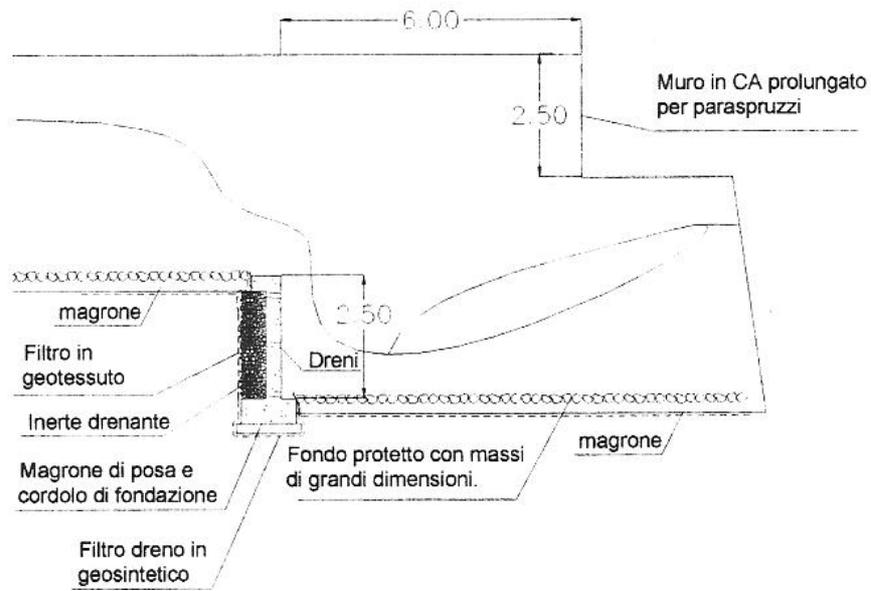


Figura 14 - Particolare in corrispondenza di uno dei salti

3 TRASPORTO SOLIDO: FENOMENOLOGIA E MODELLI MATEMATICI

3.1 - Genesi dei sedimenti.

La produzione di sedimenti in un bacino idrografico deriva quasi sempre da fenomeni erosivi che si manifestano prevalentemente sui versanti e in seguito si sviluppano con una fase di trasporto che si propaga principalmente nei reticoli fluviali.

L'erosione dei versanti può essere arealmente omogenea se la causa principale del fenomeno è lo scorrimento delle acque superficiali (**erosione laminare**); oppure disomogenea se si manifesta attraverso la formazione e lo sviluppo, lungo i versanti, di piccoli solchi (**erosione allineata o incanalata**).

Quando questo tipo di erosione assume una dimensione maggiore, le incisioni diventano permanenti e diventano parte del reticolo di drenaggio, fino alla diventare veri e propri corsi d'acqua.

Infine, la genesi di un sedimento può essere provocata da un intenso smantellamento di un versante a causa di frane o grandi smottamenti del terreno che viene successivamente rimosso dall'erosione idrica.

3.2 - Forze di trasporto.

L'azione della corrente fluviale sui sedimenti presenti sul fondo provoca solitamente il fenomeno del trasporto del materiale più piccolo e leggero verso valle.

Il materiale che si trova sul fondo è solitamente costituito da granuli di dimensioni variabili che si mettono in movimento quando l'azione combinata delle forze di trascinamento della corrente supera quella delle forze di resistenza, ed in specifico la **forza di galleggiamento**, definita da Archimede, quella di **attrito** dei granuli tra loro, e quella di **peso** dei singoli granuli.

Considerando un granulo di materiale avente peso specifico γ_s e diametro equivalente d , si definisce:

$$F_t = a_1 \tau_0 d_2$$

la **forza di trascinamento**, con τ_c sforzo unitario al contorno, e a_1 coefficiente sperimentale;

Si definisce inoltre

$$P_T = a_2 (\gamma_s - \gamma) d_3 \sin \theta$$

il **peso immerso** del granulo, con a_2 coefficiente sperimentale, γ peso specifico del fluido;

La **forza resistente** è quindi data da

$$F_R = [a_2 (\gamma_s - \gamma) d_3 - a_3 \tau_0 d_2] \tan \phi \cos \theta$$

e dipende dalla tangente dell'angolo di attrito Φ .

3.3 - Condizione di incipiente movimento.

Quando la forza di trascinamento e la forza resistente si eguagliano siamo in presenza di una condizione chiamata di **movimento incipiente** che si definisce con la formula:

$$\tau_c = a(\gamma_s - \gamma)d \cos \theta (tg \phi - tg \theta)$$

dove

$$a = \frac{a_2}{(a_1 + a_3 tg \phi \cos \theta)}$$

e τ_c indica lo **sforzo critico** ossia il valore di τ_0 per il quale il granulo è sul punto di muoversi.

Il valore del coefficiente a dipende dalla intensità della turbolenza della corrente, che viene solitamente caratterizzata dal **numero di Reynolds d'attrito** che può essere calcolato con la formula:

$$Re_c^* = \frac{u^* d}{\nu}$$

dove si è indicato con

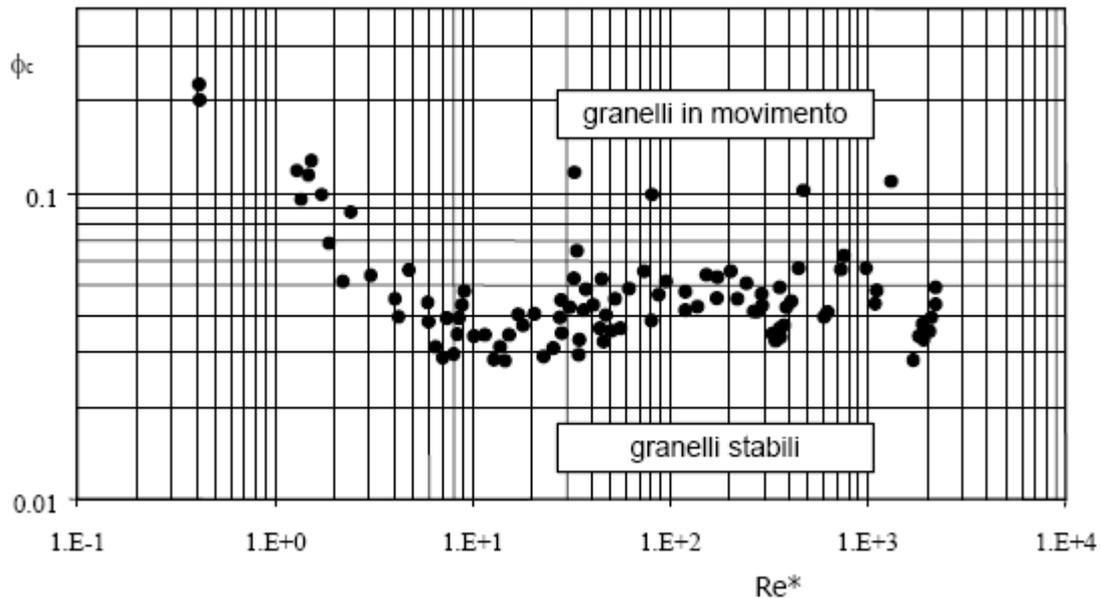
$$u^* = \frac{\tau_c}{\rho}$$

la velocità di attrito.

Shields, nel 1936 ha osservato che esiste un legame tra lo sforzo critico e il numero di Reynolds d'attrito, e lo ha definito con la formula:

$$\tau_c = F(Re_c^*)$$

Questo legame è ulteriormente evidenziato nell'abaco di Shields.



Analizzando il grafico si possono riscontrare tre settori:

- il primo che comprende i valori di Re^* minori o uguali a 2;
- il secondo con Re^* compreso tra 2 e 200;
- il terzo per Re^* maggiore di 200.

Il primo tratto evidenzia come la velocità critica sia indipendente dal diametro del sedimento stesso, mentre dipende dalla viscosità del fluido (Re^*).

Nel terzo tratto, il parametro di Shields diventa indipendente da Re^* ed assume un valore costante, condizione che si verifica sempre nei corsi d'acqua naturali.

Nel tratto intermedio, per $2 < Re^* < 200$, invece, la condizione di mobilità dipende sia dalla dimensione del grano che dalla viscosità del fluido. In questo tratto, inoltre, il parametro di Shields assume un valore minimo intorno a 0.03 – 0.04.

A parità di numero di Reynolds si hanno valori di τ differenti in relazione al tipo di materiale di cui sono composti i granuli del fondo, ma in ogni caso, se tale valore è noto, è possibile confrontarlo col valore critico e stabilire se si è in presenza di un moto di fondo o di una condizione di equilibrio definita appunto col termine di **moto incipiente**.

Esistono anche altre formule empiriche volte a calcolare le condizioni di incipiente movimento ed utili per un confronto con la teoria di Shields, quali ad esempio:

La formula di **Schoklitsch**:

$$\tau_c = \sqrt{0.201\gamma(\gamma - \gamma_s)}\lambda' d^3$$

dove λ' è un coefficiente di forma che vale 1, per particelle sferiche e 4.4 per particelle piatte.

La formula di **Leliavsky**:

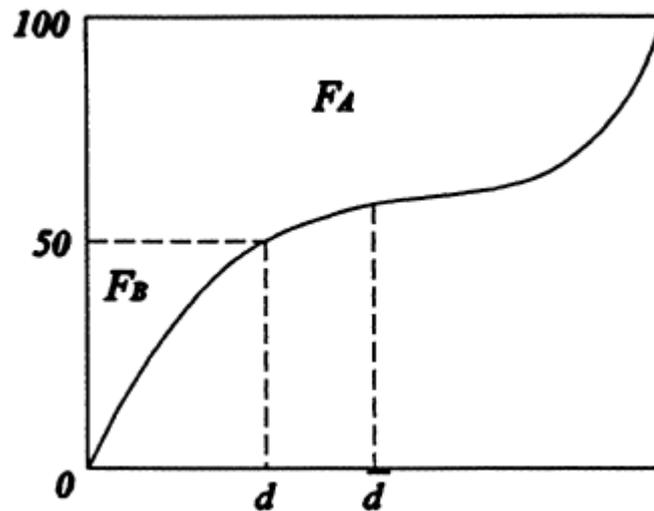
$$\tau_c = 166d$$

con d diametro medio espresso in mm.

La formula di **Tiffany** nella quale si tiene conto della effettiva distribuzione granulometrica del materiale, in quanto la presenza di materiale fine produce un effetto di compattamento che fa aumentare il valore dello sforzo critico di trascinamento. A tale scopo, si introduce il parametro di uniformità:

$$M = \frac{F_a}{F_b}$$

come rapporto tra le aree F_a e F_b considerate nella curva granulometrica



dove si è riportato in ascissa il diametro delle particelle e in ordinata la percentuale di particelle più fini del valore del diametro.

Si ha, in definitiva:

$$\tau_c = 29 \sqrt{(\gamma_s - \gamma) \frac{d}{M}}$$

dove d è il diametro medio delle particelle trasportate.

3.4 - Altre definizioni delle condizioni di incipiente movimento.

Anziché basarsi sul rapporto tra la tensione tangenziale e il suo valore critico, è possibile determinare le condizioni di incipiente movimento anche sulla base di altre grandezze fisiche, dalle quali si possono determinare nuove formule per definire le condizioni di incipiente movimento.

- Numero di Froude e velocità critica:

È possibile esprimere le condizioni critiche in funzione della velocità media della corrente U e in funzione del numero di Froude del grano, definito come

$$F_c = \frac{U_c}{\sqrt{g(\rho_s - \rho)/\rho d}}$$

A partire da tale grandezza sono state elaborate differenti formule, riassunte in tabella 3.

Marchi e Rubatta (1981)	$F_c = 1.3 \left(\frac{h}{d_{50}} \right)^{1/6}$
Aguirre-Pe e Fuentes (1991)	$F_c = 1.58 \left(\frac{h}{d} \right)^{0.1}$
Bartnik (1991)	$F_c = 1.24 \left(\frac{h}{d} \right)^{0.12}$
Paoletti (1990)	$F_c = 1.4 \left(\frac{h}{d_{50}} \right)^{1/6}$
Aguirre-Pe e Fuentes (1991)	$F_c = 0.9 + 0.5 \ln \left(\frac{h}{d} \right) + 1.3 \frac{d}{h}$

Tabella 3 – Formula per il calcolo del numero di Froude critico

Dato che in nessuna di tali formule compare il numero di Reynolds si può intuire che siano state tarate per valore di Re elevati.

- Portata o pendenza critica:

considerando come parametri la portata o la pendenza critica è stato possibile determinare alcune formule, quali quelle riportate in tabella 4:

Valentini (1912)	$i_c = 0.057 \frac{(\rho_s - \rho) d}{\rho h}$
Bettes (1984)	$\frac{q_c}{\sqrt{gd^3}} = \frac{0.134}{i} \ln \frac{1.22l}{i}$
Bathurst et al. (1987)	$\frac{q_c}{\sqrt{gd^3}} = 0.15i^{-1.12}$
Bathurst et al. (1987)	$\frac{q_c}{\sqrt{gd_{16}^3}} = 0.21i^{-1.12}$
Graf (1983)	$\frac{q_c}{\sqrt{gd^3}} = 0.1i^{-1.12}$

Tabella 4 – Formula in funzione di portata o pendenza critica

3.5 - Portata solida.

La **portata solida**, cioè la quantità di materiale trasportato per unità di volume, è determinata da due componenti principali: il **trasporto in sospensione** e il **trasporto al fondo** (figura 15).

Il **trasporto in sospensione** avviene quando i granuli di materiale litoide vengono **sollevati** dal fondo fino ad un'altezza paragonabile a quella del **tirante idrico**, vengono mantenuti in sospensione dalla turbolenza e infine compiono un percorso più o meno lungo prima di ridepositarsi sul fondo.

Il tratto percorso è delle dimensioni del tirante d'acqua, o anche superiore.

Solitamente, come è facilmente intuibile, il trasporto in sospensione si verifica per granuli di piccole dimensioni ed in presenza di correnti di elevata velocità.

Il **trasporto al fondo** interessa i materiali a granuli più grossi, che si muovono rimanendo però quasi sempre a contatto con il fondo dell'alveo.

In questo caso il moto avviene per **rotolamento** o per **saltellamento** a seconda che il singolo granulo si limiti a rotolare su se stesso o riesca anche a compiere alcuni piccoli salti intervallati da periodi di riposo (figura 16).

Si definisce **capacità di trasporto** di una certa corrente la quantità massima di sedimenti che questa è in grado di trasportare per unità di tempo (figura 17).

Occorre segnalare anche la forma di trasporto solido **per galleggiamento**, relativa ai materiali caratterizzati da densità inferiori rispetto a quella dell'acqua (pomici) o ai corpi in grado di galleggiare per via della particolare forma, ma solitamente l'entità di questo tipo di trasporto solido è nettamente inferiore alle altre e pertanto si possono trascurare questi fenomeni.

