

ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITÀ DI BOLOGNA

SCUOLA DI INGEGNERIA E ARCHITETTURA

INGEGNERIA PER L'AMBIENTE E IL TERRITORIO

DICAM

TESI DI LAUREA

In

MODELLISTICA INDROLOGICA M

**VALUTAZIONE DELLA PORTATA ESITATA DAGLI SCARICHI DELLA DIGA
DI VULCI IN OCCASIONE DELLA PIENA DEL NOVEMBRE 2012**

CANDIDATO

Marullo Andrea

RELATORE:

Chiar.mo Prof. Attilio Castellarin

CORRELATORI

Ing. Giorgio Galeati Enel S.P.A.

Prof. Alberto Montanari

Anno Accademico 2012/13

Sessione III

INDICE

INTRODUZIONE.....	2
CAP 1 - CENNI TEORICI DI IDRAULICA E METODI RISOLUTIVI IN HEC-RAS	4
1.1 - Teorema di Bernoulli e sue applicazioni.....	4
1.1.1 Luci a battente	5
1.1.2 –«Una formula per il calcolo del coefficiente di deflusso delle luci sotto paratoie».....	16
1.1.3 Luci a stramazzo	25
1.1.4 Sfiatore laterale.....	32
1.2 Metodo numerico per calcolo dei profili di corrente a pelo libero in regime di moto permanente utilizzato dal programma Hec-Ras.....	36
CAP 2 CASO DI STUDIO	39
2.1 Descrizione del bacino del fiume Fiora.....	39
2.2 Impianto di Vulci.....	42
2.3 Evoluzione dell’evento di piena del novembre 2012	52
2.4 Rilievi topografici dell’area e informazioni sperimentali reperite.....	60
CAP 3 SIMULAZIONE IN HEC–RAS E ANALISI DEI RISULTATI.....	65
3.1 Struttura dell’indagine.....	65
3.2 Utilizzo di Hec-Ras	66
3.2.1 Schema della “Geometria completa”	68
3.2.2 - Geometria semplificata (Geometria 2).....	77
3.2.3 Rappresentazione del solo sfioratore laterale (Geometria 3).....	78
3.3 Simulazioni in moto permanente	79
3.5 Analisi dei risultati	87
CONCLUSIONI	119

INTRODUZIONE

Il presente lavoro di tesi ha come oggetto di studio l'evoluzione dell'onda di piena che ha interessato il bacino idrografico del fiume Fiora nei giorni 11 e 12 novembre 2012, provocando ingenti danni nelle regioni Toscana e Lazio, in modo particolare nei comuni laziali di Montalto di Castro e Marina di Montalto. La causa della formazione dell'onda di piena va ricercata nelle continue precipitazioni dei giorni 11 e 12 le quali, proseguendo insistentemente per più di 36 ore, hanno provocato sul corso d'acqua del Fiora un idrogramma di piena di straordinaria intensità, il cui picco ha interessato nelle prime ore del mattino del 12 novembre la diga di Vulci, sita nel comune di Montalto di Castro, determinando il superamento dell'attuale quota di massimo invaso. Tale evento, che costituisce il più rilevante fenomeno idrologico che abbia interessato lo sbarramento dalla sua realizzazione, negli anni 1919-1923, ha evidenziato soprattutto come le equazioni descrittive della capacità di scarico dichiarate nel vigente *Foglio di Condizione per l'Esercizio e la Manutenzione* (F.C.E.M.) non siano descrittive della reale risposta idraulica dell'opera in occasione di eventi di piena aventi caratteristiche di eccezionalità.

Le considerazioni sopra riportate hanno costituito la motivazione ed insieme la premessa per sviluppare il presente studio, finalizzato alla quantificazione dell'entità del colmo di piena che ha riguardato lo sbarramento in occasione dell'evento di piena menzionato.

La significativa carenza di dati relativi ai livelli idrici verificatisi nel corso d'acqua e la non affidabilità del foglio di condizione dell'impianto di Vulci hanno reso tuttavia impossibile la ricostruzione quantitativa dell'evento di piena tramite le equazioni dirette di bilancio.

Per valutare quindi l'entità del colmo di piena si è ricorsi allo sfruttamento del software di simulazione idraulica HEC-RAS, prodotto dall'U.S. Army Corps of Engineers ed ampiamente utilizzato nella pratica progettuale.

L'indagine condotta si è sviluppata in tre passi principali. Il primo capitolo riguarda l'esame delle formulazioni teoriche per lo studio del comportamento idraulico degli organi di scarico delle dighe. In particolare il capitolo presenta alcuni cenni relativi al funzionamento teorico di diverse

tipologie di luce di scarico mediante applicazioni del teorema di Bernoulli e, nello specifico, lo studio degli efflussi da “luci a battente” e “luci a stramazzo”. Detti casi particolari sono rappresentativi del funzionamento teorico dei tre diversi organi di scarico della diga di Vulci (ovvero scarico superficiale della Diga Vecchia, scarico di alleggerimento con paratoie mobili, sfioratore laterale).

Il secondo capitolo si è dapprima concentrato sull'inquadramento geografico del bacino del Fiora e del corso d'acqua principale, soprattutto nella zona dell'impianto di Vulci. Tale analisi è stata possibile grazie all'analisi dei rilievi in formato CAD effettuati dalla ditta Helica di Pordenone adottando tecniche LiDAR (Light Detection and Ranging) e tradizionali. Nel prosieguo del capitolo si è successivamente fissata l'attenzione sull'analisi del foglio di condizione dell'impianto di Vulci (F.C.E.M.), all'interno del quale sono indicate caratteristiche strutturali e di funzionamento. Per caratterizzare nella maniera più precisa possibile le condizioni idrauliche che hanno caratterizzato l'evento si è infine passati allo studio dell'evoluzione temporale dell'onda di piena, reso possibile dall'analisi delle informazioni sperimentali raccolte dal personale Enel, gestore dell'impianto, delle testimonianze dirette dell'evento e dei dati reperibili sul web.

Il terzo ed ultimo capitolo, fulcro dell'intera indagine, presenta una descrizione dettagliata dell'utilizzo del software di simulazione idraulica HEC-RAS e dei relativi risultati. In particolare, sulla base di tutti i dati a disposizione riguardanti piena, sezioni e manufatti, sono state implementate e simulate tre diverse geometrie rappresentative del tratto d'alveo oggetto della simulazione idraulica, due delle quali hanno restituito risultati coerenti con la realtà del fenomeno, quindi potenzialmente sfruttabili per un eventuale riesame delle condizioni di sicurezza idrologico-idraulica dello sbarramento in questione.

CAP 1 - CENNI TEORICI DI IDRAULICA E METODI RISOLUTIVI IN HEC-RAS

1.1 - Teorema di Bernoulli e sue applicazioni

Il teorema di Bernoulli esprime la possibilità e la modalità di trasformazione dell'energia meccanica di un liquido da una forma all'altra.

Nello sua forma classica il teorema di Bernoulli assume la forma:

$$H(s) = z + \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} \quad (1.1)$$

dove

$H(s)$ = carico totale;

z = quota geometrica;

$\frac{p}{\gamma}$ = quota piezometrica;

$\frac{v^2}{2g}$ = altezza cinetica.

Com'è risaputo, la formula del teorema è stata dedotta tramite l'impiego di alcune ipotesi:

- a) Liquido perfetto: ciò significa che la densità ρ del liquido è costante, il fluido incomprimibile e la viscosità μ nulla;
- b) Moto stazionario (o permanente): si ha quando in ogni punto della corrente le grandezze caratteristiche del moto (v , p , A) non variano nel tempo;
- c) Scambi di calore nulli: $Q = 0$;
- d) Lavoro fatto sul fluido nullo: $L = 0$.

Visto nella forma presente nell'equazione 1.1, il teorema varrebbe rigorosamente soltanto per un liquido perfetto, tuttavia esso trova numerose e importanti applicazioni ai più disparati problemi dell'idraulica, tra i quali l'efflusso da luci.

Lo studio dei processi di efflusso di liquidi attraverso fori aperti nelle pareti dei recipienti, ha costituito un tempo un vasto capitolo dell'idraulica applicata. Si sta parlando della cosiddetta "Foronomia". Lo studio di questi tipi di processi assume una grande importanza essendo alla base del funzionamento di molti dispositivi impiegati per il controllo e la misura delle portate liquide.

In generale una *luce* può essere rappresentata come un foro aperto nella parete o nel fondo di un recipiente. Si possono distinguere due grandi categorie di luci:

- a) Luci a battente
- b) Luci a stramazzo

Le prime hanno tutto il loro contorno a quota inferiore a quella del pelo liquido, infatti con il nome battente si designa precisamente l'affondamento del punto più elevato del contorno della luce. Le seconde hanno invece soltanto la parte inferiore del loro contorno soggiacente al pelo libero e quindi bagnata dal liquido effluente. Generalmente la corrente che si genera da una delle due luci viene chiamata *vena fluida o getto*.

1.1.1 Luci a battente

Tra le luci a battente ne possiamo distinguere diverse tipologie. In questo caso si parlerà di luci a battente a spigolo vivo, cioè con il bordo affilato, di modo che la vena fluida se ne stacchi nettamente vincendo l'adesione.

Il primo caso considerato di luci a battente, riguarda la luce aperta sul fondo del recipiente presente in Fig. 1.1, nella quale indichiamo con p/γ l'altezza piezometrica pari all'incirca 0.6 volte l'affondamento della luce sotto lo specchio liquido, indicato con h . L'affondamento è chiamato anche carico della luce. Con z_a e z_b sono indicate le quote dei punti A e B sopra un generico piano di riferimento.

In questo caso trattato, le traiettorie della corrente convergono tutte verso la luce in direzione orizzontale e, soltanto dopo avere abbandonato il bordo,

convergono tutte verso il basso per effetto della gravità e delle pressioni esistenti all'interno del liquido. In seguito, nell'attraversare la luce, le traiettorie si dispongono circa parallele in direzione verticale. La sezione dove avviene la distribuzione parallela delle linee di corrente verrà chiamata *sezione contratta*. Essa ha un'area inferiore a quella della luce.

Applichiamo il teorema di Bernoulli a questo caso:

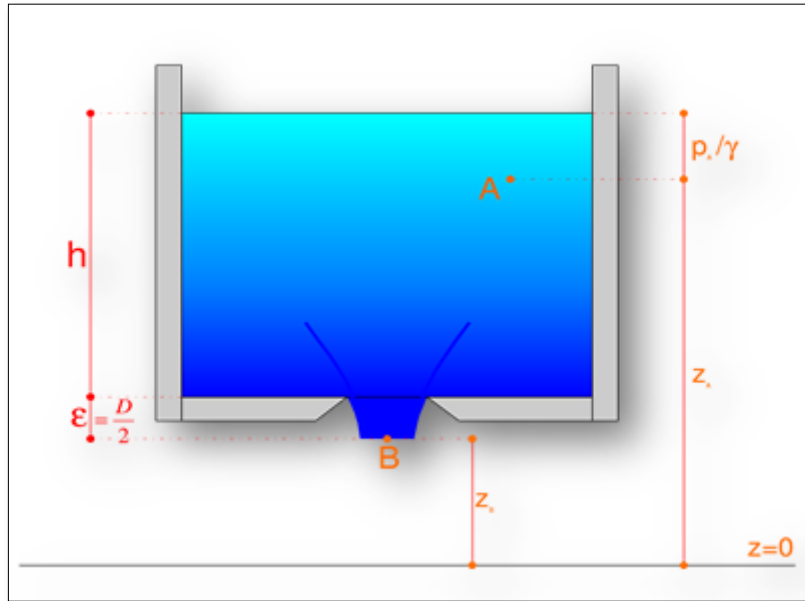


Fig. 1.1 Luce a battente al fondo di un serbatoio

Il teorema viene applicato all'interno del recipiente ad una generica traiettoria che parte da un punto A , abbastanza lontano dalla luce di fondo perché la velocità della corrente in quel punto si possa ritenere trascurabile e raggiunge poi il punto B presente nella sezione contratta.

In questo caso si ipotizza che l'efflusso della corrente dalla luce sia molto lento e che quindi siano praticamente trascurabili le inerzie locali. Questa ipotesi fa sì che il livello del liquido rimanga costante.

In aggiunta a ciò, sempre concordi con le ipotesi del teorema di Bernoulli, a cause delle basse velocità delle traiettorie e dei valori modesti degli sforzi tangenziali, è possibile considerare il fluido in questione **perfetto**.

Ipotizzando che la pressione nel punto A segua la legge idrostatica, il teorema di Bernoulli può essere scritto in tal modo:

$$z_a + \frac{p_a}{\gamma} + \frac{v_a^2}{2g} = z_b + \frac{p_b}{\gamma} + \frac{v_b^2}{2g} \quad (1.2)$$

Sapendo che il termine $\frac{p_b}{\gamma}$ è nullo (B è presente nella sezione contratta) e nulla l'altezza cinetica $\frac{v_a^2}{2g}$ nel punto A, si ottiene

$$\frac{v_b^2}{2g} = z_a + \frac{p_a}{\gamma} - z_b = h + \delta \quad (1.3)$$

con il termine δ che rappresenta la piccola distanza verticale tra la luce e la sezione contratta. Se la luce non è molto prossima al pelo libero è possibile considerare il δ nullo. Allora:

$$v_b = \sqrt{2gh} \quad (1.4)$$

Se questo ragionamento viene fatto per tutte le traiettorie del recipiente che raggiungono un punto nella sezione contratta, si ottiene:

$$v_t = \sqrt{2gh} \quad (1.5)$$

Questa equazione rappresenta la notissima formula di Torricelli che in sostanza dice che la velocità di efflusso di un liquido da una luce, è pari a quella che assumerebbe un grave, inizialmente in quiete, cadendo nel vuoto per un'altezza pari al carico.

I discorsi fatti fin ora riguardano un fluido perfetto e trascurano quindi gli effetti dissipativi, i quali porterebbero produrrebbero una valore di velocità inferiore a quella torricelliana. Per tener conto di ciò ed avere quindi una formula che meglio approssima la realtà, è possibile inserire un coefficiente correttivo C_v , chiamato *Coefficiente di velocità*:

$$C_v = \frac{v_e}{v_t} \quad (1.6)$$

C_v rappresenta quindi il rapporto tra la velocità effettiva e quella torricelliana e sperimentalmente si è dimostrato che può assumere un valore per luci a spigolo vivo pari a 0.97/0.99.

Oltre al C_v è possibile utilizzare un ulteriore coefficiente il quale tiene conto del rapporto esistente tra l'area della sezione contratta (A_c) e l'area della luce (A): Si sta discutendo *del Coefficiente di contrazione*, espresso nella forma:

$$C_c = \frac{A_c}{A} \quad (1.7)$$

È possibile ora ricavare la portata della vena effluente per la luce a battente a spigolo vivo, con luce aperta sul fondo:

$$Q = A_c C_v \sqrt{2gh} = C_c C_v A \sqrt{2gh} = \mu A \sqrt{2gh} \quad (1.8)$$

con il termine μ che rappresenta il coefficiente di deflusso, prodotto del *Coefficiente di contrazione* e del *Coefficiente di velocità*:

$$\mu = C_c C_v \quad (1.9)$$

Con un coefficiente di contrazione C_c pari a 0.61¹, il coefficiente di efflusso per le luci a spigolo vivo sarà pari a circa 0.6.

Consideriamo adesso il caso di una luce rettangolare soggiacente ad una paratoia piana parzialmente aperta (Fig. 2):

¹ Tale valore del coefficiente di contrazione è stato ricavato da Kirchhof nella seconda metà del secolo scorso, per il caso del moto pianto verso una fessura rettangolare di lunghezza infinita.

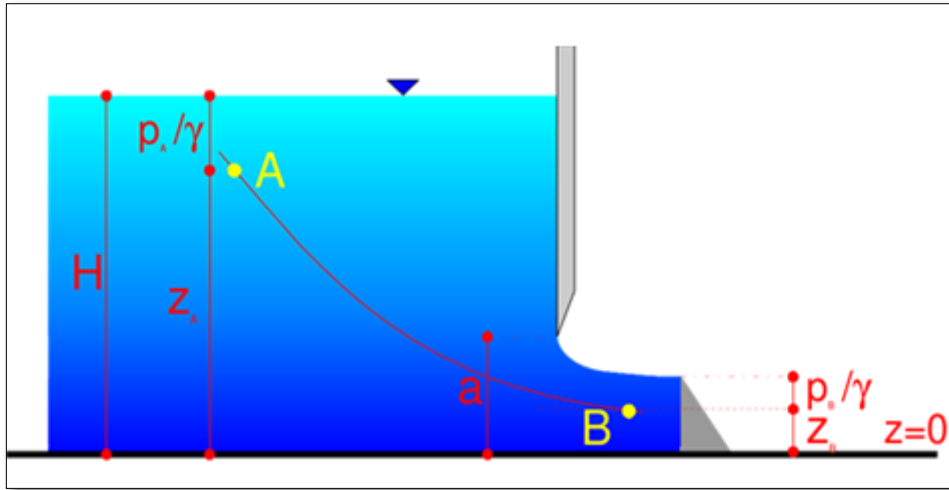


Fig. 1.2 Luce rettangolare soggiacente ad una paratoia piana parzialmente aperta

Lo studio in questione presenta un notevole interesse applicativo. Il sistema, infatti, potrebbe essere sfruttato per la regolazione della portata immessa in una canale.

Osservando la Fig. 1.2, come per la situazione esposta in precedenza, anche in questo caso il serbatoio è composto da una sezione contratta poco a valle della luce, posta in un piano verticale e appoggiante su un contorno solido. Quest'ultimo rappresenta il fondo del canale. Come si nota dalla figura, la distribuzione idrostatica della corrente in uscita dalla luce risulta di forma triangolare, con traiettorie rettilinee e parallele e corrente gradualmente variata.

Con tale geometrie e ipotesi, viene applicato il teorema di Bernoulli alla traiettoria generica AB:

$$H = z_a + \frac{p_a}{\gamma} = z_b + \frac{p_b}{\gamma} + \frac{v_b^2}{2g} \quad (1.10)$$

L'altezza cinetica nel punta A risulta nulla essendo il punto in quiete, mentre la velocità in B risulta uniformemente distribuita, proprio come nel caso precedente.

Sia b la larghezza della paratoia e il suo bordo inferiore sia a spigolo vivo. Ipotizziamo inoltre che la paratoia sia compresa tra due pareti piane e

verticale cosicché la luce dia luogo a contrazioni solo in corrispondenza del bordo della paratoia. Anche in questo caso il coefficiente di contrazione C_c vale all'incirca 0.61.

Se indichiamo con a l'altezza della luce, allora l'altezza della sezioni contratta risulterebbe pari a $C_c a$.

Alla luce delle osservazioni fatte, il teorema di Bernoulli diventa:

$$\frac{v_t^2}{2g} = H - \left(z_b + \frac{p_b}{\gamma} \right) = H - C_c a \quad (1.11)$$

con v_t che rappresenta l'altezza torricelliana. Allora se inseriamo anche il coefficiente di velocità C_v (rapporto tra la velocità effettiva e quella torricelliana) è possibile ricavare la formula della portata uscente dalla luce:

$$Q = \mu ab \sqrt{2g (H - C_c a)} \quad (1.12)$$

con *Coefficiente di deflusso* μ all'pari all'incirca a 0.61.

Concettualmente analogo è il caso di una luce a spigolo vivo di forma qualsiasi, aperta in un setto verticale o inclinato posto tra due serbatoi che contengono un liquido sensibilmente in quiete e con differenti livelli del pelo libero (Fig. 1.3).

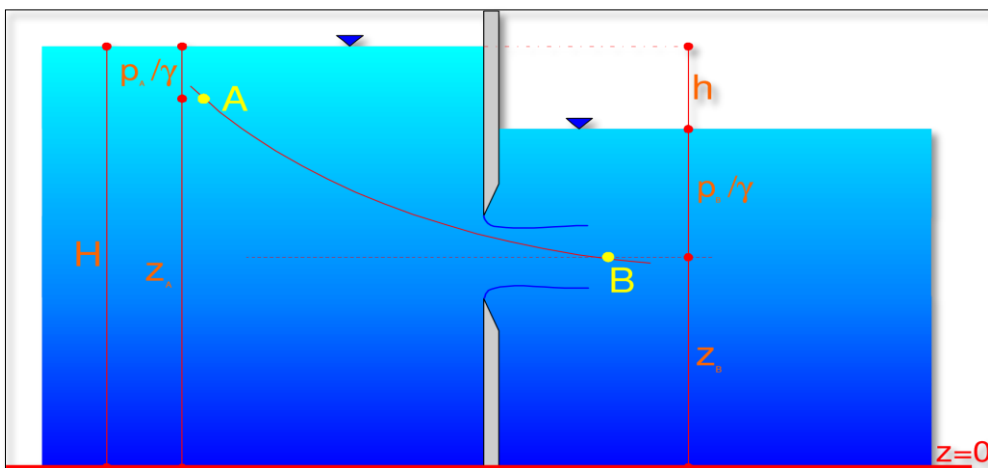


Fig. 1.3 Luce a spigolo vivo di forma qualsiasi, aperta in un setto verticale o inclinato posto tra due serbatoi che contengono un liquido sensibilmente in quiete e con differenti livelli del pelo libero

Come nei casi esposti precedentemente, anche qui la vena sommersa presenta una sezione contratta poco a valle della luce, con distribuzione idrostatica delle pressioni. Nella sezione contratta la velocità ha lo stesso valore in tutti i punti e il suo valore teorico risulta pari a $v_t = \sqrt{2gh}$, con h che rappresenta il dislivello tra i peli liberi nei due recipienti

Un altro caso di luci a battente riguarda quello di una vena fluida sboccante in atmosfera direttamente da una luce in parete verticale (Fig. 1.4). Anche in questo caso la vena fluida, sensibilmente rettilinea, passerà attraverso una sezione contratta ma, a differenza degli schemi precedenti, in questo caso la distribuzione delle pressioni non segue la legge idrostatica, essendo la pressione nulla in tutti i punti del contorno.

Viene applicato ora il teorema di Bernoulli alla solita traiettoria AB

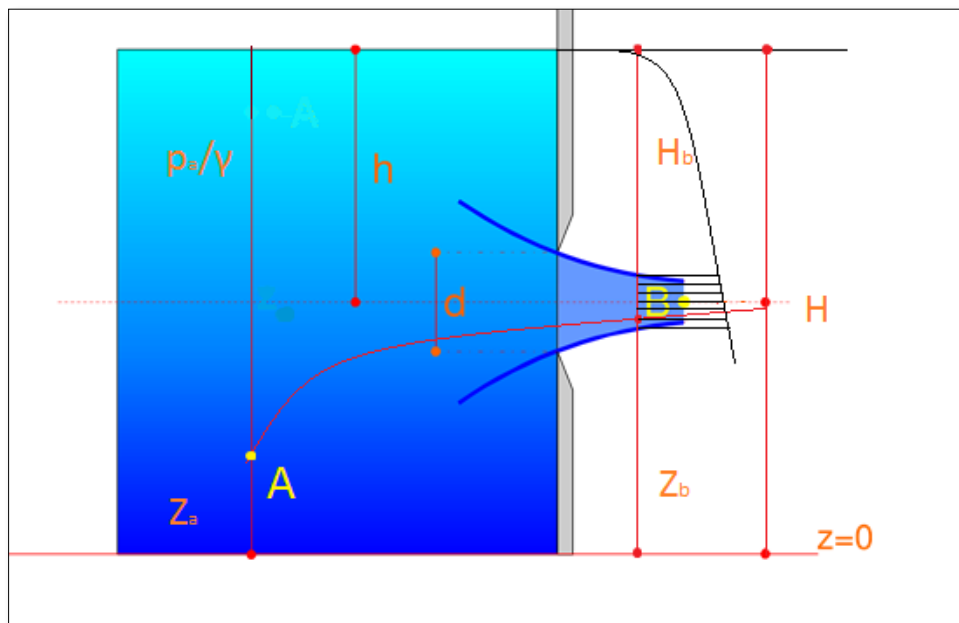


Fig. 1.4 Luci a battente con vena fluida sboccante direttamente in atmosfera da una luce in parete verticale

$$H = z_a + \frac{p_a}{\gamma} = z_b + \frac{v_b^2}{2g} \quad (1.13)$$

e quindi:

$$v_b = \sqrt{2g(H - z_b)} = \sqrt{2gh_b} \quad (1.14)$$

Con il termine h_b è stato indicato l'affondamento del punto B sotto lo specchio liquido.

Nella sezione contratta, come si vede in figura, la velocità varia con distribuzione parabolica. Se tuttavia la luce è soggetta ad un carico h elevato rispetto alla sua dimensione verticale, è possibile confondere la parabola con il segmento di tangente. Con questa ipotesi la velocità media risulta uguale alla velocità nel baricentro della sezione contratta e quindi la portata risulta:

$$Q = \mu A \sqrt{2gh} \quad (1.15)$$

Se si suppone invece che la vena anziché sboccare nell'atmosfera effluisca in un ambiente dove è mantenuto del gas a pressione costante p , applicando il teorema di Bernoulli si ottiene:

$$Q = \mu ab \sqrt{2g \left(h - \frac{p}{\gamma} \right)} \quad (1.16)$$

Prima di chiudere la parte teorica riguarda le luci a battente, risulta interessante studiare il caso che si presente quando la velocità del liquido nel recipiente da cui avviene l'efflusso non sia trascurabile; il che, per esempio potrebbe avvenire nel caso in cui la luce fosse aperta in un setto, o paratoia, intercettante la corrente in un canale (Fig. 1.5)

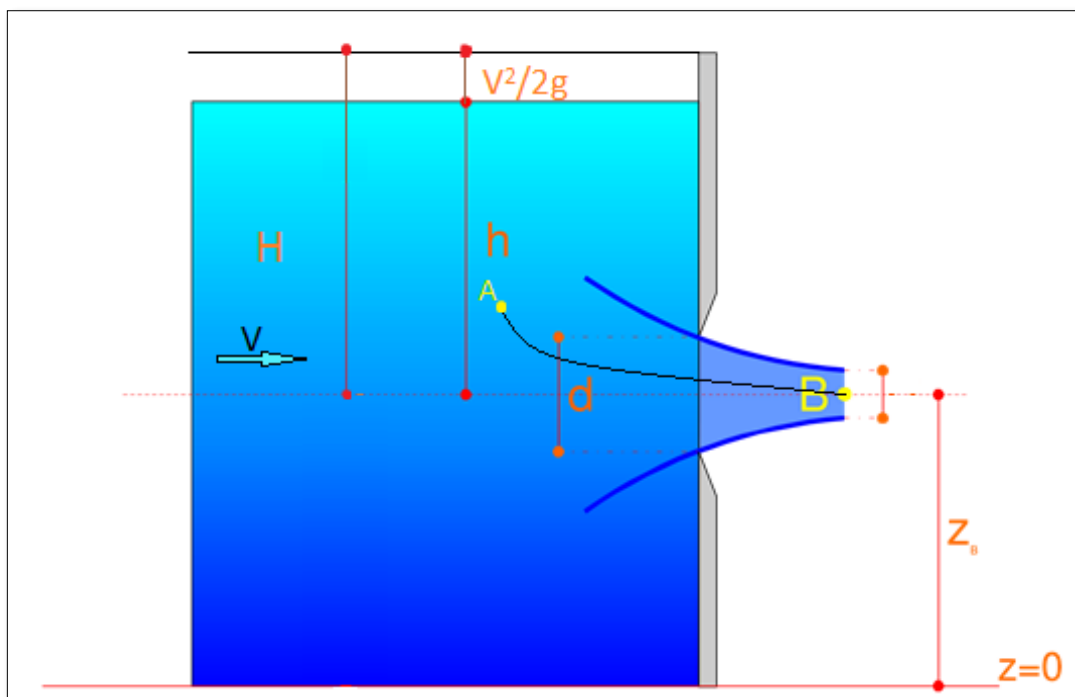


Fig. 1.5 Luce aperta in un setto, o paratoia, intercettante la corrente in un canale

Ammissa gradualmente variata la corrente presente nel canale e la quota del punto A presente a monte della traiettoria generica AB, coincidente con la quota del pelo libero, a questa verrà aggiunta l'altezza cinetica $v^2/2g$, essendo la velocità della corrente in arrivo non nulla.

