

ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITÀ DI BOLOGNA

SCUOLA DI INGEGNERIA E ARCHITETTURA

DICAM – COSTRUZIONI IDRAULICHE

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

TESI DI LAUREA

in

MODELLISTICA IDROLOGICA M

**ANALISI NUMERICA DELLE CONDIZIONI DI
PERICOLOSITA' IDRAULICA PER L'ABITATO DI
SORBOLO A LEVANTE (RE)**

CANDIDATO
Dott. Luca Gattuso

RELATORE:
Prof. Ing. Attilio Castellarin

CORRELATORE/CORRELATORI
Dott. Ing. Alessio Domeneghetti

Anno Accademico 2012/13

Sessione II

INDICE

1	INTRODUZIONE	3
2	GESTIONE DEL RISCHIO DA INONDAZIONE FLUVIALE	8
	2.1 Definizione di rischio.....	10
	2.1.1 Le Fasce Fluviali: delimitazione della pericolosità nel P.A.I.....	18
	2.1.2 Progetto esecutivo delle attività per la redazione di mappe della pericolosità e del rischio di alluvione	22
3	CORRENTI A PELO LIBERO: PRINCIPI FONDAMENTALI	24
	3.1 Correnti lente e correnti veloci	25
	3.2 Le Equazioni di De Saint Venant ed integrazione con schemi numerici alle differenze finite (Schema a 4 nodi di Preissmann)	30
4	IDROGRAMMI SINTETICI CON TEMPO DI RITORNO ASSEGNATO	35
	4.1 Lineamenti teorici della metodologia considerata	36
	4.2 Curve di riduzione dei colmi di piena.....	38
	4.3 Costruzione dell'idrogramma sintetico.....	39
5	IL CASO DI STUDIO: IL TORRENTE ENZA	40
	5.1 Descrizione del Bacino Idrografico e del corso d'acqua Enza	41
	5.2 Dati raccolti.....	44
	5.3 Sistema di Opere	46
	5.3.1 Le casse di Espansione del Torrente Enza	47
	5.3.2 Opere di difesa idraulica sul torrente Enza presentazione del sistema di casse di espansione presso Montecchio Emilia	51
6	PREDISPOSIZIONE DI UN MODELLO NUMERICO-IDRAULICO DI MOTO VARIO DEL TORRENTE ENZA.....	62
	6.1 Modello HEC-RAS.....	62
	6.2 Calibrazione del modello.....	67
	6.3 Funzionamento opere di laminazione	82
	6.3.1 Collegamento delle Casse con l'Enza in Hec-Ras.....	83
	6.3.2 Interpretazione grafici Casse, Lateral Structure, Portate nelle sezioni a valle delle Casse	99

6.3.3 Gestione altezza degli sfioratori laterali	103
6.3.4 Simulazioni in Hec-Ras per ottenere la più realistica configurazione degli sfiori di ingresso cassa.....	106
6.4 Breccie Arginali.....	116
6.4.1 Simulazione delle Breccie Arginali in Hec – Ras	122
6.4.2 Definizione delle Breccie Arginali.....	123
6.4.3 Analisi risultati delle breccie.....	127
7 CONCLUSIONI	133
APPENDICE A – HEC-RAS.....	135
A.1 Codice di calcolo Hec-Ras	136
A.2 Rappresentazione della morfologia dell'alveo.....	137
A.3 Rappresentazione delle condizioni al contorno in moto vario e delle condizioni iniziali	140
A.4 Esecuzione delle simulazioni preliminari	141
A.4.1 Gestione delle sezioni comprese tra due salti di fondo (a valle dell'attraversamento ferroviario Milano-Bologna)	144
A.5 Schematizzazione di ponti, luci e tombini	147
A.5.1 Inserimento dati geometrici di un ponte	149
A.5.2 Impalcato e pile	150
A.5.3 Bridge modelling approach	153
A.6 Schematizzazione delle strutture laterali	155
A.6.1 Strutture laterali: sfioratori di piena.....	157
A.7. Schematizzazione di opere trasversali.....	158
A.7.1 Dighe e traverse	159
A.7.2 Luci e organi di scarico.....	161
A.8 Schematizzazione dei nodi di confluenza.....	163
APPENDICE B - QGIS	164
B.3 Digitalizzazione della geometria.....	166
APPENDICE C – TRACCIAMENTO ONDE DI PIENA DI PROGETTO CON METODO MAJONE	169
C.1 Studio del parametro Gamma	176
C.2 Gestione del parametro Theta	178
RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI	185

1 INTRODUZIONE

Il lavoro svolto nell'ambito della presente Tesi di Laurea Magistrale tratta la modellazione del comportamento idraulico di corsi d'acqua naturali attraverso codici di calcolo numerici di moto vario. La finalità specifica della Tesi è quella di quantificare il livello di pericolosità idraulica delle aree di pianura latitanti il corso d'acqua, valutando in particolare il rischio associato a fenomeni di inondazione conseguenti alla possibile rottura dei manufatti arginali esistenti. Detta eventualità è indicata in letteratura come rischio residuale. Nello studio si è fatto riferimento al Torrente Enza ed al codice di calcolo HEC-RAS.

HEC-RAS è un complesso sistema di analisi idraulica dei corsi d'acqua (RAS sta ad indicare River System Analysis) sviluppato dall'Hydrologic Engineering Center (HEC) del Corpo degli Ingegneri dell'Esercito degli Stati Uniti d'America (US Army Corps of Engineers). Esso rappresenta lo stato dell'arte per ciò che attiene alla modellistica numerica idraulica del comportamento di reti di corsi d'acqua naturali, o canali artificiali.

Detto codice di calcolo è stato implementato in condizioni di moto permanente e vario per un tratto del Torrente Enza (v. *figura 1.1*), affluente appenninico del Fiume Po, che scorre tra le provincie di Parma e di Reggio nell'Emilia, di lunghezza pari a circa 24 km, che si estende tra la sezioni di Montecchio Emilia (RE) e la confluenza in Po.



Figura 1.1 – Tratto di corso d’acqua del Torrente Enza (foto scattata da monte, in prossimità dell’oasi di Celestino, a Compiano di Canossa.(RE)), immagine tratta da <http://www.sassuolo2000.it>

Lo studio svolto in questo lavoro di Tesi rientra nel contesto più ampio di una Convenzione-Quadro quinquennale di studio e ricerca con l’Agenzia Regionale della Protezione Civile della Regione Emilia-Romagna (APC-RER) finalizzata allo svolgimento di attività di studio inerenti la valutazione delle condizioni di rischio idraulico sul territorio regionale ed alla predisposizione di scenari idrologico-idraulici di riferimento che possano essere adottati per la definizione delle priorità di intervento e delle strategie ottimali di gestione del rischio alluvionale. Detta Convenzione è sviluppata attraverso una stretta collaborazione tra il Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica, Ambientale e dei Materiali (DICAM) dell’Alma Mater Studiorum dell’Università di Bologna e quattro Province del territorio della Regione Emilia-Romagna (Bologna, Piacenza, Reggio nell’ Emilia e Ravenna), rappresentando un importante elemento conoscitivo in merito alle più stringenti criticità idrauliche a livello regionale.

Scopo principale della Tesi è quello di contribuire alla quantificazione delle condizioni di pericolosità idraulica associata al corso inferiore del Torrente Enza, che rientra, secondo quanto riportato nell' "Allegato 1 alla Relazione Generale - Analisi dei principali punti critici" del P.A.I. (Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico, redatto a livello nazionale dall'Autorità di Bacino del Fiume Po), tra i casi ad elevato rischio potenziale di esondazione e per i quali è richiesta una particolare attenzione nella Flood Directive (Direttiva Alluvioni 2007/60/CE del Parlamento Europeo), direttiva quadro della Comunità Europea per la valutazione e la gestione dei rischi di alluvione per ridurre le conseguenze negative.

Uno degli obiettivi della Dissertazione è la realizzazione di un modello numerico-idraulico monodimensionale (quasi - bidimensionale) di moto vario del Fiume Enza, attraverso il quale schematizzare la geometria del corso d'acqua, i principali manufatti insistenti su di esso, il sistema di casse di espansione di Montecchio Emilia (RE) e diversi scenari di rotta arginale per pervenire ad una accurata quantificazione del livello di pericolosità idraulica associata a fenomeni di inondazione fluviale (v. *figura 1.2*).

In particolare, il lavoro di Tesi si è concentrato su un nodo idraulico significativo, perché assai critico sulla base di quanto osservato in più occasioni e anche recentemente, ovvero un tratto del Torrente Enza in prossimità dell'abitato di Sorbolo a Levante (RE). In prossimità del centro abitato, infatti, insistono sul corso d'acqua il ponte della strada provinciale SP 62, l'ex Statale della Cisa, che collega le province di Reggio Emilia e Parma e il ponte del passaggio ferroviario Parma - Suzzara (v. *figura 1.2*). In detto tratto si hanno condizioni di limitata officiosità idraulica e tiranti idrici elevati in piena che hanno comportato a frequenti interruzioni del traffico.

La Tesi ha analizzato gli effetti indotti dal sistema di due ponti sul comportamento idraulico del Torrente Enza attraverso una serie di simulazioni numeriche condotte in condizioni di moto vario.



Figura 1.2 – Alto: Ponte della SP62 in prossimità di Sorbolo; basso: manufatto di alimentazione della cassa di espansione di monte.

Per calibrare il modello di calcolo si è scelto il valore ottimale della scabrezza (ad es. coefficiente n di Manning) confrontando il modello implementato nella Tesi con le simulazioni dei livelli e della portata della piena di progetto lungo le varie sezioni riportate dalla Direttiva Piene

dell'Autorità di Bacino del Fiume Po¹. Dopo avere calibrato il modello si è proceduto con una simulazione di un evento di piena con tempo di ritorno pari a 200 anni; si è simulata la propagazione di un'onda di piena bisecolare per caratterizzare la sollecitazione idraulica in prossimità del ponte. Sulla base di detta sollecitazione e nell'ipotesi che una arginatura del fiume Enza si rompa (caso di breccia per sormonto o per sifonamento) vengono studiate le conseguenze indotte sul territorio in termini di allagamento.

¹ Autorità di Bacino del Fiume Po (1999), Direttiva sulla piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica, Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI) - Interventi sulla rete idrografica e sui versanti, Legge 18 Maggio 1989, n. 183, art. 17, comma 6ter, Adottato con deliberazione del Comitato Istituzionale n. 18 in data 26 aprile 2001. 7. Norme di attuazione.

2 GESTIONE DEL RISCHIO DA INONDAZIONE FLUVIALE

Le finalità principali della Direttiva Comunitaria 2007/60/CE principalmente sono la conoscenza dei processi idromorfologici associati alle piene e la gestione del rischio conseguente all'antropizzazione del territorio e all'utilizzo delle risorse fluviali.

I quadri conoscitivi e le misure per la mitigazione del rischio di alluvione contenuti negli strumenti di pianificazione di bacino (legge 183/89), e in particolare, per il bacino del fiume Po, nel Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI,2001), costituiscono un punto di riferimento per l'attuazione della Direttiva comunitaria.

Le fasce fluviali individuate del PAI e le Norme di Attuazione associate definiscono l'assetto di progetto da ottenere lungo i corsi d'acqua, individuando in primis il livello di sicurezza da garantire, le necessità di intervento per la protezione passiva dei centri abitati, la espansione e la laminazione delle piene all'interno delle fasce fluviali, le regole di prevenzione per promuovere una pianificazione adeguata del territorio e buone pratiche nel settore agricolo e forestale.

Le ultime alluvioni avvenute in Italia e in particolare lungo l'asta del Po e lungo i suoi principali affluenti., hanno dimostrato che la sola difesa passiva dalle piene con opere arginali non è sufficiente al pieno raggiungimento del livello di sicurezza atteso.

Come previsto dalla nuova Direttiva comunitaria, la direzione in cui bisogna muoversi è nel potenziare la capacità di espansione e laminazione delle piene, che spesso risulta inadeguata rispetto agli obiettivi del PAI, al fine di non incrementare, e dove possibile diminuire, le portate di piena

convogliate verso valle. Tale Tesi di Laurea si pone tra i principali obiettivi studiare il corretto funzionamento del sistema di Casse di Espansione dell'Enza a Montecchio dell'Emilia.

Una ulteriore misura strategica e indispensabile per il pieno raggiungimento degli obiettivi di difesa dalle alluvioni riguarda la riduzione della vulnerabilità, l'adeguamento o la delocalizzazione di quelle strutture e infrastrutture presenti all'interno delle fasce fluviali, vulnerabili o incompatibili con i processi associati alle piene fluviali.

Queste sono le linee guida principali con cui si è operato per la predisposizione del PAI e dei successivi aggiornamenti e approfondimenti sviluppati per la sua attuazione.

2.1 Definizione di rischio

Il termine 'rischio' relaziona la pericolosità associata ad un evento (probabilità di ricorrenza di un evento con certa intensità in una precisa area e in un dato periodo di tempo), con le potenziali negatività conseguenti (danni alla salute umana, all'ambiente ed economici). In *figura 2.1.1* sono raffigurate le aree a rischio di alluvione lungo il reticolo idrografico del Fiume Po (tutte le immagini di questo paragrafo sono state tratte da “Il rischio alluvionale sui fiumi di Pianura: stato dell’arte in materia di valutazione e di gestione del rischio di alluvioni”; Autorità di Bacino del Fiume Po).

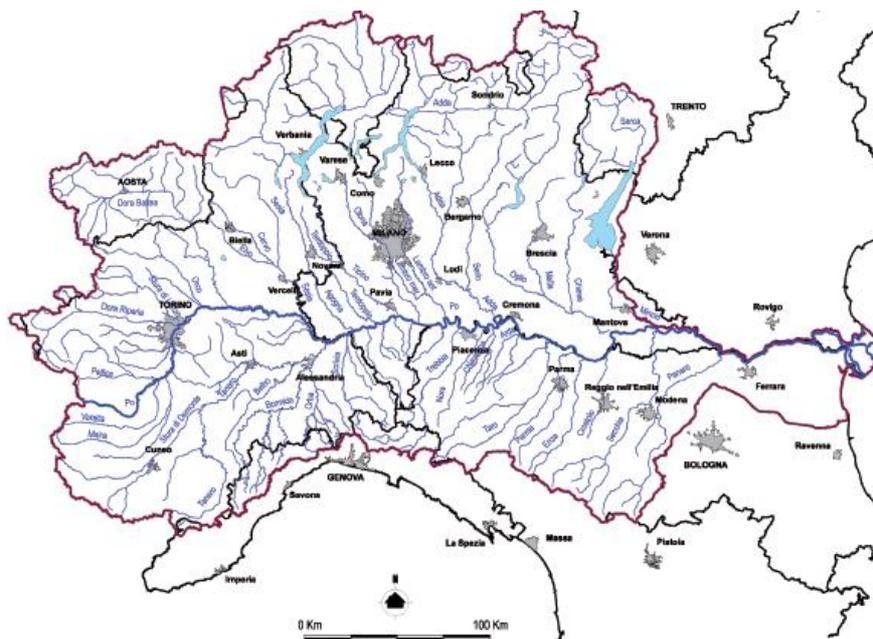


Figura 2.1.1 – Il rischio di alluvione lungo il reticolo idrografico di pianura.

Il rischio idraulico è dato, secondo la definizione riconosciuta in sede internazionale (Landslide Hazard Zonation: a review of principles and practise” - UNESCO 1984 che riprende quanto proposto dall’UNDRO, Office of United Nations Disaster Relief Coordinator) e ripresa nel Piano

Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI) dall'AdB-Po, dall'espressione (vedi anche *tabella 2.1.1*):

$$R = E * H * V$$

ove:

R = rischio idraulico inteso come il valore atteso del danno che mediamente può subire l'elemento stesso in un prefissato periodo di tempo.

E = entità degli elementi a rischio, cioè le persone e i beni che possono subire danni quando si verifica un evento, misurata in modo diverso a seconda della loro natura.

H = pericolosità (Hazard), cioè probabilità di accadimento di un determinato fenomeno potenziale in uno specifico periodo di tempo e in una data area; il valore di H è strettamente connesso al tempo di ritorno di un evento TR,

definito come tempo medio che intercorre tra due eventi di intensità maggiore o uguale a quella data. Vale infatti la relazione:

$$H = 1 - (1 - 1/TR)^t$$

dove t indica il periodo tempo preso a riferimento, in genere la vita utile del manufatto.

V = vulnerabilità, definita come attitudine dell'elemento a rischio a subire

danni per effetto dell'evento stesso (aliquota dell'elemento a rischio che viene danneggiata); è compresa tra 0 e 1.



Tabella 2.1.1 – Diagramma di flusso sul Rischio.

Dato che l'equazione del rischio scritta sopra è valida solo per aree di non notevole estensione e per la quale siano disponibili dati dettagliati, il PAI introduce alcune semplificazioni, tra cui:

- Il valore di E è espresso in termini economici (valore medio in Euro) degli insediamenti, delle infrastrutture e delle attività produttive dell'area presa in considerazione.
- Il valore di V è la media riferita ad ogni tipologia di elemento a rischio.
- Il valore della pericolosità H è stimato grazie ad un indicatore legato allo stato di dissesto presente nell'unità territoriale presa a riferimento,

espresso mediante un parametro di densità superficiale.

L'equazione del rischio idraulico e idrogeologico viene ad assumere quindi la forma:

$$R = S * E * V$$

ove S raffigura un indicatore di pericolosità.

L'equazione del rischio viene così ad indicare una valutazione relativa, questo permette una zonizzazione del territorio in classi qualitative (viene evidenziata in termini relativi la distribuzione del rischio a cui il territorio è soggetto a causa di fenomeni idrogeologici).

Il rischio calcolato viene aggregato in classi con valore crescente:

Classe 1= Moderato, Classe 2= Medio, Classe 3=Elevato, Classe 4= Molto Elevato.

L'equazione del rischio si riferisce alla unità territoriali, che sono di fatto i confini amministrativi dei comuni (in *figura 2.1.2* il bacino idrografico del Fiume Po).

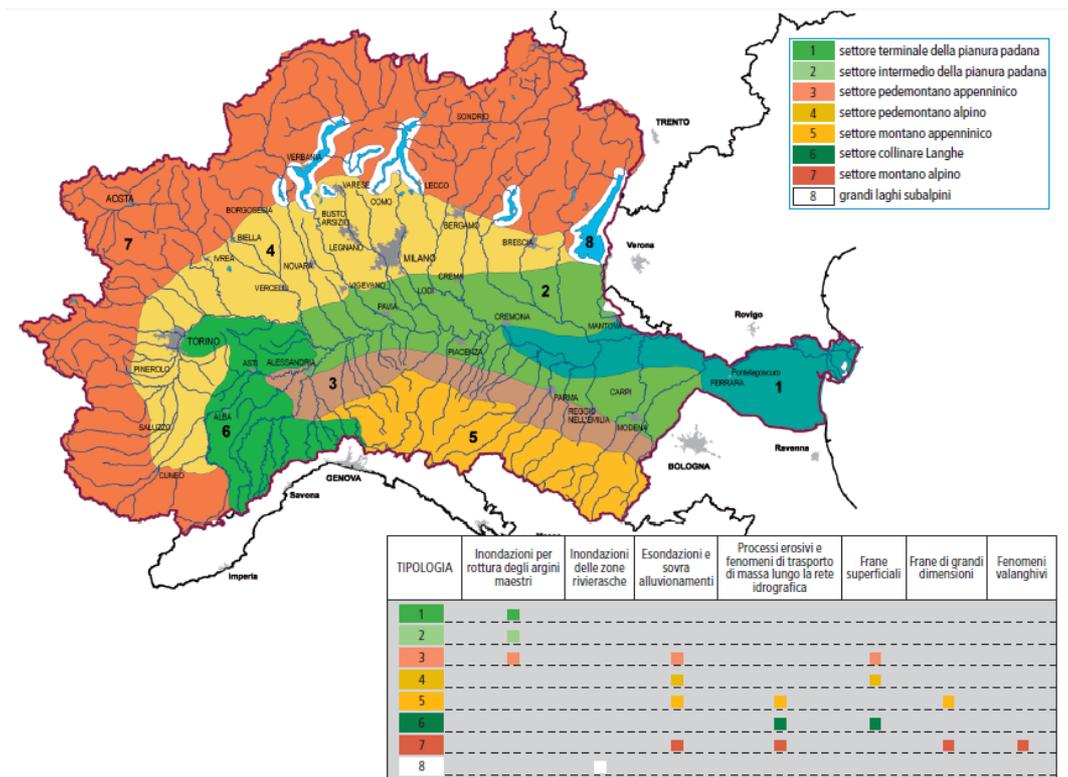


Figura 2.1.2 – Bacino idrografico del Fiume Po.

I valori calcolati considerano il dissesto idrogeologico nella sua interezza tenendo in conto di cinque tipi di fenomeni: frane, esondazioni, dissesti lungo le aste dei corsi d'acqua, trasporto di massa sulle conoidi e valanghe.

Per ogni tipologia di dissesto è possibile calcolare quantitativamente un indice di pericolosità.

Per mezzo delle carte del dissesto in possesso ad ogni Comune è stato possibile il calcolo del valore delle entità a rischio.

Il fattore di pericolosità S si è stimato per ogni tipo di dissesto e in base allo stato di dissesto già presente all'interno nel territorio comunale; tale valore grazie a semplificazioni indica la densità superficiale del dissesto in atto e potenziale presente sul territorio.

Lo studio del danno economico atteso in seguito del dissesto avviene tramite una elaborazione ed incrocio di dati statistici, di fonte ISTAT (Istituto Nazionale di Statistica), che permettono la definizione di diversi indici che esprimono il valore dei beni esposti (in *figura 2.1.3* crollo di un ponte sul Fiume Po).



Figura 2.1.3 - Crollo di un ponte stradale sul Fiume Po.

La Flood Directive 2007/CE regola assieme alla legislazione nazionale vigente, le linee guida e gli interventi da intraprendere per la protezione idraulica del territorio.

Tale direttiva europea istituisce un quadro per la valutazione e la gestione del rischio alluvionale in modo da ridurre tutte le possibili conseguenze negative all'interno della Comunità.

Gli Stati Membri sono obbligati a svolgere una valutazione preliminare sul rischio alluvionale per ogni distretto idrografico sulla base delle

informazioni disponibili.

Gli studi preliminari che portano alla valutazione comprende tali elementi:

- mappe in scala del distretto idrografico
- descrizione delle alluvioni storiche e studio della probabilità che si ripetano
- valutazione delle potenziali conseguenze negative delle future alluvioni.

In base a questa analisi preliminare gli Stati Membri individuano le zone in cui esiste un rischio potenziale di alluvioni.

Lo step successivo imposto dalla Direttiva è la redazione di mappe di pericolosità e di rischio di alluvioni, da parte degli Stati Membri, per le aree critiche determinate in fase preliminare.

Per la redazione delle mappe di pericolosità gli scenari da considerare sono:

- scarsa probabilità di alluvioni o eventi estremi;
- media probabilità di alluvioni (considera un Tempo di Ritorno ≥ 100 anni);
- elevata probabilità di alluvioni.

Per ciascuno degli scenari sono indicati dati idrometrici quali portata di piena e tirante e, se necessario, velocità della corrente.

Le mappe del rischio devono inoltre riportare diverse indicazioni tra cui: popolazione potenzialmente interessata, tipologie di attività economiche afferenti all'area potenzialmente interessata, impianti inquinanti danneggiabili presenti nella zona.

La fase finale, basata sulle mappe del rischio, consiste nella programmazione dei piani di gestione del rischio alluvionale coordinati a livello di distretto idrografico, con lo scopo di diminuire la probabilità del verificarsi di alluvioni e le sue conseguenze negative.

Questi piani considerano prevenzione (urbanizzazione e uso del suolo adeguati), protezione (misure atte alla riduzione del rischio e delle conseguenze) e preparazione (informazione alla popolazione su rischi e sul comportamento da tenere in caso di emergenza) della gestione del rischio da alluvione, comprendendo anche i sistemi di previsione e allerta in caso di alluvione.

2.1.1 Le Fasce Fluviali: delimitazione della pericolosità nel P.A.I.

Il Piano Stralcio delle Fasce Fluviali (PSFF) è redatto ai sensi di legge nel 1998.

Codesto ha valore di Piano territoriale di settore ed è lo strumento conoscitivo, normativo e tecnico-operativo, mediante il quale sono pianificate e programmate le azioni e le norme d'uso riguardanti le fasce fluviali.

Il Piano Stralcio delle Fasce Fluviali costituisce un approfondimento ed una integrazione necessaria al Piano di Assetto Idrogeologico (P.A.I.) in quanto è lo strumento per la delimitazione delle regioni fluviali funzionale a consentire, attraverso la programmazione di azioni (opere, vincoli, direttive), il conseguimento di un assetto fisico del corso d'acqua compatibile con la sicurezza idraulica, l'uso della risorsa idrica, l'uso del suolo (ai fini insediativi, agricoli ed industriali) e la salvaguardia delle componenti naturali ed ambientali.

Le opzioni di fondo del Piano Stralcio delle Fasce Fluviali sono in sintesi:

- definizione del limite dell'alveo di piena e delle aree inondabili e individuazione degli interventi di protezione dei centri abitati, delle infrastrutture e delle attività produttive che risultano a rischio;
- definizione delle condizioni di equilibrio tra le esigenze di contenimento della piena, al fine della sicurezza della popolazione e dei luoghi, e di laminazione della stessa, in modo tale da non incrementare i deflussi nella rete idrografica a valle;
- salvaguardia e ampliamento delle aree naturali di esondazione;
- favoreggiamento all'evoluzione morfologica naturale dell'alveo, riducendo al minimo le interferenze antropiche sulla dinamica evolutiva;
- favoreggiamento al recupero e il mantenimento in condizioni di naturalità, salvaguardando le aree sensibili e i sistemi di specifico interesse naturalistico e garantendo la continuità ecologica del sistema fluviale;

- perseguimento di un livello di sicurezza adeguato sul territorio;
- raggiungimento di condizioni d'uso compatibili con le caratteristiche dei sistemi idrografici, funzionali ad agevolare il contenimento dei deflussi di piena;
- limitazione degli interventi artificiali di contenimento delle piene a scapito dell'espansione naturale delle stesse, e privilegiare, per la difesa degli abitati, interventi di laminazione controllata al fine di non aumentare il deflusso sulle aste principali e in particolare sulla asta del Po;
- riduzione delle interferenze antropiche con la dinamica evolutiva degli alvei e dei sistemi fluviali.

Le Fasce Fluviali sono state definite dall'AdB-Po, in seguito ad una serie di analisi fluviali e valutazioni relative alle modalità di deflusso dei corsi d'acqua principali delle portate di piena per assegnati tempi di ritorno (20, 100, 200, 500 anni), delimitando l'alveo di piena e le aree inondabili.

Questa analisi ha migliorato la stima del rischio idraulico e la valutazione del livello di protezione delle opere idrauliche esistenti e la necessità di costruire nuove opere.

Sono state individuate le seguenti fasce fluviali:

- « Fascia A » di deflusso della piena; è costituita dalla porzione di alveo che è sede prevalente, per la piena di riferimento, del deflusso della corrente, ovvero che è costituita dall'insieme delle forme fluviali riattivabili durante gli stati di piena;

- « Fascia B » di esondazione; esterna alla precedente, è costituita dalla porzione di alveo interessata da inondazione al verificarsi dell'evento di piena di riferimento. Con l'accumulo temporaneo in tale fascia di parte del volume di piena si attua la laminazione dell'onda di piena con riduzione delle portate di colmo. Il limite della fascia si estende fino al punto in cui le quote naturali del terreno sono superiori ai livelli idrici corrispondenti alla piena di riferimento ovvero sino alle opere idrauliche di controllo delle inondazioni (argini o altre opere di contenimento), dimensionate per la stessa portata;

- « Fascia C » di inondazione per piena catastrofica; è costituita dalla porzione di territorio esterna alla precedente (Fascia B), che può essere interessata da inondazione al verificarsi di eventi di piena più gravosi di quelli di riferimento.

Lo schema relativo alla definizione delle Fasce Fluviali è illustrato nella *figura 2.1.1.1.*

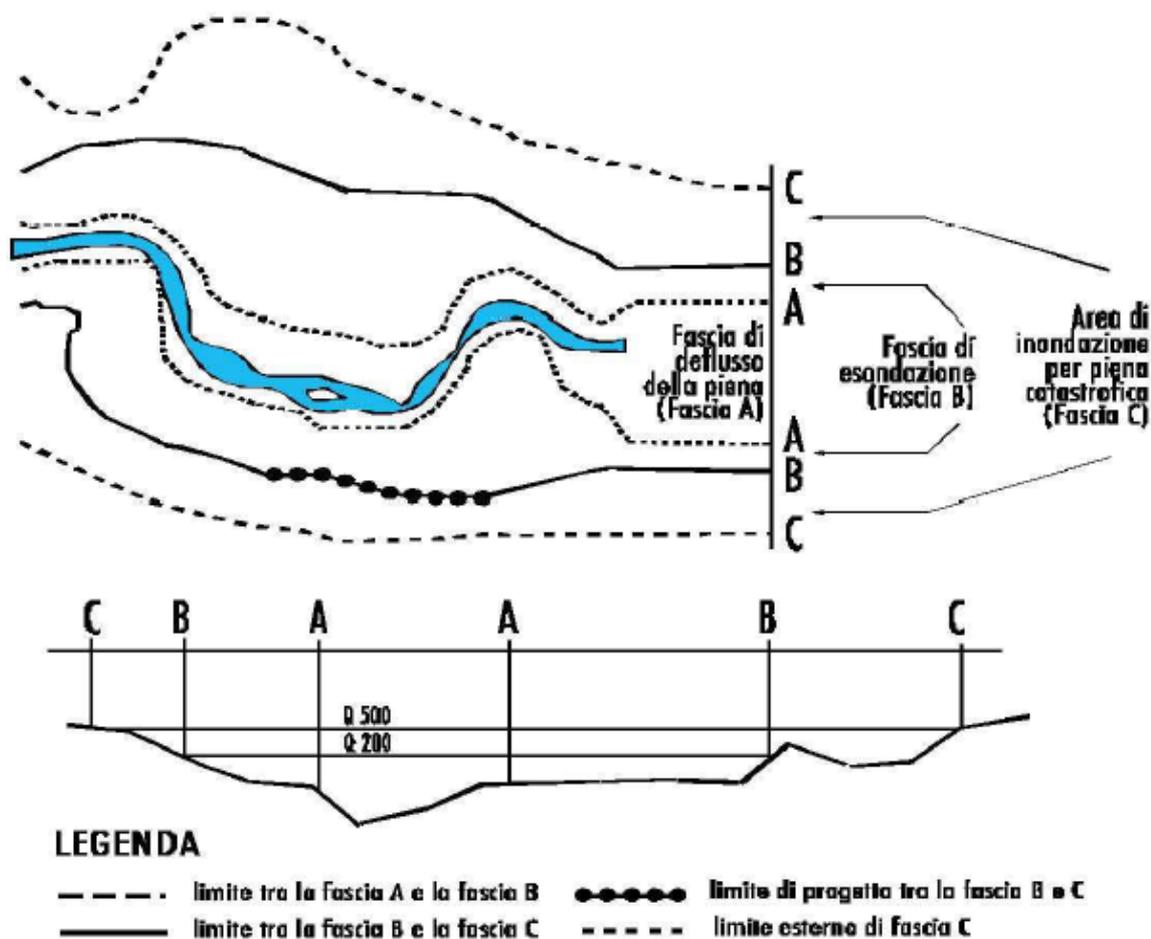


Figura 2.1.1.1 - Schema delle fasce fluviali.

Per l'asta fluviale del Po la fascia C, delimitata nel PSFF per il tratto medio-basso dell'asta, corrisponde ad un evento catastrofico che comprende la rottura degli argini in uno o più punti, essa si ottiene dal raccordo delle quote idriche di piena catastrofica (fascia C) degli affluenti principali entro il limite fisico del bacino.

2.1.2 Progetto esecutivo delle attività per la redazione di mappe della pericolosità e del rischio di alluvione

Il "Progetto esecutivo delle attività per la redazione di mappe della pericolosità e del rischio di alluvione" è mirato alla organizzazione di un processo finalizzato sia al raggiungimento di un quadro di conoscenze coerenti con il rischio di alluvione e dall'altro prevede fasi di approfondimento successive in cicli di gestione di sei anni.

I metodi di analisi previsti sono due:

- **Analisi Completa:** tale metodo di analisi consiste nella redazione di una mappatura continua a livello di asta della pericolosità da alluvioni, basata su modellazioni idrauliche monodimensionali con eventuali approfondimenti bidimensionali sviluppati localmente o su tratti di asta fluviale.

- **Analisi Semplificata:** Reticolo idrografico secondario collinare e montano; Reticolo idrografico secondario di pianura naturale e artificiale; Aree costiere lacuali e aree costiere marine.

Sono state definite inoltre alcune tematiche di interesse generale in relazione alle quali sorge l'esigenza di sviluppare attività di ricerca specifiche con un coordinamento a livello nazionale:

- cambiamento del clima e conseguenze sul rischio;
- mappatura delle aree potenzialmente allagabili in caso di rotture arginali;
- incidenza del trasporto solido sulla pericolosità idraulica;
- rischio di allagamento in aree urbane.

Si è realizzata una applicazione sperimentale su cinque bacini pilota per la definizione di:

- Mappatura della pericolosità secondo metodo di analisi completa;
 - Gestione dei dati;
 - Idrologia di piena e cambiamenti climatici;
 - Analisi idraulica;
 - Mappatura della pericolosità;
-
- Mappatura della pericolosità secondo il metodo di analisi semplificata;
-
- Analisi dell'uso del suolo e valutazione della vulnerabilità;
-
- Mappatura del rischio.

3 CORRENTI A PELO LIBERO: PRINCIPI FONDAMENTALI

All'interno della Dissertazione viene implementato un modello matematico di propagazione del Deflusso Superficiale di tipo Fisicamente basato (modello matematico idraulico).

Alla base di questo modello vi sono i concetti dell'Idraulica Classica.

In questo capitolo di Tesi vengono ripresi dei concetti fondamentali per le Correnti a pelo libero, ovvero la caratterizzazione di una corrente, le equazioni che regolano il moto (equazione di conservazione della massa e equazione di conservazione dell'energia) e la relativa integrazione numerica con uno schema alle differenze finite (Schema di Priesmann [1961]) che è stato ampiamente utilizzato fin dagli anni '60 per la soluzione numerica delle equazioni di De Saint Venant (v. ad esempio il modello HEC-RAS).

3.1 Correnti lente e correnti veloci

Si definisce come Energia Specifica l'energia totale meccanica riferita al fondo alveo (ove la corrente è gradualmente variata, ovvero le traiettorie sono sensibilmente rettilinee e parallele e quindi non ci sono né curve né discontinuità della geometria e il pelo libero risulta orizzontale ed è presente una regolarità nella direzione trasversale, quindi tale corrente può essere trattata con la teoria monodimensionale) come indicato in figura 3.1.1 (figura, come le successive di questo paragrafo, tratta da *Idraulica di Duilio Citrini – Giorgio Nosedà, 1987*).

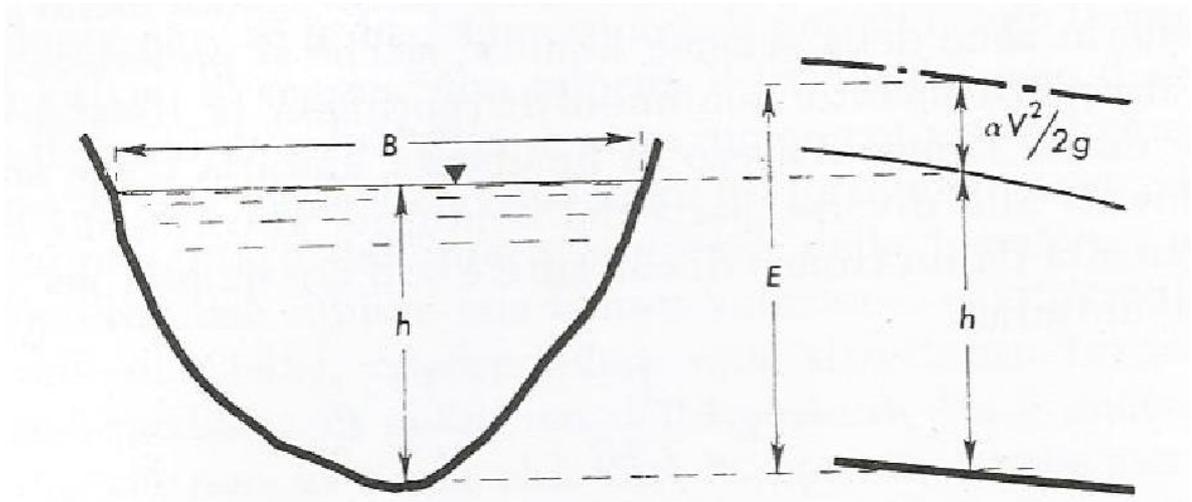


Figura 3.1.1 – Sezione trasversale profilo longitudinale in cui è messa in evidenza la Energia Specifica E

$$E = y + \alpha v^2 / 2g = y + \alpha Q^2 / 2gA^2(y)$$

L'energia specifica è funzione di Q (Portata), y (Tirante, è riferito al punto più basso della sezione), A(y) (Area Bagnata).

Si ipotizza la portata costante e si ricava il seguente grafico (figura 3.1.2):

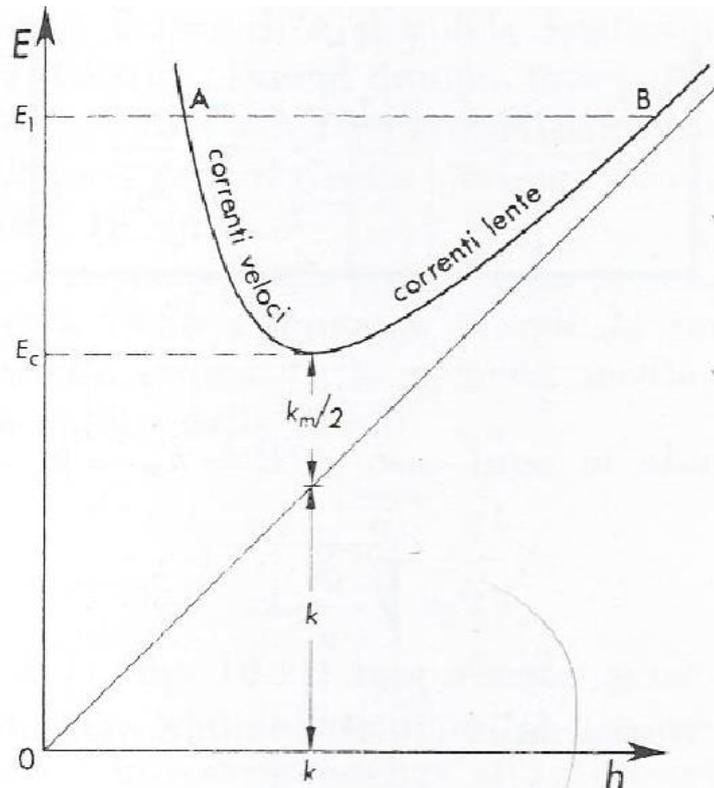


Figura 3.1.2 – Variazione della Energia Specifica E in funzione del tirante h a portata Q costante

L'altezza critica fa transitare una Q =costante con il minimo valore energetico possibile.

Quando $y < k$ si parla di Correnti Veloci, quando $y > k$ si parla di Correnti Lente.

Per la determinazione dell'altezza critica si pone $dE/dy = 0$.

Derivando l'espressione di E rispetto ad y si trova la nota relazione:

$$A^3/B = \alpha Q^2/g$$

Dopo pochi semplici passaggi matematici si determina l'espressione della altezza critica k :

$$k = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{gB^2}} = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}}$$

ove $q = Q/B$ (con B larghezza del pelo libero), è la portata specifica (portata per unità di larghezza del corso d'acqua).

Si definisce la Velocità Critica V_c con la seguente espressione:

$$V_c = \sqrt{gA/\alpha B} = \sqrt{gh_m/\alpha}$$

ove h_m si indica il tirante medio.

E' possibile anche tracciare la curva caratteristica delle portate, ovvero un legame tra portata Q e tirante y ad energia specifica E costante (v. figura 3.1.3)

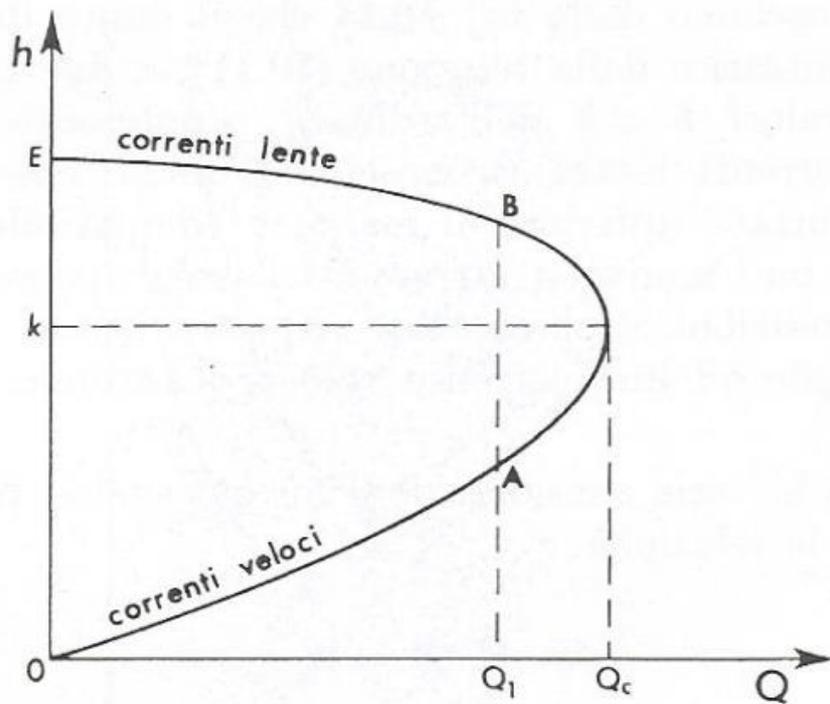


Figura 3.1.3 – Curva caratteristica delle portate: variazione del tirante h in funzione della portata Q ad Energia Specifica E costante

Dalla formula di E invertendo si ricava:

$$Q = A(y) \sqrt{\frac{2g(E-y)}{\alpha}}$$

A data energia la massima portata transita con in tirante critico k .
Una generica Q questa può transitare con un profilo di corrente veloce o di corrente lenta.

Quindi è possibile dare un'ulteriore definizione di altezza critica: è l'altezza per cui transita la massima portata possibile a energia definita costante.

Fino ad ora è stata fatta la sola ipotesi di corrente gradualmente variata ma nessuna ipotesi sul moto, dalle caratteristiche geometriche (alveo prismatico a sezione nota e la portata è anch'essa nota) è possibile esprimere l'altezza critica k .

L'ipotesi sulle caratteristiche del moto che viene fatta è che il moto sia uniforme ed è possibile utilizzare l'Equazione di Chezy:

$$Q = A * k_s * R^{\frac{2}{3}} * i^{\frac{1}{2}}$$

Da tale espressione è possibile ricavare y_0 , altezza di moto uniforme.

Dal confronto di y_0 con k si ha:

- di $y_0 > k$: alveo a debole pendenza ($i < i_c$)
- di $y_0 < k$: alveo a forte pendenza ($i > i_c$)
- di $y_0 = k$: alveo critico o a pendenza critica ($i=i_c$)

Per tracciare i profili si studia il moto permanente in cui le equazioni di De Saint Venant si semplificano e si arriva all'espressione finale (ripresa dall'equazione del moto in condizioni di moto permanente):

$$\frac{dy}{dx} = \frac{i - j}{1 - Fr^2}$$

Ove dy/dx è la variazione di tirante nello spazio (equazione fondamentale per tracciare i profili in moto permanente) e Fr rappresenta il numero di Froude (numero che sta ad indicare a seconda se è $>$ o $<$ di 1 se la corrente è veloce oppure lenta).

Da quest'ultima è possibile tracciare i profili di moto permanente di *figura 3.1.4* e di *figura 3.1.5*.

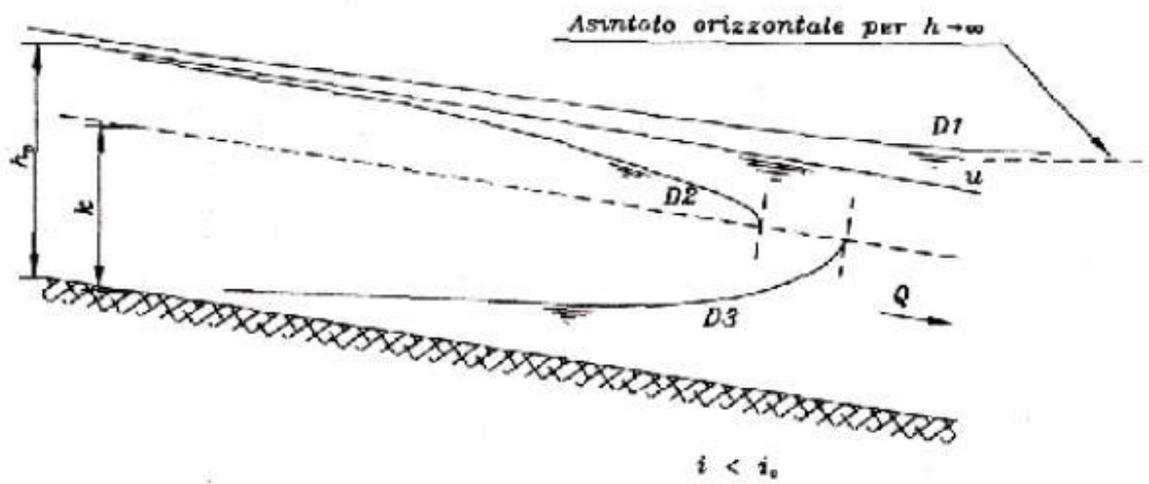


Figura 3.1.4 – Profili di moto permanente per alvei a debole pendenza.

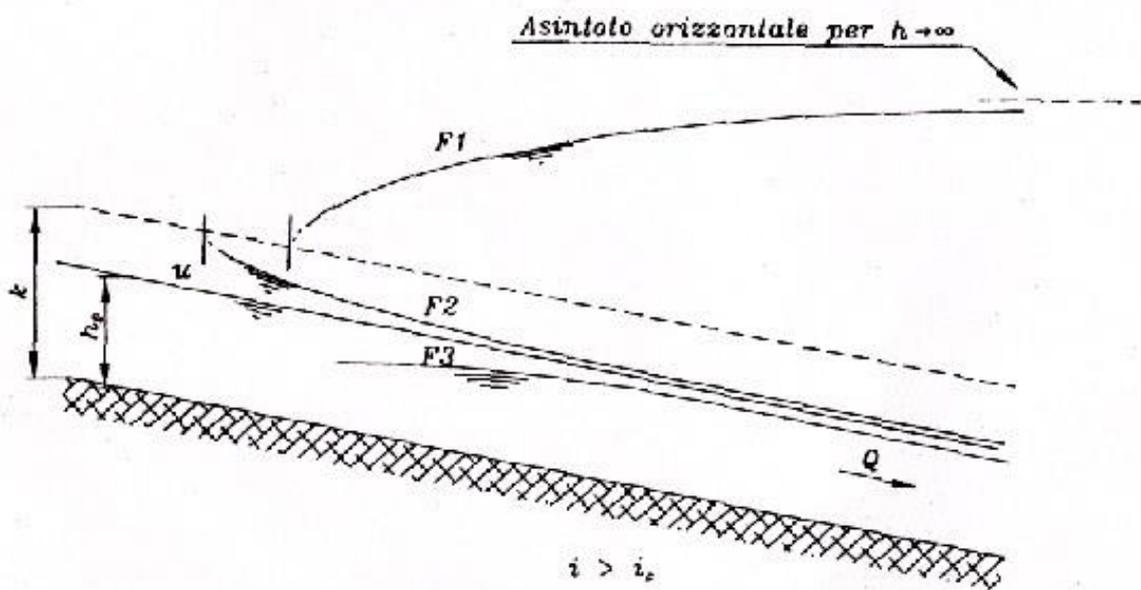


Figura 3.1.5 – Profili di moto permanente per alvei a forte pendenza.

3.2 Le Equazioni di De Saint Venant ed integrazione con schemi numerici alle differenze finite (Schema a 4 nodi di Preissmann)

Così come indicato nella referenza ufficiale (HEC-RAS 4.1 User's Manual), HEC-RAS è il sistema di analisi dei corsi d'acqua dell'Hydrologic Engineering Center (HEC), del Corpo degli Ingegneri dell'Esercito degli Stati Uniti d'America (US Army Corps of Engineers).

Tale software permette di realizzare modelli monodimensionali sia in condizioni di moto permanente che in condizioni di moto vario.

Si ha la possibilità di avere un modello quasi-bidimensionale che funziona in moto vario.

Come i modelli idraulici, richiede la geometria del corso d'acqua (quindi le sezioni trasversali), le condizioni al contorno alla sezione di monte e alla sezione di valle (che possono essere diverse a seconda delle varie esigenze) e le condizioni iniziali (ovvero all'istante di tempo uguale a zero).

Il programma consente il calcolo del profilo idrico sia in moto permanente che in condizioni di moto vario, applicazione che interessa il presente lavoro.

Ciò avviene mediante l'integrazione numerica con un metodo alle differenze finite delle equazioni di De Saint Venant in forma completa (riportate qui di seguito):

$$\begin{cases} \frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \\ \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{v}{g} \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} = i - j \end{cases}$$

che rappresentano rispettivamente l'equazione di continuità (che traduce in termini matematici il principio di conservazione della massa) e l'equazione del moto (che formalizza il principio di conservazione dell'energia), nelle quali Q indica la portata idrica in transito, A rappresenta l'area bagnata della generica sezione fluviale, v il termine di velocità, h il tirante idrico, mentre i e j sono rispettivamente la pendenza del corso d'acqua e la cadente idraulica. Il termine $1/g \frac{\partial v}{\partial t}$ indica l'inerzia locale, mentre il termine $v/g \frac{\partial v}{\partial x}$ sta ad indicare l'inerzia convettiva.

Si ricorda che le equazioni di De Saint Venant per il moto vario (dipendente dal tempo) si basano su 4 ipotesi fondamentali:

1. Corrente gradualmente variata o lineare: distribuzione idrostatica delle pressioni lungo una generica sezione verticale;
2. Ipotesi di sezioni trasversali piane e verticali (pendenza del fondo ir molto contenuta): linea del carico piezometrico della corrente coincidente con il pelo libero;
3. Fluido incompressibile e isoterma,

4. Non presenza di apporti idrici laterali e non presenza di derivazioni: se no nell'equazione di continuità a secondo membro non avrei zero, ma bensì l'apporto netto per unità di lunghezza del corso d'acqua.

Per integrare le equazioni di De Saint Venant con delle tecniche di tipo numerico si possono usare 3 tecniche fondamentalemente:

- 1) Linee Caratteristiche;
- 2) Differenze Finite;
- 3) Elementi Finiti.

Un esempio di schema alle differenze finite è lo schema di Preissmann [1961] (*materiale tratto dalle dispense di Modellistica Idrologica M del prof. Attilio Castellarin*), che è stato ampiamente utilizzato fin dagli anni '60 per la soluzione numerica delle equazioni di De Saint Venant (v. ad esempio il modello HEC-RAS).

È uno schema implicito che ha il grande vantaggio di poter usare una griglia di calcolo con passo spaziale variabile; inoltre esso è in grado di simulare la propagazione di onde a fronte ripido modificando opportunamente il coefficiente di peso temporale.

In tale schema le derivate spaziali e temporali sono valutate come medie pesate, rispettivamente, nello spazio e nel tempo di rapporti incrementali valutati fra i nodi adiacenti del perimetro della cella rettangolare (v. *figura 3.2.1*)

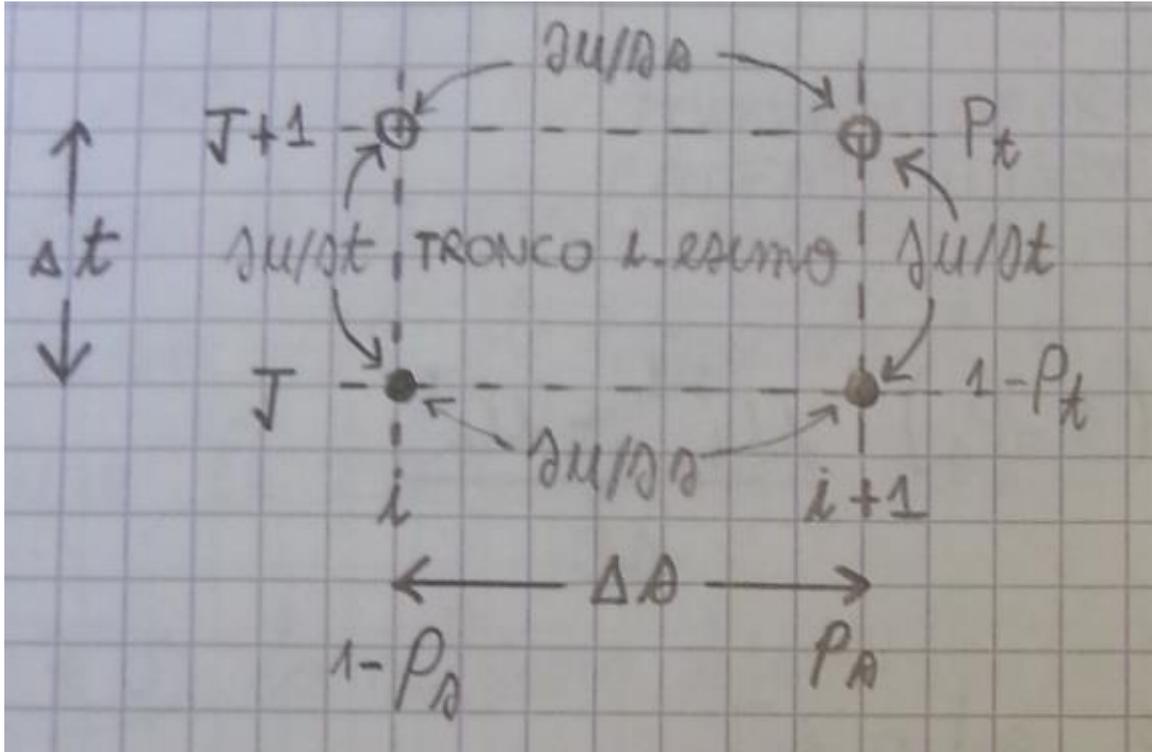


Figura 3.2.1 – Schema di integrazione numerica a quattro nodi di Preissmann [1961] (pallini pieni:variabili note, pallini vuoti:variabili incognite), in evidenza la porzione di griglia di calcolo sul piano orario relativa al tronco fluviale i-esimo (ascisse fluviale i e $i+1$) e ai due istanti temporali $j \cdot \Delta t$ (variabili dipendenti note) e $(j+1) \cdot \Delta t$ (variabili dipendenti incognite) (disegni L.Gattuso)

Introdotti i coefficienti di peso temporale p_t variabile nel range $[0,1]$ e spaziale p_x variabile nel range $[0,1]$, per la generica variabile dipendente $u(s,t)$ si ottiene con le usuali notazioni,

$$\frac{\partial u}{\partial t} \approx p_s \frac{u_{i+1}^{j+1} - u_{i+1}^j}{\Delta t} + (1 - p_s) \frac{u_i^{j+1} - u_i^j}{\Delta t};$$

$$\frac{\partial u}{\partial s} \approx p_t \frac{u_{i+1}^{j+1} - u_i^{j+1}}{\Delta s} + (1 - p_t) \frac{u_{i+1}^j - u_i^j}{\Delta s};$$

$$u \approx p_s p_t u_{i+1}^{j+1} + (1 - p_s) p_t u_i^{j+1} + p_s (1 - p_t) u_{i+1}^j + (1 - p_s) (1 - p_t) u_i^j;$$

Pesi spaziali e/o temporali pari ad uno corrispondono a schematizzazioni in avanti (forward) nello spazio e/o nel tempo. Pesi nulli corrispondono invece a schematizzazioni all'indietro (backward). Se $p_t=0$ si possono ottenere schemi espliciti (incognite nelle sole derivate temporali). Gli schemi di comune impiego adottano $p_s=0.5$, ovvero il centro della cella computazionale è centrato spazialmente, e $p_t > 0.5$, e sono impliciti e incondizionatamente stabili.

4 IDROGRAMMI SINTETICI CON TEMPO DI RITORNO ASSEGNATO

Gli idrogrammi di progetto sono usati per la progettazione degli interventi di protezione idraulica del territorio.

La difesa dalle piene interessa soprattutto il tratto medio - inferiore o di pianura del corso d'acqua.

L'aumento della capacità di portata del fiume si può ottenere tramite l'arginatura di un corso d'acqua, la ricalibratura del corso d'acqua oppure con una rettifica fluviale o drizzagno.

Invece la riduzione della portata del fiume si può ottenere invasando l'onda di piena, o una parte di essa in un serbatoio o nelle aree golenali inondabili controllate da un'opera di ritenuta (cassa di espansione).

Le arginature dei corsi d'acqua naturali sono progettate per contenere la piena di progetto (per il Po la piena duecentennale con adeguato franco di sicurezza) e svolgere l'azione resistente.

4.1 Lineamenti teorici della metodologia considerata

Degli idrogrammi di piena, anno per anno, sono stati individuati gli eventi utili all'analisi statistica; sono state digitalizzate le onde contenenti i valori massimi annui della portata al colmo e dei volumi di assegnata durata. Oltre alle registrazioni idrometriche, per ogni evento si ha a disposizione la scala di deflusso, necessaria per il passaggio dai livelli alle portate.

Per individuazione un idrogramma di progetto di assegnato tempo di ritorno a partire dall'analisi delle onde di piena storiche, si è scelto di procedere mediante un'analisi a finestra mobile.

Tale approccio si basa sull'elaborazione statistica delle massime portate medie in assegnata durata D :

$$\overline{Q}_D = \max \left(\frac{1}{D} \cdot \int_{t-D}^t Q(\tau) d\tau \right)$$

ove il massimo è calcolato rispetto a tutte le possibili finestre temporali ($t-D$, t) di ampiezza D contenute nel generico idrogramma di piena.