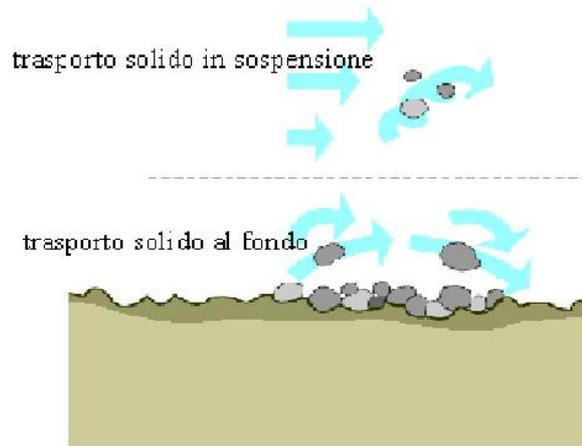


Figura 15 - Tipologie di trasporto
http://siadat.cerafri.it/lkmw_img/cerafri/2.2_foto_1.JPG

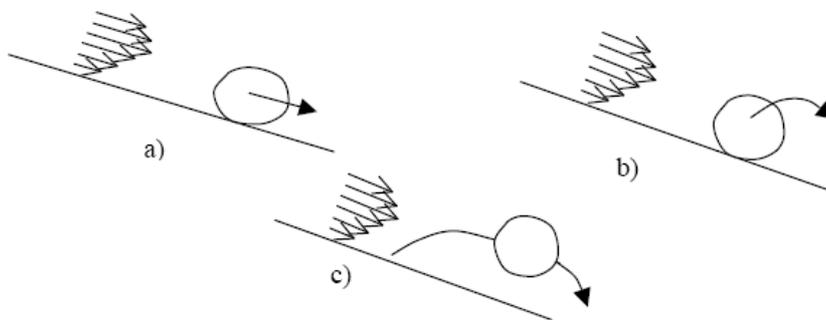


Figura 16 - Trasporto per: a)Strisciamento b)rotolamento c)saltellamento

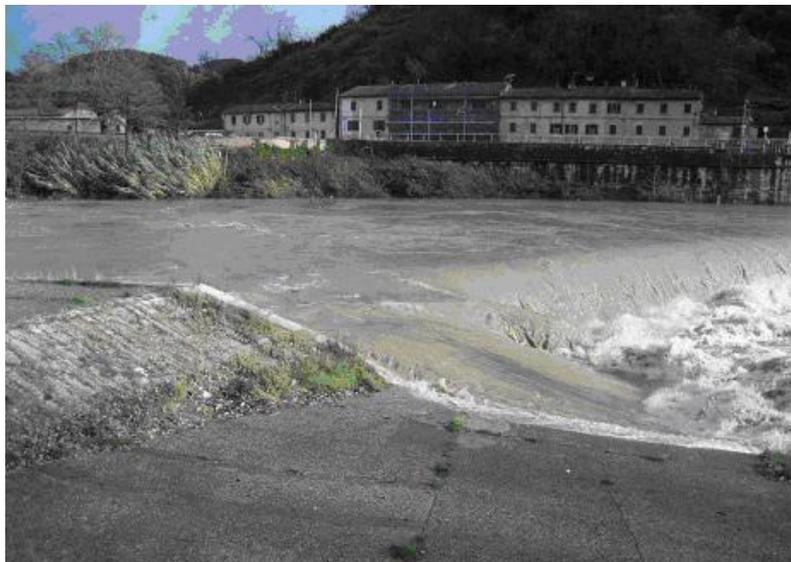


Figura 17 - Trasporto solido sul Fiume Serchio (17/1/08).
http://siadat.cerafri.it/lkmw_img/cerafri/1.3_foto_4.JPG

3.6 - Trasporto e sedimentazione.

All'interno di un bacino fluviale intervengono numerosi aspetti che influenzano la meccanica del trasporto solido, e pertanto sono numerosi i fattori che possono influire su tale fenomeno. I principali sono:

- le condizioni climatiche e il tipo di precipitazioni;
- la geologia e la morfologia del bacino;
- le caratteristiche dei sedimenti presenti negli alvei e del materiale sulle sponde del corso d'acqua;
- gli interventi antropici che modificano l'evoluzione naturale del bacino;
- la stabilità dei versanti e le caratteristiche dei sedimenti di cui essi sono costituiti;
- l'instabilità dei corsi d'acqua, la loro geometria, la pendenza, la forma delle sezioni trasversali ed il valore e la durata della portate transittanti;
- le trasformazioni temporali del bacino susseguenti al verificarsi di eventi estremi.

In generale, i fenomeni di trasporto solido e di deposito interessano particelle di dimensioni variabili a seconda di diversi fattori, quali la pendenza del corso d'acqua, la sua portata o la velocità della corrente: maggiore è la forza della corrente e maggiore è la quantità di materiale solido che rimane in sospensione nelle acque o che scorre sul fondo, a scapito di quella che si deposita.

Così, ad esempio, gli elementi che costituiscono il fondo dell'alveo di un torrente di montagna caratterizzato da elevata pendenza hanno, in genere, diametri piuttosto grandi, mentre nei fiumi che scorrono in pianura, percorsi da correnti d'acqua lente e con una minore forza di trasporto solido è facile trovare materiali più fini e leggeri.

In prossimità della foce di un fiume è quindi possibile trovare materiali quali sabbie o limi, mentre nei laghi e nelle lagune, data la quasi totale immobilità della corrente, è facile trovare depositi di argilla.

È inoltre facile intuire perché nei punti dove si verificano brusche variazioni di pendenza di un corso d'acqua, come ad esempio nelle fasce pedemontane (raccordo tra montagna e pianura), si trovino delle zone, chiamate conoidi alluvionali, costituite da grandi accumuli di materiali sedimentari.

Si tratta di depositi, dalla caratteristica forma a ventaglio, dovuti al fatto che la brusca diminuzione della pendenza comporta un rallentamento della corrente fluviale e di conseguenza un suo allargamento (a parità di portata, la riduzione di velocità va bilanciata da un aumento della sezione, secondo la formula $Q=V*A$). La riduzione della velocità determina una brusca diminuzione di forza di trascinamento e pertanto una grossa quantità di ciottoli e di sedimenti grossi e pesanti precipita e si deposita sul fondo.

In queste zone il reticolo idrografico è di tipo intrecciato, e le particelle depositate prendono il nome di sedimenti alluvionali o alluvium (figura 18).



Figura 18 - Esempio di conoide

<http://storia.sangiorgiodipiano.net/public/conoide.jpg>

In ogni caso, il processo di trasporto solido (così come quello complementare della sedimentazione) non è costante ma varia al mutare della portata del corso d'acqua, ed è per questo motivo che in occasione degli eventi di piena avviene una generale rimodulazione di tali fenomeni con la rimobilitazione di materiali già depositati e sedimentati con una conseguente rapida traslazione verso valle del materiale solido utile al ripascimento dei litorali (figura 19).



Figura 19 - Piena del Fiume Misa (11/4/2005)

http://www.giuseppina.org/CLASSE%25203/geografia/g_1113992080.jpg

3.7 - Formule per il calcolo della portata solida.

Nel caso in cui la condizione di incipiente movimento venga superata, occorre essere in grado di calcolare l'entità della portata solida in un corso d'acqua, al fine di poter stimare fenomeni quali l'interrimento dei bacini artificiali, erosioni generalizzate, danni alle opere, ripascimenti dei litorali ecc.

Come si è detto, il trasporto di fondo può avvenire per trascinamento, rotolamento (se il peso immerso è maggiore della forza di portanza) o per saltelli (viceversa).

Se invece la portanza rimane a lungo prevalente rispetto alle forze di gravità, la particella si muove in sospensione.

Siccome la forza di portanza è sostanzialmente legata alla velocità della corrente e la forza di gravità può essere ricondotta alla velocità di caduta in acqua ferma, la modalità di trasporto

dipende essenzialmente dal rapporto tra la velocità di caduta W_s in acqua ferma e la velocità di attrito U^* della corrente. Si hanno pertanto tre casi:

$$2 < \frac{W_s}{u^*} < 6 \quad \text{trasporto per scivolamento e rotolamento}$$

$$0.8 < \frac{W_s}{u^*} < 2 \quad \text{trasporto per saltelli}$$

$$0 < \frac{W_s}{u^*} < 0.8 \quad \text{trasporto in sospensione}$$

- Portata al fondo

Alcune formule utilizzate per stimare la portata solida relativa al trasporto di fondo in corsi d'acqua naturali sono riassunte in tabella.

Schocklitsch (1962)	$q_s = \frac{2.5}{\rho_s / \rho} i^{1.5} (q - q_c)$
Bathurst (1987)	$\phi' = 8(\phi^* - \phi_c^0)^{1.5}$ $\phi^* = \frac{pu^{*2}}{\gamma \Delta d \cos \theta (\tan \beta - \tan \theta)}$
Suszka (1989)	$\phi' = 10.4 \phi^{3/2} \left(1 - \frac{\phi_c^0}{\phi}\right)^{5/2}$
Pezzoli (1979)	$q_s = d \sqrt{\frac{\tau}{\rho}} \frac{2}{3} \left(\frac{\tau_0}{\rho}\right)^{1/6} \left(\sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} - 1\right)^{5/3}$ $\tau_0 = (\rho_s - \rho)gd\phi$

Tabella 5 – Formula per il calcolo della portata al fondo in alvei naturali

- Portata in sospensione

Le teorie utilizzate per stimare la portata solida in sospensione nei corsi d'acqua sono principalmente basate sulla **teoria gravitazionale** e sulla teoria della **diffusione/dispersione** (modelli diffusivi).

I modelli diffusivi derivano dalla teoria della diffusione turbolenta e si basano sul principio di conservazione della massa e sul presupposto che la portata solida sia la somma di una portata diffusiva e di una portata convettiva.

Considerando l'equazione della diffusività e la conservazione della quantità di moto, è possibile ricavare un'equazione che esprime la portata in sospensione come:

$$\frac{C}{C_a} = \left[\frac{D-y}{y} \frac{a}{D-a} \right]^{z_1}$$

Dove D rappresenta la profondità della corrente, a la distanza dal fondo alla quale si suppone che inizi il trasporto per sospensione e C_a la portata solida a tale quota. $Z_1 = w_s / \beta k u_*$.

Un'altra possibile equazione, proposta da Lane e Kalinske, risulta essere:

$$C = C_a \exp \left[- \frac{15 w_s}{u_*} \frac{y-a}{D} \right]$$

La teoria gravitazionale, introdotta da Velikanov (1938), interpreta il movimento delle particelle solide all'interno di una corrente bidimensionale, uniforme e permanente attraverso un approccio di tipo energetico.

Infatti, l'ipotesi di base della teoria considera la perdita di energia lungo un corso d'acqua come la somma dell'energia spesa per vincere l'attrito e di quella spesa per trasportare continuamente le particelle verso l'alto.

Ipotizzando che la fase solida sia separata da quella liquida e di conseguenza il trasporto verticale netto di entrambe nullo,

si ottiene l'espressione:

$$C = C_a \exp \left(- \int_a^y \frac{(\gamma_s - \gamma) w_s}{u \tau} dy \right)$$

da cui si ricava la distribuzione delle concentrazioni lungo la verticale assumendo una legge logaritmica di velocità e una legge lineare degli sforzi tangenziali.

Una volta note la distribuzione verticale delle velocità e la distribuzione verticale delle concentrazioni, la portata solida in sospensione può essere infine calcolata integrando sul tirante idrico il prodotto di queste due distribuzioni. Pertanto la portata solida in sospensione per unità di larghezza è:

$$q_s = \int_{y_0}^D C u dy$$

dove con y_0 è indicata la distanza dal fondo alla quale si assume che inizi il trasporto solido in sospensione.

3.8 - Misure di portata solida.

La misura del trasporto solido viene effettuata sia per indagare sulle dinamiche del fenomeno sia per fornire i dati necessari all'applicazione delle formule e dei modelli.

In generale, la misura della portata solida in sospensione presenta notevoli difficoltà, dovute alla grande variabilità della concentrazione dei solidi sospesi, specie nei periodi di piena, e all'impossibilità di stabilire un legame, anche solo empirico, tra la portata solida e quella liquida.

Occorre inoltre rilevare che i corsi d'acqua naturali trasportano più del 50% dei sedimenti totali durante gli eventi di piena, e poiché questi episodi sono di difficili da prevedere, è complicato ottenere campioni di sedimenti a meno che non si utilizzino sistemi di misura automatizzati.

In generale, comunque, esistono criteri standardizzati per i programmi di osservazione al fine di garantire l'omogeneità dei dati e la correttezza delle procedure di acquisizione degli stessi.

Tali criteri sono relativi a:

- Scelta del sito e delimitazione della zona, che deve essere facilmente accessibile, chiaramente visibile in tutta la sua larghezza, trovarsi in un tronco rettilineo e avere una profondità dell'acqua sufficiente ad assicurare l'immersione dello

strumento, avere il fondo e le sponde dei canali stabili e ben definiti ad ogni portata, non avere zone di separazione di corrente o zone d'acqua stagnante, essere lontana da pompe, paratoie e opere di presa.

- Misure di larghezza, che vanno eseguite con riferimento ad un punto fisso posto su una delle due sponde e sono importanti ed indispensabili nella scelta del numero di verticali in cui dividere la sezione.

- Misure di profondità, da eseguire su verticali abbastanza vicine così da definire in modo accurato il profilo della sezione trasversale del canale.

- Misure di velocità lungo le verticali di una sezione di misura. Sono una o più misure a profondità diverse in base al tempo disponibile, alla larghezza e profondità del canale, alle condizioni del letto, alla variazione del livello del pelo libero, al grado di accuratezza voluto e all'attrezzatura utilizzata.

- Il calcolo della portata solida sospesa nella sezione di misura, in quanto è necessario che il prelievo dei campioni avvenga immediatamente dopo le misure di velocità. Il numero e le posizioni di queste verticali dipendono dal grado di accuratezza che si vuole ottenere, dalla larghezza e dalla forma della sezione, dalla dimensione delle particelle solide e da altre caratteristiche del corso d'acqua.

A questo punto esistono due metodi per misurare il trasporto solido:

1) **metodo diretto**: con il quale si esegue, sul corso d'acqua, un numero significativo di misure istantanee o continue che, messe in relazione con il regime idraulico della corrente, consentono di ricavare la portata solida integrale in un determinato periodo

di tempo;

2) **metodo indiretto**: con il quale si effettua il controllo e confronto di un congruo numero di bacini allo scopo di individuare statisticamente i fattori principali che determinano il trasporto solido.

4 MODELLO NUMERICO – IDRAULICO: DESCRIZIONE HEC-RAS E MODELLAZIONE DEL BY-PASS

4.1 - Il programma HEC – RAS.

HEC – RAS è un programma di modellazione idraulica per fiumi naturali o canali artificiali che è stato sviluppato dal Dipartimento della Difesa statunitense (Army Corps of Engineers) al fine di gestire gli interventi idraulici in fiumi, porti e altre opere pubbliche e che ha trovato ampio utilizzo anche da parte molti altri utenti a partire dalla sua uscita pubblica nel 1995.

Si tratta di un programma unidimensionale, dove la schematizzazione della geometria del corso d'acqua viene attuata facendo uso di sole sezioni trasversali. Tale semplificazione si basa sull'ipotesi di poter approssimare il deflusso idrico come moto unidimensionale, in tutti i tratti del corso d'acqua ortogonale alle sezioni trasversali.

La procedura di HEC – RAS che sta alla base del calcolo in condizioni di moto permanente è basata sulla soluzione di un'equazione energetica unidimensionale, con le perdite di energia valutate in base a fenomeni di attrito, brusche variazioni di sezione e di direzione, singolarità geometriche o bruschi cambiamenti di pendenza del fondo.

Nel caso in cui, pur essendo il moto costante, il profilo di acque superficiali sia rapidamente variabile (come ad esempio salti idraulici, presenza di ponti, confluente nel fiume ecc.) il modello applica il principio di conservazione della quantità di moto, ed attraverso il bilancio delle spinte totali è in grado di identificare e localizzare eventuali risalti idraulici.

Per la modellazione di flussi non costanti, invece, HEC – RAS risolve l'equazione completa di De Saint Venant con un metodo alle differenze finite.

Principalmente HEC – RAS viene utilizzato per eseguire modellazioni di corsi d'acqua di pianura al fine di valutarne il trasporto solido e simulare gli effetti degli eventi di piena.

Tali equazioni sono le seguenti:

$$\frac{\partial h}{\partial s} + \frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{V}{g} \frac{\partial V}{\partial s} = i - j$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} + V \frac{\partial h}{\partial s} + h \frac{\partial V}{\partial s} = 0$$

Per risolvere il sistema costituito da tali equazioni occorre valutare i tiranti idrici (h) e le velocità (V) al variare della ascissa e del tempo $h = h(s,t)$ e $V = V(s,t)$ una volta assegnate le condizioni iniziali: $h = h(s,0)$ e $V = V(s,0)$.

4.2 - Il processo di simulazione.

Il lavoro di simulazione si articola in tre fasi distinte:

Dapprima è necessario inserire i dati geometrici delle sezioni di interesse del canale in modo tale da fornire al programma un quadro, seppur semplificato, della forma della canaletta artificiale.

I dati da inserire per ogni sezione sono l'ascissa e l'ordinata dei punti caratteristici, la distanza dalla sezione successiva e il coefficiente di scabrezza di Manning (figura 20).