Con riferimento alla traiettoria AB, passante per il baricentro della sezione contratta, si scrive il teorema di Bernoulli:

$$z_a + \frac{p_a}{\gamma} + \frac{v_a^2}{2g} = z_b + \frac{v_b^2}{2g} \quad (1.18)$$

Il termine p_b/γ al secondo membro risulta nullo essendo nulla la pressione nel punto B.

Introducendo il carico h sulla luce ed espressa la velocità in funzione della portata Q e delle aree della corrente, A_0 e A_c , area della sezione contratta, la portata uscente dalla luce assumerà la forma:

$$Q = \frac{A_c A_0}{\sqrt{A_0^2 - A_c^2}} \sqrt{2gh} \quad (1.19)$$

Come nei casi sopra esposti, per tener conto del fatto che il liquido non è perfetto, si introduce il solito coefficiente di velocità C_v , rapporto tra velocità teorica (torricelliana) e quella effettiva.

Come ultimo caso di luce a battente, conviene dare un accenno al caso di luce a spigolo vivo in parete verticale la cui estensione nella direzione verticale non si possa ritenere piccola di fronte al battente (Fig 1.6). Lo studio di questo caso di luce a battente risulta interessante anche perché, come vedremo nei capitoli successivi, il comportamento idraulico del sistema di paratoie mobili presente nell'impianto di Vulci, oggetto della simulazione idraulica che si andrà ad effettuare successivamente, coincide proprio con il caso che si sta per trattare. mobili.

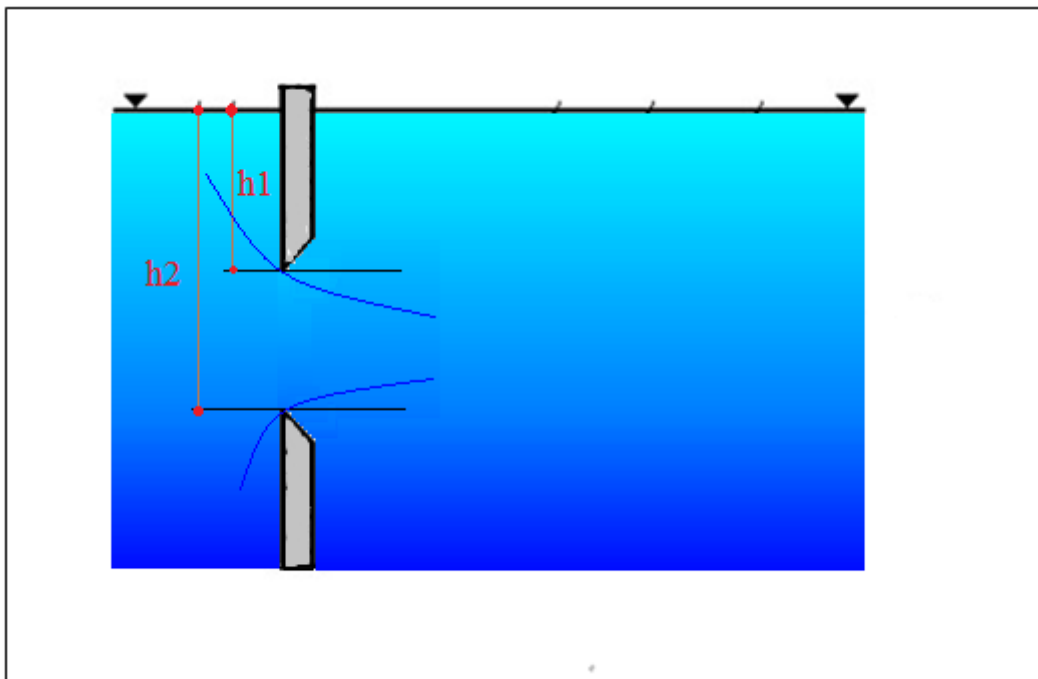


Fig. 1.6 Luce a spigolo vivo in parete verticale la cui estensione nella direzione verticale non si possa ritenere piccola di fronte al battente

In questo caso, per il calcolo della portata bisognerebbe integrare la velocità sul contorno della sezione contratta:

$$Q = \int_{Ac} \sqrt{2gh} dA \quad (1.20)$$

Questa procedura risulta complicata essendo il contorno della sezione contratta sconosciuto. Per ovviare a ciò si può utilizzare una procedura discutibile, ma che di norma porta a buoni risultati. Tale procedura effettua l'integrazione per la sezione stessa della luce considerando costante il valore del coefficiente μ di deflusso. In tal senso, la formula della portata diventa:

$$Q = \mu \int_{Ac} \sqrt{2gh} dA \quad (1.21)$$

Per risolvere l'integrale si ipotizza che la luce rettangolare sia di larghezza L . Vengono indicati con h_1 e $h_2 > h_1$ gli affondamenti dei due lati orizzontali del contorno, mentre l'integrazione verrà effettuata per striscioline lunghe L e di altezza dh . Sulla base di queste ipotesi la formula della portata diventa:

$$Q = \mu L \int_{h_1}^{h_2} \sqrt{2gh} dh = \frac{2}{3} \mu L \sqrt{2g} (h_2^{3/2} - h_1^{3/2}) \quad (1.22)$$

1.1.2 –«Una formula per il calcolo del coefficiente di deflusso delle luci sotto paratoie»

Il ritrovamento del coefficiente di deflusso sotto le paratoie piane o a settore è stato oggetto di molti studi a carattere sia teorico che sperimentale. Per riuscire a comprendere e a ricavare tale coefficiente, risulta utile e interessante la lettura di un articolo del 1978 del dott. Ing. Giuseppe Cozzo del politecnico di Milano, il quale, attraverso un esame dei principali risultati teorici e sperimentali sull'argomento, propone un formula riassuntiva, abbastanza semplice e sufficientemente approssimata, per il calcolo del coefficiente di efflusso delle luci soggiacenti a paratoie piane variamente inclinate o paratoie a settore.

Nell'articolo in questione Cozzo afferma che le varie indagini teoriche fatte fino ad allora sull'argomento, affrontate facendo ricorso alla teoria delle funzioni analitiche di variabile complessa, conducono solamente a delle espressioni del coefficiente di deflusso complesse e prive di utilità pratica. E anche altre formule di origine semiempirica, oltre ad essere complicate, portano a risultati che si discostano notevolmente dalla realtà sperimentale.

Quindi in questo articolo, Cozzo si propone di ritrovare una formula atta a sintetizzare l'andamento del fenomeno .

Cozzo parte della formula più semplice utilizzata per il calcolo della portata effluente da una luce sotto paratoia:

$$q = \mu a \sqrt{2 g h}, \quad (1.23)$$

dove come al solito viene indicato con μ il coefficiente di deflusso, con a l'apertura della paratoia ed h l'altezza della corrente di alimentazione (Fig. 1.7)

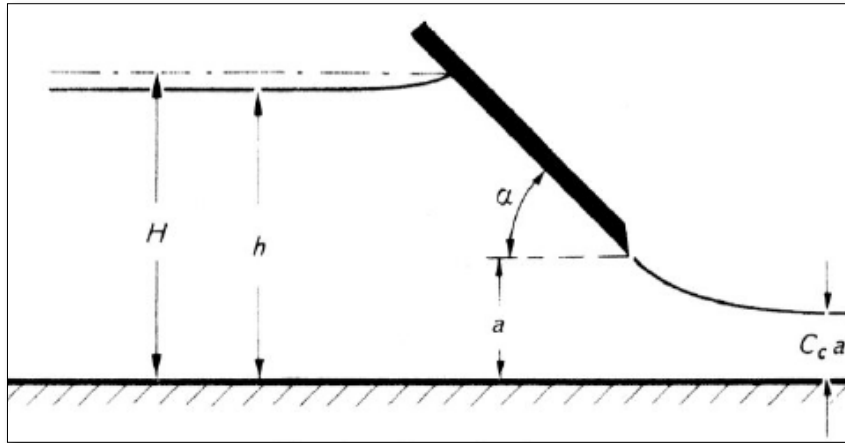


Fig. 1.7 Luce sotto paratoia

Nella Fig. 1.7 si indica con α l'inclinazione della paratoia sull'orizzontale, con C_c il coefficiente di contrazione e con H il carico totale della corrente di alimentazione.

Il coefficiente di deflusso presente nella formula tiene conto dell'effetto complessivo della contrazione e della perdite di carico. Ma nel caso in cui l'efflusso avvenga senza apprezzabili perdite di carico, l'applicazione del teorema di Bernoulli tra la sezione di monte della paratoia e la sezione contratta, porta alla formula:

$$\mu = \frac{C_c}{\sqrt{1 + \frac{C_c}{n}}} \quad (1.24)$$

essendo n il rapporto tra h e a .

Cozzo prende anche in considerazione il caso di paratoia piana, inclinata di angolo α sull'orizzontale, angolo che il piano tangente alla paratoia in corrispondenza del bordo della luce forma con l'orizzontale (Fig. 1.8) e il coefficiente μ funzione di n e dell'angolo stesso, risultando quindi ininfluente il rapporto tra R (raggio del settore) e a , almeno per valori del rapporto non troppo piccoli (> 6)

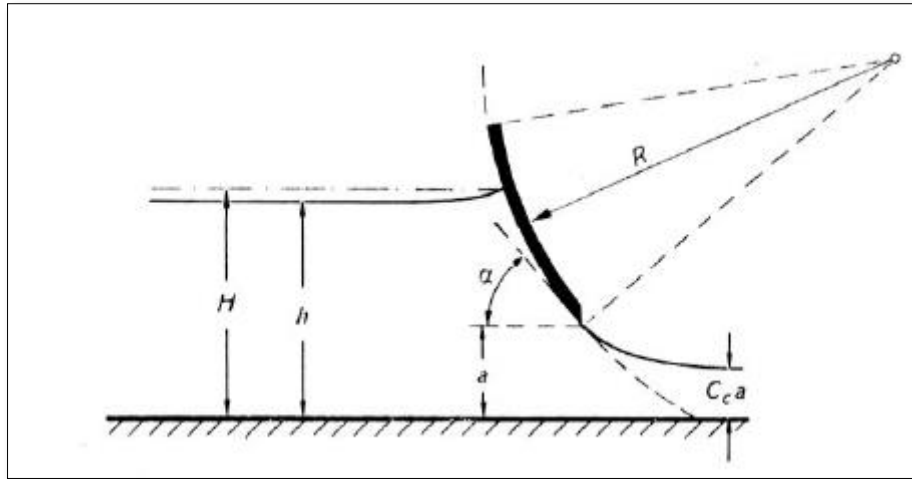


Fig.1.8 Paratoia piana, inclinata di angolo α sull'orizzontale

Continuando a leggere l'articolo, Cozzo elenca una serie di autori storici che hanno contribuito nell'aborazione di formule per il calcolo del coefficiente di deflusso e del *Coefficiente di contrazione*, legato al primo. Tali studi hanno contribuito alla creazione di un nuova formula per il *Coefficiente di deflusso*

Tra i vari autori che si sono cimentati in passato nella determinazione del *Coefficiente di contrazione*, ritroviamo Koch. Per la determinazione della formula, Koch indica con $H = h + \frac{q^2}{2gh^2}$ il carico totale della corrente a monte della paratoia, con $N = H/a$ il rapporto tra carico totale e l'apertura della luce e con α viene indicato l'angolo di inclinazione in radianti. Con tali osservazione, Koch scrive la formula del *Coefficiente di cotnrazione* in tal modo:

$$C_c \left(2 - \frac{C_c}{N} \right) = \frac{\left(N \alpha - \frac{1 - \cos \alpha}{\sin \alpha} \right) \left(2 - \frac{1}{N} \right)}{N (1 + \alpha - \cos \alpha) - \frac{1 - \cos \alpha}{\sin \alpha} - \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\sin \alpha} - \cos \alpha \right)}$$

Da cui, indicando con K il secondo membro, la formula si puo scrivere anche :

$$C_c = N - \sqrt{N(N - K)}.$$

(1.25)

Sulla base anche della formula del *Coefficiente di contrazione* di Koch, Horton ha proposto una espressione semiepirica per il calcolo del *Coefficiente di deflusso*, partendo dalla formula della portata effluente sia da paratoie piane che da paratoie a settore:

$$q = \mu_H a \sqrt{2g \left(b - \frac{a}{2} \right)} \quad (1.26)$$

il coefficiente di deflusso trovato da Horton è pari a:

$$\mu_H = 1,03 C_c \quad (1.27)$$

Tale formula, valente per le paratoie piane, unita alla formula del *Coefficiente di contrazione* di Koch, restituisce la formula di *Horton - Koch* (1.28) per il *Coefficiente di deflusso*:

$$\mu = 1,03 \left[n - \sqrt{n(n-K)} \right] \sqrt{1 - \frac{1}{2n}} \quad (1.28)$$

Nel corso dell'articolo di Cozzo vengono elencati altri autori che hanno contribuito allo studio del *Coefficiente di deflusso*, tra i quali devono essere ricordati l'autore Garbrecht, il quale propone di applicare per l'efflusso libero da paratoie piane e inclinate la formula

$$\mu = 0,6468 - 0,1641 \sqrt{1/n} \quad (1.29)$$

e i due autori Larock e Marchi che imposta il suo studio rimuovendo l'ipotesi di assenza di gravità. Le espressioni trovate risultano tuttavia complicate e di non facile applicazione.

Nel lavoro di Larock, invece, è illustrato un metodo di indagine di carattere numerico il quale, fissati α e n , fornisce il profilo della vena fluida e il *Coefficiente di contrazione* di questa. La sua formulazione presenta il vantaggio di essere facilmente applicabile.

Dopo avere effettuato un'analisi storica sulle formulazioni del *Coefficiente di deflusso* di vari autori, Cozzo arriva alla conclusione che solo la formulazione di Koch può in pratica applicarsi con qualche attendibilità per il calcolo di C_c per assegnati valori di α e N .

Sulla base degli studi fatti, Cozzo arriva alla proposta di una nuova formula per il *Coefficiente di deflusso*. Tale proposta si basa sulla ricerca del legame esistente fra il *Coefficiente di deflusso* e la condizione dinamica della corrente a monte della paratoia. Per arrivare a ciò, bisogna prendere in considerazione il numero di *Frude*, pari al rapporto tra la velocità V della corrente e la velocità delle piccole perturbazioni. Nel caso di alvei rettangolari, il numero di *Frude* sarà:

$$F = \frac{V}{\sqrt{g b}} = \frac{q}{b \sqrt{g b}}, \quad (1.30)$$

Intruducendo poi l'equazione 1.23:

$$F = \frac{\mu a \sqrt{2 g b}}{b \sqrt{g b}} = \frac{\mu \sqrt{2}}{n}. \quad (1.31)$$

Ponendo in un grafico, avente in ascissa F ed in ordinata i valori sperimentali dell'autore Gentilini del coefficiente μ relativi a paratoie piane e a paratoie a settore (Fig. 1.8 e Fig. 1.9), Cozzo nota che i punti relativi ad uno stesso valore di α stanno tutti con buona approssimazione su una retta, il cui coefficiente angolare risulta decrescente al crescere di α .

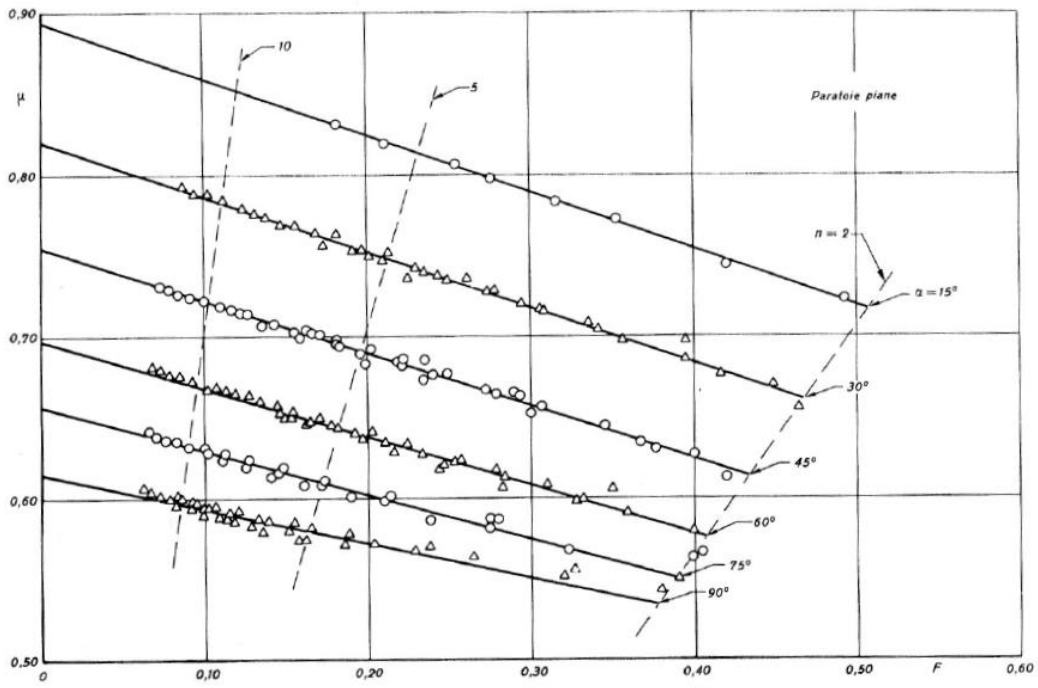


Fig. 1.8 Grafico contenente in ascissa il numero di Frude e in ordinata e i valori sperimentali di μ per le paratoie piane

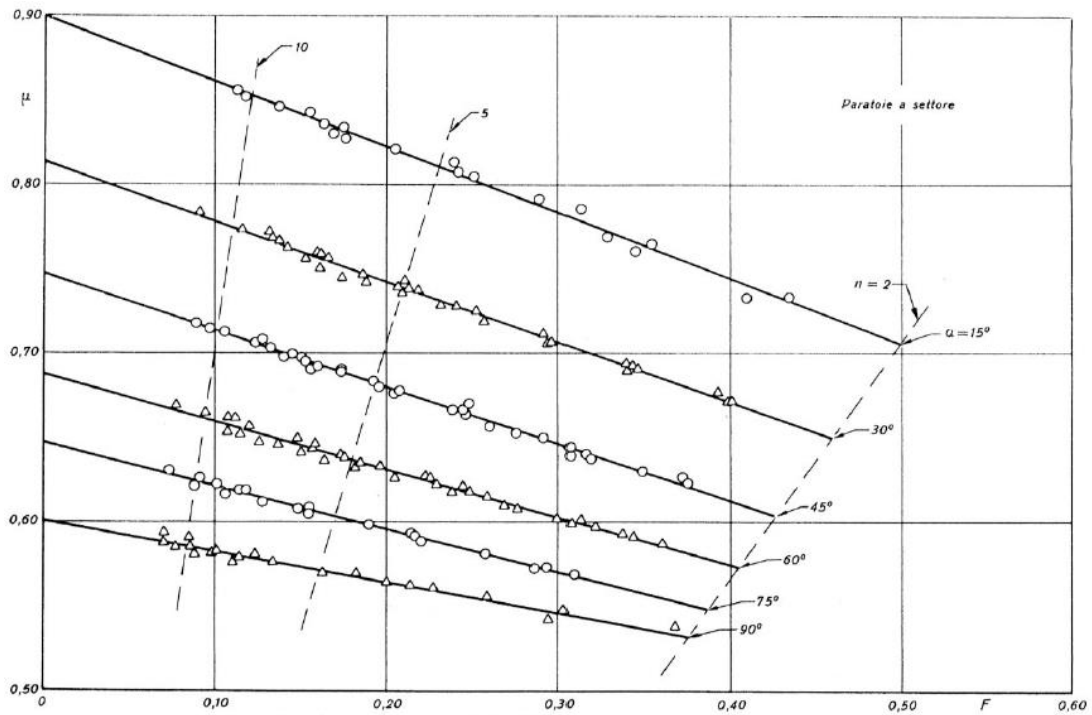


Fig. 1.9 Grafico contenente in ascissa il numero di Frude e in ordinata e i valori sperimentali di μ per le paratoie a settore

È possibile quindi porre :

$$\mu = A - BF, \quad (1.32)$$

Introducendo poi l'equazione relativa al numero di Frude (1.31), il *Coefficiente di deflusso* divente:

$$\mu = \frac{A}{1 + \frac{\sqrt{2} B}{n}}, \quad (1.33)$$

Operando con i minimi quadrati e scartando solo pochi punti relativi ai valori più piccoli di n , si sono ottenute le rette in Fig. 1.8 e 1.9, caratterizzate dai valore di A e B riportati in Tab. 1.

α°	paratoie piane		paratoie a settore	
	A	B	A	B
15	0,894	0,348	0,900	0,386
30	0,820	0,339	0,813	0,353
45	0,754	0,323	0,747	0,333
60	0,697	0,296	0,687	0,281
75	0,656	0,271	0,647	0,253
90	0,615	0,212	0,601	0,181

Tab. 1.1 Valori di A e B ricavati tramite il metodo dei minimi quadrati

I valori in tabella vengono riportati a loro volta in funzione di α nei grafici nella Fig. 1.10 e sono bene interpolate dalle relazioni:

Per le paratoie piane

$$A = 0,46 + 0,54 e^{-0,78\alpha} ;$$

$$B = 0,389 - 0,1 \alpha ,$$

Per le paratoie a settore

$$A = 0,46 + 0,54 e^{-0,82\alpha} ;$$

$$B = 0,436 - 0,15 \alpha ,$$

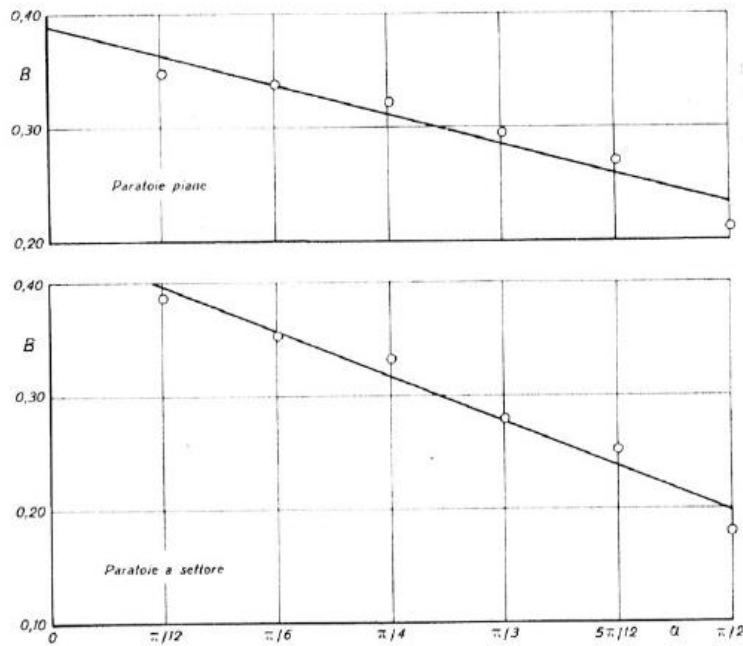


Fig. 1.10 Valori di A e B riportati in funzione dell'angolo α per le paratoie piene e a settore

Sostituendo tali equazione nell' eq. 1.33, Cozzo ottiene le relazioni finali del Coefficiente di deflusso per paratoie piane e a settore (1.34-1.35):

$$\mu = \frac{0,46 + 0,54 e^{-0,78\alpha}}{1 + \frac{1}{n} (0,55 - 0,14 \alpha)} ;$$

(1.34)

$$\mu = \frac{0,46 + 0,54 e^{-0,82\alpha}}{1 + \frac{1}{n} (0,62 - 0,21 \alpha)} . \quad (1.35)$$

Per concludere, tali formule sono da ritenersi valide per $15^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$, $n \geq 2$ e, nel caso di paratorie a settore, per $R/a > 6$.

Tenendo conto poi che i valori di μ relativi ai due casi, a parità di α e n differiscono al massimo del 2%, le due formule per semplicità si possono unire in un'unica espressione, più adatta ai fini pratici:

$$\mu = \frac{0,46 + 0,54 e^{-0,8\alpha}}{1 + \frac{1}{n} (0,6 - 0,2 \alpha)} , \quad (1.36)$$

1.1.3 Luci a stramazzo

Le luci a *stramazzo* sono anche definite luci a battente nullo, cioè quelle luci il cui contorno non risulta completamente lambito dalla vena effluente.

Questo tipo di luci sono spesso utilizzate come misuratori di portata per le correnti a pelo libero o per le reti di distribuzione irrigua.

In generale gli *stramazzi* si possono distinguere in due categorie:

- In parete sottile, se il fondo della vena fluida si distacca dalla soglia sfiorante;
- In parete grossa, se il fondo della vena aderisce completamente alla soglia sfiorante.

Tra gli stramazzi in parete sottile lo schema teorico più diffuso è rappresentato dal cosiddetto stramazzo di *Bazin*: rettangolare, con contrazione completa alla base e contrazione soppressa sui fianchi Fig. 1.11.