Le finestre temporali D derivano da un'analisi preliminare della durata della porzione più significativa degli idrogrammi di piena. Per ciascuna durata è stata anche calcolata la posizione r assunta dal picco ($r = 0 \div 1$, si veda la *figura 4.1.1*), definita come rapporto tra la frazione della finestra temporale che precede il picco (D_b) e l'intera durata considerata (D).

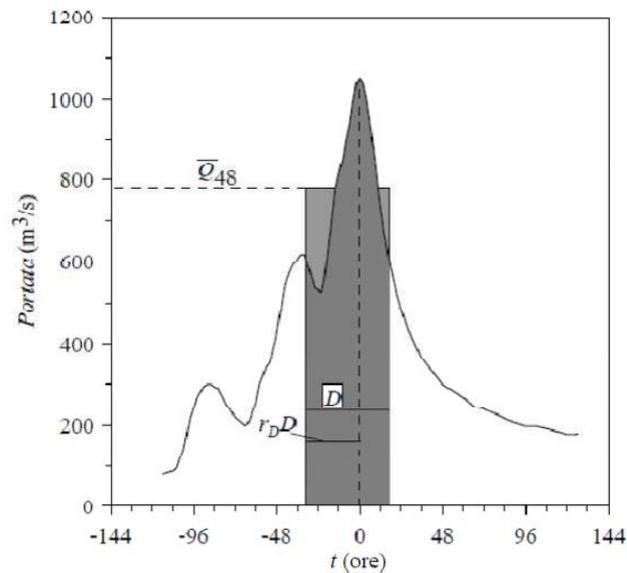


Figura 4.1.1 - Posizione del picco r.

La portata Q relativa ad una sezione fluviale è variabile nel tempo $Q(t)$, dove t indica appunto il parametro temporale del processo. La portata media in un intervallo temporale D si ottiene integrando il processo stocastico $Q(t)$:

$$Q(t;D) = \frac{1}{D} \cdot \int_{t-D}^t Q(\tau) d\tau$$

Poiché l'interesse si è concentrato sui valori estremi del processo $Q(t;D)$, si è studiata la probabilità che il valore massimo di $Q(t;D)$ non superi il valore q in un intervallo Dt :

$$P_{Q_0}(q) = \text{Prob}[\max Q(t;D) \leq q, \quad t \in (0, \Delta t)]$$

4.2 Curve di riduzione dei colmi di piena

Lo scopo delle elaborazioni statistiche consisteva nella determinazione dell'equazione della curva di riduzione dei colmi di piena, dalla quale sono stati poi ricavati gli idrogrammi di riferimento in corrispondenza dei tempi di ritorno di interesse. Tale curva rappresenta la relazione che lega la portata media alla corrispondente durata D , fissato il generico valore del tempo di ritorno T .

E' stato possibile considerare ciascun elemento, una volta normalizzato rispetto alla media del campione di appartenenza, estratto dalla popolazione dell'unica variabile casuale $Q^* = Q_d / \mu(Q_d)$.

La curva di riduzione dei colmi di piena è stata ricavata adattando all'unico campione della variabile adimensionale Q^* una funzione di probabilità, stimando la quantità $q^*(T)$ e moltiplicando tale valore per la media $\mu(Q_D)$:

$$\bar{q}_D(T) = q^*(T) \cdot \mu(\bar{Q}_D)$$

Per l'elaborazione statistica dei campioni della variabile Q^* è stata adottata la distribuzione di Gumbel; dove u e α sono i due parametri, la curva di riduzione dei colmi di piena ha quindi equazione:

$$\bar{q}_D(T) = \left\{ u - \alpha \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right] \right\} \cdot \mu(\bar{Q}_D)$$

4.3 Costruzione dell'idrogramma sintetico

Ottenuta la curva di riduzione dei colmi di piena, la costruzione dell'idrogramma sintetico è stata effettuata imponendo che la massima portata media in ciascuna durata coincidesse con quella prevista dalla curva di riduzione; la forma dell'idrogramma è stata determinata dal coefficiente esprime la posizione del picco r . L'idrogramma sintetico è stato dunque definito dalle condizioni:

$$\begin{cases} \int_{-r_D \cdot D}^0 Q(\tau; T) d\tau = r_D \cdot \overline{Q_D}(T) \cdot D \\ \int_0^{(1-r_D) \cdot D} Q(\tau; T) d\tau = (1 - r_D) \cdot \overline{Q_D}(T) \cdot D \end{cases}$$

le espressioni dei due rami dell'idrogramma $Q(t; T)$ prima e dopo il colmo sono state ottenute differenziando le eq.ni sopra rispetto alla durata D :

$$Q(\tau; T) = \frac{\frac{d}{dD} (r_D \cdot \overline{Q_D}(T) \cdot D) \Big|_{D=D(t)}}{\frac{d}{dD} (r_D \cdot D) \Big|_{D=D(t)}}; \quad t = -r_D \cdot D \quad (-r_{D_f} \cdot D_f \leq t \leq 0)$$

$$Q(\tau; T) = \frac{\frac{d}{dD} ((1 - r_D) \cdot \overline{Q_D}(T) \cdot D) \Big|_{D=D(t)}}{\frac{d}{dD} ((1 - r_D) \cdot D) \Big|_{D=D(t)}}; \quad t = (1 - r_D) \cdot D \quad (0 \leq t \leq (1 - r_{D_f}) \cdot D_f)$$

5 IL CASO DI STUDIO: IL TORRENTE ENZA

Il progetto implementato in questa Tesi di Laurea rientra nel contesto di una Convenzione-Quadro quinquennale di studio e ricerca con l'Agencia Regionale della Protezione Civile della Regione Emilia-Romagna (APC-RER), che segue l'evoluzione della situazione in stretto raccordo con l'Arpa (Agenzia Regionale per l'Ambiente), con il Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica, Ambientale e dei Materiali (DICAM) dell'Alma Mater Studiorum dell'Università di Bologna (Costruzioni Idrauliche).

Lo scopo è quello di contribuire alla trattazione tecnico-scientifica sulle esondazioni fluviali, con riferimento al caso di studio del Torrente Enza che rientra, secondo quanto riportato nell' "Allegato 1 alla Relazione Generale - Analisi dei principali punti critici" del P.A.I. (Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico, redatto a livello nazionale dall'Autorità di Bacino del Fiume Po), tra i casi ad elevato rischio potenziale per i quali è richiesta una particolare attenzione nella Flood Directive (Direttiva 2007/60/CE del Parlamento Europeo, che è un quadro per la valutazione e la gestione dei rischi di alluvione per ridurre le conseguenze negative nella Comunità).

Si collabora strettamente con quattro Province del territorio della Regione Emilia Romagna per predisporre degli scenari di allagamento utili per gestire eventuali emergenze. Risulta inoltre direttamente coinvolta anche l'Aipo (Agenzia Interregionale per il Fiume Po).

5.1 Descrizione del Bacino Idrografico e del corso d'acqua Enza

L'Enza è uno degli affluenti appenninici del fiume Po (copre l'1,3% della superficie complessiva del suo bacino).

Esso ha la sua sorgente tra il Monte Acuto (1756 m s.l.m.) e l'Alpe di Succiso (2016 m s.l.m.), in prossimità del crinale tosco-emiliano, e sbocca in Po nei pressi di Boretto (RE).

Dalla sorgente fino a Canossa il torrente si sviluppa prima in direzione nord-est, poi in prevalenza in direzione nord fino allo sbocco in pianura ove forma una conoide; successivamente prosegue arginato fino alla confluenza in Po.

L'alveo si estende per una lunghezza di circa 100 km dalla sorgente alla confluenza in Po (vedi figura 5.1.1)

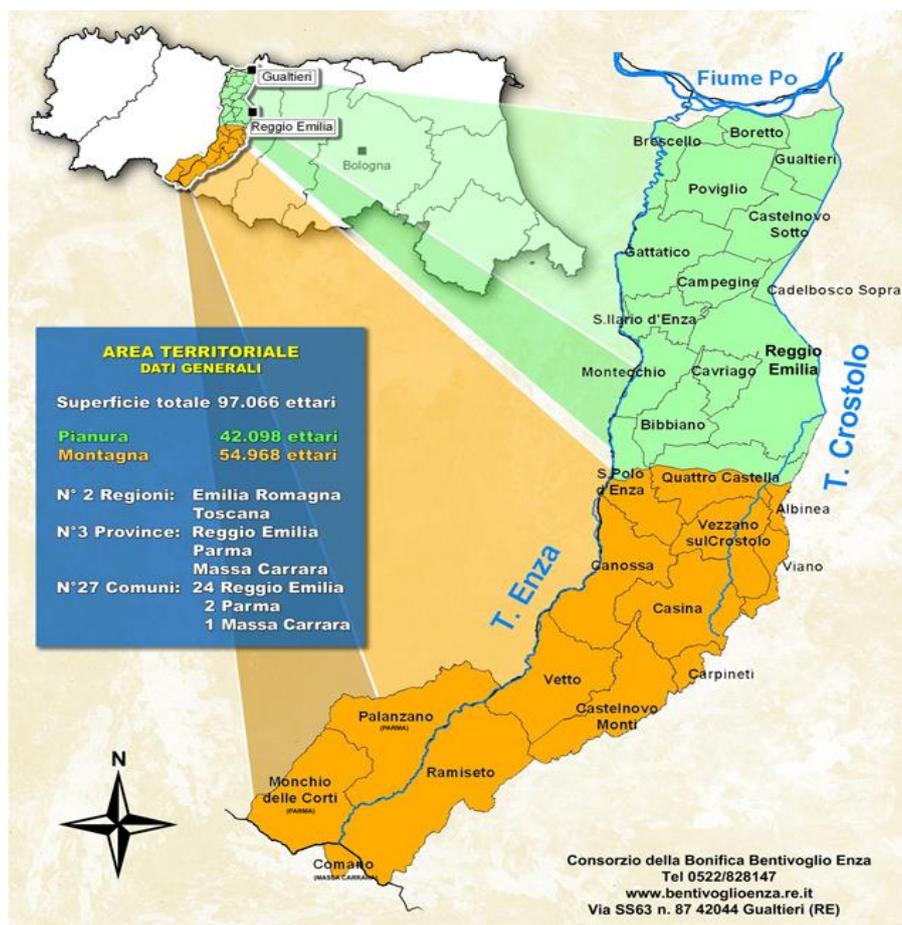


Figura 5.1.1 - Orografia del bacino idrologico dell'Enza.

Il territorio è molto diversificato dal punto di vista morfologico, con zone di fondovalle a quote di 170 m slm e zone montane a 200 m slm.

Nel bacino sono presenti alcuni laghi, tra i più importanti naturali spiccano i laghi Ballano e Verde, mentre quelli è noto il lago artificiale Padulli (poco a valle della sorgente dell'Enza).

Sono anche presenti alcuni invasi artificiali che alimentano diverse centrali idroelettriche.

I suoi principali affluenti sono il Cedra, il Lonza, il Tassobbio, ed il Termina.

La sua superficie totale è pari a 97066 ettari, suddivisi in 42098 ettari di Pianura e 54968 ettari di Montagna.

Il fiume attraversa due regioni (Emilia Romagna e Toscana), tre provincie (Reggio Emilia, Parma e Massa Carrara) e 27 comuni (24 in provincia di Reggio Emilia, 2 in provincia sui Parma e 1 in provincia di Massa Carrara).

All'interno del bacino vi sono vari settori con tratti di alveo in erosione, questo a seguito di una situazione di evoluzione; una evidente anomalia è la non simmetria tra la parte in destra idraulica e quella in sinistra.

In merito alla idrologia del bacino dell'Enza, si può analizzare il regime meteorico del bacino del fiume. Da anni di misurazioni in continuo si è in grado di affermare che il regime meteorico è di tipo "sublitoraneo - appenninico". Generalmente quindi, durante l'anno si hanno due massimi precipitazione, uno nella stagione primaverile e l'altro, il massimo assoluto, nella stagione autunnale.

Da una analisi dei deflussi si nota che, diversamente da quanto accade per gli afflussi, il massimo assoluto si ha nella stagione primaverile.

Questo accade dato che le precipitazioni autunnali ed invernali sono a carattere prevalentemente nevoso. Il ritardo quindi è imputabile allo scioglimento primaverile del manto nevoso.

Nel tratto a monte di Montecchio Emilia non sorgono criticità per potenziale esondazione; infatti i dissesti sono limitati a cospicue erosioni spondali e a fenomeni erosivi del fondo dell'alveo.

Il restante tratto l'assetto morfologico del torrente è determinato dalla presenza delle casse d'espansione a valle di Montecchio e dalle arginature continue estese fino al Po.

In figura 5.1.2 è raffigurata un opera sul Torrente Enza:



Figura 5.1.2 – Partitore delle portate sul torrente Enza che divide le portate tra le provincie di Parma e di Reggio Emilia.

Nel bacino dell'Enza la stazione di misura di Sorbolo è la sola che dispone di valori storici di portate di piena significativi (osservazioni dagli anni 1935 al 1958).

Il maggiore evento che ha colpito il bacino idrografico dell'Enza è quello del 1972 avvenuto in Settembre, caratterizzato da una intensità di 400mm (tra Padulli e Succiso).

Nella sezione di Sorbolo la portata massima valutata è stata di 436 m³/s e si sono avute sia tracimazioni sia allagamenti.

Si procede all'inserimento delle sezioni in Hec-Ras: inizialmente si prende un andamento planimetrico del corso d'acqua rettilineo e verrà poi sostituito con quello estratto da Gis.

Il rilievo delle sezioni è stato eseguito dall'Aipo nel 2011.

Le ortofoto (foto aeree) sono state desunte dal sito internet Bing che possiede un fornito database di immagini con una risoluzione molto più spinta di Google Earth.

Alle casse di espansione sono asservite delle traverse, ove quest'ultima è una trave di ripartizione con luci sotto e sopra la sezione è ovoidale rendendo possibile lo stramazzo e serve per il rigurgito della parte a monte che permette di invasare acqua nelle casse. E' inoltre presente uno stramazzo di ingresso cassa. Sono presenti nei pressi di Montecchio due casse fatte nello stesso modo, con l'opera fornita di ingresso cassa, troppo pieno ed opera trasversale sul corso d'acqua.

I file Excel (.xls) forniti dall'Aipo contengono, per ogni sezione trasversale la progressiva chilometrica (ascissa curvilinea), vari dati di inquadramento (su capisaldi) e il dettaglio della topografia della sezione (ovvero è data la progressiva sulla traccia).

Nel file Excel sono indicate le coordinate DX-EST, DX-NORD, SX-EST, SX-NORD che sono la traccia orizzontale della sezione rilevata ed è fornita anche la latitudine e la longitudine dell'intersezione con l'asse fluviale.

Il sistema di riferimento che ci interessa non è il quello geografico ma bensì il sistema cartografico UTM_WGS84 (o ED50): 32N.

Solitamente lo zero coincide con l'origine dell'asse fluviale, è il sistema di riferimento monodimensionale che segue il thalweg (ovvero l'asse del corso d'acqua).

5.3 *Sistema di Opere*

In questo paragrafo sono presentate le casse di espansione a difesa dalle inondazioni del Torrente Enza e le opere presenti per il collegamento per l'alimentazione e lo scarico degli invasi con il corso d'acqua (v. *figura 5.3.1*).

Sono riportati solamente i dati delle opere riferiti alla Cassa di Monte, dato che sono gli unici disponibili.

Dato che i manufatti afferenti alla Cassa di Valle sono analoghi, sono state prese le stesse dimensioni dei manufatti della Cassa di Monte e si sono abbassate tali opere secondo la pendenza del fondo (dato noto dalla conoscenza del rilievo topografico del corso d'acqua).



Figura 5.3.1 – Particolare di una delle Casse di Espansione del Torrente Enza dopo una piena.

5.3.1 Le casse di Espansione del Torrente Enza

A difesa dalle inondazioni del torrente Enza, nella zona a valle di Montecchio Emilia sono presenti due casse di espansione: la cassa di monte ha un volume di circa 8 milioni di metri cubi, mentre valle di 3 milioni di metri cubi, per un totale complessivo di 11 milioni di metri cubi.

A presidio di queste opere è presente un trittico di manufatti composto da trave ovioidale, sfioro di ingresso cassa ed opera di restituzione delle portate in alveo (v. *figura 5.3.1.1*).

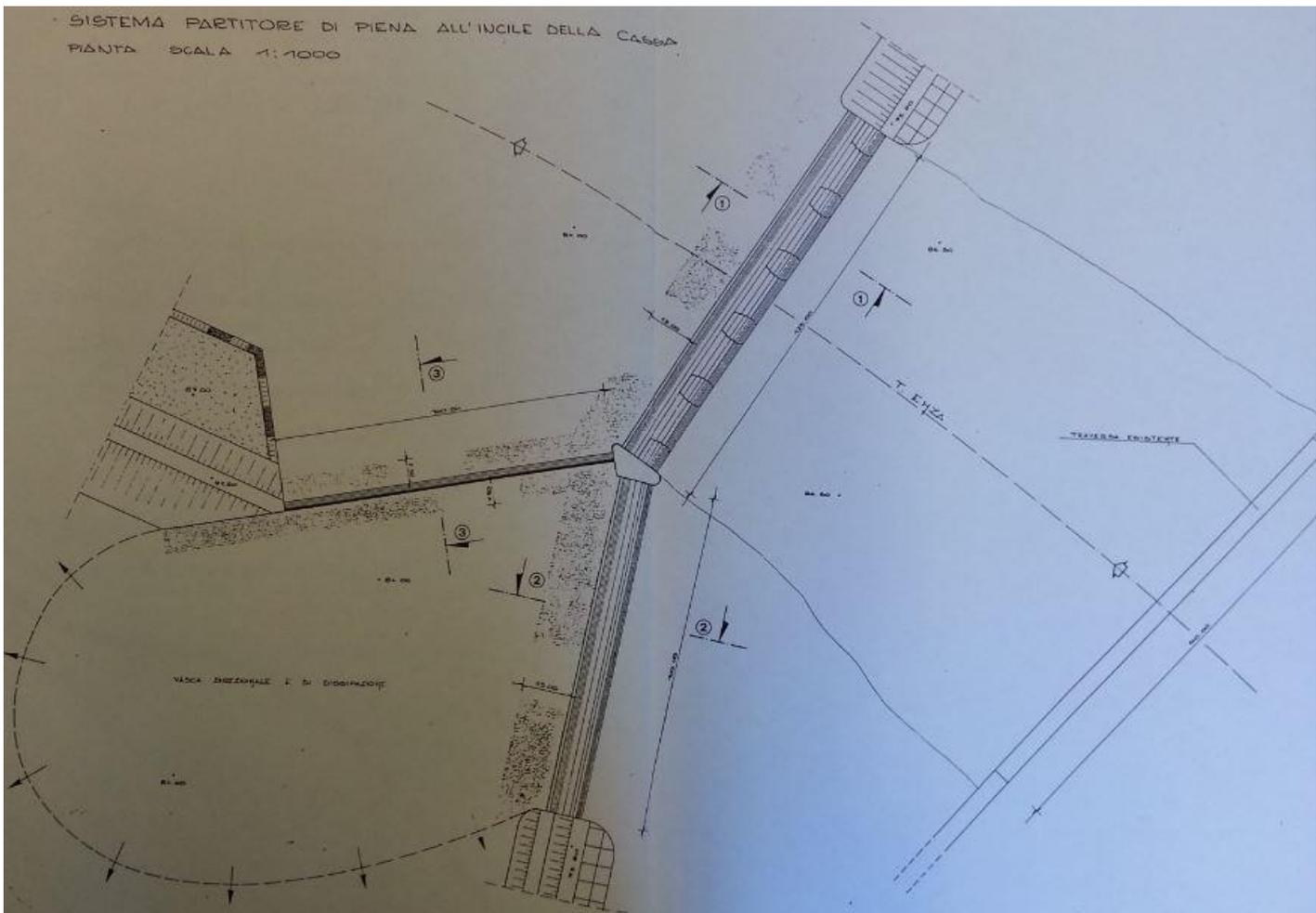


Figura 5.3.1.1 – Sistema partitore di piena all'incile della cassa di espansione

Si è provveduto a modulare nel software Hec-Ras la geometria delle casse ed il loro comportamento (v. *figura 5.3.1.2*).

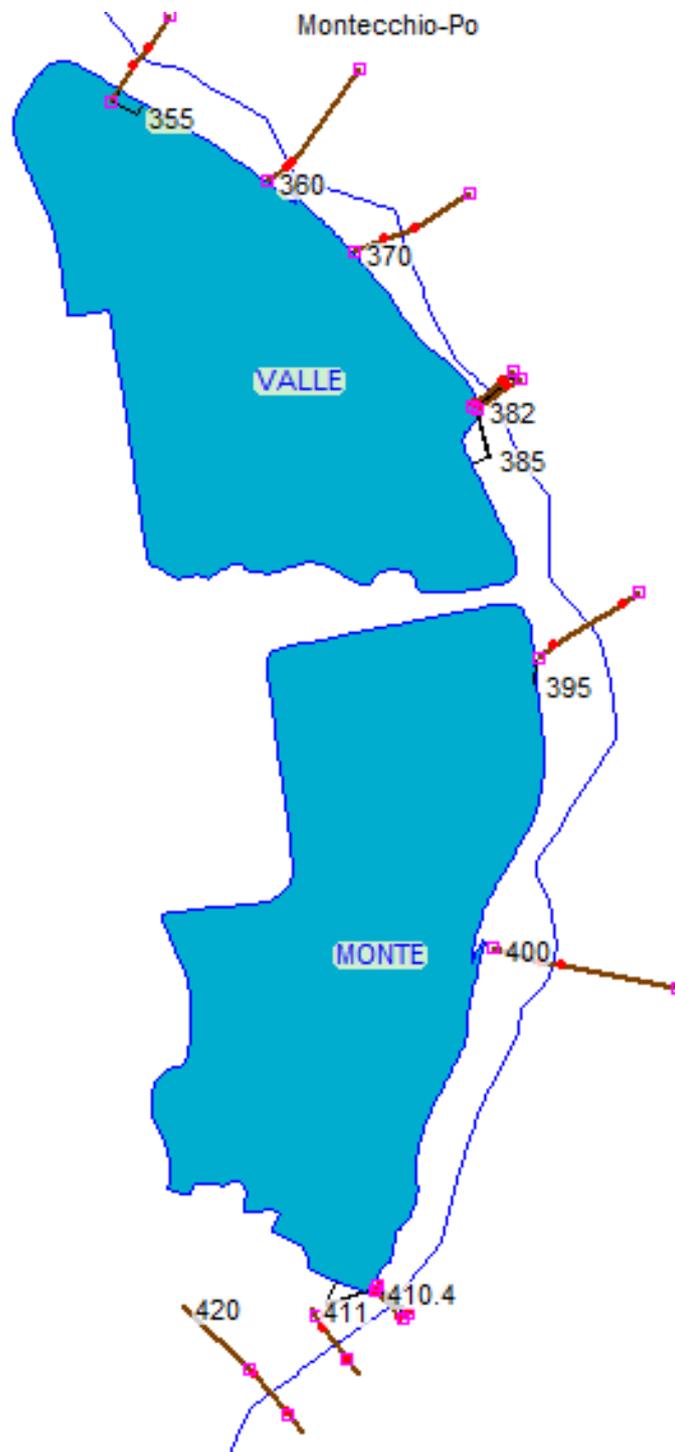
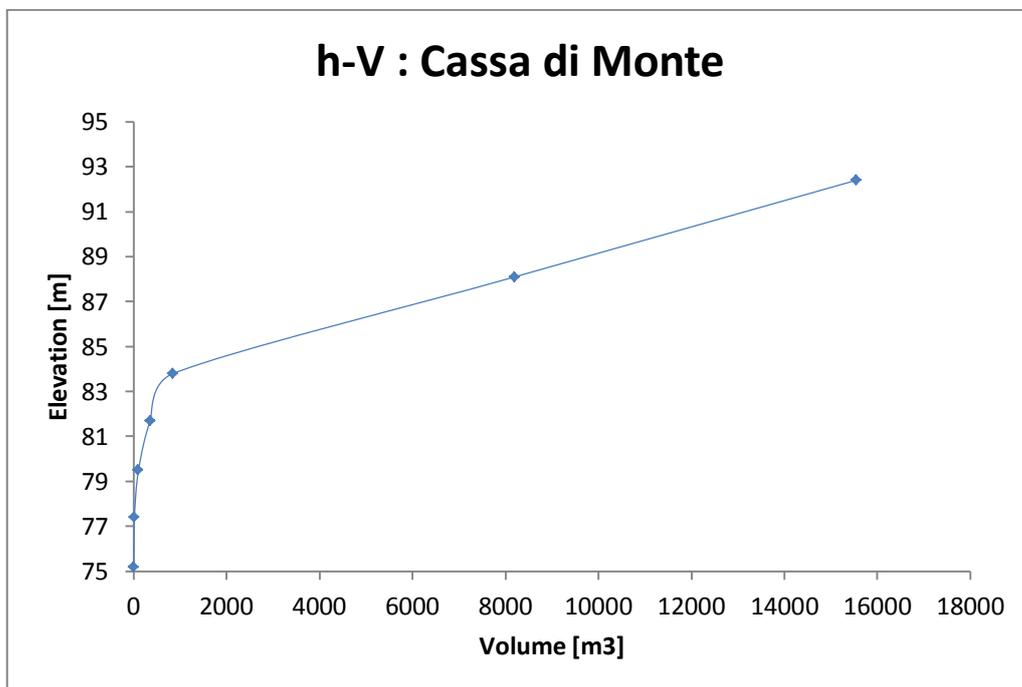


Figura 5.3.1.2 – Sulla Per quanto attiene l’inserimento delle casse in Hec-Ras è necessario fornire dei dati in Steady Flow Data, cliccando in Option e si inseriscono i dati richiesti in Storage Area Elevation.

Le curve Livelli - -Volumi ricavate dal DEM (dato che si credeva fosse il più certo in assoluto dato che viene dalla Topografia, ovvero da un GIS) sono risultate non corrette, diverse di ordini di grandezza da quelle di Tesi Castellarin (v. *figura 5.3.1.3*).

Si è deciso di operare eseguendo una interpolazione lineare prendendo valida la curva ricavata dal DEM solo nella prima parte (per cassa monte) mentre per cassa valle si è deciso di utilizzare una semplice retta per descrivere il legame Volume – Livello; questo significa che stiamo assumendo che la pianta della cassa di espansione non cambi con il livello, mentre nella realtà cambia perché c'è un minimo di inclinazione, ma per il nostro interesse questo è indifferente perché arrivati alla quota di 88.1 m slm (quota di massimo invaso) la cassa di espansione (di monte) invasa 8.2 milioni di m³.



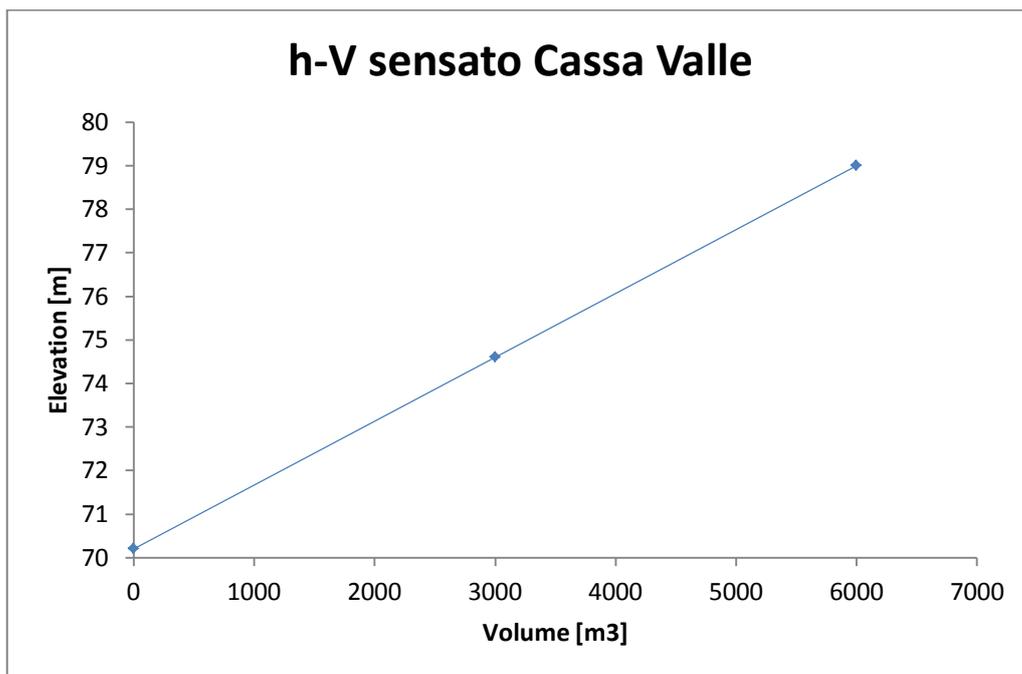
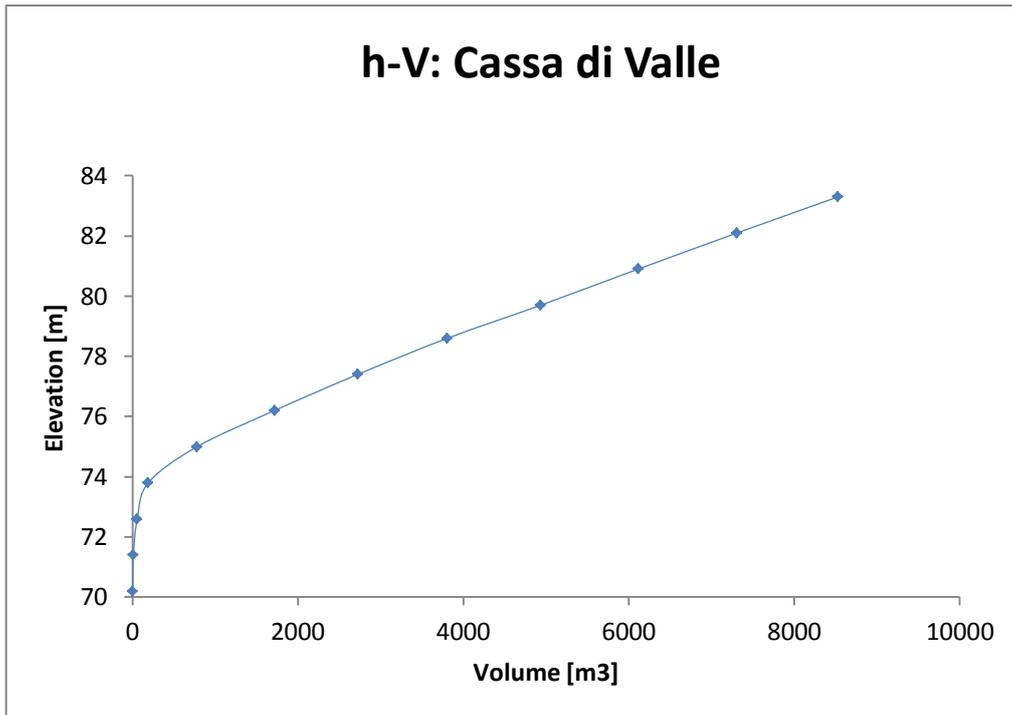


Figura 5.3.1.3 – Alto: è rappresentata la Curva Volume - Altezza idrica cassa monte; Centro: è rappresentata la Curva Volume - Altezza idrica cassa valle (grafico ricavato da DEM a 30 m, questo ha fornito risultati erranei di ordini di alcuni grandezza); Basso: è rappresentata la Curva Volume - Altezza idrica cassa valle (grafico ricavato da interpolazione, da dati reali tesi Castellarin)

5.3.2 *Opere di difesa idraulica sul torrente Enza presentazione del sistema di casse di espansione presso Montecchio Emilia*

Il progetto di massima originario prevedeva sei casse di espansione, per un volume complessivo compreso tra 24 e 16 milioni di metri cubi, in grado di laminare le onde di piena centennali, rilasciando una portata a valle, rispettivamente, di 450 e 550 metri cubi al secondo.

Il 17 Luglio 1981 è stata approvata l'esecuzione di tre delle sei casse di espansione originarie (IV, V e VI del primo progetto) per un volume complessivo di 11 milioni di metri cubi. Fermo restando il volume complessivo, le tre unità sono infine divenute due con il progetto esecutivo del Marzo del 1985, nel quale IV e V cassa sono state accorpate nella cosiddetta Cassa di Monte, con notevoli vantaggi dal punto di vista economico.

La Cassa di Monte e la Cassa di Valle, riportate nella *figura 5.3.2.1*, sono poste in corrispondenza della sponda sinistra del torrente Enza, sono stati ricavati internamente ad un'ansa naturale del fiume in prossimità di Montecchio Emilia ed inseriti in un più ampio contesto di valorizzazione naturalistica della zona.

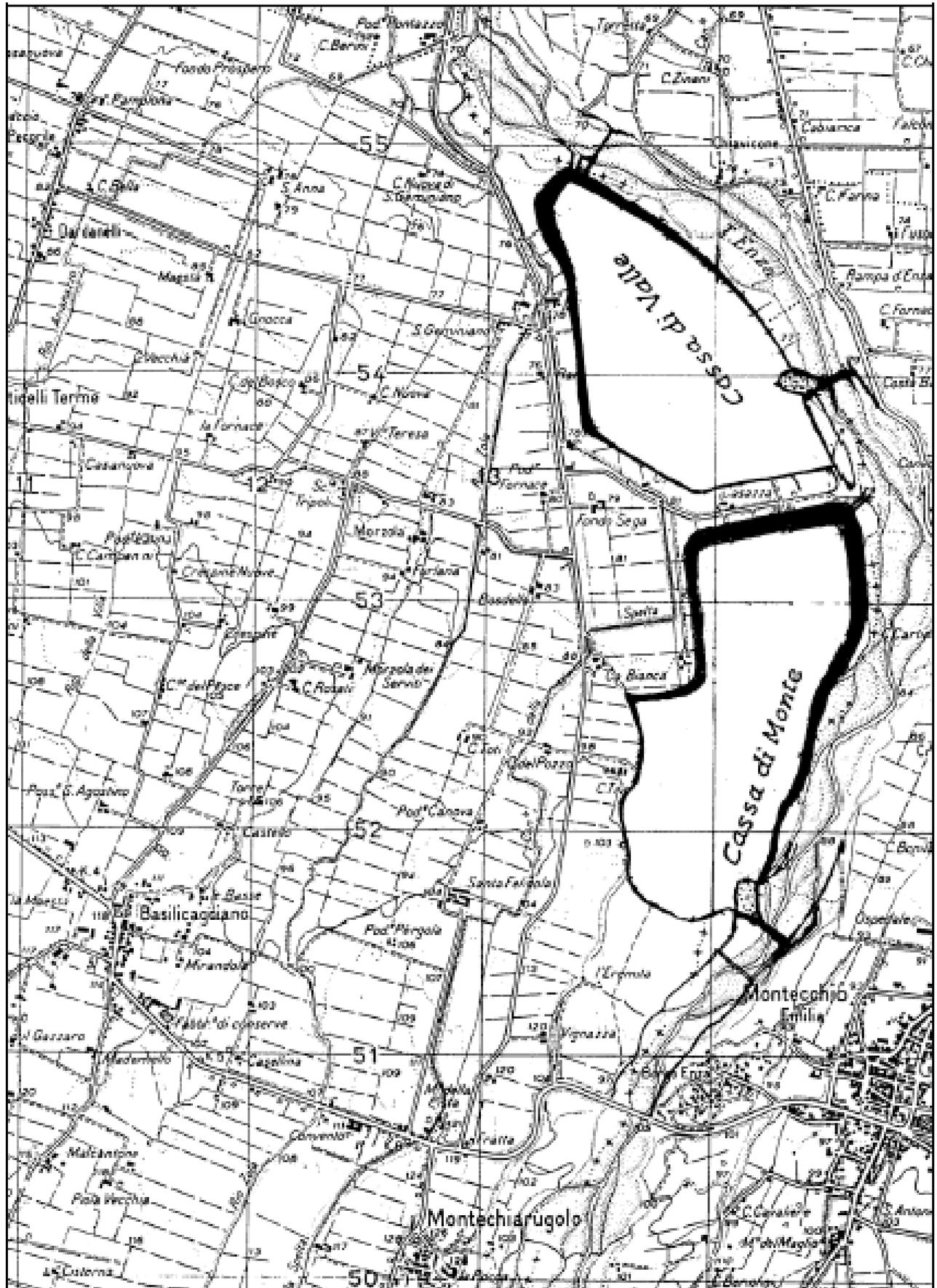


Figura 5.3.2.1 – Planimetria storica di Cassa di Monte e di Cassa di Valle.

Come mostrato dalla figura, tratta dalla *tesi di laurea del prof. Castellarin (Anno Accademico 1995-1996)*, l'impronta dell'argine aumenta man mano che ci sposta verso valle, questo perché normalmente la pendenza dell'argine è fissata in 1:5 lato campagna (chiaramente dall'immagine non è facile distinguere lato campagna-lato fiume perché è in condivisione) quindi se l'argine è alto 1 metro va fatto largo 5 metri.

Quindi in corrispondenza della traversa l'argine è alto circa quanto l'argine lato fiume ed andando verso valle questo sale quindi cresce e in figura si vede molto bene il fatto che si allarga l'impronta di conseguenza (v. *figura 5.3.2*).

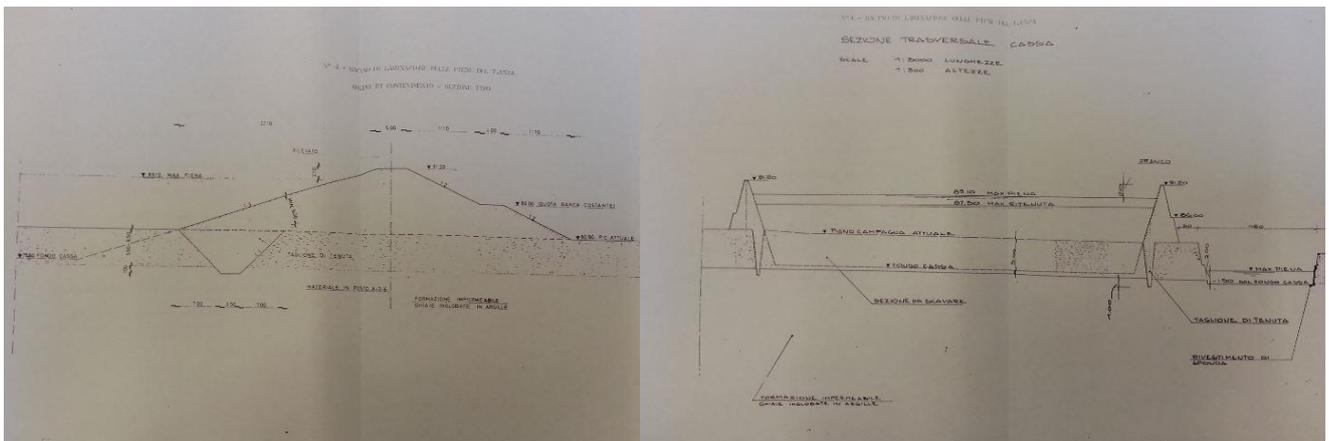


Figura 5.3.2.2 – Sinistra: Argini di contenimento (sezione tipo); destra: Sezione trasversale cassa di espansione.

Georeferenziando questa carta avremo dei poligoni da digitalizzare per estrarre le curve dal modello digitale delle quote del terreno (DTM).

L'ingresso cassa (v. *figura 5.3.3*). è situato a circa un chilometro dal ponte stradale di Montecchio e fa parte di un complesso sistema di partizione delle portate di piena, che si compone di tre elementi: una trave a sezione ovoidale di partizione delle portate di piena (v. *figura 5.3.4*)., in arrivo da monte, collocata sull'alveo del torrente circa 150 metri a valle di una traversa rettangolare di precedente realizzazione, uno stramazzo di ingresso cassa (v. *figura 5.3.5*). ed uno sfioro di

troppo pieno (v. figura 5.3.6).

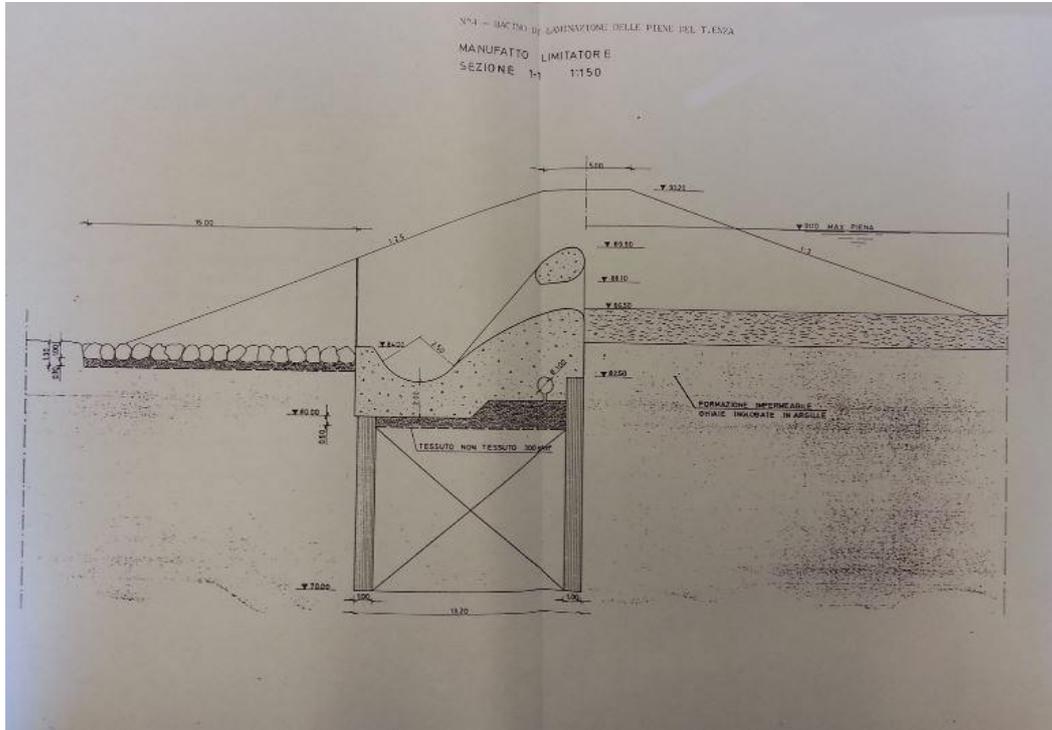


Figura 5.3.2.3 – Manufatto limitatore (trave ovoidale).

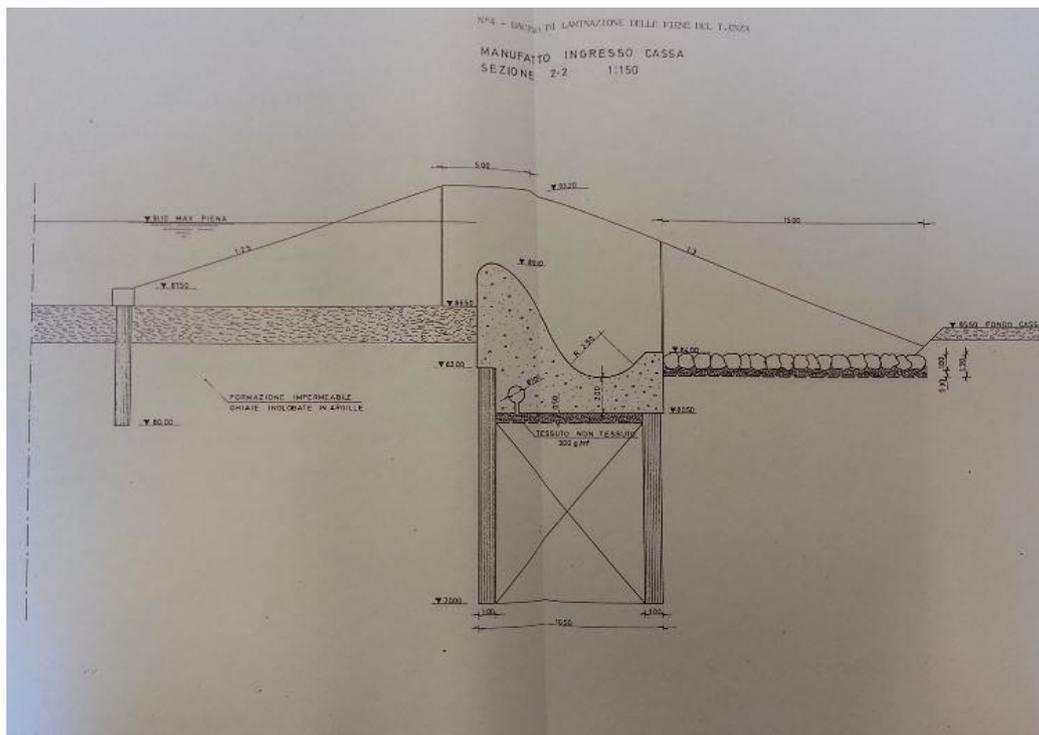


Figura 5.3.2.4 – Manufatto ingresso cassa.

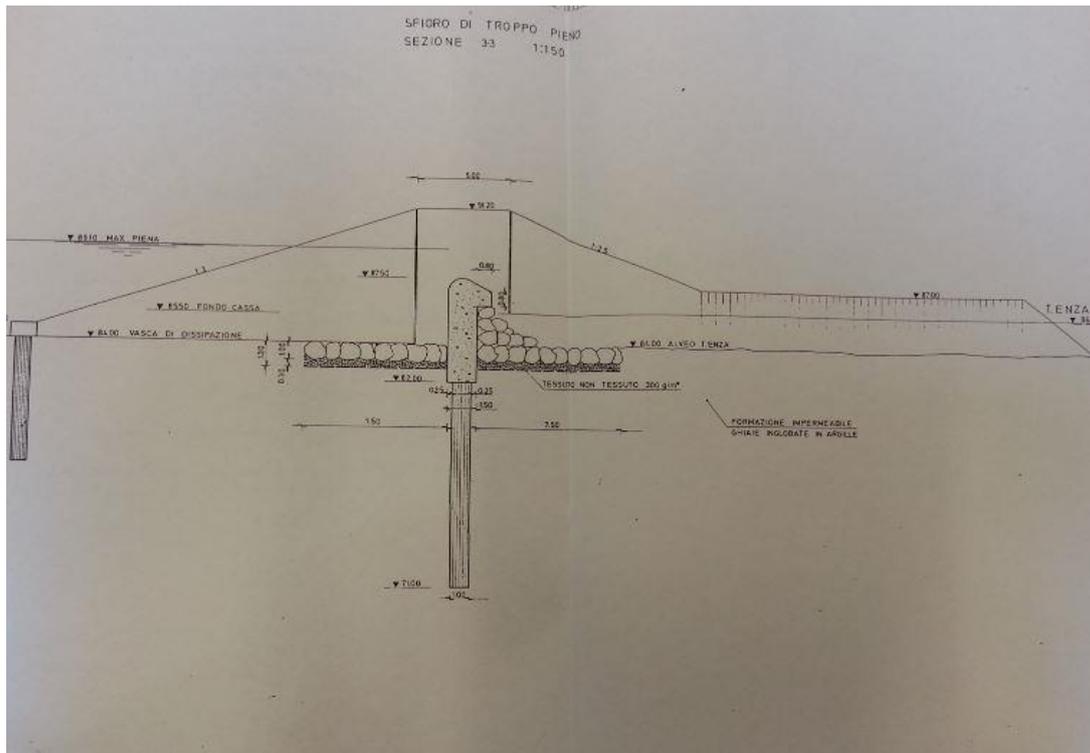


Figura 5.3.2.5 – Sfioro di troppo pieno.

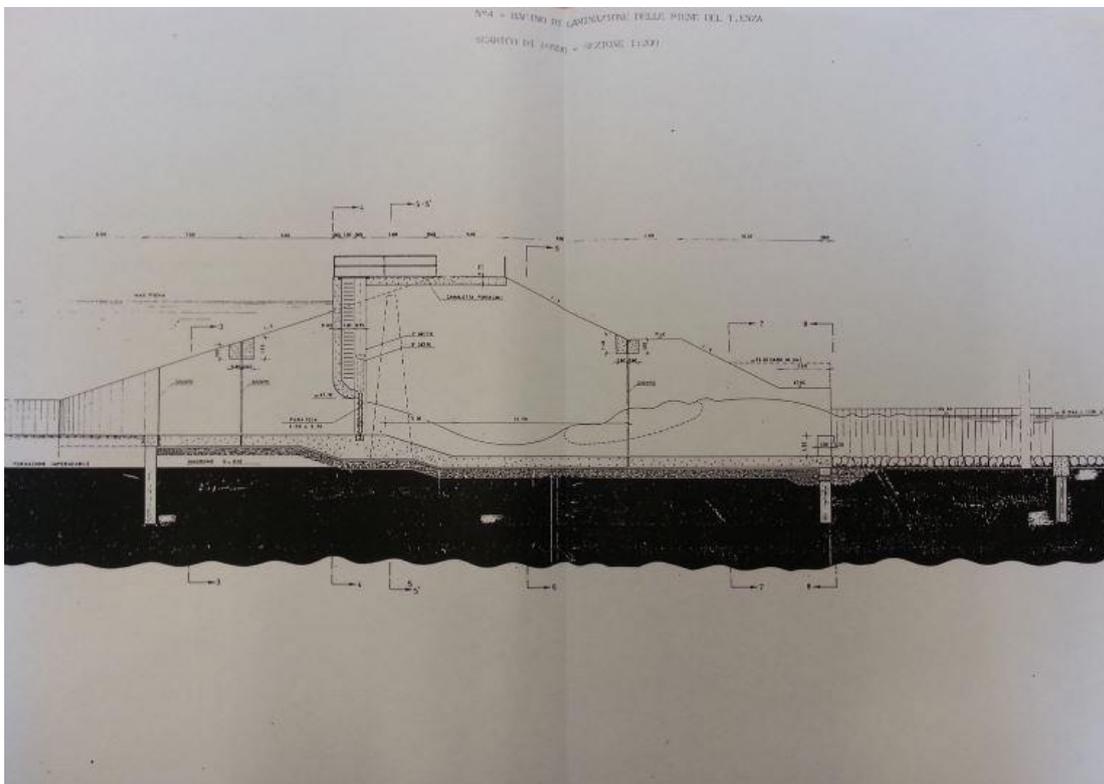


Figura 5.3.2.6 – Scarico di fondo

Lo svuotamento della cassa di espansione avviene attraverso una luce di fondo, le cui dimensioni consentono portate dell'ordine dei 70 m³/s, relativamente alla quota di massimo invaso (88.10 m s.l.m.). Lo scarico di fondo è dotato di paratoia mobile ed ha dimensioni di 2.5 m di larghezza per 2.7 m di altezza (paratoia completamente aperta).

Tali dimensioni dello scarico di fondo sono utilizzate per raffigurare il thalweg.

Nonostante la possibilità di variare le dimensioni della luce di scarico, offerta dalle caratteristiche costruttive del manufatto, una volta eseguite le prove di collaudo lo svuotamento della cassa avverrà senza modificare l'assetto della paratoia, facilitando così la gestione della cassa a spese però della funzionalità della stessa.

Gli argini di contenimento sono realizzati in materiali a bassissima permeabilità provenienti dal cappellaccio superficiale, dai residui dell'attività estrattiva e dalle alluvioni superiori più antiche, costituite da materiali misti (argille limi e ghiaie). A miglioramento dell'impermeabilizzazione del sistema ed onde scongiurare pericoli di sifonamento, le arginature possiedono un taglione (costituito dagli stessi materiali) immerso per almeno un metro all'interno di una formazione a matrice argillosa, praticamente impermeabile, posta a circa cinque metri di profondità rispetto al piano di campagna.

I principali dati caratteristici della cassa di monte sono:

- Quota di massima ritenuta=86.50 m s.m. (coincide con il troppo pieno)
- Quota di massimo invaso=88.10 m s.m.
- Superficie di specchio liquido al massimo invaso= $1.10 \cdot 10^6 \text{ m}^2$
- Massimo volume di invaso= $8.20 \cdot 10^6 \text{ m}^3$
- Quota della sommità arginale=90.20 m s.m.
- Lunghezza del manufatto limitatore=100 m
- Larghezza totale delle luci di fondo del manufatto limitatore=62.5 m
- Altezza delle luci di fondo=1.6 m
- Altezza trave limitatrice=2.0 m
- Lunghezza sfioro ingresso cassa=120.0 m
- Lunghezza dello sfioro di troppo pieno=80.0 m
- Sommità della trave limitatrice=90.10 m
- Sommità dello sfioro di alimentazione della cassa=88.90 m (alimenta la cassa)
- Sommità dello sfioro di troppo pieno=86.50 m
- Dimensioni della luce dello scarico di fondo= $2.5 \cdot 2.7 \text{ m}^2$

Dal progetto, le equazioni che descrivono il funzionamento del manufatto limitatore (trave ovoidale) nelle tre successive modalità di funzionamento, luce libera, luce a battente e sfioro, in funzione del carico specifico H, sono:

- Q luce libera= $m_1 \cdot B \cdot (2g)^{1/2} \cdot H^{3/2}$, $m_1=0.4$, $B=62.5\text{m}$
- Q battente= $m_2 \cdot 1.6B \cdot (2g H)^{1/2}$, $m_2=0.6$, $B=62.5\text{m}$
- Q sfioro= $m_3 \cdot L \cdot (2g)^{1/2} \cdot (H-3.6)^{3/2}$, $m_3=0.5$, $L=100\text{m}$

Queste sono le scale di deflusso che legano la portata alla altezza in funzione delle condizioni di funzionamento.

Le leggi sono rappresentate in *figura 5.3.2.7* e *figura 5.3.2.8*:

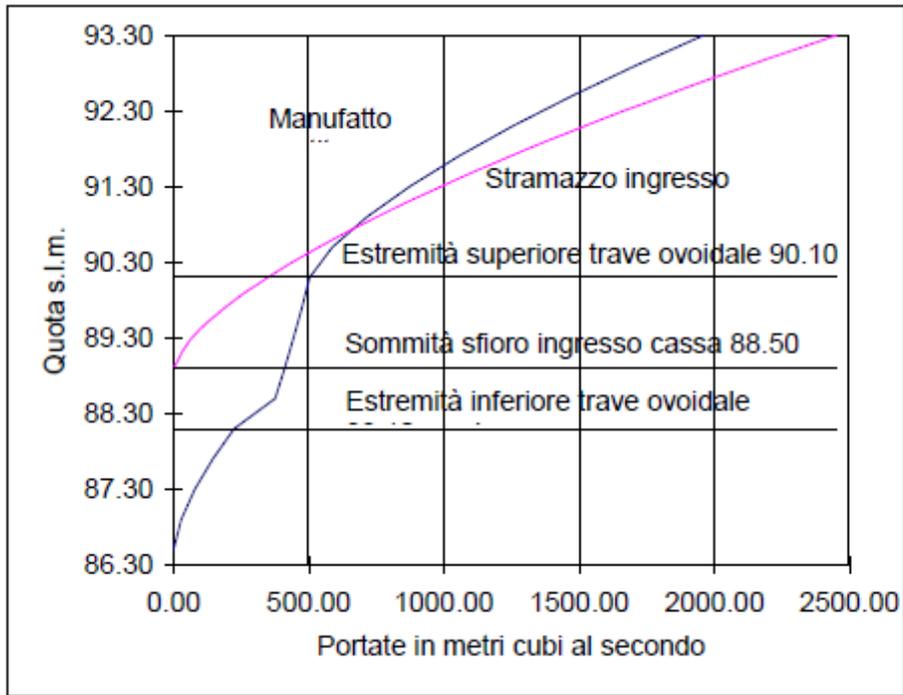


Figura 5.3.2.7 – Relazioni Q -h della trave ovoidale e dello stramazzo di ingresso cassa.

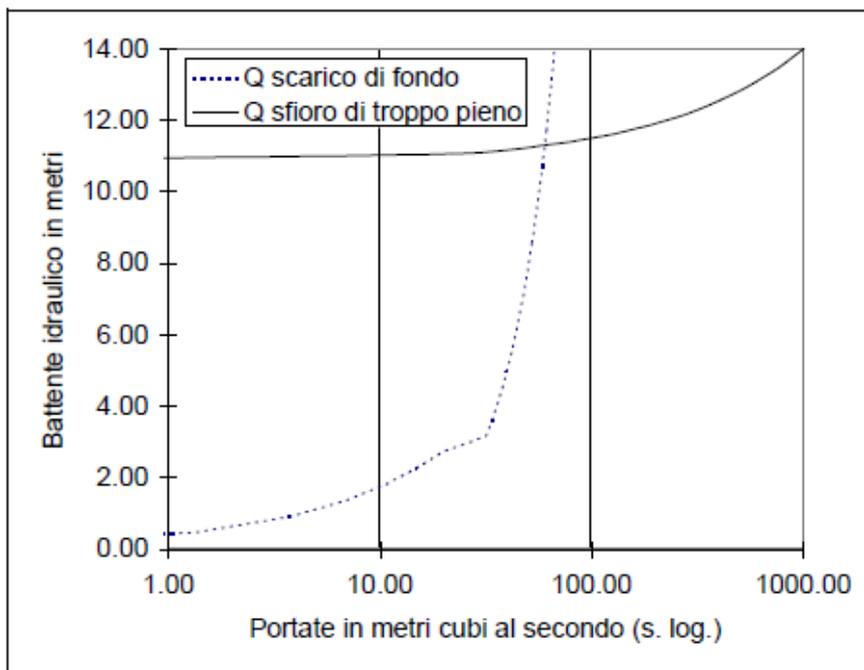


Figura 5.3.2.8 – Relazioni Q - h dello scarico di fondo e dello sfioro di troppo pieno.

Mentre invece le informazioni di cui si dispone, riguardo alla Cassa di Valle, sono molto meno dettagliate di quelle relative alla Cassa di Monte. Per la sua descrizione si dispone infatti della planimetria generale, dalla quale è stata tratta la geometria di massima del sistema e la posizione dei manufatti partitori e dello scarico di fondo, oltre alla curva dei volumi della cassa (volume di massimo invaso della Cassa di Valle: 2.8 milioni di m³), che ha permesso di ricavare il legame tra il livello del pelo libero in cassa e la superficie dello specchio liquido, introdotto nel modello, come già fatto per la Cassa di Monte, per la descrizione dell'accumulo nell'invaso (vedi *figura 5.3.2.9*).