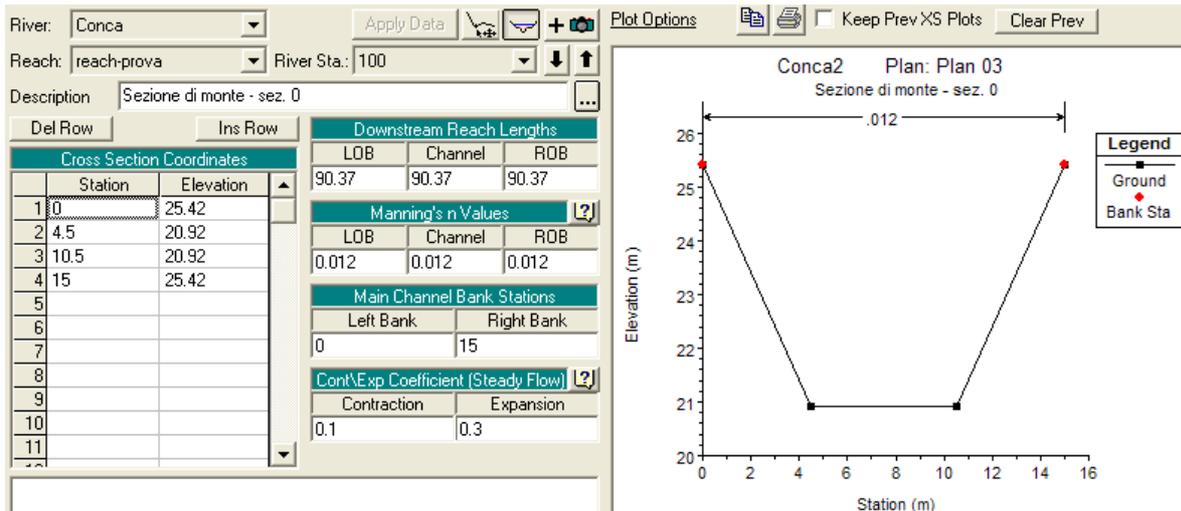


Figura 20 – Descrizione delle sezioni

Come si vede nella figura, sono stati indicati quattro punti caratteristici, aventi ascissa a 0, 4.5, 10.5 e 15 m e ordinata data dalla quota rispetto al livello del mare.

La tabella "downstream reach lengths" raccoglie i valori di distanza tra la sezione e quella successiva.

Vengono indicati tre valore perché le distanze potrebbero essere differenti se riferite al centro del canale o alle golene laterali.

Un discorso analogo vale per i tre valori di coefficiente di Manning richiesti, e che sono quelli tipici dei canali in calcestruzzo.

La tabella successiva chiede di indicare l'ascissa dei punti estremi della sezione (0, 15), che vengono colorati di rosso nella visualizzazione grafica della sezione inserita.

Una volta inserite tutte le sezioni di interesse, si può avere una visione d'insieme del canale, dalla quale è possibile prendere visione anche delle caratteristiche di ogni singola sezione (figura 21).

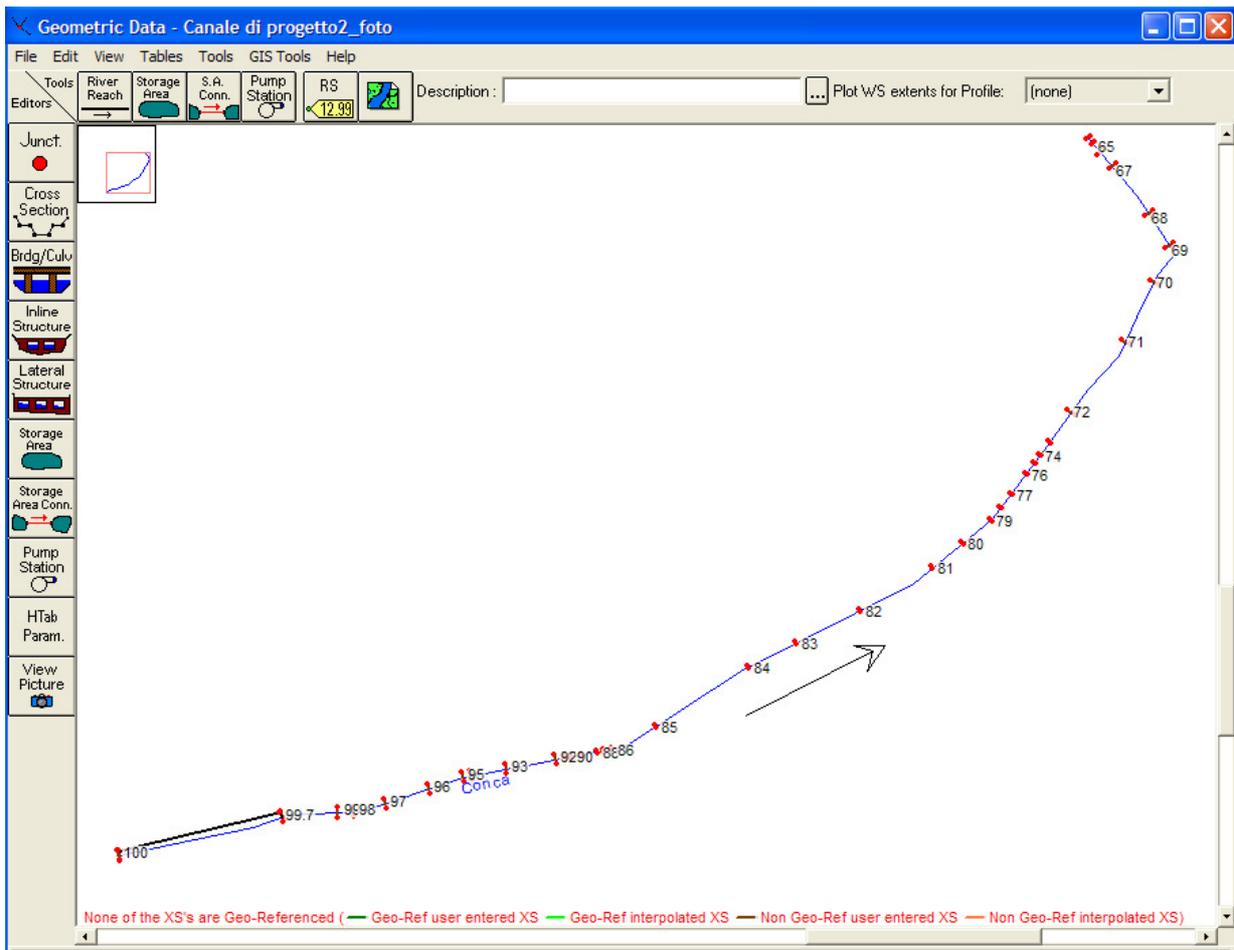


Figura 21 – Caratteristiche geometriche del canale

E' inoltre possibile associare alle sezioni del corso d'acqua le immagini satellitari della regione in analisi in modo tale da ottenere una visualizzazione molto realistica e in tre dimensioni di quanto simulato.

Una volta completata la modellazione geometrica del corso d'acqua di interesse occorre impostare i dati relativi alla simulazione, che può essere eseguita in regime stazionario o non stazionario, a seconda delle esigenze dell'utente (figura 22).

In particolare, per la simulazione del moto del fluido lungo il canale di bypass è stato necessario impostare una simulazione in moto vario per tenere conto degli effetti delle piene fluviali, che sono quelle che forniscono il maggior apporto di materiale solido.

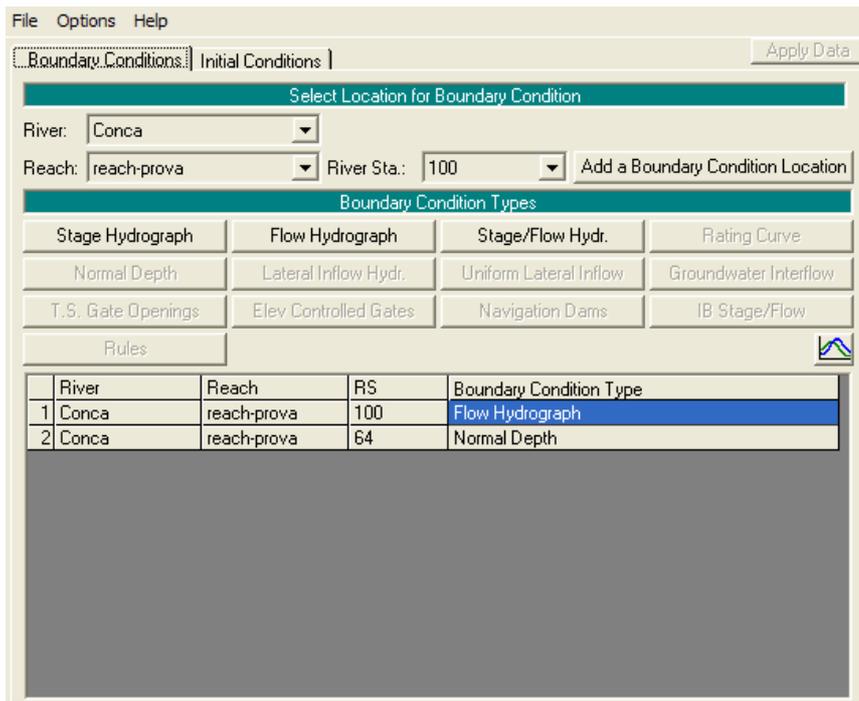


Figura 22 – Condizioni al contorno

Al fine di pianificare una simulazione in moto vario è necessario fornire al programma le condizioni iniziali e quelle al contorno; riferendosi quindi alla sezione di monte e a quella di valle del canale.

Per quanto riguarda la sezione di valle si è scelto di impostare come condizione al contorno l'altezza critica, mentre nella sezione di monte sono stati inseriti i valori di portata fluviale con passo orario.

Una volta impostati anche questi valori è stato possibile lanciare la simulazione in moto vario (figura 23).

I programmi da lanciare in fase di simulazione sono tre:

- Geometry preprocessor che esegue una verifica di validità sui dati geometrici inseriti

- Unsteady flow simulation, che consiste nella simulazione vera e propria

- Post processor che permette all'utente di visualizzare i risultati della simulazione relativi a determinati istanti di tempo. Senza tale operazione, l'utente potrebbe visualizzare soltanto i risultati generali della simulazione senza avere la possibilità di analizzare nel dettaglio l'andamento della simulazione o determinate caratteristiche del corso d'acqua.

Gli unici dati da inserire in questa fase sono quelli relativi alla Time Window, nella quale è necessario inserire gli estremi temporali della simulazione (data e orario in formato militare).

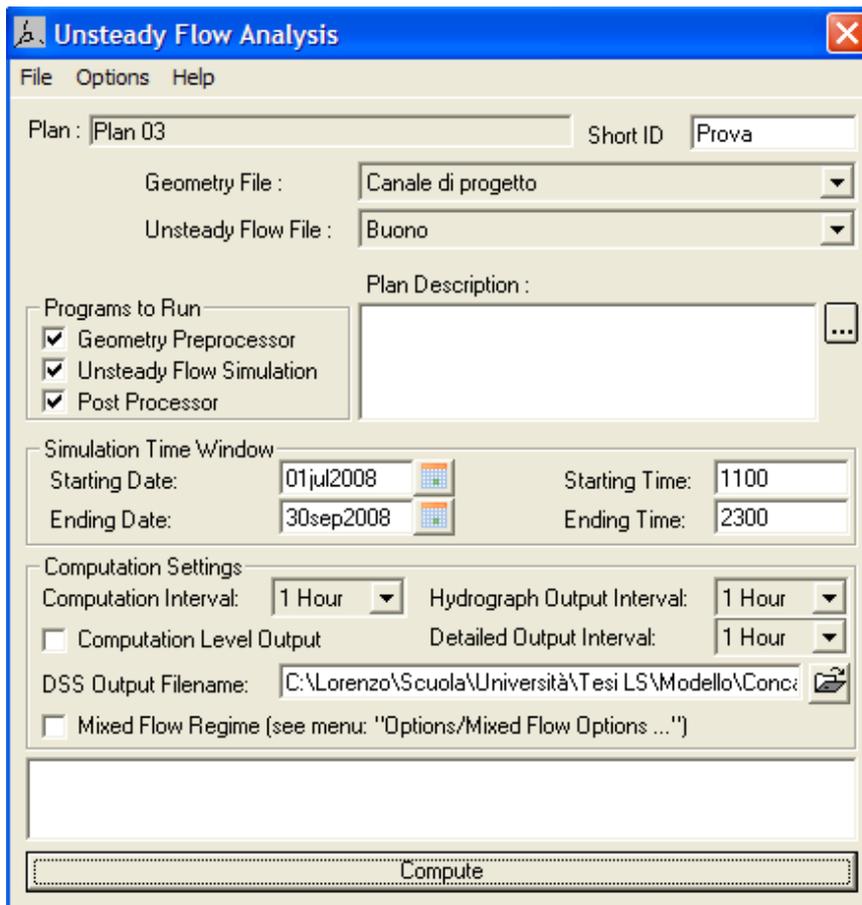


Figura 23 – Lancio della simulazione

4.3 - Dati di portata.

I dati di portata orari sono stati calcolati a partire da serie orarie di livelli idrometrici misurati nella sezione di Morciano di Romagna, che è l'unica attrezzata a tale scopo sull'intero corso d'acqua.

Tale stazione, situata in corrispondenza d un ponte, è attrezzata con un teleidrometro che misura il livello del pelo libero dell'acqua ed è posizionato in modo tale da avere lo zero alla stessa quota del punto più basso di una traversa, posta circa 20 m più a valle della stazione di misura.

Così facendo, se i valori misurati dal tele idrometro sono negativi o nulli, significa che il livello dell'acqua non supera la paratoia e pertanto la portata sul corso d'acqua è nulla, mentre se i valori di quota sono positivi, significa che una certa portata idrica supererà la paratoia.

La stazione è attiva dal 26 luglio 2006, ma a partire dal 1 luglio 2008 è stata eseguita una taratura strumentale a seguito della quale occorre sottrarre 11 cm alla quota rilevata dalla stazione di misura.

Confrontando i dati di portata corretti con quelli misurati prima della taratura strumentale si nota che l'attendibilità di questi ultimi non è particolarmente elevata e pertanto si è scelto di utilizzare, per la simulazione, soltanto i dati rilevati dopo la correzione (figura da 24 a 28).