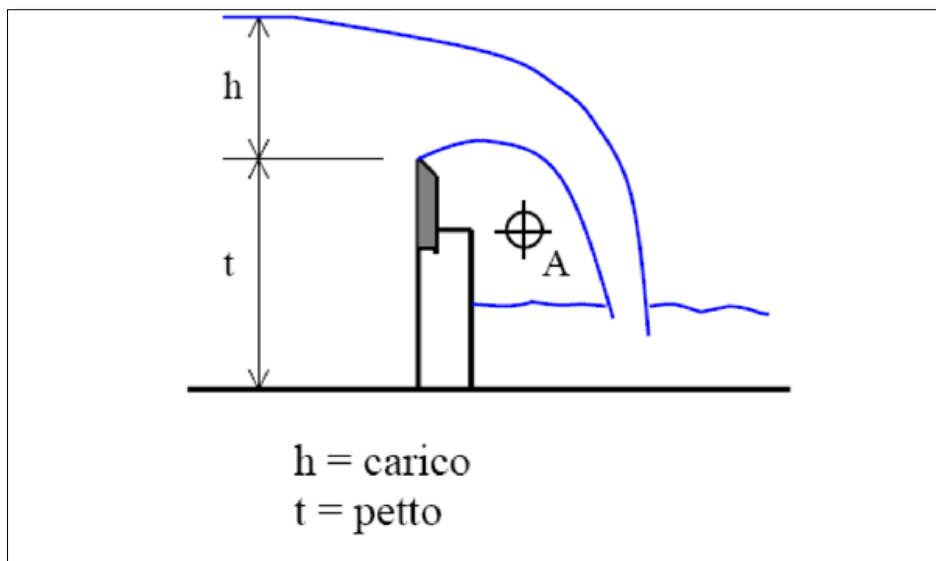


Fig. 1.11 Stramazzo in parete sottile di Bazin

Lo stramazzo è costituito da una traversa di norma in muratura, sormontata da una lama metallica con bordo superiore a spigolo vivo. La contrazione della base della vena fluida è assicurata sia dal bordo a spigolo vivo, sia dal fatto che al di sotto della vena stramazziante si fa in modo di mantenere la

pressione atmosferica. Tale pressione al di sotto della vena fluida viene assicurata o a mezzo di un'ampia canna aerofora (A) o interrompendo una o entrambe le pareti poco a valle della traversa.

In generale si dice carico dello stramazzo il dislivello h (Fig. 1.11) fra il bordo inferiore della luce e la quota del pelo dell'acqua nel canale d'arrivo, a sufficiente distanza per evitare il cosiddetto fenomeno della chiamata allo sbocco², da cui deriva il progressivo aumento della velocità.

È facile rendersi conto che la formula della portata $Q(h)$ scaricata dalla stramazzo non può essere ritrovata come in precedenza, sfruttando cioè il teorema di *Bernoulli*. Questo poiché nella vena effluente di uno stramazzo non risulta possibile individuare una sezione contratta, cioè una sezione trasversale piana attraversata da linee sensibilmente parallele e rettilinee tra di loro. Le linee di una corrente che esce da uno stramazzo presentano ognuna una notevole curvatura, e quindi in ogni punto della vena fluida è presente un diverso valore di pressione.

Per riuscire allora a trovare una formula che riesca a descrivere al meglio la portata effluente da uno stramazzo, è stato proposto un ragionamento che assimila uno stramazzo ad una luce a battente, per la quale il battente si sia annullato. Il tipo di luce a battente usato è quello di luce a spigolo vivo in parete verticale la cui estensione nella direzione verticale non si possa ritenere piccola di fronte al battente (Fig. 1.6), la cui formula è l'eq. 1.22. Utilizzando questa formula, l'equazione dello stramazzo viene trovata annullando il battente, cioè ponendo le condizioni:

- $h_1 = 0$
- $h_2 = h$

Sotto queste ipotesi si ricava:

$$Q = \frac{2}{3} \mu L \sqrt{2g} h^{3/2} = \mu_s L h \sqrt{2gh} \quad (1.37)$$

Il coefficiente di deflusso dello stramazzo μ_s risulta pari all'incirca a 2/3 del *Coefficiente di deflusso* per la luce a battente, vale cioè 0.4.

² La chiamata allo sbocco è quel fenomeno per il quale avviene l'abbassamento della superficie libera.

Nel corso della storia molti studiosi si sono cimentati nel dare una propria proposta per il calcolo della portata uscente da uno stramazzo. Una delle formule più moderne e riconosciute è sicuramente quella di *Rhebock*. Egli introduce innanzitutto un carico h_e cosiddetto efficace, da sostituire ad h :

$$h_e = h + 0.001 \text{ (m)}$$

Per il calcolo del *Coefficiente di deflusso* μ_s , adotta la formula:

$$\mu_s = 0.402 + 0.054 h_e/t$$

Quindi in definitiva risulta

$$Q = \left(0.402 + 0.054 \frac{h_e}{t}\right) L h_e \sqrt{2gh_e} \quad (1.38)$$

Il fatto che in questo caso μ_s venga fatto dipendere da h_e e precisamente cresca anche con h_e , si ricollega al discorso della non trascurabilità della velocità d'arrivo fatta in precedenza.

Ai fini applicativi, l'indubbio inconveniente di dover mettere in conto la velocità di arrivo ha suggerito di predisporre subito a monte dello stramazzo una vasca di calma, la quale rende trascurabile la velocità. Lo stramazzo allora verrà interessato soltanto da una modesta frazione della parete terminale della vasca con la conseguenza che, al contrario di ciò che succede nello stramazzo di *Bazin*, esso darà luogo a contrazioni anche sui fianchi oltre che sulla base, il che risulta vantaggioso per assicurare la perfetta areazione della vena fluida.

Questo tipo di stramazzo a contrazione parziale, detto stramazzo di *Hegly*, non trova tuttavia largo impiego nei casi reali.

Due stramazzi che trovano un notevole interesse applicativo, invece, sono quello *triangolare* e quello trapezio di *Cipolletti*.

Il primo è di norma isoscele con il vertice in basso e asse di simmetria verticale (Fig. 1.12)

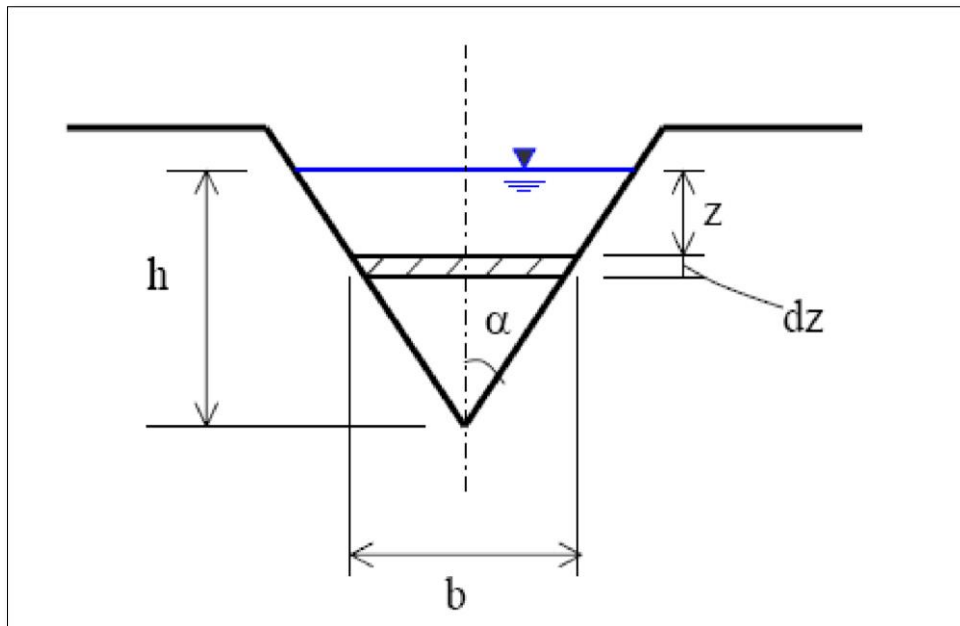


Fig. 1.12 Stramazzo triangolare

Seguendo lo schema in figura, il calcolo della portata viene effettuato in tal modo:

$$Q = \mu \sqrt{2g} \int_0^h z^{1/2} b dz \quad (1.39)$$

Sostituendo a b la sua espressione in funzione di z:

$$b = 2(h - z)tg \alpha$$

si ottiene

$$Q = 2 \mu tg \alpha \sqrt{2g} \int_0^h (h - z)z^{1/2} dz = \frac{8}{15} \mu tg \alpha \sqrt{2g} h^{5/2} \quad (1.40)$$

Il coefficiente di deflusso μ che compare nella formula è quello delle luci a battente in parete sottile, è pari cioè all'incirca 0.6. La formula può essere accettata per un corrente impiego tecnico.

Lo stramazzo triangolare è però spesso usato per prove di laboratorio poiché, per la sua particolare forma si presta a misure di notevole precisione. Per riuscire ad ottenere tali risultati, allo stramazzo deve essere attuata un'apposita taratura del dispositivo.

A seconda dell'angolo che si viene ad utilizzare tra il vertice e la verticale, è possibile avere diversi tipi di stramazzi triangolari. Tra i più conosciuti si ricorda lo stramazzo di *Thomson*, con un angolo $\alpha = 45^\circ$. La sua equazione si può scrivere come:

$$Q = \frac{8}{15} \mu h^2 \sqrt{2gh} \quad (1.41)$$

Un altro tipo di stramazzo molto utilizzato soprattutto nelle reti irrigue, è quello trapezoidale di *Cipolletti* (Fig. 1.13)

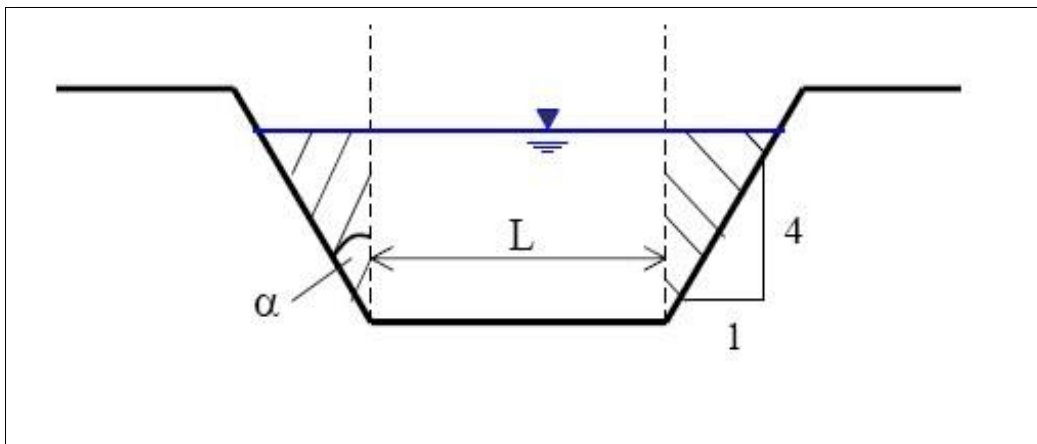


Fig. 1.13 Stramazzo di Cipolletti

L'idea che ha portato alla definizione della forma di questo stramazzo è stata quella di porre rimedio alla diminuzione di portata causata dalla contrazione laterale, tramite l'inserimento di due piccole aree triangolare ai

fianchi, tutto questo affinché lo stramazzo possa produrre la stessa portata di uno stramazzo *Bazin*, avente larghezza L uguale a quella della basi minore del trapezio in Fig. 1.13.

Sotto queste ipotesi, allora, l'equazione della portata per lo stramazzo di *Cipolletti*, può coincidere con la portata di uno stramazzo *Bazin* di larghezza L . La differenza sta nel fatto che è possibile considerare costante il *Coefficiente di deflusso* poiché in uno stramazzo trapezio, di norma preceduto da una vasca di calma, non occorre mettere in conto l'effetto di una velocità di arrivo.

Sulla base di queste osservazioni, la formula della portata sarà:

$$Q = 0.415 Lh \sqrt{2gh} \quad (1.42)$$

Fino ad ora sono stati elencati alcuni tipi di stramazzi in parete sottile. Quando si parla invece di *stramazzi in parete grossa*, questi rispetto ai precedenti hanno un altro tipo di funzionamento.

In campo pratico, questi tipi di stramazzi possono essere utilizzati come soglie fisse delle traverse fluviali. La loro geometria consiste in uno sbarramento dell'alveo che ne occupa l'intera larghezza, con sezione rettangolare. In genere lo spigolo di monte ha una forma arrotondata, per impedire una perdita di carico dovuta ad un distacco della vena fluida. Fig. 1.14.

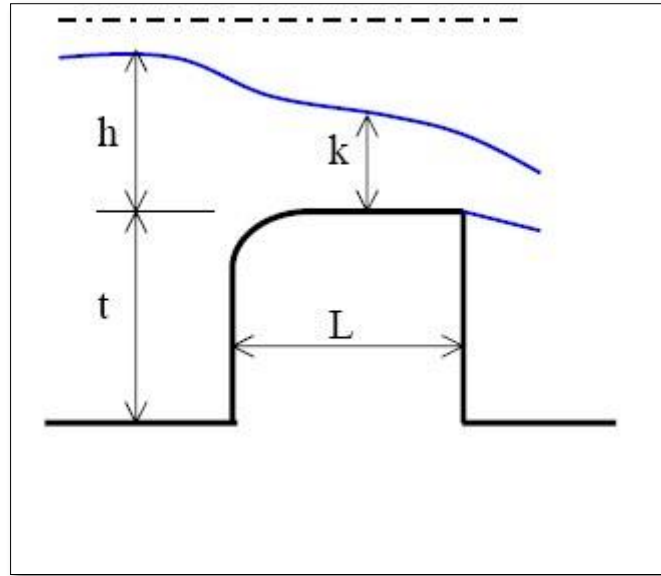


Fig. 1.14 Stramazzo in parete grossa

La lunghezza L della soglia viene scelta maggiore del carico presente a monte, di modo che la vena fluida che su di essa si adagia, può essere considerata come una corrente a pelo libero. Per quanto riguarda l'altezza t della soglia, questa è scelta tale che la portata corrente risulti sicuramente influenzata dalla presenza dello stramazzo. Se tale altezza non risulta troppo elevata, h dipende univocamente dalla portata e quindi la sua misura può servire a determinarla. Se a valle dello stramazzo l'efflusso non è rigurgitato, allora la corrente passerà attraverso lo stato critico sopra la soglia.

E' possibile scrivere l'equazione dell'energia:

$$E = h + \frac{\alpha V^2}{2g} = h + \frac{\alpha q^2}{2g(h+t)^2} = \frac{3}{2}k \quad (1.43)$$

o anche

$$h + \frac{k^3}{2(h+t)^2} = \frac{3}{2}k \quad (1.44)$$

Allora, conoscendo il carico h , è possibile trovare la formula per lo stramazzo a larga soglia:

$$q = k\sqrt{gh} \quad (1.45)$$

Considerando però l'ipotesi riguardante l'altezza t della soglia, citata precedentemente, è possibile trascurare il secondo membro dell'eq. 1.44, essendo più piccolo rispetto al carico h . Allora semplicemente la formula della portata diventa:

$$q = \frac{2}{3\sqrt{3}} h\sqrt{2gh} = 0.385 h \sqrt{2gh} \quad (1.46)$$

L'equazione sopra scritta rappresenta la formula dello *stramazzo a larga soglia*. Come vedremo nel capitolo successivo, tale formula è stata utilizzata per il calcolo teorico della portata uscente dalla diga di Vulci, utilizzando questo valore come un dato di confronto con le simulazioni successive.

Il coefficiente numerico che appare nella formula è stato ricavato per via teorica e questo viene sostituito al posto del solito *Coefficiente di deflusso*.

E' possibile osservare che se il livello a valle dello stramazzo aumenta fino a sormontare la vena fluente proveniente dalla soglia, si vedrà formare subito a valle di questa un risalto idraulico, il quale garantisce la presenza di una corrente veloce a valle della sezione. La presenza della corrente veloce fa sì che la portata sia influenzata solamente dal carico h di monte, come richiesto per un ottimo funzionamento dello stramazzo. Solo quando il dislivello tra tirante di valle e tirante di monte risulta piccolo, il risalto tende a scomparire e quindi la portata effluente dovrà dipendere da entrambi i tiranti.

1.1.4 Sfiatore laterale

Un'altra tipologia di stramazzo è lo sfiatore laterale. Chiamato anche stramazzo laterale, è costituito essenzialmente da una soglia sfiorante realizzata su uno o entrambi i lati del canale in arrivo. Tali manufatti sono solitamente adottati in zone pianeggianti o comunque dove non sono disponibili apprezzabili dislivelli topografici.

Uno sfiatore laterale, solitamente, viene costruito in canali a debole pendenza, dato che questi funzionano meglio quando la corrente che li attraversa risulta essere lenta, cioè quando l'altezza h_0 del moto uniforme

risulta superiore all'altezza dello stato critico. In Fig. 1.15, la rappresentazione di uno sfioratore laterale semplice.

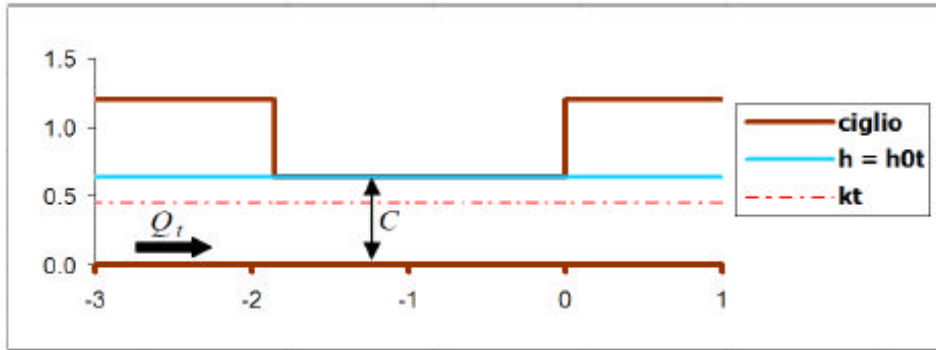


Fig. 1.15 Schema generale (profilo longitudinale) di uno sfioratore laterale

Come si osserva dalla figura, la soglia dello sfioratore è posta ad un'altezza C dal fondo del collettore, pari all'altezza h_0 della portata Q_t . Questo fa sì che la portata che prosegue nel canale derivatore sia maggiore della portata di soglia Q_t .

La differenza tra Q_p (portata massima che arriva da monte) e Q_{max} (portata massima ammissibile a valle dello sfioratore) può essere sfiorata con uno sfioratore laterale semplice, solo se la massima portata Q_M , convogliabile con energia l'energia E_{max} , risulta maggiore di Q_p .

Q_M può essere calcolato in tal modo:

$$Q_M = \frac{2}{3\sqrt{3}} B E_{max} \sqrt{2g E_{max}} \quad (1.47)$$

mentre E_{max} si può ricavare tramite l'equazione:

$$E_{max} = h_{0,v} + \frac{Q_{max}^2}{2g(b h_{0,v})^2} \quad (1.48)$$

Nel caso Q_M risultasse minore di Q_p , a livello pratico sarà necessario mettere in atto degli opportuni accorgimenti per aumentare l'energia della corrente, quali per esempio l'inserimento di una paratoia o la realizzazione di un restringimento a valle della soglia sfiorante.

Tramite il primo metodo, l'inserimento di una paratoia a valle della soglia sfiorante provoca un innalzamento del pelo libero con un conseguente aumento dell'energia della corrente lenta a valle (Fig. 1.16)

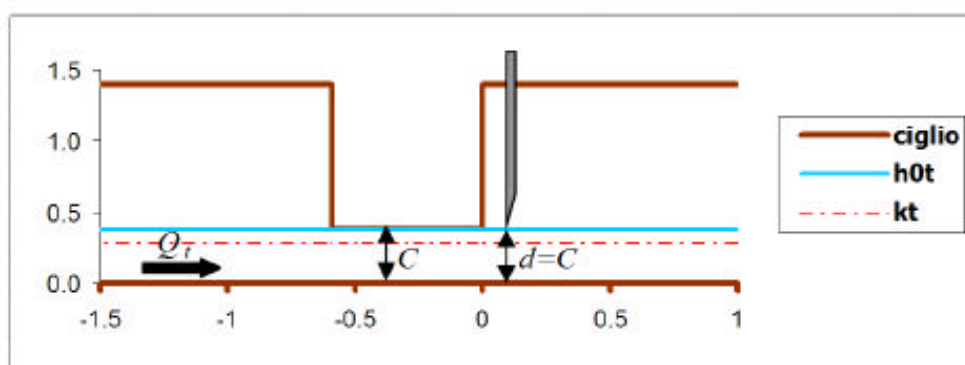


Fig. 1.16 Sfiatore laterale con inserimento di una paratoia a valle della soglia sfiorante

Un effetto analogo all'inserimento della paratoia viene dato dalla realizzazione di un restringimento del canale derivatore. Questo provocherà un aumento del livello dell'acqua a monte e di conseguenza aumenterà l'energia della corrente.

In alcuni casi è possibile utilizzare simultaneamente i due metodi sopra esposti, tramite l'utilizzo di una luce sottostante la paratoia più piccola, con il vantaggio di realizzare incrementi di energia della corrente.

Nel caso invece l'energia sia sufficiente, cioè che $Q_M > Q_p$, si procede per differenze finite al calcolo della lunghezza di sfioro L. Operativamente si impone:

$$\Delta h = \frac{h_{0,v} - h_m}{n} \quad (1.49)$$

in cui h_m si ricava da E_{max} ed n è pari al passo di integrazione.

Noto $h'_m = h_{0,v} - \Delta h$, si calcola la portata sfiorata nel tratto compreso tra le sezioni di altezza $h_{0,v}$ e h_m tramite l'equazione:

$$Q = A(h) \sqrt{2g(E_{max} - h)} \quad (1.50)$$

Alla fine, noto il $\Delta q = Q - Q_{max}$ del tratto considerato, calcolato tramite l'equazione d'afflusso:

$$dq = \mu ds (h - C) \sqrt{2g(h - C)} \quad (1.51)$$

è possibile calcolare la distanza Δs tra le due sezioni in oggetto.

La somma dei vari Δs restituirà la lunghezza totale dello sfioro, mentre l'interazione finisce quando la portata sfiorata risulta essere pari a quella massima in arrivo da monte.

1.2 Metodo numerico per calcolo dei profili di corrente a pelo libero in regime di moto permanente utilizzato dal programma Hec-Ras

Come si vedrà nei capitoli successivi, le simulazioni idrauliche che verranno effettuate saranno svolte, per ragioni che verranno spiegate successivamente, in regime di moto permanente. In tale paragrafo si cerca di esporre in linea teorica come il software di simulazione idraulica Hec-Ras risolve i profili di moto permanente.

Hec-Ras (Hydrologic Engineering Center - River Analysis System) è un programma di calcolo che modella il comportamento idrodinamico di complesse reti di canali naturali ed artificiali attraverso una schematizzazione monodimensionale (1D). Il programma è stato sviluppato dal Dipartimento della Difesa statunitense, Army Corps of Engineers, al fine di modellare fiumi, porti e altre opere pubbliche sotto la loro giurisdizione, ma ha trovato ampia accettazione da parte di molti altri dal suo rilascio pubblico in 1995. Oggi Hec-Ras rappresenta lo stato dell'arte in quanto a modelli idrodinamici 1D.

In generale il software Hec-Ras riesce a riprodurre i profili di pelo libero per qualsiasi canale, in regime di moto permanente e in moto vario. Per riuscire a far ciò, il codice risolve l'equazione del moto nell'ipotesi di corrente unidirezionale e gradualmente variata, con la possibilità anche di simulare tratti di corrente non lineare. Grazie alle potenzialità di tale strumento è possibile simulare le correnti in tre condizioni: Subcritica, supercritica o mista.

I profili del moto, invece, possono essere calcolati da una sezione all'altra, risolvendo due diverse equazioni, scelte a seconda dell'informazioni a disposizione:

- Equazione dell'energia
- Equazione della conservazione della quantità di moto

Per quanto riguarda la prima, può essere rappresentata nella forma:

$$Y_2 + Z_2 + \alpha_2 \cdot V_2^2 / (2 \cdot g) = Y_1 + Z_1 + \alpha_1 \cdot V_1^2 / (2 \cdot g) + h_e$$

con $Y_1, Y_2 =$ altezza dell'acqua alle due sezioni
 $Z_1, Z_2 =$ elevazione del fondo alveo
 $V_1, V_2 =$ velocità media nelle sezioni (portata totale/area totale di flusso)
 $\alpha_1, \alpha_2 =$ coefficienti di peso (sempre assunti =1)
 $g =$ accelerazione di gravità (=9.801 m/s²)
 $h_e =$ perdite di carico

Le perdite di carico h_e sono calcolate tenendo conto delle perdite distribuite e delle perdite per contrazione-espansione della vena fluida:

$$h_e = L \cdot S_f + C \cdot \left| \alpha_2 \cdot V_2^2 / (2 \cdot g) - \alpha_1 \cdot V_1^2 / (2 \cdot g) \right|$$

con $L =$ distanza tra le sezioni
 $S_f =$ perdita di carico per unità di lunghezza
 $C =$ coefficiente di perdita per contrazione/espansione

La seconda equazione, invece, viene spesso utilizzata nel caso di confluenza di più correnti, nella quale l'angolazione che si viene a creare tra il ramo principale e i ramo secondari non è trascurabile.

In tal caso l'equazione dell'energia può tranquillamente essere sostituita dall'equazione della conservazione della quantità di moto, scritta nella forma:

$$SF_v = SF_{m1} \cdot \cos(\theta_1) - F_{m1-v} + W_{m1-v} + SF_{m2} \cdot \cos(\theta_2) - F_{m2-v} + W_{m2-v}$$

con $SF_x =$ forza specifica nella sezione x (v = valle, m1 e m2 monte)
 $F_{x1-x2} =$ forza dovuta all'attrito tra le sezioni x1 e x2
 $W_{x1-x2} =$ forza dovuta al peso dell'acqua tra le sezioni x1 e x2

$\theta_1, \theta_2 =$ angolo tra la direzione del flusso nelle sezioni 1 e 2 di monte e la direzione del flusso nella sezione di valle

La forza specifica SF è calcolata tenendo conto della componente dinamica e di quella statica:

$$SF = Q^2 \cdot \beta / (g \cdot A) + A \cdot Y$$

con Q = portata che transita nella sezione

β = coefficienti di momento (sempre assunto =1)

A = area di flusso

Y = distanza tra la superficie liquida e il baricentro dell'area A .

Per quanto riguarda il metodo che utilizza Hec-Ras per il computo delle equazioni sopra scritte, il software utilizza la procedura iterativa nota come “*step method*”

Con tale metodo, la soluzione numerica è ricavata passo dopo passo in ogni sezione a partire da un assegnato valore della quota della superficie libera (condizione al contorno). Gli schemi più utilizzati sono il metodo di *Eulero* e più frequentemente il metodo di *Eulero-Cauchy (standard-step method)*.