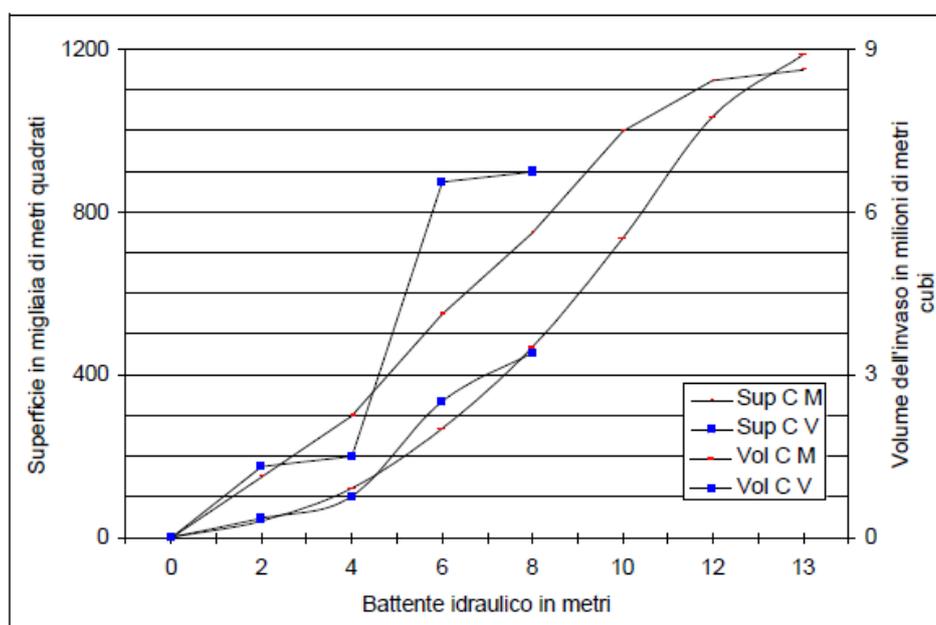


Figura 5.3.2.9 – Andamento dei volumi di invaso e delle superfici dello specchio liquido in funzione del battente idraulico.

Nella *figura 5.3.2.10* è tracciato lo schema utilizzato per la descrizione della Cassa di Monte e la Cassa di Valle, segnalando i diversi punti-Q e punti-h.

I vari rami sono così articolati con una schematizzazione a rete:

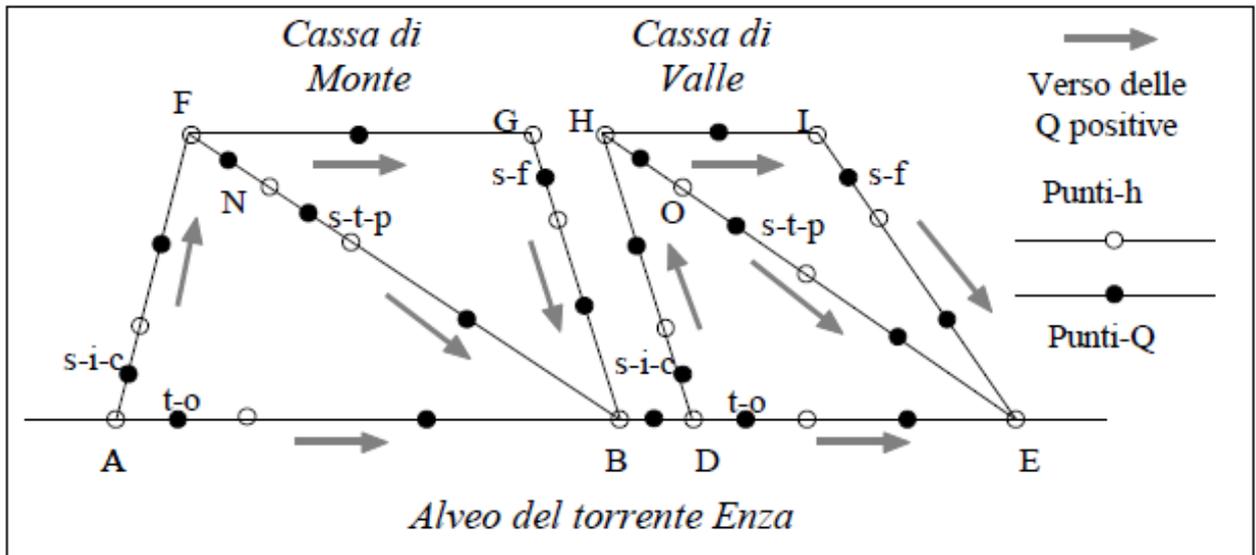


Figura 5.3.2.10 – Schema del sistema di casse di espansione in pianta.

Da A ad E in orizzontale è raffigurato l'alveo del torrente Enza poi ci sono diversi rami che schematizzano le casse d'espansione di monte e valle.

In ramo AF l'acqua entrava se si superava un certo livello con la legge del s-i-c (sfioro/scarico di ingresso cassa) e il volume idrico si accumulava nei due nodi F e G (deputati ad accumulare volume idrico).

Il ramo FB rappresenta uno s-t-p (scarico di troppo pieno): è un ramo di collegamento fittizio che serve solo a simulare lo scarico di troppo pieno quando si supera in F un certo livello entra in funzione il ramo FB, altrimenti no.

Il ramo GB invece rappresenta lo s-f (scarico di fondo).

Stessa cosa avviene per la Cassa di Valle.

Descrivendo le leggi da inserire in s-i-c e in s-t-p si riesce a modellare il funzionamento della Cassa di Valle, visto che per lo s-f si fa lo stesso thalweg della Cassa di Monte.

Nella tesi del prof. Castellarin si è realizzato un modello Afflussi-Deflussi per

simulare un evento di piena storico (avvenuto nel 1972). Prendendo spunto da tali simulazioni Afflussi-Deflussi si vedono le Q e per evento del 1972 sono presenti dati di allagamento e dati relativi al livello idrometrico massimo si estrapolano delle coppie portate-livelli utili a calibrare il modello idraulico che verrà realizzato nella presente Tesi.

Si ricavano quindi in riferimento all' evento del '72 dei valori di scabrezza.

Nella cassa l'acqua è ferma e quindi non serve inserire la scabrezza, mentre nel corso d' acqua va calibrato questo parametro per cui si entra con una portata e si ha una referenza di livello più a valle nel corso d'acqua e poi si verifica se entrando con una portata fissata si riesce a ottenere gli andamenti idrometrici osservati in termini di livello. Se questo è possibile allora la scabrezza è quella corretta, mentre in caso contrario la scabrezza va modificata fino a che non collimano i livelli noti a valle.

Non è ancora certo che il modello verrà calibrato in riferimento all'evento di piena del 1972 dell'Enza perché con eventi di piena più recenti sicuramente è più interessante.

6 PREDISPOSIZIONE DI UN MODELLO NUMERICO-IDRAULICO DI MOTO VARIO DEL TORRENTE ENZA

Uno degli obiettivi della Tesi è la realizzazione di un modello numerico-idraulico monodimensionale (quasi-bidimensionale) di moto vario del Fiume Enza, attraverso il quale schematizzare diversi scenari di rotta arginale che consentano una accurata quantificazione del livello di pericolosità idraulica associata a fenomeni di inondazione fluviale.

6.1 Modello HEC-RAS

Il modello monodimensionale permette di simulare la propagazione di un'onda di piena con tempo di ritorno assegnato (nel nostro caso scelto pari a duecento anni) lungo un tratto del Torrente Enza di circa 24 km, che si estende tra la sezioni di Montecchio Emilia e la foce in Po (v. figura 6.1.1).

I dati utilizzati sono stati il rilievo dell'anno 2011, reso disponibile da AIPO. L'onda di piena di progetto scelta viene definita sulla base delle stime delle portate di piena fornite dall'Autorità di Bacino del Fiume Po (AdB-Po) nell'ambito della "Direttiva sulla piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica", parte integrante del Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico. La portata al picco duecentennale, per la quale sono state progettate le arginature dell'Enza, è valutata a valle di Montecchio Emilia, in $570 \text{ m}^3/\text{s}$.

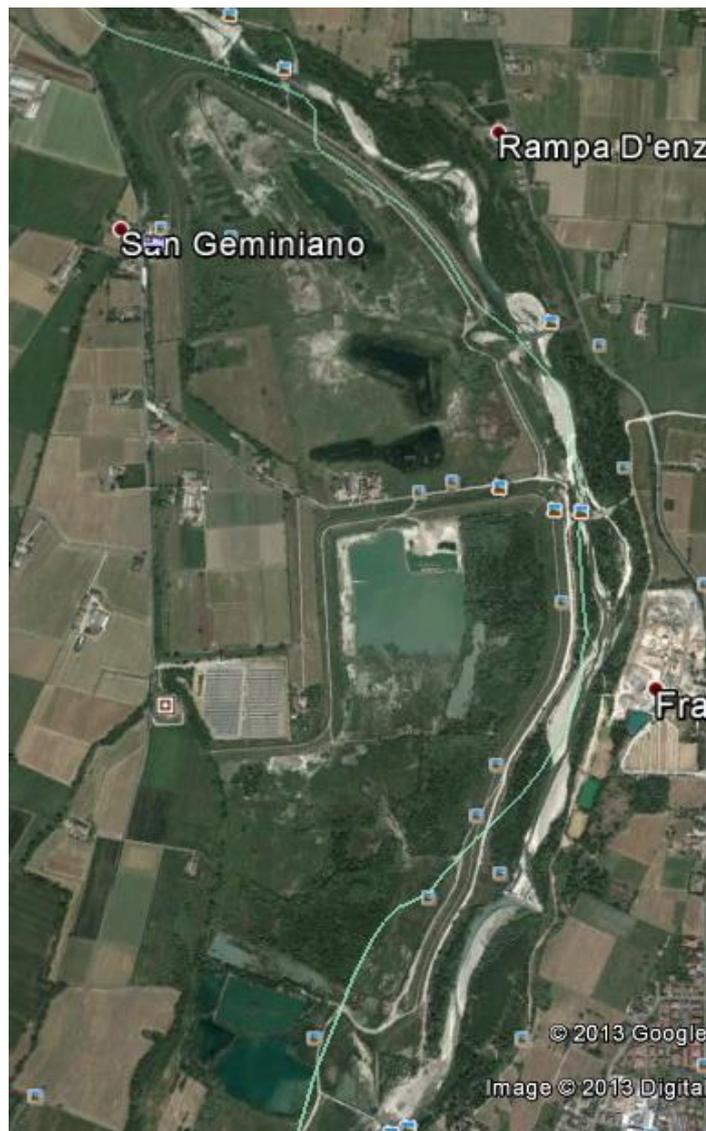
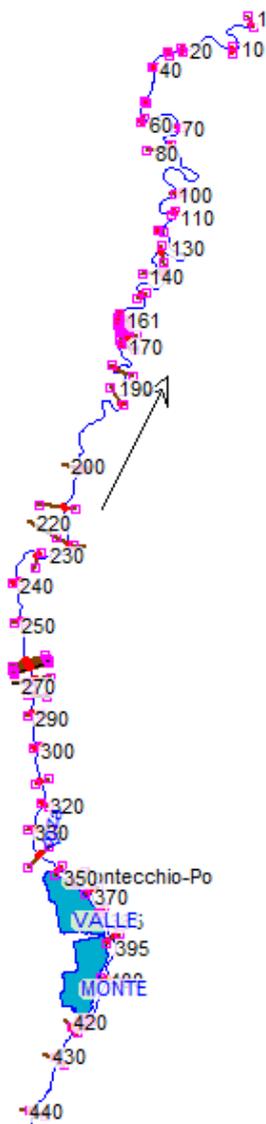


Figura 6.1.1 – Tratto di planimetria del Torrente Enza tratta da Hec-Ras sulla sinistra, e ortofoto di Google Earth sulla destra.

Caratteristica peculiare del tratto di corso d'acqua considerato è quella di essere contraddistinto dalla presenza di due importanti invasi di laminazione, le casse di espansione di Montecchio Emilia (RE). L'evento di piena associato al tempo di ritorno di 200 anni in arrivo al sistema di casse d'espansione a Montecchio Emilia subirà una laminazione per mezzo dell'invaso, ottenendo così l'idrogramma dell'onda laminata, che costituisce l'evento di interesse per la valutazione della pericolosità idraulica in prossimità dell'abitato di Sorbolo a Levante (RE), nodo particolarmente significativo in corrispondenza del ponte della ferrovia(v. figura

6.1.2).

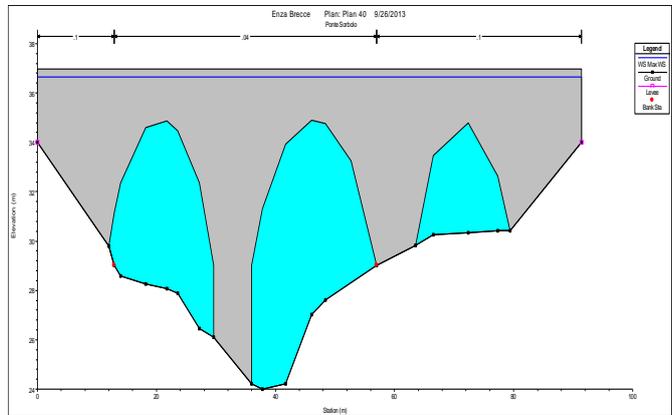


Figura 6.1.2 – Alto: Ponte della SP62 in prossimità di Sorbolo (sx) e sua schematizzazione in Hec-Ras a seguito di una breccia arginale (dx).

Pertanto la messa a punto del modello monodimensionale ha riguardato un tratto di fiume più esteso a monte rispetto alla zona di interesse (abitato di Sorbolo a Levante), questo al fine di limitare il più possibile la dipendenza dei risultati dalle condizioni al contorno adottate in simulazione, che necessariamente sono caratterizzate da margini di incertezza non sempre trascurabili. Questa scelta modellistica ha richiesto anche la schematizzazione numerica del comportamento idraulico del sistema di casse di espansione (v. *figura 6.1.3*).

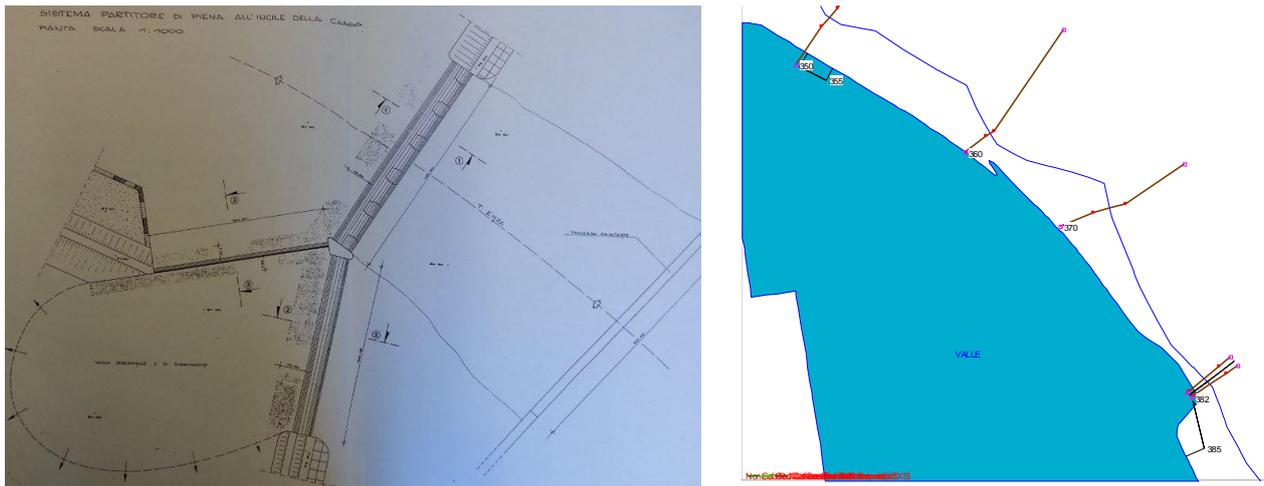


Figura 6.1.3 – Sistema partitore di piena all’incile della cassa di espansione e schematizzazione del sistema di casse di espansione in Hec-Ras

Per la sezione di valle, fissata alla confluenza del Torrente Enza in Po, si è adottata come condizione al contorno di valle un livello costante durante l'intera simulazione, definito in maniera cautelativa dalla quota sommitale dell'argine maestro di Po in prossimità della confluenza considerando un franco di sicurezza di 1 metro (rispetto alla sommità arginale).

La modellazione numerica del tratto d’alveo di interesse è stata sviluppata mediante il noto codice di calcolo HEC-RAS (*Hydrologic Engineering Centers River Analysis System*), e la presente relazione si concentra sulle nozioni apprese e le attività pratiche condotte durante l’implementazione del modello numerico.

Così come indicato nella referenza ufficiale (HEC-RAS 4.1 User’s Manual), HEC-RAS è il sistema di analisi dei corsi d’acqua dell’Hydrologic Engineering Center (HEC), del Corpo degli Ingegneri dell’Esercito degli Stati Uniti d’America (US Army Corps of Engineers).

Tale software permette di realizzare modelli monodimensionali sia in condizioni di moto permanente che in condizioni di moto vario.

Si ha la possibilità di avere un modello quasi-bidimensionale che funziona in moto vario.

Come molti modelli numerico-idraulici che risolvono alle differenze finite il sistema di equazioni di De Saint Venant, HEC-RAS richiede la geometria del corso d'acqua, discretizzata in forma di sezioni trasversali, le condizioni al contorno alla sezione di monte e alla sezione di valle (che possono essere diverse a seconda delle varie esigenze) e le condizioni iniziali (ovvero una descrizione delle condizioni di moto del tratto di corso d'acqua considerato, ad es. in termini di livelli e portate, all'istante iniziale della simulazione).

6.2 Calibrazione del modello

Per calibrare il modello, ovvero scegliere il valore ottimale della scabrezza (coefficiente n di Manning o K_s di Gauckler-Stikler) si è confrontato il modello implementato nella tesi con le simulazioni dei livelli e della portata della piena di progetto lungo le varie sezioni misurate dalla Direttiva Piene (vedi *Tabella 6.2.1*).

profilo di piena per il torrente Enza

Sez.	Progr. (km)	T = 200 anni		Sez.	Progr. (km)	T = 200 anni		Sez.	Progr. (km)	T = 200 anni	
		Quota idrometrica (m s.m.)	Q (m3/s)			Quota idrometrica (m s.m.)	Q (m3/s)			Quota idrometrica (m s.m.)	Q (m3/s)
103	42.749	189.68	1210	068	60.642	66.97		034	75.812		36.33
102	43.393	184.27		067	61.255	63.28		033	75.916		36.14
101	43.985	178.17		066	61.869	61.33		032	76.254		35.86
100	44.457	174.74		065	62.330	59.43		031	76.574		35.76
099	44.964	170.71		064	62.592	58.46		030	77.097		35.26
098	45.545	166.03		063	62.780	57.78		029	77.477		34.54
097	45.994	163.52		062	63.122	56.80		028	78.265		34.23
096	46.323	158.48		061	63.542	55.83		027	78.707		34.06
095	46.842	156.55		060	63.852	54.89		026	78.957		33.96
094	46.913	153.09		059	64.282	53.46		025	79.587		33.72
093	47.489	149.65		058	64.375	52.82		024	80.047		33.56
092	48.055	145.07		057	64.590	52.23		023	80.455		33.27
091	48.615	140.66		056	64.737	51.68		022	81.005		32.99
090	49.129	137.51		055	65.092	51.20	570	021	81.553		32.65
089	49.687	132.25		054	65.502	47.81		020	82.057		32.55
088	50.130	128.67		053	65.970	44.78		019	82.627		32.12
087	50.694	126.68		052	66.427	43.61		018	84.151		31.47
086	51.172	121.58		051	66.860	42.89		017	84.635		31.46
085	51.587	119.12		050	67.465	41.82		016	84.892		31.37
084	52.217	114.11		049	67.822	41.43		015	85.325		31.09
083	52.637	111.48		048	68.345	41.29		014	85.675		30.80
082	53.097	108.66		047	68.791	40.98		013	86.330		30.66
081	53.447	105.99		046	69.190	40.51		012	86.755		30.30
080	54.057	101.84		045	69.347	40.18		011	87.141		30.18
079	55.062	99.70		044	69.442	40.00		010	87.614		29.83
078	55.282	99.61		043	69.659	39.99		009	87.935		29.71
077	55.962	93.11		042	69.902	39.76		008	88.061		29.71
076	56.362	89.77		041	70.647	39.07		007	88.147		29.02
075	57.327	84.28	1350	040	72.710	37.20		006	88.397		28.92
074	58.332	79.84		039	73.147	37.09		005	88.809		28.79
073	58.847	78.29		038	73.895	36.96		004	89.303		28.39
072	58.997	77.47		037	74.397	36.78		003	89.740		27.98
071	59.317	76.12		036	74.807	36.62		002	90.367		27.74
070	59.652	73.89		035	75.327	36.42		001	90.952		27.42
069	60.132	70.30									

Tabella 6.2.1 – Profilo di piena per il Torrente Enza.

E' sorto l'inconveniente che le sezioni rilevate nei due rilievi non combaciano ed inoltre la scelta del sistema di riferimento non è stata il medesimo. Questo dato che in uno dei casi la numerazione delle sezioni parte dalla confluenza dell'Enza con il Po e cresce a monte, mentre nell'altro rilievo è fatta partire l'ascissa curvilinea in un punto a monte per poi spostarsi fino alla confluenza con il Po.

Inizialmente si è tentata la calibrazione con una simulazione in moto vario, inserendo come portata l'evento di piena di progetto con idrogramma di piena decapitato a $570 \text{ m}^3/\text{s}$ (vedi *figura 6.1.1*). Tale valore utilizzato per tagliare il colmo di piena è stato ricavato sempre dai dati di Direttiva Piene, attenendosi alla *Tabella 6.2.2*.

portate di piena per il torrente Enza

Bacino	Corso d'acqua	Sezione			Superficie km ²	Q20 m ³ /s	Q100 m ³ /s	Q200 m ³ /s	Q500 m ³ /s	Idrometro Denominazione
		Progr. (km)	Cod.	Denomin.						
Enza	Enza	42.749	103	Ciano d'Enza	460	750	1080	1210	1400	
Enza	Enza	57.327	75	Montecchio Emilia	630	820	1190	1350	1570	
Enza	Enza	65.092	55	Gattatico	670	550	550	570	920	
Enza	Enza	82.057	20	Confl. in Po	738	550	550	570	920	

Tabella 6.2.2 – Portate di piena per il Torrente Enza.

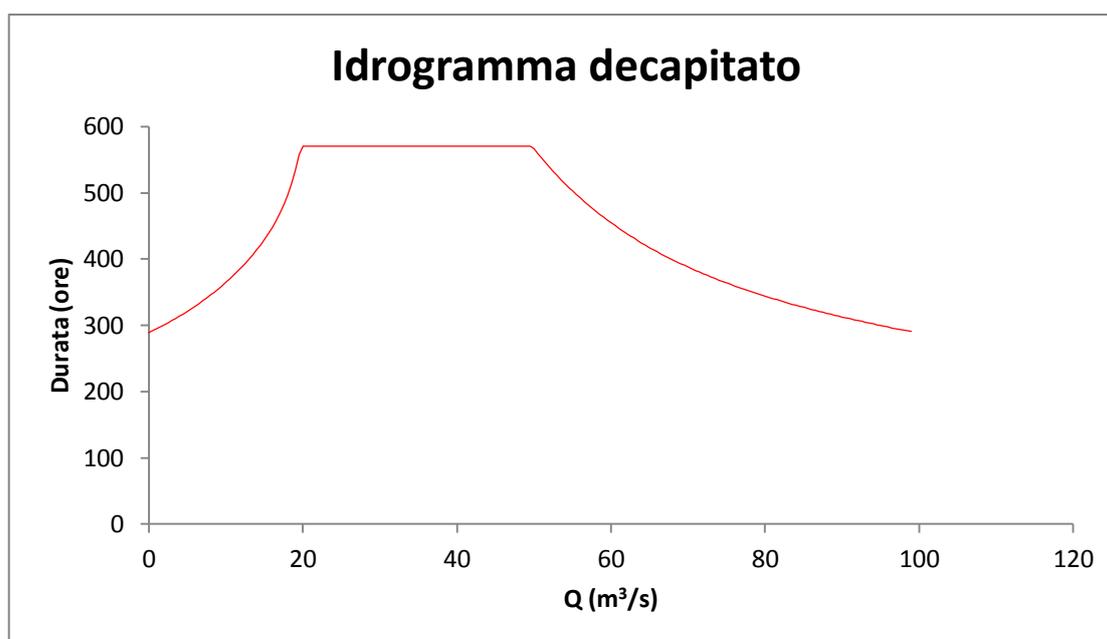


Figura 6.2.1 – Idrogramma di piena per il Torrente Enza a Gattatico, ovvero dopo il sistema di casse di espansione.

Il problema della non coincidenza dei due rilievi si è risolto scegliendo la sezione più prossima al fiume Po e in riferimento a questa si è riaggiornato tutto per fare in modo che i due rilievi combaciassero il più possibile (è stata fatta coincidere la confluenza in Po).

In un primo momento si è scelto di prendere a riferimento la prima sezione a valle delle casse individuata dal valore di portata che chiaramente è laminato dalla presenza di talune opere, ed è stato deciso di prendere tale punto come zero della ascissa curvilinea relativa ed è possibile fare la calibrazione in via grafica dato che adesso è possibile effettuare il plottaggio avendo nell'asse delle ascisse le distanze.

Non è necessario essere rigorosi nel confronto tra i due rilievi perchè sono simulazioni in cui non è detto che sia stata usata la medesima onda di piena e probabilmente le simulazioni sono state fatte in moto permanente.

Proprio per questo motivo è scelto di eseguire le simulazioni per calibrare il modello in moto permanente, anzi che in moto vario, visto che non c'è più nessuna laminazione.

Si è deciso di fare una simulazione con una portata pari a $570 \text{ m}^3/\text{s}$ per fare grosso modo tornare i profili nei due diversi rilievi e stimare il coefficiente di scabrezza (vedi *figura 6.2.2*).

Per effettuare la simulazione in questa condizione di moto in Hec-Ras basta solamente definire la portata ed una condizione al contorno di valle per cui si inserisce la Normal Depth (che in moto permanente coincide con la pendenza del fondo, stimata essendo un tratto vallivo pari al 5 per mille).

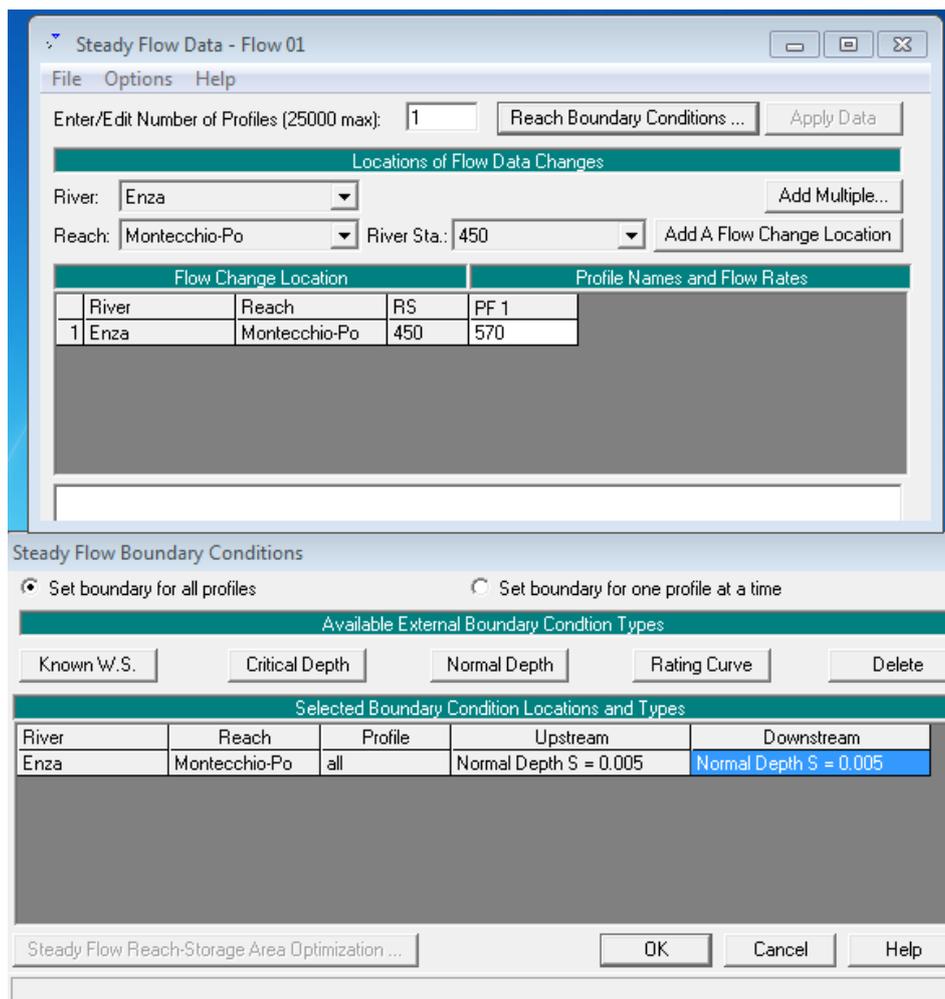


Figura 6.2.2 – Simulazione di moto permanente con una portata di 570 m³/s e come condizione al contorno una normal depth pari a 0.005.

Il valore n di Manning che risulterà verrà utilizzato in moto vario, anche se non è pienamente corretto, dato che i due modelli matematici sono completamente diversi.

La scabrezza chiaramente non è un valore un fisico, ma bensì un parametro che serve a compensare molte incertezze che sono connaturate alla schematizzazione matematica, utilizzare un valore di n pari a 0.045 sia in moto vario che in moto permanente non per forza porta alla stessa schematizzazione in termini di scabrezza questo è dovuto al fatto che i due modelli matematici sono diversi.

Si confrontano i due rilievi visto che la simulazione della Direttiva Piene è chiaramente in moto permanente, visto che raggiunge un valore di portata pari a 570 m³/s e poi non cala più.

E' stato anche pensato di inserire una condizione di valle imposta grazie ad un valore di livello nei pressi di Boretto (RE) oppure una scala di deflusso di moto uniforme nella sezione di valle.

Questo per vedere se torna l'onda di piena in termini di livello osservata a Sorbolo per gli eventi recenti.

Identificata la scabrezza possono essere fatte delle simulazioni di moto vario dalla seconda cassa di espansione a valle, facendo in modo che le casse non funzionino e si stimano le portate che possono defluire.

Ovvero abbiamo a disposizione a Sorbolo (che corrisponde nel nostro modello alla sezione 164) come varia l'altezza nel tempo per un evento di piena, tali valori sono ricavati dalle scale di deflusso ricavate dagli Annali Idrologici.

E' possibile utilizzare la relazione di Chezy, ove la portata è proporzionale all'altezza idrica elevata alla 5/3 nel caso di sezione rettangolare larghissima e moto uniforme. Manca chiaramente il coefficiente di proporzionalità, denominato alpha, che si trova iterativamente fino a che i livelli a Sorbolo sono grosso modo coincidenti con il dato osservato.

$$Q = \alpha * h^{5/3}$$

Tale formula deriva dalla formula generale per alveo con sezione rettangolare larghissima:

$$Q = B * i^{\frac{1}{2}} * k_s * h^{5/3}$$

Si è così in grado di verificare se è ragionevole il valore ottenuto di scabrezza.

E' anche possibile calibrare il modello direttamente così, ovvero calibrare sulla base di un evento noto in funzione della portata che è presente a Sorbolo, poi si estrapola in valore di portata e lo si inserisce nel modello dalla cassa a valle.

Si è però deciso di calibrare il modello in moto permanente essendo un modo più robusto ed affidabile.

Quindi avendo un n di Manning di partenza, ottenuto dal confronto fatto precedentemente dei due rilievi, è possibile confrontare la portata al colmo a Sorbolo da simulazione.

Chiaramente il tratto dalla cassa di espansione fino al ponte laminerà e si valuta con

la propagazione quanto viene la portata al colmo.

Per cui per la calibrazione bisogna così procedere: dall'evento di piena di progetto si simula in moto permanente con la portata al colmo pari a $570 \text{ m}^3/\text{s}$ avendo preliminarmente fatto coincidere le progressive per rendere possibile il confronto tra i livelli e si considera la confluenza in Po.

Dal confronto tra le simulazioni in moto permanente condotte con scabrezze pari ad $n=0.025$, $n=0.030$, $n=0.035$, $n=0.040$, $n=0.045$, $n=0.050$ ed il rilievo fornitoci dalla Protezione Civile si è stimato che il valore di scabrezza tale da minimizzare la distanza dalla due curve del profilo longitudinale delle altezze idriche è pari ad $n=0.040$ (vedi *figura 6.2.3*).

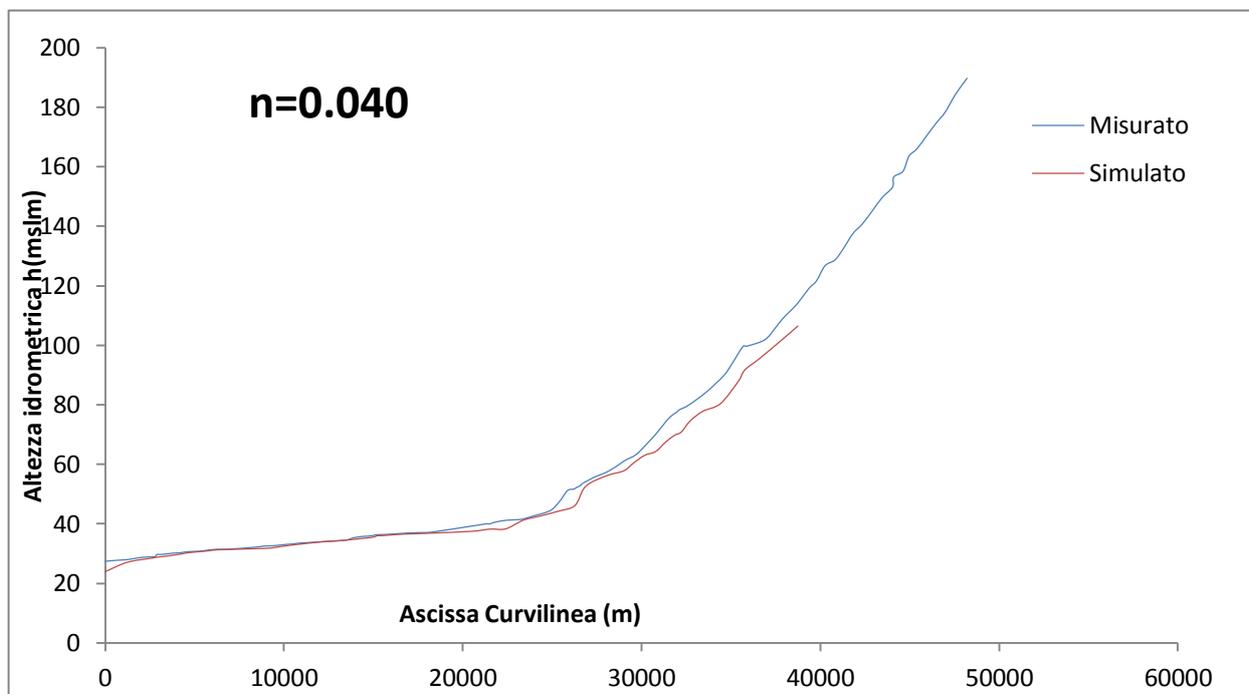


Figura 6.2.3 – Profilo longitudinale misurato e simulato.

Chiaramente i dati di Direttiva Piene si estendono più a monte di quelli simulati dal modello dato che l'obiettivo è non studiare il comportamento dalla sorgente dell'Enza, ma solamente il comportamento a valle delle due casse di espansione di Montecchio.

Proprio come ci si aspettava il confronto dei livelli a valle è accettabile mentre comincia a divergere a monte ma questo è dovuto all'effetto di perdita della coincidenza delle sezioni e dato che nel rilievo è presente un gradino di portata da $570 \text{ m}^3/\text{s}$ a $1350 \text{ m}^3/\text{s}$ che è dovuto alla presenza della cassa di espansione.

Quindi il livello del rilievo di Direttiva Piene è riferito ad una portata di 1350 m³/s, mentre la simulazione è stata condotta con sempre la portata pari a 570 m³/s.

Chiaramente questo effetto non è simulabile con il moto permanente data la costanza della portata su tutto il tratto e per questo motivo si confrontano solo le quote idriche dalla confluenza in Po fino a valle della prima cassa di espansione.

Adesso per validare la calibrazione si utilizza il profilo delle altezze a Boretto e si fa il confronto, come già detto, utilizzando la formula di Chezy. per ottenere la portata.

Si esegue una simulazione in moto vario partendo a valle delle casse, per fare in modo che così non entrino in funzione e come condizione al contorno di monte si inserisce la portata valutata con Chezy, provando diversi valori del coefficiente alpha, per poi scegliere quello che rende confrontabili i livelli a Sorbolo.

Per inserire i livelli di Sorbolo in modo comodo in Hec-Ras si agisce nella sezione Unsteady Flow Data, si clicca su Option e si seleziona dal menù a tendina il comando Observed (Measured) Data e si seleziona il comando High Water Mark for Comparison (vedi *figura 6.2.4*).

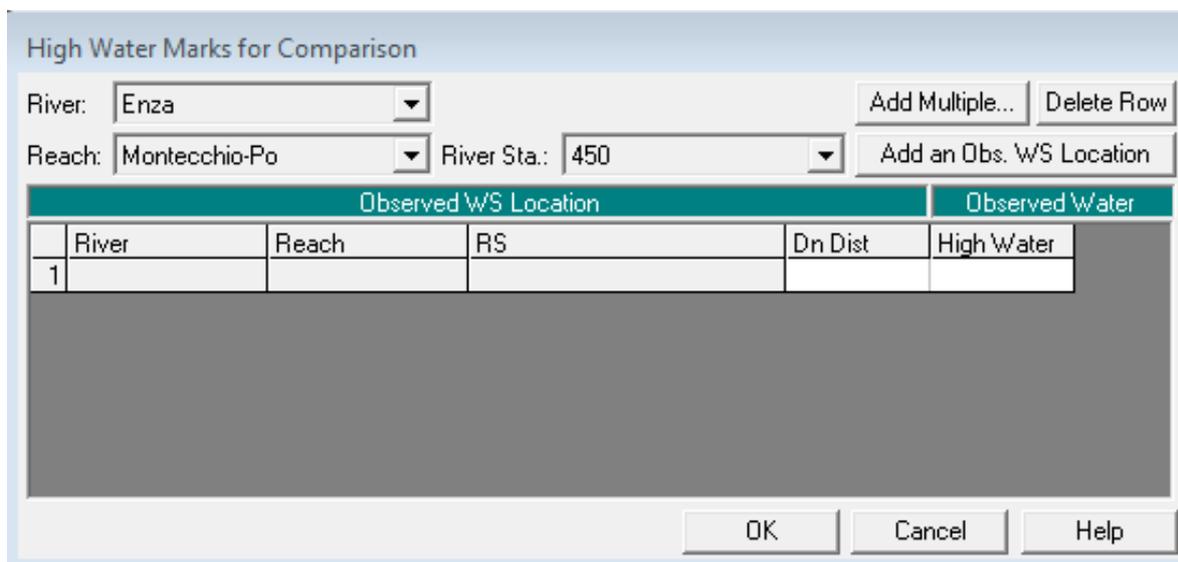


Figura 6.2.4 – High Water Marks for Comparison.

I livelli a Sorbolo vanno inseriti tramite DSS file, ovvero Data Storage System e per fare questo si segue lo stesso percorso seguito poco prima ma si seleziona il comando Times Series in DSS e si apre la finestra Set Locations and Paths for Observed Data in DSS (vedi *figura 6.2.5*).

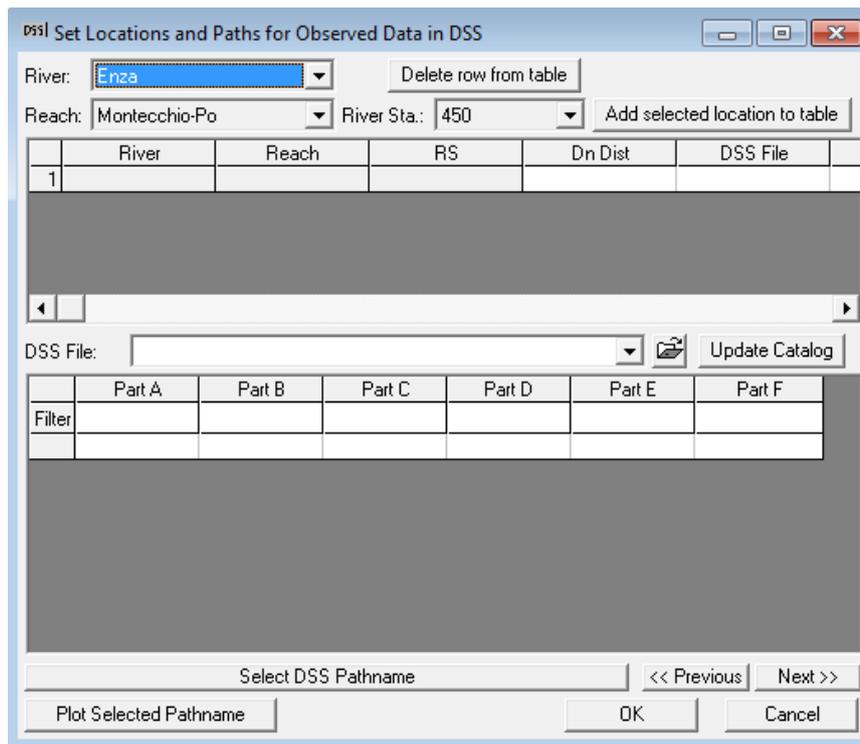


Figura 6.2.5 – Set Locations and Paths for Observed Data in DSS.

Dunque operando in questo modo si impongono le condizioni al contorno inserendole da file DSS salvati precedentemente.

Quindi, ricapitolando, per la calibrazione del modello dopo avere trovato il coefficiente di scabrezza $n=0.040$ dalle simulazioni in moto permanente con la portata duecentennale si deve così agire: dalla formula di Chezy ($Q=\alpha \cdot h^{5/3}$, ove h è il tirante dal fondo della sezione e non dallo zero idrometrico) si ottengono delle onde di portata a Sorbolo dai livelli idrometrici di un evento osservato (onda a Sorbolo come livelli, ricavata da Dexter). Bisogna individuare il coefficiente α .

La onda di portata così ricavata a Sorbolo deve essere portata a monte.

Quindi dai livelli di Dexter grazie ad un elevamento a potenza e dalla moltiplicazione per un α si ottiene una onda di portata da inserire a monte e da propagare verso valle e si verifica se l'onda che risulta in termini di livelli, con una scala di deflusso Normal Depth o livello fissato in Po, è confrontabile con quella osservata e se non sono confrontabili bisogna variare il coefficiente α , senza modificare la scabrezza ricavata in moto permanente (che è quella che dà i risultati migliori in moto permanente).

E' comodo inserire come condizione al contorno una onda di livelli a Boretto (ove è presente un idrometro), dato che è facilmente reperibile da Dexter.

Si modifica il coefficiente moltiplicativo fino a che le onde di livelli simulata e osservata a Sorbolo non sono pressochè coincidenti.

A questo punto se tornano i livelli si valuta che portata è risultata e si verifica se è compatibile con la scala di deflusso di Sorbolo (che si ottiene dagli Annali Idrologici pubblicati in rete dalle ARPA, vedi *Tabella 6.2.3*)

SCALA NUMERICA DELLE PORTATE							
Altezza Idrometrica m	Portata m ³ /s	Altezza Idrometrica m	Portata m ³ /s	Altezza Idrometrica m	Portata m ³ /s	Altezza Idrometrica m	Portata m ³ /s
2.63	0.16	3.05	1.21	4.05	7.69	6.25	49.30
2.65	0.18	3.15	1.71	4.25	9.24	6.65	62.10
2.70	0.23	3.25	2.27	4.45	11.00	7.05	76.20
2.75	0.30	3.35	2.87	4.65	12.90	7.45	92.10
2.80	0.39	3.45	3.49	4.85	15.40	7.85	110.00
2.85	0.50	3.55	4.15	5.05	18.60	8.65	153.00
2.90	0.63	3.65	4.82	5.45	27.00	9.45	213.00
2.95	0.78	3.85	6.22	5.85	37.50	9.72	241.00

Tabella 6.2.3 – Scala numerica delle portate estratta dagli Annali Idrologici Arpa per il Torrente Enza a Sorbolo.

Sempre dagli annali idrologici sono fornite le informazioni afferenti alla stazione dell'Enza a Sorbolo, utile successivamente per trasformare le quote di Dexter relative allo zero idrometriche in quote assolute (m s.l.m.) prima di essere usate come condizioni al contorno di valle.

- *CARATTERISTICHE DELLA STAZIONE ENZA A SORBOLO:*

Bacino di dominio Km² 648. Altitudini: massima 2016 m s.m. (Alpe di Succiso); media 616 m s.m. Distanza dalla confluenza con il Po Km 19.6. Inizio osservazioni anno 2003; Inizio misure anno 2004. Quota zero idrometrico 23.85 m s.m. Altezze idrometriche: max m 12.20 (1 mag. 1974); minima m -0.29 (7-8 ago. 1943). Portate: max m³/s 521 (20 gen. 2009); min m³/s 0.00 (vari); media m³/s 13.85 (2004-2009e 2011).

Si riportano anche i dati della stazione di Boretto che serviranno sempre per lo stesso motivo.

- *CARATTERISTICHE DELLA STAZIONE PO A BORETTO:*

Bacino di dominio Km² 55183. Altitudine max 4807 m s.m. (M. Bianco). Distanza dalla foce in mare Km 216. Inizio osservazioni anno 1868. Inizio misure anno 1943. Quota zero idrometrico 19.90 m s.m. Altezze idrometriche: max m 9.06 (18 ott. 2000); minima m -4.51 (22 lug. 2006). Portate: max m³/s 12500 (14 nov. 1951); minima m³/s 200 (18 mag. 1965); media m³/s 1204 (1943-1944 e 1947-1990 e 1993 e 1997-2000 e 2003-2007 e 2010-2011).

Questo per il fatto che per l'evento simulato si ha un legame tra portate e livelli.

Quindi avendo la scala di deflusso a Sorbolo, ovvero il legame livelli-portate ed anche i livelli nel tempo a Sorbolo vengono trasformati in portata applicando la formula di Chezy, resta il problema di identificare il coefficiente moltiplicativo alpha che si trova per tentativi.

Tale idrogramma di portata è la condizione al contorno di monte, si fa la propagazione e si registra dalla simulazione ciò che avviene a Sorbolo in termini sia di livelli, sia di portata.

Si modifica la costante alpha fino a che non risulta un buon confronto nei livelli a Sorbolo.

Dalla simulazione si hanno anche le portate e quindi unendo le portate e i livelli simulati si confrontano con la scala di deflusso realmente osservata.

Alpha è il coefficiente che minimizza gli scarti tra i livelli osservati e simulati.

L'operazione svolta in moto permanente serve, associato valido il coefficiente di scabrezza $n=0.040$ calibrato in moto permanente, per fare tornare geometricamente la forma dell'onda.

In realtà bisogna considerare una traslazione temporale perchè nel trasferimento

dell'onda di piena da valle delle casse a Sorbolo trascorre un delta t l'onda di piena durante il suo movimento, tale delta t va anch'esso messo in testa ovvero bisogna anticiparlo (stimato in 7 ore) per far arrivare l'onda di piena a Sorbolo al tempo giusto e lo si fa facendo partire l'onda da monte prima.

Il delta t di anticipo si trova sulla base di una simulazione, mentre trovare alpha è nettamente più complesso.

E' poi possibile agganciare in un Plan i livelli osservati, utilizzando il DSS, utile per eseguire il confronto in maniera automatica.

Di seguito si riportano alcuni dei risultati ottenuti con diversi valori del parametro alpha.

ALPHA=5 (vedi figura 6.2.6 e figura 6.2.7)

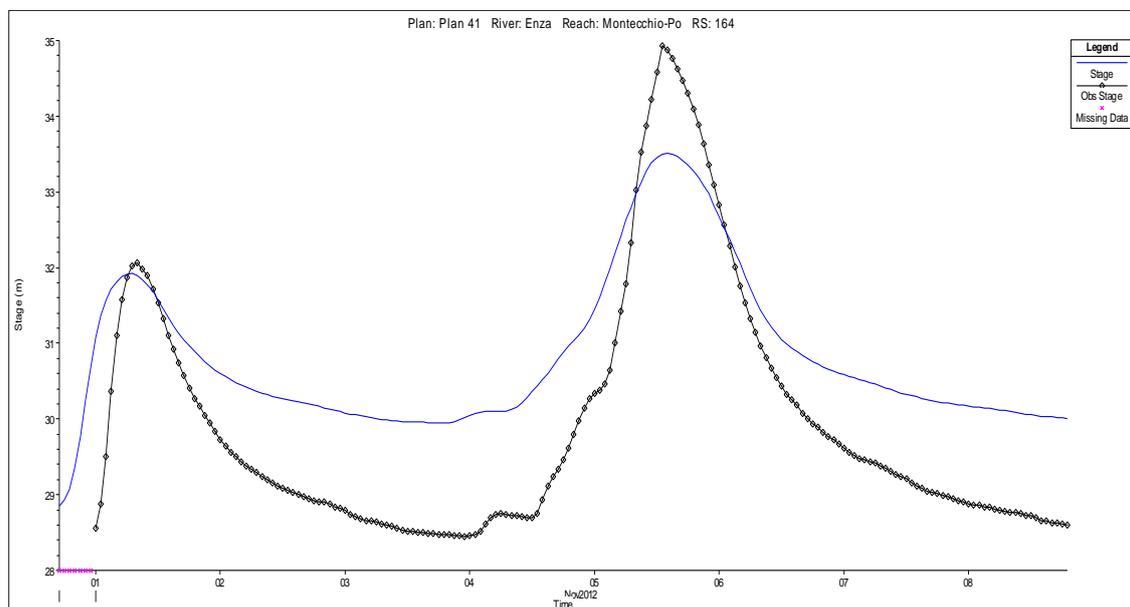


Figura 6.2.6 – Idrogramma dei livelli ottenuti in corrispondenza di Sorbolo con alpha pari a 5.

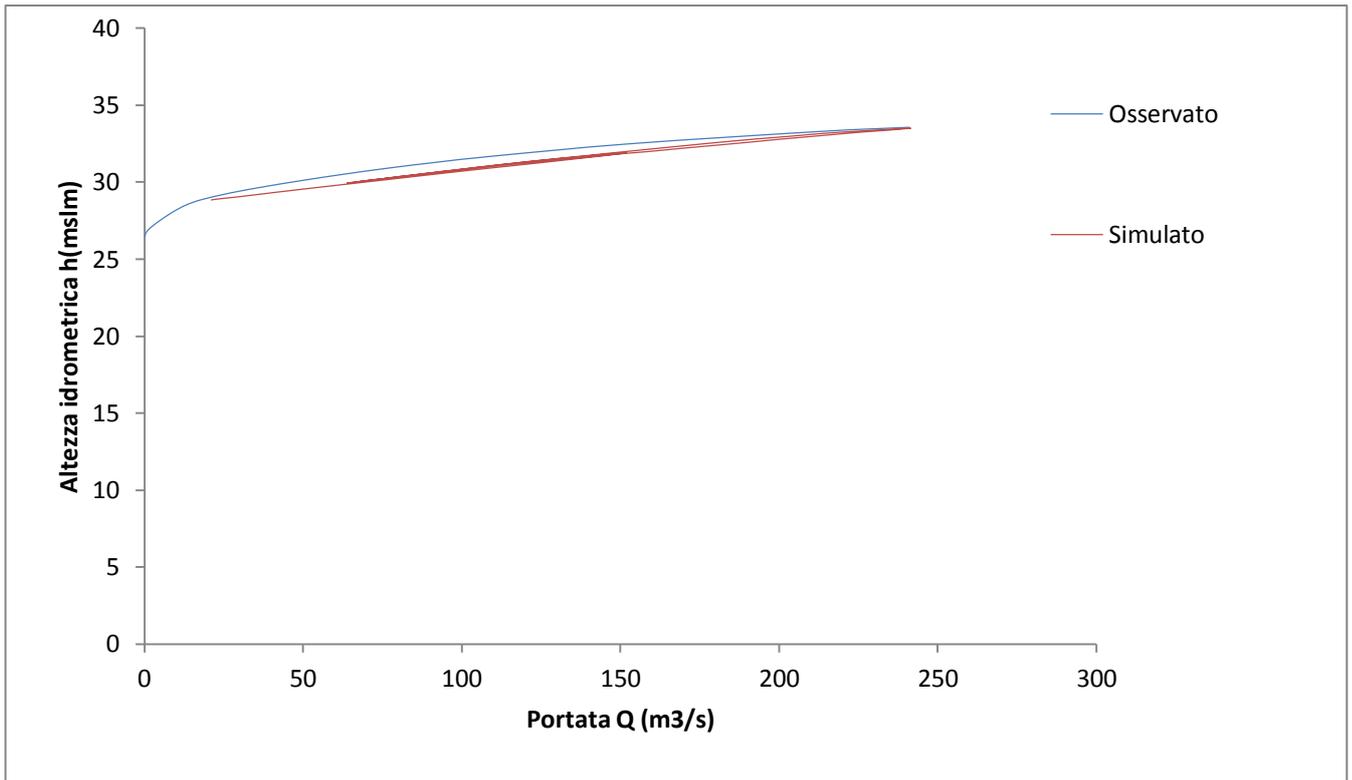


Figura 6.2.7 – Confronto tra la scala di deflusso di Sorbolo osservata e simulata con alpha pari a 5.

Data la non coincidenza della forma dell'idrogramma di livello in corrispondenza di Sorbolo si è deciso di modificare la relazione di Chezy, variando l'esponente dell'altezza idrica e in particolare è stato necessario alzarlo.

Questo perchè da una interpolazione della scala di deflusso con legge potenza si è visto che la legge che interpola la curva (vedi *figura 6.2.8*) ha la seguente espressione:

$$y = 23.499x^{0.0643}$$

di conseguenza l'esponente dovrebbe essere pari a $1/0.0643=15.55$ ma è chiaro che vi è una sovrastima di questo esponente perchè con la legge potenza non si riesce a interpolare la prima parte della curva.

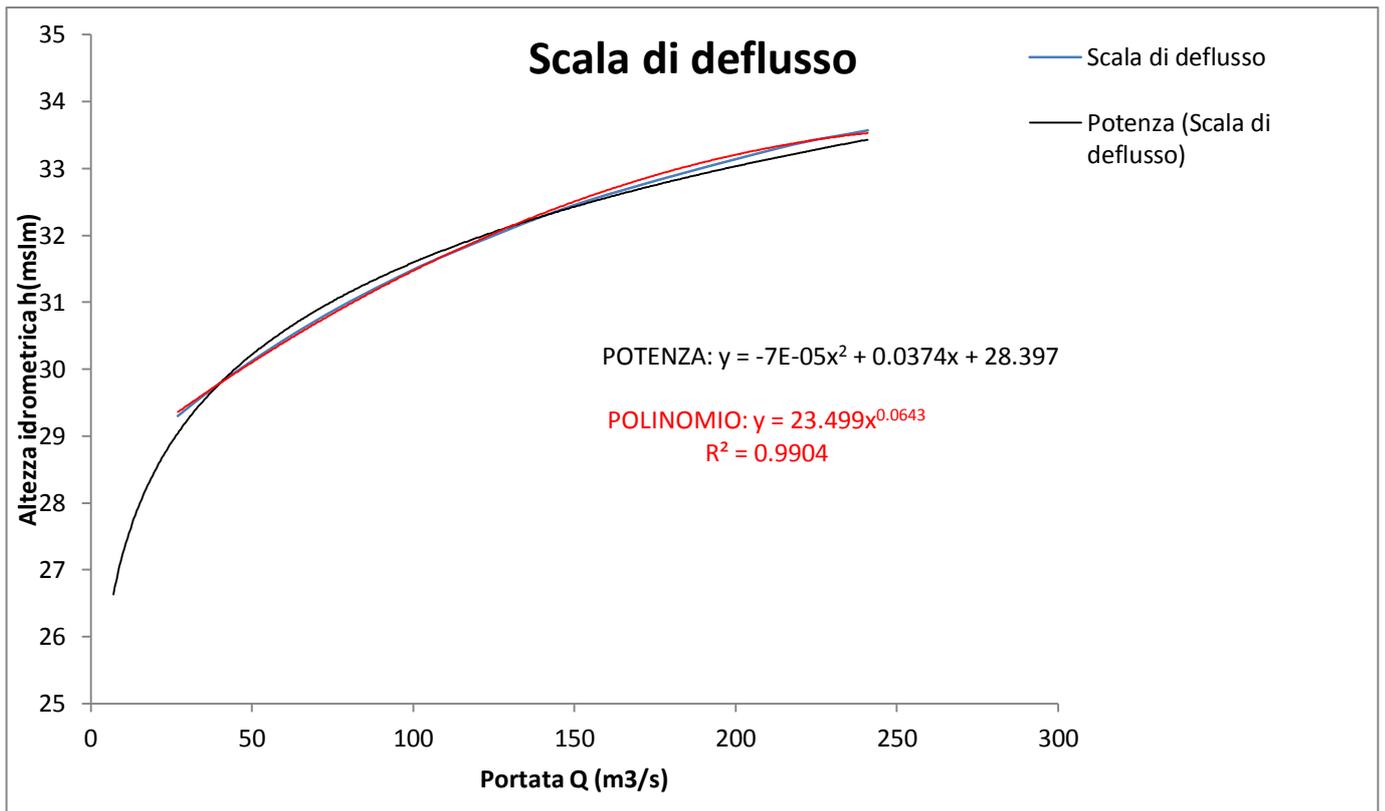


Figura 6.2.8 – Scala di deflusso e sua relativa interpolazione.

Si sono per cui tentati esponenti dell'altezza idrica con valore dell'esponente compresi tra 5/3 e 15.55.

Dai tentativi è risultato che la formula che approssima meglio il comportamento dell'Enza è la seguente:

$$Q = \alpha * h^3$$

ove l'esponente della altezza idrica è pari a 3.