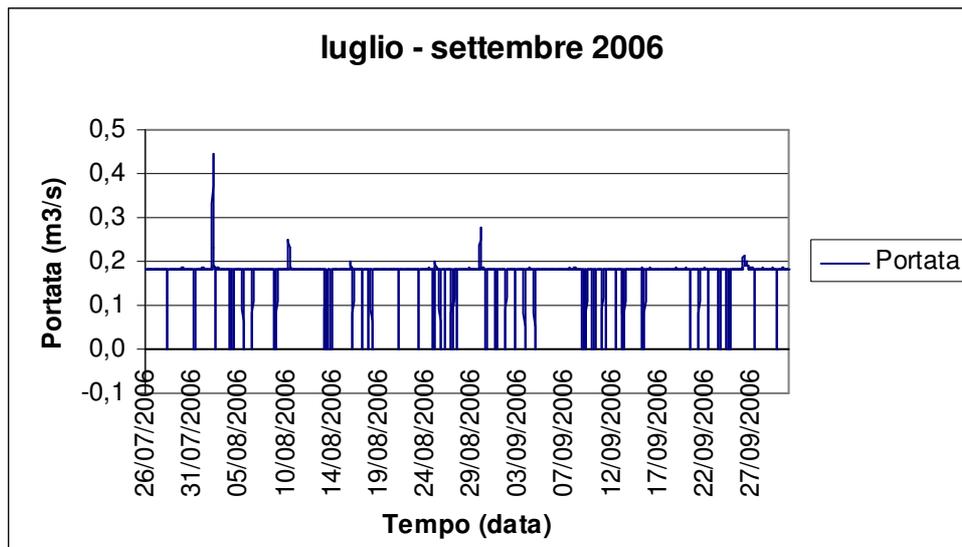


Figura 24

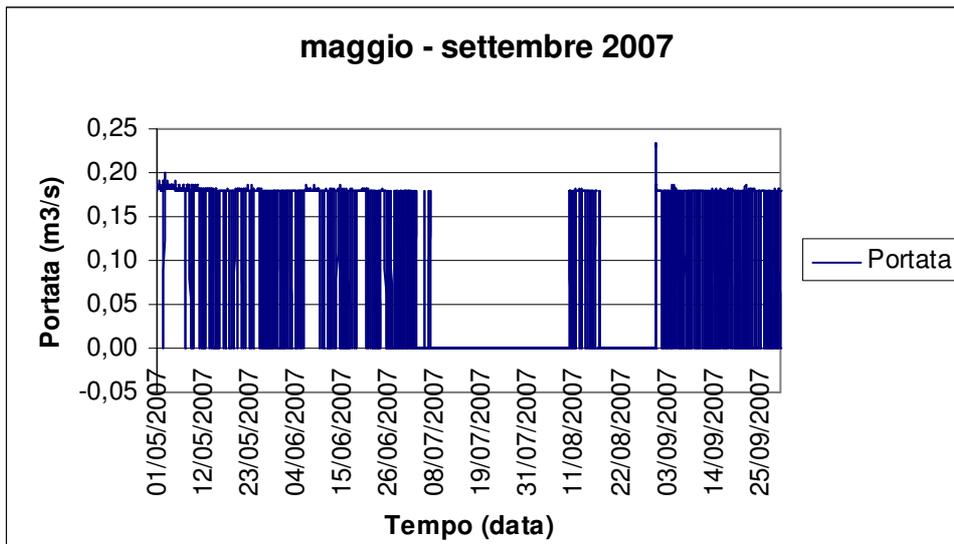


Figura 25

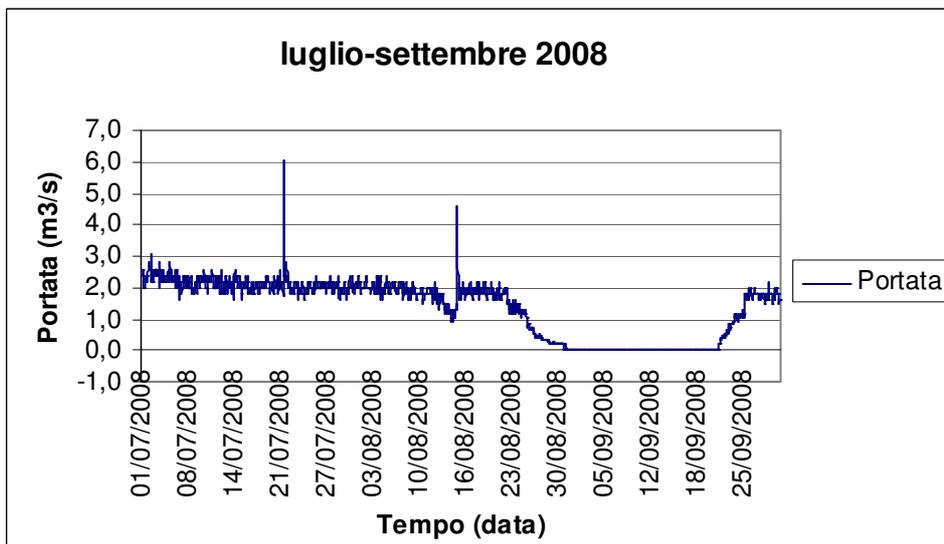


Figura 26

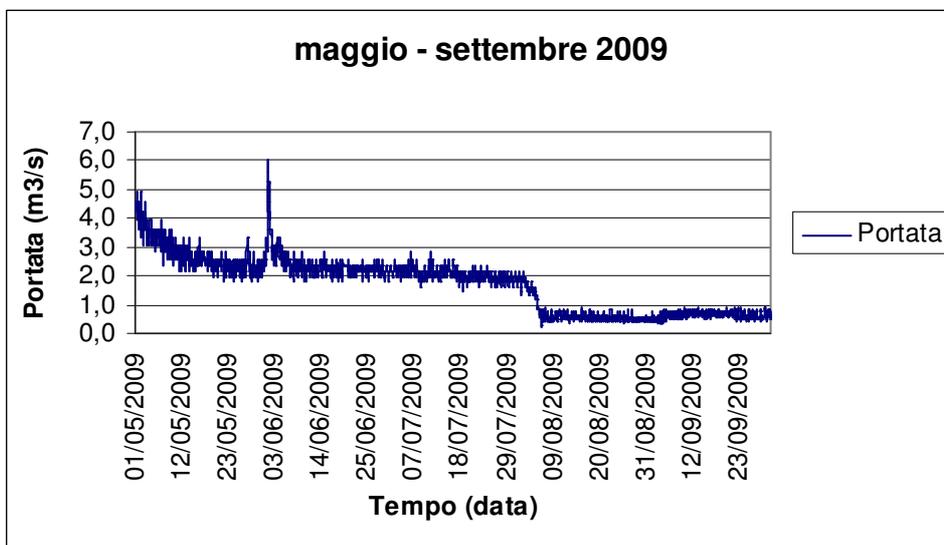


Figura 27

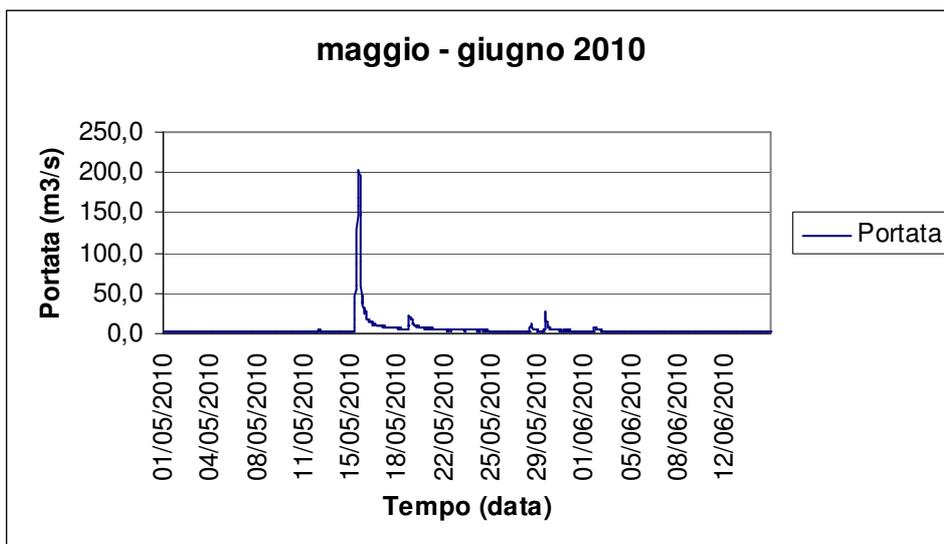


Figura 28

Si può chiaramente notare che i valori di portata misurati nei primi due anni di esercizio della sezione risultino molto spesso nulli, mentre le serie di dati degli ultimi tre anni sono più omogenee e verosimili (figure 29 e 30).

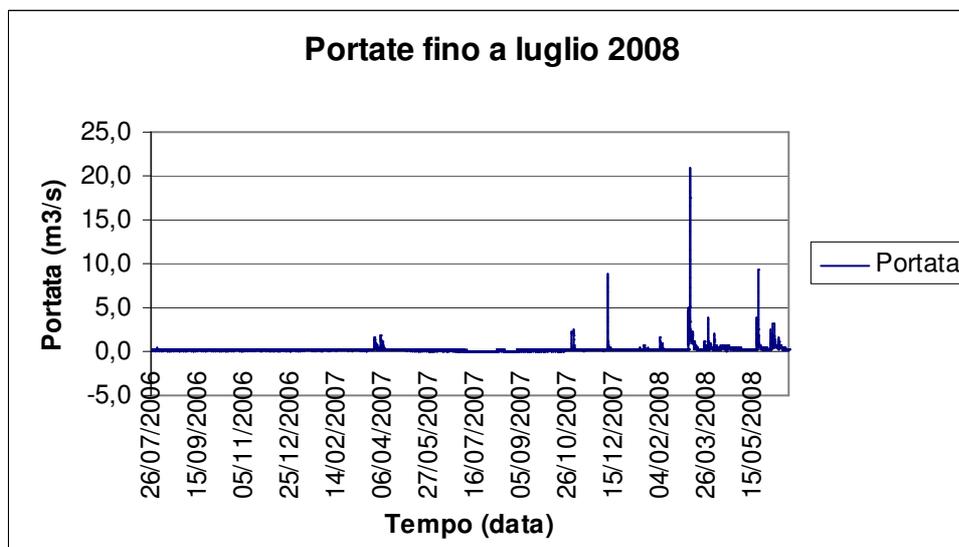


Figura 29

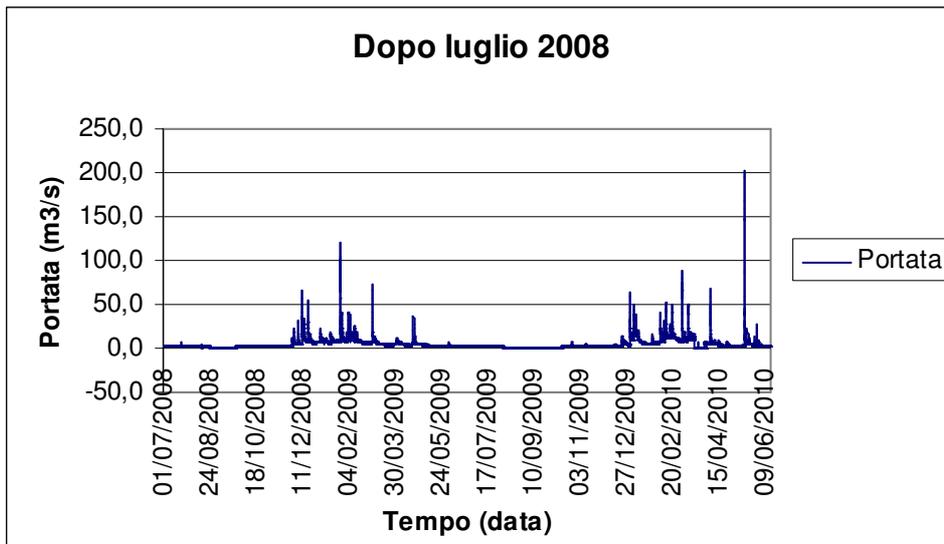


Figura 30

Un analogo confronto è stato eseguito tra i dati relativi ai periodi invernali, anche se tali dati non sono stati utilizzati durante la simulazione perché relativi al periodo dell'anno durante il quale lo sbarramento artificiale è aperto e il canale di bypass non viene utilizzato (figure da 31 a 34).

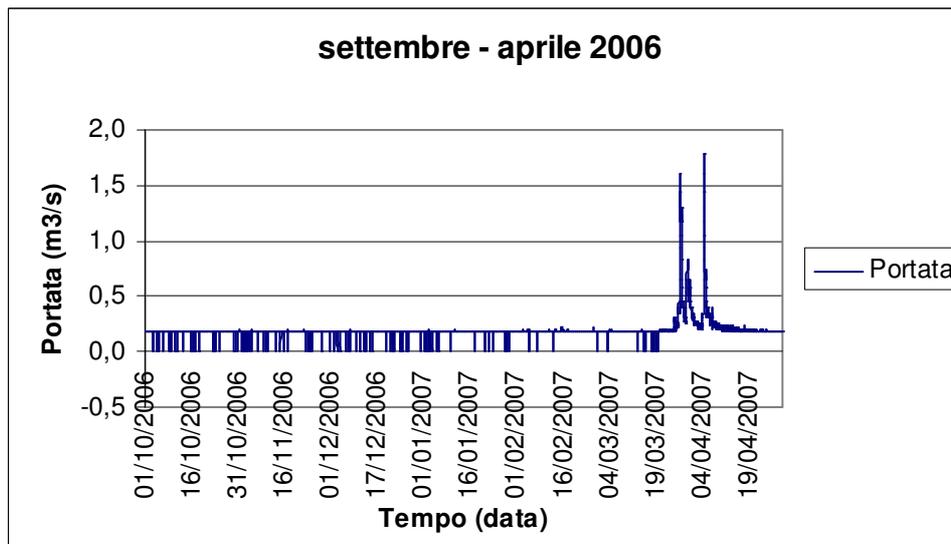


Figura 31

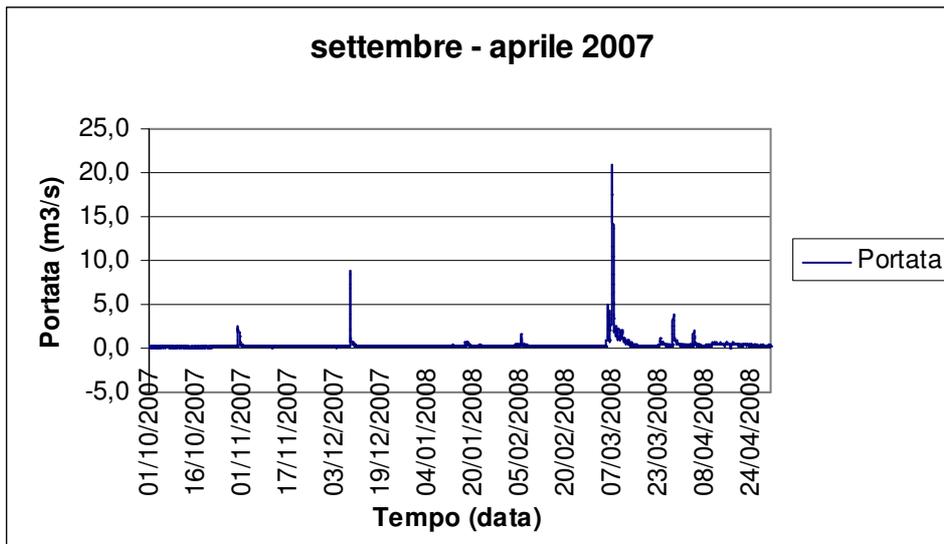


Figura 32

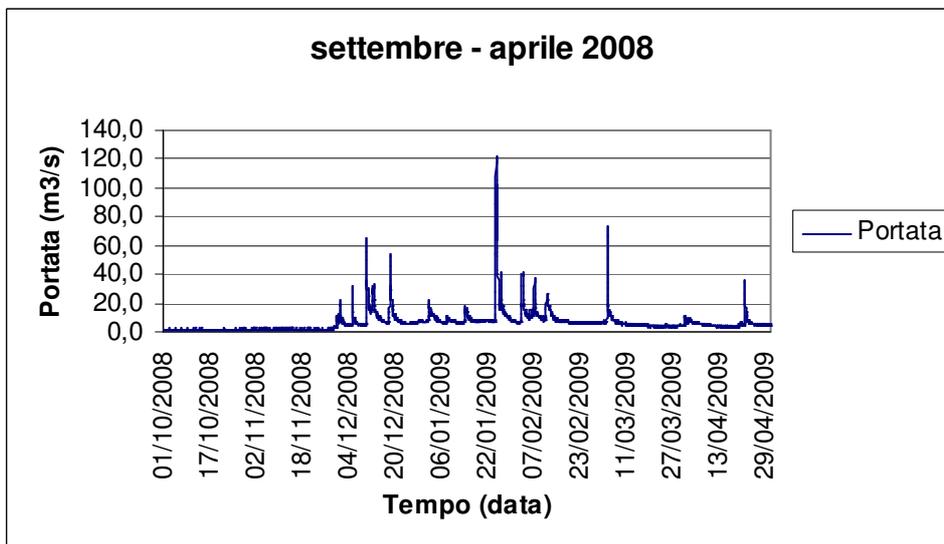


Figura 33

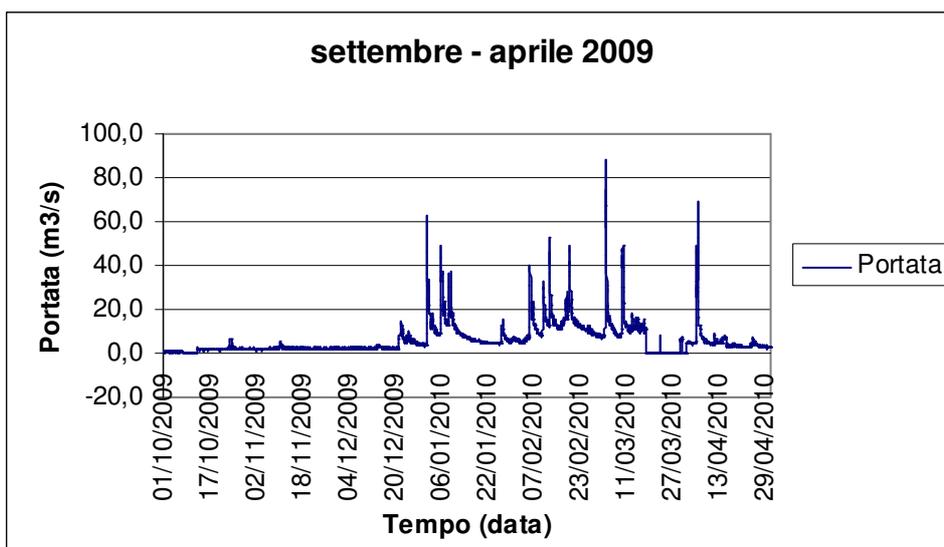


Figura 34

I dati di portata assumono, come è logico aspettarsi, valori più elevati in inverno, quando le precipitazioni sono maggiori, ma occorre comunque rilevare che anche durante le stagioni secche, e cioè quelle durante le quali è attivo lo sbarramento artificiale, si possono verificare eventi di piena significativi.