Nel caso subcritico l'integrazione procede da valle verso monte, dunque adottando lo schema di Eulero (metodo esplicito)

$$h_{n+1} - h_n = \Delta x_n f(x_{n+1}, h_{n+1})$$

ovvero, secondo lo schema di Eulero-Cauchy (metodo implicito)

$$h_{n+1} - h_n = \frac{1}{2} \Delta x_n [f(x_n, h_n) + f(x_{n+1}, h_{n+1})]$$

E' importante porre correttamente le condizioni al contorno, al fine di avere la corretta e stabile integrazione del profilo.

Si ricorda infine che in alvei a forte pendenza la soluzione risulta fortemente condizionata dalla scelta di Δx_n , che deve essere sufficientemente piccolo.

CAP 2 CASO DI STUDIO

2.1 Descrizione del bacino del fiume Fiora

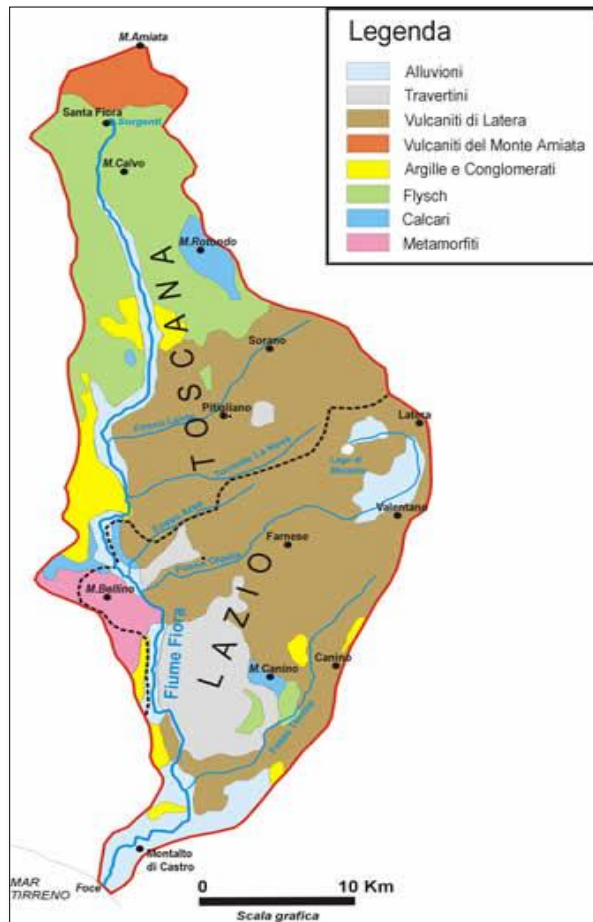


Fig. 2.1 Bacino imbrifero del Fiora e principali unità litostratigrafiche in esso presenti; reticolo idrografico principale dalla fonte alla foce

Il fiume Fiora nasce dal versante meridionale del Monte Amiata (rilievo di origine vulcanica), più precisamente nei pressi del comune di Santa Fiora (GR) e sfocia nel Mar Tirreno, a sud-ovest del comune di Montalto di Castro. Si tratta di un corso lungo 80 km, che procede in direzione Nord-Sud e attraversa le regioni della Toscana e del Lazio, occupando una superficie territoriale pari a 825 Km². Il primo tratto dell'asta principale si caratterizza per la forte pendenza e per l'aspetto tipicamente torrentizio, mentre il successivo, di notevole lunghezza, risulta impostato su un materasso alluvionale costituito prevalentemente da ghiaie e sabbie medio

grosse. Ad una distanza di circa 20 Km dalle sorgenti, Peschiera, Carolina, Galleria bassa e Galleria nuova, all'altezza di Pitigliano, dopo aver percorso un tratto piuttosto rettilineo il Fiume Fiora devia bruscamente, quasi ad angolo retto, verso Ovest (Fig. 2.2), molto probabilmente a causa della presenza di una linea di faglia, orientata all'incirca WSW-ENE, lungo la quale il corso d'acqua ha potuto con maggiore facilità creare il suo alveo.

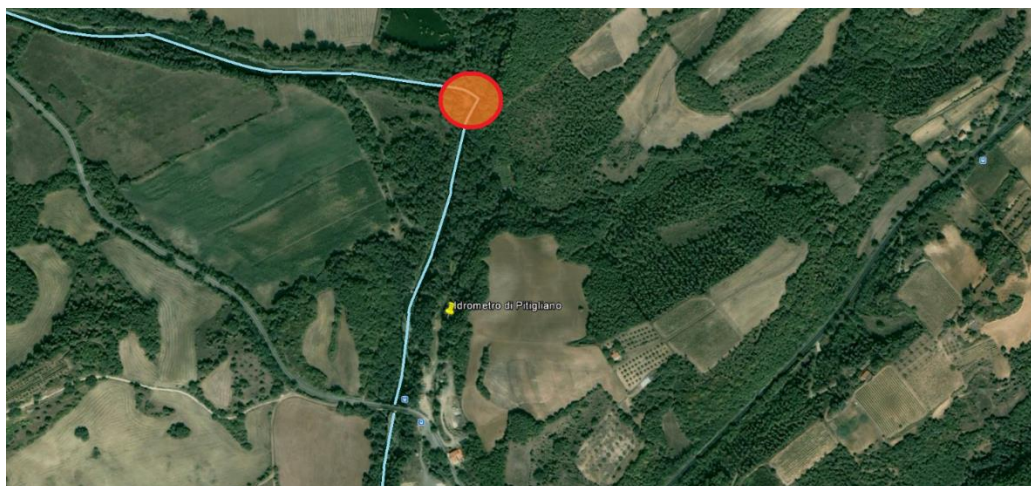


Fig. 2.2 Brusca deviazione del fiume Fiora nei pressi comune di Pitigliano (GR)

Dopo questa deviazione l'alveo si ridispone secondo l'orientamento originario, ovvero Nord-Sud per poi ripresentare una seconda deviazione, simile a quella sopra descritta, in seguito all'immissione del Torrente La Nova, alimentato dalle omonime sorgenti.

Il bacino interregionale del fiume Fiora confina a nord con il bacino imbrifero del Fiume Orcia e a ovest con il bacino imbrifero del Fiume Albegna, entrambi ricadenti nel Bacino Regionale Ombrone (Regione Toscana). Ad est confina con il bacino imbrifero del Fiume Paglia, tributario del Fiume Tevere, e con il bacino del Lago di Bolsena e del Fiume Marta, appartenenti all'Autorità dei Bacini Regionali Lazio. Infine, nella parte inferiore, confina con il bacino del torrente Arrone e minori, appartenenti anch'essi all'Autorità dei Bacini Regionali Lazio.

Il bacino idrografico del fiume Fiora include quattro bacini principali (bacino del Lente, bacino dell'Olpeta, bacino del La Nova e il bacino del Timone) e altrettanti sottobacini (il sottobacino sotteso alla confluenza in sinistra idraulica con il Fosso Carminata, il sottobacino che si estende dal

confine con il precedente fino al ponte in prossimità di Pitigliano, il sottobacino sotteso alla confluenza in sinistra idraulica con il Fosso Olpeta e il sottobacino sotteso alla foce)

La sua struttura fisica è evidentemente asimmetrica, presentando un versante sinistro molto più ampio rispetto a quello destro, soprattutto a valle dell'abitato di Sorano (GR).

Un'ulteriore caratteristica del bacino è rappresentata dalla sostanziale naturalezza del territorio interessato, dovuta a una scarsa antropizzazione; notevoli inoltre risultano alcune delle memorie storiche presenti *in loco*, anche perché in relazione con il sistema delle acque, come nel caso dei mulini e degli opifici.

Un altro dato degno di interesse è relativo alla portata complessiva del fiume, i cui valori sono compresi fra 900 e 1000 l/s, di cui sono principalmente responsabili le copiose portate sorgive e le piogge che cadono sul bacino imbrifero, in minima parte le falde sotterranee. Sebbene il tratto risulti tendenzialmente impermeabile, si segnala la comparsa, in alcune zone, delle cosiddette Alluvioni, ovvero di materiale relativamente più permeabile, formato da strati ghiaiosi e limosi che il fiume ha ricavato grazie alla sua attività di erosione e smantellamento delle rocce affioranti all'interno del proprio bacino idrografico, come testimonia la natura dei ciottoli, riconducibile a quella delle rocce affioranti più a monte.

2.2 Impianto di Vulci

Proseguendo nel suo percorso, nei pressi del comune di Montalto di Castro, in provincia di Viterbo, il Fiora incontra la diga di ritenuta dell'impianto idroelettrico di Vulci.

Lo scopo di tale sbarramento è creare un invaso a monte che ha come finalità la produzione di energia elettrica. Pochi km più a valle della diga, infatti, è presente una centrale idroelettrica che, tramite un canale di derivazione, riceve acqua in pressione dalla diga di Vulci e produce energia. La condotta di derivazione è lunga complessivamente 2830 m ed è rivestita in calcestruzzo. La massima portata derivabile è pari a 10 m³/s. Per quanto riguarda la centrale, la potenza elettrica installata è pari a 3.1 MW.

Il bacino imbrifero sotteso alla diga misura circa 675 Km². Le sponde naturali sono lievemente acclivi e ricoperte da una folta vegetazione. Alla sinistra della diga, la sponda si trova ad una quota di 90 m s.l.m., mentre alla sua destra troviamo invece sponde poco basse e poco acclivi. Lungo le sponde dell'invaso non esistono insediamenti abitativi.

Per quanto riguarda l'alveo a valle dell'impianto, questo è di natura rocciosa con le sponde ricoperte da una folta vegetazione. Fino a circa 2 km a valle della diga, l'alveo presenta una larghezza di circa 80 m e altezza delle sponde di circa 20-25 m s.l.m. Spostandoci più verso valle, l'alveo si riduce ancora di più, arrivando fino a 40 m di larghezza.

Ritornando alla descrizione dell'impianto di ritenuta idraulica, secondo quanto riportato nel vigente Foglio di Condizione per l'Esercizio e la Manutenzione (F.C.E.M.), l'impianto è costituito da 4 diverse opere di scarico:

- *Diga vecchia;*
- *Sfioratore laterale;*
- *Impianto di paratie mobili;*
- *Scarico di fondo.*

In Fig. 2.3, la rappresentazione delle tre opere di scarico visualizzate dall'alto.

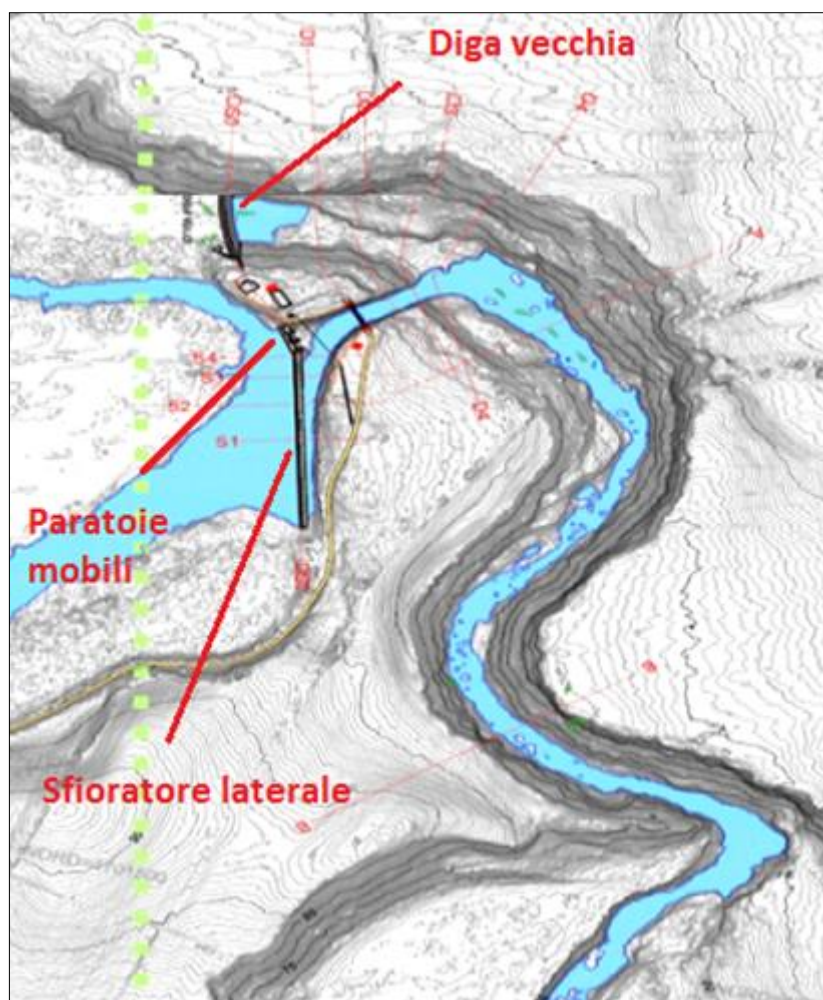


Fig. 2.3 Tratto del fiume Fiora interessato dalla presenza della diga dell’impianto idroelettrico di Vulci

Per quanto riguarda la Diga Vecchia (Fig 2.3), questa è situata a monte del tratto *Principale*. Il ciglio tracimante si trova a quota 72.38 m. s.l.m., la lunghezza invece è pari a 70 m, ma come si vedrà nelle analisi successive, la lunghezza utile della soglia sfiorante risulta più bassa. Per quanto riguarda la quota del fondo, a monte della diga si raggiungono 72.23 m. s.l.m. , mentre a valle la quota del fondo è pari a 64.65 m. s.l.m. L’invaso presente a monte della diga risulta completamente interrato e il piano di interrimento coincide circa con il ciglio della diga. Questo fa sì che a regime, lo sbarramento non risulta interessato dal corso del fiume, il quale si dirige a destra, verso lo scarico di superficie.

Come si legge dal foglio di condizione dell’impianto, la diga è realizzata in muratura di pietrame lavico e malta. L’andamento risulta leggermente

arcuato. Per quanto riguarda invece il terreno di fondazione, lo sbarramento risulta fondato su una colata di lava ardesitica, poggiate sulle argille e sabbie argillose, materiali completamente impermeabili. La fondazione è stata incassata ad una profondità massima di 2m.

Le Fig. 2.4 e 2.5 presentano rispettivamente una foto della struttura e la sua rappresentazione in formato Cad. Dalla foto in Fig. 2.4 si può notare come la porzione che si trova a monte della diga risulti essere completamente interrta.

Quota soglia= 72.38 m. s.l.m.
H= 10 m
L= 70 m



Fig. 2.4 Vista laterale della diga “vecchia” di Vulci

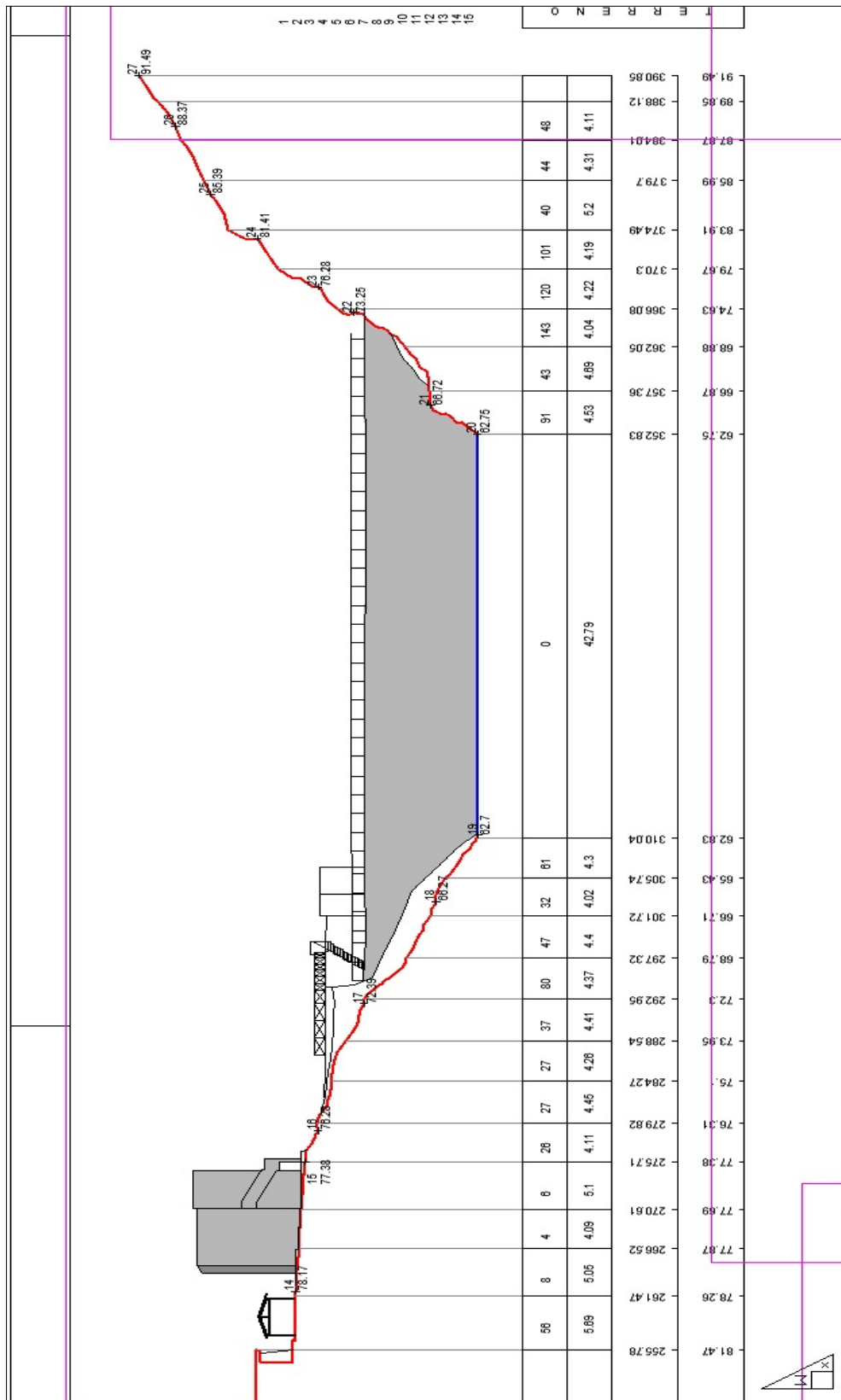


Fig. 2.5 Prospetto della diga di Vulci

Per quanto riguarda il sistema di paratoie mobili, questo è situato in sponda destra, tra la diga e lo sfioratore laterale. Tale manufatto è composto da due luci, con una soglia a quota 66.5 m. s.l.m., di larghezza 6 m e altezza 5.5 m, e scarico nel tratto Scarico di alleggerimento, tratto denominato anche nello studio *Scarico luci*

Come si legge dal foglio di condizione, la manovra delle due paratoie può avvenire automaticamente a mezzo di elettropompa comandata da galleggiante, a mezzo di turbopompa di riserva, ad innesco automatico o comandabile anche manualmente.

Nelle Fig. 2.6 e 2.7 la foto del manufatto e la relativa rappresentazione Cad.



Quota soglia= 66.5 mslm
2 paratoie = 6.00m * 5.5m

Fig. 2.6 Vista frontale dello scarico di alleggerimento, dotato di due di paratoie mobili piane

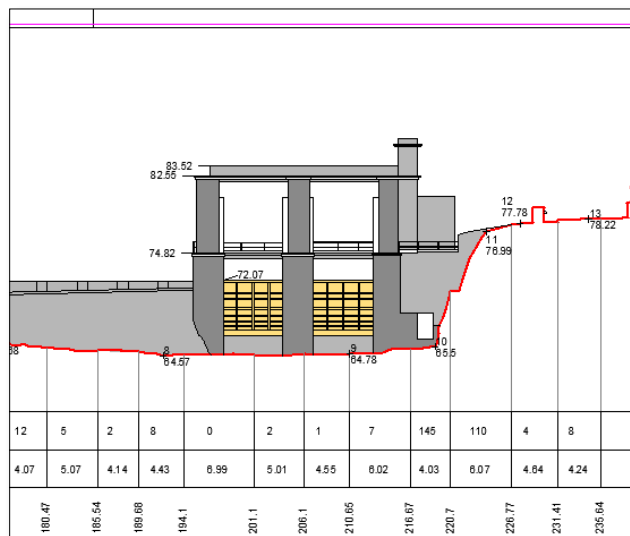


Fig. 2.7 Prospetto del castello a servizio della coppia di paratoie mobili piane

Proseguendo nella descrizione dell'impianto, troviamo lo sfioratore laterale, detto anche scarico superficiale, ubicato in sponda destra, a circa 100 m dalla diga. Lo sfioratore è costituito da una soglia sfiorante con ciglio a quota 72 m. s.l.m. e la sua lunghezza dichiarata è di 176 m. Lo scarico riversa in un canale collettore, denominato nello studio *Scarico superficiale* la cui portata si unisce a quella esitata dallo scarico di alleggerimento e viene successivamente convogliata in un unico canalone di scarico a forte pendenza.

Nelle Fig. 2.8 e 2.9 una foto dello sfioratore laterale e il suo rilievo.

Quota soglia= 72 m. s.l.m.

Lunghezza = 176 m



Fig. 2.8 Vista del canale di gronda (da monte verso valle) e dello sfioratore laterale (sulla sinistra)

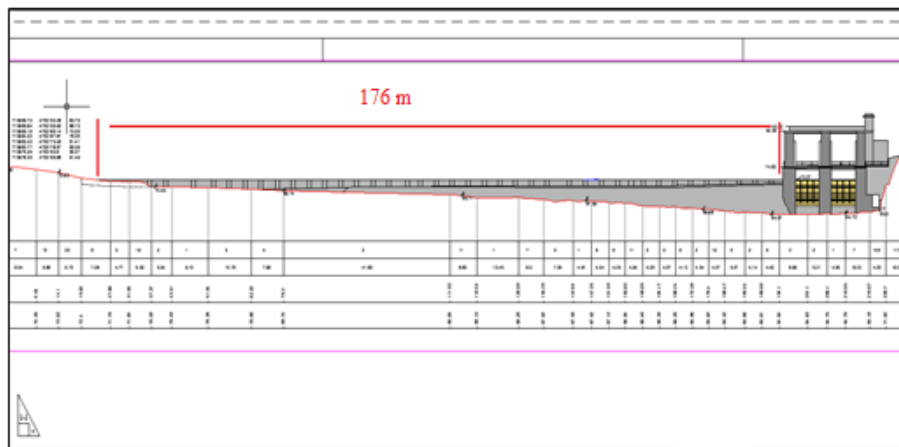


Fig.2.9 Prospetto dello sfioratore laterale e della coppia paratoie piane dello scarico di alleggerimento

Oltre alle tre opere sopra descritte, nell'impianto è presente uno scarico di fondo, ubicato in sponda destra. Questo è costituito da una galleria lunga circa 35 m, con soglia di imbocco a quota 59.39 m s.l.m.

Le portate uscenti dalla tre strutture si uniscono a valle e la portata totale risultante prosegue il suo cammino lungo l'asta principale.

Dal foglio di condizione si può quantificare la possibile portata uscente dalle tre strutture ad una quota di massimo invaso pari a 74 m. s.l.m. A tale quota la capacità di scarico complessiva è pari a

1457 m³/s suddivisi in:

- Diga vecchia = **226 m³/s**;
- Insieme delle due luci= **382 m³/s**;
- Sfiatore laterale = **849 m³/s**.

Se le equazioni di scarico e le geometrie fossero corrette, ad un livello H= 75.80 m s.l.m., quello osservato proprio durante l'evento di piena a monte dell'impianto e considerato quindi come quota di massimo invaso, dovrebbe corrispondere a una portata totale esitata superiore pari a 3200 m³/s.

Quest'ultimo valore non riveste tuttavia alcuna valenza operativa per i seguenti motivi:

- 1- Dai controlli effettuati a valle dell'evento di piena e dal rilievo eseguito il 06/08/2013 dalla ditta Helica, si è evidenziato come le geometrie dichiarate dal foglio di condizione siano imprecise. In particolare, la lunghezza dello scarico di superficie è di 171m contro i 176 m dichiarati da FCEM. In aggiunta a ciò, dallo studio del documento si sono rilevate anche delle imprecisioni sulle dimensioni delle luci della struttura con paratoie mobili. Infatti, l'apertura di queste risulta pari a 5.80 m, contrariamente ai 5.50 m dichiarati da FCEM. Per quanto riguarda invece le dimensioni della diga vecchia, anche in questo caso, sono state rilevate delle differenze tra il foglio di condizione e il rilievo, riguardanti la quota del ciglio, posta a 72.38 m. s.l.m. e non a 72.50 m. s.l.m. La sua lunghezza, di 71 m, risulta invece coerente con rilievi effettuati. Tuttavia sono necessarie anche qui alcune osservazioni. La presenza di un manufatto posto a monte della diga, di lunghezza pari a 25 m, riduce drasticamente la lunghezza utile delle soglie

sfiorante, passando da 71 m a 59 m. La valutazione della soglia sfiorante risulta tuttavia di difficile valutazione in quanto per ridotti tiranti idrici a monte della diga, questa si comporta come una soglia libera, di lunghezza pari a 71 m, mentre per livelli idrici superiori, la lunghezza utile di sfioro si riduce a 59 m.

- 2- La portata che attraversa lo sfiatore laterale risulterebbe influenzata, sia dal comportamento idraulico dello *Scarico di superficie*, sia dal funzionamento del sistema di paratoie mobili, quindi dal comportamento idraulico dello scarico di alleggerimento. Infatti dallo studio del foglio di condizione e da analisi idrauliche preliminari effettuate da Enel, si evince come ad una quota di 74 m. s.l.m. e con le luci delle paratoie completamente chiuse, la portata massima che è in grado di esitare all'interno dello scarico di superficie è di circa 400 m³/s. Dalle analisi idrauliche fatte, il profilo idraulico che si instaura con tale portata determina una condizione di efflusso rigurgitato lungo il tratto di soglia più lontana dalle due paratoie di alleggerimento. Nel caso le paratoie siano completamente aperte, tale effetto di rigurgito è ancora più evidente, riducendo ulteriormente la portata massima transitabile dallo sfiatore laterale. Quindi nel caso di livelli idrici a quota di 74 m. s.l.m. e paratoie completamente aperte, la portata massima esitabile dallo sfiatore laterale non supererebbe i 350 m³/s.

Quanto sopra esposto risulta evidente dalle foto in Fig. 2.10, scattate rispettivamente alle 6:15 del mattino dalla passerella sopra le due paratoie dello scarico di alleggerimento, con un livello nel serbatoio di ≈ 73.50 m s.l.m., e alle 11:30, con un livello di poco superiore a quota 72.50 m s.l.m. Dalla prima figura risulta evidente l'effetto di rigurgito riguardante la parte più a monte dello sfiatore laterale, mentre la seconda foto testimonia la reciproca influenza dei due scarichi, anche ad una quota non molto superiore a quella del ciglio sfiante



Fig. 2.10 Fotografie dell'evento di piena del 12 novembre 2013 che evidenziano la mutua interazione idraulica dello scarico di superficie e di quello di alleggerimento. Foto A - ore 06:15; Foto B – ore 11:30.