Si sono tentati diversi alpha e quello migliore è risultato alpha=0.3.

Si riportano i risultati ottenuti nelle figure: *figura 6.2.9, figura 6.2.10, figura 6.2.11:*

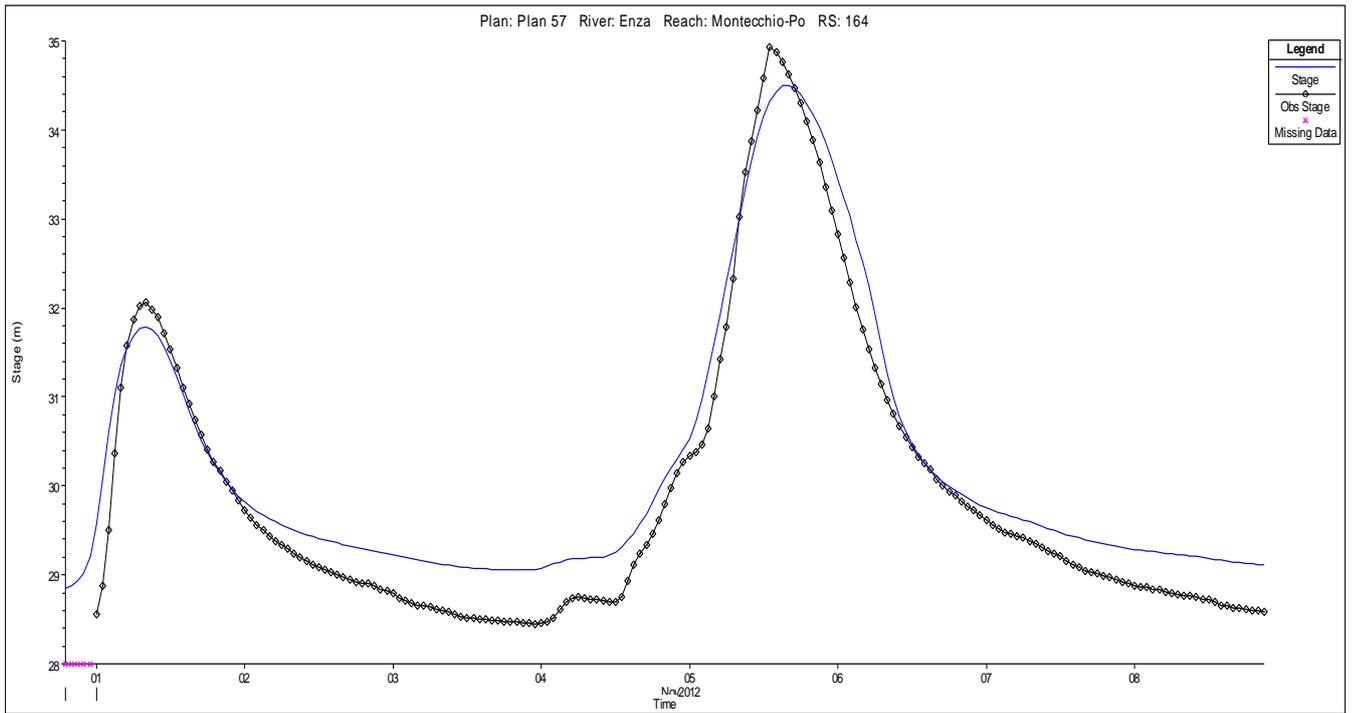


Figura 6.2.9 – Idrogramma dei livelli ottenuti in corrispondenza di Sorbolo.

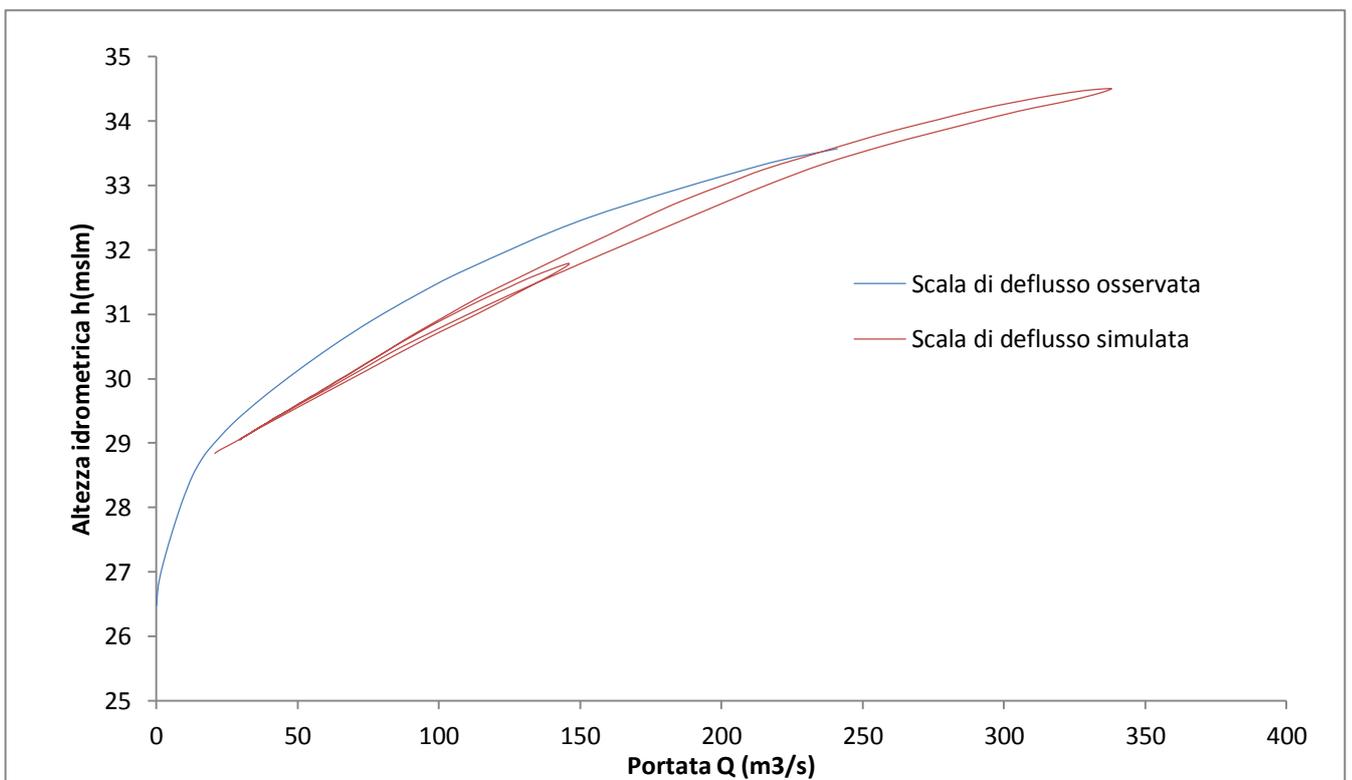


Figura 6.2.10 – Confronto tra la scala di deflusso di Sorbolo osservata e simulata.

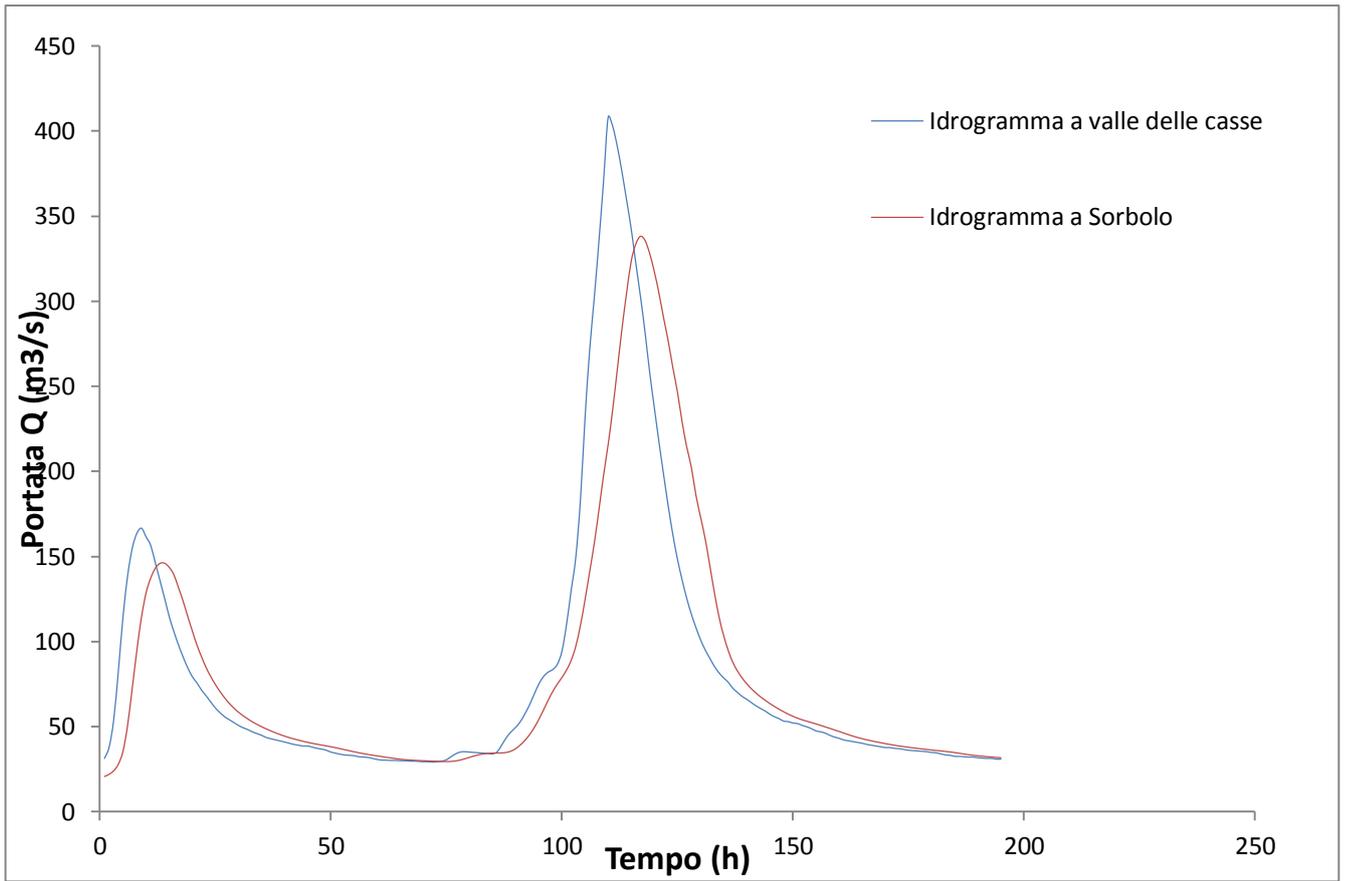


Figura 6.2.11 – Effetto della laminazione in termini di portata in sezione immediatamente a valle delle casse (in blu) e nella sezione di Sorbolo (in rosso).

6.3 Funzionamento opere di laminazione

Questo paragrafo riassume come è stato affrontato il problema del collegamento delle casse di espansione del Torrente Enza con il corso d'acqua.

Si sono tentate due modalità per il collegamento:

la prima è consistita nella creazione di diversi rami fittizi, in analogia al sistema naturale immissario – emissario di un fiume in un lago, per rappresentare l'alimentazione e lo scarico, e di una traversa.

Questo è il reale funzionamento del sistema dato che lo sfioro di alimentazione cassa non è una struttura laterale ma bensì un'opera trasversale alla direzione della corrente.

Tale metodo è risultato fallimentare per simulare dei bassi valori di portata, perché Hec-Ras può simulare solo tratti di corso d'acqua in cui circola del fluido e non portate nulle, cosa che a noi interessa per studiare il caso di casse vuote.

La seconda modalità (quella vincente) è consistita nell'inserire un bridge sull'Enza (per rappresentare la traversa) e due inline structure (per rappresentare lo sfioro di ingresso e di scarico della cassa).

6.3.1 Collegamento delle Casse con l'Enza in Hec-Ras

E' stato inizialmente deciso di affrontare il collegamento delle casse d'espansione dell'Enza grazie ad un modo innovativo, ed ancora mai provato in nessuna precedente Tesi di Laurea, per la schematizzazione del trittico di manufatti di presidio all'ingresso cassa e del rilascio a valle della stessa, in modo da rendere il più possibile il reale funzionamento del sistema di difesa (vedi figura 6.3.1.1).



Figura 6.3.1.1 – Sistema di opere a presidio della Cassa di Espansione di monte, in particolare in lontananza si vede lo scarico di alimentazione alla cassa.

Si è pensato all'analogia tra l'alimentazione e lo scarico a valle di una cassa di espansione con il sistema naturale immissario-lago-emissario e si è proceduto alla schematizzazione del non semplice sistema di manufatti di conseguenza.

Per ricondurci a questo semplice sistema naturale si è però reso necessario suddividere il corso d'acqua, rappresentato inizialmente in maniera unitario

all'inizio da un unico reach, tramite delle junction, in diversi tratti in modo da potere inserire dei rami fittizi che fossero l'analogo dell'immissario e dell'emissario del lago.

Sono stati condotti vari ragionamenti sulla maniera di inserire le opere trasversali al corso d'acqua e sono stati messi in atto vari tentativi per schematizzare le traverse: inline structure, inline structure con weir oppure bridge.

Si è deciso di schematizzare come bridge dotato di aperture la traversa che fa da sbarramento per l'accumulo delle acque sull'Enza (vedi figura 6.3.1.2), mentre come inline structure le opere di alimentazione e scarico delle casse (vedi figura 6.3.1.3 e figura 6.3.1.4).

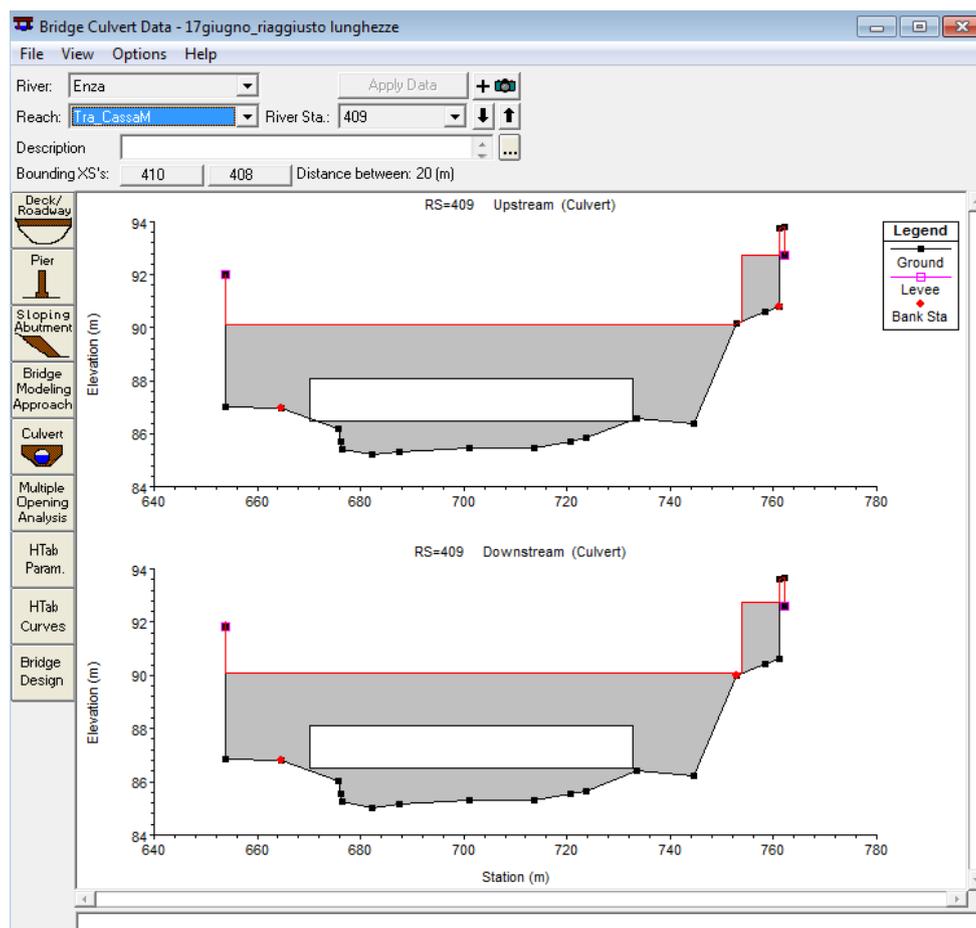


Figura 6.3.1.2 – Bridge sull'Enza per schematizzare la traversa.

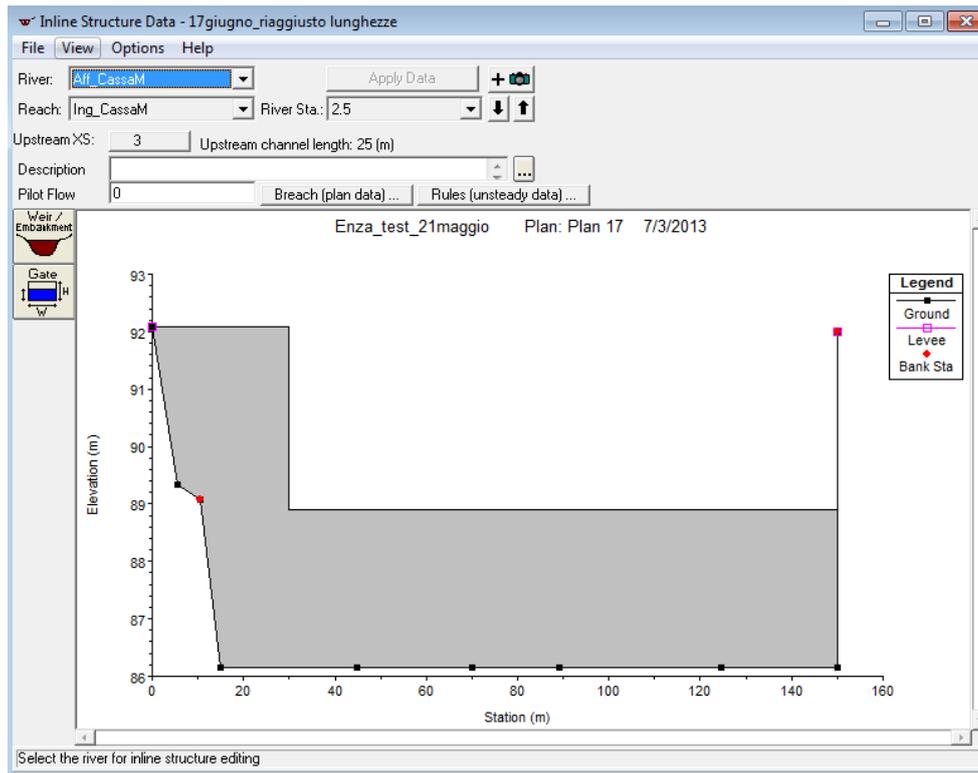


Figura 6.3.1.3 – Inline structure per simulare l'ingresso cassa.

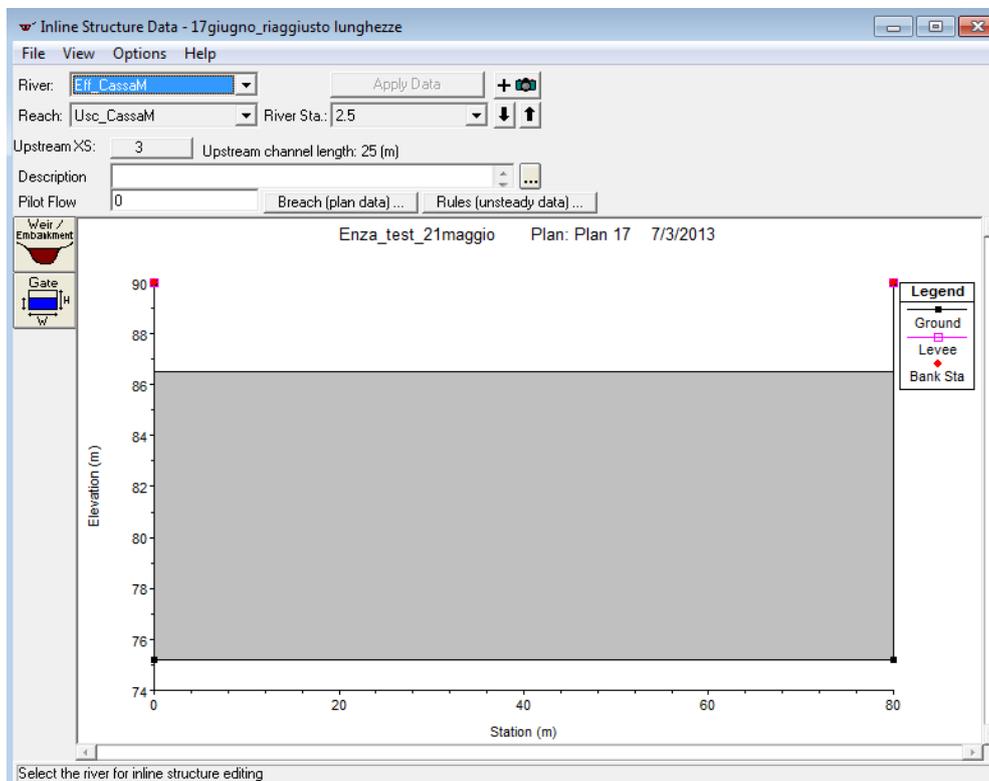


Figura 6.3.1.4 – Inline structure per simulare l'uscita cassa.

In pianta tali rami fittizi e tale strutture sono così raffigurati (vedi *figura 6.3.1.5* e *figura 6.3.1.6*):

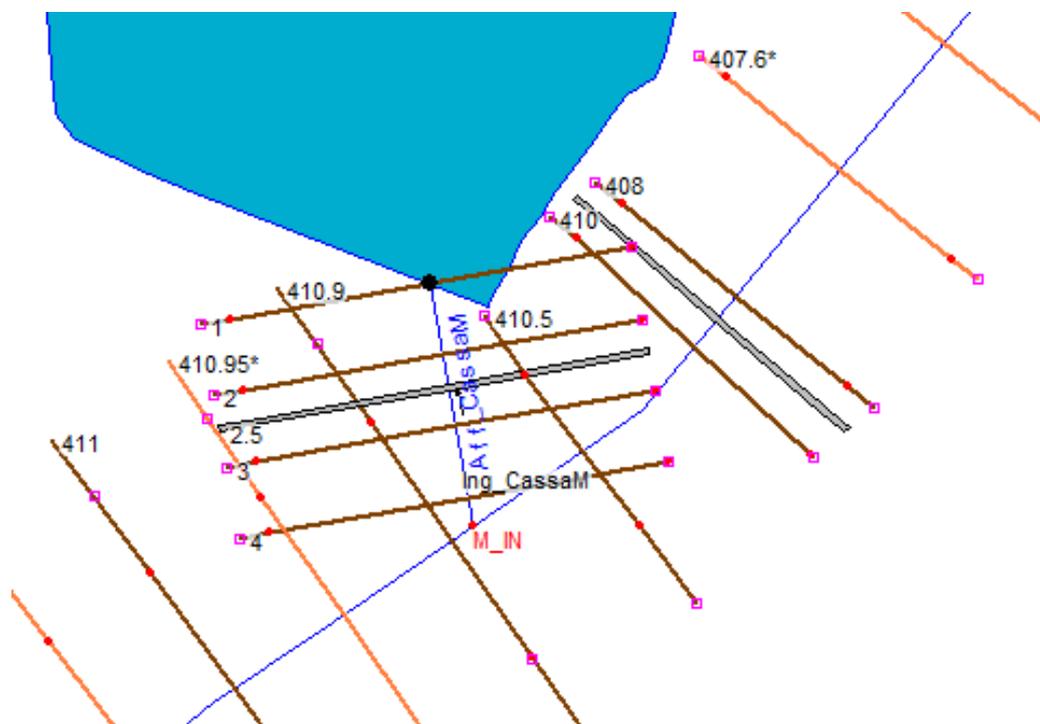


Figura 6.3.1.5 – Schematizzazione ingresso cassa.

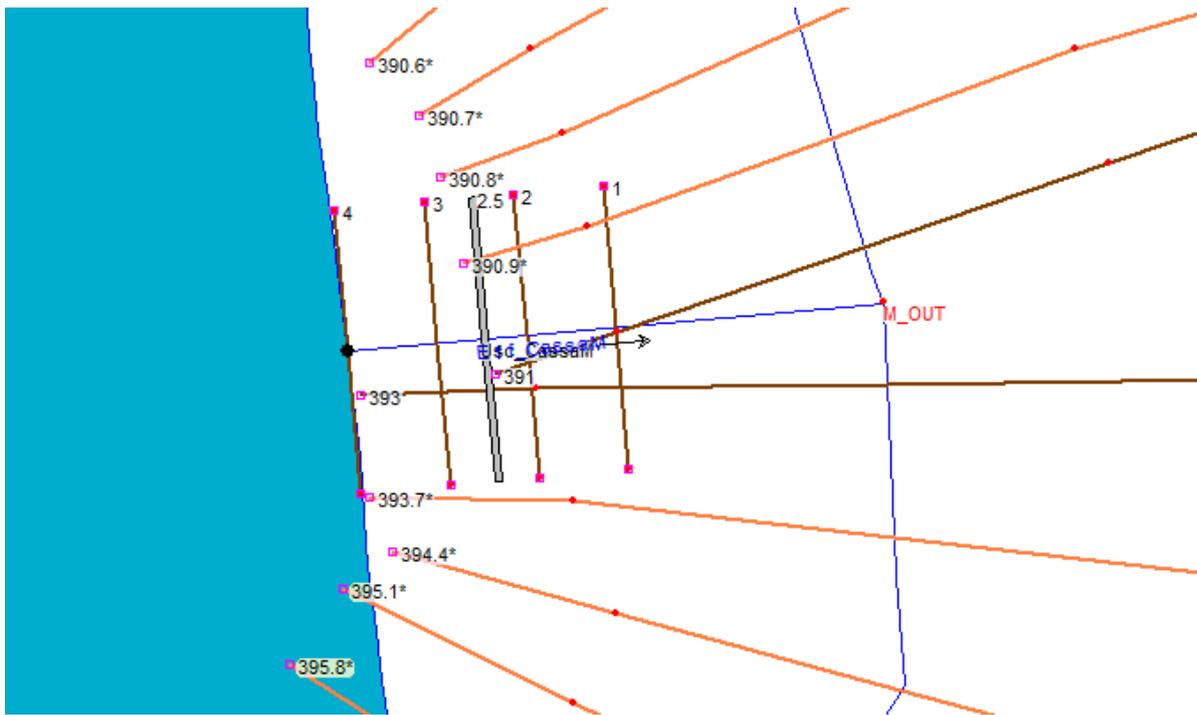


Figura 6.3.1.6 – Schematizzazione uscita cassa.

Dopo la schematizzazione delle strutture si è proceduto con il lancio di una possibile onda di piena duecentennale con un idrogramma di piena di 480 ore ($D_{max}=20$ giorni) a Montecchio Emilia (vedi *figura 6.3.1.7*).

Il valore minimo di portata (portata iniziale dell'idrogramma) ricavato è di $128.3 \text{ m}^3/\text{s}$.

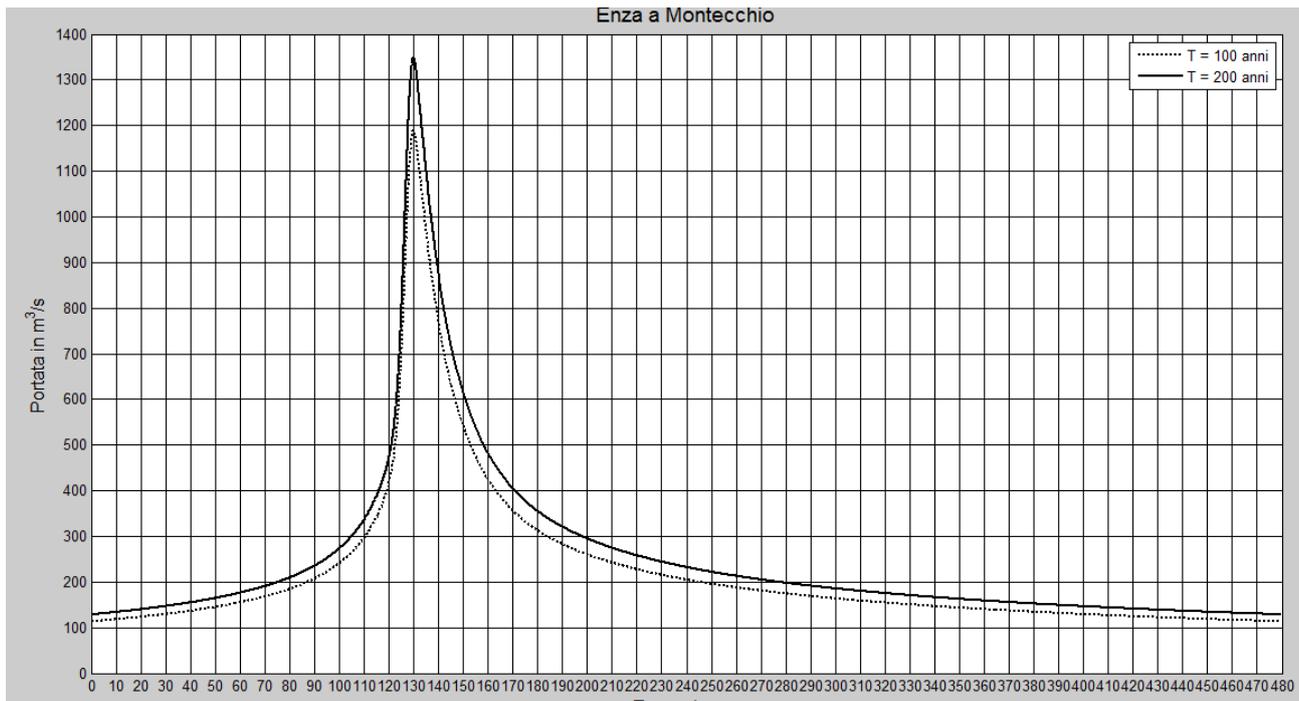


Figura 6.3.1.7 – Idrogramma ricavato da codice di calcolo per simulazione di durata D di 480 ore.

Tale onda di piena è stata ricavata da Matlab tramite una procedura analitica per ricavare l'onda di piena fissando dei parametri nel codice in cui è possibile variare la durata.

Ovvero se come Dmax avessimo scelto 10 ore, avremmo guardato solo le 10 ore a cavallo del picco e così via, chiaramente più aumento tale durata e quindi più mi sposto dal picco, più si abbassano i valori di portata, ma essendo asintotica la coda dell'onda di piena aumentando grandemente la Dmax non si abbassa più di tanto il valore di portata.

Tale onda è restituita con passo regolare ed è quindi già utilizzabile in Hec Ras.

Si procede dunque ad una prima simulazione con $128.3 \text{ m}^3/\text{s}$ (vedi figura 6.3.1.8).

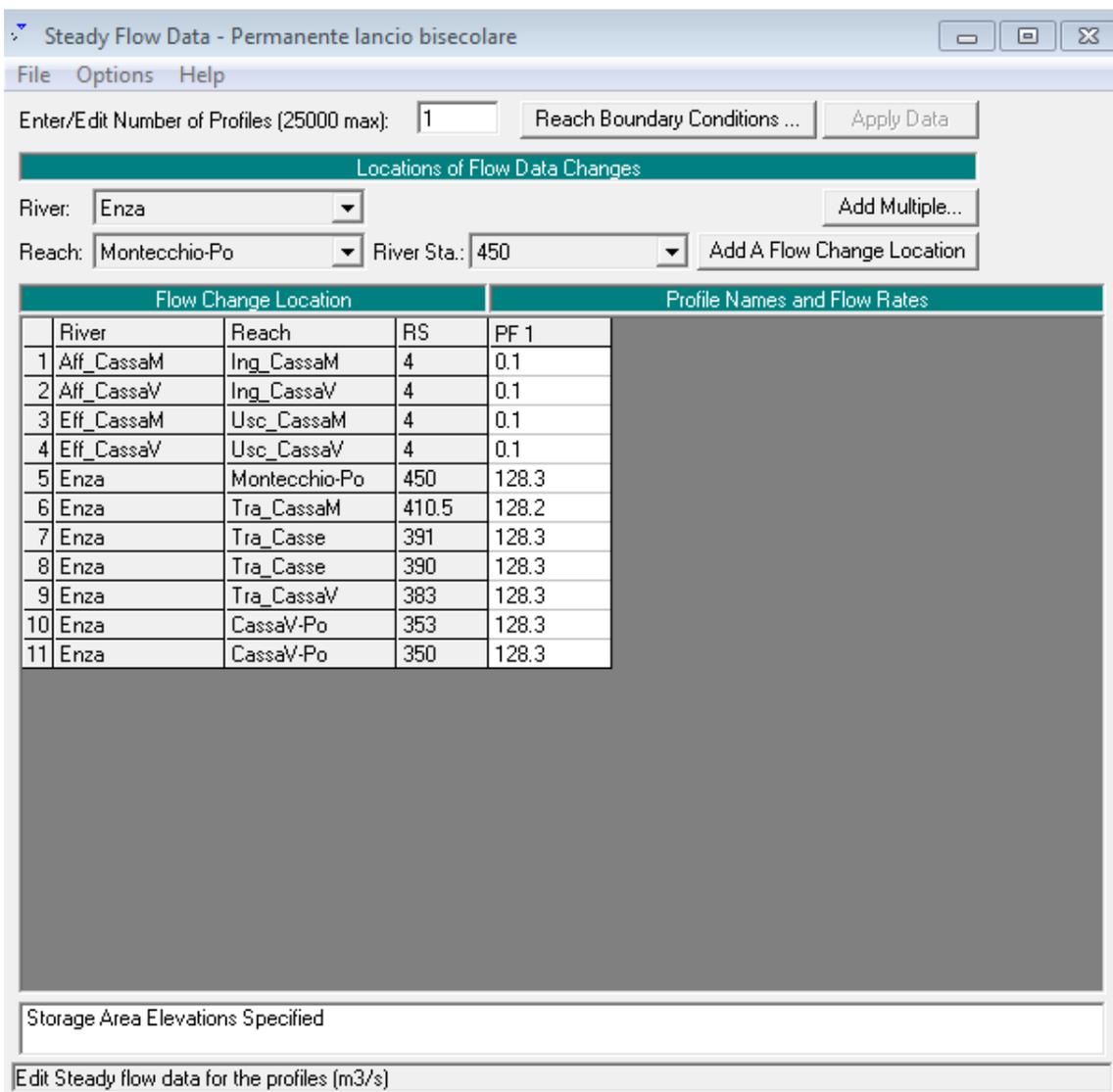


Figura 6.3.1.8 – Steady flow data: moto permanente con $128.3 \text{ m}^3/\text{s}$.

Si esegue tale simulazione in moto permanente (portata $128.3 \text{ m}^3/\text{s}$), del resto come già fatto, per costruire le condizioni iniziali per la simulazione in moto vario della durata sempre di 200 ore.

Nella simulazione in moto vario si inserisce quindi l'idrogramma di piena in corrispondenza della sezione di monte (ove il colmo è circa dopo 135 ore) e in corrispondenza della sezione di valle la Normal Depth pari a 0.005 (5 per mille).

In tali simulazioni si vuole partire con casse vuote (livello in cassa di monte pari a 75.2m e quello in cassa di valle a 70.2m).

Successivamente si sono tentati diversi idrogrammi in entrata alla cassa di monte (128.3 m³/s costante per 6 ore e 500m³/s costante per 6 ore).

Tale ultima simulazione eseguita con 500 m³/s ha fornito dei risultati interessanti (vedi figura 6.3.1.9) dato che il modello presentava instabilità per portate più basse, mentre con tale portata elevata non ci sono stati problemi. Il modello così realizzato non riesce a simulare il caso di casse vuote.

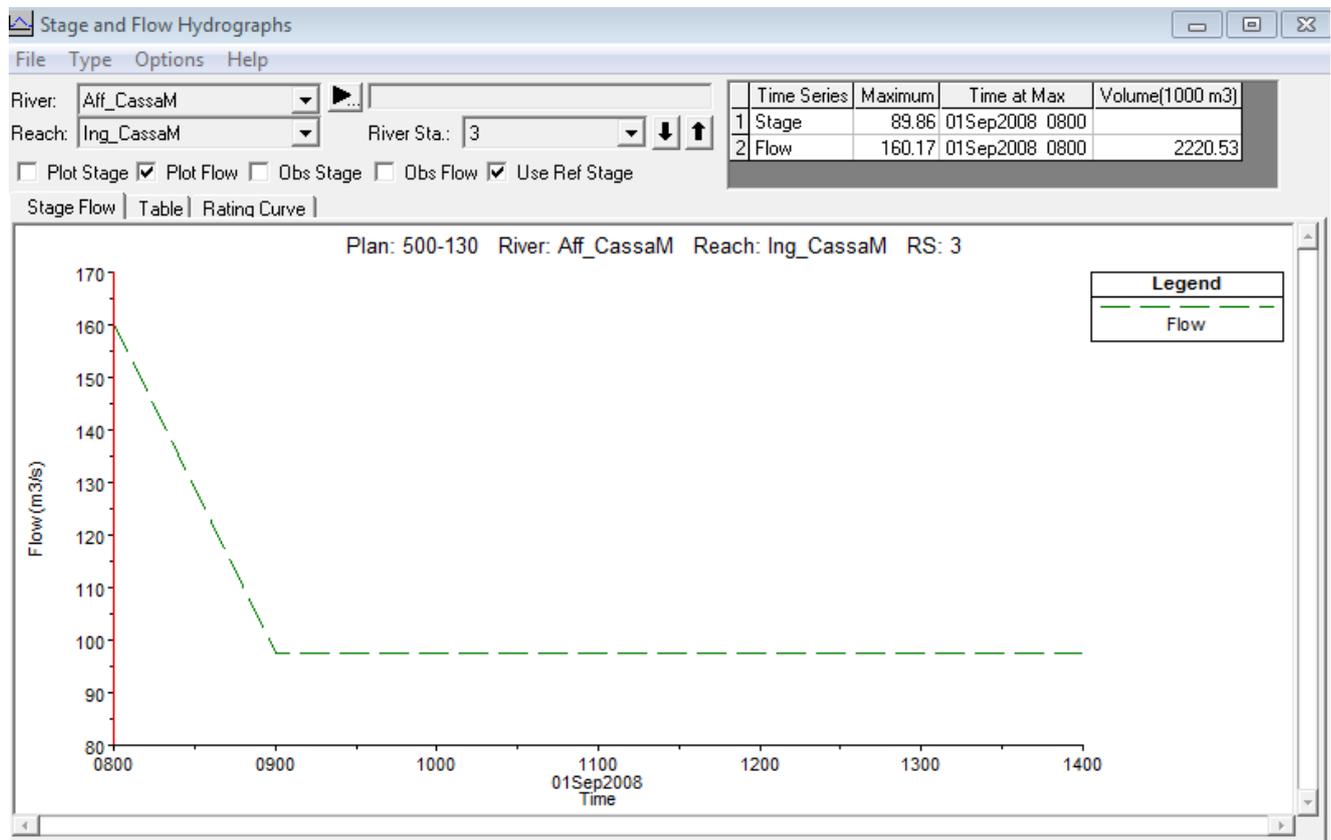


Figura 6.3.1.9 – Andamento delle portate in ramo fittizio dell'affluente cassa di monte con idrogramma in ingresso di 500 m³/s costante.

Allora per studiare questo effetto si è costruito un idrogramma di piena da inserire nella sezione di monte così composto: 500 m³/s decrescente fino a 130 m³/s in 6 ore con stesse condizioni iniziali.

Nel ramo fittizio di ingresso della cassa di monte si è ottenuto il seguente

andamento delle portate nel tempo (vedi figura 6.3.1.10):

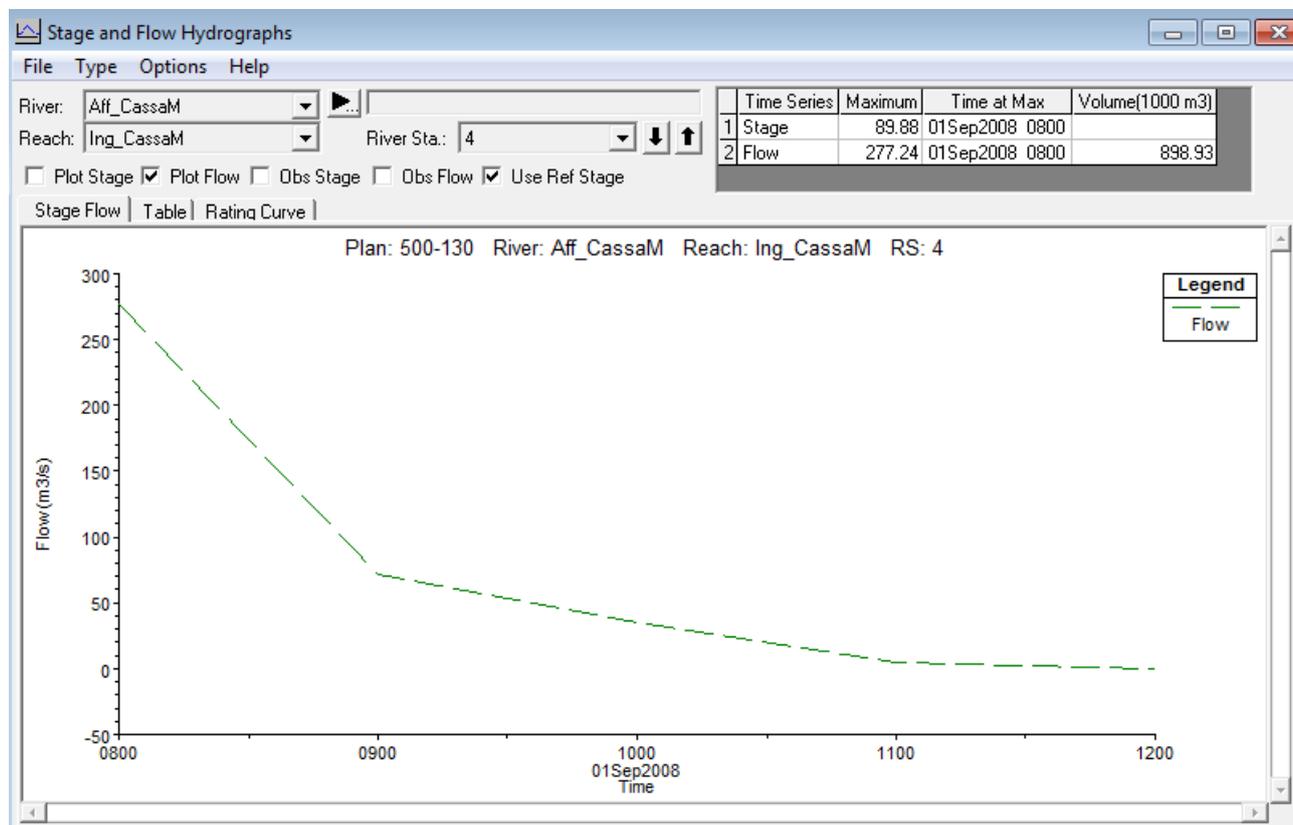


Figura 6.3.1.10 – Andamento delle portate in ramo fittizio dell’affluente cassa di monte con idrogramma in ingresso di 500 m³/s decrescente fino a 130 m³/s in 6 ore.

Dopo 4 ore delle 6 ore della simulazione il modello si instabilizza: il modello non riesce a simulare su dei reach delle portate nulle.

Quando si svuotano le 2 casse di espansione e quindi le portate tendono a diventare nulle sui rami fittizzi, il modello non fornisce più risultati.

Questo ha messo in discussione la schematizzazione iniziale sul modo di inserire le casse (creazione dei reach aggiuntivi e inserimento di inline structure) invece che la usuale situazione di lateral structure per cui può esserci anche una portata nulla che non genera problemi.

Si è riscontrato che con la schematizzazione dei reach fittizi è possibile simulare solamente delle portate alte che generano dei valori di portata che circolano sempre nei tratti.

Quindi il ramo fittizio inserito essendo un ramo fluviale e appena tale tratto ha delle portate che tendono a diventare zero genera delle instabilità, non consente di simulare se i rami non sono sempre attivi.

Infatti simulando con 500 m³/s e casse piene il sistema raggiunge una condizione di equilibrio per cui si ha il profilo classico nel corso d'acqua e due livelli in cassa maggiori degli sfioratori e delle portate significativamente diverse da zero (circa 100 m³/s, vedi figura), ovvero 100 m³/s vanno in cassa, il resto prosegue e si ha la conseguente uscita dalla cassa, con quest'ultima che si assesta ad un valore costante (sia per cassa di monte che per cassa di valle).

In Hec-Ras quindi se i rami fittizi generati per simulare le casse presentano portate che tendono ad andare verso lo zero non è possibile simulare la situazione di casse d'espansione vuote, portate nulle nei reach e poi arrivo dell'onda di piena.

Simulazioni in moto vario ma costanti sono possibili solo per portate elevate, ovvero per delle portate che generano nel corso d'acqua dei livelli per cui dell'acqua riesce ad entrare nella cassa e poi dalla cassa esce.

La schematizzazione scelta per raffigurare le casse non è corretta perché o sono presenti portate sempre diverse da zero nei reach che circolano o se no il modello si blocca.

Si è dovuto quindi cambiare il modo di raffigurare l'alimentazione delle casse d'espansione: si utilizza la solita schematizzazione di alimentazione delle casse d'espansione con strutture laterali che non danno problemi dato che questo sistema si può attivare e cambiare direzione senza generare instabilità.

Dunque il modo scelto di raffigurarne il fiume che va direttamente dentro la cassa e poi può uscirne non è possibile, anche se è il comportamento più aderente alla

realtà, perché si ha uno stramazzo frontale mica laterale (con andamento dei livelli sui 100 m di sviluppo longitudinale alla De Marchi)

Questo modo di raffigurare la geometria è possibile solo per i laghi con immissario e emissario in cui c'è sempre un deflusso.

Possiamo utilizzare però le simulazioni eseguite, in particolare quella con casse piene e 500 m³/s che entrano da monte (simulazione per 12 ore) e casse ai livelli a cui arrivano a fine simulazione di moto vario con portata costante (come il moto permanente) perché si genera una configurazione di equilibrio.

I valori che si ottengono dalla simulazione sopra definiti sono i seguenti (vedi *figura 6.3.1.11*, *figura 6.3.1.12*, *figura 6.3.1.13*, *figura 6.3.1.14*)

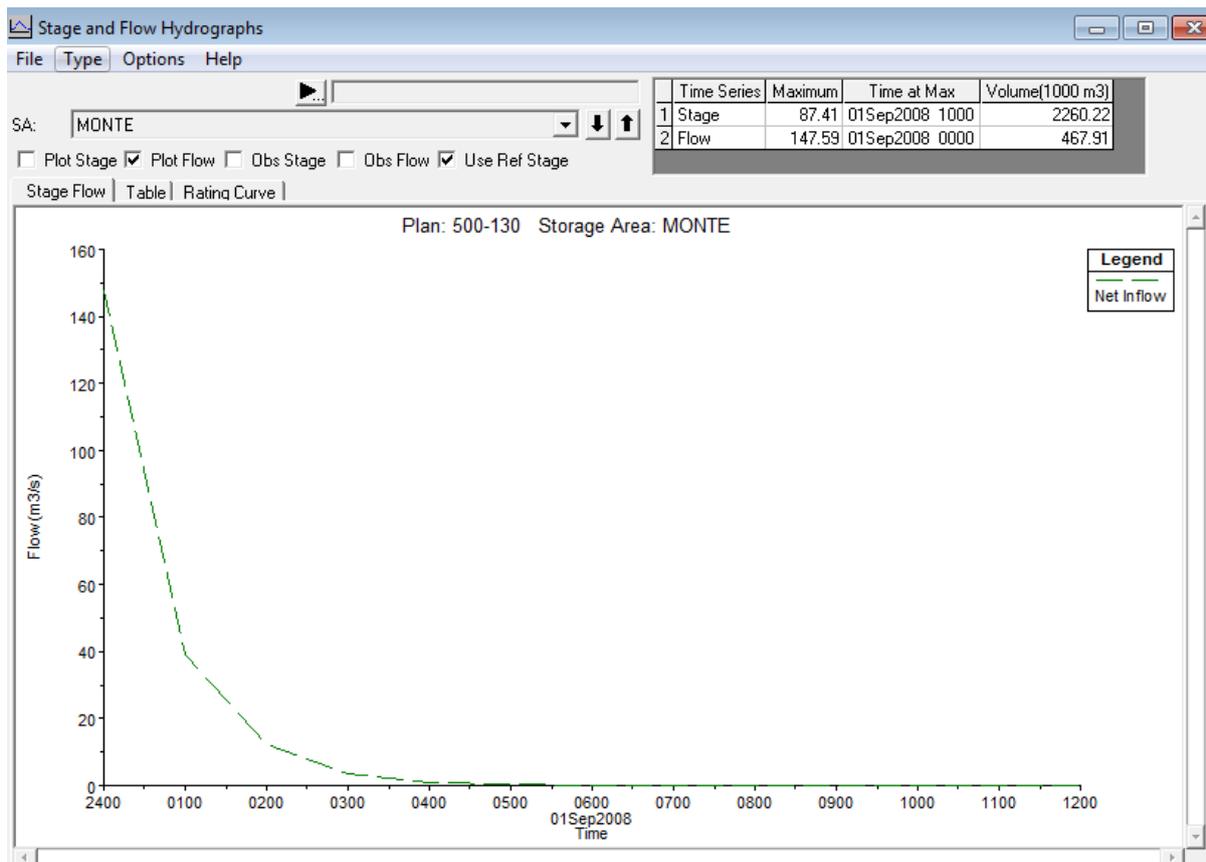


Figura 6.3.1.11 – Andamento portate della cassa di monte dopo 12 ore di simulazione di moto vario con portata costante di 500 m³/s.

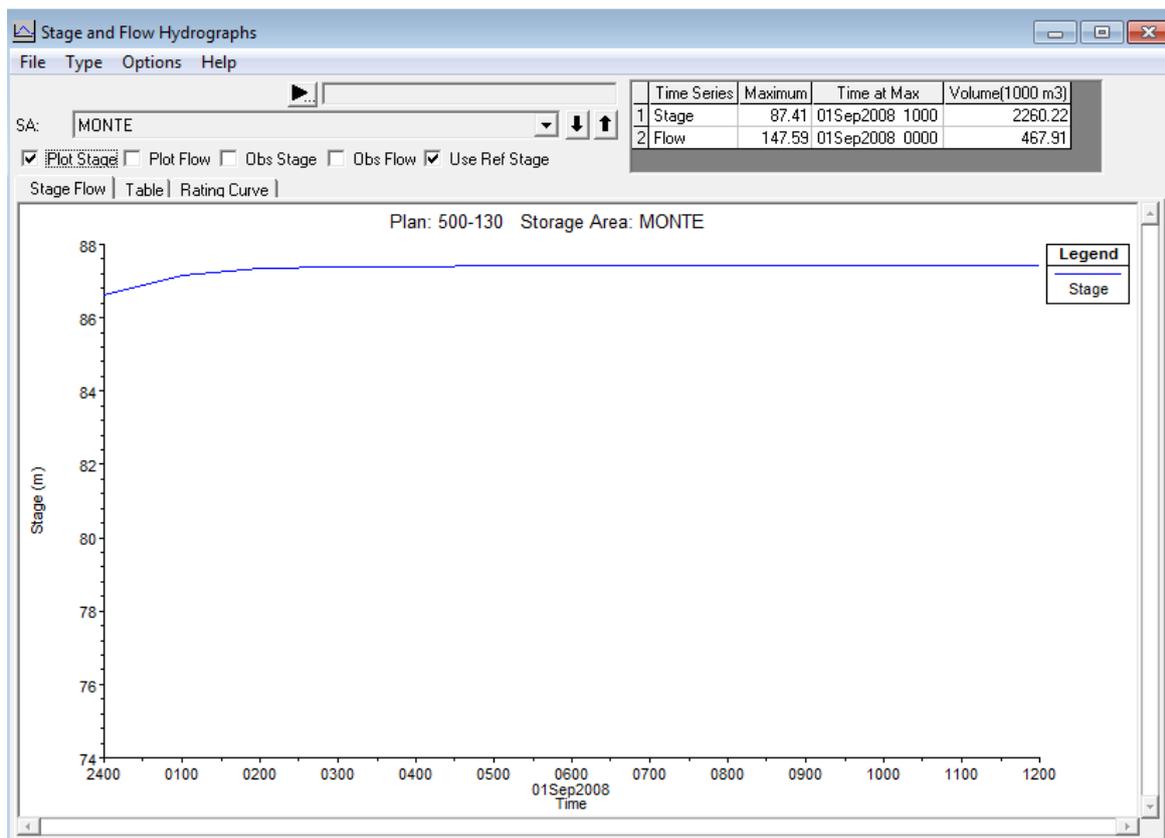


Figura 6.3.1.12 – Andamento livelli della cassa di monte dopo 12 ore di simulazione di moto vario con portata costante di 500 m3/s.

Plan: 500-130 Storage Area: MONTE Profile: 01SEP2008 1200			
W.S. Elev (m)	87.41	RS 4	-97.59
SA Min El (m)	75.20	RS 1	97.59
SA Area (1000 m2)	448.74		
SA Volume (1000 m3)	2260.21		
Inflow (m3/s)	97.59		
Outflow (m3/s)	97.59		
Net Flux (m3/s)	0.00		

Figura 6.3.1.13 – Valori delle portate e dei livelli in situazione di equilibrio nella cassa di monte con simulazione di una portata costante pari a 500 m3/s.

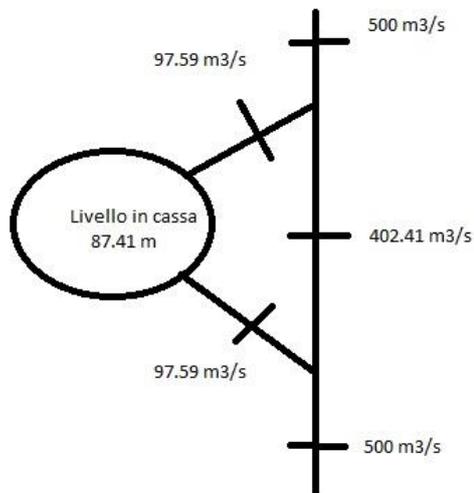


Figura 6.3.1.14 – Schematizzazione risultati della simulazione 500 m³/s per 12 ore per la cassa di monte.

Si effettua la medesima simulazione con una portata non più di 500 m³/s ma bensì di 1000 m³/s, valore più vicino alle portate di progetto, ottenendo i seguenti risultati (vedi *figura 6.3.1.15*, *figura 6.3.1.16*, *figura 6.3.1.17*):

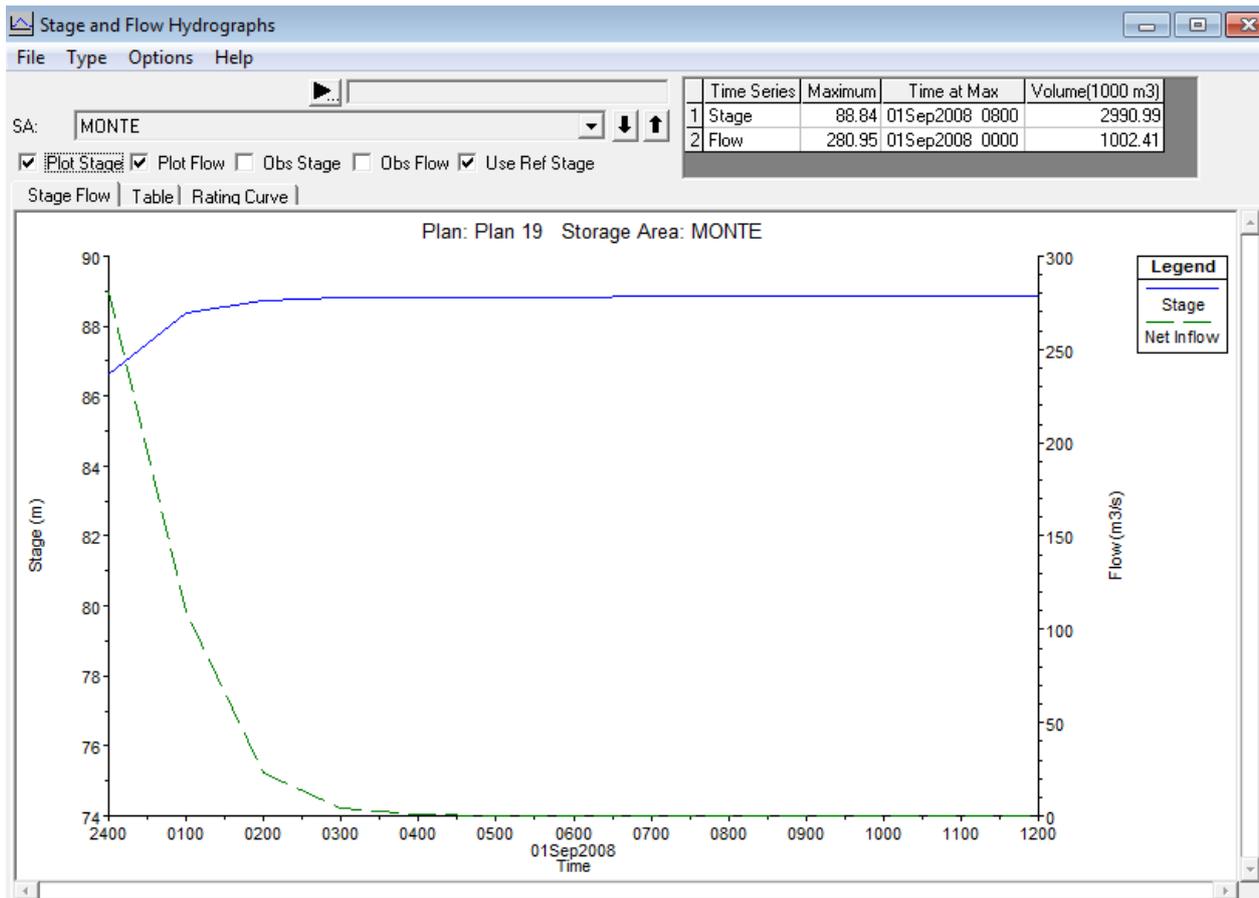


Figura 6.3.1.15 – Andamento livelli della cassa di monte dopo 12 ore di simulazione di moto vario con portata costante di 1000 m3/s.