Considerando gli ultimi tre anni di rilevazioni, infatti, risulta che le portate massime siano state quelle riassunte in tabella 6:

Periodo	Portata massima
1/7/08 -> 30/9/08	6,5 m ³ /s
1/10/08 -> 30/4/09	130,33 m ³ /s
1/5/09 -> 30/9/09	6,5 m ³ /s
1/10/09 -> 30/4/10	94,5 m ³ /s
1/5/10 -> 15/6/10	217,3 m ³ /s

Tabella 6 – Valori massimi di portata registrati nei vari periodi

Addirittura la portata massima in assoluto negli ultimi tre anni si è verificata proprio durante il periodo estivo, ed in particolare il 15/05/2010 alle ore 19:00.

A tale data, infatti, il valore di altezza idrometrica registrato nella stazione di Morciano di Romagna è stato pari a 1,3 m sopra al teleidrometro.

Combinando i livelli idrometrici con una scala di deflusso elaborata dalla Provincia di Rimini, è stato possibile ricavare i valori di portata con passo orario.

La formula fornita dalla Provincia è

$$Q = c * (h + a)^b + q_0$$

dove si è indicato:

- c = 74.113

- a = 0.023

- b = 2.792

- q₀ = 0.18

Come detto, tale formula permette di ricavare i valori di portata a partire dai livelli idrometrici, ma occorre tenere conto che tali valori sono relativi alla sezione di Morciano di Romagna attrezzata con la stazione di misura e che non possono essere applicati alla sezione di imbocco del canale di bypass.

Per rendere tali dati utilizzabili, è necessario considerare che la superficie di chiusura a Morciano di Romagna è inferiore a quella della sezione di imbocco del canale di bypass, e che quindi i valori vanno aumentati per tenere conto della maggiore area di apporto di acqua.

Dato che la sezione di interesse si trova più a valle di quella di Morciano, è stato sufficiente modificare i valori di portata mediante una tecnica di regionalizzazione per ricavare i dati corretti.

4.4 - Tecniche di regionalizzazione.

In generale, le tecniche di regionalizzazione delle portate di piena consentono di stimare le portate di piena (Q) per i corsi d'acqua di una certa area relativamente a diversi tempi di ritorno (T_r) attraverso uno o più approcci di tipo diretto o indiretto.

- I metodi *diretti* pervengono alla determinazione del legame

$Q = Q(T_r)$ sulla base dell'analisi delle osservazioni idrometriche disponibili nella sezione fluviale di interesse o in altre sezioni di chiusura di bacini idrografici appartenenti alla medesima regione idrologica in cui si trova il corso d'acqua in esame, secondo una delle due metodologie seguenti:

a) applicazione di tecniche di *inferenza statistica* a serie storiche puntuali di misure idrometriche (es. modelli di Gumbel, TCEV o GEV);

b) sviluppo di tecniche di *regionalizzazione* dei dati idrometrici.

- I metodi *indiretti*, invece, sono volti alla derivazione dello stesso legame, utilizzando le informazioni pluviometriche e la loro analisi statistica, con due possibilità:

a) *tramite simulazione* numerica (metodo complesso per il reperimento dei dati pluviometrici necessari e oneroso per le operazioni di calcolo);

b) *per via analitica* (determinazione della legge di distribuzione di probabilità delle portate di piena sulla base della schematizzazione del processo stocastico delle precipitazioni e della risposta del bacino).

La scelta del metodo da adottare è condizionata dalla natura e dalla

consistenza dei dati storici disponibili di osservazioni pluviometriche ed idrometriche: in generale, essendo queste ultime più scarse, i metodi diretti risultano di più difficile applicazione.

Esistono numerose metodologie per l'analisi della *trasformazione afflussi – deflussi* (cioè la generazione, a partire dalla precipitazione meteorica, del deflusso prima del suo ingresso nella rete idrografica) e della *formazione dell'onda di piena* (la concentrazione dei deflussi superficiali nel reticolo idrografico e il trasferimento lungo di esso fino alla sezione di chiusura), ma in generale si può sempre affermare che la portata relativa ad un assegnato tempo di ritorno può essere valutata in funzione dei

seguenti parametri:

- area del bacino

- curva di possibilità con parametri dipendenti dal tempo di ritorno

- tempo di corrivazione

- coefficiente di deflusso.

La tecnica di regionalizzazione scelta per correggere i dati di portata è estremamente semplice.

$$Q_{bypass} = Q_{Morciano} * \left(\frac{A_{bypass}}{A_{Morciano}} \right)^{0.5}$$

con

- $A_{bypass} = 163,9 \text{ km}^2$

- $A_{Morciano} = 142,4 \text{ km}^2$

Non è stato necessario utilizzare una formula più complessa ed elaborata sia perché le due aree di apporto sono molto simili e pertanto la correzione da appor-

tare ai valori di portata non è particolarmente elevata. Per questo motivo, anche se la formula di regionalizzazione non è particolarmente accurata, non si ha una grande influenza sui dati da utilizzare.

In particolare, il rapporto

$$\left(\frac{A_{bypass}}{A_{Morciano}} \right)^{0.5} = 1.073$$

e quindi l'incremento di portata alla sezione di imbocco del bypass è del 7.3%.

4.5 - Lancio della simulazione.

Una volta avuti a disposizione tutti i dati di portata ed impostato il programma per la simulazione è stato possibile procedere all'elaborazione dei dati.

Dato che erano a disposizione circa tre anni di dati con portata oraria (più di 17.000 osservazioni, di cui la metà relativa ai mesi estivi durante i quali il canale è operativo), non era ipotizzabile, per ragioni di tempo e memoria, lanciare una simulazione con tutti i dati a disposizione.

In secondo luogo, dato che molto spesso i valori di portata risultano avere spesso valori uniformi e costanti, tali per cui il comportamento idraulico del canale non dovrebbe cambiare, si è scelto di operare tre simulazione prendendo in considerazione tre distinti eventi di piena, di cui uno caratteristico di basse portate, uno con portate vicine ai valori di progetto ed il terzo con portate superiori in modo tale da verificare il funzionamento dello sfioratore laterale impostato a monte dell'opera.

I tre eventi di piena scelti sono:

- 6,48 m³/s, che si è verificato il 1 giugno 2009 alle ore 23:00
- 69.70 m³/s, che si è verificato l'11 dicembre 2008 alle ore 2:00 *
- 217,30 m³/s che si è verificato il 15 maggio 2010 alle ore 19:00

*Tale evento di piena non si è verificato durante il periodo di funzionamento del canale artificiale, ma è risultato essere il più vicino ai valori di progetto del canale e quindi è ottimale ai fini della simulazione.

Una volta individuati i tre periodi di piena, sono stati inseriti nel programma i valori di portata rilevati nell'arco di due giorni antecedenti e successivi all'evento, in modo tale da essere certi di simulare tutta l'onda di piena.

Tale arco di tempo è sufficientemente cautelativo anche in considerazione del fatto che il bacino del Conca è relativamente piccolo e pertanto il tempo di corrivazione non è molto elevato. Per questo motivo un evento di piena si estingue in tempi dell'ordine di grandezza delle ore.

Se la simulazione fosse stata eseguita, su bacini più grandi, come ad esempio quello del Po, sarebbe stato necessario isolare un lasso di tempo maggiore in quanto il tempo di corrivazione del bacino risulta essere di qualche giorno.

5 SIMULAZIONI NUMERICHE: DESCRIZIONE DELLE SIMULAZIONI E PRESENTAZIONE DEI RISULTATI CONSEGUITI

5.1 - Risultati della simulazione

Data la grande quantità di dati a disposizione, in fase di simulazione si è scelto di isolare soltanto alcuni eventi di piena più significativi e di concentrarsi particolarmente su quelli.

In particolare si è scelto di isolare:

- un evento di piena modesto, come quelli che tipicamente si verificano in estate e che dovrebbe rappresentare al meglio le condizioni di lavoro abituale del canale di bypass.

- un evento che ha fatto registrare una portata simile a quella di progetto, per eseguire una verifica sul dimensionamento del canale ed assicurarsi che non si verificano problemi idraulici in condizioni di massimo lavoro.

- un evento di piena superiore a quello di progetto per valutare l'efficacia dell'opera di sfioro laterale

- un evento di portata estrema per prevedere valutare eventuali problemi idraulici derivanti dall'afflusso di portate con tempi di ritorno particolarmente elevati.

Il primo evento di piena preso in considerazione è stato quello del 1 giugno 2009 alle ore 23:00, quando è stata registrata una portata di 6 m³/s.

In tabella 7 sono riportati i valori di portata misurati nelle ore precedenti e successive all'evento di piena ed in figura 1 è riportato il grafico dell'andamento della portata.

Data e ora	Portata		
01/06/2009 00:00	2.312423	01/06/2009 22:00	5.64717
01/06/2009 01:00	2.774915	01/06/2009 23:00	6.480069
01/06/2009 02:00	3.028526	02/06/2009 00:00	6.054127
01/06/2009 03:00	2.53635	02/06/2009 01:00	5.64717
01/06/2009 04:00	2.774915	02/06/2009 02:00	5.64717
01/06/2009 05:00	2.774915	02/06/2009 03:00	4.888679
01/06/2009 06:00	2.53635	02/06/2009 04:00	5.258816
01/06/2009 07:00	2.774915	02/06/2009 05:00	5.64717
01/06/2009 08:00	2.53635	02/06/2009 06:00	5.258816
01/06/2009 09:00	2.774915	02/06/2009 07:00	4.888679
01/06/2009 10:00	2.774915	02/06/2009 08:00	4.536371
01/06/2009 11:00	2.774915	02/06/2009 09:00	4.201502
01/06/2009 12:00	2.53635	02/06/2009 10:00	4.536371
01/06/2009 13:00	3.028526	02/06/2009 11:00	3.883679
01/06/2009 14:00	3.29759	02/06/2009 12:00	3.883679
01/06/2009 15:00	3.29759	02/06/2009 13:00	3.883679
01/06/2009 16:00	3.582507	02/06/2009 14:00	3.883679
01/06/2009 17:00	3.028526	02/06/2009 15:00	3.883679
01/06/2009 18:00	3.883679	02/06/2009 16:00	3.582507
01/06/2009 19:00	4.888679	02/06/2009 17:00	3.883679
01/06/2009 20:00	4.536371	02/06/2009 18:00	2.774915
01/06/2009 21:00	5.64717	02/06/2009 19:00	2.774915
		02/06/2009 20:00	2.774915

Tabella 7 – Orario e valori di portata dell'evento di piena considerato

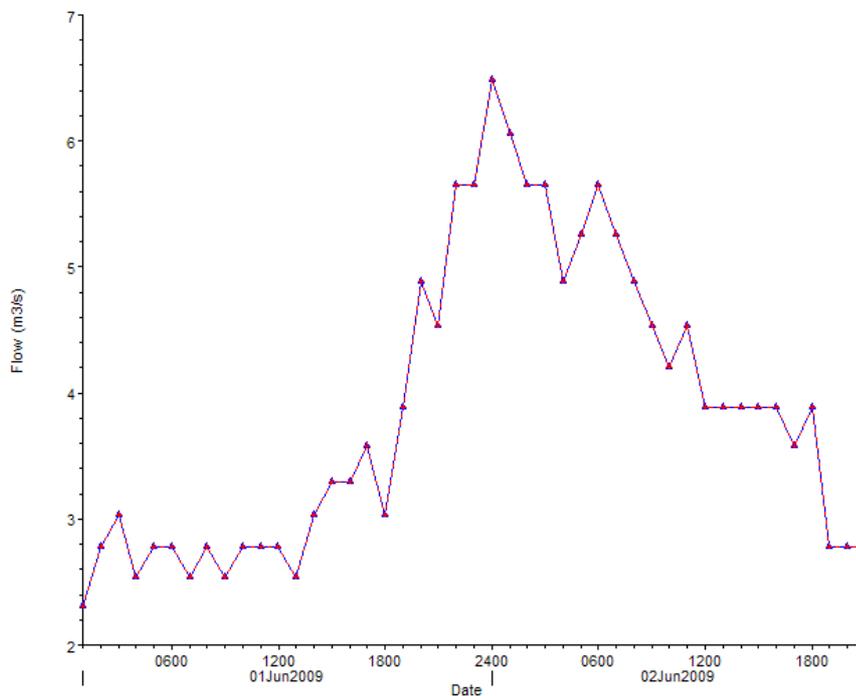


Figura 1 – Andamento della portata

I valori di portata sono di molto inferiori rispetto a quelli di progetto e quindi, come è lecito aspettarsi, il canale non presenta particolari problemi idraulici e la corrente segue un andamento regolare, come mostrato in figura 35 dove è rappresentato il massimo livello raggiunto dall'acqua nel periodo preso in considerazione.

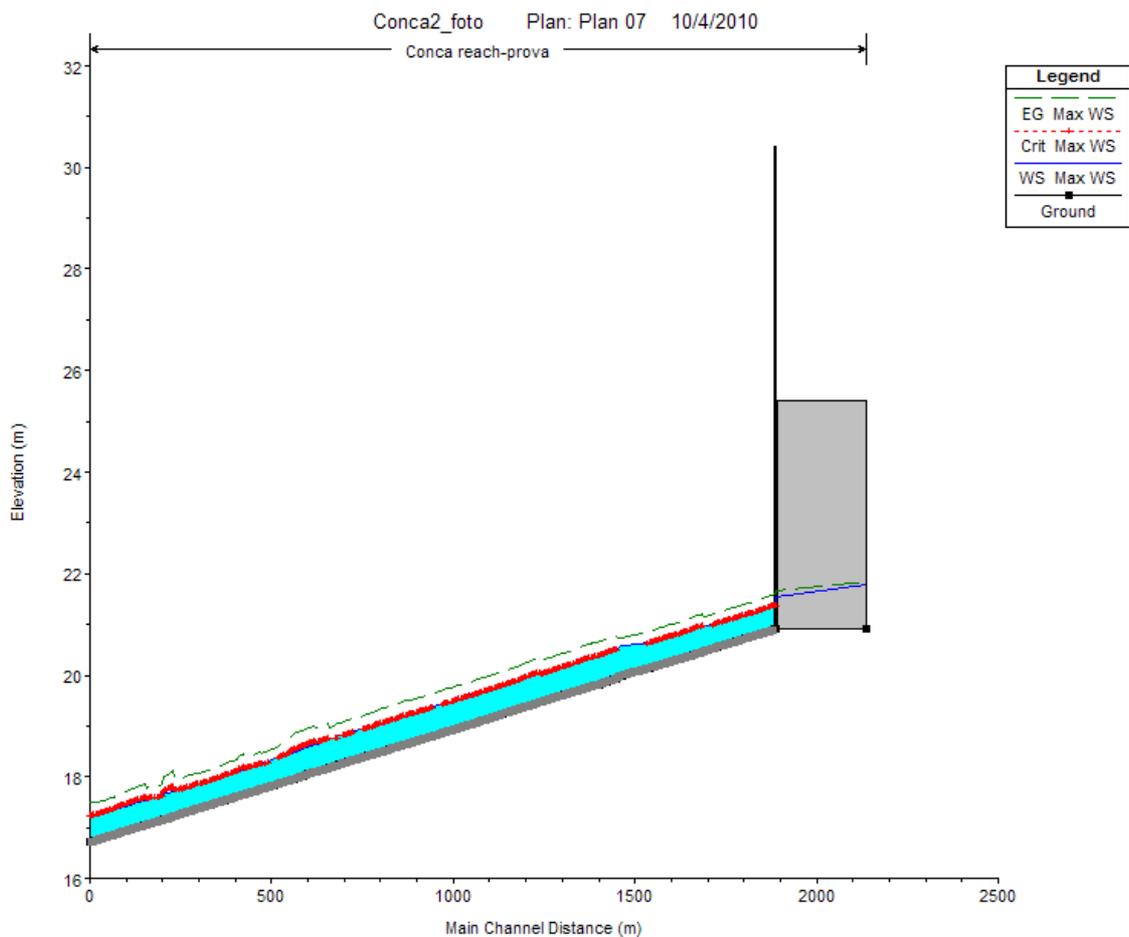


Figura 35 - Risultati della prima simulazione

Si nota quindi che per valori di portata non troppo elevati, quali quelli che generalmente si verificano durante i periodi estivi, il canale non mostra problemi idraulici significativi e quindi è lecito immaginare che il deflusso avvenga regolarmente e senza problemi di rigurgito.

Una seconda simulazione è stata eseguita prendendo in considerazione valori di portata (figura 36) simili a quelli di progetto, in quanto era necessario avere la certezza che il dimensionamento del canale fosse corretto.

L'evento di piena che maggiormente si è avvicinato al valore della portata di progetto si è verificato l'11 dicembre 2008 alle 2:00, come riportato in tabella 8.