In definitiva, ad un livello di 74 m. s.l.m. e considerando le analisi idrauliche esposte sopra, la portata totale, somma della portata uscente dalle paratoie e dallo sfioratore laterale, transitante all'interno dello scarico

superficiale di valle, risulterebbe nell'ordine di **750 m³/s**, in contrasto quindi con i 1250 m³/s dichiarati da F.C.E.M.

Da quanto sopra esposto, quindi, le differenze trovate tra il foglio di condizione e le osservazioni fatte durante l'evento di piena, portano alla necessità di valutare in maniera più precisa, sulla base delle informazioni reperite, la portata massima complessivamente rilasciata dagli scarichi durante l'evento di piena.

2.3 Evoluzione dell'evento di piena del novembre 2012

I due giorni 11 e 12 novembre 2012 sono stati interessati da precipitazioni diffuse e intense, anche a carattere di rovescio o temporale, con precipitazioni particolarmente elevate.

Le perturbazioni sono risultate piuttosto severe sui bacini del Tevere umbro, sul bacino del Chiano e soprattutto sul bacino del Fiora.

Proprio quest'ultimo, a monte della diga di Vulci, è stato sollecitato da precipitazioni intense che, seppure non caratterizzate da intensità particolarmente rilevanti sulle brevi durate (1-3 ore), si sono manifestate ininterrottamente per una durata temporale di oltre 36 ore, come evidenziato dall' istogramma della precipitazione oraria areale osservata a monte della diga di Vulci³, tra l'1 e il 13 novembre 2012 (Fig. 2.11).

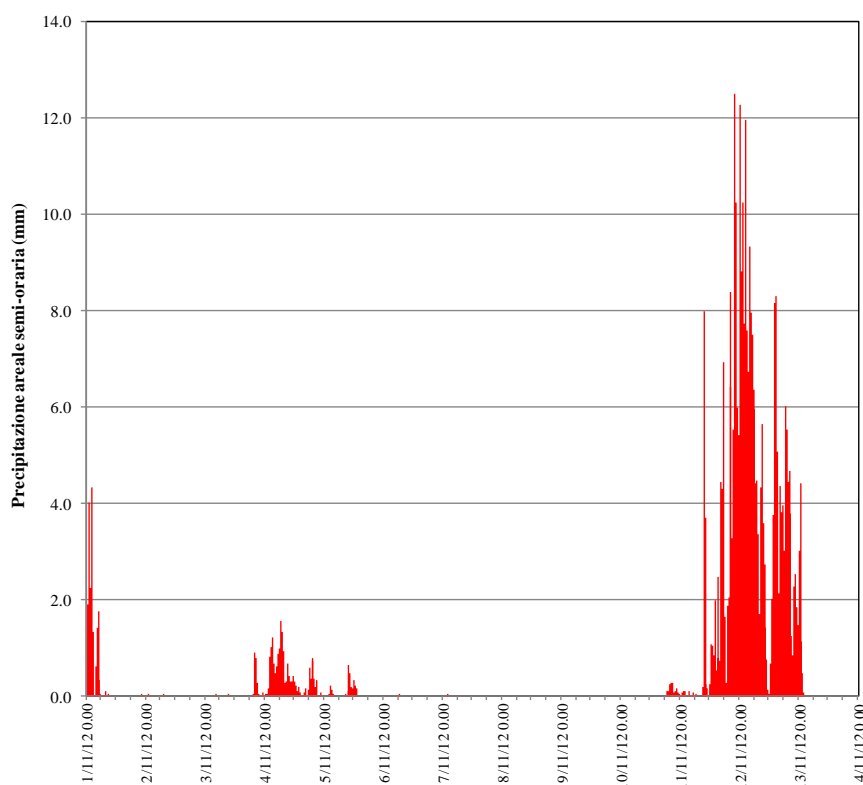


Fig. 2.11 Istogramma della precipitazione oraria areale osservata a monte della diga di Vulci

³ L' istogramma è stato ricavato tramite poligoni di Thiessen a partire dai dati osservati alle stazioni pluviometriche.

Dall' istogramma si nota come a partire dalle prime ore del giorno 11 ci siano state sollecitazioni meteoriche continue, con un apporto superiore ai 110 mm nel giorno 11 e piogge molto sostenute nelle prime ore del giorno 12 (circa 100 mm in 6 ore). Queste continue sollecitazioni hanno provocato la progressiva saturazione della superficie idrografica del bacino del Fiora.

Dall' analisi dei tempi di ritorno è emerso che il tempo di ritorno che caratterizza le piogge massime di durata fino a 3 ore, non supera i 30 anni mentre si ha un progressivo incremento della rarità dell'evento all'aumentare della durata di pioggia considerata, con tempi di ritorno dell'ordine di circa 85, 150 e 200 anni per le durate di 12, 24 e 36 ore.

La conseguenza di queste precipitazioni diffuse è stata lo sviluppo di un'onda di piena lungo i bacini del Fiora e Paglia. Per quanto riguarda il Fiora, dai rilevamenti dell'idrografo di Pitigliano, gestito dal centro funzionale della regione Lazio, si evince come i tempi di reazione dell'onda di piena siano stati estremamente concentrati nell'ordine di circa 8 ore. L'idrografo ha segnalato infatti il picco massimo circa alle ore 4:00 del giorno 12 /11 (Fig. 2.12), culmine di una fase di repentina crescita che ha avuto inizio alle ore 18 del giorno precedente.

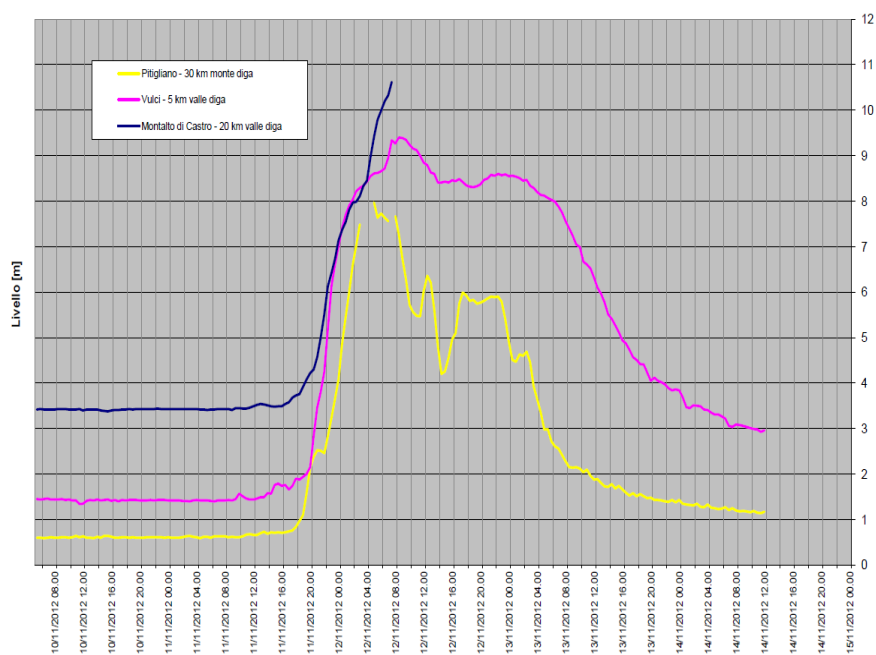


Fig. 2.12 Idrogrammi di piena osservati alle stazioni idrometrografiche ubicate lungo il fiume Fiora durante l'evento dell'11 e 12 novembre 2012.

Per quanto riguarda invece il successivo trasferimento dell'onda di piena dalla stazione di Pitigliano alla diga di Vulci, questo è avvenuto in circa 4 ore e il massimo idrometrico alla stazione di Vulci è stato registrato tra le ore 8:00 e le 8:30 del mattino. L'orario esatto di arrivo del picco di piena non è purtroppo documentabile, in quanto il personale che presidiava l'impianto ha abbandonato per ragioni di sicurezza la diga poco dopo le 6:30, riportando sul registro un livello di invaso di 73.80 m s.l.m. Tuttavia la documentazione a disposizione testimonia chiaramente come l'orario sopra indicato sia proprio quello di massimo apporto.

Per verificare l'evento si possono osservare le foto nelle Fig. 2.13, 2.14 e 2.15. Queste riprendono l'opera di presa della centrale di Vulci, posta alla sinistra dello sfioratore laterale, scattate il 12 Novembre in tre orari differenti (08.23- 08.43-10.01). Qui la piena ha provocato lesioni strutturali all'impianto e il crollo del muro dell'opera di presa in sinistra idraulica:



Fig. 2.13-2.14-2.15 Livello dell'invaso osservato all'opera di presa della centrale di Vulci alle ore 8:23, 8:33 e 10:01 del giorno 12 novembre 2012.

Dall'analisi delle foto si nota come alle ore 08:23, il crollo non appare essersi verificato, mentre alle 08.43 si iniziano a vedere i primi segnali di

cedimento, pur rimanendo sostanzialmente stabile il livello del lago a monte. Nella terza foto, ore 10:01, il crollo è invece ormai chiaro, con un livello già in evidente diminuzione rispetto alle foto precedenti.

L'evento di piena del 21 novembre 2010 rafforza ancora di più il dato relativo al tempo di trasferimento dell'onda di dall'idrometrografo di Pitigliano alla diga. In tale occasione, il livello massimo osservato all'idrometrografo di Pitigliano è stato registrato alle ore 18.15, mentre dai registri dell'impianto di Vulci risulta che la massima portata affluita allo sbarramento è stata registrata intorno alle 22.15-22.30, quindi circa 4 ore dopo.

L'analogia tra i due eventi da quindi piena conferma al fatto che il massimo apporto arrivato allo sbarramento di Vulci è avvenuto intorno alle 8.30.

Analizzando sempre le foto in Fig. 2.13, 2.14, 2.15 e comparando i livelli idrici deducibili da esse con i disegni di consistenza dell'opera di presa, sulla quale è installata un'asta idrometrica, si ricava che il livello massimo raggiunto dal lago è stimabile in **75.80 m s.l.m.** Questo valore è analogo al valore osservato durante l'ispezione effettuata dal personale Enel il giorno dopo l'evento di piena, in corrispondenza del manufatto adibito a deposito materiale, ubicato in destra idrografica rispetto al ciglio tracimante della diga. Dalle tracce dell'esonazione e dalla posizione dello strumento di misura, ruotato dalla posizione originale dal materiale flottante, si ricava anche in questo caso che il livello massimo raggiunto è pari a 75.80 m. s.l.m.

La portata scaricata dalla diga si è quindi propagata a valle, con la registrazione all'idrometrografo di Vulci, circa 5 km a valle diga, del livello massimo alle ore 8:30; considerando che il tempo di trasferimento tra la diga e l'idrometrografo di Vulci è stimabile in 30-40 minuti, in base a considerazioni di carattere idraulico, questa misura evidenzerebbe l'opportunità di anticipare l'orario di arrivo della piena allo sbarramento rispetto a quanto sopra indicato.

In realtà il diagramma riportato in Fig. 2.11 evidenzia chiaramente come subito dopo le 8:30 si siano verificati a monte della stazione di misura

fenomeni di esondazione e/o di rottura arginale, fenomeni confermati in maniera più che evidente dalle tracce di piena osservate durante un sopralluogo in sito effettuato il 7 febbraio dal personale Enel (Fig. 2.16).

Lo stesso sopralluogo ha anche messo in luce come lo strumento di misura sia stato danneggiato dall'onda di piena, con spostamento del sensore rispetto alla direzione del flusso. Il transito della portata massima all'idrometrografo di Vulci e la rottura arginale sono quindi sicuramente avvenuti successivamente alle 8:30, confermando quanto detto in precedenza sull'orario di arrivo dell'onda di piena allo sbarramento Vulci.



Fig. 2.16 Vista verso valle del fiume Fiora in corrispondenza dell'idrografo di Vulci. Dalle foto si notano le tracce dell'esondazione e la posizione dello strumento di misura, ruotato dal passaggio dell'onda rispetto alla posizione originale.

L'avanzamento dell'onda di piena ha provocato ingenti danni nei vari centri abitati che si trovano a valle lungo il percorso del fiume Fiora. A testimoniare ciò, l'idrometrografo di Montalto di Castro, a valle dell'idrografo di Vulci, è stato sommerso e ha smesso di funzionare alle 7.45 del mattino del giorno 12, quando segnava un livello di 10.63 m.

Tra le zone più colpite dagli effetti dell'onda di piena, troviamo Montalto Marina e Malto di Castro, in provincia di Viterbo. In tali zone, il livello dell'onda di piena ha portato una grande quantità di acqua e di fango nei campi fino a raggiungere e sommergere sotto un metro di liquami e fango strade, piazze, seminterrati, giardini, case e alcuni locali pubblici.

Durante la calamità, molte strade della Marina sono state invase da cassonetti dell'immondizia galleggianti, macchine sommerse fino ai finestrini, rami d' albero e buste di plastica spinte dalla corrente.

I danni maggiori sono quelli causati all'agricoltura, con decine di ettari di terreno coltivati allagati. A causa dell'alluvione sono morti anche alcuni animali.

Nelle Fig. 2.17-2.18-2.19 sono presenti i danni provocati dalla calamità nella città di Marina di Montalto.



Fig. 2.19 Effetti provocati dall' onda di piena nel comune di Marina di Montalto (1/3)



Fig. 2.18 Effetti provocati dall' onda di piena nel comune di Marina di Montalto (2/3)



Fig. 2.19 Effetti provocati dall' onda di piena nel comune di Marina di Montalto (3/3)

2.4 Rilievi topografici dell'area e informazioni sperimentali reperite

A causa della mancanza di informazioni riguardanti l'evento di piena, la stima della portata totale transitata dallo sbarramento, può essere ricercata affrontando una simulazione idraulica con modello matematico. Come si vedrà nel capitolo successivo, questa operazione verrà fatta utilizzando il programma di simulazione idraulica Hec-Ras e la simulazione verrà effettuata in regime di moto permanente.

Per riuscire a dare una maggiore robustezza al modello e quindi alle simulazioni effettuate con Hec-Ras, sono state utilizzate due tipi di informazioni:

- Rilievi in formato cad
- Livelli osservati durante l'evento di piena.

Per quanto riguarda il primo punto, durante la fase di simulazione è stato utilizzato un rilievo delle zone interessate aggiornato al 2013 e un altro effettuato nel 2008.⁴

Entrambi i rilievi riportano la planimetria dell'intera area indagata, con l'ubicazione di tutte le sezioni trasversali eseguite a monte del ponte SP107 di attraversamento del Fiora. Ai fini della simulazione, non è stato utile l'utilizzo di sezioni più a valle del ponte.

Nello specifico, durante la fase di simulazione, il rilievo del 2013 è stato utilizzato per coprire l'intera area indagata, mentre quello relativo al 2008 è stato usato solo per il ramo contenente lo sfioratore laterale. Questo tratto infatti non risulta coperto totalmente dal rilievo del 2013.

Per affrontare la fase di simulazione, oltre all'utilizzo dei rilievi sopra citati, sono state utilizzate sia informazioni fornite da testimoni diretti dell'evento,

⁴ I rilievi sono stati eseguiti dalla ditta Helica di Pordenone con tecniche LiDAR (Light Detection and Ranging) e tradizionali, con rilievo di almeno 1 punto ogni 2 m², accuratezza verticale di +/- 5 cm, e restituzione dei dati sotto forma di curve di livello e punti quotati (con una curva di livello ogni 1.0 m e coordinate piane espresse nel sistema WGS84-UTM32N).

sia dati in termini di tirante idrico ricavati tramite l'esame delle tracce lasciate dal passaggio dell'onda di piena.

Nello specifico le informazioni osservate e ricavate sono:

- a) Il livello massimo nell'invaso è stimato pari a 75.80 m slm.⁵
- b) Subito a monte del ponte SP107, l'acqua ha raggiunto una quota che va dai 69.40 ai 69.60 m. s.l.m. Il dato è stato ricavato dalla testimonianza del direttore del museo archeologico etrusco, posto al fianco del vecchio Ponte Romano e ubicato a valle del ponte SP107. Dalla foto in Fig.2.20 resa disponibile dal direttore stesso, scattata la mattina del giorno 12, si può notare il passaggio dell'acqua in sinistra idrografica. Poiché dal rilievo topografico la sponda posta alla sinistra del ponte si trova a 69.40 m. s.l.m., si può considerare che il massimo tirante idrico osservato raggiunto dall'acqua a monte del ponte, abbia raggiunto una quota tra i 69.40 e i 69.60 m. s.l.m. Sempre dalla testimonianza del direttore si evince che il raggiungimento di tale quota è stato causato principalmente dall'occlusione del ponte da parte del materiale flottante trasportato dall'onda di piena, il quale ha causato la tracimazione in sinistra idrografica del ponte stesso.
- c) Nel canale di scarico, in corrispondenza della sezione D2, si è osservato un livello d'acqua pari a 70 m slm. È stato possibile ricavare tale quota osservando le tracce del passaggio della piena. (Fig. 2.21)
- d) Le paratoie dello scarico di alleggerimento, durante l'evento di piena, erano completamente aperte e hanno funzionato sicuramente a battente, dato che il limite inferiore della paratoia (72.30m) si trova a 3.50 m sotto il livello massimo raggiunto dall'invaso. Ciò risulta evidente dall'analisi della foto presente nella Fig.2.22, la quale mostra inoltre che, a causa della pendenza elevata del canale (6%), lo scarico ha presentato un efflusso non rigurgitato. Utilizzando la formula teorica dell'efflusso da luci e nello specifico il caso di luce con spigolo vivo in parete verticale la cui estensione nella direzione verticale non si possa ritenere piccola di fronte al battente (Cap1, par 2), considerando le paratoie completamente e un tirante idrico a monte delle

⁵ La descrizione del dato è stata effettuata nel paragrafo precedente

paratoie, è possibile quantificare la portata uscita dalle due luci, la quale risulta circa uguale a 450 m³/s.

- c) Subito a valle della diga di Vulci si è osservata una quota di 71 m. s.l.m. Questo dato può essere confermato dal confronto delle foto presenti nelle Fig. 2.23, 2.24 La prima mostra lo scarico in fase di piena e risulta scattata alle ore 07:15, la seconda mostra lo stesso la mattina del giorno successivo. Dal confronto delle due foto si deduce come in corrispondenza del ciglio della diga si sia verificata la condizione di efflusso libero e dalla traccia lasciata dalla piena si può inoltre affermare che la quota raggiunta dall'acqua, subito a valle del ponte, si avvicina ai 71 m s.l.m.

L'insieme delle informazioni sopra descritte, unitamente ai rilievi in formato CAD, hanno permesso di procedere nella successiva fase di simulazione.

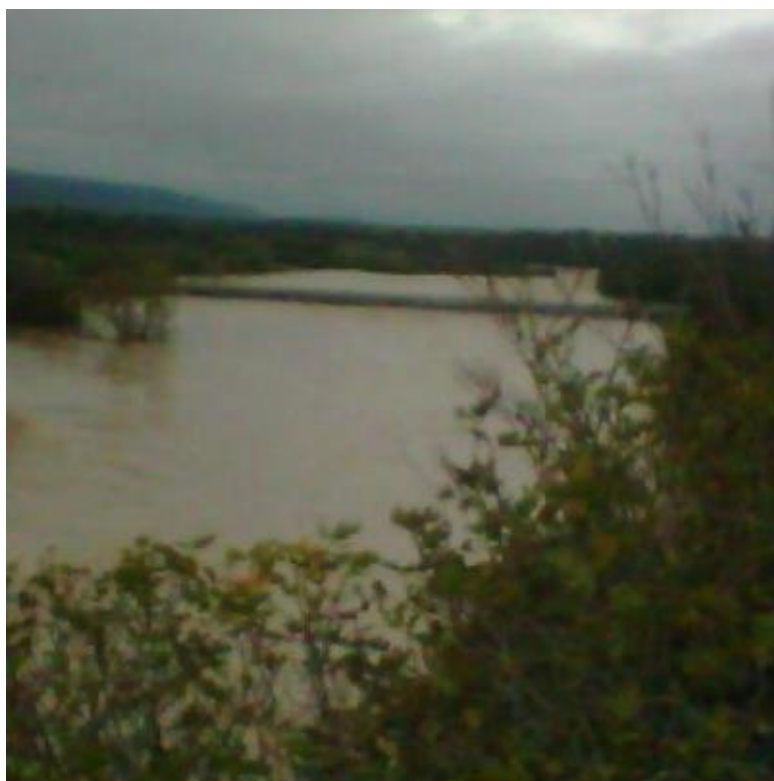


Fig. 2.20 Attraversamento del fiume Fiora della S.S. 100. Stato del corso d'acqua nella mattinata del 12 novembre 2013 ripresa dal vecchio Ponte Romano.



Fig. 2.21 Foto relativa al tratto Scarico superficiale valle all'interno del quale, in corrispondenza della sezione D2, è evidenziato il la traccia dell'onda di piena





Fig. 2.22-2.23 Evento di piena del 12 novembre 2013, fotografie del ciglio tracimante della diga. Foto sopra – 12 novembre ore 07:15; Foto sotto – 13 novembre ore 11:30.

CAP 3 SIMULAZIONE IN HEC-RAS E ANALISI DEI RISULTATI

3.1 Struttura dell'indagine

Da quanto è esposto nel Cap 2 è evidente come la quantificazione della portata massima transitata dagli scarichi dell'impianto di ritenuta idraulica di Vulci durante l'evento di piena, costituisca un elemento di sostanziale importanza, soprattutto se si considera l'intensità dell'evento e la sua ridotta frequenza di apparizione.

Lo studio idraulico dell'evento di piena tramite le equazioni dirette del bilancio dell'invaso è risultato fin dall'inizio piuttosto complicato. I motivi che hanno provocato queste difficoltà sono due:

- a) Scarsa quantità di dati in termini di portata e in termini di altezza dovuta sia al mancato funzionamento del sistema di rilievo automatico, sia perché gli operatori presenti sul campo hanno lasciato per motivi di sicurezza il presidio circa due ore prima del raggiungimento del livello massimo;
- b) Non affidabilità del foglio di condizione. Come già esposto nel Cap 2, Par 2, all'interno di tale documento sono presenti dati in termini di tiranti e in termini di grandezze strutturali, che non sono rappresentativi del reale comportamento idraulico dell'impianto di Vulci.

Per cercare allora di avere una visione quantitativa della calamità, l'unica soluzione è stata quella di sfruttare le potenzialità di un programma di simulazione idraulica, nel nostro caso HEC- RAS, il quale è risultato estremamente utile nella comprensione sia qualitativa che quantitativa del fenomeno di piena.

All'interno del programma, sulla base di tutti dati a disposizione riguardanti piena, sezioni e manufatti, sono state disegnate tre diverse geometrie:

- a) **Geometria completa:** chiamata in questo modo perché comprende tutti i rami, sezioni e strutture presenti nel sistema, allo scopo di simulare il caso nella sua totalità;
- b) **Geometria senza sfioratore e paratoie mobili:** creata a partire dalla geometria completa; sono stati tagliati rami e manufatti semplificando in tal modo la geometria da simulare;

c) *Geometria con solo lo sfioratore laterale*: creata a partire dalla geometria completa; sono stati tagliati tutti i rami presenti, lasciando solamente il tratto contenente lo sfioratore laterale.

Per affrontare la fase di simulazione è stato necessario l'utilizzo di tutti i dati presenti nei rilievi e di tutti i valori di portata e di altezza osservati proprio durante l'evento di piena⁶. Questi ultimi sono stati di fondamentale importanza: inseriti all'interno delle condizioni al contorno e delle condizioni iniziali, hanno permesso di effettuare tutte le simulazioni in moto permanente.

3.2 Utilizzo di Hec-Ras

Nell'affrontare la creazione di un nuovo progetto in HEC- RAS, inizialmente è stato utile delimitare i confini del sistema (Fig. 3.1).



Fig. 3.1 Ambito rappresentato nella "geometria completa".

Partendo da monte è presente il serbatoio del bacino di Vulci, che rappresenta la condizione al contorno di monte nel progetto. Spostandoci poi verso valle incontriamo l'impianto di Vulci con le sue strutture: che nel sistema sono state denominate "*Diga vecchia*", "*paratoie mobili*",

⁶ Cfr. Cap 2, Par. 4

“*sfioratore laterale*”. Una paio di km più a valle troviamo infine il ponte statale SP107, che rappresenta quindi la condizione di valle.

Come visto nel Cap. 2, all'interno della geometria, abbiamo a disposizione diverse informazioni sperimentali raccolte e ricavate proprio durante l'evento di piena. Per avere una comprensione più chiara del fenomeno, le riproponiamo di seguito:

- 1- Il livello massimo raggiunto dall'invaso risulta pari a 75.80 m s.l.m.;
- 2- Il ponte SP107 è stato occluso dal materiale flottante trasportato dalla piena pertanto il livello osservato subito a monte del ponte ha raggiunto una quota che va dai 69.40 ai 69.60 m s.l.m.;
- 3- Le tracce del passaggio della piena nel canale di scarico indicano in corrispondenza della sezione D2 un tirante osservato pari a 70 m. s.l.m.;
- 4- Subito a valle della diga di Vulci, tramite lo studio di una foto scattata proprio durante l'evento di piena, è possibile valutare approssimativamente il tirante idrico presente: 71 m s.l.m. circa;
- 5- Portata defluita dalle paratoie mobili nel canale di sfioro, calcolata con la formula dell'efflusso da luci: 450 m³/s circa.⁷

Tutte queste informazioni, assieme ai rilievi dell'alveo e dei manufatti esistenti, hanno costituito il supporto principale nella fase di simulazione.

La creazione delle diverse geometrie in HEC-RAS è stata preceduta da una fase di digitalizzazione delle sezioni presenti nei rilievi. Questa fase è stata molto importante, ha permesso infatti di creare delle tabelle di quote e progressive da implementare successivamente nel software di simulazione idraulica.

⁷ Cfr. Cap 1, par. 1

Una volta create le tabelle Excel contenenti tutti i dati digitalizzati delle sezioni del rilievo, la fase successiva è stata caratterizzata dalla creazione delle tre geometrie:

- 1- GEOMETRIA COMPLETA;
- 2- GEOMETRIA SENZA SFIORATORE LATERALE E PARATOIE MOBILI;
- 3- GEOMETRIA CON SOLO LO SFIORATORE LATERALE.

Nei paragrafi successivi, la descrizione delle tre geometrie e la loro realizzazione operativa.