Profile: 01SEP2008 1200

SA: MONTE Plan: Plan 19

Plan: Plan 19 Storage Area: MONTE Profile: 01SEP2008 1200

W.S. Elev (m)	88.84	RS 4	-402.87
SA Min El (m)	75.20	RS 1	402.87
SA Area (1000 m2)	556.23		
SA Volume (1000 m3)	2991.00		
Inflow (m3/s)	402.87		
Outflow (m3/s)	402.87		
Net Flux (m3/s)	0.00		

Errors, Warnings and Notes

Select Profile

Figura 6.3.1.16 – Valori delle portate e dei livelli in situazione di equilibrio nella cassa di monte con

simulazione di una portata costante pari a 1000 m³/s.

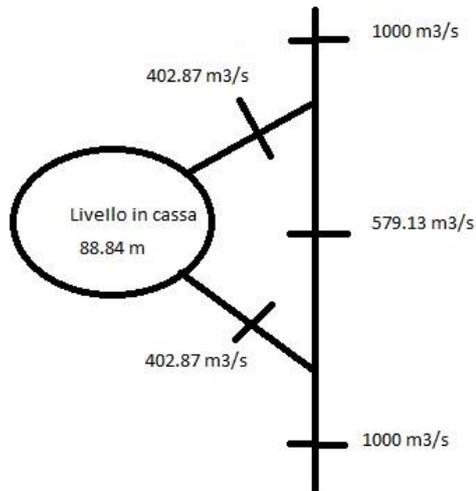


Figura 6.3.1.17 – Schematizzazione risultati della simulazione 1000 m³/s per 12 ore per la cassa di monte.

Tale risultato è utile per la schematizzazione che verrà realizzata con gli sfioratori laterali che collegano la cassa al fiume.

Per tornare a questa schematizzazione si è ricercata una precedente geometria dell'Enza prima della suddivisione in reach con le junction.

Lo sfioratore laterale viene realizzato in prima battuta con le stesse dimensioni e con le stesse quote delle soglie, la scelta è nel dove fare partire tale sfioratore.

Verranno eseguite altre simulazioni analoghe alle precedenti e si confrontano i risultati ottenuti: vogliamo, ad esempio, gestendo la lunghezza degli sfioratori laterali una situazione che concettualmente funzioni come quella rappresentata dalla suddivisione in rami fittizi, che è quella che più si avvicina alla realtà.

Il nuovo sistema alimentazione scarico cassa è così raffigurato (vedi *figura 6.3.1.18* e *figura 6.3.1.19*):

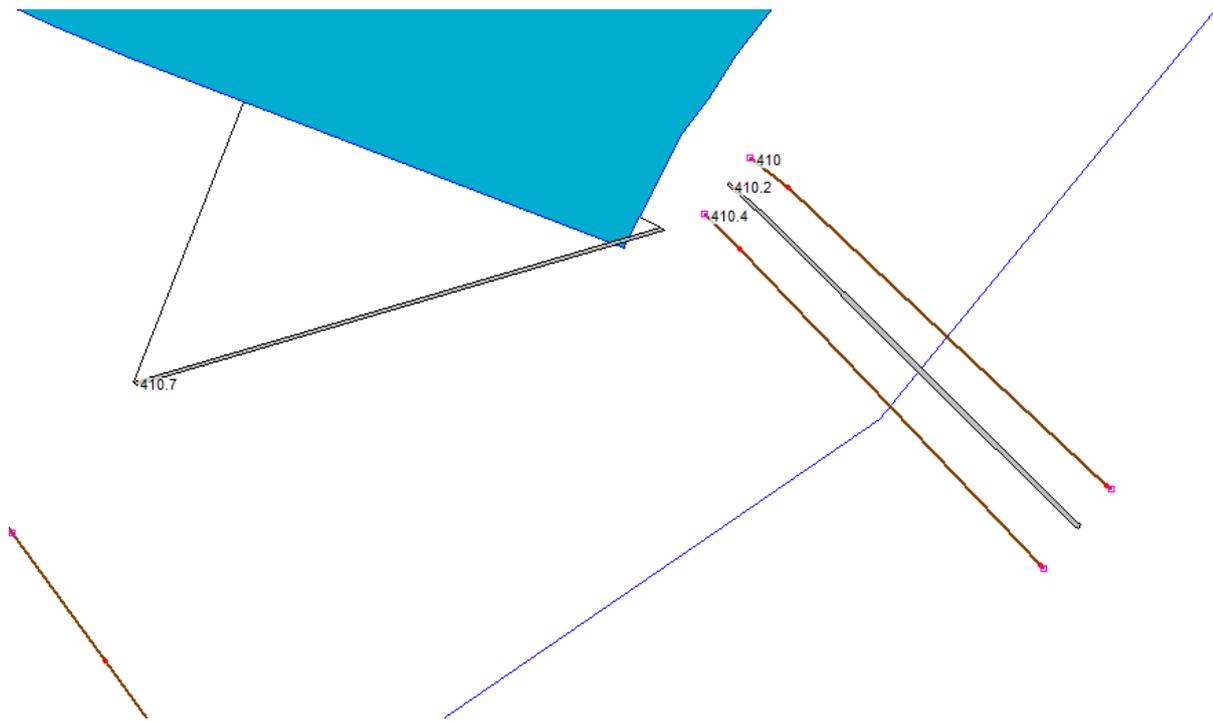


Figura 6.3.1.18 – Raffigurazione alimentazione cassa monte: lateral structure e bridge.

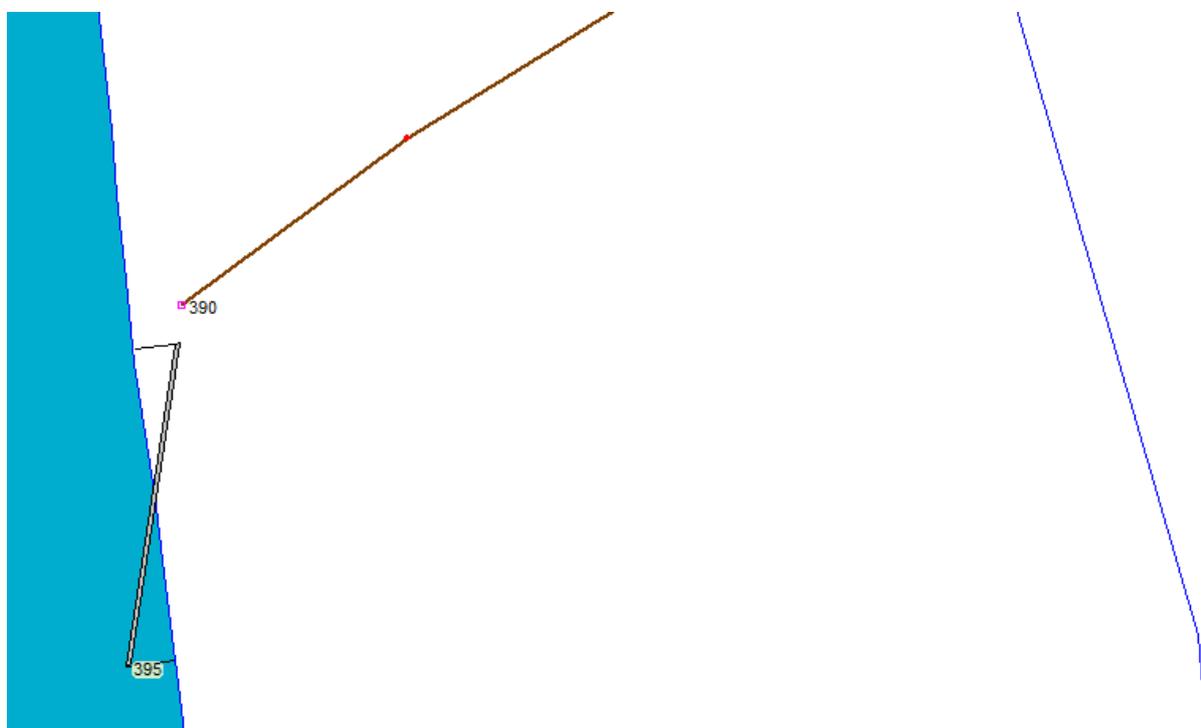


Figura 6.3.1.19 – Raffigurazione scarico cassa monte: lateral structure.

6.3.2 Interpretazione grafici Casse, Lateral Structure, Portate nelle sezioni a valle delle Casse

I risultati delle simulazioni si possono leggere dal comando Stage and Flow Hydrograph.

Per quanto attiene a un grafico di questo tipo per la Cassa di Espansione un esempio può essere quello riportato in *figura 6.3.2.1*.

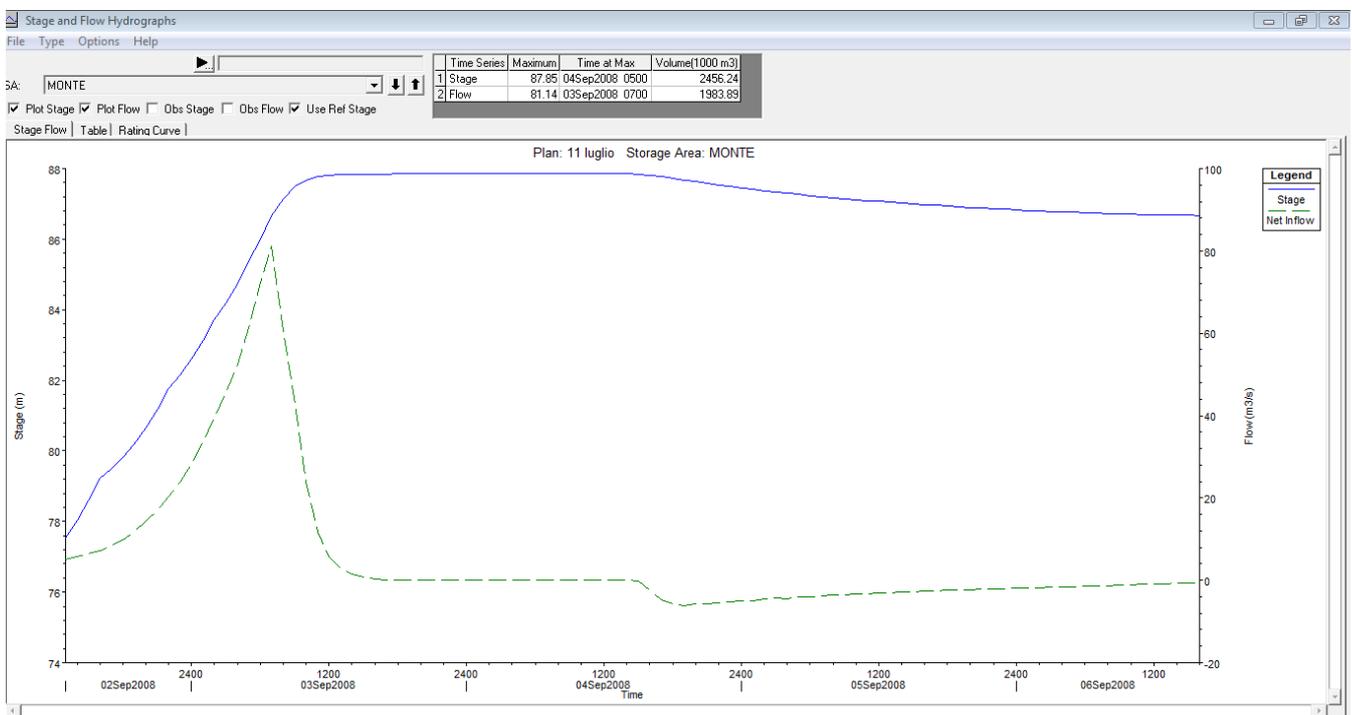


Figura 6.3.2.1 – Grafico risultante della storage area di monte, raffigurati livelli e portate in cassa.

In blu è raffigurato lo stage (altezza) mentre in verde il Net Inflow (portata in cassa).

Si nota che il livello in cassa raggiunge un massimo poi inizia a scendere: questo accade perché la cassa si è riempita e si inizia a svuotare.

Tale livello lo ritroviamo identico nel grafico successivo (*figura 6.3.2.2*) del troppo pieno di scarico cassa (lateral structure) alla voce Stage TW (tailwater, tale termine si riferisce alle acque situate immediatamente a valle da una struttura idraulica, come una diga, escluso il minimo rilascio come per pesci di acqua, un ponte o canale sotterraneo).

Per quanto riguarda i grafici dello scarico cassa l'interpretazione dei risultati si conduce nella seguente maniera, ove in totale compaiono 6 voci:

- stage tailwater;
- stage headwater upstream;
- stage headwater downstream;
- flow headwater upstream (sul corso d'acqua);
- flow headwater downstream (sul corso d'acqua);
- flow leaving (sullo sfioratore).

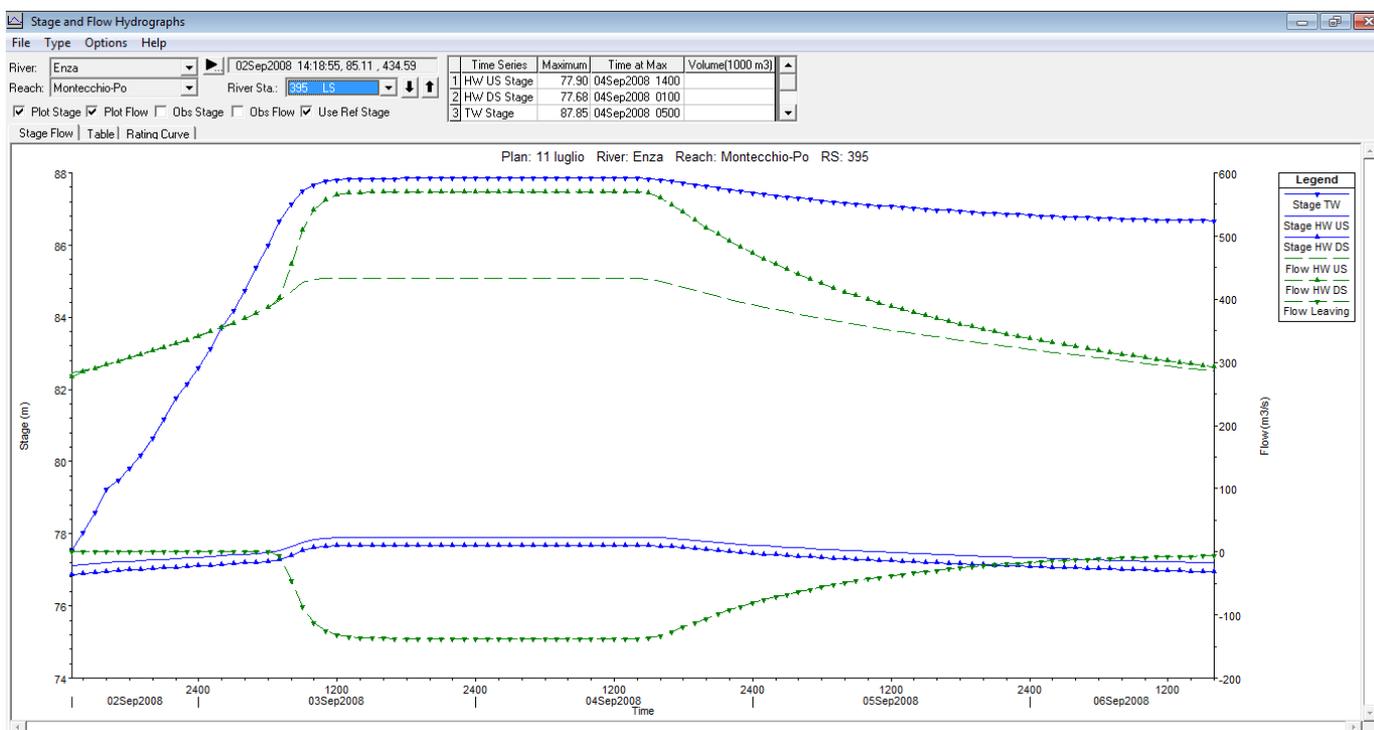


Figura 6.3.2.2 – Grafico dei risultati del troppo pieno(Lateral Structure) della cassa di monte.

Dallo stage tailwater si legge il livello in cassa e infatti coincide con l'andamento visto nel grafico precedente riferito alla cassa di espansione.

Dal flow leaving si legge la portata sullo sfioratore laterale (grafico in verde più in basso) e si nota il raggiungimento di un valor di cassa piena poi si ha lo scarico dal troppo pieno.

La portata è negativa perché si ha una portata positiva solo se l'acqua entra in cassa mentre in questo caso succede l'esatto opposto perché è una uscita dalla cassa verso il fiume.

Da flow headwater upstream (sul corso d'acqua) si legge la portata a monte dello sfioratore laterale (che è più bassa del flow headwater downstream perché in quel caso si aggiunge anche il contributo di portata che fuoriesce dallo sfioratore).

Da flow headwater downstream (sul corso d'acqua) si legge la portata a valle dello sfioratore laterale (che è più alta del flow headwater downstream, perché in questo caso si somma anche la portata che esce dallo sfioratore laterale) ed è coincidente con la portata che trovo nel corso d'acqua, tale cosa si verifica leggendo l'idrogramma di una cross section posta a valle del sistema casse d'espansione.

Per quanto attiene ad una sezione generica a valle delle casse (ad esempio nella 164, sezione trasversale nei pressi del ponte di Sorbolo, vedi *figura 6.3.2.3*) si ritrova un valore di portata prossimo a 550 m³/s mentre in ingresso a monte erano stati dati 570 m³/s ma nel frattempo si sono riempite le casse e a valle prosegue poco meno dei 570 m³/s.

I valori di portata ottenuti sul fiume sono in linea con quello che ci si aspetta, questo dimostra che le casse invasano e il modello gira correttamente.

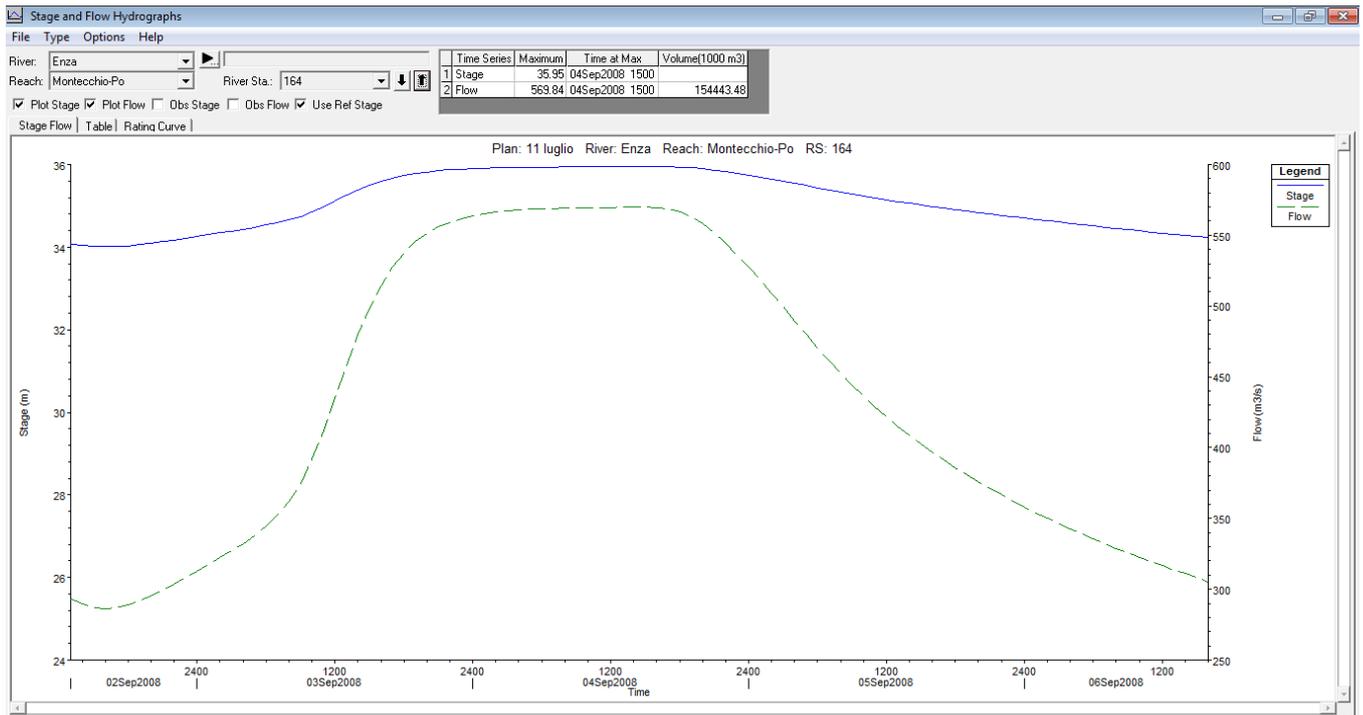


Figura 6.3.2.3 – Grafico dei risultati su una cross section.

6.3.3 Gestione altezza degli sfioratori laterali

In particolare in questa fase verranno gestite le geometrie degli scarichi di alimentazione perché sulla piena di progetto diano l'effetto di progetto.

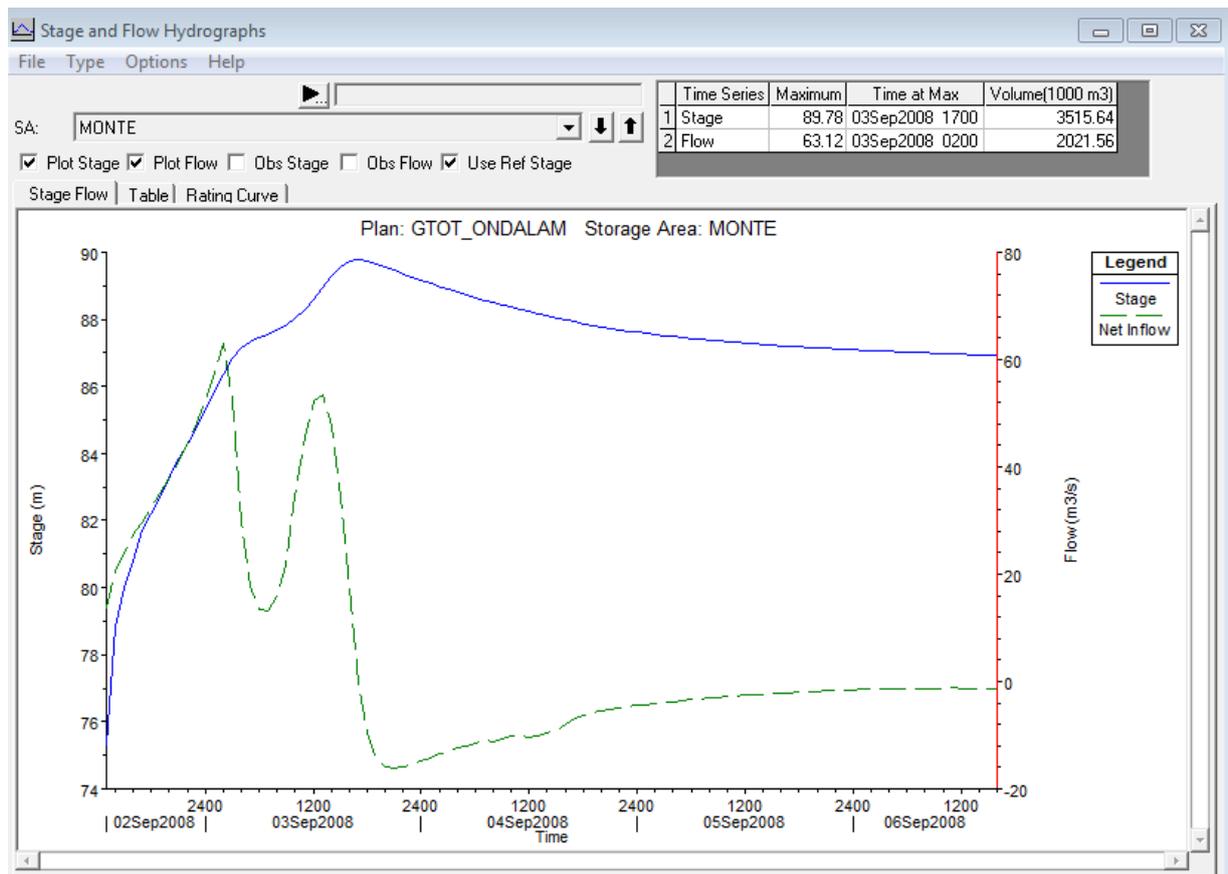


Figura 6.3.3.1 – Situazione di partenza con altezze sfioratore di alimentazione di monte come da tesi Castellarin e altezza sfioro di alimentazione di valle abbassato secondo la pendenza del thalweg.

Le casse non sono sfruttate al meglio perché si è arrivati al completo riempimento (vedi figura 6.3.3.1) la cassa però si riempie in anticipo: c'è già da tempo lo stesso livello che si ha sullo sfioratore sia in fiume sia in cassa perché i due sistemi stanno andando avanti di pari passo (lo si deduce dalla forma del grafico di figura 6.3.3.1), perché la cassa incomincia a riempirsi troppo presto.

Le casse mettono a disposizione un volume totale di 11 milioni di metri cubi ma ci si ferma a un theta (unico parametro per generare gli idrogrammi sintetici) che porta ad un volume di 10 milioni di metri cubi per avere un certo margine a favore di sicurezza, perché il funzionamento teorico è sempre diverso dal funzionamento reale e se già nel funzionamento teorico si progetta senza margini di sicurezza nel volume, sicuramente nel funzionamento reale, non si riuscirà mai ad ottenere il comportamento reale.

- *Grafico sfioratore laterale*

Si nota che l'idrogramma con theta pari a 17,1 ore, vedi *figura 6.2.3.2*, come proposto da metodo Maione è troppo ampio perché le onde sono troppo aperte nella parte bassa dell'idrogramma e ci sono già delle portate molto alte di 400 m³/s molto presto e lo sfioratore praticamente invasa acqua fin dall'inizio, con portate basse ma questo comporta del volume perso in cassa di espansione perché l'onda di piena sullo sfioratore laterale dovrebbe essere tutta inizialmente nulla per poi presentare valori di portata che via via crescono quando comincia ad invasare e poi ritorna a zero, ma come si vede dal grafico del Flow Leaving la portata è sempre diversa da zero fin dall'inizio.

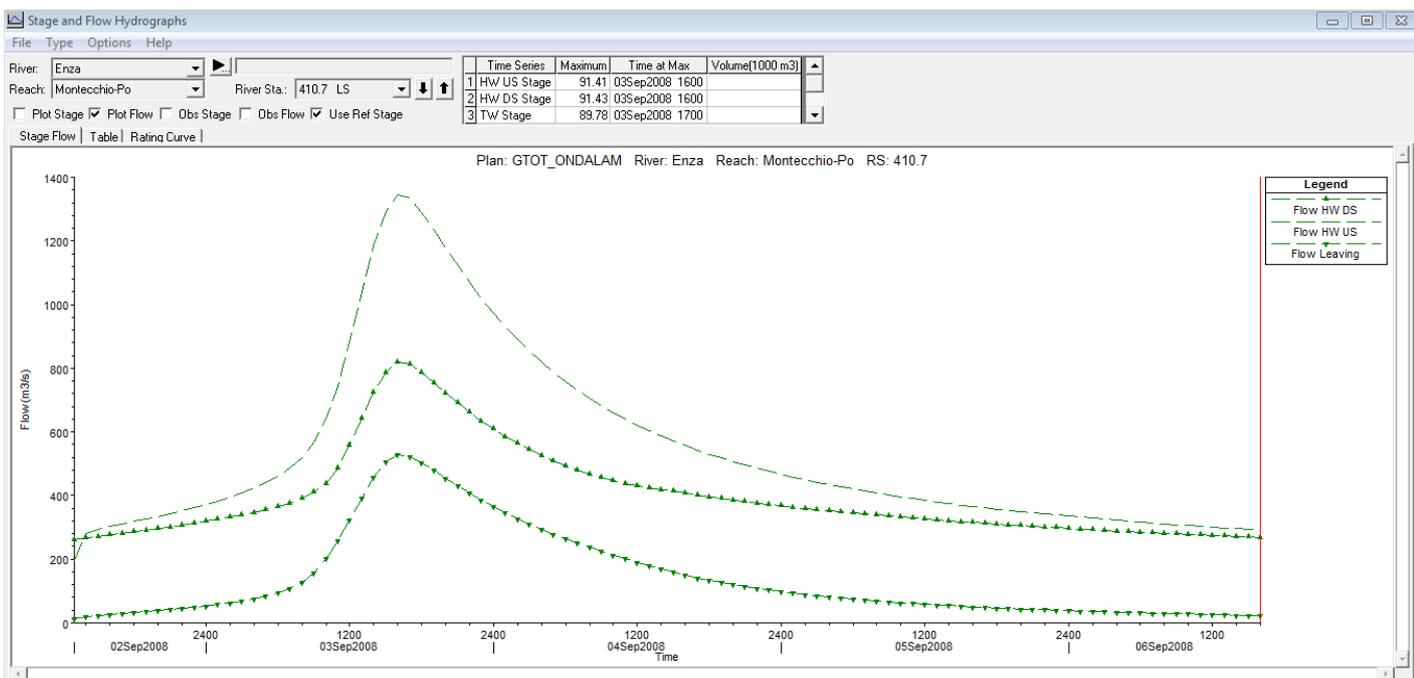


Figura 6.3.3.2 – Sfioratore laterale di ingresso cassa.

- *Grafico sulla cassa di monte*

L'onda di piena della cassa, vedi *figura 6.3.3.1*, dice se si inverte il flusso in cassa dal grafico Net Inflow e le portate assumono anche dei valori negativi e questo significa che sta sfiorando a valle.

Il grafico del Net Inflow presenta due picchi e questo è perché la cassa si riempie prima che arrivi il colmo, e nel frattempo si svuota grazie allo scarico di troppo pieno perché nello scarico di alimentazione continua ad entrare un poco di acqua.

La cassa si riempie e quando arriva a questo istante dallo scarico di alimentazione entra meno portata perché i livelli sono quasi paralleli: il massimo di alimentazione si ha quando il livello in cassa è ancora basso, poi si riempie e lato fiume deve ancora arrivare il picco dell'onda, quando poi arriva il picco dell'onda riporta su anche la portata in entrata dall'alimentazione e nel frattempo lo scarico di troppo pieno sta già scaricando.

Il troppo pieno scarica ad una quota di 86.50 m slm che è proprio in corrispondenza del flesso nel grafico dei livelli di cassa monte perché dal grafico dei livelli si vede l'effetto combinato delle due lateral structure.

Dal grafico Net Inflow si capisce che la portata di monte continua a salire e lo scarico di valle sta cominciando a scaricare, quindi dalla sottrazione delle due si ha l'effetto finale, ovvero esce più di quello che entra ed entra poca acqua perché sia cassa sia fiume sono quasi allo stesso livello e si ostacolano a vicenda

Bisogna gestire le altezze e le pendenze degli sfioratori di alimentazione delle casse di espansione di monte e di valle in modo che il modello di calcolo funzioni bene, dato che sono state fatte moltissime approssimazioni.

Ad esempio la trave ovoidale non è rappresentata nel modello come una trave ovoidale ma è un muro con una apertura rettangolare che altera il pelo libero a monte in maniera simile (non si sa quanto) a quello che fa effettivamente la trave ovoidale. La forma dello sbarramento non viene modificata, cosa che complicherebbe in maniera eccessiva il modello numerico.

Vengono però gestiti gli sfioratori di alimentazione (come altezza rispetto al fondo alveo e inclinazione) e non quelli di scarico (troppo pieno) perché quando la cassa si riempie fino a quel punto deve svasare nel fiume.

Questa operazione viene fatta per far sì che gli sfioratori di alimentazione delle casse entrino in funzione il più tardi possibile.

6.3.4 Simulazioni in Hec-Ras per ottenere la più realistica configurazione degli sfiori di ingresso cassa

E' importante in questa fase per non rendere impossibile il compito propostosi non toccare le altezze delle due traverse e dei due scarichi di troppo pieno delle casse, cosa che complicherebbe in maniera esagerata il modello rendendolo di fatto ingestibile.

Per questo si gestiscono soltanto l'altezza e la pendenza dei 2 scarichi di alimentazione delle casse di espansione.

Si vogliono gestire gli sfiori di alimentazione per far si che il modello in Hec-Ras funzioni in maniera simile a quello che fanno nella realtà il sistema trave ovoidale, sfioro di alimentazione e scarico di troppo pieno.

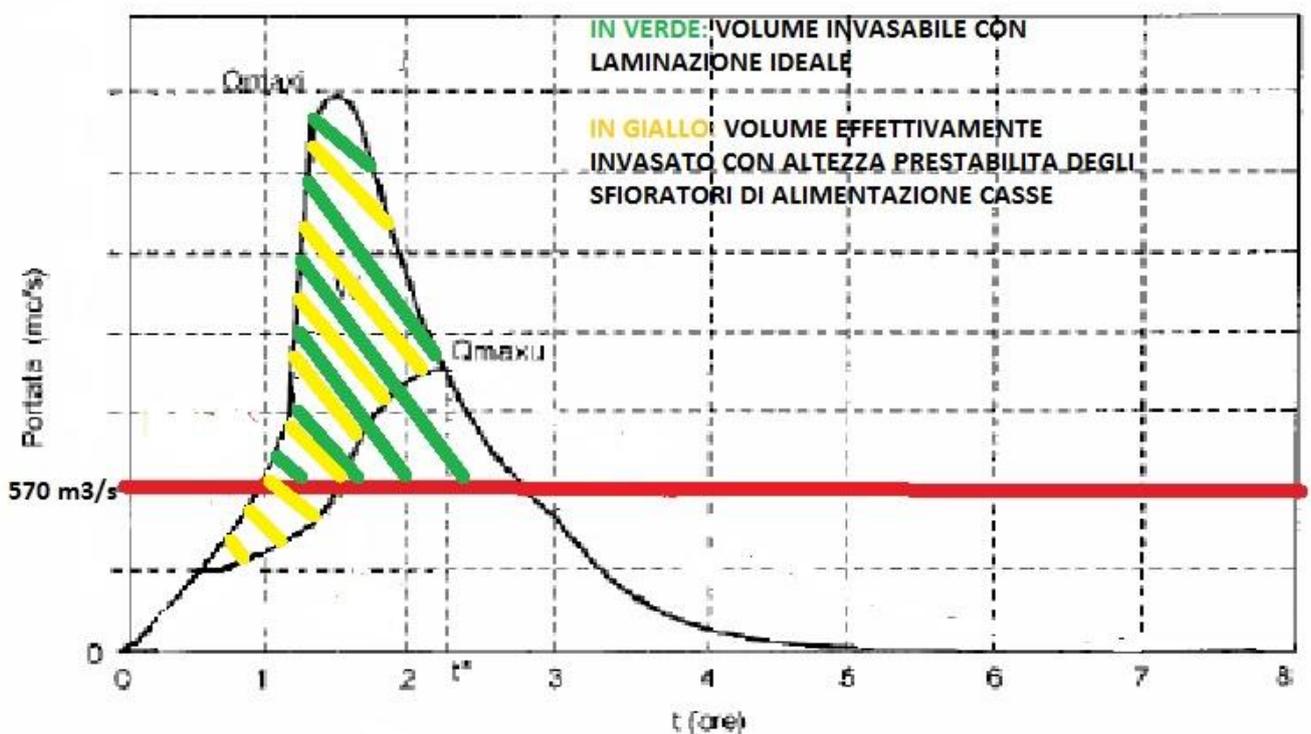


Figura 6.3.4.1 – Onda di piena totale e onda di piena laminata.

Nel caso la cassa iniziasse a funzionare troppo presto (vedi disegno in figura 6.3.4.1) i serbatoi iniziano a riempirsi presto e arrivano ad un certo punto che sono già saturi immagazzinando complessivamente le due casse un volume di 11 milioni

di metri cubi.

Tale volume viene perciò esaurito molto prima e verso valle viene mandata una portata decisamente superiore dei $570 \text{ m}^3/\text{s}$ di progetto.

Vanno pertanto gestiti gli sfioratori al meglio in maniera tale che sia la cassa di monte sia la casse di valle non inizino a invasare prima di arrivare al valore di portata di $570 \text{ m}^3/\text{s}$, perché prima iniziano ad invasare e prima saturano la capacità.

La cassa di monte sarebbe un bene cominciasse a lavorare anche dopo, ovvero per portate superiori a $570 \text{ m}^3/\text{s}$ per dare una prima smussata alla piena mentre quella di valle può iniziare a funzionare a $570 \text{ m}^3/\text{s}$.

Facendo una serie di simulazioni si cerca una configurazione degli sfioratori laterali che alimentano le casse, tale per cui a partire da un onda di progetto si arriva ad un onda in uscita che è il più simile possibile ad un onda che sia l'onda decapitata a $570 \text{ m}^3/\text{s}$

Si hanno a disposizione le 2 casse di espansione e arriva l'onda di piena bisecolare e nella sezione subito a valle (ovvero la 350) bisogna trovare un onda con un picco di circa $600 \text{ m}^3/\text{s}$.

Le sezioni utili in cui guardare l'idrogramma di piena sono le seguenti:

- sezione 411 (sezione immediatamente a monte della cassa di espansione di monte);
- sezione 390 (sezione compresa tra la cassa di espansione di monte e quella di valle);
- sezione 350 (sezione immediatamente a valle del sistema di casse, ovvero anche a valle dello scarico di troppo pieno).

La situazione di partenza degli sfiori di alimentazione è la seguente (*figura 6.3.4.2 e figura 6.3.4.3*):

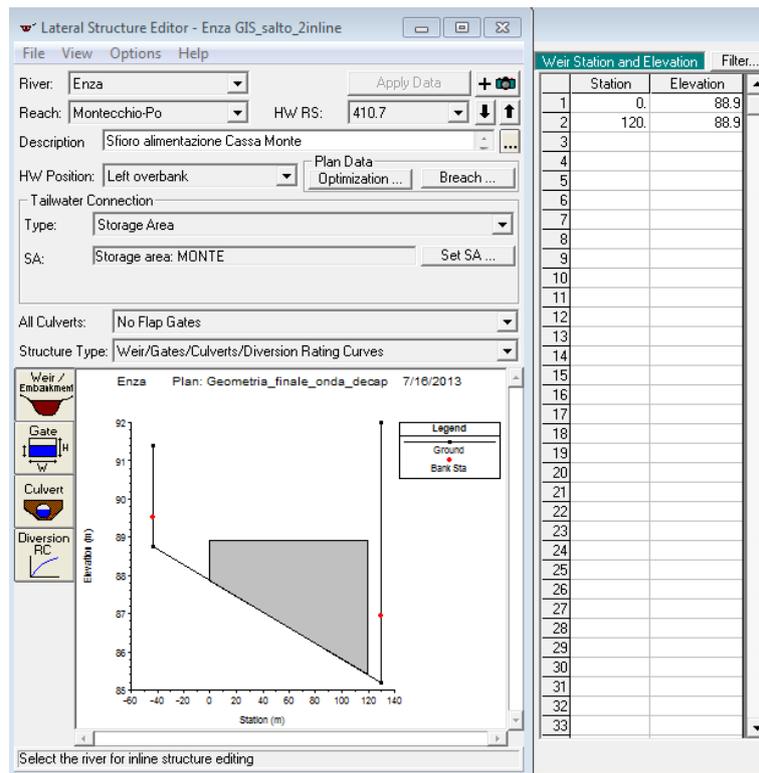


Figura 6.3.4.2 – Sfioro alimentazione Cassa Monte inizialmente posto ad una quota di 88.90 m slm.

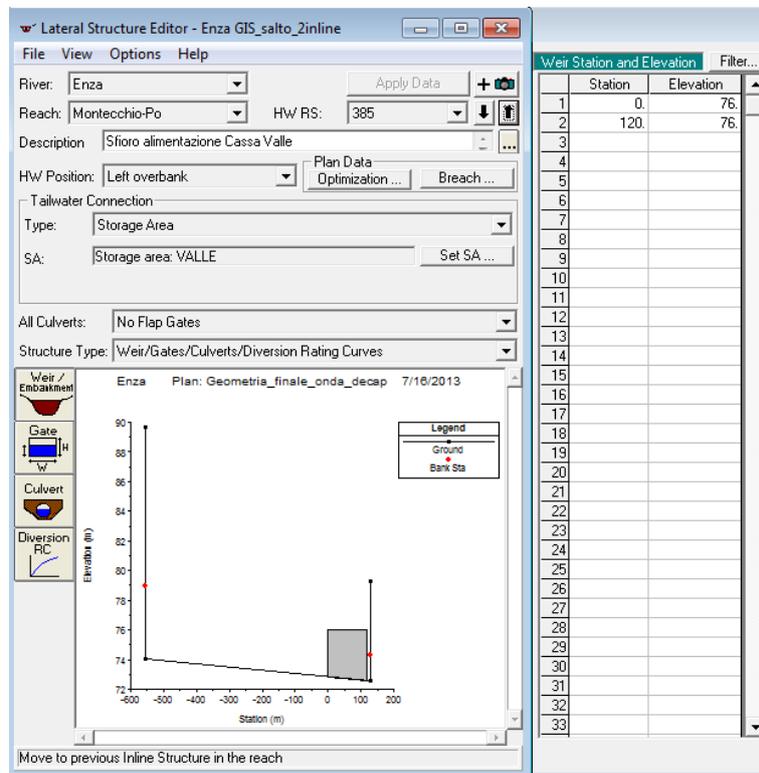


Figura 6.3.4.3 – Sfioro alimentazione Cassa Valle inizialmente posto ad una quota di 76 m slm.

Chiaramente non si intende stravolgere la geometria di primo tentativo, ovvero non vengono alzati di più di 2 metri (dato che ci sono gli argini e si è già vincolati, la distanza tra gli argini del fiume e la sommità della struttura laterale di primo tentativo è di 93.50 m slm – 89 m slm, ovvero 4.5 m per la cassa di monte) i due scarichi di alimentazione ma ci si tiene al massimo ad un metro più alti (*si alza il tutto perché la cassa inizia a funzionare troppo presto, vanno alzati gli sfiori di alimentazione*) della quota che si possiede (quota di monte).

Si vuole fare in modo che la cassa di espansione non inizi a funzionare fino a che non si raggiungono in alveo delle portate di 570 m³/s perché se la cassa inizia a funzionare molto prima si perde del volume utile.

Se in alveo si trovano a valle del sistema di casse un valore di portata molto inferiore ai 570 m³/s significa che il sistema di casse inizia a funzionare troppo presto e vanno alzate le sommità degli sfiori di alimentazione.

Per prima cosa si eseguono le simulazioni con l'onda di progetto trovata fissando Theta pari a 4,7 con gli *sfioratori altissimi* (portati a 100 m slm) come se non ci fossero le casse, ovvero le casse non invasano (*figura 6.3.4.4, figura 6.3.4.5 e figura 6.3.4.6*).

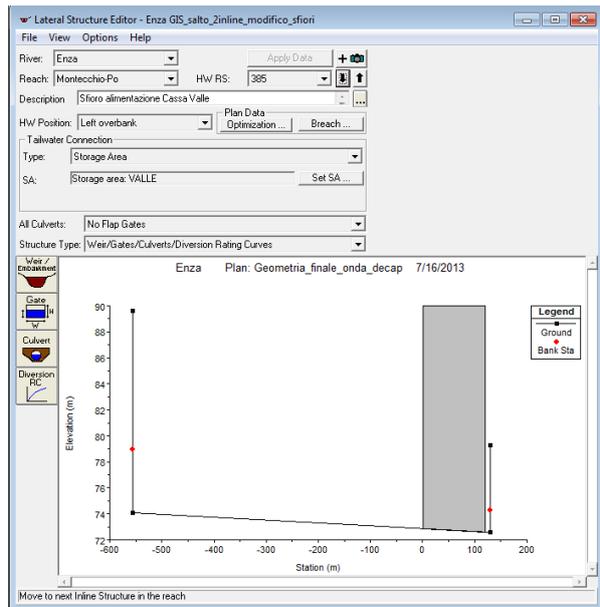
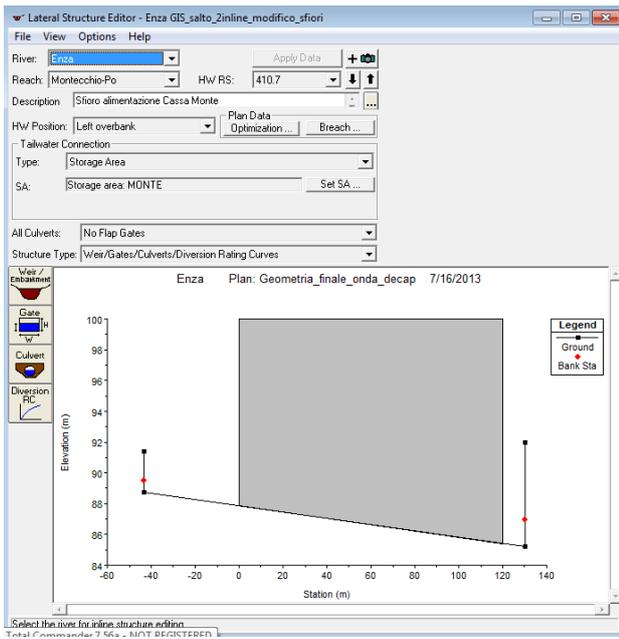


Figura 6.3.4.4 – Sfiatori di alimentazione cassa monte e cassa valle altissimi.

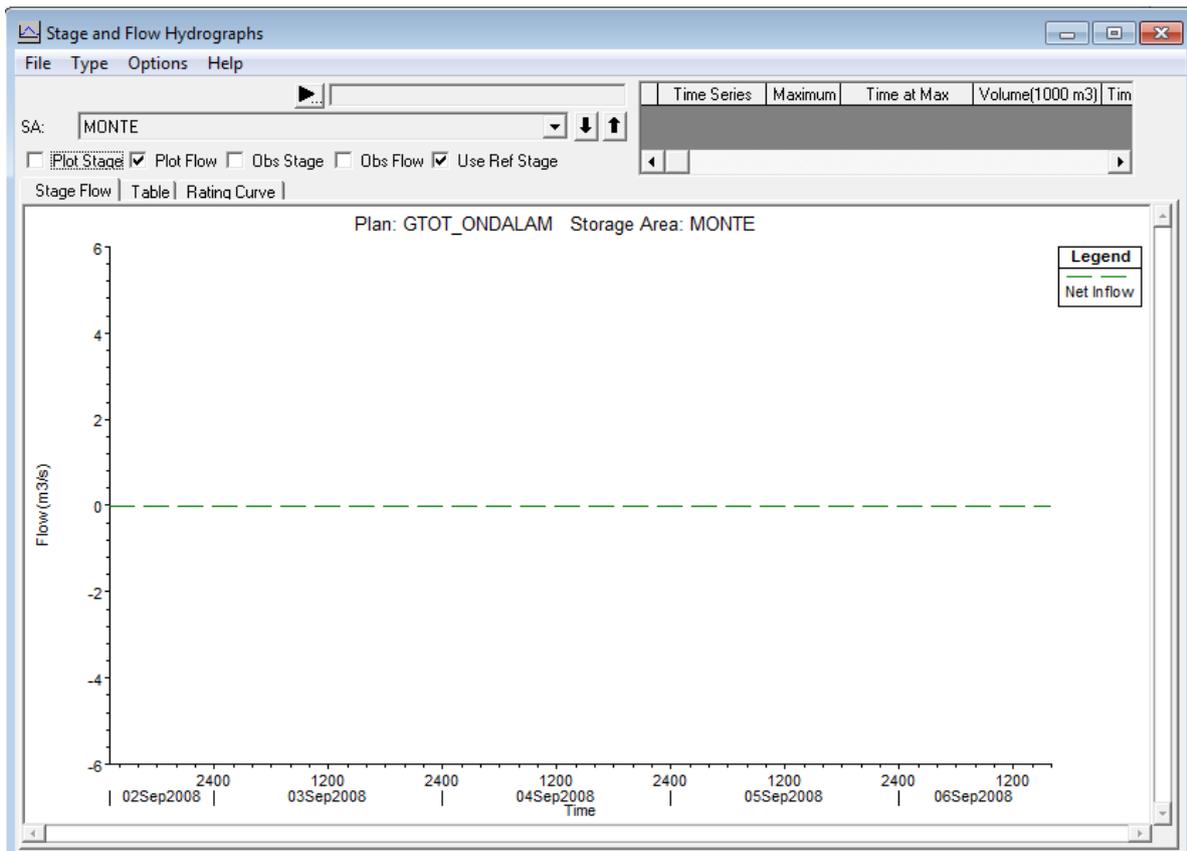


Figura 6.3.4.5 – Andamento delle portate nella cassa di monte con sfioratori altissimi: evidentemente non può entrare acqua.

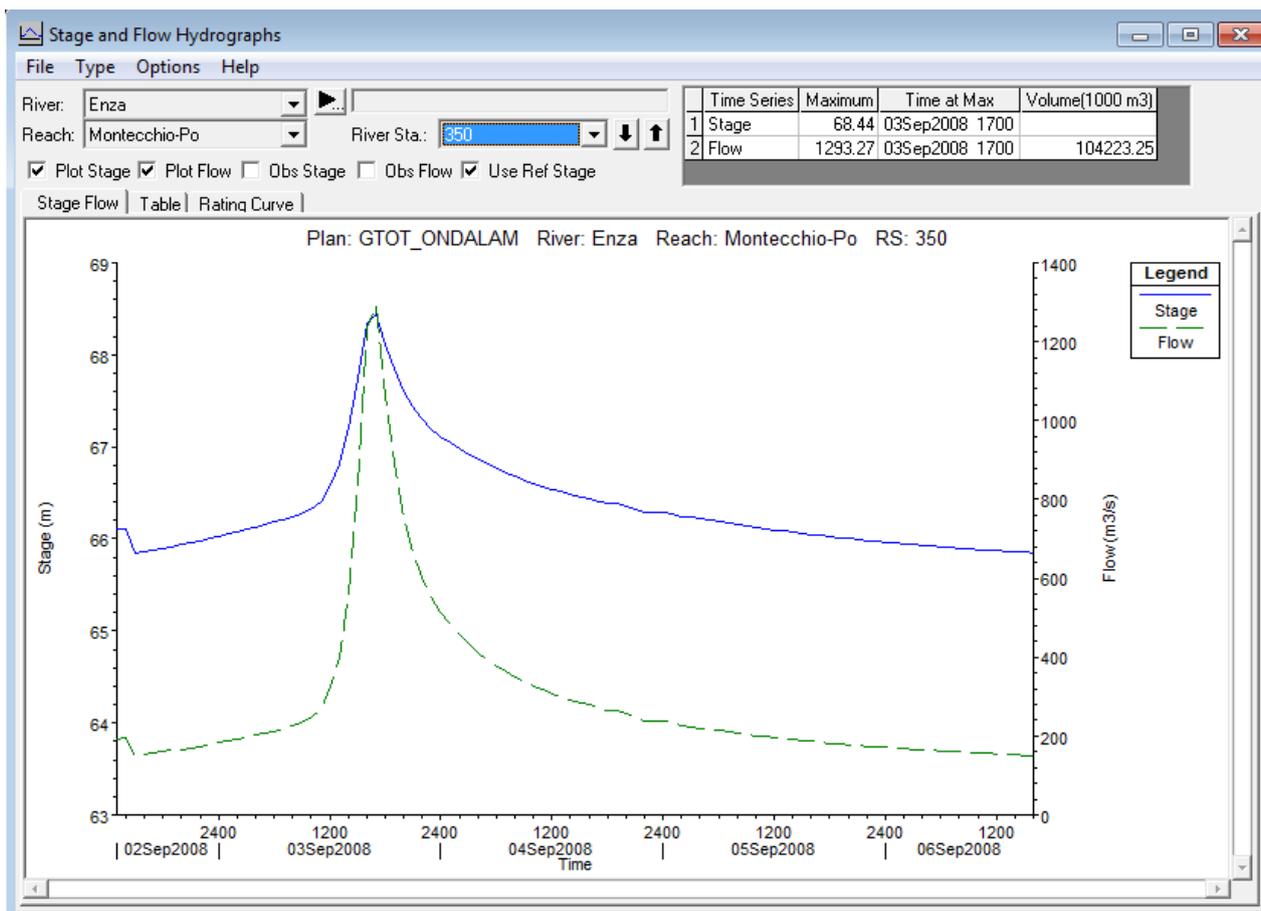


Figura 6.3.4.6 – Idrogrammi e livelli in corrispondenza della sezione immediatamente a valle del sistema di casse di espansione.

Adesso è possibile iniziare a gestire gli sfioratori, ovvero si inizia ad innalzarli, partendo dalla configurazione attuale (ovvero altezza scarico di alimentazione cassa monte posto a 88.9 m slm e altezza scarico di alimentazione cassa valle posto a 76 m slm

Si ricava una informazione molto utile dalla simulazione con sfioratori altissimi, ovvero si legge con che livelli sono presenti in alveo transita una portata di circa 600 m³/s e risulta pari a 90.5 m slm come quota (vedi *figura 6.3.4.7* in corrispondenza della sezione 410.4, sezione a cui è agganciato lo sfioratore, ovvero sezione a monte della traversa).

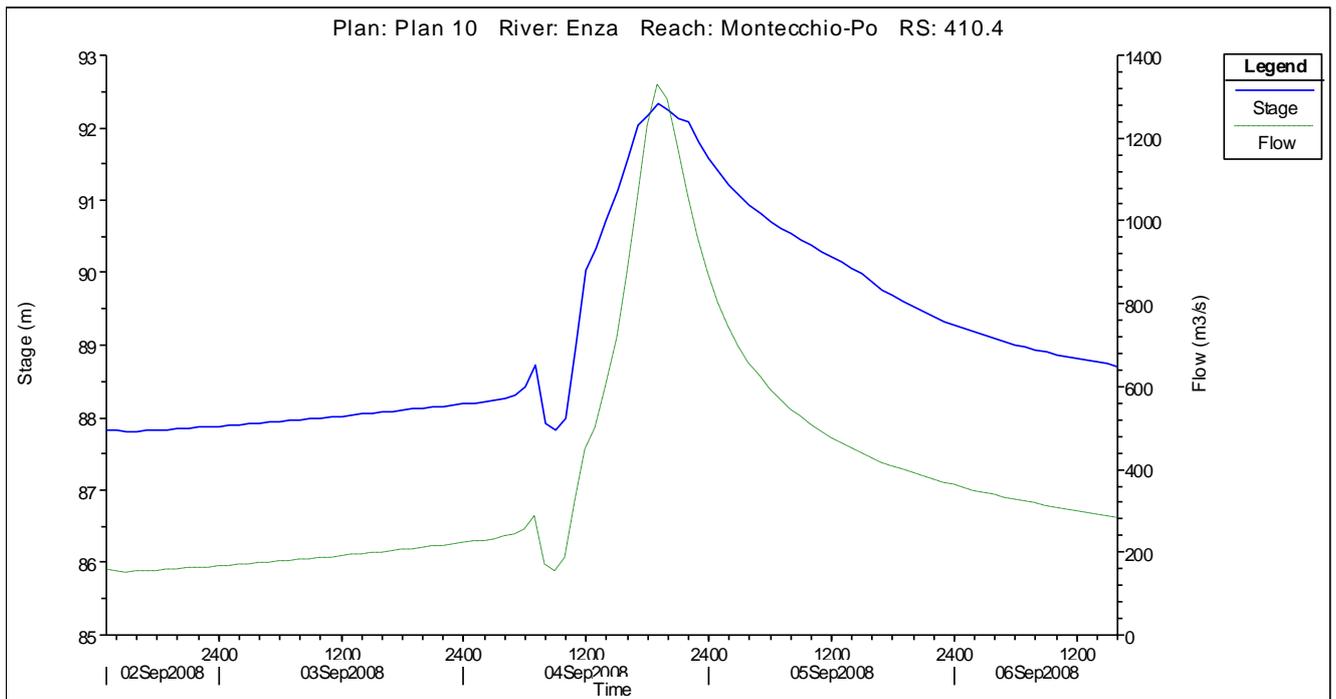


Figura 6.3.4.7 – Idrogramma e livelli in corrispondenza della sezione agganciata allo sfioratore di ingresso della cassa di Monte

Allora si alza lo sfioratore in modo che inizi a funzionare un po' più tardi.

E' da porre a conoscenza del lettore che le casse sono state progettate e l'Autorità di Bacino del Fiume Po è a conoscenza che da progetto sono inviati circa 600 m³/s con un'onda di piena duecentennale (valore ricavato dal collaudo delle casse di espansione) a valle ed inoltre hanno le onde di progetto che vengono tagliate al valore sopra indicato, ma questa cosa non è mai stata verificata, al contrario di ciò che si propone questa Tesi di Laurea con il modello numerico realizzato che cerca di rappresentare il comportamento delle casse di espansione.

Dopo diversi tentativi si è trovata la configurazione di progetto (quella che fornisce la maggiore laminazione variando l'altezza delle soglie sfioranti di alimentazione e scarico dei manufatti delle casse), i risultati in termini di portate e di livelli sono riportati in *figura 6.3.4.8* e *figura 6.3.4.9*.

Il sistema di casse di espansione lamina il colmo di piena presente prima del sistema di casse di laminazione di 1328.33 m³/s ad un valore di 1031.61 m³/s dopo il sistema di laminazione.

Tale configurazione prevede:

- Sezioni interpolate lungo tutto il corso dell'alveo a 100 m;
- Sommità dello sfioro di alimentazione della cassa di monte a 90.5 m slm;
- Sommità del troppo pieno della cassa di monte a 86.5 m slm;
- Sommità dello sfioro di alimentazione della cassa di valle a 76.5 m slm;
- Sommità del troppo pieno della cassa di valle a 73 m slm.