Data e ora	Portata		
10/12/2008 08:00	4.536371	11/12/2008 12:00	24.38482
10/12/2008 09:00	4.888679	11/12/2008 13:00	22.37242
10/12/2008 10:00	4.888679	11/12/2008 14:00	19.56067
10/12/2008 11:00	5.258816	11/12/2008 15:00	26.51075
10/12/2008 12:00	5.258816	11/12/2008 16:00	26.51075
10/12/2008 13:00	4.888679	11/12/2008 17:00	20.4708
10/12/2008 14:00	6.054127	11/12/2008 18:00	20.4708
10/12/2008 15:00	6.054127	11/12/2008 19:00	17.81999
10/12/2008 16:00	6.480069	11/12/2008 20:00	17.81999
10/12/2008 17:00	7.87562	11/12/2008 21:00	18.67718
10/12/2008 18:00	10.0251	11/12/2008 22:00	16.98875
10/12/2008 19:00	17.81999	11/12/2008 23:00	16.98875
10/12/2008 20:00	32.3403	12/12/2008 00:00	16.98875
10/12/2008 21:00	38.93904	12/12/2008 01:00	15.4027
10/12/2008 22:00	33.59716	12/12/2008 02:00	16.18311
10/12/2008 23:00	36.20455	12/12/2008 03:00	16.18311
11/12/2008 00:00	33.59716	12/12/2008 04:00	14.64718
11/12/2008 01:00	43.28492	12/12/2008 05:00	15.4027
11/12/2008 02:00	69.70455	12/12/2008 06:00	14.64718
11/12/2008 03:00	59.9942	12/12/2008 07:00	13.91618
11/12/2008 04:00	52.88831	12/12/2008 08:00	15.4027
11/12/2008 05:00	32.3403	12/12/2008 09:00	14.64718
11/12/2008 06:00	31.1142	12/12/2008 10:00	15.4027
11/12/2008 07:00	27.61715	12/12/2008 11:00	16.98875
11/12/2008 08:00	32.3403	12/12/2008 12:00	19.56067
11/12/2008 09:00	26.51075	12/12/2008 13:00	16.18311
11/12/2008 10:00	22.37242	12/12/2008 14:00	16.98875
11/12/2008 11:00	27.61715	12/12/2008 15:00	16.98875
		12/12/2008 16:00	16.98875

Tabella 8 – Orario e valori di portata dell'evento di piena considerato

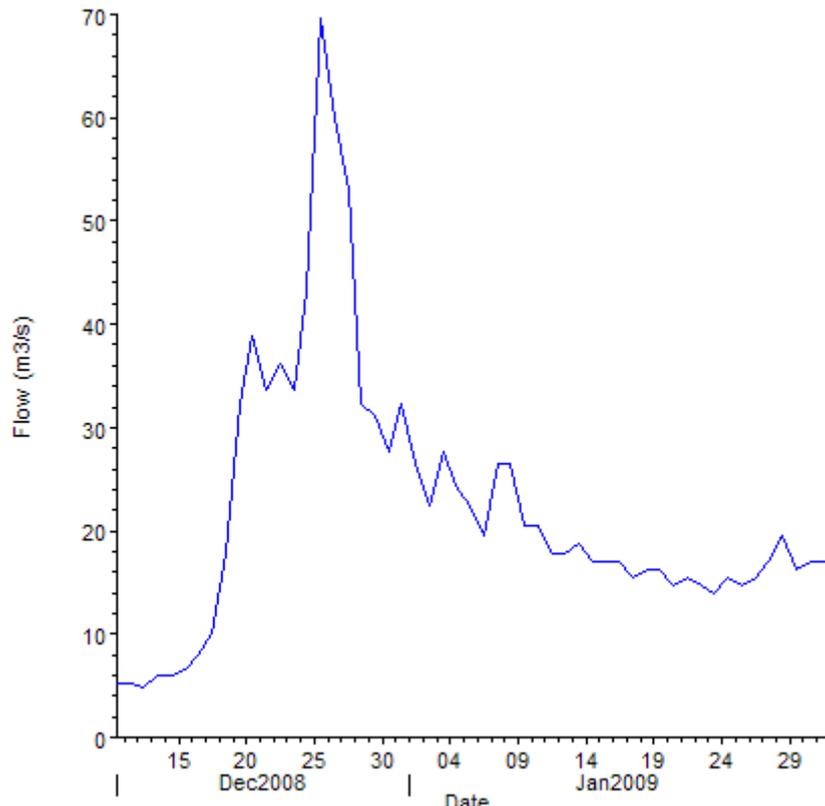


Figura 36 – Andamento della portata

Si tratta di un evento di piena che si è verificato durante il periodo invernale, cioè quando le paratoie sono aperte e l'acqua può defluire liberamente a valle lungo il percorso dell'alveo, ma dato che tali valori di portata si possono verificare, seppur sporadicamente, anche durante i periodi estivi, è stato utile eseguire una verifica sul funzionamento del canale.

La simulazione mostra chiaramente come il livello dell'acqua nel canale si mantenga sempre ben al di sotto del punto più alto dell'argine, e quindi questo dimostra che il dimensionamento è stato realizzato seguendo criteri cautelativi.

Ciò significa che, per valori di portata pari a quelli di progetto, il canale non presenta problemi idraulici ed il deflusso si mantiene regolare (figura 37)

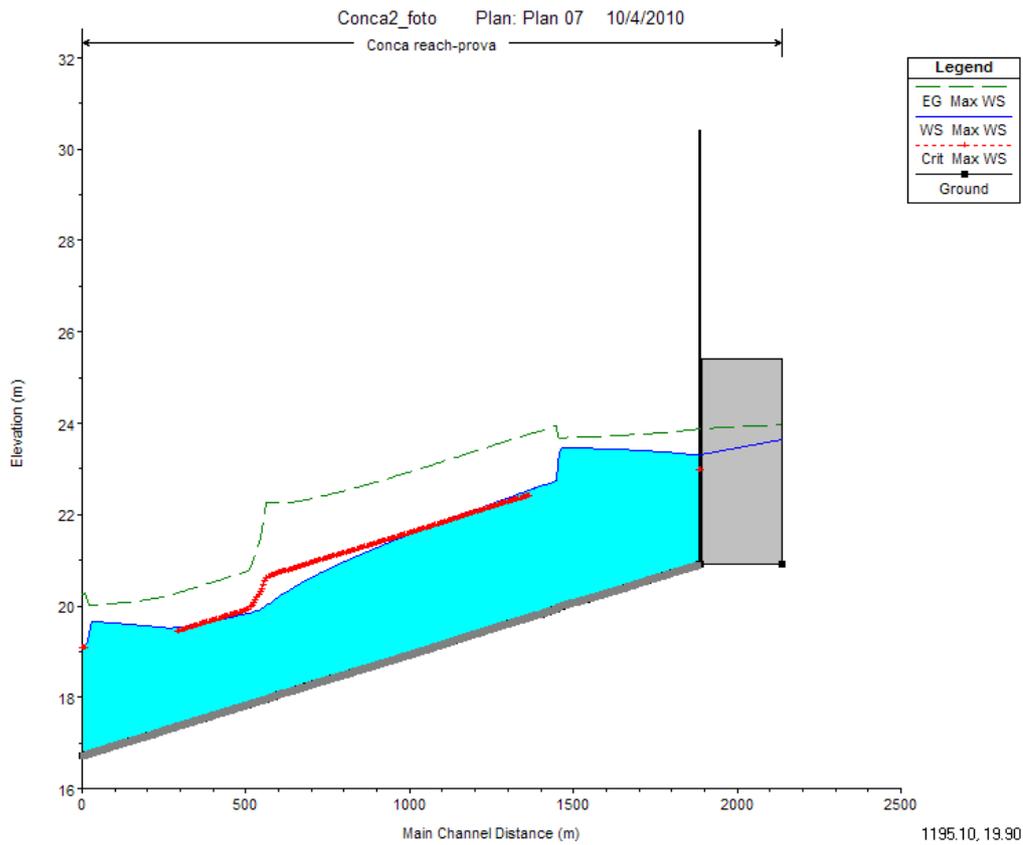


Figura 37 - Risultati della seconda simulazione

La terza simulazione eseguita è stata relativa ad un evento di piena superiore a quello di progetto, in modo tale da verificare il corretto funzionamento dello sfioratore laterale.

A questo scopo è stato preso in considerazione un evento di piena (tabella 9) che si è verificato in data 25 gennaio 2009 alle ore 4:00, caratterizzato da una portata pari a $130,3 \text{ m}^3/\text{s}$.

Data e ora	Portata		
24/01/2009 01:00	7.87562	25/01/2009 05:00	112.871
24/01/2009 02:00	7.87562	25/01/2009 06:00	87.24876
24/01/2009 03:00	7.390437	25/01/2009 07:00	84.91617
24/01/2009 04:00	8.381304	25/01/2009 08:00	69.70455
24/01/2009 05:00	8.381304	25/01/2009 09:00	67.68717
24/01/2009 06:00	7.87562	25/01/2009 10:00	96.99042
24/01/2009 07:00	7.390437	25/01/2009 11:00	110.1163
24/01/2009 08:00	7.390437	25/01/2009 12:00	104.7373
24/01/2009 09:00	7.390437	25/01/2009 13:00	82.62409
24/01/2009 10:00	7.87562	25/01/2009 14:00	71.76022
24/01/2009 11:00	7.87562	25/01/2009 15:00	61.8616
24/01/2009 12:00	7.87562	25/01/2009 16:00	59.9942
24/01/2009 13:00	8.381304	25/01/2009 17:00	56.36916
24/01/2009 14:00	7.87562	25/01/2009 18:00	46.3488
24/01/2009 15:00	7.87562	25/01/2009 19:00	43.28492
24/01/2009 16:00	7.87562	25/01/2009 20:00	43.28492
24/01/2009 17:00	8.381304	25/01/2009 21:00	38.93904
24/01/2009 18:00	8.907863	25/01/2009 22:00	33.59716
24/01/2009 19:00	9.45567	25/01/2009 23:00	31.1142
24/01/2009 20:00	10.0251	26/01/2009 00:00	29.91854
24/01/2009 21:00	11.23027	26/01/2009 01:00	28.75297
24/01/2009 22:00	13.91618	26/01/2009 02:00	25.43342
24/01/2009 23:00	17.81999	26/01/2009 03:00	23.3646
25/01/2009 00:00	18.67718	26/01/2009 04:00	24.38482
25/01/2009 01:00	29.91854	26/01/2009 05:00	22.37242
25/01/2009 02:00	58.16349	26/01/2009 06:00	22.37242
25/01/2009 03:00	94.49269	26/01/2009 07:00	21.40794
25/01/2009 04:00	130.3326	26/01/2009 08:00	19.56067
		26/01/2009 09:00	20.4708

Tabella 9 – Orario e valori di portata dell'evento di piena considerato

Anche questo evento di piena non si è verificato durante il periodo estivo di chiusura delle paratoie e quindi di effettivo funzionamento del canale di bypass, ma è stato lo stesso utilizzato nella simulazione perché era l'unico evento nel quale si sono verificate portate di questo ordine di grandezza (figura 38).

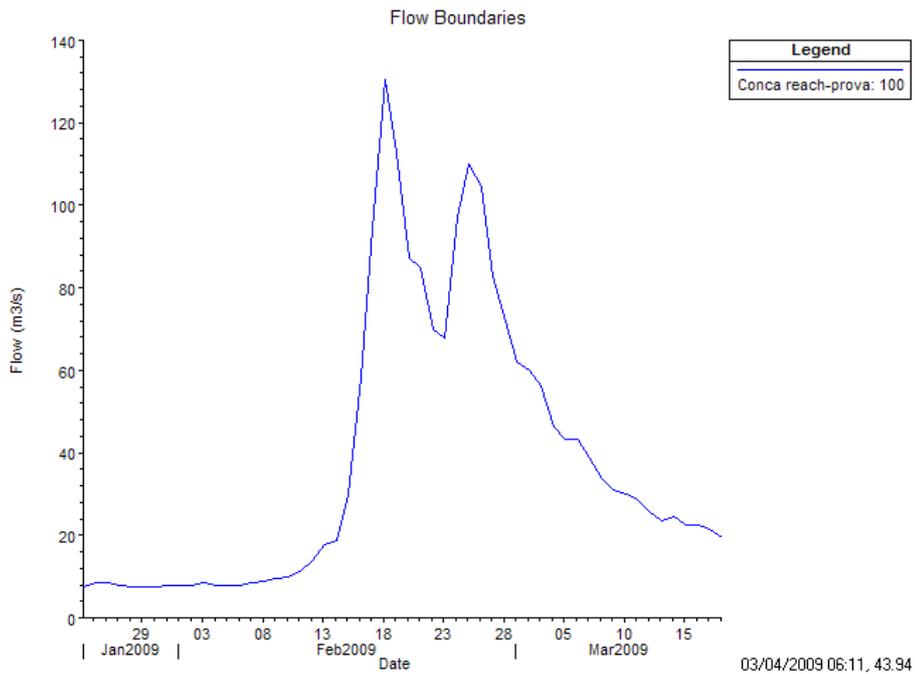


Figura 38 – Andamento della portata

Come si può vedere dal grafico, è chiaro che si tratta di due eventi di piena molto ravvicinati tra loro

In questo caso, il massimo livello dell'acqua risulta superiore a quello dello sfioratore laterale e quindi l'acqua defluisce nel bacino naturale (figura 39).

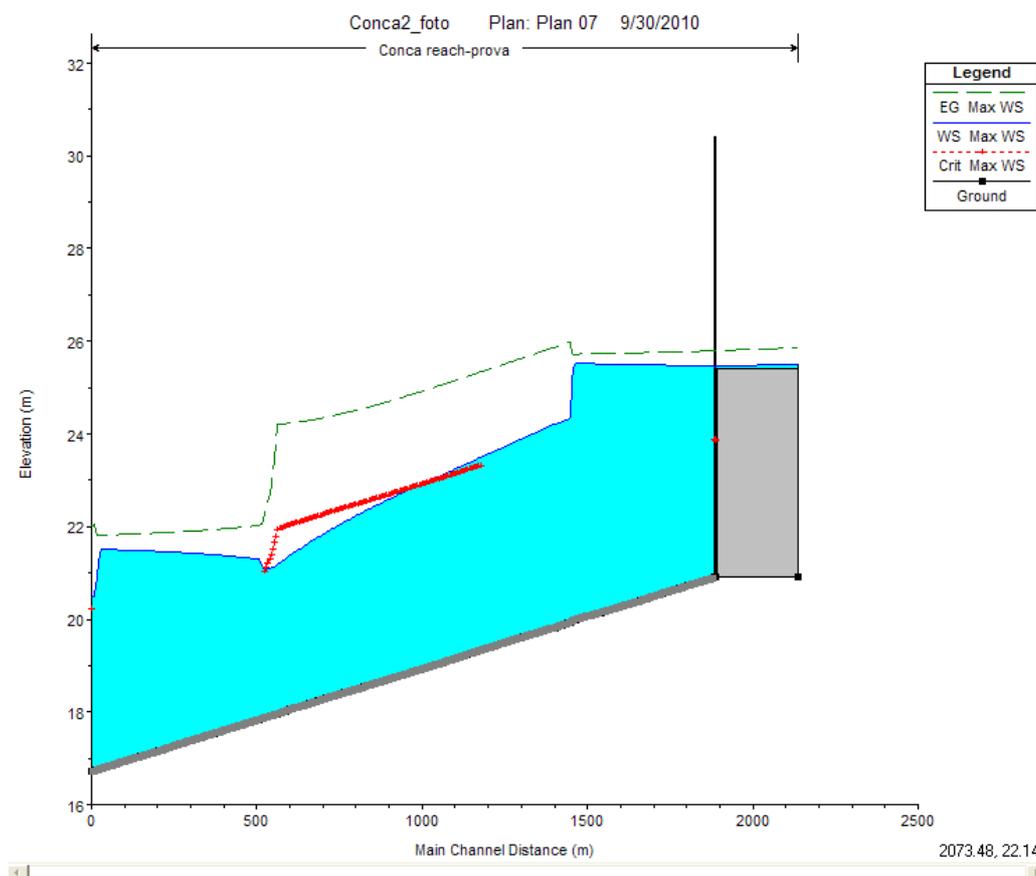


Figura 39 - Risultati della seconda simulazione

Come si può notare dal grafico che rappresenta il flusso di acqua in ingresso alla storage area, cioè l'area di raccolta, che nel caso in esame è costituita dal bacino naturale, lo sversamento si verifica soltanto tra le 3:00 e le 5:00 del 25 gennaio 2009 (figura 40) e questo è del tutto corretto in quanto si tratta degli unici tre momenti in cui la portata in ingresso supera quella di progetto di 70 m³/s.