3.2.1 Schema della “Geometria completa”

La prima geometria creata è stata chiamata completa perché comprende tutti i rami, sezioni e strutture presenti all'interno dei confini del sistema. Lo scopo di tale geometria è quello di comprendere quantitativamente il fenomeno di piena nella sua totalità.

Operativamente la realizzazione all'interno del software della Geometria Completa inizia con la realizzazione del tratto contenente lo stramazzone a larga soglia (diga di Vulci), nominato ramo *Principale*.

Il ramo in questione parte dalla diga e si conclude con il ponte statale SP107. Disegnato il tratto *Principale*, il passo successivo è stato l'implementazione di tutte le sezioni presenti nel ramo, precedentemente digitalizzate in tabelle Excel. Per ogni sezione implementata all'interno del programma è necessario inserire una serie di informazioni: distanza in metri dalla sezione che si trova più a valle, coefficiente di Manning, rappresentativo della scabrezza presente nei vari tratti dell'alveo, Bank Station, che rappresentano i punti di controllo della sezione.

Nella Fig. 3.2 viene mostrata la rappresentazione in HEC-RAS del tratto *Principale* comprendente tutte le sezioni:

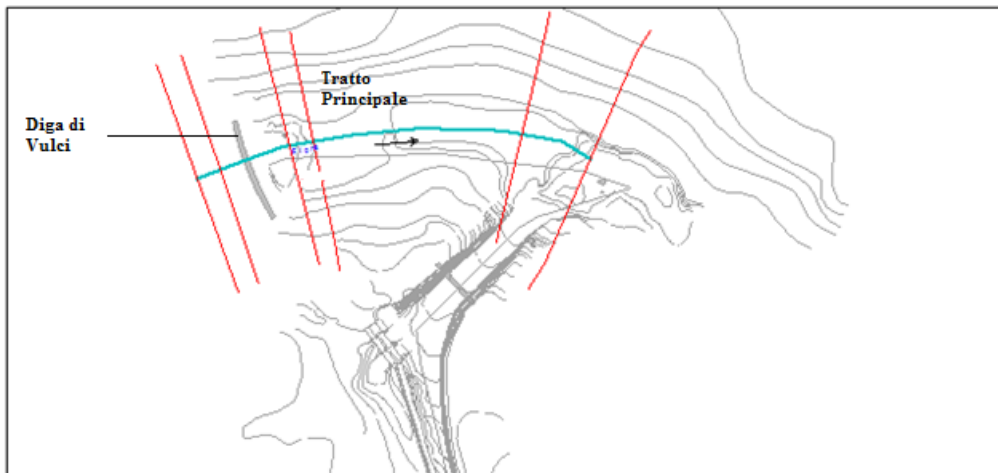


Fig. 3.2: Rappresentazione in HEC-RAS del tratto Principale contenente la diga di Vulci.

Una volta disegnato il primo tratto, il passo successivo è stato creare il ramo rappresentativo del canale di scarico. In HEC-RAS il tratto in questione viene chiamato *Scarico superficiale*.

Quest'ultimo parte da monte dello sfioratore laterale e arriva fino alla giunzione con il tratto *Principale* (Fig. 3.3).

Anche in questo caso, disegnato il ramo, sono state inserite tutte le sezioni corrispondenti.

Per collegare poi il ramo *Principale* con il ramo *Scarico Superficiale* è stato utilizzato il comando di Hec- Ras chiamato Junction. Il programma, in corrispondenza della giunzione, suddivide il ramo *Principale* in due tratti differenti, il secondo dei quali viene nominato *Principale valle*.

La particolarità del comando Junction sta nel fatto che i modelli matematici che utilizza durante il computo possono essere di due tipi:

- a) Conservazione dell'energia;
- b) Conservazione del momento.⁸

Nel caso utilizzassimo la conservazione dell'energia, l'unica informazione da inserire all'interno del software riguarda la lunghezza della giunzione.

⁸ Per una descrizione completa della teoria riguardante l'equazione della conservazione dell'energia e della conservazione della quantità del moto, cfr. Cap 1, Par 1.2.

Per effettuare invece un computo più accurato è possibile adottare il secondo metodo di calcolo usato dalla Junction, ovvero la conservazione del momento. In questo caso l'informazione da inserire riguarda l'angolo che si viene a creare tra i rami collegati. Nel nostro caso tra i rami *Principale* e *Principale valle* si individua un angolo di circa 0° , mentre tra i rami *Scarico superficiale* e *Principale* si individua un angolo di circa 72° .

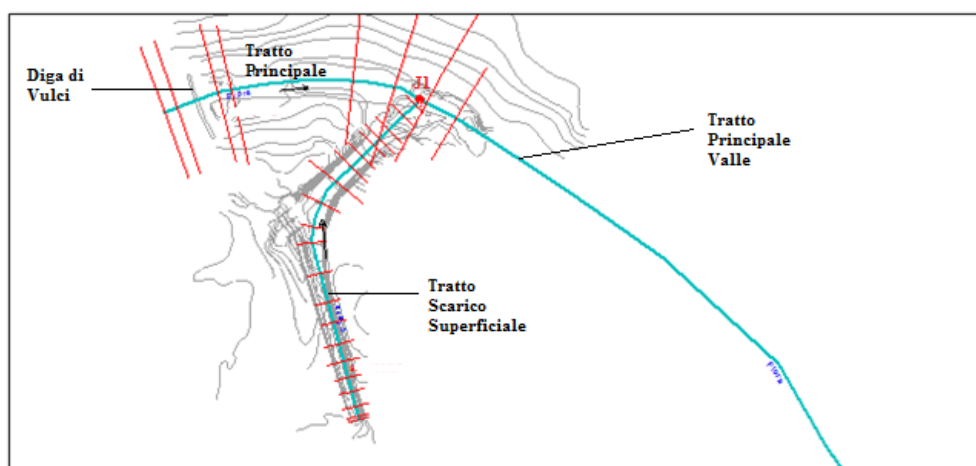


Fig. 3.3 – Rappresentazione nel codice di calcolo HEC-RAS dei rami Scarico Superficiale e Principale Valle

Continuando con il disegno della geometria completa, il passo successivo è stata l'aggiunta del ramo rappresentativo dello scarico delle luci dell'impianto di paratoie mobili. In HEC-RAS il ramo in questione è stato denominato *Scarico luci*. Anche in questo caso è stata utilizzata una junction (J2) e come visto precedentemente, per avere una calcolo più accurato, è stato utilizzato il metodo della conservazione del momento, con una angolo tra lo *Scarico luci* e lo *Scarico di superficie* di circa 72° . Durante la creazione della seconda giunzione (J2), come in precedenza il sistema ha suddiviso il tratto chiamato *Scarico superficiale* in due rami, il secondo dei quali è stato chiamato *Scarico Superficiale Valle* (Fig. 3.4).

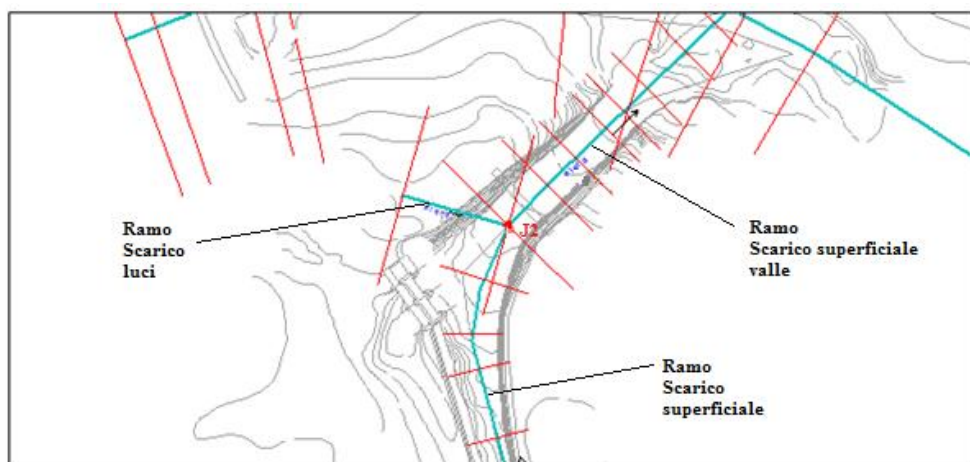


Fig. 3.4 – Inserimento del tratto scarico di alleggerimento, chiamato tratto Luci in Hec – Ras, e successivo inserimento del ramo Scarico superficiale valle.

L'ultimo ramo implementato è stato creato appositamente per l'inserimento della Storage Area. La Storage Area rappresenta il bacino di accumulo posto a monte dell'impianto di Vulci e viene creata inserendo la dimensione in metri del bacino stesso (675 km²) e il minimo tirante idrico (64 m. s.l.m.).

Il ramo in questione è stato chiamato *Immissario*.

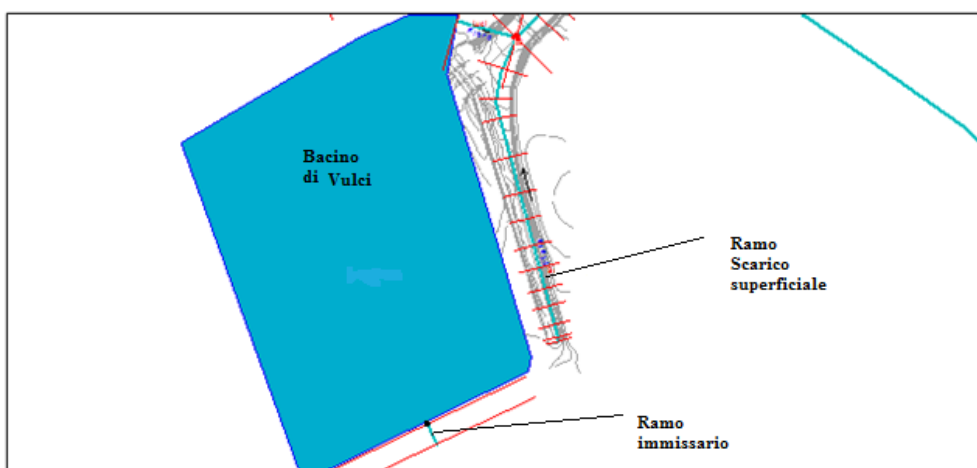


Fig. 3.5 – Inserimento della Storage Area rappresentativa del bacino di Vulci.

Una volta disegnati tutti i rami, si è proceduto inserendo tutte le strutture presenti nel tratto di fiume considerato:

- 1- *Diga vecchia* per il tratto PRINCIPALE;

- 2- *Paratoie mobili* per il tratto SCARICO LUCI;
- 3- *Sfioratore laterale* per il tratto SCARICO SUPERFICIALE;
- 4- *Ponte statale* per il tratto PRINCIPALE VALLE.

Sui dati relativi alle dimensioni di ogni singola struttura si è già ampiamente discusso nel Cap.2, Par.2. Questa parte dello studio ha solo l'intento di mostrare la rappresentazione in HEC-RAS dei manufatti.

Partendo dall'inserimento della diga nel tratto *Principale*, questa operazione è stata effettuata tramite il comando del programma chiamato *Inline Structure*. All'interno dell'editor del comando è stata inserita la digitalizzazione del rilievo. Di seguito si riportano le dimensioni della diga:

- a) Quota soglia= 72.3 m. s.l.m.;
- b) Altezza manufatto = 10 m;
- c) Lunghezza manufatto= 59 m.

In Tab. 3.1 è presente la digitalizzazione del rilievo:

Stazione	Quota
0	80
15	80
15	72.3
85	72.3
85	80
100	80

Tab. 3.1 – Digitalizzazione del rilievo della Diga di Vulci da implementare all'interno del software di simulazione idraulica

Come visto nel Cap 2, par. 2, la realizzazione di un manufatto a monte della diga, di lunghezza 25 m, ha provocato una riduzione della lunghezza utile della soglia sfiorante, la quale passa da 71.0 m a 59.0 m di lunghezza.

In Fig. 3.6 la rappresentazione in HEC- RAS della diga di Vulci

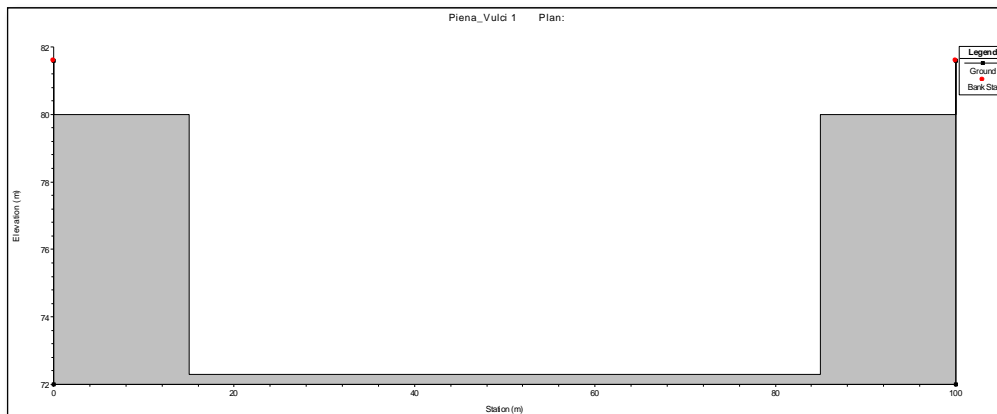


Fig. 3.6 – Rappresentazione in HEC – RAS della diga di Vulci.

Per la rappresentazione dell’impianto di paratoie mobili nel tratto chiamato **Scarico luci**, si è ricorsi al comando chiamato *Inline structure*.

In totale sono state create due geometrie, le quali rappresentano due diversi tipi di comportamento idraulico: luci a battente e luci a stramazzo.⁹

Sono state create due alternative poiché, a causa della mancanza di dati, inizialmente risultava incerto il comportamento delle paratoie mobili durante l’evento di piena. In base alle considerazioni riportate nel Cap 2, par. 2, possiamo affermare che il funzionamento idraulico delle paratoie è stato sicuramente a battente.

Nelle Fig. 3.7- 3.8, la realizzazione della strutture in HEC-RAS con le dimensioni principali:

- a) Quota soglia= 66.50 m. s.l.m;
- b) Dimensioni paratoie = 6.00m * 5.50m;
- c) Larghezza soglia= 2m.

⁹ Per la teoria riguardante il comportamento idraulico delle due tipologie di luci, Cfr. Cap 1.

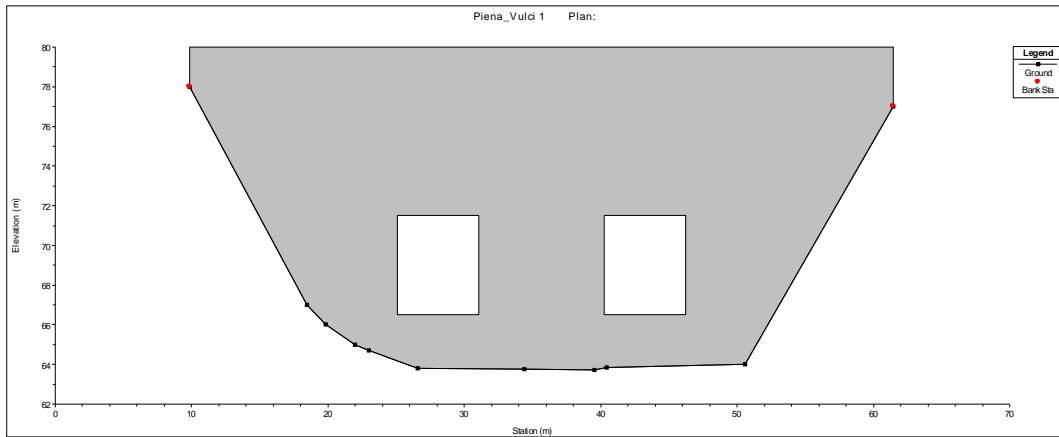


Fig. 3.7 – Rappresentazione In HEC – RAS dell’impianto di paratoie mobili con funzionamento a battente.

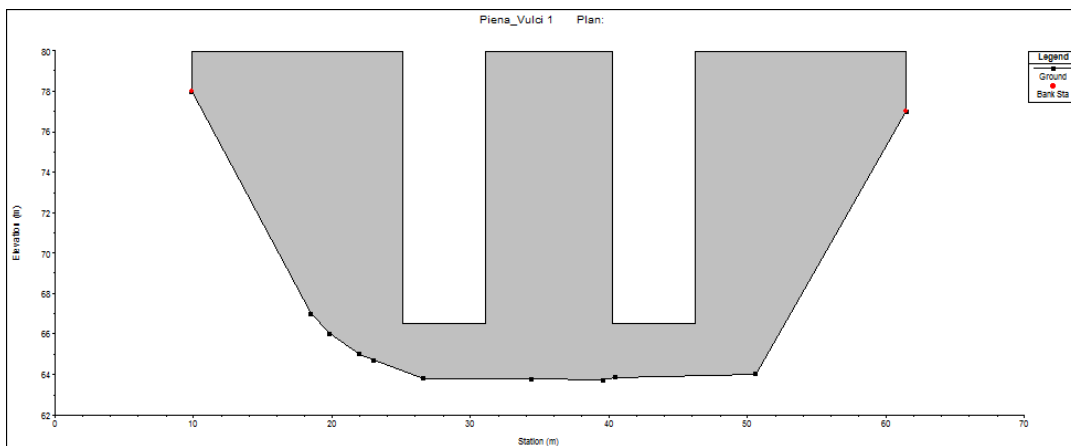


Fig. 3.8 – Rappresentazione In HEC – RAS dell’impianto di paratoie mobili con funzionamento a stramazzo.

Per quanto riguarda invece il disegno dello sfioratore laterale presente nel tratto chiamato *Scarico Superficiale*, questo è stato effettuato tramite il comando Lateral structure (Fig. 3.9).

Considerando sempre lo studio del rilievo del manufatto, riportiamo le sue dimensioni significative:

- a) Quota soglia = 72 m s.l.m.
- b) Lunghezza = 176 m;
- c) Larghezza = 1m.

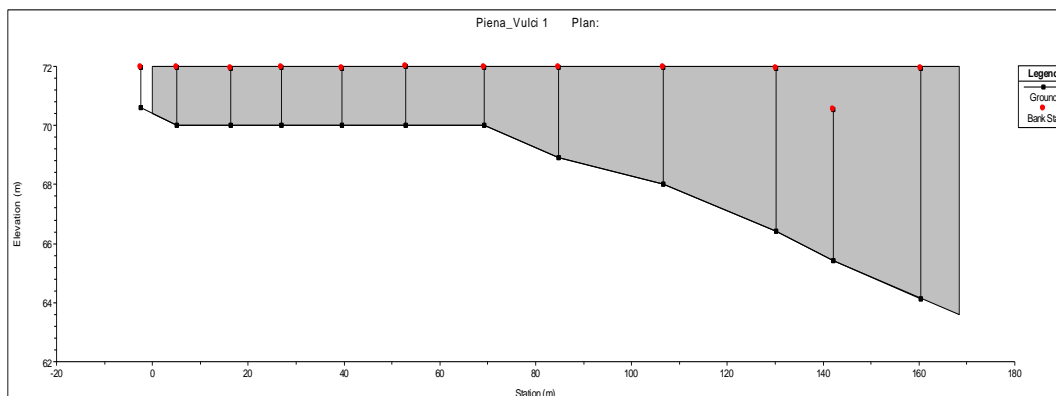


Fig. 3.9 – Rappresentazione in HEC – RAS dello sfioratore laterale presente nel tratto *Scarico Superficiale*.

L'ultima struttura inserita è stata il ponte SP107 nel tratto *Principale valle*, la quale chiude l'intera geometria. Tale struttura è stata creata grazie al comando di HEC-RAS chiamato *Bridge culvert*.

Come per gli altri manufatti, anche in questo caso per la realizzazione della struttura, all'interno dell'editor del programma è stata inserita la digitalizzazione del rilievo con le sue grandezze significative:

- a) Altezza soglia= 69.4 m;
- b) Lunghezza = 200 m.

Stazione	Quota ciglio alto	Quota ciglio basso	Stazione	Quota ciglio alto	Quota ciglio basso
0	69	55	0	69	55
63.61	69	55	63.61	69	55
75.03	69	62	75.03	69	62
84.44	69	64.5	84.44	69	64.5
103.64	69	62	103.64	69	62
116	69	55	116	69	55
200	69	55	200	69	55

Tab. 3.2 – Digitalizzazione del rilievo del ponte statale SP107.

Nelle Fig. 3.10 – 3.11, si mostrano rispettivamente la rappresentazione in HEC-RAS del ponte, visto da monte e da valle, e una foto del manufatto.

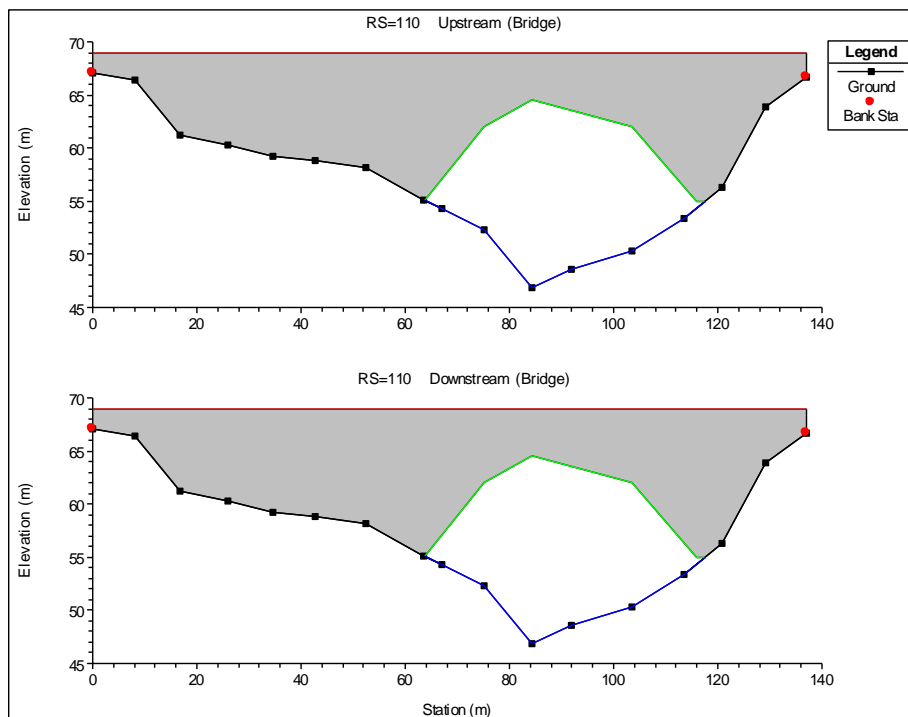


Fig. 3.10 – Rappresentazione in HEC- RAS del ponte sulla statale SP107 visto da monte e da valle.



Fig. 3.11 – Foto del ponte statale SP107 (la sua schematizzazione in Hec-Ras è stata cautelativamente implementata ipotizzando un completo intasamento del telaio portante, ad opera del materiale flottante trasportato in occasione della piena).

Come vedremo in maniera approfondita nel paragrafo riguardante l'analisi degli out-put della simulazione, i risultati ottenuti con la geometria completa si sono rivelati piuttosto instabili. Sulla base di queste instabilità è risultato utile quindi suddividere l'intera geometria in due schemi semplificati, allo

scopo di alleggerire il computo ed evitare la presenza di forti instabilità nei risultati.

3.2.2 - Geometria semplificata (Geometria 2)

Lo schema in questione, presente in Fig. 3.12, è stata creato a partire dalla geometria completa. Per la sua realizzazione sono state eliminate la *Storage Area* e due strutture: *Sfioratore laterale* e *Paratoie mobili*. Inoltre è stato accorciato il ramo chiamato *Scarico Superficiale*, eliminando le sezioni a partire dal tratto di monte dell'impianto, escluse le ultime due sezioni di valle (SEZ 1 SEZ GA.)

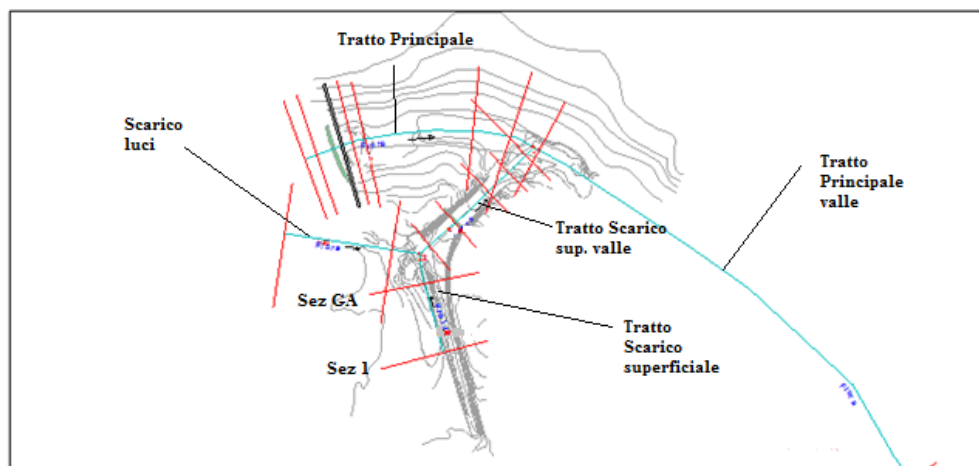


Fig. 3.12 – Rappresentazione in HEC – RAS della Geometria senza lo sfioratore laterale e senza paratoie mobili

3.2.3 Rappresentazione del solo sfioratore laterale (Geometria 3)

Per cercare di dare solidità ai risultati delle simulazioni è stata creata un'ulteriore geometria, comprendente solo lo sfioratore laterale (Fig. 3.13).

Per disegnare questa geometria, come nel caso precedente, si è partiti dalla schema completo. In questo caso sono stati eliminati tutti i tratti e le strutture presenti, in modo da affrontare una simulazione in moto permanente con solo il tratto contenente lo sfioratore laterale.

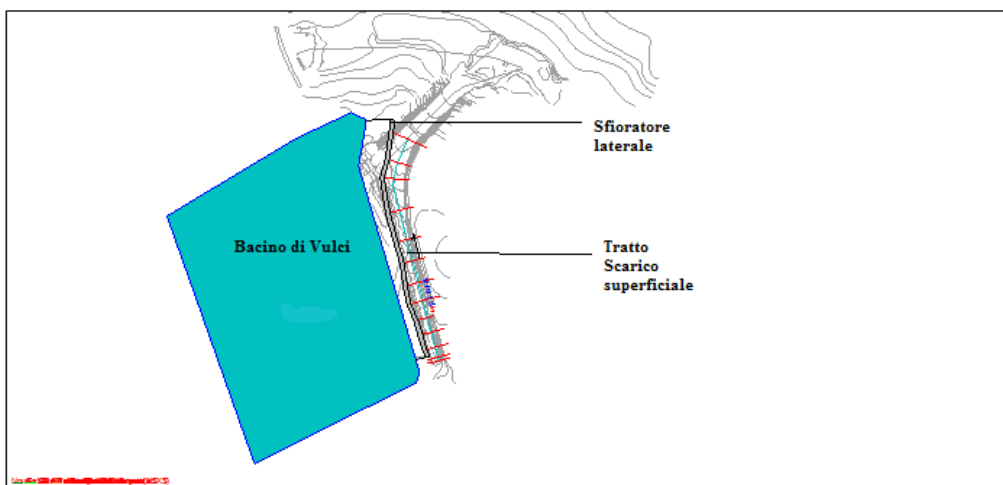


Fig. 3.13 – Rappresentazione in HEC- RAS della geometria contenente solo lo sfioratore laterale.