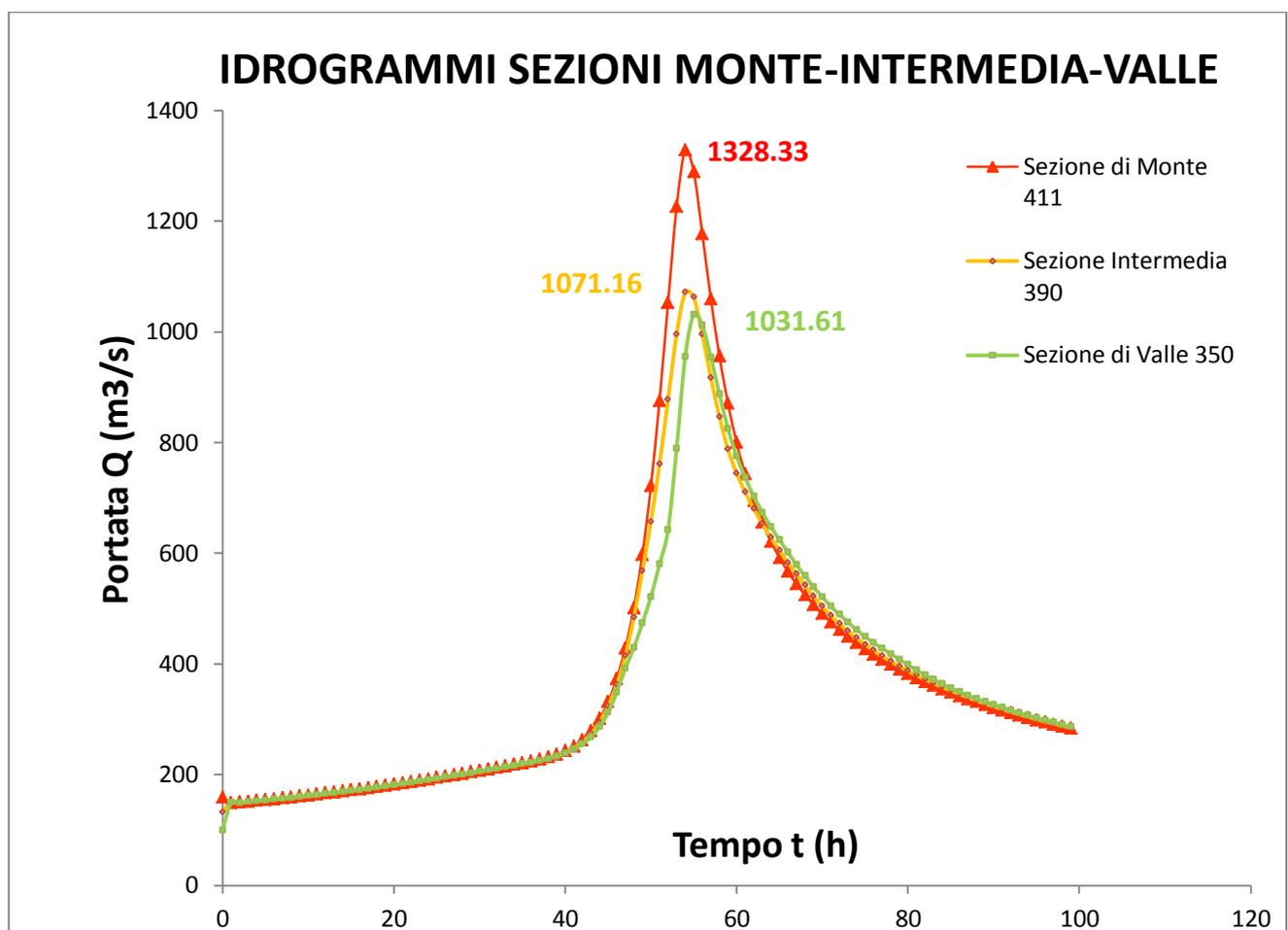


Figura 6.3.4.8 – Idrogrammi nelle sezioni di Monte, Intermedia e di Valle rispetto alle casse di espansione con una configurazione tale per cui la sommità dello sfioro di alimentazione della cassa di monte si trova a 90.5 m slm mentre lo sfioro di alimentazione della cassa di valle si trova a 76.5m slm.

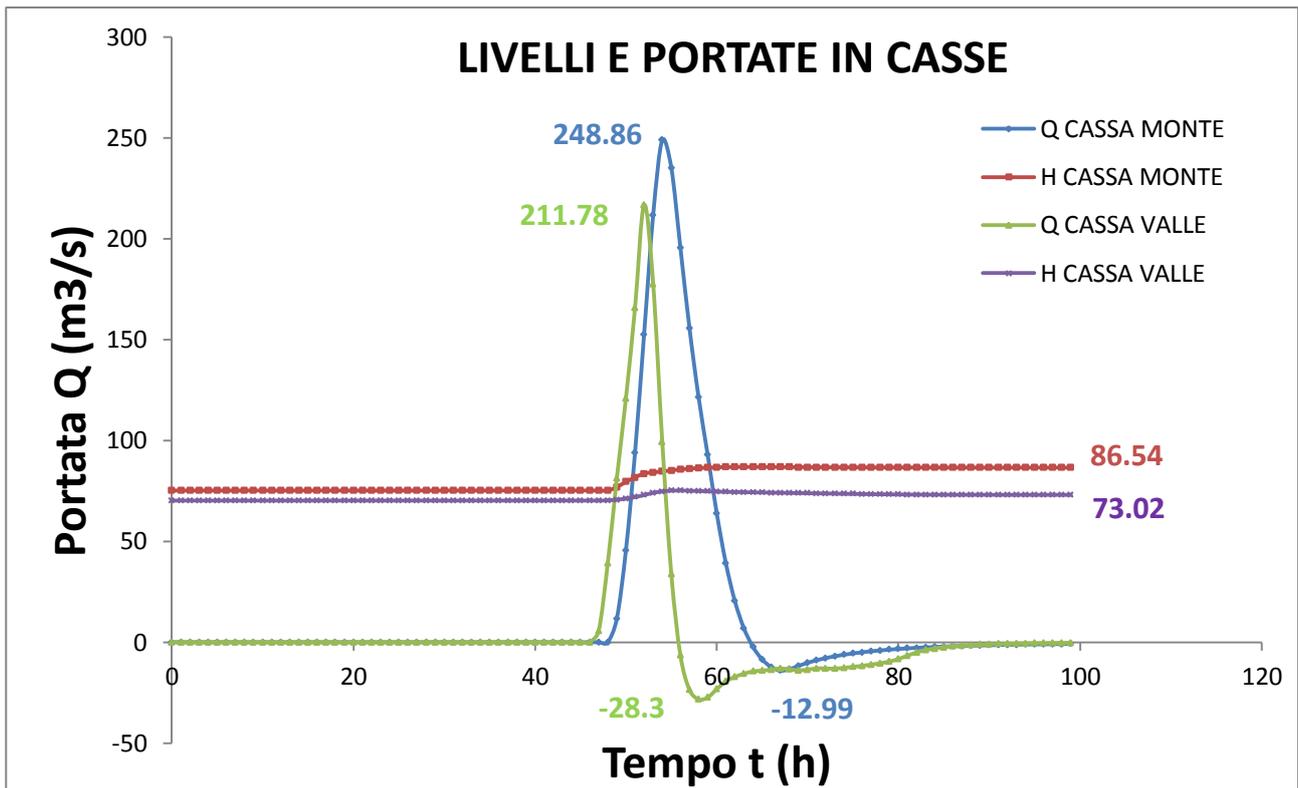


Figura 6.3.4.9 – Livelli e portate nelle casse di espansione con una configurazione tale per cui la sommità dello sfioro di alimentazione della cassa di monte si trova a 90.5 m slm mentre lo sfioro di alimentazione della cassa di valle si trova a 76.5m slm.

Si ottiene una laminazione non esagerata perché entra in funzione il troppo pieno: la cassa si riempie da monte ma da valle sta già scaricando e su questa cosa non ci si può fare niente.

Tradotto in numeri questo significa che si ha circa 1.5 m di battente su uno sfioratore di troppo pieno che è largo 80 m.

Se si vuole arrivare al volume di progetto della cassa bisogna dare per scontato che dallo scarico di troppo pieno (di una delle due casse) fuoriesca:

$$Q = \mu * h^{\frac{3}{2}} * \sqrt{2g} * L = 0.385 * (1.5)^{\frac{3}{2}} * \sqrt{2g} * 80 = 250 \text{ m}^3/\text{s}$$

Ove:

μ , coefficiente di deflusso pari a 0.385;

h , battente sulla soglia sfiorante;

L , larghezza della soglia sfiorante.

Questo significa che si vogliono riempire le casse completamente con 11 milioni sicuramente agli scarichi di troppo pieno fuoriescono $500 \text{ m}^3/\text{s}$.

Infatti dopo il sistema di casse da dati di progetto la portata in alveo deve essere pari a circa $600 \text{ m}^3/\text{s}$ e i due scarichi di troppo pieno rimandano in alveo $500 \text{ m}^3/\text{s}$, per un totale di circa $1100 \text{ m}^3/\text{s}$ (dato simile a quello trovato ottimizzando le altezze degli sfioratori di ingresso cassa).

6.4 Brecce Arginali

Si studiano in questa parte di Tesi gli effetti di una breccia in prossimità del ponte dell'abitato di Sorbolo Levante.

Si fa riferimento in questo capitolo per immagini e concetti alla *Tesi di Laurea dell'ing. Alessio Domeneghetti*.

Viene condotta una analisi di sensitività dei 3 parametri che definiscono una breccia (W: larghezza breccia; D: profondità breccia rispetto alla sommità arginale; T: tempo di formazione) per un evento con tempo di ritorno pari a 200 anni.

Chiaramente la combinazione dei 3 parametri ha un effetto sull'idrogramma che ne fuoriesce.

Tale situazione è stata affrontata da diversi studi di letteratura, denotando che è incerto e difficile stabilire dei legami tra l'evento idraulico e le caratteristiche arginali con la breccia attesa.

Per ovviare a questa incertezza si è seguito il Metodo Monte Carlo (vedi *figura 6.4.1, tratto da dispense di Guido Gottardi di Consolidamento dei Terreni M*).

METODO MONTE CARLO

Metodo numerico che permette di ottenere la **distribuzione di probabilità** della funzione *performance* $G(X)$, attraverso il **campionamento statistico** delle variabili casuali X da cui essa dipende:

1. Definizione della funzione performance $G(X)$
2. Definizione o valutazione della distribuzione di probabilità delle variabili casuali X
3. Campionamento statistico di X , in genere a partire dalla funzione di distribuzione cumulata.
4. Stima della funzione $G(\bar{X})$, a partire dal set di valori campionati \bar{X}
5. Ripetizione degli steps 3-4 n volte
6. Valutazione della distribuzione di probabilità e dei parametri statistici di G a partire dal campione raccolto

Figura 6.4.1. – Metodo Monte Carlo

Si fanno tante ipotesi ed ognuna delle quali è una combinazione delle tre grandezze larghezza breccia W ; profondità breccia rispetto alla sommità arginale D e tempo di formazione T .

Visto che non è possibile prevedere la configurazione con cui si realizzerà la breccia, simulo tutte le possibili combinazioni casuali di parametri entro un range di variabilità e sulla base di questo si riproduce una breccia arginale ed in termini di esondazione si ottiene una possibilità di esondazione che si può verificare.

Si realizza un involuppo di idrogrammi mettendo tutte assieme le possibili esondazioni ottenendo un campione ipotetico di onde di esondazione da cui si estrae in maniera statistica un idrogramma medio ed i vari percentili.

Si ottengono le curve di *figura 6.4.2*: è raffigurata la portata in uscita dalla breccia in funzione del tempo, ogni idrogramma è il risultato di una ipotetica combinazione tra le 3 grandezze W, D e T sopra citate.

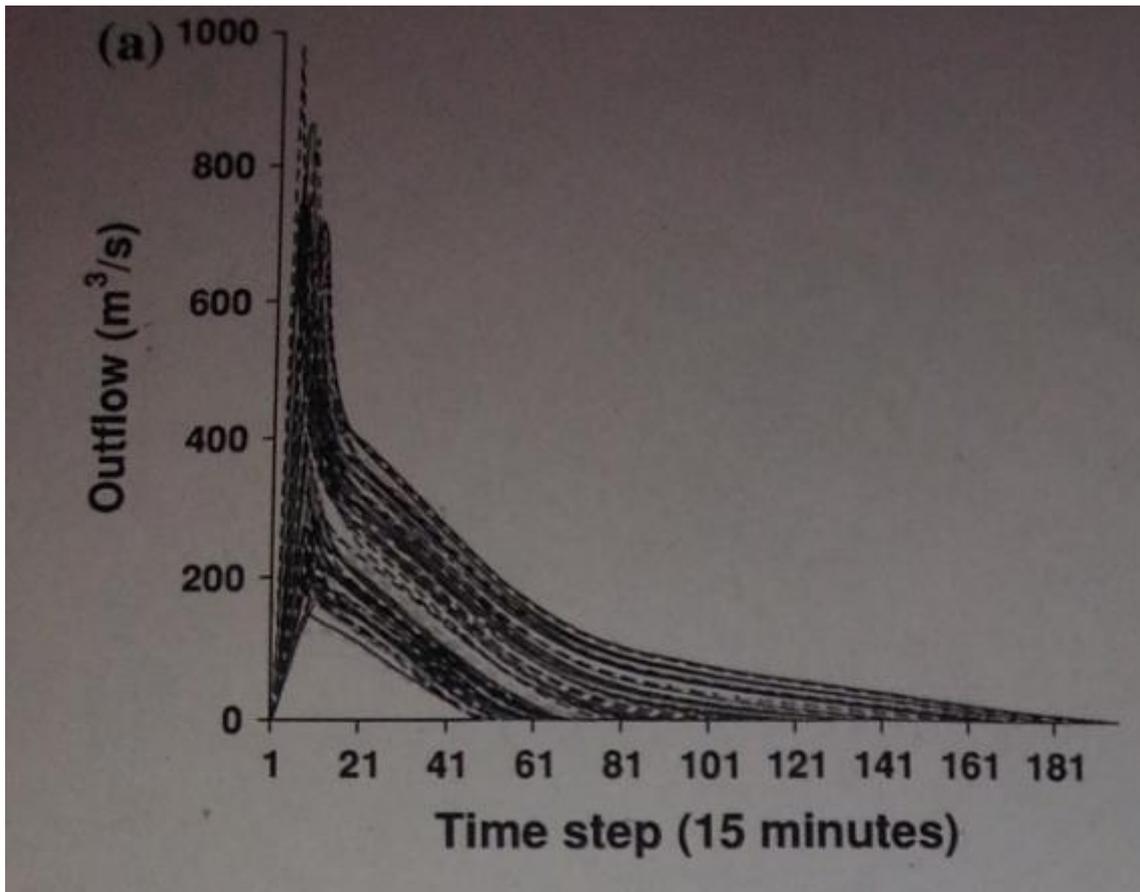


Figura 6.4.2. – Breccie arginali : portata in uscita ottenuta da una simulazione 1D per una particolare collocazione delle breccie

Da questo tipo di analisi è possibile estrarre il 25° percentile, il 50° percentile e il 75° percentile (*figura 6.4.3.*).

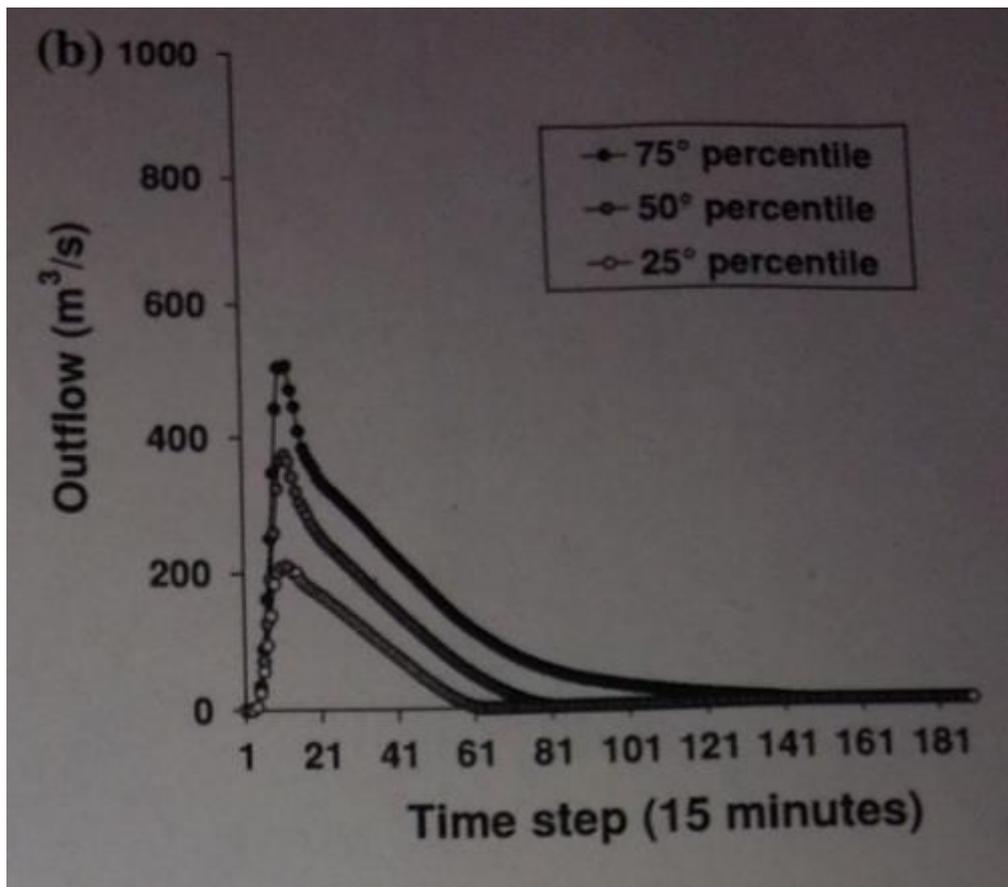


Figura 6.4.3. – 3 idrogrammi rappresentativi utilizzati come portate in ingresso per il modello 2D

Si sfruttano tali percentili per studiare gli effetti degli allagamenti nei vari punti, ma tale analisi non viene condotta in questa tesi, al contrario della *Tesi di Laurea dell'ing. Alessio Domeneghetti (figura 6.4.4)*

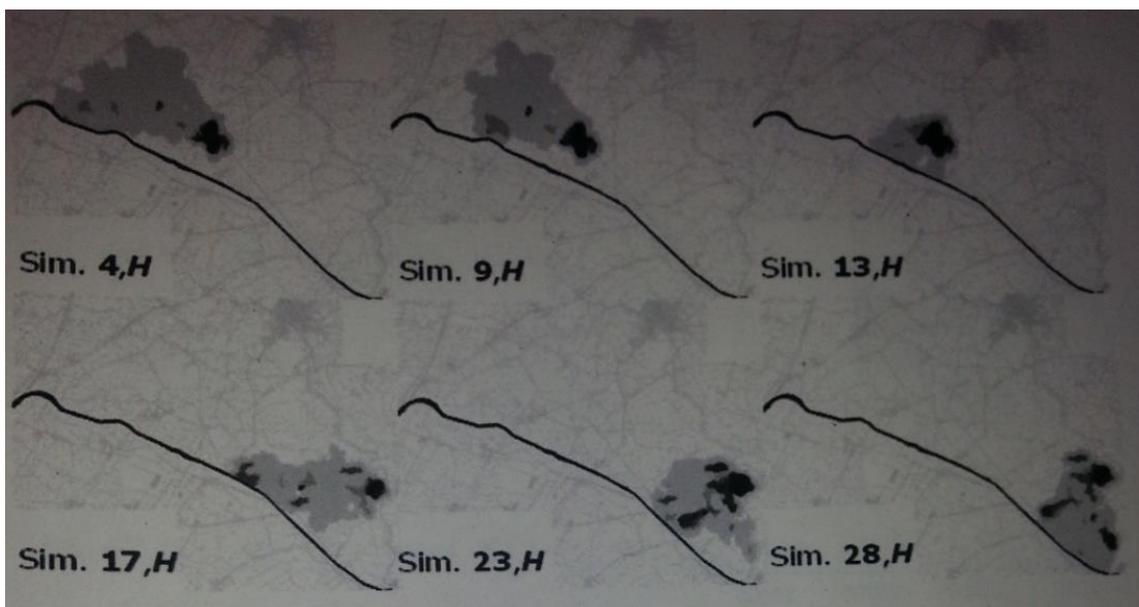


Figura 6.4.4. – Esempio di scenari differenti, risultati in termini di massima quota del pelo libero (scala di grigi, da 0 m in bianco a 3m in nero)

I 3 parametri utilizzati per definire il range di variabilità sono i seguenti:

- T, tempo di formazione: $1h < T < 3h$;
- W, larghezza della breccia: $100\text{ m} < W < 300\text{ m}$;
- D, profondità: $0.5\text{ m} < D < 5\text{ m}$.

Questi valori si sono ottenuti dall'analisi storica delle rotte arginali osservate lungo il Fiume Po dal 1801 fino al 1951 e da una analisi statistica si sono stimati tali valori del range di variabilità dei parametri.

Quello che ci si propone in questo paragrafo della tesi è di simulare una breccia ed estrarre una serie di combinazioni stocastiche di questo tipo.

Si simulano 50 casi ipotetici di rotta arginale.

E' da porre all'attenzione del lettore che come limite superiore della profondità D si è posto 5 m anzi che 4 m come proposto da letteratura (dalla visualizzazione di una sezione in corrispondenza del ponte, sezione 165, vedi *figura 6.4.5*), questo perché se si verifica una breccia per rottura dell'argine, per semplicità, la profondità massima che può raggiungere è quella che porta via tutta la golena, ovvero l'erosione porta questo pezzo di sezione al massimo, anche se in realtà potrebbe erodere molto di più.

Quindi il range di variabilità della profondità D della breccia varia da 0.5 m fino a 5 m (ricavato dalla differenza tra la quota della sommità arginale in destra idraulica posta a 37.34 m slm e la quota della golena difesa sempre in destra idraulica posta a 32.44 m slm in un tratto in prossimità dello sfioratore laterale, in questo caso in corrispondenza di una sezione adiacente, la 165, al ponte di Sorbolo a Levante).

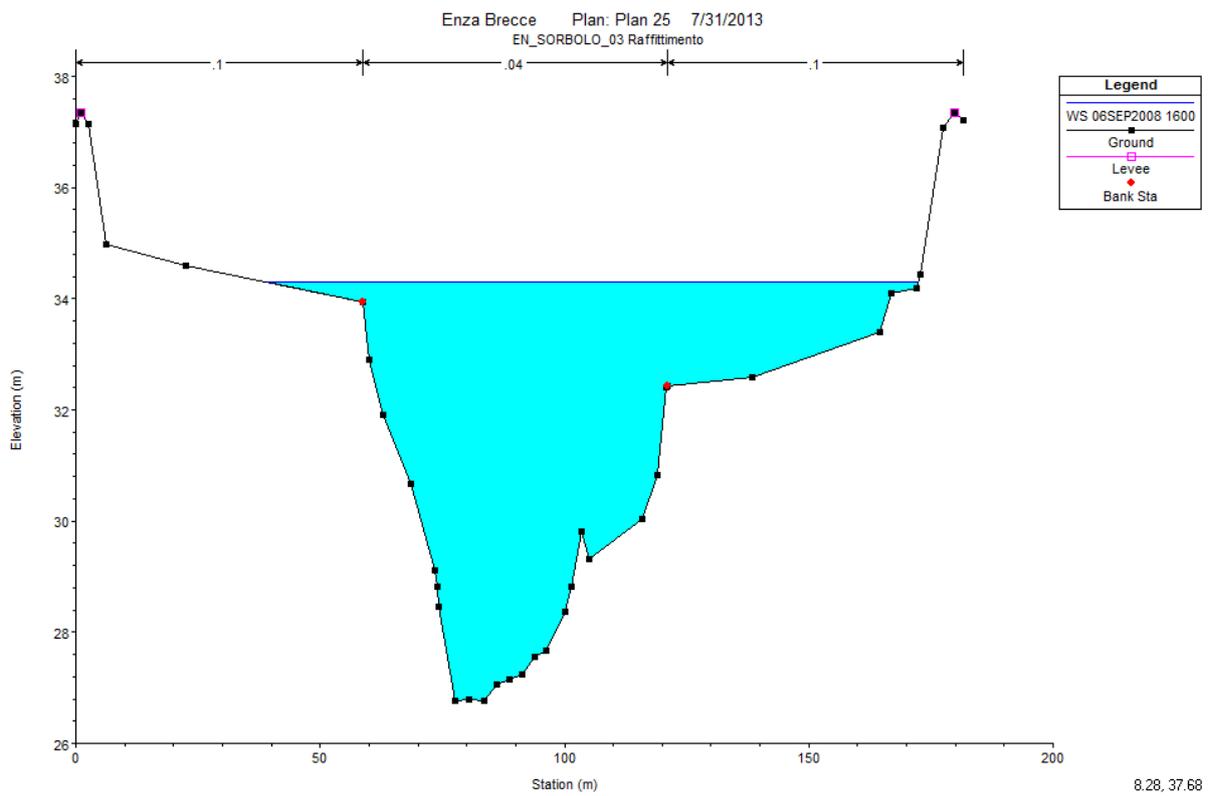


Figura 6.4.5. –Cross section 165

6.4.1 Simulazione delle Breccie Arginali in Hec – Ras

Le rotte arginali in Hec – Ras non si simulano in una sezione ma bensì su un tratto di sfioratore laterale posto in destra idraulica (scelta casuale).

Nel tratto immediatamente a monte del ponte situato presso l'abitato di Sorbolo a Levante viene inserito uno sfioratore laterale che riproduce l'andamento della sommità arginale per una lunghezza di circa 300 m (cioè si inserisce uno sfioratore laterale), in maniera tale che copra i 300 m di larghezza massima della breccia ricavati dall'analisi parametrica di *Tesi Domeneghetti*.

La breccia nel software viene simulata come il crollo di una lateral structure.

Tale sfioratore non deve funzionare come una vera e propria Lateral Structure, ma deve sostanzialmente riprodurre l'attuale andamento degli argini.

Le quote sono definite in maniera tale da riprodurre con fedeltà l'andamento del corpo arginale attuale.

Si rimanda alla appendice finale per l'inserimento di una breccia in Hec – Ras.

Per prima cosa viene fatta la simulazione in assenza dello sfioratore laterale per vedere quale è il massimo livello raggiunto dall'acqua in corrispondenza del tratto della Lateral Structure che verrà successivamente aggiunta.

Successivamente si aggiunge lo sfioratore laterale e si genera una serie di $n = 50$ combinazioni delle 3 grandezze T,D,W ove ognuna di queste è una combinazione casuale.

Ogni volta che si esegue una simulazione ci si salva l'idrogramma, in totale saranno 50, che fuoriesce dalla breccia (tale idrogramma è ottenuto dal Flow Leaving, ovvero portata che fuoriesce dalla Lateral Structure).

6.4.2 Definizione delle Brecce Arginali

Come visibile in *figura 6.4.2.3*, i dati da inserire a software per la definizione della breccia riguardano essenzialmente i seguenti parametri:

- Center Station, punto centrale della breccia;
- Final Bottom Width, larghezza della breccia: dall'analisi delle serie storiche;
- Final Bottom Elevation, quota finale del fondo della breccia: posta uguale alla massima quota tra golena e piano campagna (dati dal DEM2005), in modo tale da rendere più realistico il fenomeno di rottura;
- Left slide slope, pendenza sinistra: assunta nulla;
- Right slide slope, pendenza destra: assunta nulla;
- Breach Weir Coef, coefficiente di sbarramento;
- Full formation time, tempo di formazione della breccia a partire dal passaggio del colmo di piena;
- Failure mode, da la distinzione tra overtopping o piping e si studierà nel nostro caso il sormonto;
- Trigger Failure at, ovvero viene fatta scatenare la breccia arginale in relazione ad una quota di superficie, o alla combinazione tra elevation e durata oppure in corrispondenza di un istante temporale;
- Starting WS, livello del pelo libero in corrispondenza del quale si verifica l'innesco del fenomeno di rottura arginale, ovvero della formazione della breccia.

Come prima cosa si verifica quale è il livello massimo che si raggiunge in corrispondenza delle sezioni in cui è stato inserito lo sfioratore laterale (ovvero l'acqua arriva a questo livello), v. *figura 6.4.2.1* e *figura 6.4.2.2*.

Viene fatta l'ipotesi che la breccia si formi nel momento in cui si raggiunge il massimo oppure ci si porta 5 cm più bassi dal massimo registrato (per essere sicuri che si attivi la breccia).

Cioè è noto il limite a cui arriva l'acqua e viene fatto in modo che la ripa si rompa quando viene superata la sommità arginale (sempre se la superi) che coincide con la sommità dello sfioratore laterale.

Tale raggiungimento del massimo è posto come condizione iniziale di rottura e per essere sicuri che si rompa la breccia con un certo margine di sicurezza (rispetto agli errori di approssimazione del modello numerico) ci si pone 5 cm più in basso rispetto a questo massimo.

Si è trovato tale massimo in corrispondenza della sezione 167 con un valore di 37.40 m slm, e abbassandosi di 5 cm si pone l'inizio di formazione della breccia a 37.35 m slm.

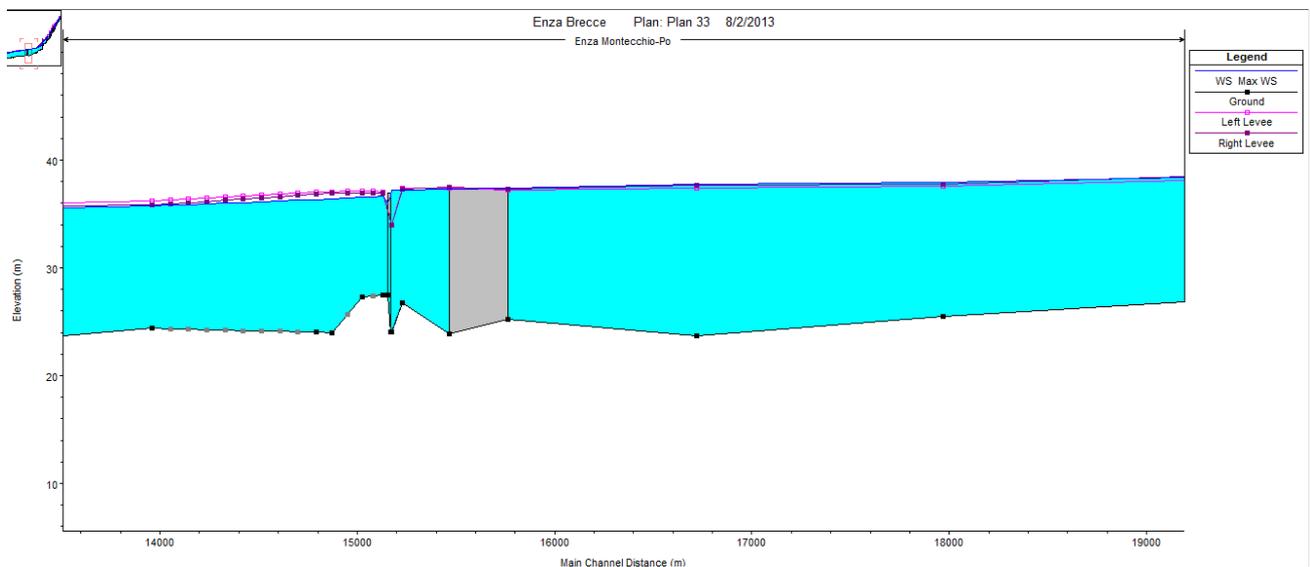


Figura 6.4.2.1 – – Quota massima del pelo libero raggiunta in corrispondenza del tratto a monte del ponte di Sorbolo con Lateral Structure più corta

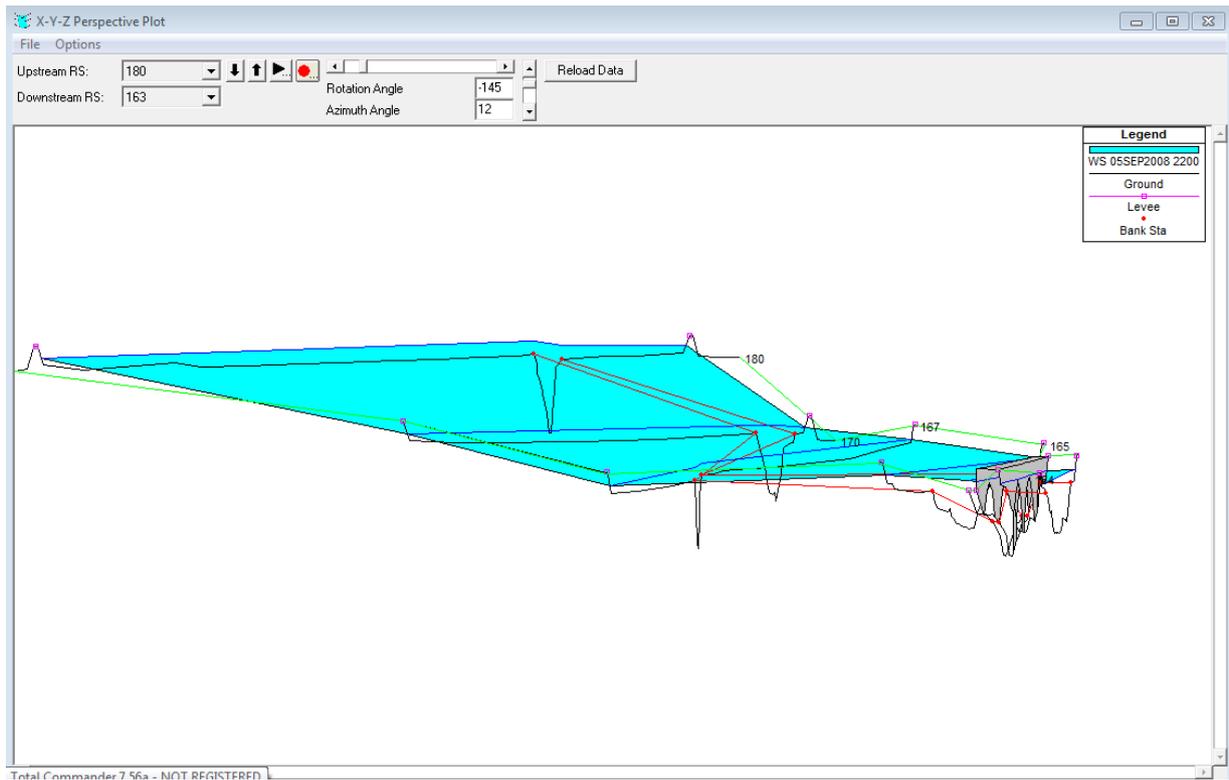


Figura 6.4.2.2 – X-Y-Z Perspective Plot, sono messi in evidenza il ponte e la lateral structure più corta a monte che segue l'andamento del corpo arginale in destra idraulica

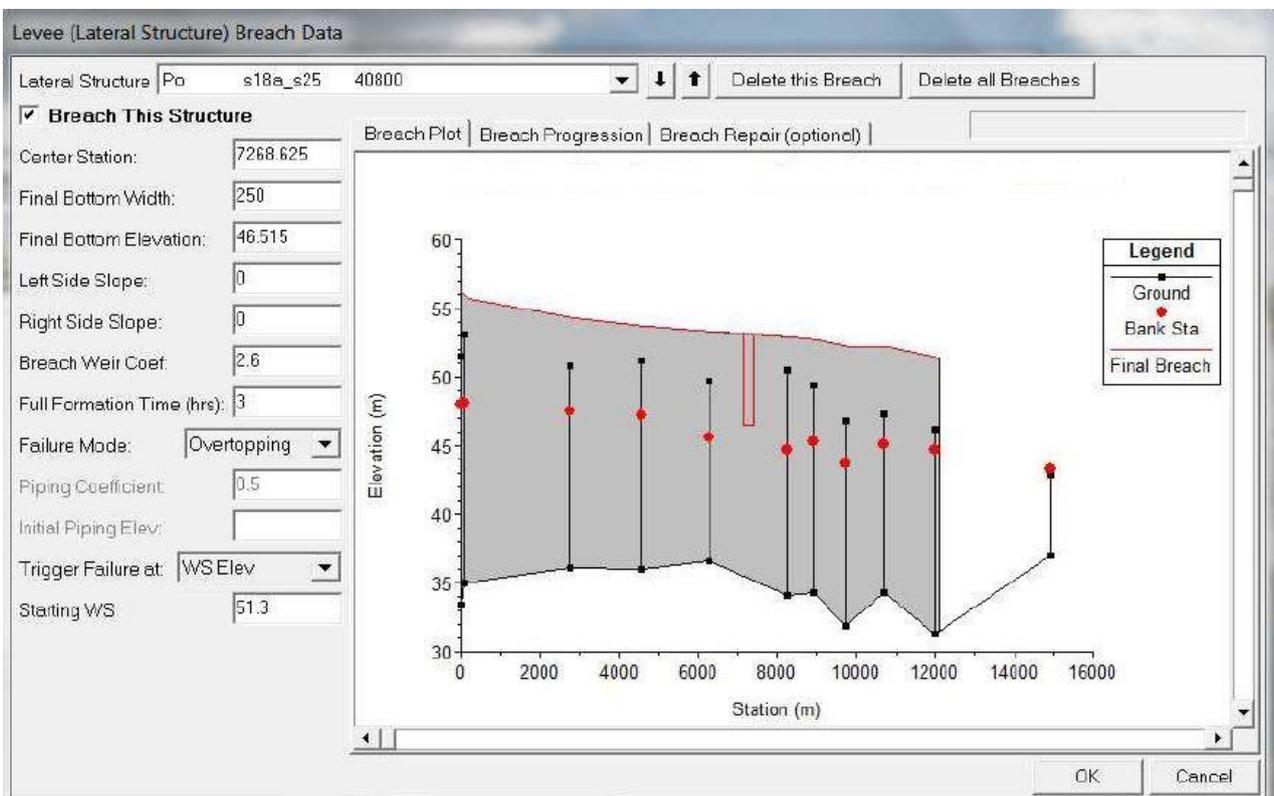


Figura 6.4.2.3 – Definizione di una breccia arginale

I dati del livello del pelo libero per il quale si innesca la breccia (Starting WS) sono ricavati direttamente, sezione per sezione, facendo la media tra i livelli massimi raggiunti per ciascuna delle due sezioni estreme che comprendono la breccia (figura 6.3.2.4). In realtà, la media viene approssimata per difetto, in modo tale da sottostimare leggermente il livello di innesco della breccia, così da renderne certa la formazione.

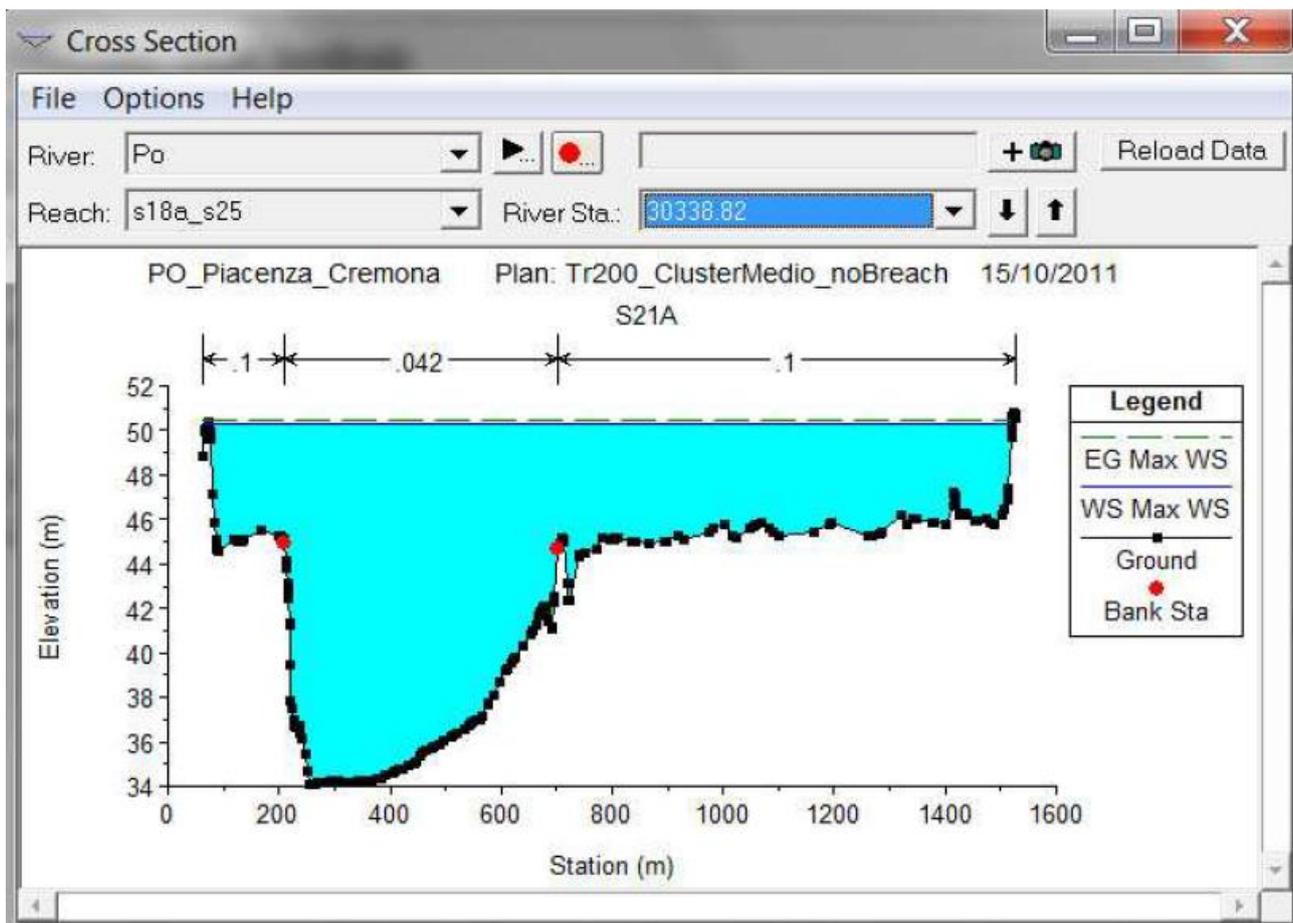


Figura 6.4.2.4: Cross section in corrispondenza di una breccia

Dal pulsante Breach Progression è possibile dare alla breccia una evoluzione temporale non lineare.

Dal pulsante Breach Repair è possibile simulare un intervento di chiusura.

6.4.3 Analisi risultati delle breccie

I risultati finali dei calcoli relativi alle breccie sono le condizioni al contorno da utilizzare all'ingresso per simulare l'allagamento (ovvero gli idrogrammi in uscita dalla breccia).

Il modello è stato predisposto per avere una indicazione delle possibili portate uscenti in corrispondenza della zona dell'abitato di Sorbolo a Levante.

L'istante di rottura, per tutte le 50 breccie simulate, coincide dato che la breccia si attiva quando l'acqua raggiunge un certo livello del pelo libero (la simulazione è sempre la stessa, così come l'onda) che si raggiunge sempre in quell'istante comune (dopo 60 ore dall'inizio della simulazione).

Si rappresentano nei primi 2 grafici tutte le 50 simulazioni assieme, cosa che va a formare un fascio di curve, in cui sono evidenziati gli idrogrammi massimi, mediani e minimi in termini sia di portata che di volume (*figure 6.4.3.1 e 6.4.3.2*).

Per quanto riguarda i valori ottenuti si riporta nella *tabella 6.4.3.1* una sintesi:

		SCENARIO
Volume max (milioni di m³)	<i>39.51</i>	13
Volume mediano (milioni di m³)	<i>21.12</i>	49
Volume min (milioni di m³)	<i>2.22</i>	26
Q picco max (m³/s)	<i>1001.91</i>	7
Q picco mediana (m³/s)	<i>663.28</i>	11
Q picco min (m³/s)	<i>183.75</i>	26

Tabella 6.4.3.1 – Sintesi di Volumi e Q di picco massime, mediane e minime

Q di picco

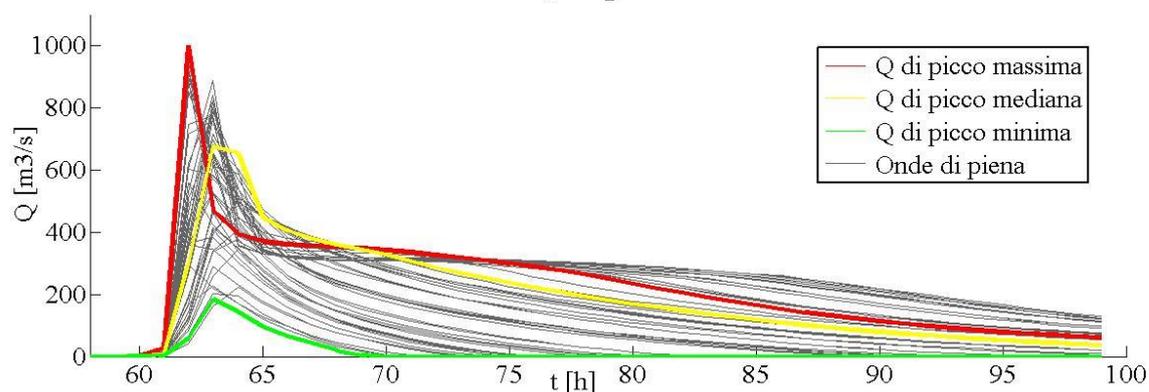


Figura 6.4.3.1 – Fascio di curve con in evidenza Q di picco massima, mediana e minima

Volume

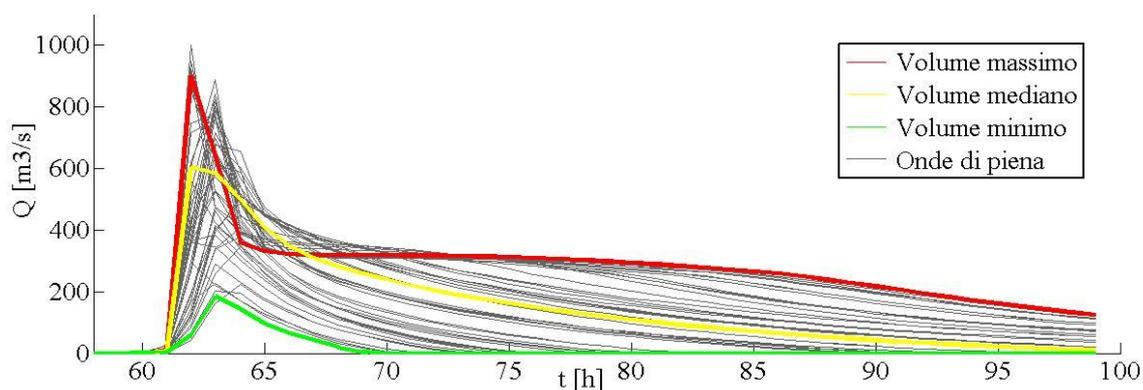


Figura 6.4.3.2 - Fascio di curve con in evidenza Volume massimo, mediano e minimo

Successivamente si è deciso di comporre 2 classi (alto e basso) di ciascuno dei 3 parametri (larghezza, tempo di formazione e profondità della breccia); ovvero si considerano gli estremi individuati dalla simulazione e viene diviso il campo in 2 parti (ventesimo percentile e ottantesimo percentile).

Si cerca dunque se una caratteristica alla volta controlla pesantemente l'idrogramma in uscita.

Essendo 50 simulazioni, chiaramente al ventesimo percentile sono attribuite 10 scenari, così come per l'ottantesimo percentile, per ogni parametro considerato (chiaramente considerando un parametro alla volta, le altre caratteristiche sono casuali; ovvero alte, medie, o basse).

Si rappresentano nei seguenti grafici i fusi di idrogrammi con le caratteristiche alte e basse (v. *figure 6.4.3.3, 6.4.3.4, 6.4.3.5, 6.4.3.6, 6.4.3.7 e 6.4.3.8*).

Si nota che, a differenza dagli altri parametri, utilizzando una profondità D alta o bassa (variando gli altri parametri) vengono restituiti dei fasci di curve che sono identici; questo sta a significare che la profondità D a cui si innesca la breccia non è così importante come parametro.

Mentre per T alto e T basso, così come per W alto e W basso, il fascio di curve non coincide, per cui questi 2 sono i parametri più importanti per lo scatenarsi di una breccia arginale.

Vengono osservate anche le variazioni di portata all'interno dello stesso parametro considerando la fascia alta e la fascia bassa.

In questo caso si osserva che tra il fascio di W alto e quello di W basso non ci sono grosse differenze in termini di portata in uscita; stesso discorso vale per T alto e T basso.

Invece si nota una grossa differenza tra i fasci di grafici di D alto e D basso (le portate variano sensibilmente all'interno del parametro D).

I gruppi di curve non sono molto diversi all'interno dello stesso parametro.

Quindi questo porta a concludere che il parametro D (profondità a cui si attiva la breccia) non è influenzato dalla variazione degli altri 2 parametri (D e T), ma la variabilità in termini di portata in uscita dalla breccia è esclusivamente dovuta alla variazione del parametro D nel suo range stesso.

Vale lo stesso discorso fatto sopra, ma capovolto, a riguardo dei parametri W (larghezza della breccia) e T (tempo di formazione della breccia), ovvero tali parametri sono influenzati dalla variabilità degli altri (W varia al variare di T e D, così come varia T al variare di W e D), ma i risultati in termini di portata uscente dalla breccia non variano molto all'interno del range di variabilità del singolo parametro.

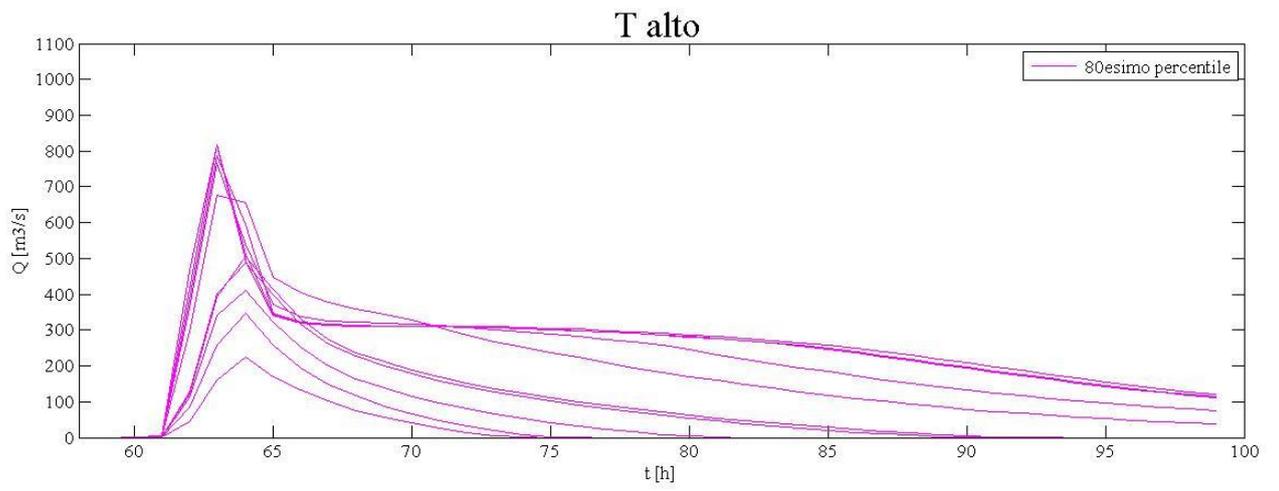


Figura 6.4.3.3 – T alto

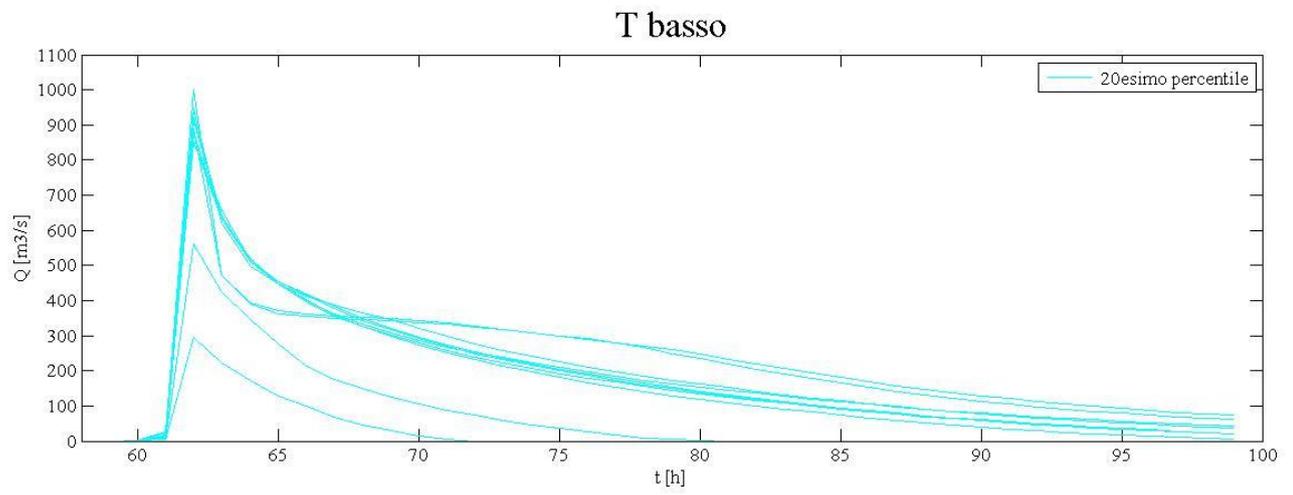


Figura 6.4.3.4 – T basso

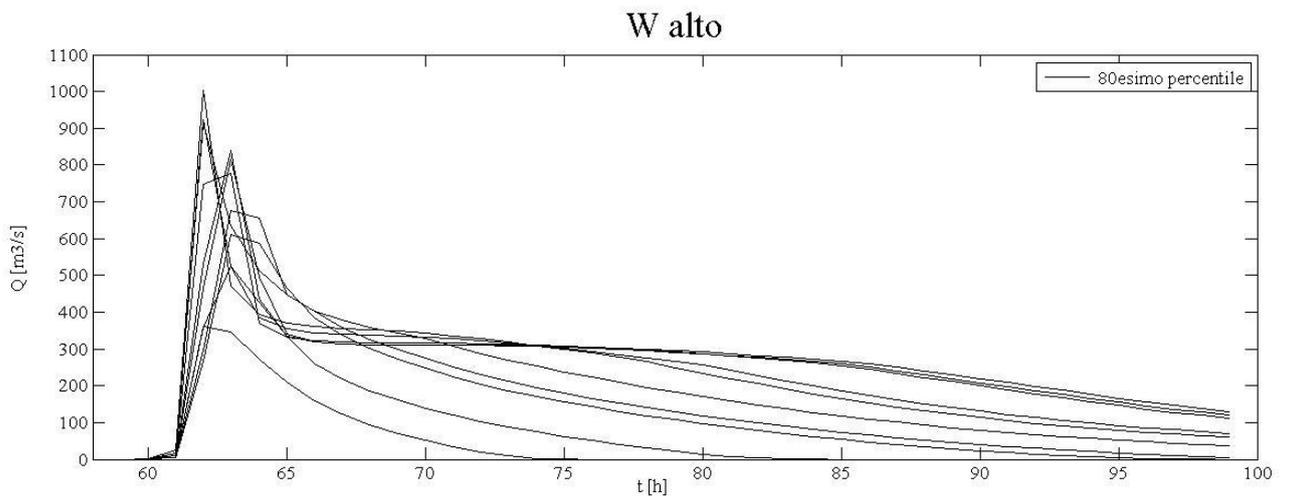


Figura 6.4.3.5 – W alto

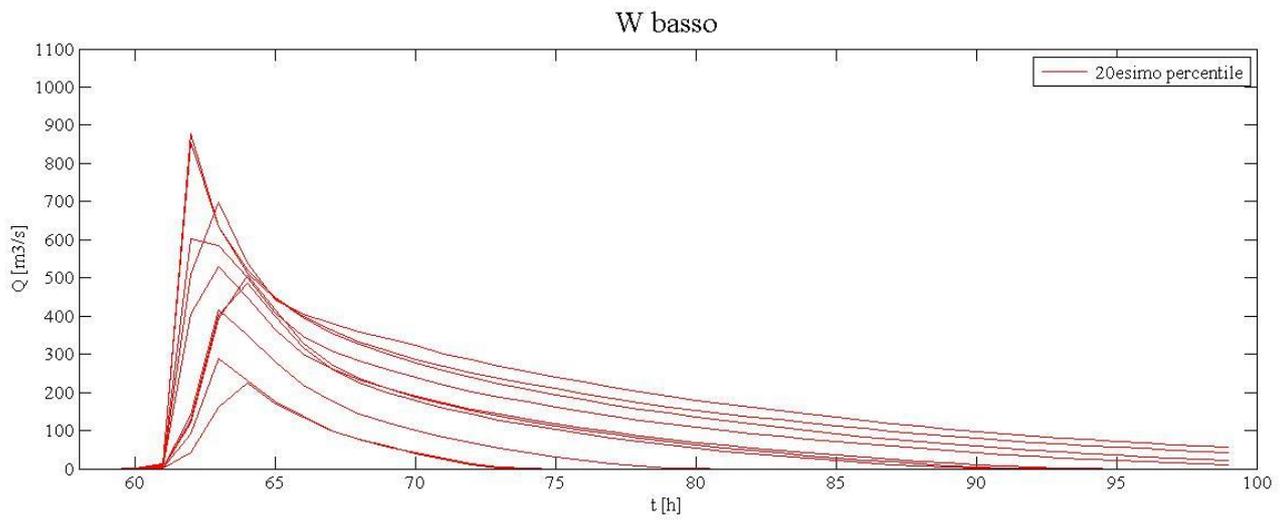


Figura 6.4.3.6 – W basso

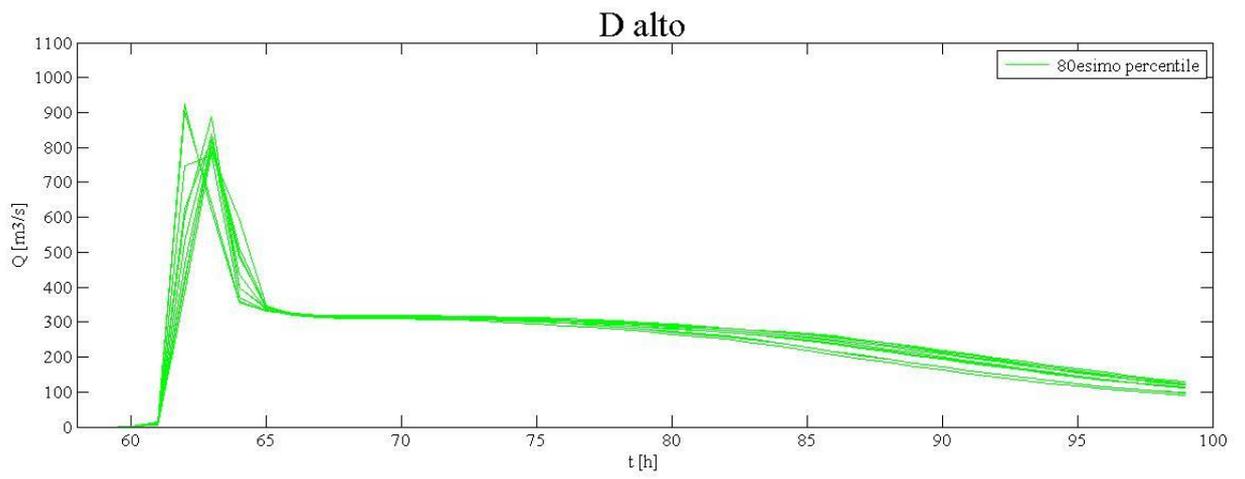


Figura 6.4.3.7 – D alto

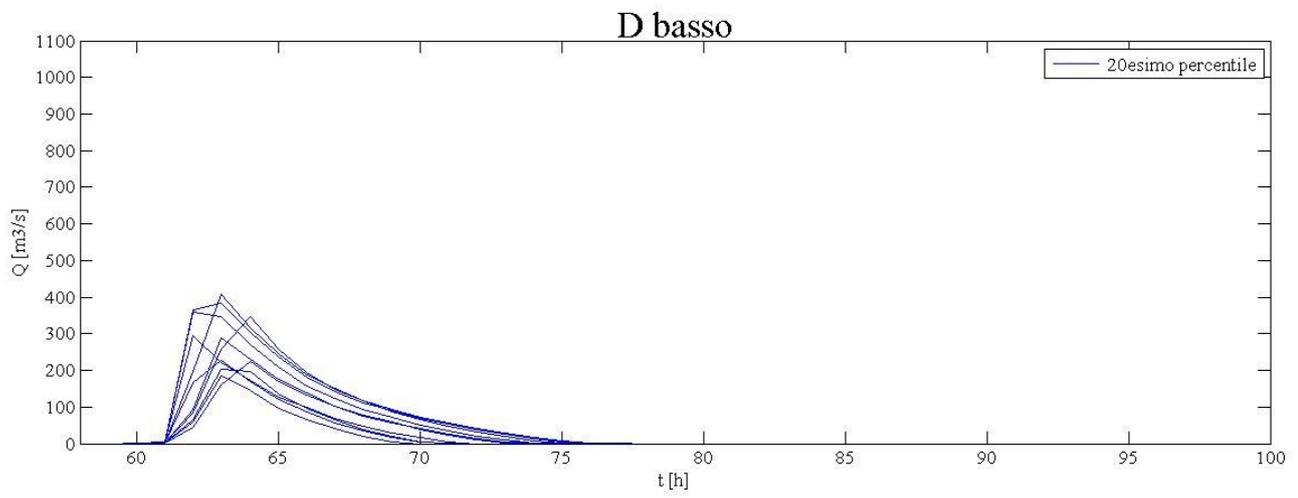


Figura 6.4.3.8 – D basso

7 CONCLUSIONI

Il presente lavoro di Tesi ha come principale obiettivo l'analisi numerica delle condizioni di pericolosità idraulica per l'abitato di Sorbolo a Levante (RE) e dei possibili effetti sul territorio con riferimento al rischio idraulico da allagamento, nell'ipotesi di rottura di una arginatura del Torrente Enza per sormonto, sfiancamento o sifonamento. Allo scopo vengono riprodotti e studiati numerosi scenari di rotta arginale in destra idraulica per pervenire ad una accurata quantificazione delle possibili sollecitazioni idrauliche intermini di portate e volumi esondabili.