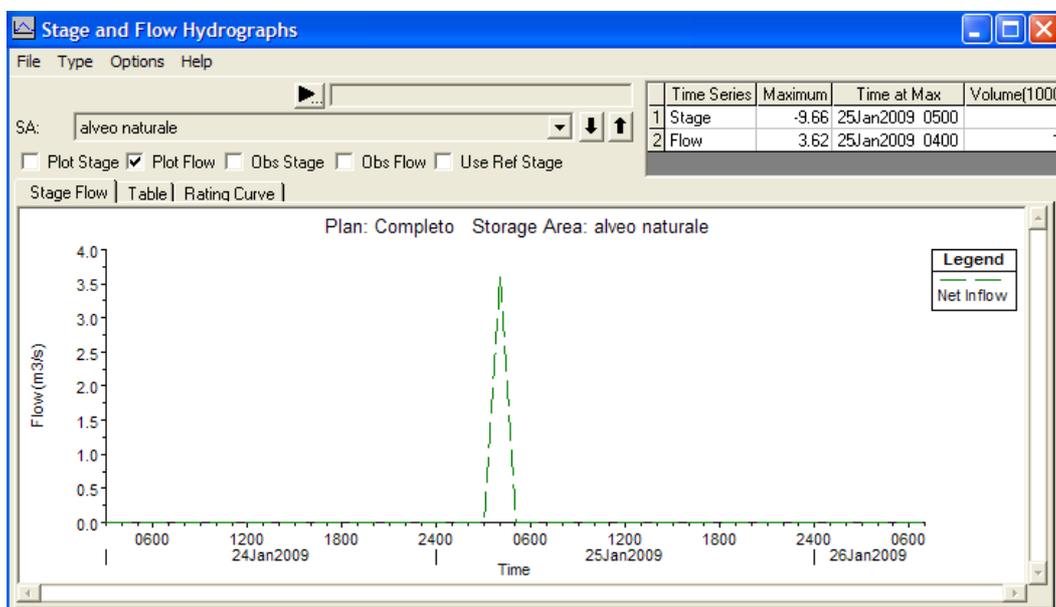


Figura 40 – Deflusso nella storage area

Come ultimo evento di piena si è preso in considerazione quello in assoluto più rilevante (tabella 10), che si è verificato il 15 maggio 2010 alle ore 19:00 quanto è stata registrata una portata pari addirittura a 217,3 m³/s.

Si tratta evidentemente di una portata estrema che difficilmente si verifica e quindi è ipotizzabile che, in queste situazioni, lo sfioratore laterale vada in crisi e si verifichino dei problemi in ingresso al canale artificiale.

Data e ora	Portata		
		16/05/2010 17:00	15.4027
15/05/2010 07:00	3.29759	16/05/2010 18:00	15.4027
15/05/2010 08:00	3.582507	16/05/2010 19:00	13.20935
15/05/2010 09:00	3.883679	16/05/2010 20:00	14.64718
15/05/2010 10:00	6.925379	16/05/2010 21:00	11.86676
15/05/2010 11:00	18.67718	16/05/2010 22:00	12.52633
15/05/2010 12:00	40.35478	16/05/2010 23:00	11.86676
15/05/2010 13:00	58.16349	17/05/2010 00:00	12.52633
15/05/2010 14:00	63.76601	17/05/2010 01:00	12.52633
15/05/2010 15:00	92.03671	17/05/2010 02:00	11.86676
15/05/2010 16:00	107.4051	17/05/2010 03:00	11.23027
15/05/2010 17:00	170.2617	17/05/2010 04:00	11.86676
15/05/2010 18:00	181.3343	17/05/2010 05:00	10.0251
15/05/2010 19:00	217.2973	17/05/2010 06:00	11.86676
15/05/2010 20:00	208.9428	17/05/2010 07:00	11.86676
15/05/2010 21:00	156.1878	17/05/2010 08:00	10.61651
15/05/2010 22:00	159.6333	17/05/2010 09:00	10.0251
15/05/2010 23:00	94.49269	17/05/2010 10:00	10.61651
16/05/2010 00:00	40.35478	17/05/2010 11:00	9.45567
16/05/2010 01:00	49.54906	17/05/2010 12:00	10.0251
16/05/2010 02:00	38.93904	17/05/2010 13:00	10.0251
16/05/2010 03:00	43.28492	17/05/2010 14:00	9.45567
16/05/2010 04:00	29.91854	17/05/2010 15:00	10.0251
16/05/2010 05:00	25.43342	17/05/2010 16:00	8.381304
16/05/2010 06:00	33.59716	17/05/2010 17:00	9.45567
16/05/2010 07:00	28.75297	17/05/2010 18:00	8.907863
16/05/2010 08:00	26.51075	17/05/2010 19:00	8.907863
16/05/2010 09:00	24.38482	17/05/2010 20:00	7.87562
16/05/2010 10:00	21.40794	17/05/2010 21:00	8.381304
16/05/2010 11:00	18.67718	17/05/2010 22:00	8.907863
16/05/2010 12:00	17.81999	17/05/2010 23:00	8.907863
16/05/2010 13:00	14.64718	18/05/2010 00:00	7.87562
16/05/2010 14:00	16.18311	18/05/2010 01:00	8.381304
16/05/2010 15:00	16.98875	18/05/2010 02:00	7.87562
16/05/2010 16:00	15.4027	18/05/2010 03:00	8.381304

Tabella 10 – Orario e valori di portata dell'evento di piena considerato

Si tratta di un evento di piena che si sviluppa in un intervallo di tempo molto rapido e pertanto presenta variazioni di portata decisamente brusche, come mostrato in figura 41.

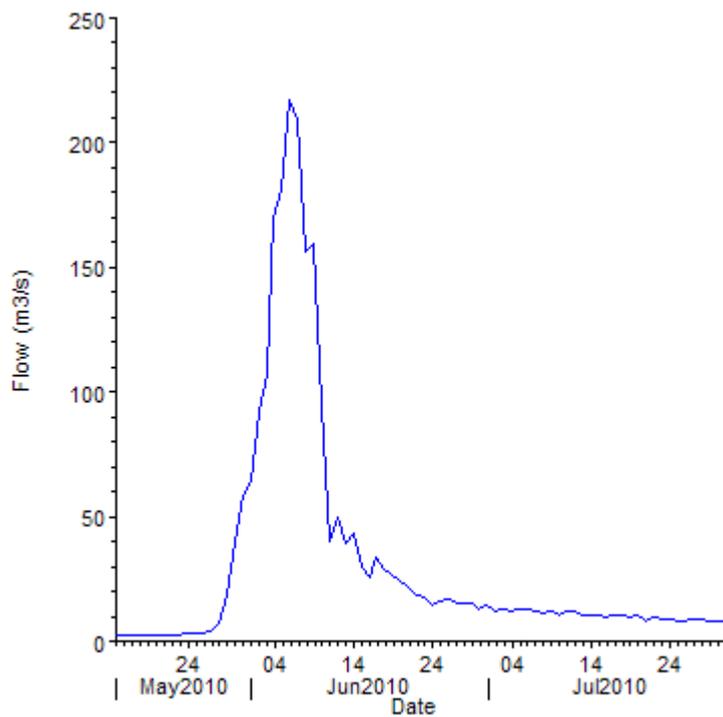


Figura 41 – Andamento della portata

Come è mostrato in figura 42, i valori massimi del livello dell'acqua risultano piuttosto elevati e discontinui all'interno del canale, e soprattutto si nota come il massimo livello dell'acqua sia, nelle prime sezioni, superiore alla quota dell'argine del canale.

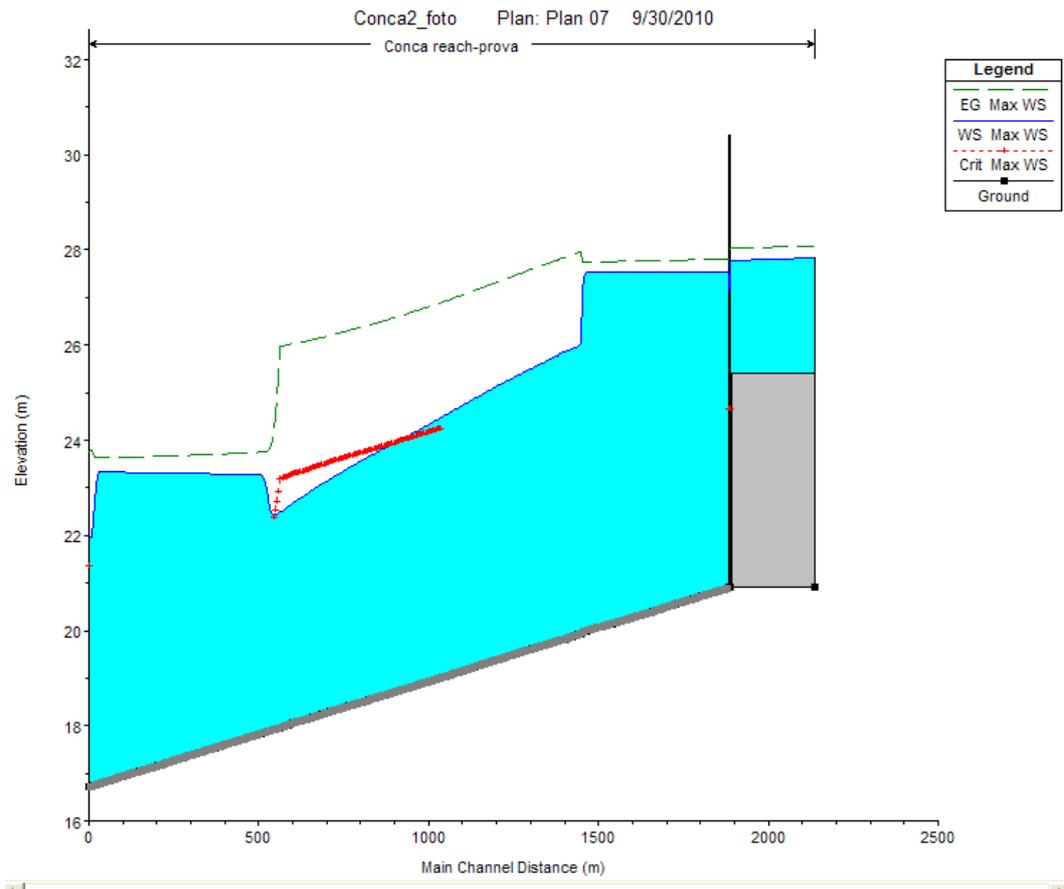


Figura 42 - Risultati della quarta simulazione

Un ingrandimento delle sezioni comprendenti lo sfioratore laterale e la traversa artificiale (figura 43) dimostra più chiaramente come la quantità di acqua in ingresso sia troppo elevata per le dimensioni dello sfioro e che quindi parte di questa raggiunga, subito a valle della traversa valori di altezza troppo elevati.

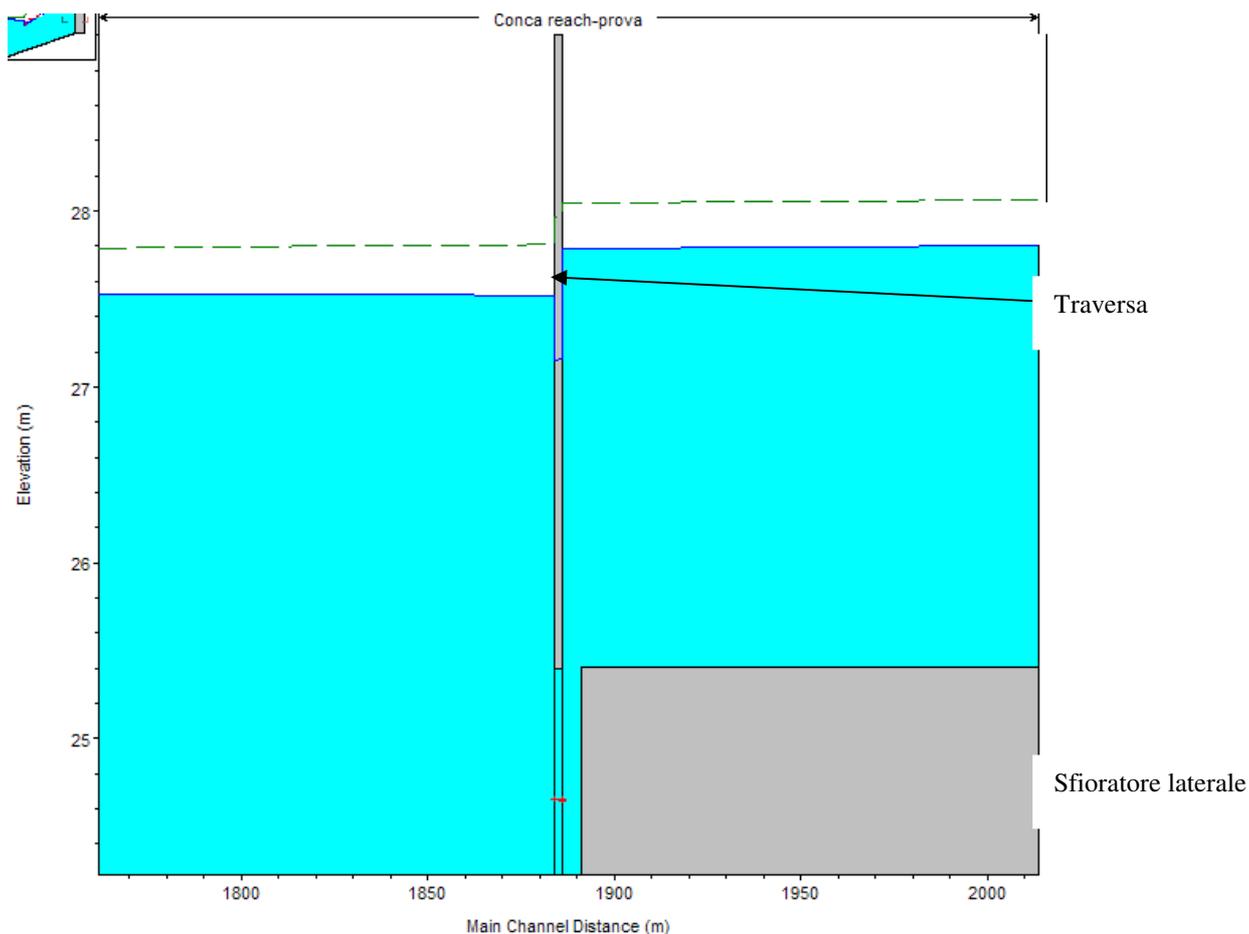


Figura 43 – Ingrandimento dello sfioratore laterale

Una visualizzazione frontale delle sezioni permette di notare come, il livello dell'acqua non si abbassi a sufficienza:

nella sezione di monte l'acqua raggiunge un'altezza di 27,89 m a fronte di un'altezza massima dell'argine del canale pari a 25,42 m (figura 44).

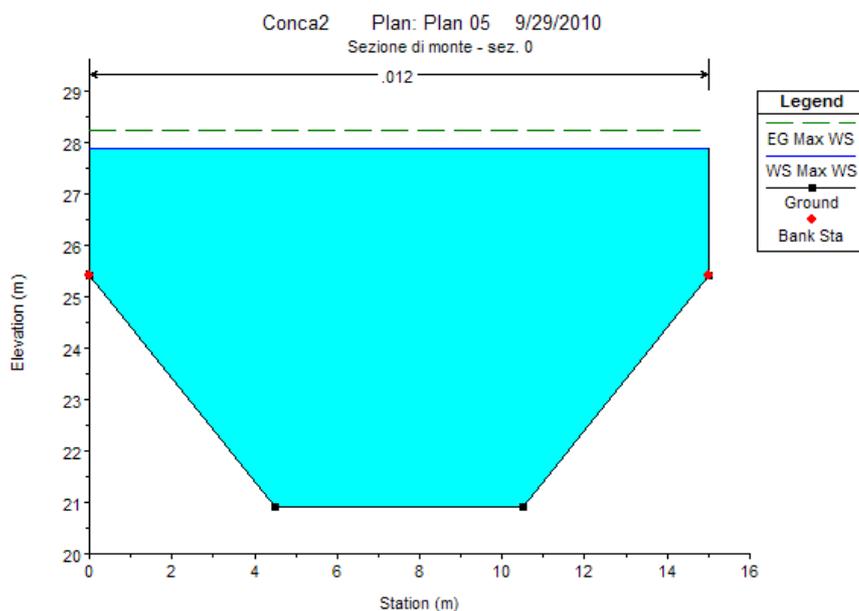


Figura 44 – Sezione di monte

In corrispondenza della sezione di monte (ed in ugual misura in quella di valle) il livello del pelo libero dell'acqua si mantiene in ogni caso superiore al punto più basso della traversa (figura 45).