3.3 Simulazioni in moto permanente

Nei paragrafi precedenti è stata mostrata la procedura per la realizzazione delle diverse geometrie che dovranno essere simulate in moto permanente all'interno del software di simulazione idraulica.

La scelta di effettuare in HEC-RAS la modellazione matematica in regime permanente è motivata da due principali cause:

- a) Mancanza di dati circa l'evoluzione temporale delle portate scaricate: le uniche informazioni osservate si riferiscono solamente ai massimi livelli;
- b) La ridotta velocità di variazione della piena: la continuità della sollecitazione meteorica e la dimensione del bacino di Vulci hanno generato un evento la cui evoluzione temporale è stata caratterizzata da una ridotta velocità di variazione, quindi si deduce che l'istante in cui si sono verificati i massimi livelli idrometrici è assimilabile ad un regime che risulta prossimo a quello di moto permanente.

Come è risaputo, HEC-RAS ricorre alla modellazione matematica in regime permanente risolvendo le equazioni del moto, corrispondenti ai profili di pelo libero in regime permanente. Le equazioni risolte dal codice possono essere di due tipi:

- Equazione dell'energia;
- Equazione della quantità di moto.¹⁰

Nel nostro caso la scelta è ricaduta sull'equazione della quantità di moto. Tale equazione infatti risulta più adatta a trattare casi di confluenza tra più correnti con angolazione non trascurabile. Nel presente studio la confluenza è rappresentata dall'incontro del tratto *Principale* e del tratto *Scarico superficiale*, i quali alimentano insieme il tratto *Principale Valle*.

¹⁰ Per la teoria riguardante la risoluzione dei profili di moto permanente in Hec-Ras, cfr Cap 1, par 2

Per risolvere le equazioni del momento, Hec- Ras necessita di alcune informazioni da inserire in input, riguardanti caratteristiche dell'alveo e parametri utili per effettuare il computo:

- a) *Coefficiente di Manning*, riguardante la scabrezza del fondo e delle sponde dell'alveo e che, a seconda della diversa tipologia dei materiali costituenti, assume un valore che varia da $0.033 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$ a $0.060 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$. Nel caso in questione la diversa scelta del valore di Manning non assume una particolare interesse. A valle della giunzione tra i due flussi, le velocità ridotte rendono infatti minima la variazione del valore della perdita idraulica derivante da una assegnazione differente del valore di scabrezza nell'alveo. Tale variazione risulta minima anche a monte della giunzione, essendo le sezioni del tratto estremamente omogenee tra di loro.

Per questo motivo il coefficiente di Manning utilizzato nel progetto, in base alla composizione dell'alveo, è stato scelto in un range che varia tra $0.033 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$ a $0.040 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$. Come vedremo in seguito, le tabelle riassuntive dei risultati delle simulazioni confermano come l'utilizzo di diversi coefficienti di scabrezza non produce una variazione apprezzabile nei livelli idrici;

- b) *Coefficiente di contrazione e di espansione* delle sezioni. I valori sono scelti dal prompt dei comandi di Hec-Ras e sono pari a $C_c = 0.10$ per il coefficiente di contrazione e a $C_e = 0.30$ per quello di espansione. Questi valori sono rimasti costanti per tutte le simulazioni effettuate, essendo la gradualità dell'area di deflusso nei vari tratti dell'alveo estremamente ridotta. L'unico caso particolare riguarda l'area del bacino compresa tra la diga e il lago. In tal caso la presenza di una manufatto, posto circa a 25 m a monte della diga, produce di fatto una brusca variazione di sezione;

- c) *Distanza massima di interpolazione*: per agevolare il calcolo delle equazione del momento sono state generate delle sezioni intermedie tra quelle presenti nei rilievi. Quest'operazione in Hec-Ras è stata effettuata sfruttando la possibilità che ha il software di poter interpolare le sezioni e produrre quindi un aumento della precisione nei risultati delle simulazioni. Nel nostro caso la distanza massima di interpolazione è pari a 50 m.

Per affrontare le varie simulazione sono necessarie poi tutte quelle informazioni che riguardano l'evento di piena. In particolare sono utili quei valori in termini di portata e di altezza del tirante idrico, osservati nell'intorno temporale dell'evento di piena. Durante le fasi di simulazione, tali informazioni, trattate in maniera più approfondita nel Cap.2, par 4, vengono usate come condizioni iniziali e come condizioni al contorno e vengono scelte in base alla geometria adottata e di conseguenza alla simulazione da effettuare.

Nel nostro caso sono state fatte tre simulazioni differenti:

- a) Simulazione 1 (Geometria completa):** nel caso in questione la simulazione in moto permanente è stata effettuata sfruttando l'intera geometria, comprendente tutte le sezioni e tutti i manufatti.

Nel complesso lo scopo delle simulazioni è determinare la portata totale transitata durante l'evento di piena nel tratto *Principale Valle*. Nello specifico, considerando i dati osservati, la simulazione deve stabilire la portata transitata nel tratto *Principale*, sapendo che il tirante idrico raggiunto dall'acqua a monte della diga vecchia è pari a 75.80 m s.l.m., stabilire la portata transitata nel tratto chiamato *Scarico superficiale valle*, sapendo che nella sezione D2 il tirante idrico raggiunto dall'acqua è pari a 70 m e infine stabilire la portata uscente dallo sfioratore laterale, per il tratto *Scarico superficiale*.

Per soddisfare queste richieste sono state inserite condizioni iniziali in termini di portata e condizioni al contorno in termini di tirante idrico.

Per quanto riguarda le prime, nel tratto *Principale* è stata inserita una portata variabile, compresa tra **600 m³/s** e **650 m³/s**, per il tratto *Scarico superficiale*, contenente lo sfioratore laterale, è stata inserita una portata variabile da **330 - 390 m³/s**, per il tratto *Scarico luci*, invece, è stata inserita la portata calcolata tramite la formula teorica dell'efflusso da luci a spigolo vivo in parete verticale, pari a **450 m³/s**. Complessivamente nel tratto *Scarico superficiale valle* è stata inserita una portata variabile da **500 a 850 m³/s**

Per quanto concerne le condizioni al contorno, quella di monte è rappresentata dal tirante **h= 75.80 m s.l.m.**, sia per il tratto *Principale* che per il tratto *Scarico superficiale*, mentre la condizione al contorno di valle

invece è rappresentata dai valori **69.40** e **69.60 m s.l.m.**, determinati in base all'analisi della condizione di tracimazione del ponte sulla statale.

- b) Simulazione 2 (Geometria senza sfioratore e paratoie mobili):** lo scopo di questa simulazione è sempre quello di stabilire la portata totale transitata durante l'evento di piena. Nello specifico la Simulazione 2 deve stabilire la portata transitata nel tratto *Principale*, sapendo che il tirante idrico raggiunto dall'acqua a monte della diga di Vulci è pari a $h = 75.80$ m s.l.m. e stabilire la portata transitata nel tratto chiamato *Scarico superficiale*, sapendo che nella sezione D2 il tirante idrico raggiunto dall'acqua è pari a **$h = 70$ m.**

A differenza della Simulazione 1, qui non interessa calcolare la portata uscente dallo sfioratore e dalle paratoie mobili ma solo quantificare la portata che attraversa il tratto chiamato *Scarico Superficiale valle*, somma della portata uscente dalle paratoie mobili (tratto *Scarico luci*) e dallo sfioratore laterale (tratto *Scarico superficiale*)

Per affrontare la simulazione sono state inserite condizioni iniziali e condizioni al contorno.

Per quanto riguarda le prime, nel tratto *Principale* è stata utilizzata una portata che varia da **600** a **650 m³/s**, mentre nel tratto *Scarico superficiale*, è stata usata una Q variabile da **800** a **840 m³/s**. Nei restanti tratti, *Scarico Luci* e *Scarico superficiale valle*, è stata inserita una portata pari a **450 m³/s** per il primo tratto e una portata variabile da **330-390 m³/s** per il secondo.

Per le condizioni al contorno di monte è stata usata **$h = 75.80$ m s.l.m.** per il tratto *Principale*, mentre per il tratto *Principale valle* sono state inserite le condizioni: **$h = 69.4/69.6$ m s.l.m.**

- c) Simulazione 3 (Geometria con solo lo sfioratore laterale):** Quest'ultima simulazione ha lo scopo di studiare l'andamento del profilo della corrente nel tratto contenente lo sfioratore laterale e di capire se la portata e il profilo stesso risultino congruenti con la realtà dell'evento di piena con la simulazione effettuata in precedenza.

Anche in questo caso si ricerca quella portata che produce un tirante idrico pari a **$h = 75.80$ m. s.l.m.** a monte dello sfioratore laterale.

Per questa geometria le condizioni iniziali di portata inserita variano da **200** ai **350 m³/s**, mentre la condizione al contorno è rappresentata solo da quella di valle, pari a **71.25 m s.l.m.** Quest'ultimo dato, derivante dai risultati della Simulazione 2, sarà discusso nel paragrafo successivo riguardante l'analisi dei risultati.

Nelle tabelle successive vengono riassunte le condizioni iniziali e le condizioni al contorno utilizzate durante la simulazione, suddivise in base alla geometria utilizzata:

SIMULAZIONE 1

Tabelle contenenti i valori relativi alle condizioni iniziali e alle condizioni al contorno, utilizzati per effettuare la simulazioni sfruttando la **Geometria completa**.

Tab. 3.3-Condizioni iniziali (m³/s)

RAMI	PF 1	PF 2	PF 3	PF 4	PF 5	PF 6	PF 12
Principale	630	630	630	630	630	630	630
Scarico sup.	330	340	350	360	370	380	390
Scarico Luci	450	450	450	450	450	450	450
Scarico sup. valle	780	790	800	810	820	830	840
Principale valle	1410	1420	1430	1440	1450	1460	1470

Tab 3.4-Condizioni al contorno (m)

RAMI	Condizione di monte	Condizione di valle
Principale	75.8	J1
Scarico sup. Valle	//	J2
Luci	//	J2
Scarico sup.	J2	J1
Principale Valle	J1	69.4/69.6

Legenda

PF= Profilo di corrente;

J1= Confluenza tra il ramo *Principale* e il ramo *Scarico superficiale valle*;

J2= Confluenza tra il ramo *Luci* e il ramo *Scarico superficiale*

SIMULAZIONE 2

Tabelle contenenti i valori relativi alle condizioni iniziali e alle condizioni al contorno utilizzati per effettuare la simulazione sfruttando la **Geometria senza sfioratore e paratoie mobili**.

Tab. 3.5- Condizioni iniziali (m^3/s)

RAMI	PF 1	PF 2	PF 3	PF 4	PF 5	PF 6	PF 7	PF 8	PF 9	PF 10	PF 11	PF 12
Principale	630	630	630	630	630	630	630	630	630	630	630	630
Scarico sup.	330	340	350	355	356	356	358	359	360	370	380	390
Scarico luci	450	450	450	450	450	450	450	450	450	450	450	450
Scarico sup. valle	780	790	800	805	806	807	808	809	810	820	830	840
Principale valle	1410	1420	1430	1435	1436	1437	1438	1439	1440	1450	1460	1470

Tab. 3.6-Condizioni al contorno (m)

RAMI	Condizione di monte	Condizione di valle
Principale	75.8	J1
Scarico sup.	∞	J2
Scarico Luci	∞	J2
Scarico sup. Valle	J2	J1
Principale_Valle	J1	69.4/69.6

Legenda

PF= Profilo di corrente;

J1= Confluenza tra il ramo *Principale* e il ramo *Scarico superficiale valle*;

J2= Confluenza tra il ramo *Luci* e il ramo *Scarico superficiale*

SIMULAZIONE 3 (Geometria con solo lo sfioratore laterale)

Tabelle contenenti i valori relativi alle condizioni iniziali e alle condizioni al contorno, utilizzati per effettuare la simulazioni sfruttando la **Geometria con solo lo sfioratore laterale**

Tab. 3.7-Condizioni iniziali

RAMI	PF 1	PF 2
Scarico_SupValle	221	221
Scarico_SupValle	231.75	221
Scarico_SupValle	242.5	221
Scarico_SupValle	253.25	221
Scarico_SupValle	264	221
Scarico_SupValle	274.75	221
Scarico_SupValle	285.5	221
Scarico_SupValle	296.25	221
Scarico_SupValle	307	221
Scarico_SupValle	317.75	221
Scarico_SupValle	328.5	221
Scarico_SupValle	339.25	221
Scarico_SupValle	350	221

Tab. 3.8-Condizioni al contorno

RAMI	Condizione di monte	Condizione di valle
Scarico_sup	75.8	71.25

Legenda

PF= Profilo di corrente;

J1= Confluenza tra il ramo *Principale* e il ramo *Scarico superficiale valle*;

J2= Confluenza tra il ramo *Luci* e il ramo *Scarico superficiale*

3.5 Analisi dei risultati

Per quanto riguarda le prime due geometrie (*Geometria completa*, *Geometria senza sfioratore e paratoie mobili*) per ognuna di esse sono state effettuate 4 simulazioni differenti:

- a) Caso 1 $n = 0.033 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$ - $h_v = 69.4 \text{ m}$;
- b) Caso 2 $n = 0.033 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$ - $h_v = 69.6 \text{ m}$;
- c) Caso 3 $n = 0.040 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$ - $h_v = 69.4 \text{ m}$;
- d) Caso 4 $n = 0.040 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$ - $h_v = 69.6 \text{ m}$.

dove con **n** indichiamo il coefficiente di scabrezza di Manning, e con **h_v** la condizione di valle.

Per quanto riguarda la terza geometria (*Geometria con solo lo sfioratore laterale*) è stata effettuata una simulazione facendo variare il valore di scabrezza di *Manning* da $0.033 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$ a $0.040 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$ con una condizione di valle pari a 71.25 m. s.l.m. (valore che viene ricavato dai risultati della simulazione della seconda geometria).

Le tabelle dei risultati raggruppano diverse informazioni: le tabelle di tipo A presentano le principali grandezze geometriche delle sezioni che costituiscono il modello, nonché i parametri che definiscono le caratteristiche idrauliche del moto, portata fluente e scabrezza. Nelle stesse tabelle sono riportate la quota calcolata del pelo libero, il raggio idraulico, la velocità media della corrente e il corrispondente numero di *Froude*, informazioni utili per individuare eventuali tratti d'alveo nei quali la corrente è di tipo supercritico o dove potrebbero localizzarsi risalti idraulici, con conseguenti possibili problemi di tipo erosivo.

Per maggiore facilità di lettura le tabelle riportano i risultati suddividendo il tratto di Fiora esaminato nei diversi rami fluviali che compongono la geometria considerata,

La Tab. di tipo B riportano invece il confronto tra i tiranti idrici osservati e quelli calcolati tramite modello, nelle sezioni dove è stato possibile acquisire informazioni circa il massimo livello osservato, cioè la Sez.D2 e la Sez. NDS. Nelle tabelle di tipo B è inserita anche la Sez.SA, per la quale il tirante idrico di 75.80 m s.l.m. osservato è comparato al carico idraulico

totale risultante dal modello, somma del livello liquido e del carico cinetico; in corrispondenza del manufatto adibito a deposito materiale, dove è stata osservata la quota di 75.80 m. s.l.m., la velocità del flusso può essere ritenuta nulla.

Partendo dai risultati della **SIMULAZIONE 1** (*Geometria completa*), è possibile notare come alcuni out-put ottenuti non siano rappresentativi della realtà del fenomeno. Osservando le tabelle di tipo B è possibile notare questo fatto. Prendendo in considerazione le Tabelle B1 relative alla sezione SA per il tratto *Principale*, notiamo come il valore di portata pari a 630 m³/s permette di ottenere un carico idraulico totale in ottimo accordo con l'evidenza sperimentale (h= 75.80 m s.l.m.); poiché la presenza della diga costituisce un elemento di disconnessione idraulica, il carico totale calcolato mediante la simulazione è indipendente sia dal coefficiente di scabrezza assegnato ai rami che compongono il modello, sia dal livello assunto come condizione al contorno di valle. In aggiunta considerando la formula teorica dell'efflusso da uno stramazzo in parete grossa¹¹, con un massimo tirante idrico a monte della diga pari a 75.80 m s.l.m., e inserendo le dimensioni della struttura, la portata calcolata teoricamente risulta nell'ordine di 600 m³/s, in accordo quindi con il dato simulato dal codice HEC-RAS. Continuando ad analizzare il caso 2 della Tabella B1 per la sezione SA (Manning 0.040 m^{-1/3}.s.), i risultati confermano anche come la disconnessione idraulica provocata dal manufatto, non influenza il tirante a monte della diga al variare del coefficiente di Manning.

Analizzando invece le Tabelle B1 relative alla sezione D2 per il tratto *Scarico superficiale valle*, qui è possibile notare le instabilità dei risultati citate sopra. In tali tabelle si nota come l'intervallo entro cui collocare il valore di portata transitata nel tratto (500 – 850 m³/s) non riesca a raggiungere la condizione osservata nella sezione D2, pari a 70 m s.l.m. Come si nota dalle tabelle, per raggiungere tale quota servirebbe una portata ancora più bassa di 500 m³/s. Ma considerando che durante l'evento di piena, con un tirante di 75.80 m s.l.m., con paratoie completamente aperte, dall'impianto di paratoie mobili è transitata una porta di circa 450 m³/s,

¹¹ Cfr. Cap 1. par. 1.2.

facendo la differenza tra la Q totale transitante lo *Scarico superficiale valle* e la Q transitante le paratoie mobili, tale differenza dovrebbe restituire un valore di portata uscente dallo sfioratore laterale eccessivamente basso rispetto alla reale capacità di scarico dello sfioratore laterale. Basti ricordare che dalle indagini idrauliche effettuate da Enel, nel caso di livelli idrici a quota di 74 m. s.l.m. e paratoie completamente aperte, la portata massima esitabile dallo sfioratore laterale risulta nell'ordine dei 350-400 m³/s.

Risulta evidente quindi come il risultato ottenuto nelle Tabelle B1 per la sezione SA, non sia coerente con la realtà del fenomeno. Anche considerando i risultati ottenuti con un diverso coefficiente di Manning e una diversa condizione di valle (casi 2,3,4), si ottiene sempre una portata transitante dallo scarico di alleggerimento troppo bassa rispetto a ciò che è avvenuto realmente durante l'evento di piena.

Considerando poi risultati relativi alla sezione NDS (Tabella B1, Sez. NDS, casi 1,2,3,4) è possibile notare come i valori di portata rilasciata dal complesso dei due scarichi di superficie e di alleggerimento produca un livello idrico alla sezione NDS più basso rispetto alla quota osservata (71 m s.l.m.). Dalle tabelle si nota che solo per una portata uscente dal tratto scarico superficiale di valle dell'ordine di 800 m³/s, e variando il coefficiente di Manning e la condizione di valle (casi 3 e 4), si ottengono tiranti più vicini al valore osservato.

Per i motivi sopra esposti, quindi, i risultati ottenuti dalla SIMULAZIONE 1 per la Geometria completa, non sono da considerarsi rappresentative della realtà dell'evento.

Una spiegazione di questo fatto, può essere ritrovata nei limiti di calcolo che può avere un programma di simulazione come HEC.RAS, il quale, molto probabilmente, non riesce a restituire risultati stabili se viene implementato all'interno del software una geometria pesante, contenente cioè troppe informazioni.

E' proprio per tali motivi che si è presentata la necessità di affrontare la simulazione con una geometria più semplice.

Osservando i risultati della SIMULAZIONE 2 (*Geometria senza sfioratore e paratoie mobili*) è possibile notare come un alleggerimento della geometria possa indurre il software a restituire risultati più vicini alla realtà dell'evento.

Analizzando le Tabelle A2 per la SIMULAZIONE 2, queste presentano come sappiamo le principale grandezza in gioco, calcolate facendo variare il coefficiente di Manning e la condizione di valle (Caso 1, Caso 2, Caso 3, Caso 4). Le grandezze più importanti sono rappresentate dalla quota del pelo libero e della portata. Come per la SIMULAZIONE 1, anche qui i risultati sono riportati per i diversi rami che compongono il modello:

- a) *Principale*;
- b) *Scarico superficiale*;
- c) *Principale Valle*;
- d) *Scarico superficiale valle*;
- e) *Luci*.

I risultati ottenuti, sono riferiti allo scenario che assume come portata in ingresso al ramo *Principale* una portata pari a **630 m³/s** e come portata uscente dal tratto *Scarico superficiale valle* una portata pari a **800 m³/s**.

La scelta di riferirci a questo scenari deve essere ritrovata nelle tabelle di Tabelle B2 ottenute sempre per la SIMULAZIONE 2, le quali riportano il confronto tra i tiranti idrici osservati e quelli calcolati tramite il modello, in quelle sezioni dove sono disponibili una serie di livelli osservati. Le sezioni in questione sono come al solito: la sezione SA nel tratto *Principale*, dove il livello idrico osservato risulta pari a 75.80 m s.l.m., sezione NDS, sempre nel tratto *Principale*, dove si è raggiunto un livello osservato di 71 m s.l.m. e infine la sezione D2 nel tratto *Scarico superficiale valle* dove è presente un livello osservato pari a 70 m s.l.m. In totale abbiamo 4 tabelle che mostrano i risultati ottenuti al variare del coefficiente di Manning (0.033 m^{-1/3}.s, 0.040 m^{-1/3}.s) e della condizione di valle (69.4, 69.6 m. s.l.m.).

Analizzando i risultati delle tabelle di Tabelle B2 e comparando i livelli idrici osservati con quelli calcolati dalla simulazione, notiamo che al variare della scabrezza, per i tratti *Principale* e *Principale valle*, abbiamo differenze

in termini di livelli inferiori a 0.20 m. I risultati confermano quanto anticipato nei paragrafi precedenti e cioè il limitato impatto sui risultati della simulazione conseguente ad una variazione dei valori di resistenza dell'alveo. Questo fatto non è confermato in maniera così evidente nella tabelle riguardante il ramo *Scarico superficiale valle*. Qui le differenze sono dell'ordine di 0.30 m.

Continuando ad analizzare le Tabelle B2, più precisamente per la sezione SA (tratto *Principale*), qui la portata in ingresso varia da 610 a 650 m³/s. Dai risultati notiamo come una portata di 630 m³/s permette di ottenere un carico idraulico totale pari a 75.80 m, in accordo con l'evidenza sperimentale. Questo valore risulta confermato anche facendo variare il coefficiente di Manning. Questo è spiegato dal fatto che la presenza della diga, costituisce un elemento di disconnessione idraulica, quindi il carico totale calcolato mediante la simulazione risulta indipendente sia dal coefficiente di Manning, sia dal livello assunto come condizione di valle.

Per quanto riguarda le tabelle relative al ramo *Scarico superficiale valle* nella sezione D2, in ingresso al tratto è presente una portata variabile da 800 a 840 m³/s. Questo intervallo di stima appare peraltro conservativo in quanto se si esaminano i risultati ottenuti con la condizione di livello a valle pari a 69.60 m s.l.m. e/o nell'ipotesi di scabrezza più elevata, Casi 2, 3 e 4, il valore inferiore dell'intervallo, pur considerando l'incertezza insita nella simulazione matematica, sembrerebbe preferibile.

Analizzando invece, sempre lo stesso tipo di tabelle, ma più precisamente quelle riguardanti la sezione NDS nel ramo Principale, qui sembra evidente che valori di portata rilasciata dal complesso dei due scarichi di superficie e di alleggerimento inferiori a 780 m³/s, producono un livello idrico alla sezione NDS non particolarmente cautelativo; con tale portata solo nella condizione più sfavorevole, livello di valle pari a 69.60 m s.l.m. e scabrezza $n = 0.040 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$, il calcolo produce infatti un livello idrico superiore, 71.17m s.l.m. contro i 71.0 stimati in base alle osservazioni sperimentali.

Allora combinando i risultati riguardanti il confronto tra i livelli osservati e quello calcolati nelle sezioni D2 e NDS e tenendo conto del grado di approssimazione che la simulazione comporta, si è arrivati alla conclusione

che la portata pari a **800 m³/s**, rilasciata dallo *Scarico superficiale di valle*, somma della portata uscente dalle luci delle paratoie mobili e dallo sfioratore laterale, è quel valore che si avvicina più verosimilmente alla quantificazione della dinamica dell'evento.

Nel complesso quindi dalle tabelle di tipo B per la Simulazione 2, si è ricavato:

- a) La portata transitata nel tratto contenente la diga (*Principale*) che riesce a raggiungere una quota di 75.80 m nella sezione SA e 71 m nella sezione NDS è pari a **Q=630 m³/s**.
- b) La portata transitata nel tratto *Scarico superficiale valle*, somma della portata uscente dalle paratoie mobili e dallo sfioratore laterale, che si avvicina alla quota 70 m nella sezione D2, risulta pari a **Q=800 m³/s**

Queste portate rappresentano quindi i più probabili valori di portata massima esitata dai due scarichi. In questo modo quindi è stato anche spiegato il motivo del perché le tabelle di tipo A sono riferite ad una Q= 630 m³/s per il tratto *Principale* e ad una Q= 800 m³/s per il tratto *Scarico superficiale valle*.

Con tali valore, quindi, è possibile quantificare la portata totale transitata nel ramo *Principale valle*, somma della portata transitata nel tratto *Principale* e della portata uscente dal tratto *Scarico superficiale valle*, pari a **1430 m³/s**.