La Tesi intende contribuire alla quantificazione delle condizioni di pericolosità idraulica associata al corso inferiore del Torrente Enza, che rientra, secondo quanto riportato nell' "Allegato 1 alla Relazione Generale - Analisi dei principali punti critici" del P.A.I. (Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico, redatto a livello nazionale dall'Autorità di Bacino del Fiume Po), tra i casi ad elevato rischio potenziale di esondazione e per i quali è richiesta una particolare attenzione nella Flood Directive (Direttiva Alluvioni 2007/60/CE del Parlamento Europeo), direttiva quadro della Comunità Europea per la valutazione e la gestione dei rischi di alluvione per ridurre le possibili conseguenze negative.

La Tesi implementa un modello numerico-idraulico quasi-bidimensionale funzionante in condizioni di moto permanente e vario per un tratto del Torrente Enza esteso tra la sezione trasversale di Montecchio Emilia (RE) e la foce in Po (lunghezza: ~24km). Il modello impiega in noto codice di calcolo HEC-RAS, un complesso sistema di analisi idraulica dei corsi d'acqua (RAS sta ad indicare River System Analysis) sviluppato dall'Hydrologic Engineering Center (HEC) del Corpo degli Ingegneri dell'Esercito degli Stati Uniti d'America (US Army Corps of Engineers). Esso rappresenta lo stato dell'arte per ciò che attiene alla modellistica numerica idraulica del comportamento di reti di corsi d'acqua naturali, o canali artificiali.

Detto modello è stato calibrato identificando il valore ottimale della scabrezza dell'alveo principale, espressa in termini di coefficiente n di Manning, che garantisca una buona riproduzione del profilo idrico corrispondente alla portata della piena di progetto riportato nella Direttiva Piene dell'Autorità di Bacino del Fiume Po².

Il modello calibrato è stato impiegato per analizzare gli effetti indotti sui livelli idrici in alveo dal sistema di due ponti presenti in prossimità del centro abitato di Sorbolo

² Autorità di Bacino del Fiume Po (1999), Direttiva sulla piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica, Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI) - Interventi sulla rete idrografica e sui versanti, Legge 18 Maggio 1989, n. 183, art. 17, comma 6ter, Adottato con deliberazione del Comitato Istituzionale n. 18 in data 26 aprile 2001. 7. Norme di attuazione.

a Levante (RE), allorché nel corso d'acqua transiti un'onda di piena con tempo di ritorno approssimabile in 200 anni. In particolare, il modello sollecitato in ingresso dall'onda bisecolare è servito per generare 50 possibili scenari di rotta arginale in destra idraulica aventi caratteristiche note, ed analizzarne i corrispondenti idrogrammi esondati in termini di portate al colmo e volumi.

I 50 scenari di rotta generati nello studio sono stati identificati attraverso tre principali caratteristiche: la larghezza della breccia (W); la profondità della breccia rispetto alla sommità arginale (D) ed il tempo di formazione (T). Dette caratteristiche sono state assegnate mediante una procedura di ricampionamento random da distribuzioni di probabilità note relative a brecce storicamente osservate per le arginature del Fiume Po.

I due principali risultati dello studio sono così sintetizzabili:

- 1) attraverso la simulazione di 50 scenari di rotta arginale è stato possibile identificare degli idrogrammi di esondazione di riferimento, che possono essere utilmente impiegati in analisi successive dedicate ad esempio alla generazione di mappe di pericolosità e rischio idraulico per l'area dell'abitato di Sorbolo a Levante (RE).;
- 2) l'esame di dettaglio dei 50 idrogrammi simulati dal modello ha permesso inoltre di condurre un'analisi di sensitività che consentito l'identificazione della caratteristica del meccanismo di rottura che maggiormente controlla la forma dell'idrogramma di esondazione (come dire: portata al picco e volumi idrici esondati) tra le tre considerate (W, D, T); in accordo con le risultanze di altri studi sperimentali riportati in letteratura, la profondità D della breccia è risultata essere la caratteristica maggiormente importante.

APPENDICE A – HEC-RAS

Così come indicato nella documentazione ufficiale (HEC-RAS 4.1 User's Manual), HEC-RAS è il sistema di analisi dei fiumi dell'Hydrologic Engineering Center (HEC), del Corpo degli Ingegneri dell'Esercito degli Stati Uniti d'America (US Army Corps of Engineers). Finalizzato allo studio delle piene, il programma permette di modellare la propagazione di una corrente lungo un corso d'acqua, utilizzando uno schema unidimensionale sia in condizioni di moto permanente che in condizioni di moto vario. Le applicazioni del sistema di calcolo riguardano la sistemazione dei corsi d'acqua e delle pianure alluvionali e gli studi finalizzati alla determinazione delle aree allagabili con diversi tempi di ritorno in caso di esondazioni, determinando la variazione del pelo libero per condizioni di moto permanente o gradualmente variato. Il sistema può considerare sia una rete completa di canali, sia un sistema naturale di corpi idrici, come nel caso di studio.

Per una corretta implementazione del modello idraulico è necessario procedere innanzitutto alla selezione del sistema di misura (il Sistema Internazionale, o Sistema Metrico) e successivamente all'inserimento dei dati geometrici, dei dati relativi alle portate e delle condizioni al contorno. Solo a questo punto, utilizzando funzioni predefinite, è possibile eseguire i calcoli idraulici ed infine visualizzare i risultati.

A.1 Codice di calcolo Hec-Ras

Si crea il project Enza e per prima cosa si settano le unità di misura secondo il Sistema Internazionale (SI).

Con il Tool River Reach si traccia un primo profilo di tentativo del fiume e poi si inseriscono manualmente tutte le sezioni (dalla En_01 alla En_78, si veda un esempio di sezione fluviale nell'immagine di *figura A.1.1*).



Figura A.1.1 – Particolare di un tratto di Enza subito a valle di un ponte

A.2 Rappresentazione della morfologia dell'alveo

I dati geometrici si riducono in prima istanza alle sezioni trasversali (*figura A.2.1*).

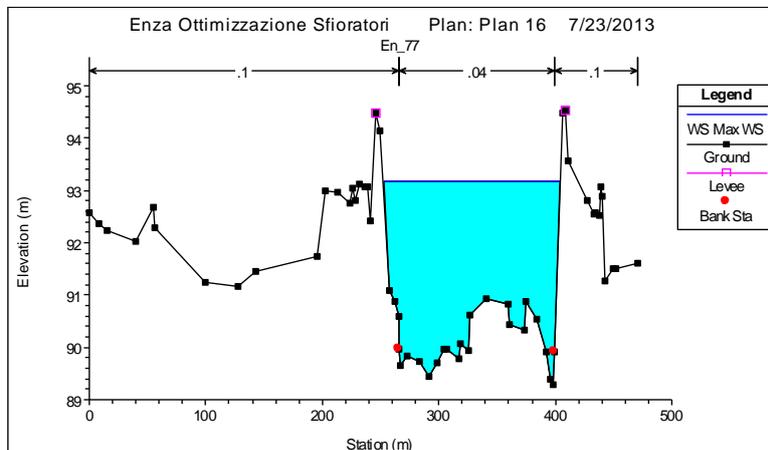


Figura A.2.1 – Schema di una generica sezione trasversale.

Come visibile in *figura A.2.2*, il corso d'acqua è individuato da una successione di sezioni trasversali.

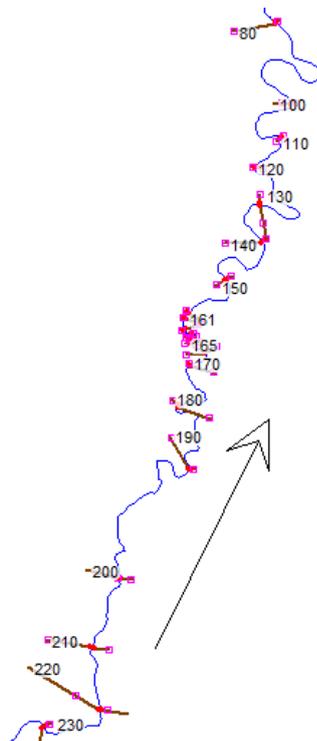


Figura A.2.2 – Tratto di planimetria del Torrente Enza tratta da Hec-Ras.

Selezionando il comando Cross Section si evince che il programma è strutturato in River (corsi d'acqua, dato che si possono avere diversi fiumi), ed ogni River può essere suddiviso in diversi Reach (tronco, tratto) e all'interno di ogni Reach sono schematizzate le River Station (sezioni trasversali).

Ogni volta che si deve inserire un affluente il software, automaticamente, separa creando un Reach.

Per ciascuna sezione trasversale (presa sempre dando le spalle a monte) va indicata la geometria della sezione, ovvero sono indicate le coordinate dei punti, comprensive della distanza progressiva da sinistra (Station) e della quota assoluta (Elevation). Sono inoltre definiti il coefficiente di scabrezza k_s (Manning's n Values) sempre diviso in tre tratti (alveo inciso e le golene laterali). Tale schematizzazione viene fatta tramite i punti rossi visibili dal grafico di *figura A.2.1*.

Il Main Channel Bank Station identifica tali punti rossi: è la delimitazione dell'alveo inciso (Left Bank, Right Bank).

E' importante sottolineare che tipicamente il coefficiente di scabrezza k_s è l'unico parametro su cui si va ad agire per calibrare il modello.

Mentre invece i punti in rosa (levees), sempre dal grafico di *figura 6.2.1*, sono le sommità arginali, se tali punti non fossero inseriti, quando riempie, il software non sa che questo è invece un argine e calcola l'area bagnata in funzione della quota e aumenta il livello sempre, allagando anche oltre l'argine se non è stato segnato in rosa, cosa che non è reale. Chiaramente se esonda il fiume può allagare le golene al di fuori dei punti rosa.

Nel Cross Section Data è evidenziata anche l'eventuale presenza di argini.

Le sezioni vanno inserite partendo da monte verso valle e l'ulteriore informazione che va data è dare la posizione della sezione successiva (dove si trova): tale sezione si trova sempre più a valle ed è assegnata con un ordine e con un identificativo numerico che è decrescente.

La posizione della sezione nei confronti di quelle successive è definita sulla base del Downstream Reach Lengths, ovvero dalla distanza dalla sezione successiva e tale distanza può essere diversa lungo l'asse centrale o la golenata destra o sinistra .

Ad esempio in un corso d'acqua con una ansa, schematizzata con thalweg e argini: per

definizione un modello monodimensionale chiede sempre delle sezioni trasversali ortogonali alla direzione principale di deflusso e per considerare l'effetto di curvatura del corso d'acqua, nell'inserire due sezioni successive, le distanze sono diverse (LOB, Channel, ROB).

Ci sono dei coefficiente di perdita energetica concentrata per la contrazione della sezione già tabulati.

Il modello diventa quasi-bidimensionale nel momento in cui si vuole andare a simulare delle aree di allagamento (Storage Area), che sono delle aree di accumulo che non partecipano direttamente al flusso, ma mettono a disposizione il loro volume, così come le casse di espansione vere e proprie. Sono aree che vengono allagate in funzione dei livelli, ma non vengono considerate in termini di valutazione della portata, delle dinamiche e delle velocità.

Tali Storage Area vanno collegate all'alveo principale tramite delle Lateral Structure, che è una sorta di soglia che mette in relazione le due zone.

La Storage Area è vista come una specie di vasca in cui va solo fornita la informazione altezza h e volume V , ovvero il rapporto tra altezza e volume invasabile, ed è rappresentabile con una curva (esponenziale con esponente maggiore di 1) e quindi valutare il volume significa valutare con quale altezza si riempie la cassa. Dunque le Storage Area esterne sono sia connesse tra di loro che con il fiume, attraverso le Lateral Structure, così come si vede in figura, è come un muro che riproduce l'andamento altimetrico dell'argine.

Alla Lateral Structure va data semplicemente la progressiva e le quote nei vari punti: è una spezzata che indica l'andamento altimetrico dello sfioratore laterale.

Se non mettessi tale sfioratore laterale, Hec-Ras innalzerebbe un muro, per cui continua a riempire la sezione trasversale, quindi se si vuole riprodurre un fenomeno di esondazione laterale vanno inseriti tali sfioratori laterali.

A.3 Rappresentazione delle condizioni al contorno in moto vario e delle condizioni iniziali

In Unsteady Flow Data sono presenti due schede: una per le condizioni al contorno e una per le condizioni iniziali.

Il software, dopo aver inserito la geometria, automaticamente dice quali sono le sezioni in cui richiede assolutamente un dato come condizioni al contorno (Boundary Conditions): ci sono solo una tipologia di condizioni al contorno che il software accetta come input, per cui nella sezione iniziale (la sezione di monte) ha bisogno o di uno Stage Hydrograph o di una portata o di una scala di deflusso (Lateral Inflow Hydrograph) ; mentre una sezione intermedia può utilizzare o la scala di deflusso od altre informazioni (come ad esempio la immissione in corrispondenza di una struttura laterale); nella sezione finale va messa una ulteriore condizione al contorno che può essere la scala di deflusso o la Normal Depth (definita normalmente in condizioni di moto uniforme, visto che è la pendenza del corso d'acqua, perché in moto uniforme $i=j$).

Nella scheda delle condizioni iniziali invece il software chiede le condizioni iniziali di deflusso e le condizioni iniziali degli invasi (ovvero a che quota sono le Storage Area, la Initial Elevation, quindi la quota del fondo).

A.4 Esecuzione delle simulazioni preliminari

Si studia il moto vario perché ci interessano dei volumi di esondazione, dato che altrimenti in moto permanente l'acqua continuerebbe ad uscire indefinitamente.

Con il comando Unsteady Flow Analysis sono condotte le simulazioni in regime di moto vario. Si lavora su uno specifico Plan che mette insieme un file di geometria e un file di condizioni al contorno (condizione idraulica) che può essere Steady (se la simulazione è permanente) o Unsteady (se la simulazione è di moto vario). Più plan possono fare parte dello stesso Project, si possono combinare in maniera diversa altre geometrie od altre informazioni idrauliche e salvare in un Plan diverso, ma tutto ricade nello stesso Project.

Sono dunque richiesti data iniziale e finale della simulazione, con l'aggiunta dell'ora, il time step e l'intervallo per il salvataggio dei risultati. Cliccando Compute sono eseguiti i calcoli.

Per fare simulazione di moto vario è necessaria la geometria precedente definita e le condizioni al contorno di monte e di valle.

Le sezioni obbligatorie in cui richiede le informazioni sono la sezione di monte e quella di valla.

Per sezione di monte ci interessa il flow hydrograph: in funzione del tempo viene dato l'andamento delle portate.

Bisogna definire la data di inizio dell'evento di piena e l'intervallo di frequenza (Data time interval) che per il nostro caso è di 30 minuti.

Per aumentare le 100 righe di default, si clicca su No. Ordianes e fisso quanti dati voglio inserire.

Per le simulazioni sono stati inseriti due idrogrammi di piena ovvero quello della piena del 1972 con $Q_{max}=1350 \text{ m}^3/\text{s}$ e quello sempre riferito a tale piena ma con l'effetto delle casse che fanno sì che il colmo di portata sia $570 \text{ m}^3/\text{s}$, quindi viene decapitata l'onda di piena a valle per via delle casse di espansione.

Nelle condizioni al contorno di valle useremo lo stage hydrograph; si inseriscono i livelli idrometrici nel tempo: viene impostata pari ad un valore di 29 m ovvero 1 m sotto alla sommità arginale che corrisponde a 30 m (franco definito di 1 m dalle direttive): le arginature sono progettate per contenere la piena duecentennale mantenendo un franco di 1 m. Chiaramente la data di inizio di piena deve coincidere sia nella condizione di monte che in quella di valle.

Adottando una condizione di calcolo cautelativa si è scelto di simulare l'evento con tempo di ritorno pari 200 anni per il Torrente Enza ipotizzando una contemporanea condizione di piena del Fiume Po in corrispondenza della sezione di confluenza.

Chiaramente è una condizione critica il verificarsi di una duecentennale in Enza e contemporaneamente in Po).

Definite le condizioni al contorno si definiscono le condizioni iniziali: l'onda di piena parte da zero ma non è realistico perché c'è sempre deflusso in torrente. La condizione iniziale (ovvero al tempo $t=0$) è dunque pari alla portata ordinaria presente in alveo prima dell'arrivo della portata di piena ovvero come si vede dal grafico di *figura A.4.1* coincide con $300 \text{ m}^3/\text{s}$.

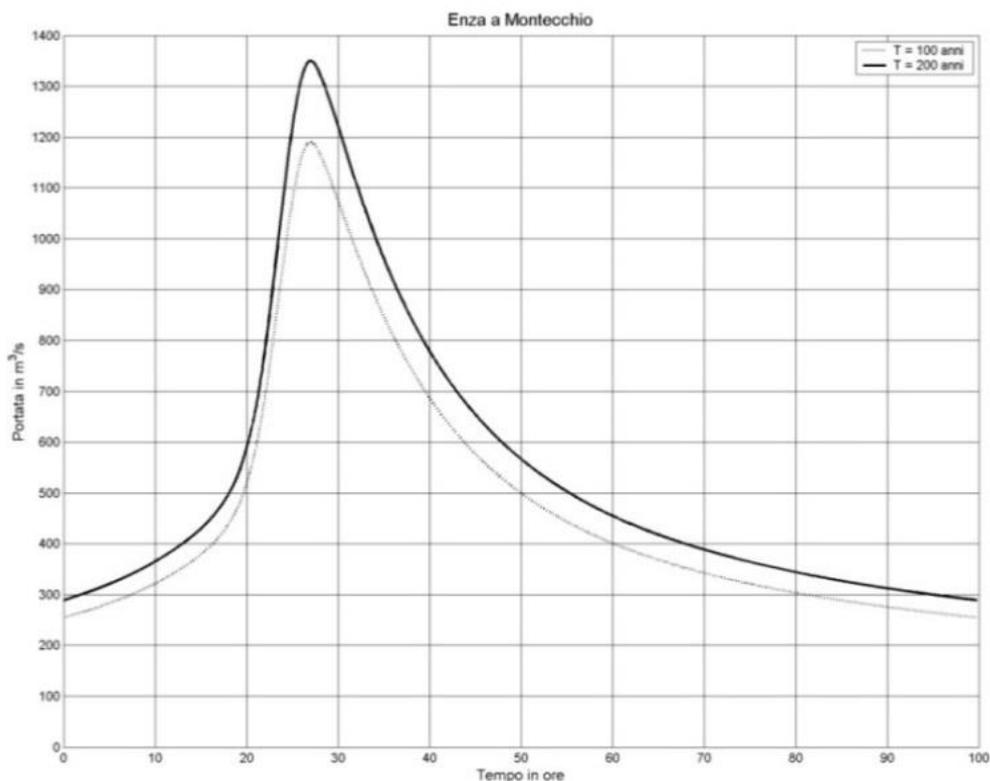


Figura A.4.1 – Idrograma di piena duecentennale a monte delle casse di espansione di Montecchio Emilia.

Per eseguire le simulazioni bisogna fornire starting date ed ending date che devono essere coerenti con le condizioni al contorno poste prime.

Bisogna definire l'intervallo di simulazione (ad esempio 5 minuti) ed anche l'intervallo di tempo con cui vogliamo che vengano restituiti gli output.

Viene eseguito nei Programs to Run: Geometry Preprocessor, Unsteady Flow Simulation e Post Processor.

Per le modalità di inserimento delle strutture in Hec-Ras si rimanda alla Appendice A.

A.4.1 Gestione delle sezioni comprese tra due salti di fondo (a valle dell'attraversamento ferroviario Milano-Bologna)

Sono risultate due sezioni rilevate in un tratto di corso d'acqua a valle delle casse di espansione (sezione 260 e sezione 270) con una differenza di quota del thalweg di 12 m (v. *figura A.4.1.1*, *figura A.4.1.2*), questo è dovuto alla presenza di una discontinuità a valle del ponte dell'attraversamento ferroviario Milano-Bologna.

Questo nella realtà è così ma inserendo così le sezioni in Hec-Ras il programma traccia una linea che congiunge le due sezioni che presenta una elevata pendenza, causa di rigurgito a valle e passaggio in critica: è il passaggio in corrente veloce in un tratto intermedio che crea dei problemi nella simulazione.

Si cambia la forma dell'alveo: non si cambia niente salvo il fatto di fare avvenire due salti successivi.

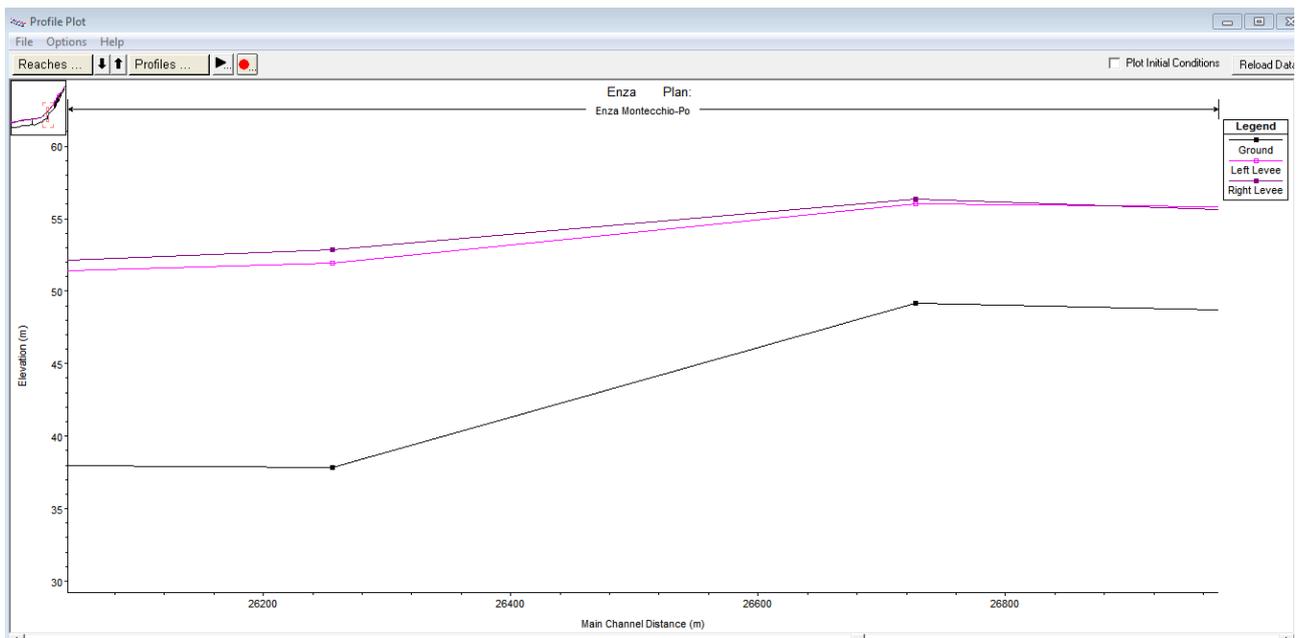


Figura A.4.1.1 – Profilo longitudinale compreso tra le sezioni 260 e 270.



Figura A.4.1.2 – Immagini dell’Enza nel tratto compreso tra le sezioni 260-270: si vedono diversi salti di fondo sia nell’immagine a sinistra che in quella a destra.

Nella realtà tra le due sezioni compaiono due traverse e di conseguenza è ragionevole spezzare la pendenza e inserire due inline structure (traversa orizzontale) alte più del fondo a valle della sezione 270, che comandano la pendenza del pelo libero e diventano una condizione al contorno interna del modello. Il fondo della sezione quando verranno aggiunte le sezioni copiate interne nel tratto 260-270 devono risultare più in basso della sommità delle inline perché devono essere le strutture a condizionare la pendenza del pelo libero ed il livello e non il fondo della sezione.

Tale struttura è la più semplice possibile perché interessa solo la quota della sommità.

La prima inline è stata messa a 50 m slm come weir broad crest largo tutto l’alveo che alza di poco i livelli ma fondamentale separa monte da valle.

E’ stato modellizzato con lo stesso criterio anche il secondo salto.

Questo è un controllo ovvero una condizione al contorno interna fra monte e valle di questo tratto critico.

Per cui nella realtà non esiste questo abbassamento graduale ma molto ripido ma nella realtà in mezzo ci sono le traverse.

Con due salti di fondo ho una inclinazione diversa rispetto all’unico tratto inclinato di lunghezza di 470 m (distanza tra le sezioni 260-270).

In questo tratto il modello simula erroneamente una corrente super critica.

Questo esiste solo perché c’è un tratto lungo molto inclinato.

Per questo si inseriscono delle sezioni aggiuntive per fare avvenire il salto gradualmente spezzandolo in due (v. figura A.4.1.3).

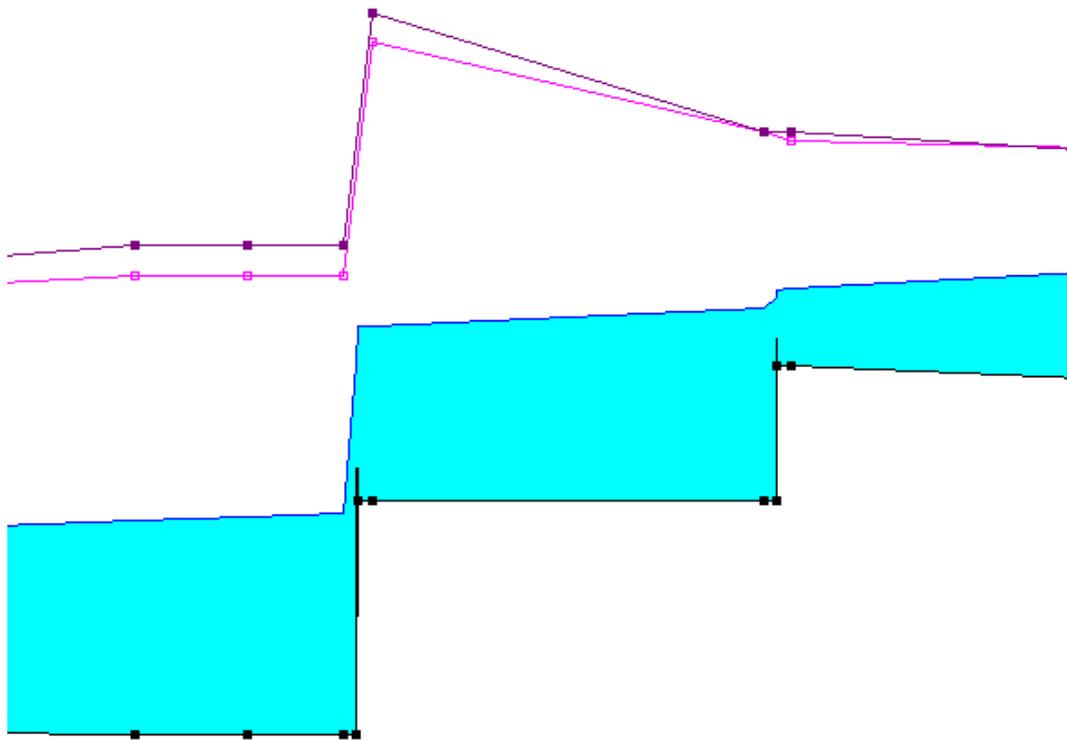


Figura A.4.1.3 – Nuovo profilo longitudinale compreso tra le sezioni 260 e 270.

A.5 Schematizzazione di ponti, luci e tombini

Nel modello idraulico è stato necessario inserire il ponte di Sorbolo, ed il suo comportamento è uno degli oggetti della qui presente tesi.

I dati del ponte sono stati ricavati dal progetto e in *figura A.5.1* si riporta una sezione longitudinale dello stesso.

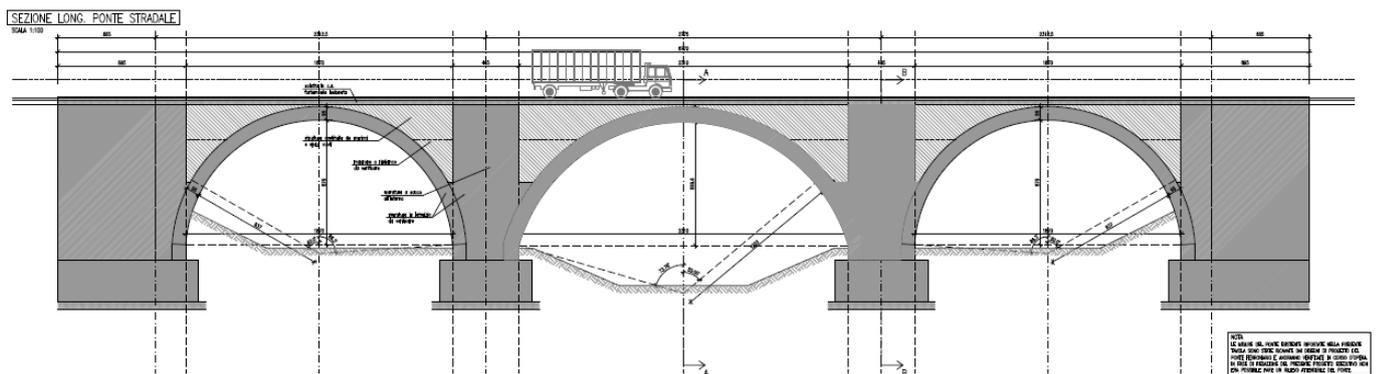


Figura A.5.1 – Sezione longitudinale del Ponte di Sorbolo.

Dopo aver completato l'inserimento di tutte le sezioni, è possibile aggiungere i dati geometrici relativi a ponti e tombinature. HEC-RAS valuta le perdite di energia causate da queste strutture in 3 parti:

- 1) dovuta all'espansione del flusso che si verifica immediatamente a valle;
- 2) dovuta alla opera stessa
- 3) dovuta alla contrazione del flusso che si verifica immediatamente a monte.

Per questo motivo devono essere definite 4 sezioni (vedi *figura A.5.2*) per la modellazione.

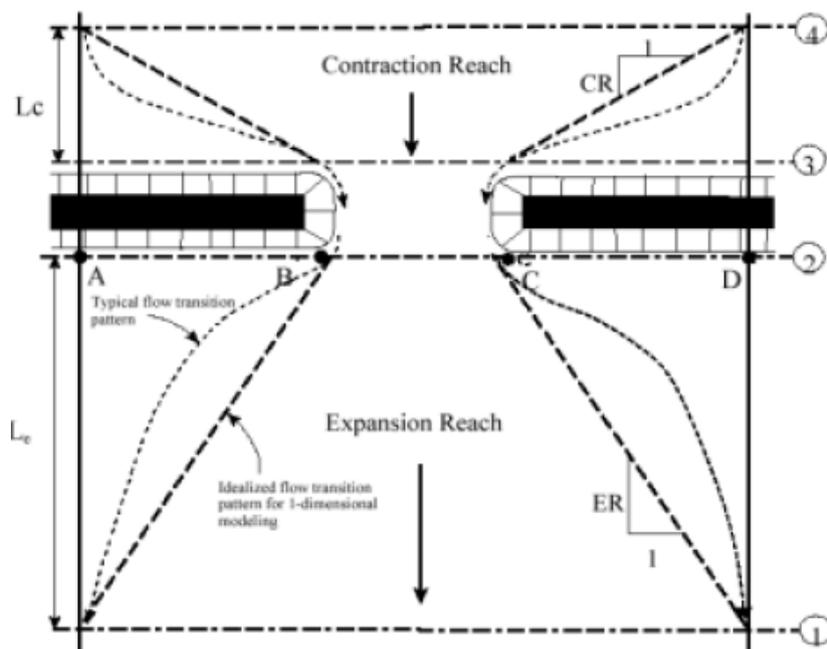


Figura A.5.2 – In evidenza le 4 sezioni necessarie per la modellazione di un ponte in Hec-Ras.

L_c deve essere tale che le linee di flusso siano approssimativamente parallele.

Le sezioni 2 e 3 si trovano rispettivamente al piede di valle e di monte della struttura. In entrambe devono essere inserite le “ineffective flow areas”.

L_e deve essere tale che il flusso nella sezione 1 non risenta più della struttura. La distanza non deve essere comunque troppo grande da impedire una corretta valutazione delle perdite.

L_e viene calcolato come il prodotto tra il rapporto di espansione e la lunghezza media di ostruzione (media tra le distanze AB e CD).

Esiste una tabella in cui vengono forniti i campi di variazione del rapporto di espansione in funzione di vari valori del rapporto di restringimento della sezione e del rapporto tra la scabrezza delle golene e quella dell'alveo attivo.

Per ciascun intervallo il valore estremo è associato al valore di portata più grande. Comunque il valore assunto da L_e non deve essere troppo grande da rendere le perdite per espansione non modellizzabili correttamente.

Generalmente viene consigliato di prendere L_c pari alla lunghezza media di ostruzione delle spalle del ponte (media tra le distanze AB e CD).

A.5.1 Inserimento dati geometrici di un ponte

Per poter inserire i dati occorre cliccare sul pulsante bridge/culvert e seguire la procedura qui riportata:

- 1) scegliere il corso d'acqua ed il tratto dove inserire il ponte;
- 2) da "Options" si sceglie add a bridge and/or culvert;
- 3) fornire un numero alla nuova sezione (il nome del ponte è un numero progressivo che identifica la posizione del ponte) per inserire la struttura fra due sezioni già presenti, che devono corrispondere rispettivamente alle sezioni al piede di monte e di valle;
- 4) inserire tutti i dati richiesti in: bridge deck, pier sloping abutment, bridge modelling approach.

Il risultato finale è l'inserimento della struttura, in *figura A.5.1.1* è raffigurato il ponte in corrispondenza dell'abitato di Sorbolo Levante.

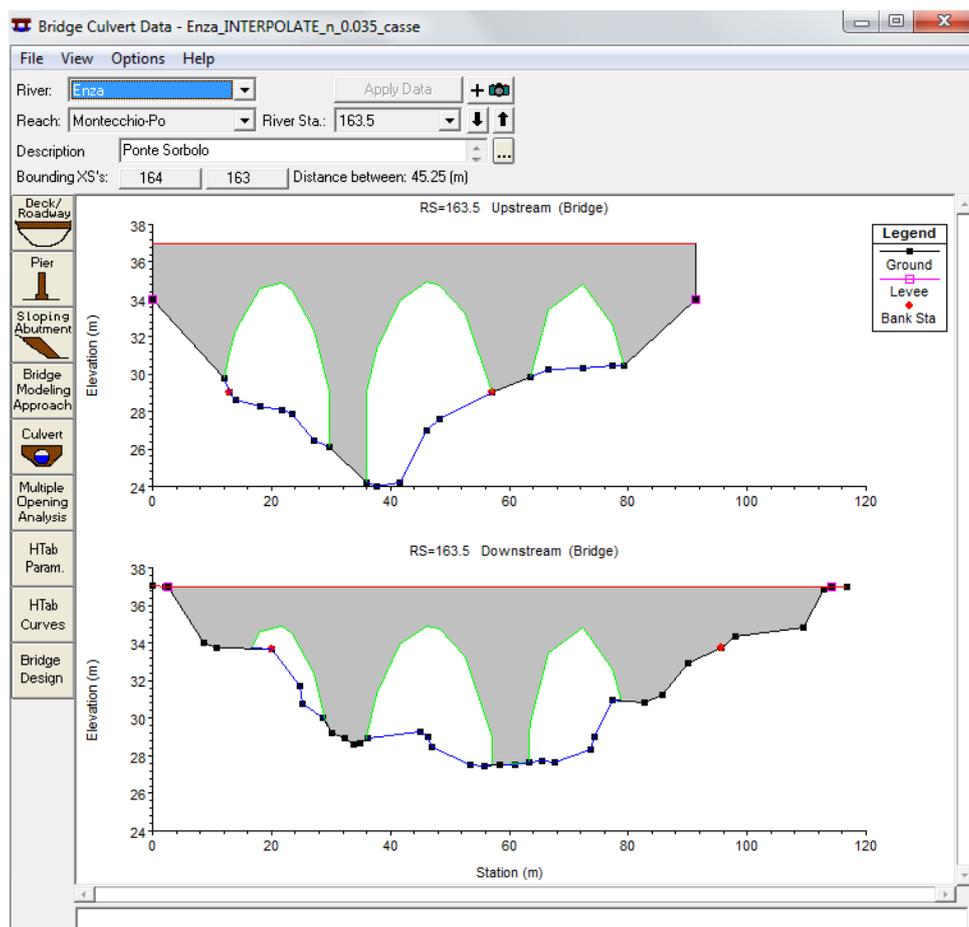


Figura A.5.1.1 – Ponte in Hec-Ras in corrispondenza dell'abitato di Sorbolo Levante.

A.1.2 Impalcato e pile

Viene utilizzato per inserire la porzione di sezione occupata dal ponte (l'impalcato e le spalle), si veda a riguardo la *figura A.5.1.2* e la *figura A.5.1.3*.

-Distance: distanza tra il piede di monte del ponte e la sezione immediatamente a monte dello stesso;

-Width: larghezza del ponte lungo la direzione della corrente;

-Weir Coefficient: coefficiente utilizzato per il calcolo del flusso stramazzante sopra l'impalcato del ponte;

-Upstream/downstream station, high chord, low chord: fornisce rispettivamente la geometria di monte e di valle del ponte.

Ad ogni valore della coordinata X deve corrispondere un valore dell'estradosso ("high chord") e dell'intradosso ("low chord") del ponte.

-U.S / D.S Embankment SS: pendenza del terrapieno rispettivamente nel lato di monte e di valle della struttura;

-Max Submergence: massimo livello ammissibile di sommergenza nel caso di flusso a stramazzo sopra il ponte. Se tale valore viene superato in maniera automatica il programma passa ai calcoli basati sull'energia;

-Min Weir Flow El: quota minima della linea dell'energia a monte che se superata attiva il flusso a stramazzo. Se questo campo è lasciato in bianco l'altezza che innesca questa procedura viene assunta pari alla minima quota dell'estradosso sul lato di monte.

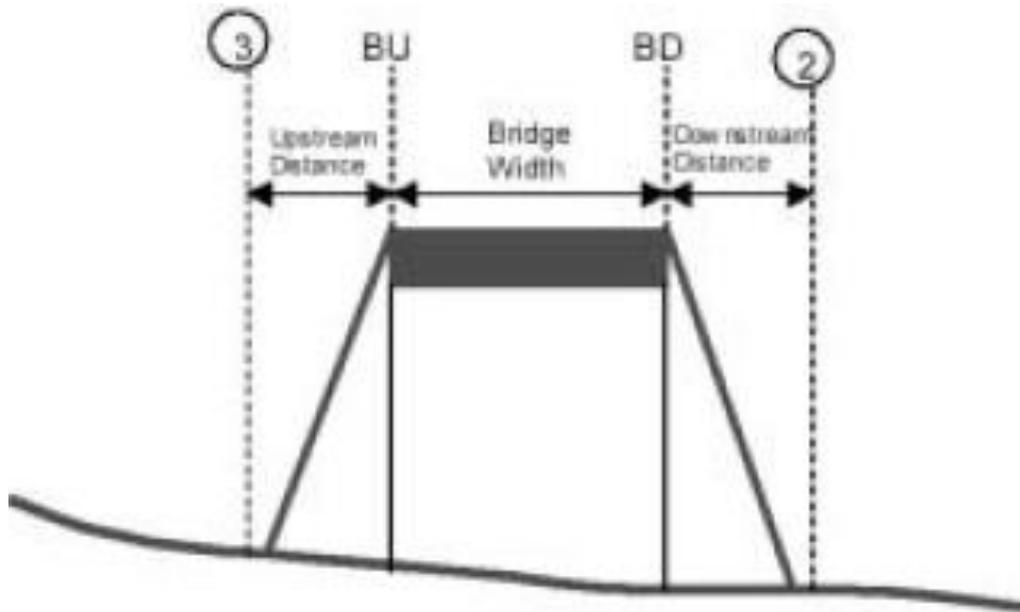


Figura A.5.1.2 – Schematizzazione generica di un ponte in Hec-Ras.

Deck/Roadway Data Editor

Distance	Width	Weir Coef
5	13.35	1.4

Clear Del Row Ins Row Copy US to DS

Upstream				Downstream		
	Station	high chord	low chord	Station	high chord	low chord
1	0.	36.97	28.	0.	36.97	28.
2	12.	36.97	29.805	12.	36.97	29.805
3	12.872	36.97	31.137	12.872	36.97	31.137
4	13.993	36.97	32.349	13.993	36.97	32.349
5	18.171	36.97	34.614	18.171	36.97	34.614
6	21.715	36.97	34.865	21.715	36.97	34.865
7	23.558	36.97	34.477	23.558	36.97	34.477
8	27.227	36.97	32.373	27.227	36.97	32.373

U.S Embankment SS: 0 D.S Embankment SS: 0

Weir Data
 Max Submergence: 0.98 Min Weir Flow El:

Weir Crest Shape
 Broad Crested
 Ogee

OK Cancel

Enter distance between upstream cross section and deck/roadway. (m)

Figura A.5.1.3 – Schematizzazione dei dati di un ponte in Hec-Ras.

Il comando Bridge Pierce viene utilizzato per inserire una qualsiasi pila presente nella luce del ponte. Ogni pila deve essere inserita a parte per poter valutare in modo corretto l'ammontare della perdita di energia ad essa dovuto.

La geometria della pila viene definita dalle larghezze assunte alle varie quote.

Nel caso del ponte che è stato inserito nel modello di calcolo si è inserito come un tutt'uno il ponte con l'impalcato, quindi non è stato necessario definire le Bridge Piers.

A.5.3 Bridge modelling approach

Premendo il pulsante bridge modelling approach si apre una finestra, in cui è possibile scegliere gli strumenti di analisi per la modellazione del ponte nel caso rispettivamente di low flow e di high flow.

-Low flow methods:

- 1) Energy;
- 2) Momentum (si deve inserire Cd);
- 3) Yarnell (si deve inserire K);

Se si utilizzano più metodi occorre specificare al programma di utilizzare quello che fornisce il valore della perdita maggiore.

-High flow methods:

- 1) Energy Only;
- 2) Pressure and/or Weir (si devono inserire i coefficienti. per la risoluzione delle equazioni del flusso in pressione). Il valore assunto da Cd dipende dall'altezza d'acqua a monte (varia tra 0.27 e 0.5). Se non viene inserito, il programma provvede a valutarne uno in base alla sommergenza di monte. Il coefficiente Cd per completa sommergenza vale normalmente 0.80.

Bridge modelling approach: Cd

-Momentum Balance Method: in questo caso è necessario definire un valore da assegnare al coefficiente Cd. Alcuni valori caratteristici per varie tipologie di pile sono riportati nella *tabella A.5.2.1*:

Typical drag coefficients for various pier shapes

Pier Shape	Drag Coefficient C_D
Circular pier	1.20
Elongated piers with semi-circular ends	1.33
Elliptical piers with 2:1 length to width	0.60
Elliptical piers with 4:1 length to width	0.32
Elliptical piers with 8:1 length to width	0.29
Square nose piers	2.00
Triangular nose with 30 degree angle	1.00
Triangular nose with 60 degree angle	1.39
Triangular nose with 90 degree angle	1.60
Triangular nose with 120 degree angle	1.72

Tabella A.5.2.1 – Alcuni valori caratteristici del coefficiente C_D per varie tipologie di pile.

Bridge modelling approach: K

-Yarnell Equation: in questo caso è necessario definire un valore da assegnare al coefficiente K , funzione della forma della pila. Alcuni valori caratteristici per varie tipologie di pile sono riportati nella *tabella A.5.2.2*:

Yarnell's pier coefficient, K , for various pier shapes

Pier Shape	Yarnell K Coefficient
Semi-circular nose and tail	0.90
Twin-cylinder piers with connecting diaphragm	0.95
Twin-cylinder piers without diaphragm	1.05
90 degree triangular nose and tail	1.05
Square nose and tail	1.25
Ten pile trestle bent	2.50

Tabella A.5.2.2 – Alcuni valori caratteristici del coefficiente K per varie tipologie di pile.

A.6 *Schematizzazione delle strutture laterali*

Una Lateral Structure è una opera longitudinale, ovvero è lo scarico di alimentazione della cassa che è sostanzialmente uno stramazzo laterale a soglia orizzontale a quota fissata e larghezza nota, necessaria per il riempimento della cassa di espansione.

Ad interagire con la cassa presidiano un trittico di manufatti (alimentazione, scarico di troppo pieno e trave ovoidale) ed è la stessa configurazione sia nella cassa di monte, sia nella cassa di valle.

In nostro possesso sono tutti i dati relativi alla cassa di monte ma essendo il manufatto che afferisce nella cassa di valle di geometria pressochè identica, è possibile dalla sola conoscenza delle quote della sommità della trave ovoidale, della sommità della soglia sfiorante di ingresso e quella di troppo pieno del manufatto di valle ricostruire la geometria dell'opera.

Per quanto riguarda la trave ovoidale, data la geometria molto complicata con diverse luci di fondo, sarebbe molto meglio inserire una relazione livello-portata (scala di deflusso), ovvero una relazione che dalla conoscenza del livello assicura che transiti una determinata portata e viceversa.

Per inserire i dati relativi alle lateral structure (sfioratori laterali, luci di fondo, tombinature, etc.) occorre premere il pulsante lateral structure dalla finestra dei geometric data.

Una volta cliccato, compare la finestra del data editor.

Per inserire una nuova opera si deve seguire la seguente procedura:

- 1) scegliere il corso d'acqua ed il tratto dove inserire la struttura;
- 2) da "options" scegliere add a lateral structure;
- 3) fornire un numero alla nuova sezione che deve essere unico e compreso tra quello della prima sezione a monte dell'opera e quello della sezione immediatamente successiva a quest'ultima; dopo aver premuto il pulsante ok nella finestra di dialogo comparirà il profilo del thalweg e la traccia delle sezioni che si trovano in prossimità della struttura laterale.
- 4) inserire i dati relativi a weir / embankment e se sono presenti anche i dati delle gates o dei culverts.

Nel Lateral Structure Editor vanno inoltre inserite le seguenti informazioni:

- 1) Position box: tra due sezioni trasversali è possibile inserire due differenti strutture laterali, una in sinistra ed una in destra idrografica, utilizzando due diversi codici numerici per identificarle.

La strutturale laterale può essere caratterizzata da una lunghezza superiore alla distanza tra le due sezioni

consecutive in cui è stata inserita, arrivando a coprire un massimo di 100 sezioni.

2) Flows into: questo campo è utilizzato per definire la struttura (area di espansione o altro corso d'acqua) a cui viene connessa l'opera. Tale struttura viene inserita utilizzando i pulsanti posti nella parte inferiore del

dialog box. Il campo deve essere lasciato vuoto se non si inserisce la struttura.

3) All Culverts: questa opzione influenza unicamente il flusso attraverso le tombature (culverts).

Le scelte possibili sono:

- no flap gates: il flusso è consentito in entrambe le direzioni;
- no negative flow flap: il flusso è consentito solo nella direzione positiva uscente dal corso d'acqua;
- no positive flow flap: il flusso è consentito solo nella direzione negativa entrante nel corso d'acqua;

4) Structure Type: questo campo è utilizzato per definire la tipologia della struttura laterale.

Le scelte possibili sono 2:

- Weir / Gates / Culverts / Diversion Rating Curves;
- Linear Routing.

A.6.1 Strutture laterali: sfioratori di piena

Premere weir / embankment per aprire la finestra utilizzata per l'inserimento dei dati relativi alla porzione di sezione occupata dalla struttura.

-Distance: distanza tra la parte di monte della struttura e la sezione immediatamente a monte della stessa;

-Weir Width: larghezza trasversale della parte superiore della struttura.

Ha valenza solo grafica e non comporta nessun effetto nella simulazione;

-Weir flow reference: campo utilizzato per definire se il flusso stramazzante sopra la struttura sia calcolato utilizzando la linea dell'energia o il livelli idrico nella sezione;

-Weir Coef: coefficiente utilizzato per il calcolo del flusso stramazzante sopra la struttura, il cui valore dipende della forma della superficie dello stramazzo: broad crested shape/ogee shape;

-Station/elevation: geometria del profilo superiore della struttura.

HEC-RAS chiude la superficie compresa tra le quote della sezione e quelle dell'opera.

Premere Diversion Rating Curve per aprire la finestra utilizzata per l'inserimento dei dati relativi alla scala di deflusso della portata deviata in funzione dei livelli idrici o dei valori della portata presenti nel corso d'acqua principale.

Occorre inoltre inserire la distanza tra la sezione in cui il flusso viene deviato e la prima sezione a monte.

Tale opzione viene utilizzata per simulare il funzionamento di particolari strutture che non possono essere modellati con HEC-RAS.

A.7. Schematizzazione di opere trasversali

Il software permette di modellare briglie o traverse (overflow weirs) sia luci di fondo (gated spillways). La superficie dello stramazzo può essere sia curva (ogee shape) che piana (broad crested shape) e le aperture delle gated spillways possono essere modellate sia come radial gate che vertical sluice gate (vedi figura A.7.1).

In aggiunta alle luci è possibile inserire anche una zona a soglia sfiorante

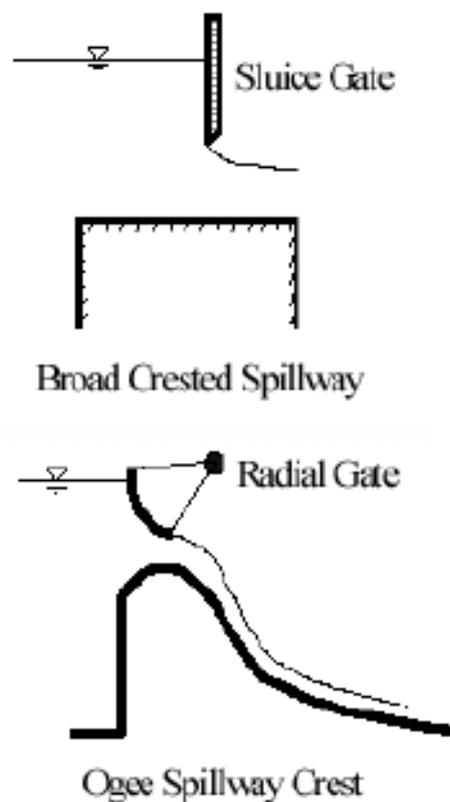


Figura A.7.1 – Differenza in Hec-Ras tra Broad Crested Spillway e Ogee Spillway Crest.

A.7.1 Dighe e traverse

Dal comando weir / embankment si apre la finestra utilizzata per l'inserimento dei dati relativi alla porzione di sezione occupata dalla struttura (vedi grafico in *figura A.7.1.1*)

-Station/elevation: geometria del profilo superiore della struttura.

-Distance: distanza tra il piede di monte della struttura e la sezione immediatamente a monte della stessa;

-Width: larghezza della parte superiore della struttura;

-Weir Coef: coeff. utilizzato per il calcolo del flusso stramazzante sopra la struttura, normalmente compreso tra 2.6 e 4 (broad crested-ogee shape);

-U.S Embankment SS: pendenza del terrapieno nel lato di monte della struttura;

-D.S Embankment SS : pendenza del terrapieno nel lato di valle della struttura;

-Weir Crest Shape: campo utilizzato per il calcolo del valore da assegnare al Weir Coef nel caso in cui si verifichi la sommergenza della lama stramazzante. All'aumentare della sommergenza il programma provvede automaticamente a ridurre il valore da assegnare al Weir Coef;

Distance	Width	Weir Coef
10	10	1.4

Edit Station and Elevation coordinates		
	Station	Elevation
1	644.55	83.25
2	848.31	83.25
3		
4		
5		
6		
7		
8		

U.S Embankment SS: 0 D.S Embankment SS: 0

Weir Data
Weir Crest Shape
 Broad Crested
 Ogee

OK Cancel

Enter distance between upstream cross section and deck/roadway. (m)

Figura A.7.1.1 – Data editor in Hec-Ras di una Inline Structure.

Per il calcolare il Weir Coefficient in funzione dell'entità della sommergenza sono disponibili due metodi, a seconda della forma della superficie dello stramazzo: broad crested shape o ogee shape.

Nel caso di broad crested shape viene utilizzato il metodo sviluppato sulla base di una soglia stramazzone larga con sezione trapezoidale (FHWA, 1978).

Nel caso di ogee shape viene utilizzato uno dei metodi sviluppati per soglie stramazzone curve (COE, 1965), che si basa sulla risoluzione del seguente diagramma.

Premendo su Cd è disponibile una opzione per il calcolo automatico del valore iniziale da fornire al Weir Coefficient (vedi grafico in *figura A.7.1.2*).

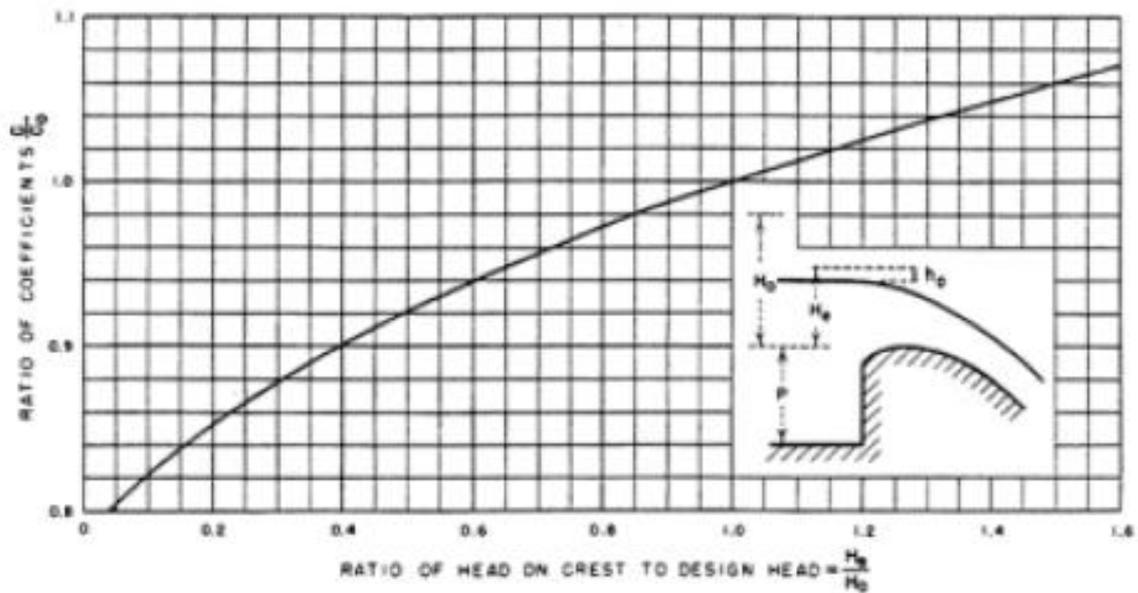


Figura A.7.1.2 – Andamento del Weir Coefficient.