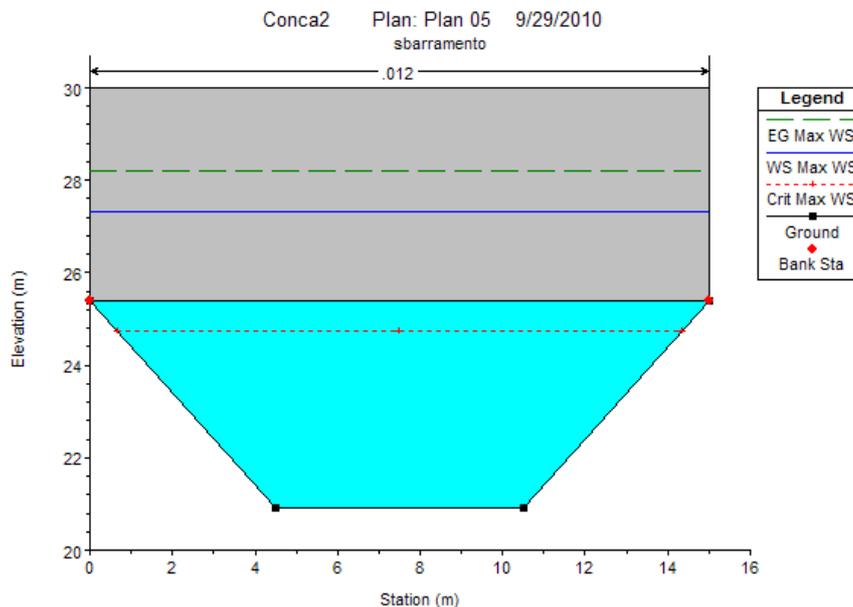


Figura 45 – Sezione in corrispondenza della traversa

Di conseguenza, a valle di tale sezione, quando comincia il tracciato del canale artificiale vero e proprio, il livello dell'acqua è ancora superiore a quello degli argini (indicati, in figura 16, dai punti rossi). In questo caso la struttura va seriamente in crisi e si possono verificare problemi di stabilità e di allagamenti anche delle campagne circostanti.

Soprattutto occorre considerare che, nel primo tratto, il canale è a cielo aperto, mentre nel secondo tratto, il canale diventa interrato e questo comporta un brusco abbassamento del pelo libero. Risulta evidente che tutta l'acqua in eccesso si riverserebbe in parte nell'alveo naturale del fiume ed in parte nella campagna circostante.

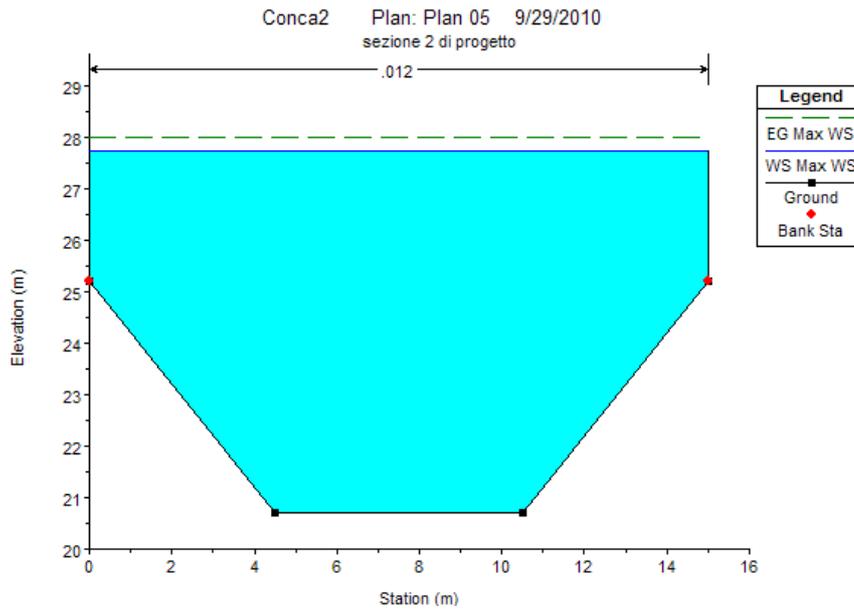


Figura 46 – Sezione a valle della traversa

Certamente si tratta di eventi di piena molto rari, ma per questi valori di portata il canale artificiale non risulta ben dimensionato e pertanto la struttura non funziona correttamente.

5.2 - Analisi dei risultati.

5.2.1 Verifiche idrauliche

In generale le verifiche idrauliche eseguite con la simulazione in moto vario hanno evidenziato un buon funzionamento del canale di bypass che non mostra particolari problemi quando è attraversato da portate limitate quali quelle estive o dell'ordine di grandezza della portata di progetto (70 m³/s).

Si possono verificare invece alcuni problemi quando le portate in ingresso sono molto elevate: in questo caso, infatti, la ridotta lunghezza dello sfioratore laterale impedisce un corretto deflusso dell'acqua e quindi rischia di provocare fenomeni di rigurgito.

Si tratta tuttavia di fenomeni assai rari e quindi, prima di stabilire se intervenire o meno per modificare il progetto e metterlo in sicurezza anche a fronte di questi eventi, occorre valutare con precisione la probabilità con cui si verificano questi fenomeni (analisi del rischio) e stimare i danni che verrebbero causati, in modo tale da poter fare un'analisi costi benefici comparando da un lato le maggiori spese per mettere in sicurezza l'opera e dall'altra le spese che occorrerebbe sostenere per riparare gli eventuali danni alla struttura e ai terreni circostanti, tenendo conto della probabilità con cui questi fenomeni avvengono.

5.2.2 Trasporto solido.

Una volta noti i dati relativi alla velocità assunta dall'acqua in tutte le sezioni del canale artificiale e conosciuti i valori dell'altezza raggiunta dal pelo libero dell'acqua è stato anche possibile eseguire una verifica sull'efficacia del trasporto solido.

Per prima cosa è stato necessario calcolare il valore del diametro medio delle particelle che vengono trasportate.

Prendendo i valori di diametro medio misurati durante i campionamenti e riportati nel capitolo 2 di questo elaborato, è stato possibile ricavare il valore del diametro medio dei grani, pari a 0.0038 mm.

Il secondo valore da calcolare è quello della densità relativa dei grani:

$$\Delta = \frac{\rho_s - \rho}{\rho}$$

Il valore della densità dell'acqua è pari a 1, mentre il valore della densità del materiale solido è stato calcolato facendo una media tra la densità dell'argilla (2.1 kg/dm³) e del limo (1.5 kg/dm³).

In teoria sarebbe stato necessario calcolare una media pesata di tali valori e tenere in considerazione anche la densità della sabbia, ma dato che la sabbia fine costituisce solo il 3,7% del materiale solido e pertanto difficilmente può variare di molto il valore medio di densità e dato che le percentuali di limo e argilla sono molto simili tra loro, è stato possibile calcolare una semplice media matematica senza incorrere in errori troppo rilevanti.

La densità media risulta quindi essere pari a 1.8 kg/dm³ mentre quella relativa risulta pari a 0,8 kg/dm³.

Una volta noti questi valori, e conoscendo il valore dell'accelerazione di gravi-

tà (9.81 m/s^2) e della pendenza media di fondo (0.002), è stato necessario soltanto ricavare il valore della velocità critica U^* per poter calcolare il parametro di mobilità di Shields e quindi valutare l'efficacia del trasporto solido.

Dato che $U^* = \sqrt{g_i R}$ con R raggio idraulico, pari al rapporto tra area immersa e perimetro bagnato, il valore di U^* è stato calcolato sezione per sezione in funzione del valore dell'altezza raggiunta dal pelo libero dell'acqua.

In conclusione, $\theta = \frac{U^{*2}}{g \Delta d}$.

Dato che all'aumentare della portata incrementa sicuramente anche il livello del pelo libero dell'acqua, è stata eseguita una sola verifica prendendo in esame il primo evento di piena analizzato, cioè quello con portate minori, che rappresenta anche le normali condizioni di esercizio del canale.

6 CONCLUSIONI

Il lavoro portato avanti per la stesura di questo elaborato ha previsto, dapprima l'analisi del progetto di canale di bypass all'invaso artificiale sul Torrente conca e l'approfondimento delle motivazioni che hanno portato sia a commissionare questo progetto, sia che hanno guidato le scelte dei progettisti in fase di realizzazione del progetto stesso.

In secondo luogo è stato necessario raccogliere dati di portata con passo orario nella sezione di interesse basandosi su di una scala di deflusso elaborata dalla Provincia di Rimini e richiamando una tecnica di regionalizzazione per adattare i valori rilevati in una sezione a monte dell'invaso artificiale alla sezione di imbocco del canale.

Infine, si è utilizzato il programma di simulazione HEC RAS per realizzare un modello digitale del canale di bypass (le sezioni del canale erano riportate nel progetto) e per verificarne il comportamento idraulico inserendo i valori di portata precedentemente calcolati.

Dato che erano a disposizione altre tre anni di osservazioni si è scelto di eseguire la simulazione prendendo in considerazione solamente alcuni eventi di piena significativi e rappresentativi rispettivamente delle condizioni standard di lavoro del canale, delle condizioni di progetto, dei fenomeni di piena superiori a quelli di progetto e di un fenomeno estremo.

L'ultima verifica eseguita è stata quella relativa al trasporto di materiale solido in quanto si voleva verificare che tutto il materiale trasportato dalla corrente defluisse correttamente a valle senza fermarsi all'interno del canale artificiale.

Di seguito sono riportati gli esiti di queste verifiche.

Verifiche idrauliche.

Le verifiche idrauliche eseguite con la simulazione in moto vario hanno evidenziato, sul piano teorico, un buon funzionamento del canale di bypass che non mostra particolari problemi quando è attraversato da portate limitate quali quelle estive o dell'ordine di grandezza della portata di progetto ($70 \text{ m}^3/\text{s}$).

Sono ipotizzabili invece alcuni problemi quando le portate in ingresso sono molto elevate: in questo caso, infatti, la ridotta lunghezza dello sfioratore laterale impedisce un corretto deflusso dell'acqua provocando di conseguenza fenomeni di allagamenti dei terreni circostanti.

Portate superiori a $200 \text{ m}^3/\text{s}$ si registrano, nella sezione fluviale di interesse, molto raramente e, quindi, una eventuale ipotesi di modifica del progetto per metterlo in sicurezza a fronte di questi eventi deve essere valutata con molta accuratezza tenendo in considerazione la probabilità con cui essi si verificano (analisi del rischio) e la stima dell'ammontare dei danni eventualmente provocati anche tenendo conto del fatto che, essendo il canale di bypass costruito in sponda destra, dove non sono presenti significativi elementi antropici, difficilmente i danni provocati alle strutture saranno rilevanti da un punto di vista economico.

In altre parole deve essere effettuata un'analisi costi – benefici che compari da un lato le maggiori spese per la messa in sicurezza dell'opera e dall'altro le spese che andrebbero sostenute per riparare i danni alla struttura e ai terreni circostanti, ovviamente insieme al calcolo delle probabilità che questi fenomeni avvengano.

Sembra però certo che il canale così concepito può portare benefici alla spiaggia in termini di ripascimento.

E' un elemento decisivo nella valutazione del progetto, sia che si consideri la tutela del paesaggio, sia che si valuti l'impatto economico che viene attribuito ad una sabbia di qualità nella riviera romagnola, che fa della spiaggia uno dei suoi punti di forza nel richiamo turistico.

Da un punto di vista dell'impatto ambientale, sicuramente si avranno effetti negativi nella zona di realizzazione del canale di bypass, ma questo problema è stato debitamente preso in considerazione in fase di progettazione.

A questo riguardo, infatti, sono state pensate soluzioni per ridurre l'incidenza del canale sul paesaggio, come ad esempio il rivestimento del canale in massi e ciottoli e la predisposizione di fori sul fondo e sulle pareti attraverso i quali possa crescere una vegetazione spontanea.

La forma stessa delle sezioni del canale permettono di ridurre in parte l'impatto sul paesaggio, infatti, lungo i tratti di canale non interrati, è previsto di raccordare la sponda sinistra dell'opera all'argine naturale del Conca

Trasporto solido.

Da un punto di vista del trasporto solido, sono state eseguite alcune simulazioni prendendo in considerazione i risultati delle prove granulometriche riportati nella relazione dell'Ente Bacini Conca e Marecchia.

Scopo delle verifiche era quello di ricavare i parametri che permettono di capire se il materiale solido viene trasportato dalla corrente oppure no mediante l'abaco di Shields.

Il calcolo dei parametri di mobilità è stato eseguito considerando una media delle densità di tutto il materiale solido trasportabile (ghiaia, sabbia e limo) tenendo conto delle percentuali in cui tali elementi sono presenti nel bacino.

I risultati delle simulazioni autorizzano a pensare che il canale non presenterebbe problemi e che tutto il materiale solido in ingresso uscirebbe a valle senza depositarsi sul fondo, anche se occorre sottolineare che, per mancanza di informazioni al riguardo, non è stato possibile effettuare nessuna supposizione sulla disposizione sul fondo del materiale e quindi non è stato possibile tenere in considerazione l'effetto frenante che le interazioni tra le particelle solide hanno sul trasporto solido.

Il risultato di questa verifica è ovviamente un aspetto cruciale perché il deposito di materiale all'interno del canale artificiale potrebbe provocare seri problemi all'intera struttura per via della riduzione di capacità del canale e per il di insorgenza di vegetazione spontanea.

Si tratta di evenienze da non sottovalutare perché l'interrimento provocherebbe una riduzione della quantità di acqua carica di materiale solido trasportata a valle, mentre la crescita di piante all'interno del canale, oltre ad ostruire la sezione, rischierebbe anche di provocare crepe o di indebolire la struttura.

Per questo motivo dovrebbero essere pianificate in ogni caso ispezioni di controllo ed interventi di manutenzione al termine del periodo estivo quando le paratoie del bacino artificiale vengono aperte e il canale di bypass termina il suo periodo di utilizzo.

7 BIBLIOGRAFIA

“Cattolica”

Marcello Di Bella, Lucia De Nicolò.
Maggioli Editore.

“Natura e paesaggio nella valle del Conca”

Loris Bagli.
Editrice Banca Popolare Valconca

“Idraulica”

D. Citrini, G. Nosedà.
Editrice CEA

Relazione tecnica dell’Autorità di Bacini Conca e Marecchia
Lamberti, Schippa

Relazione finale della Convenzione di ricerca per attività di studio sul trasporto
solido nel bacino del fiume Marecchia
Brath, Catellarin, Camorani, Di Baldassarre

Annale idrologico 2008
ARPA

Il trasporto solido nei corsi d’acqua
Copertino, Masi, Mirauda

Manuale per gli utenti di HEC RAS
US Army Corps of Engineers

Siti internet:

<http://maps.google.it/>

<http://mappe.virgilio.it/>

<http://it.wikipedia.org>

<http://siadat.cerafri.it>

<http://storia.sangiorgiodipiano.net>

<http://www.giuseppina.org>

<http://www.arpa.emr.it>

8 RINGRAZIAMENTI.

Innanzitutto voglio ringraziare il professor Castellarin che ha subito dato la sua disponibilità a seguirmi nella compilazione di questa Tesi ed è stato in questi mesi sempre pronto ad indirizzarmi con i suoi consigli puntuali e competenti.

E' mio dovere esprimere gratitudine al dottor Domeneghetti, che con grande pazienza mi ha addestrato all'uso del programma HEC – RAS e mi ha seguito in tutto il lavoro di simulazione.

Un ringraziamento particolare e non formale devo all'ingegner Mauro Vannoni, Responsabile del Servizio Tecnico di Bacino Romagna, che molto generosamente mi ha dato la possibilità di consultare il materiale tecnico relativo al progetto di bypass sul Torrente Conca e mi ha fornito alcuni spunti di lavoro risultati preziosi per la stesura della tesi.

Voglio infine ringraziare, al termine del mio percorso di studi, tutti i docenti, i colleghi di corso, i compagni di facoltà, gli amici e i parenti che sono stati al mio fianco durante questi anni e che mi hanno aiutato a diventare ingegnere.