A.7.2 Luci e organi di scarico

Dal pulsante gate si inseriscono i dati relativi alle eventuali aperture presenti.

-Gate group: è possibile inserire fino a 10 gruppi di aperture in una singola opera, che possono contenere ciascuno sino a 25 identiche luci;

-Height/width/invert: altezza e larghezza della singola apertura e quota della soglia di inizio sfioro del gruppo di luci;

-Centerline stations: posizione dell'asse intermedio di ciascuna luce del gruppo di aperture;

-Weir coef: coefficiente utilizzato solo nel caso in cui il livello dell'acqua è inferiore alla quota superiore dell'apertura;

-Gate Data: da questo comando è possibile inserire la geometria dell'apertura e tutti i corrispondenti coefficienti (vedi figura . A.7.2.1).

Inline Gate Editor

Gate Group: Gate #1

Gate type (or methodology): Sluice

Geometric Properties

Height:

Width:

Invert:

Openings: 0

Centerline Stations

Station
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12

Gate Flow

Sluice Gate Flow

Sluice Discharge Coefficient (0.5-0.7):

Submerged Orifice Flow

Orifice Coefficient (typically 0.8): 0.8

Head Reference: Sill (Invert)

Weir Flow Over Gate Sill (gate out of water)

Weir Shape: Broad Crested

Weir Coefficient: 1.67

OK Cancel Help

Figura A.7.2.1 – Inline Gate Editor.

Il software implementa due differenti sistemi di equazioni per il calcolo della portata a valle della struttura a seconda della forma dell'apertura (sluice-radial gate), e tiene conto della forma della superficie dello stramazzo (broad crested-ogee shape) mediante il valore fornito al Weir Coefficient

Infine 4 differenti schemi di calcolo vengono adottati a seconda delle quattro diverse situazioni che si possono verificare:

- 1) Free Flow: il livello d'acqua Z_d non è sufficientemente elevato da causare un innalzamento di quello a monte Z_u ;
- 2) Transition free flow - fully submerged ($0.67 < \text{submergence} < 0.8$);
- 3) Fully submerged ($\text{submergence} > 0.8$);
- 4) Weir flow: il livello della superficie d'acqua a monte è uguale o inferiore alla quota superiore dell'apertura.

Per quanto l'inserimento di paratoie è necessario per simulare la corrente inserire anche delle condizioni in Steady Flow Data, agendo nella sezione Spillway Gate Opening.

A.8 Schematizzazione dei nodi di confluenza

Una confluenza viene formata in modo automatico quando vengono uniti due corsi d'acqua:

- 1) nella prima finestra che compare viene richiesto il nome dell'affluente e del tratto corrispondente;
- 2) nella seconda finestra viene richiesta la conferma della sezione da cui far iniziare il tratto di monte del corso d'acqua principale;
- 3) nella terza finestra viene richiesto l'inserimento di un nuovo nome per il tratto di corso d'acqua principale a valle della confluenza;
- 4) nella quarta finestra viene richiesto il nome della confluenza.

I dati di una confluenza vengono inseriti cliccando il pulsante **JUNCT.** dalla schermata del Geometric Data di Hec- Ras e comprendono: descrizione, distanza dalle sezioni di monte e scelta del metodo di calcolo;

Una confluenza può essere modellata secondo due metodi differenti, il metodo dell'energia o il metodo del bilancio della quantità di moto:

1) Metodo dell'energia:

non tiene conto dell'angolo di immissione del tributario e pertanto viene utilizzato quando la perdita di energia indotta dall'angolo del tributario è trascurabile (nella maggior parte dei casi è possibile utilizzare questo metodo).

2) Metodo del bilancio della quantità di moto:

viene utilizzato in tutte quelle situazioni in cui tale perdita non può essere trascurata. In questo caso occorre inserire nella colonna aggiuntiva l'angolo dell'affluente, mentre in corrispondenza del corso d'acqua principale nello spazio deve essere inserito il valore nullo nel caso in cui non si verifichi alcuna variazione di direzione.

APPENDICE B - QGIS

Uno dei diversi GIS Open Source è QuantumGIS, nato inizialmente come semplice geobrowser, ma che si è sviluppato fino ad includere funzioni proprie di un vero GIS.

Le funzionalità di base di QGIS permettono un uso che va al di là delle normali funzioni di visualizzazione, digitalizzazione e stampa di un comune programma di desktop mapping.

Analizzando le capacità di visualizzazione, QGIS supporta la tipologia raster (inclusi TIFF, JPG, ArcInfo grids, DEM, ecc., per un totale di oltre 50 formati) e vettoriale (shape file ESRI, ArcInfo binary coverage, MapInfo, SDTS, ecc., per un totale di oltre 20 formati). Si caratterizza inoltre per la capacità di visualizzare dati immagazzinati sul database geografico PostgreSQL/ PostGIS. Quest'ampia scelta permette di costruire mappe a partire da dati archiviati in formati anche molto differenti tra loro.

Per i raster è possibile gestire la tavolozza dei colori agendo sulle multibande RGB, optare per la visualizzazione in scala di grigio od in

pseudocolore e regolare il livello di trasparenza.

Per i vettori è ovviamente possibile gestire la simbologia (sia dei pattern

che dei colori di rappresentazione degli attributi associati), visualizzare etichette ed interrogare gli attributi alfanumerici.

È possibile inoltre identificare e selezionare gli elementi dei singoli vettori nonché creare in modo semplice interrogazioni (query builder) per i dati geografici di PostGIS. È possibile selezionare elementi diversi sia a partire dalla tabella di dati che dalla mappa; la selezione viene evidenziata in entrambe le visualizzazioni.

Utile risulta anche la funzione che permette di collegare l'avvio di un programma esterno al contenuto di un campo della tabella associata ad uno strato vettoriale; se, per esempio, ai punti di un vettore sono associate delle foto è possibile, cliccando su un elemento, richiamare un programma di visualizzazione che carica automaticamente la foto associata.

QGIS ha la possibilità (con qualche limitazione) di editare sia gli shape file di ESRI sia i dati immagazzinati nel database geografico PostGIS. Per lavori di digitalizzazione intensa, comunque, è preferibile

utilizzare il plugin per GRASS; questo permette di visualizzare gli strati

contenuti nelle diverse Location e Mapset e di editare gli strati vettoriali

con un'interfaccia molto simile a quella utilizzata da GRASS stesso ma con una maggior praticità e rapidità. In questo modo la digitalizzazione è

topologica, il che permette di eliminare alla radice tutti i comuni errori di

intersezione. In QGIS è possibile creare e richiamare progetti (liste di dati vettoriali e raster con variabili di visualizzazioni definite) e salvare dei “bookmarks” spaziali in modo da visualizzare rapidamente zone geografiche definite.

Infine, uno strumento di particolare utilità, è quello che permette di caricare dati che fanno riferimento a sistemi geografici diversi e riproiettarli tutti in un unico sistema di coordinate, in modo da visualizzarli nelle giuste relazioni spaziali, senza dover salvare una nuova copia, ed evitando quindi inutili duplicazioni dei dati. La finestra grafica per gestire questa funzione viene attivata dal comando “Proiezione” all'interno del menù a tendina “Impostazioni”.

B.3 Digitalizzazione della geometria

Il materiale disponibile per quanto attiene alla cartografia della zona di interesse è il seguente:

- Modello digitale a risoluzione 1 m (LIDAR) della Regione Emilia Romagna;
- Modello digitale a risoluzione 5 m (LIDAR) della Regione Emilia Romagna;
- Carta Tecnica Regionale (CTR) a scala 1:5000 e 1:25000;
- Database Topografico Regionale, accessibile dal Geoportale della regione Emilia Romagna.

Una planimetria generale dell'Enza che è stata digitalizzata in ambiente GIS è di seguito riportata in *figura B.3.1*:

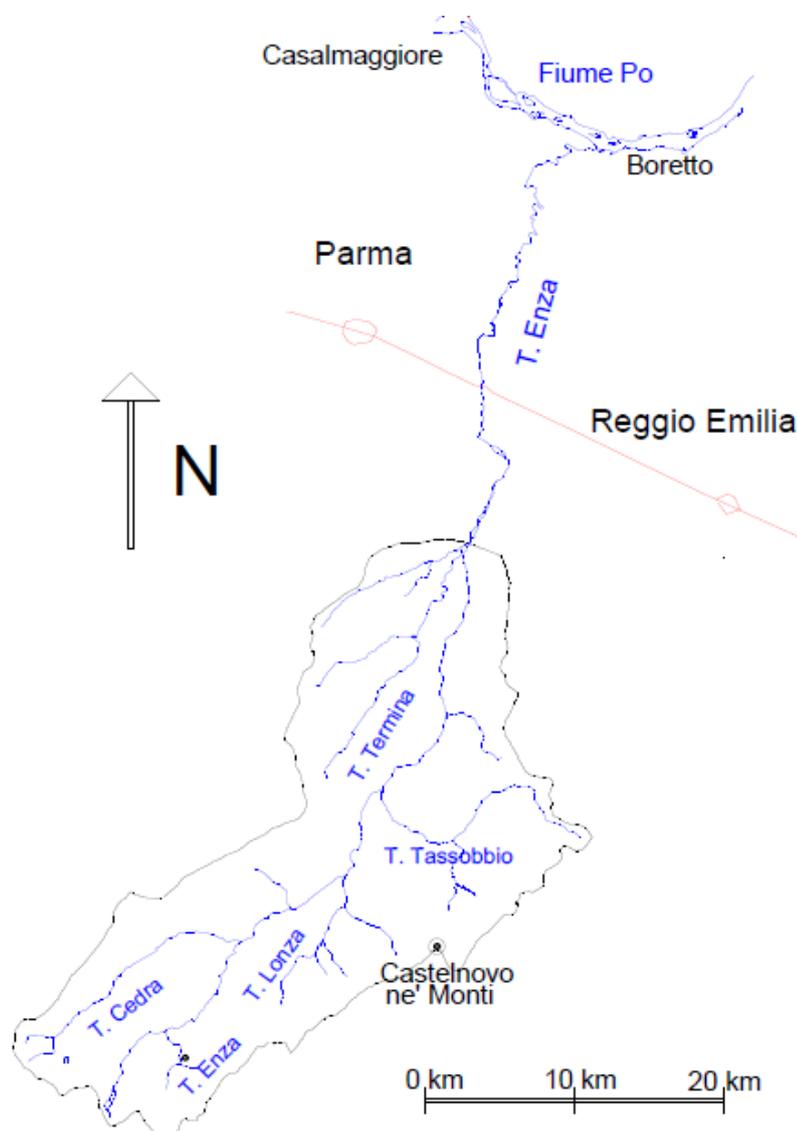


Figura B.3.1 – Planimetria generale del Torrente Enza

Successivamente sono state digitalizzate le casse d'espansione, e questo è stato necessario per ricavare l'area potenzialmente allagabile, vedi *figura B.3.2* e *figura B.3.3*.

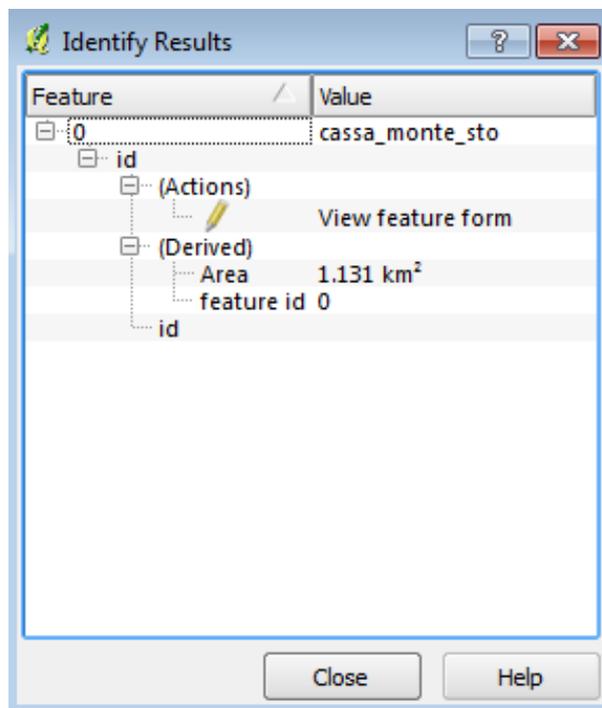
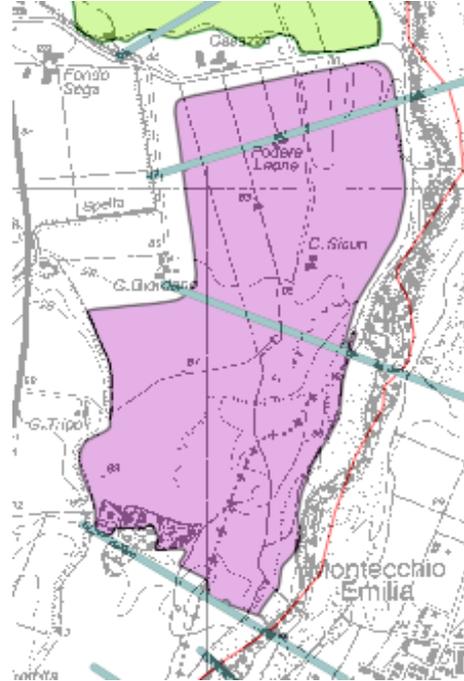


Figura B.3.2 – Digitalizzazione in Q-GIS della Cassa di Monte

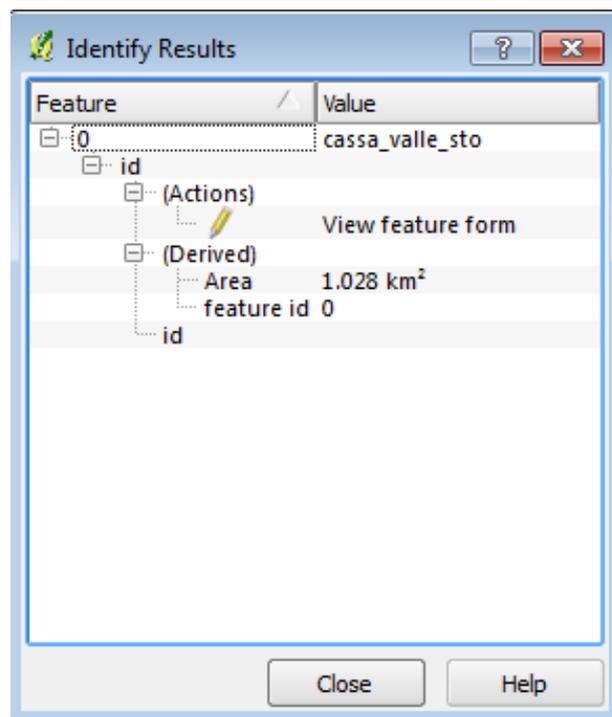
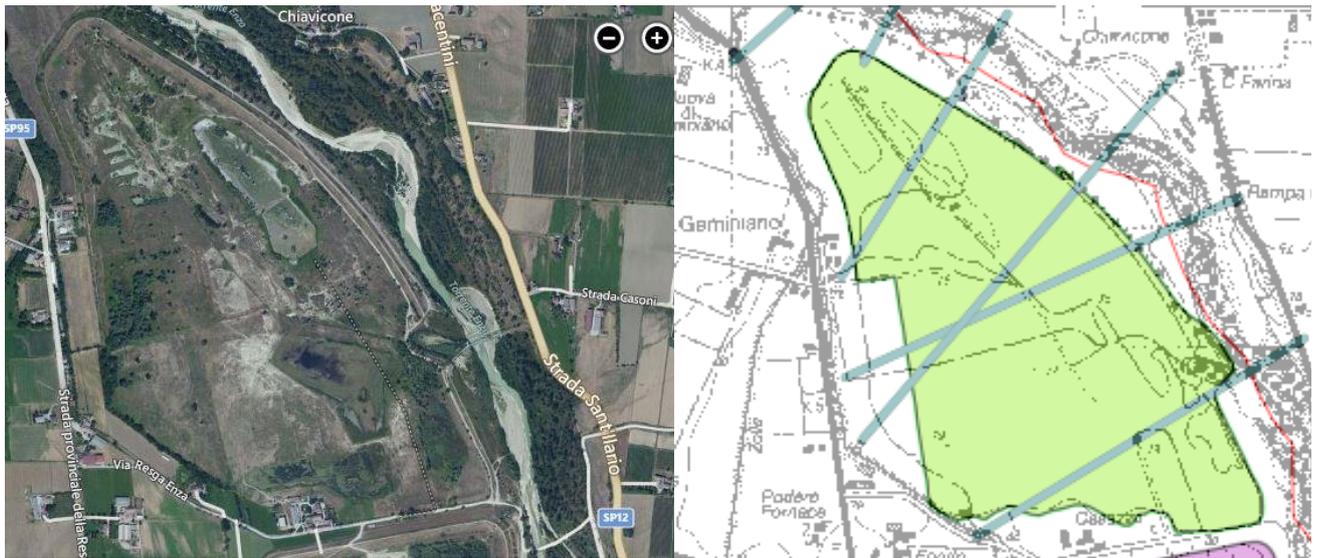


Figura B.3.3 – Digitalizzazione in Q-GIS della Casa di Valle

APPENDICE C – TRACCIAMENTO ONDE DI PIENA DI PROGETTO CON METODO MAJONE

Di seguito viene proposto il codice di calcolo utilizzato per la creazione delle onde di piena sull'Enza in corrispondenza di Montecchio Emilia (*Castellarin*):

Tale codice di calcolo è stato studiato in ambito di tesi di Laurea (Nicola Ravanini, Una tecnica statistica di derivazione delle onde di piena di progetto. Applicazione al bacino del Torrente Samoggia, 2002-2003)

In tale Tesi di Laurea si è affrontata la verifica dell'attendibilità di un metodo di stima degli Idrogrammi Sintetici di Progetto.

Tale procedura statistica stima le Onde di Piena Sintetiche associate ad un prefissato livello di rischio per un assegnata sezione fluviale, fondandosi su:

Legge di Riduzione dei Colmi di Piena data dal rapporto tra i quantili delle massime portate medie in assegnate durate con quelli delle portate al colmo;

Valutazione del parametro esprime la posizione del picco, calcolato come rapporto tra l'ampiezza dell'intervallo temporale che precede il picco e la durata D in riferimento alla finestra temporale in cui ricade il massimo valore della portata media di assegnata durata.

Per la determinazione della curva di riduzione si può ricorrere a modelli matematici proposti in letteratura (Bucchi et al.,1992), mentre la relazione esprime la posizione del picco in ciascuna durata può essere ottenuta regolarizzando gli andamenti idrometrici osservati e avendo preventivamente adimensionalizzato la durata con i parametri di scala temporale del modello utilizzato per la stima della curva di riduzione.

Per la valutazione dell'attendibilità degli idrogrammi sintetici prodotti dalla metodologia si è fatto riferimento ad una serie sintetica di portate orarie di lunghezza pari a 1000 anni, generate per il bacino del Torrente Samoggia.

L'analisi svolta per giungere alla valutazioni finali è stata svolta dapprima analizzando la dipendenza degli idrogrammi sintetici, prodotti attraverso una procedura matematica, dalla dimensione del campione di dati idrometrici disponibili mediante la quantificazione della variabilità delle onde di progetto stimate in

relazione al campione di dati utilizzati, in seconda battuta è stata poi fatta una analisi della efficacia degli idrogrammi sintetici stimati in base alla procedura per il dimensionamento e la verifica di invasi di laminazione.

Per il bacino del Torrente Samoggia, preso a riferimento, si sono generati 1000 anni di portate orarie sintetiche, mediante un applicazione combinata di un generatore di afflussi meteorici e di un modello distribuito di trasformazione degli afflussi in deflussi.

E' presentata la procedura statistica di stima degli idrogrammi di progetto proposta da *Maione et al.* (2001).

Il codice di calcolo adattato al bacino del torrente Enza è il seguente:

```
clear all % Cancella lo spazio delle variabili
```

```
set(0,'ShowHiddenHandles','on'); delete(get(0,'Children')) % Chiude tutte le figure
```

```
% STIRONE a Fidenza
```

```
% Parametri del programma
```

```
T = [100 200]'; %Tempi di ritorno
```

```
QT = [1190 1350]'; %Portate al colmo di assegnato T
```

```
Theta = 17.1; %Parametro per la curva di riduzione dei volumi di piena (Bacchi e Brath, 1992)
```

```
% VERIFICARE
```

```
% PARI A 1.54*Tc per i sottobacini
```

```
% Con Tc=11.1 ore stimato come tempo di corrivazione a Sorbolo (Giandotti)
```

```
Dmax = 100; %Durata massima
```

```
passoD = 0.2; %Passo di discretizzazione
```

```
rDlim= 0.271 % 72 h rD ad andamento esponenziale a due parametri, rD minimo
```

```
k= 12.3 % 72 h rD ad andamento esponenziale a due parametri, parametro di smorzamento
```

```
Onde_Uscita= 'OP_ENZ_MONTECCHIO.txt'; %File di testo per l'uscita delle onde
```

```

Onde_jpg= 'OP_ENZ_MONTECCHIO.jpg'; %File per uscita grafica
Nomestaz=['Enza a Montecchio'];%Titolo Figura

% Variabili del programma

% D:= Vettore durate considerate

% npti:= Numero punti della discretizzazione

% rD:= Vettore rD interpolati (linearmente)

% EpsiD:= Curva di riduzione dei volumi di piena (Bacchi, Brath)

% F1:= Vettore rD*D

% F2:= Vettore rD*D*EpsiD

% F3:= Vettore (1-rD)*D

% F4:= Vettore (1-rD)*D*EpsiD

% DerX:= Derivata centrata di FX

% Onda:= Matrice a due righe contenente l'idrogramma adimensionale di progetto (riga 1)
% e le ascisse temporali corrispondenti (riga 2)

D = (0:passoD:Dmax)';
npti = length(D);

% I METODO

% Con interpolazione dei dati sperimentali

%rD = interp1(rDsper(1,:),rDsper(2,:),D,'spline');

% II METODO

% Con andamento esponenziale a due parametri:
rD = rDlim + (0.5-rDlim).*exp(-D./k);

```

$EpsiD = \text{sqrt}(\text{Theta}./(2.*D).*(2+\text{exp}(-4/\text{Theta}.*D)-(3*\text{Theta}))./(4.*D).*(1-\text{exp}(-4/\text{Theta}.*D)))));$

$EpsiD(1)=1;$

$F1=rD.*D;$

$F2=F1.*EpsiD;$

$F3=(1-rD).*D;$

$F4=F3.*EpsiD;$

%Calcolo delle derivate centrate

for i=1:npti-2

$Der1(i)=(F1(i+2)-F1(i))/(D(i+2)-D(i));$

$Der2(i)=(F2(i+2)-F2(i))/(D(i+2)-D(i));$

$Der3(i)=(F3(i+2)-F3(i))/(D(i+2)-D(i));$

$Der4(i)=(F4(i+2)-F4(i))/(D(i+2)-D(i));$

$Der1=Der1';Der2=Der2';Der3=Der3';Der4=Der4';$

end

% Costruzione della porzione sinistra dell'idrogramma

$Onda(1,:)=Der2./Der1; % \text{valori di portata}$

$Onda(2,:)=F1(2:\text{length}(F1)-1)'; % \text{ascisse temporali}$

%Identificazione eventuali valori non congruenti

$PosMin=\text{find}(Onda(1,:)=\text{min}(Onda(1,:)));$

if PosMin~=1 | PosMin~=length(Onda(1,:))

$Onda(:,PosMin:\text{length}(Onda(1,:)))=[]; \text{clear PosMin}; % \text{Rimozione dei valori non congruenti}$

end

$Onda=\text{fliplr}(Onda); % \text{Ordinamento per ascisse temporali crescenti}$

$\text{dimSx}=\text{length}(Onda');$

```
Onda(1,dimSx+1)=1;
```

```
Onda(2,dimSx+1)=0;
```

```
% Costruzione della porzione di destra dell'idrogramma
```

```
OndaDx(1,:)=Der4./Der3;
```

```
OndaDx(2,:)=F3(2:length(F3)-1)';
```

```
dimDx=size(OndaDx');
```

```
Onda(:,dimSx+2:dimSx+2+dimDx-1)=OndaDx; clear OndadDx;
```

```
%Riporto a 0 le ascisse temporali del primo valore utile dell'idrogramma
```

```
%Partendo dal minimo
```

```
Onda(2,:)=Onda(2,:)-min(Onda(2,:));
```

```
%Partendo da -20
```

```
%Onda(2,:)=Onda(2,:)-(-20);
```

```
figure(1)
```

```
hold on
```

```
StileLinea=['k-'
```

```
        'k:'];
```

```
for i=1:length(QT)
```

```
    plot(Onda(2,:),QT(i)*Onda(1,:),StileLinea(round(1+abs(sin(i*pi/2))),:),'LineWidth',2)
```

```
end
```

```
% Formattazione Figura
```

```
title(Nomestaz,'FontSize',14)
```

```
set(gca,'Xgrid','on','YGrid','on')
```

```

% Generazione della griglia equispaziata per le X
Xgriglia=0:10:1000;
Xsuper=find(Xgriglia>max(Onda(2,:)));
set(gca,'XLim',[0 Xgriglia(min(Xsuper))],'XTick', 0:10:Xgriglia(min(Xsuper)) )
% Generazione della griglia equispaziata per le Y
Ygriglia=0:100:1E6;
Ysuper=find(Ygriglia>max(QT));
set(gca,'YLim',[0 Ygriglia(min(Ysuper))],'YTick', 0:100:Ygriglia(min(Ysuper)))
set(gca,'GridLineStyle','-')
xlabel('Tempo in ore','FontSize',12)
ylabel('Portata in m^3/s','FontSize',12)
set(gcf,'PaperPositionMode','auto','PaperType','A4','PaperUnits','normalized','PaperOrientation','Landscape','Units','normalized','Position', [0 0 1 1]);
%legend(['T = ' num2str(T(1)) ' anni'],['T = ' num2str(T(2)) ' anni'],['T = ' num2str(T(3)) ' anni'],['T = '
num2str(T(4)) ' anni'],['T = ' num2str(T(5)) ' anni'],['T = ' num2str(T(6)) ' anni'],['T = ' num2str(T(7)) '
anni'],['T = ' num2str(T(8)) ' anni'],1);
legend(['T = ' num2str(T(1)) ' anni'],['T = ' num2str(T(2)) ' anni'],1);

% Salvataggio dell'immagine su file
eval(['print -djpeg100 ',Onde_jpg]);

% Uscita delle onde di progetto su file di testo
Dtxt=0:.5:floor(max(Onda(2,:)));
Ondatxt(2,:)=Dtxt;
Ondatxt(1,:)=interp1(Onda(2,:),Onda(1,:),Dtxt);

fid = fopen(Onde_Uscita,'w');
fprintf(fid,'D                (ore)                T                (anni)
%8d%8d%8d%8d%8d%8d%8d%8d%8d%8d%8d%8d%8d%8d%8d%8d%8d%8d%8d%8d\n',T);
fprintf(fid,'\n');

```


C.1 Studio del parametro Gamma

La definizione del parametro Gamma è la seguente (in figura C.1.1 è rappresentato l'andamento del parametro in funzione della durata dell'evento D)

$$\gamma = Q_T / Q_{T,D}$$

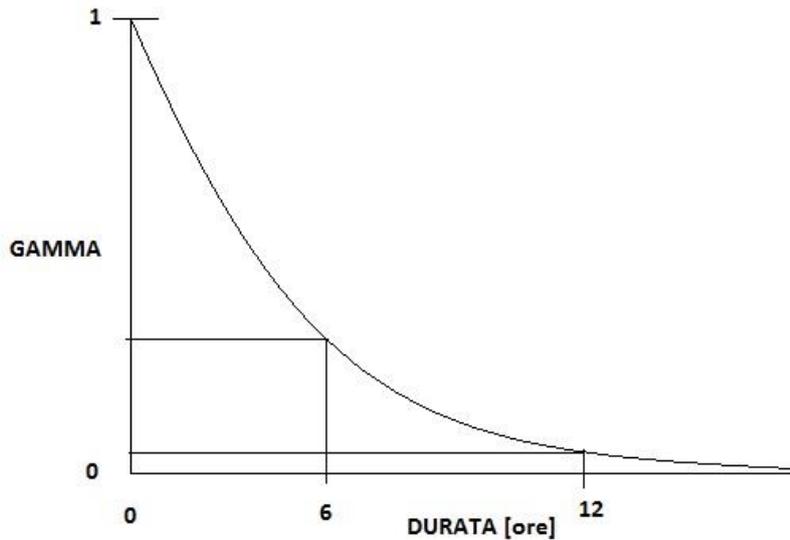


Figura C.1.1 – Grafico gamma al variare della durata dell'evento D

Tale risultato proviene da uno studio di Regionalizzazione che ha preso a riferimento una serie di bacini naturali, si sono osservate le curve sperimentali di riduzione dei volumi di piena.

Viene rappresentato nel grafico l'andamento di gamma in funzione della durata D, ove gamma è il rapporto tra la portata di assegnato tempo di ritorno istantanea e quella di un assegnato tempo di ritorno ma in una durata finita, ovvero una portata media.

Il parametro gamma plottato nel piano con la durata D ha un andamento esponenziale negativo, ovvero se vengono fissata 6 ore e si osserva la portata media su 6 ore che corrisponde al tempo di ritorno T ovviamente è più bassa della portata al colmo che corrisponde a un tempo di ritorno T.

Se si ingrandisce la finestra di campionamento tale valore diminuisce via via.

Questa è la Curva di Riduzione dei Volumi di Piena che è ricavabile sperimentalmente analizzando diversi idrogrammi di piena osservati.

Bacchi, Brath hanno visto che questa espressione può essere rappresentata da una formula matematica controllata da un parametro solo (Theta), ove questo Theta è fortemente collegato al tempo di corrivazione del bacino.

E' stata ricavata una legge sperimentale che dice che una buona approssimazione del parametro Theta è

prendere il tempo di corrivazione del bacino e moltiplicarlo per 1.54.
Se il tempo di corrivazione è 11 ore a Sorbolo, stimato con la formula di Giandotti, ovvero:

$$t_c = \left(\frac{1.5 * L + 4 * \sqrt{A}}{0.8 * \sqrt{Hm}} \right)$$

Ove

tc: tempo di corrivazione del bacino (ore),

A: superficie del bacino (km²),

L: lunghezza asta principale (km),

Hm: quota media del bacino rispetto alla quota della sezione di chiusura (m)

allora Theta è pari a 11*1.54 ovvero circa 17 ore.

L'onda di piena di Maione è una onda di piena inviluppo, ovvero mette insieme sia eventi di piena prodotti da eventi meteorici di durata limitata ma molto intensi che forniscono una onda di piena snella, e li combina anche con eventi di piena molto gravosi ma molto prolungati nel tempo.

Quindi l'onda di piena ricavata con Theta pari a 17 è l'inviluppo (ovvero l'insieme, la sintesi o meglio la combinazione) di tante onde di piena tutte associate ad un tempo di ritorno T (in questo caso di 200 anni) generate da eventi meteorici però molto diversi: sia quelli molto intensi ma di breve durata, sia quelli meno intensi ma di durata molto più prolungata.

Quindi è come mettere assieme in una unica onda di piena estremizzante tanti eventi di piena che insieme non si verificano mai, per questo è troppo vincolante e severa, dato che mette insieme tanti eventi di piena (che si verificano mediamente una volta ogni 200 anni) e ne fa l'inviluppo, mettendo tutti gli eventi insieme e va a cercare sempre il massimo evento duecentennale in funzione della durata D (ovvero per qualsiasi sotto durata che si considera), ma così facendo chiaramente si costruisce una onda di piena che non esiste realmente e che è fin troppo cautelativa

Per gestire il parametro Theta, che ha un significato fisico ben preciso, ci si dimentica del suo significato fisico e lo si riduce in modo da cercare un onda di piena che sia il più vicina possibile a quella usata dai progettisti delle Casse di Espansione in fase di progettazione degli Invasi

Quindi si fa in modo di trovare un onda di piena duecentennale vicina a quella utilizzata dall'Autorità di Bacino del Fiume Po quando ha verificato il sistema di Casse, ovvero un onda di piena con un valore al colmo di 1350 m³/s si riduce a 570 m³/s a valle del sistema di laminazione con 11 milioni di metri cubi invasati.

C.2 Gestione del parametro Theta

La curva di progetto è stata stimata imponendo l'unico parametro Theta (Theta = Parametro per la curva di riduzione dei volumi di piena (Bacchi e Brath, 1992)).

pari al 17,1 ore ma questo porta ad un'onda di piena (idrogramma) troppo spanciata e non va bene.

Theta è un tempo caratteristico di formazione della piena (formula Maione) ma l'onda di piena stimata con tale Theta risulta troppo larga per cui il Volume da decapitare (imponendo Theta pari a 17.1 risulta un volume pari a circa 36 milioni di metri cubi) che non è nemmeno confrontabile con il Volume delle Casse di Espansione (11 milioni di metri cubi).

Tali valori sono stati estratti dai profili di piena di Tabella 28 del Piano Stralcio delle Piene (vedi Tabella C.2.1)

Tabella 28: portate di piena per il torrente Enza

Bacino	Corso d'acqua	Sezione			Superficie km ²	Q20 m ³ /s	Q100 m ³ /s	Q200 m ³ /s	Q500 m ³ /s	Idrometro Denominazione
		Progr. (km)	Cod.	Denomin.						
Enza	Enza	42.749	103	Ciano d'Enza	460	750	1080	1210	1400	
Enza	Enza	57.327	75	Montecchio Emilia	630	820	1190	1350	1570	
Enza	Enza	65.092	55	Gattatico	670	550	550	570	920	
Enza	Enza	82.057	20	Conf. in Po	738	550	550	570	920	

Tabella C.2.1 – Dati del Torrente Enza

La centenaria a Montecchio Emilia ha un valore di 1190 m³/s, per poi laminarsi a 550 m³/s dopo le casse a Gattatico.

Stiamo simulando la bisecolare che ha un valore al colmo di 1350 m³/s e si riduce ad un valore di 570 m³/s dopo le casse sempre in corrispondenza di Gattatico.

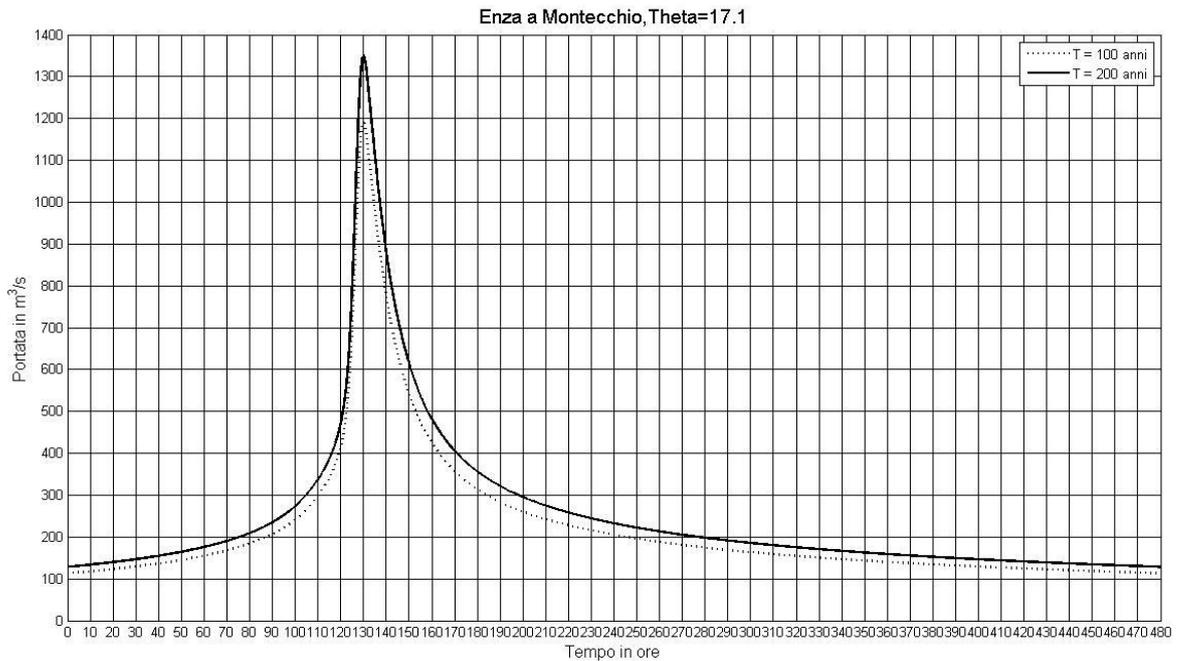


Figura C.2.1 – Onda di piena a Montecchio simulata con Theta pari a 17.1

L'onda simulata dal codice Matlab è troppo 'panciuta' (vedi *figura C.2.1* e *figura C.2.2*) perché il sistema di casse mette a disposizione 11 milioni di metri cubi mentre l'onda di piena con Theta pari a 17,1 porta un volume che è più del triplo.

E' impossibile che riescano le casse a fare la laminazione che si conosce.

Fermo restando il valore di portata al picco dal codice Matlab viene modificato l'unico parametro Theta (indica quanto si apre la curva) al di là della posizione del picco che è influente.

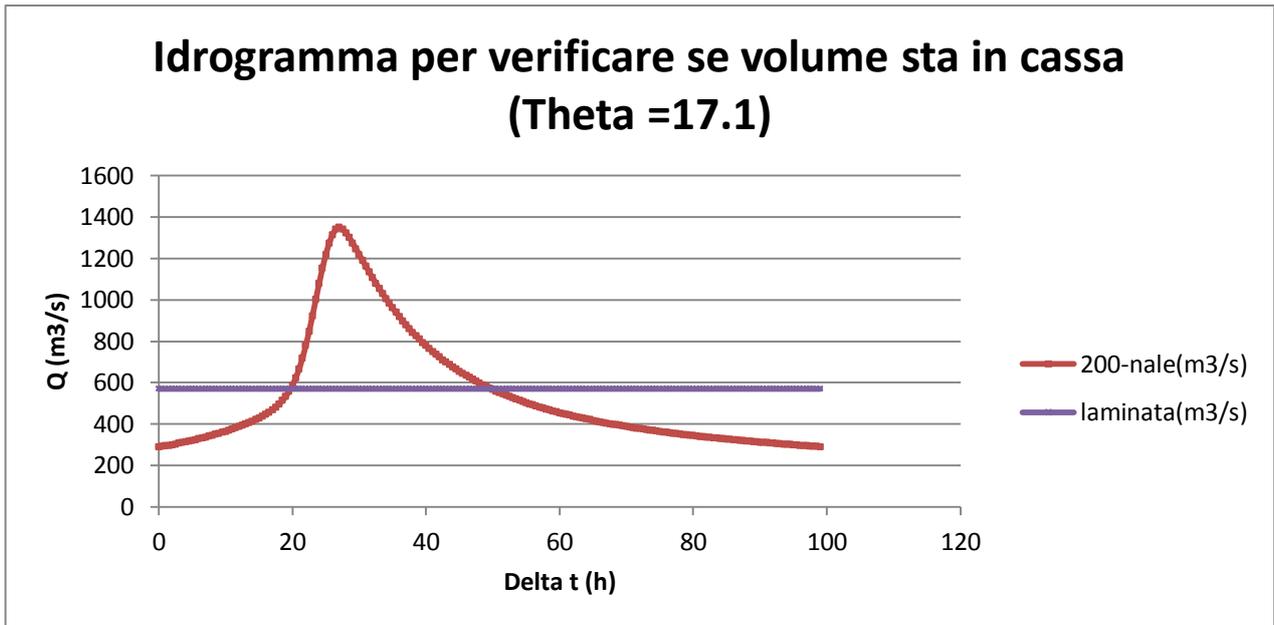
Il problema è che la metodologia per simulare l'idrogramma sintetico fornisce delle onde troppo spanciate ed ampie e la cassa di espansione non è stata progettata con onde di progetto ricavate in questo modo.

Si vuole generare una onda di piena che sia il più possibile simile a quella che è stata usata nel progetto.

Si vuole che tale onda decapitata con il valore di portata al colmo di 1350 m³/s e con 570 m³/s che transitano verso valle fornisca dei milioni di metri cubi da invasare che siano prossimi ad 11, se no non sarà mai possibile decapitare quel valore.

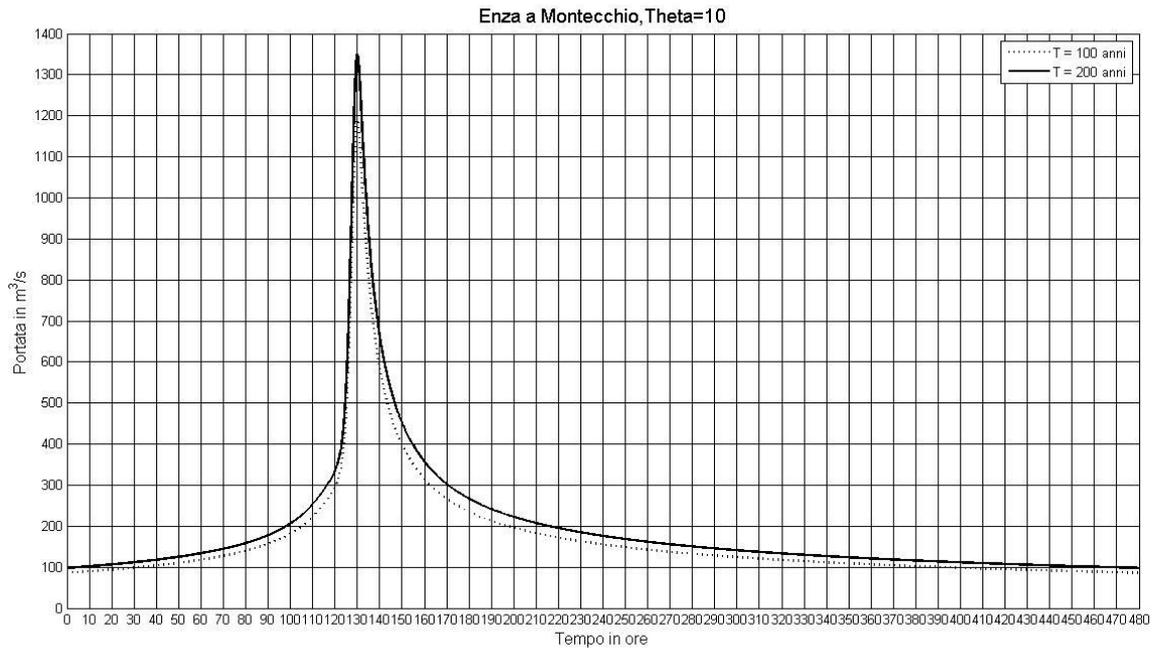
Per creare un evento di piena con i criteri sopra esposti si gestisce il parametro Theta riducendolo, si genera l'onda di piena e si lavora in Excel per la verifica dei volumi.

Il parametro Theta viene ridotto significativamente perché il volume attualmente è il triplo con onda di piena decapitata (vedi *figura C.2.3* per Theta pari a 10 ore, *figura C.2.4* per Theta pari a 1 ora).



passo di calcolo (s)	1800		VOLUME CASSE	11 milioni m3
W da invasare (m3)	36332820	36.33282	VOLUME CASSE DI SICUREZZA	10 milioni m3

Figura C.2.2 – Onda di piena a Montecchio simulata con Theta pari a 17.1 ore e Onda di piena laminata a 570 m3/s)



passo di calcolo (s)	1800	VOLUME CASSE	11 milioni m ³
W da invasare (m ³)	23522400	23.5224	VOLUME CASSE DI SICUREZZA
			10 milioni m ³

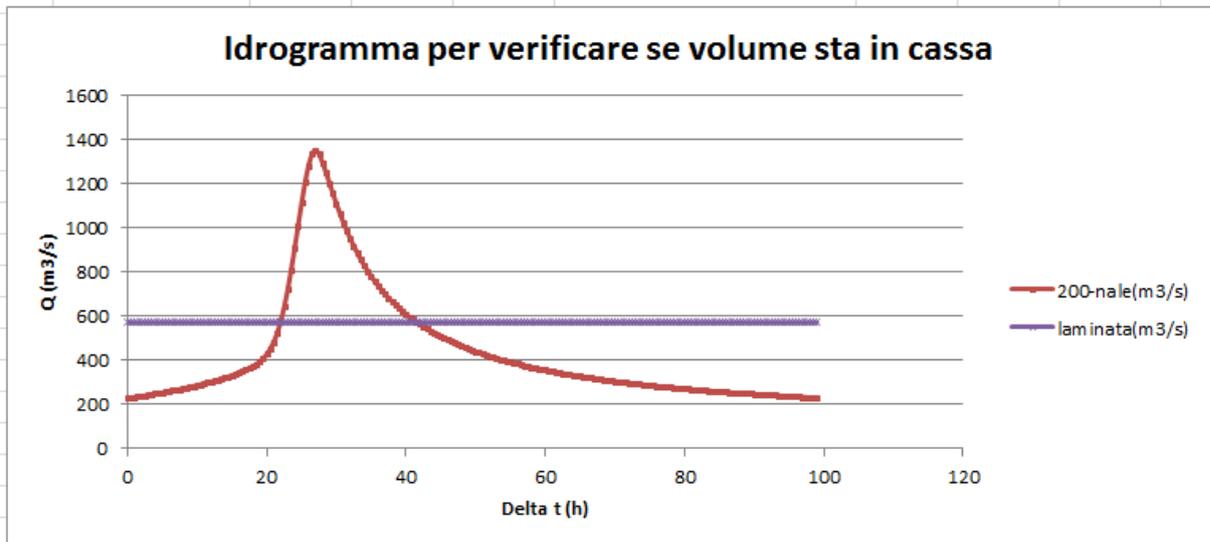
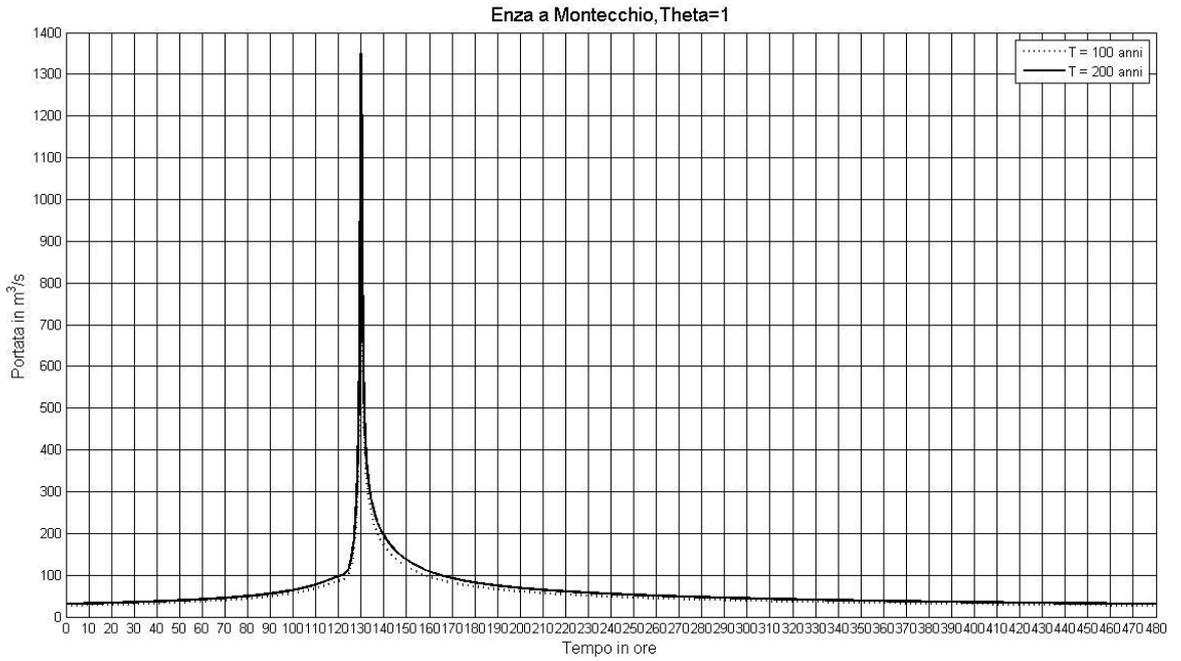


Figura C.2.3 – Onda di piena a Montecchio simulata con Theta pari a 10 ore e Onda di piena laminata a 570 m³/s)



passo di calcolo (s)	1800		VOLUME CASSE	11 milioni m3
W da invasare (m3)	2194020	2.19402	VOLUME CASSE DI SICUREZZA	10 milioni m3

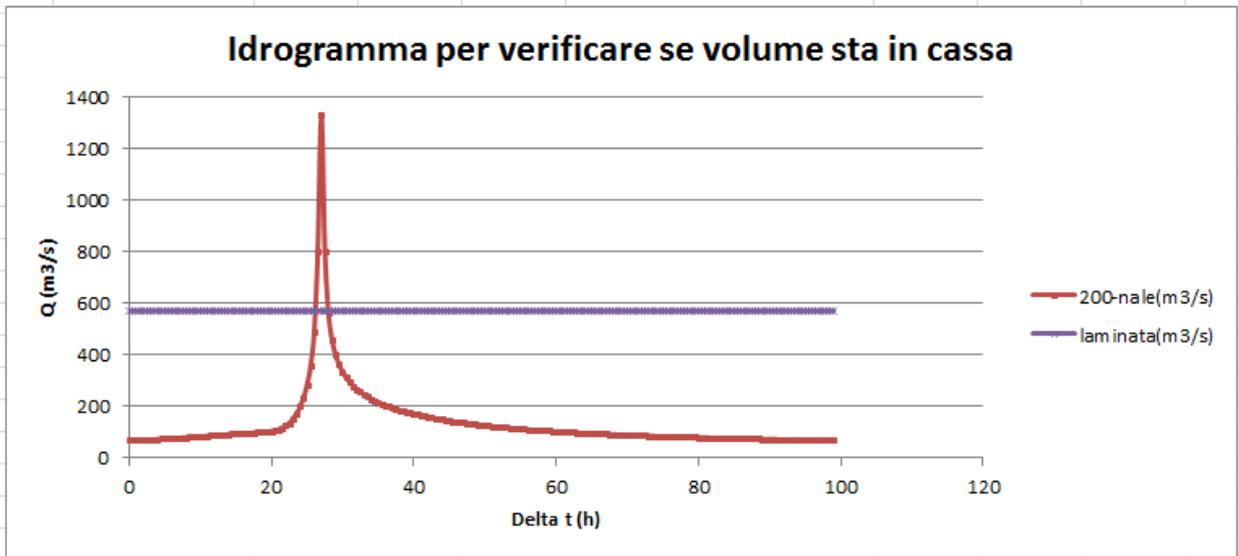
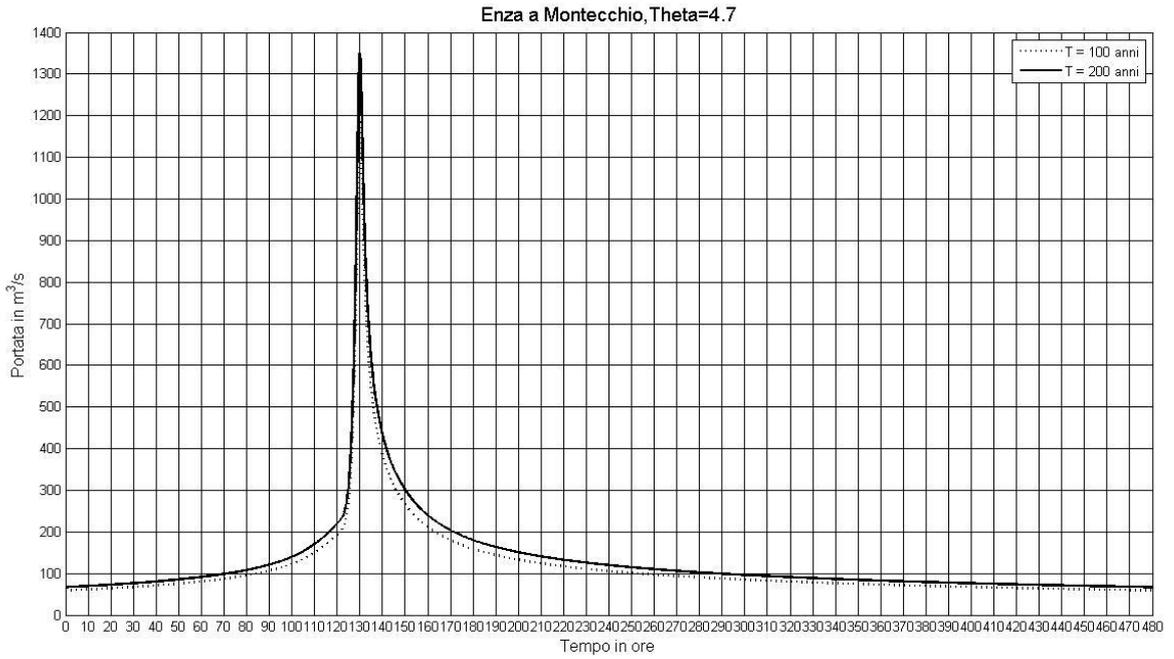


Figura C.2.4 – Onda di piena a Montecchio simulata con Theta pari a 10 ore e Onda di piena laminata a 570 m³/s)



passo di calcolo (s)	1800	VOLUME CASSE	11 milioni m3	
W da invasare (m3)	10049400	10.0494	VOLUME CASSE DI SICUREZZA	10 milioni m3

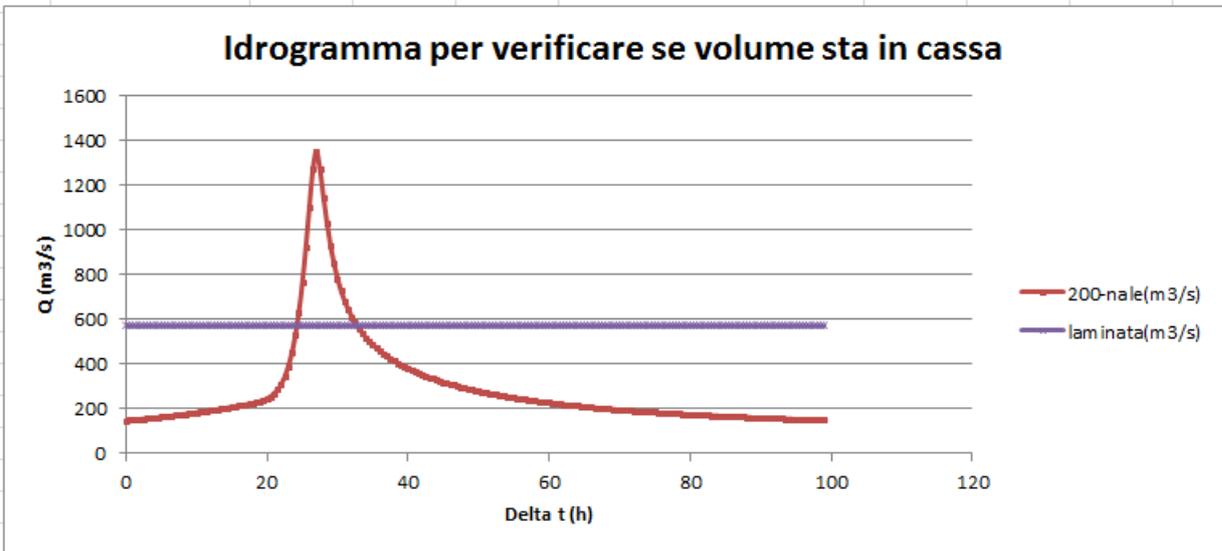


Figura C.2.5 – Onda di piena a Montecchio simulata con Theta pari a 4.7 ore e Onda di piena laminata a 570 m³/s)

Si ricava un'onda di piena snella a sufficienza tale che il volume invasato dalle casse è di 10 milioni di metri cubi (ci si mette in condizioni di sicurezza) con un parametro theta pari a 4.7 ore (vedi *figura C.2.5*).

Si vede molto bene dai grafici che cambiando il valore di theta la forma dell'onda di piena si viene a modificare e l'onda via via che cala il Theta diventa meno ampia e si snellisce fino alla base dell'idrogramma e non solo nell'intorno del picco

Adesso il passo successivo è gestire le altezze e le pendenze degli sfioratori di alimentazione delle casse di espansione di monte e di valle in modo che il modello di calcolo funzioni bene, dato che sono state fatte moltissime approssimazioni (vedi paragrafo a riguardo).

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- AdB-Po, www.adbpo.it, Sito web ufficiale dell'Autorità di Bacino del Fiume Po.
- AdB-Po (1999), Progetto di Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI), Interventi sulla rete idrografica e sui versanti, Autorità di Bacino Fiume Po, Parma.
- AdB-Po – DISTART (2008), Attività di studio, ricerca e supporto tecnico-scientifico nell'ambito del progetto strategico per il miglioramento delle condizioni di sicurezza idraulica dei territori di pianura lungo l'asta principale del fiume Po (Contratto di Ricerca tra Autorità di Bacino Fiume Po e Dipartimento di Ingegneria delle Strutture, dei Trasporti, delle Acque, Rilevamento, Territorio dell'Università di Bologna, Responsabile scientifico Prof. Ing. A. Brath), Relazione Finale, Autorità di Bacino Fiume Po, Parma.
- APAT, Agenzia per la protezione dell'ambiente e per i servizi tecnici (2007), Il rischio alluvionale sui fiumi di pianura, Stato dell'arte in materia di valutazione e gestione del rischio di alluvioni.
- Pappenberger et al.. (2005), Influence of uncertain boundary conditions and model structure on flood inundation predictions.
- Di Baldassarre G., Castellarin A., Montanari A., Brath A. (2009), Probability – weighted hazard maps for comparing different flood risk management strategies: a case study.
- Brath A., Montanari A. (1999), Vulnerabilità idraulica dei ponti.
- US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, 2010, HEC-RAS 4.1 User's Manual

Castellarin A. (1995), Studio idrologico ed idraulico de bacino del Fiume Enza,
Tesi di Laurea , Facoltà di Ingegneria, Università di Bologna.

Quantum GIS 1.8.0 Lisboa Documentation, <http://docs.qgis.org/1.8/html/en/index.html>

Sistema Dexter per l'accesso diretto al database del servizio IdroMeteorologico,
http://www.arpa.emr.it/sim/?osservazioni_e_dati/dexter

Progetto Annali, ISPRA (Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale),
<http://www.isprambiente.gov.it/it/progetti/progetto-annali>