Il valore sopra stimato identifica in realtà la portata massima rilasciata a valle dallo sbarramento, portata che non coincide con il colmo di piena affluito all'invaso a seguito dell'effetto laminativo esercitato dal serbatoio. La differenza tra massima portata affluita e massima portata defluita è comunque stata di entità decisamente limitata in quanto il volume di invaso di cui lo sbarramento dispone è modesto in rapporto al volume della piena affluita; tra 72.00 e 74.00 m s.l.m. tale volume risulta quantificabile in base al rilievo topografico in circa $1.2 \cdot 10^6$ m³, con una superficie del lago a 74.00 m s.l.m. di ≈ 1.0 km². Considerando la dimensione del bacino idrografico, 675 km², e le caratteristiche dell'evento meteorico, contraddistinto da intensità elevata sulla durata di 12-24 ore e non da scrosci di particolare violenza, è inoltre ragionevole pensare ad un idrogramma di piena con ridotto rapporto tra massima portata al colmo e massima portata media sulla

durata di 1.0-2.0 ore. Anche le Fig. 2.11e 2.12 confermano che tra le 08:23 e le 08:33, cioè nell'intorno dell'istante di massimo rilascio a valle, il livello dell'invaso era stabile e non evidenziava variazioni significative, elemento da cui si deduce che la portata di piena in entrata al serbatoio e da questo invasata era pressoché nulla.

A titolo puramente cautelativo si è comunque ipotizzato che il colmo di piena entrante nel serbatoio sia leggermente maggiore dei 1430 m³/s sopra stimati, e si assume che l'idrogramma di piena affluito all'invaso sia stato caratterizzato da una portata massima di 1450 m³/s;

Per cercare di dare più robustezza ai risultati della SIMULAZIONE 2, è stata effettuata un'ulteriore simulazione (SIMULAZIONE 3) in moto permanente sfruttando la geometria comprendente solo lo sfioratore laterale.

Nella SIMULAZIONE 3 è stata inserita una condizione iniziale di portata variabile da 200 a 350 m³/s. Come condizione di valle è stato inserito il valore 71.25 m. s.l.m. La condizione di valle deriva dai risultati della SIMULAZIONE 2 (osservare la Tabella A2, tratto Scarico superficiale, caso 1) per la quale si ricava che una portata di 800 m³/s transitante nel tratto *Scarico superficiale valle*, produce una portata in uscita dallo sfioratore laterale pari a 350 m³/s, con un livello raggiunto dall'acqua nella sezione di chiusura del tratto (Sez. 1) pari a 71.25 m. s.l.m.

Lo scopo della SIMULAZIONE 3 deve essere ritrovato ricordando le analisi idrauliche effettuate nel Cap 2, par. 2. Dalle analisi delle Fig. 2.8 si è arrivati alla conclusione che il profilo idraulico che si instaura sullo sfioratore laterale durante l'evento di piena, ha determinato una condizione di efflusso rigurgitato lungo il tratto di soglia più lontana dalle due paratoie di alleggerimento; quindi lo scopo di tale simulazione è quello di capire se la portata sopra citata (350 m³/s) riproduce nella un profilo confrontabile con la realtà dell'evento di piena.

Dall'analisi della Tabella A3, riferite a due scenari con coefficienti di scabrezza differenti (0.033 m^{-1/3}.s, 0.040 m^{-1/3}.s), si evince come a monte dello sfioratore raggiungiamo un tirante idrico pari a 75.80 m con un **Q=221**

m^3/s . Questo risultato è evidenziato anche dallo studio del profilo della onda Fig. 3.14.

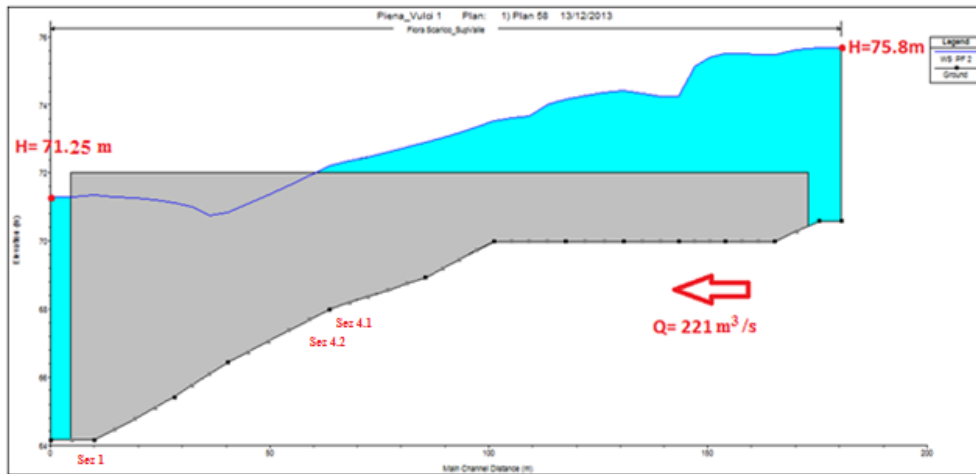


Fig. 3.14 Profilo del pelo libero in condizioni di moto stazionario simulato dal programma di calcolo per lo sfioratore laterale con una portata in ingresso di $221 \text{ m}^3/\text{s}$

Per verificare la bontà della simulazione, alla portata $221 \text{ m}^3/\text{s}$ è stata poi sommata una portata aggiuntiva. L'attribuzione aggiuntiva di portata viene inserita nella parte dello sfioratore non rigurgitato, in cui il profilo va sotto il livello della struttura (Fig. 3.14, Sez. 4.1),

La portata aggiuntiva inserita è stata calcolata in tal modo:

$$Q_{\text{agg}} = 350 - 221 = 169 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (portata aggiuntiva)}$$

Partendo poi dalla sezione 4.1 fino alla sezione 1, sezione di chiusura dello sfioratore, è stata aggiunta la portata aggiuntiva:

$$Q \text{ (Sez. 4.1)} = 221 + 1/12 Q_{\text{agg}}$$

$$Q \text{ (Sez. 4.2)} = 221 + 2/12 Q_{\text{agg}}$$

$$Q \text{ (Sez. 4.3)} = 221 + 3/12 Q_{\text{agg}}$$

L'operazione è stata effettuata fino alla sezione di chiusura dello sfioratore (Sez. 1), nella quale come sappiamo raggiungiamo un tirante d'acqua pari a $h = 71.25 \text{ m}$, con una portata finale di $Q = 350 \text{ m}^3/\text{s}$.

La Fig. 3.15 mostra il confronto tra il profilo 1 (221.m³/s per l'intera struttura) e il profilo 2 (profilo ottenuto sommando alla portata 221m³/s la portata aggiuntiva).

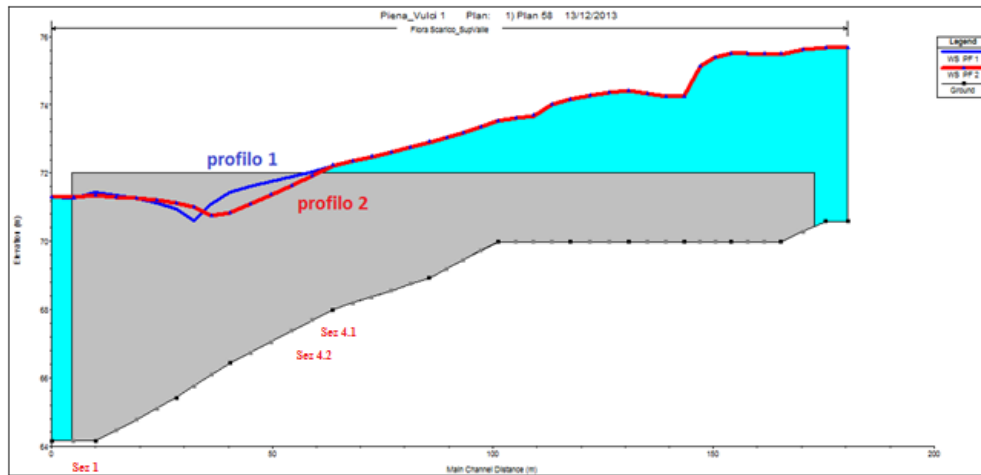


Fig. 3.15 Confronto tra il profilo 1, ottenuto con una portata di 221 m³/s, profilo 2, ottenuto sommando una portata aggiuntiva di 169 m³/s scolmata dallo sfioratore laterale e pensata uniformemente distribuita tra sezione 4.1 e la sezione 1 evidenziate in figura

Come si nota dalla Fig. 3.15, l'attribuzione di una porta aggiuntiva nel tratto dello stramazzone laterale non rigurgitato non provoca una variazione significativa del profilo e non altera quindi la lunghezza del tratto non rigurgitato.

La simulazione sopra esposta conferma quindi il valore di portata in uscita dallo sfioratore laterale pari a **350 m³/s**, ricavato dalla SIMULAZIONE 2 in quanto, all'interno della SIMULAZIONE 3, tale portata produce un profilo verificato anche dalle analisi idrauliche preliminari e cioè, rigurgitato nella parte dello sfioratore più a monte dello stramazzone e non rigurgitato verso valle. Lo studio della forma del profilo sullo sfioratore nella SIMULAZIONE 3 ha quindi conferito maggiore veridicità ai risultati della SIMULAZIONE 2.

Simulazione 1

Tabella B.1

Tabelle contenente il confronto tra il livello osservato sperimentalmente e quello calcolato mediante simulazione idraulica nelle sezioni di controllo (SA, NDS, D2) per i tratti *Principale* e *Scarico superficiale di valle*, al variare della portata esitata, del coefficiente di Manning e della condizione di valle (Casi 1, 2, 3, 4).

Sezione D2 – massimo livello liquido osservato 70.0 m s.l.m.

Caso 1 - livello liquido a monte ponte SP107 pari a 69.40 m s.l.m., $n = 0.033 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$.

Portata Diga (m ³ /s)	Portata Scarico sup. valle (m ³ /s)	Livello liquido calcolato (m ³ /s)
630	500	70,32
630	550	70,36
630	600	70,4
630	650	70,44
630	700	70,48
630	750	70,53
630	800	70,57
630	850	70,65

Caso 2 - livello liquido a monte ponte SP107 pari a 69.60 m s.l.m., $n = 0.033 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$.

Portata Diga (m^3/s)	Portata Scarico sup. valle (m^3/s)	Livello liquido calcolato (m^3/s)
630	500	70,47
630	550	70,51
630	600	70,54
630	650	70,58
630	700	70,63
630	750	70,67
630	800	70,71
630	850	70,79

Caso 3- livello liquido a monte ponte SP107 pari a 69.40 m s.l.m., $n = 0.040 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$.

Portata Diga (m^3/s)	Portata Scarico sup. valle (m^3/s)	Livello liquido calcolato (m^3/s)
630	500	70,42
630	550	70,47
630	600	70,52
630	650	70,57
630	700	70,62
630	750	70,67
630	800	70,72
630	850	70,82

Caso 4 - livello liquido a monte ponte SP107 pari a 69.60 m s.l.m., $n = 0.040 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$.

Portata Diga (m^3/s)	Portata Scarico sup. valle (m^3/s)	Livello liquido calcolato (m^3/s)
630	500	70,56
630	550	70,61
630	600	70,65
630	650	70,7
630	700	70,75
630	750	70,8
630	800	70,85
630	850	70,94

Tabella B.1

Sezione NDS – massimo livello liquido osservato 71.0 m s.l.m.

Caso 1 - livello liquido a monte ponte SP107 pari a 69.40 m s.l.m., $n = 0.033 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$.

Portata Diga (m ³ /s)	Portata Scarico sup. valle (m ³ /s)	Livello liquido calcolato (m ³ /s)
630	500	70,41
630	550	70,45
630	600	70,49
630	650	70,53
630	700	70,58
630	750	70,62
630	800	70,67
630	850	70,75

Caso 2- livello liquido a monte ponte SP107 pari a 69.60 m s.l.m., $n = 0.033 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$.

Portata Diga (m ³ /s)	Portata Scarico sup. valle (m ³ /s)	Livello liquido calcolato (m ³ /s)
630	500	70,55
630	550	70,59
630	600	70,63
630	650	70,67
630	700	70,71
630	750	70,75
630	800	70,8
630	850	70,87

Tabella B.1

Caso 3 - livello liquido a monte ponte SP107 pari a 69.40 m s.l.m., $n = 0.040 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$.

Portata Diga (m^3/s)	Portata Scarico sup. valle (m^3/s)	Livello liquido calcolato (m^3/s)
630	500	70,52
630	550	70,57
630	600	70,62
630	650	70,67
630	700	70,72
630	750	70,77
630	800	70,83
630	850	70,92

Caso 4 - livello liquido a monte ponte SP107 pari a 69.60 m s.l.m., $n = 0.040 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$.

Portata Diga (m^3/s)	Portata Scarico sup. valle (m^3/s)	Livello liquido calcolato (m^3/s)
630	500	70,66
630	550	70,7
630	600	70,75
630	650	70,8
630	700	70,85
630	750	70,9
630	800	70,95
630	850	71,04

Tabella B.1

Sezione SA – carico totale osservato 75.80 m s.l.m.

Caso 1 - livello liquido a monte ponte SP107 pari a 69.40 m s.l.m., $n = 0.033 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$.

Portata Diga (m ³ /s)	Livello liquido calcolato (m)	Velocità media (m ³ /s)	Carico totale calcolato (m)
610	75,58	1,71	75,73
620	75,62	1,71	75,77
630	75,66	1,72	75,81
640	75,7	1,73	75,85
650	75,74	1,74	75,89

Caso 3 - livello liquido a monte ponte SP107 pari a 69.40 m s.l.m., $n = 0.040 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$.

Portata Diga (m ³ /s)	Livello liquido calcolato (m)	Velocità media (m ³ /s)	Carico totale calcolato (m)
610	75.58	1.7	75.73
620	75.62	1.71	75.77
630	75.66	1.72	75.81
640	75.7	1.73	75.86
650	75.74	1.74	75.9

Simulazione 2

Tabella A.2

Tabelle contenenti i risultati della simulazione idraulica per i tratti dell'alveo (principale, scarico superficiale, scarico superficiale valle, principale valle), al variare del coefficiente di Manning e della condizione di valle. (Casi 1, 2, 3, 4).

Caso 1 - livello liquido a monte ponte SP107 pari a 69.40 m s.l.m., $n = 0.033 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$.

Principale

Sez.	Prog.	Q	H_{fondo}	H_w	R	V	A	F	n
SA	0	630	72	75.66	3.41	1.7	366.17	0.29	0.033
SAbis	10	630	72	75.65	3.41	1.7	365.49	0.29	0.033
Diga	26.2								
NDS	42.4	630	62.75	70.89	6.15	1.4	454.66	0.17	0.033
D1	90.4	630	62.92	70.85	5.39	1.6	388.98	0.22	0.033
D2	121.3	630	61.99	70.8	4.58	1.8	345.86	0.27	0.033
D3	154.2	630	61.06	70.84	5.45	1.3	467.89	0.17	0.033

Scarico superficiale valle

Sez.	Prog.	Q	H_{fondo}	H_w	R	V	A	F	n
D0	0	800	61.89	70.09	4.53	5.4	148.12	0.64	0.033
D1	18.8	800	61.89	69.94	4.48	5.5	145.08	0.66	0.033
D2	44.6	800	60.64	70.04	4.78	5	161.11	0.57	0.033
D3	60.2	800	59.7	70.17	4.89	4.4	179.85	0.52	0.033
D4	73.8	800	58.68	70.84	8.06	1	831.66	0.1	0.032

Scarico superficiale

Sez.	Prog.	Q	H_{fondo}	H_w	R	V	A	F	n
SEZ1	0	350	64.14	71.25	4.12	2.6	133.27	0.35	0.032
GA	19.58	350	64.14	71.15	4.09	2.9	121.84	0.37	0.033

Legenda

Sez= Sezione (m)
Prog= progressiva (m)
Q= portata (m^3/s)
 H_{fondo} = Quota fondo (m)
 H_w = quota pelo libero
R= Raggio idraulico
V= Velocità media sezione (m/s)
A= Area sezione (m^2)
F= Numero di Frude (-)
n= Coefficiente di Manning ($\text{m}^{-1/3} \cdot \text{s}$)

Principale valle

Sez.	Prog.	Q	H _{fondo}	H _w	R	V	A	F	n
A	0	1430	57.38	69.8	6.65	2.4	602.12	0.28	0.032
A.1	47.3	1430	57.19	69.76	6.84	2.4	585.96	0.29	0.032
A.2	94.6	1430	57	69.72	7	2.5	572.07	0.29	0.032
A.3	141.9	1430	56.8	69.68	7.14	2.6	559.95	0.29	0.033
A.4	189.2	1430	56.61	69.65	7.27	2.6	549.2	0.29	0.033
A.5	236.5	1430	56.42	69.61	7.39	2.7	539.62	0.29	0.033
A.6	283.8	1430	56.23	69.57	7.52	2.7	531.01	0.3	0.033
A.7	331.1	1430	56.04	69.53	7.6	2.7	523.21	0.3	0.033
A.8	378.4	1430	55.84	69.49	7.65	2.8	515.88	0.3	0.033
A.9	425.7	1430	55.65	69.46	7.7	2.8	508.87	0.3	0.033
B	473	1430	55.46	69.42	7.74	2.8	502.2	0.3	0.033
B.1	521.5	1430	55.03	69.44	8	2.6	547.58	0.27	0.033
B.2	570	1430	54.61	69.45	8.23	2.4	594.48	0.25	0.033
B.3	618.5	1430	54.18	69.47	8.48	2.2	642.95	0.23	0.033
B.4	667	1430	53.75	69.48	8.73	2.1	692.94	0.21	0.033
B.5	715.5	1430	53.33	69.49	8.95	1.9	744.53	0.19	0.033
B.6	764	1430	52.9	69.5	9.17	1.8	797.73	0.18	0.033
B.7	812.5	1430	52.47	69.5	9.38	1.7	852.54	0.17	0.033
B.8	861	1430	52.04	69.51	9.58	1.6	908.98	0.15	0.033
B.9	909.5	1430	51.62	69.51	9.77	1.5	967.13	0.14	0.033
B.10	958	1430	51.19	69.51	9.93	1.4	1027.05	0.13	0.033
B.11	1006.5	1430	50.76	69.52	10.07	1.3	1088.81	0.13	0.033
B.12	1055	1430	50.34	69.52	10.2	1.2	1152.55	0.12	0.033
B.13	1103.5	1430	49.91	69.52	10.3	1.2	1218.38	0.11	0.033
B.14	1152	1430	49.48	69.53	10.41	1.1	1286.55	0.11	0.033
B.15	1200.5	1430	49.06	69.53	10.59	1.1	1356.67	0.1	0.033
B.16	1249	1430	48.63	69.53	10.77	1	1428.63	0.09	0.033
B.17	1297.5	1430	48.2	69.53	10.95	1	1502.43	0.09	0.033
B.18	1346	1430	47.77	69.53	11.13	0.9	1577.9	0.08	0.033
B.19	1394.5	1430	47.35	69.53	11.31	0.9	1654.88	0.08	0.033
C.1	1443	1430	46.92	69.53	11.49	0.8	1733.42	0.07	0.033
C.2	1450	1430	46.92	69.4	11.39	0.8	1715.22	0.08	0.033
C	1460	1430	46.92	69.4	11.39	0.8	1715.17	0.08	0.033

Legenda
Sez = Sezione (m)
Prog = progressiva (m)
Q = portata (m ³ /s)
H_{fondo} = Quota fondo (m)
H_w = quota pelo libero
R = Raggio idraulico
V = Velocità media sezione (m/s)
A = Area sezione (m ²)
F = Numero di Frude (-)
n = Coefficiente di Manning (m ^{-1/3} .s)

Caso 2: livello liquido a monte ponte SP107 pari a 69.60 m s.l.m., $n = 0.033$

$m^{-1/3} \cdot s.$

Principale

Sez.	Prog.	Q	H _{fondo}	H _w	R	V	A	F	n
SA	0	630	72	75.66	3.41	1.7	366.17	0.29	0.033
SAbis	10	630	72	75.65	3.41	1.7	365.49	0.29	0.033
Diga	26.2								
NDS	42.4	630	62.75	71.02	6.24	1.4	463.37	0.17	0.033
D1	90.4	630	62.92	70.98	5.46	1.6	397.84	0.21	0.033
D2	121.3	630	61.99	70.93	4.64	1.8	355.58	0.26	0.033
D3	154.2	630	61.06	70.97	5.52	1.3	477.89	0.17	0.033

Scarico superficiale valle

Sez.	Prog.	Q	H _{fondo}	H _w	R	V	A	F	n
D0	0	800	61,89	70,24	4,59	5,3	151,23	0,62	0,033
D1	18.8	800	61,89	70,11	4,54	5,4	148,5	0,63	0,033
D2	44.6	800	60,64	70,21	4,83	4,9	164,51	0,55	0,033
D3	60.2	800	59,7	70,33	4,93	4,4	183,76	0,51	0,033
D4	73.8	800	58,68	70,97	8,15	0,9	843,76	0,1	0,032

Scarico superficiale

Sez.	Prog.	Q	H _{fondo}	H _w	R	V	A	F	n
SEZ1	0	350	64.14	71.36	4.13	2.6	135.77	0.35	0.032
GA	19.58	350	64.14	71.26	4.14	2.8	124.02	0.36	0.033

Legenda

Sez= Sezione (m)

Prog= progressiva (m)

Q= portata (m³/s)

H_{fondo}= Quota fondo (m)

H_w= quota pelo libero

R= Raggio idraulico

V= Velocità media sezione (m/s)

A= Area sezione (m²)

F= Numero di Frude (-)

n= Coefficiente di Manning (m^{-1/3}·s)

Principale valle

Sez.	Prog.	Q	H _{fondo}	H _w	R	V	A	F	n
A	0	1430	57.38	69.97	6.74	2.3	616.29	0.28	0.032
A.1	47.3	1430	57.19	69.93	6.93	2.4	599.48	0.28	0.032
A.2	94.6	1430	57	69.89	7.11	2.4	585.04	0.28	0.032
A.3	141.9	1430	56.8	69.86	7.25	2.5	572.46	0.28	0.033
A.4	189.2	1430	56.61	69.82	7.38	2.5	561.31	0.28	0.033
A.5	236.5	1430	56.42	69.79	7.5	2.6	551.36	0.29	0.033
A.6	283.8	1430	56.23	69.75	7.62	2.6	542.37	0.29	0.033
A.7	331.1	1430	56.04	69.71	7.71	2.7	534.25	0.29	0.033
A.8	378.4	1430	55.84	69.68	7.76	2.7	526.65	0.29	0.033
A.9	425.7	1430	55.65	69.64	7.78	2.8	519.37	0.29	0.033
B	473	1430	55.46	69.6	7.8	2.8	512.37	0.29	0.033
B.1	521.5	1430	55.03	69.62	8.07	2.6	558.49	0.26	0.033
B.2	570	1430	54.61	69.64	8.34	2.4	606.09	0.24	0.033
B.3	618.5	1430	54.18	69.65	8.6	2.2	655.25	0.22	0.033
B.4	667	1430	53.75	69.66	8.84	2	705.94	0.2	0.033
B.5	715.5	1430	53.33	69.67	9.07	1.9	758.23	0.19	0.033
B.6	764	1430	52.9	69.68	9.29	1.8	812.14	0.17	0.033
B.7	812.5	1430	52.47	69.69	9.5	1.6	867.67	0.16	0.033
B.8	861	1430	52.04	69.69	9.7	1.5	924.85	0.15	0.033
B.9	909.5	1430	51.62	69.7	9.87	1.5	983.77	0.14	0.033
B.10	958	1430	51.19	69.7	10.03	1.4	1044.51	0.13	0.033
B.11	1006.5	1430	50.76	69.7	10.17	1.3	1107.12	0.12	0.033
B.12	1055	1430	50.34	69.71	10.29	1.2	1171.76	0.12	0.033
B.13	1103.5	1430	49.91	69.71	10.39	1.2	1238.56	0.11	0.033
B.14	1152	1430	49.48	69.71	10.54	1.1	1307.62	0.1	0.033
B.15	1200.5	1430	49.06	69.71	10.73	1	1378.48	0.1	0.033
B.16	1249	1430	48.63	69.71	10.91	1	1451.18	0.09	0.033
B.17	1297.5	1430	48.2	69.71	11.09	0.9	1525.71	0.09	0.033
B.18	1346	1430	47.77	69.72	11.27	0.9	1601.86	0.08	0.033
B.19	1394.5	1430	47.35	69.72	11.45	0.9	1679.53	0.08	0.033
C.1	1443	1430	46.92	69.72	11.63	0.8	1758.76	0.07	0.033
C.2	1450	1430	46.92	69.6	11.54	0.8	1742.61	0.07	0.033
C	1460	1430	46.92	69.6	11.54	0.8	1742.57	0.07	0.033

Caso 3: livello liquido a monte ponte SP107 pari a 69.40 m s.l.m., $n = 0.040$
 $m^{-1/3} \cdot s$.

Principale

Sez.	Prog.	Q	H _{fondo}	H _w	R	V	A	F	n
SA	0	630	72	75.66	3.41	1.7	366.48	0.29	0.04
SAbis	10	630	72	75.65	3.41	1.7	365.49	0.29	0.04
Diga	26.2								
NDS	42.4	630	62.75	71.05	6.26	1.4	465.51	0.17	0.04
D1	90.4	630	62.92	71.01	5.48	1.6	399.95	0.21	0.04
D2	121.3	630	61.99	70.96	4.65	1.8	357.51	0.26	0.04
D3	154.2	630	61.06	70.99	5.53	1.3	479.53	0.17	0.04

Scarico superficiale valle

Sez.	Prog.	Q	H _{fondo}	H _w	R	V	A	F	n
D0	0	800	61.89	70.54	4.68	5.1	157.27	0.58	0.04
D1	18.8	800	61.89	70.37	4.63	5.2	153.88	0.6	0.04
D2	44.6	800	60.64	70.41	4.9	4.7	168.82	0.54	0.04
D3	60.2	800	59.7	70.51	4.77	4.2	188.28	0.51	0.04
D4	73.8	800	58.68	71.11	8.26	0.9	857.11	0.1	0.039

Scarico superficiale

Sez.	Prog.	Q	H _{fondo}	H _w	R	V	A	F	n
SEZ1	0	350	64,14	71,48	4,14	2,5	138,79	0,34	0,038
GA	19.58	350	64,14	71,38	4,18	2,8	126,37	0,35	0,04

Legenda	
Sez =	Sezione (m)
Prog =	progressiva (m)
Q =	portata (m ³ /s)
H_{fondo} =	Quota fondo (m)
H_w =	quota pelo libero
R =	Raggio idraulico
V =	Velocità media sezione (m/s)
A =	Area sezione (m ²)
F =	Numero di Frude (-)
n =	Coefficiente di Manning (m ^{-1/3} ·s)

Principale

Sez.	Prog.	Q	H _{fondo}	H _w	R	V	A	F	n
A	0	1430	57,38	69,98	6,75	2,3	617,68	0,28	0,038
A.1	47.3	1430	57,19	69,94	6,94	2,4	599,98	0,28	0,039
A.2	94.6	1430	57	69,89	7,11	2,4	584,69	0,28	0,039
A.3	141.9	1430	56,8	69,84	7,24	2,5	571,3	0,28	0,039
A.4	189.2	1430	56,61	69,79	7,37	2,6	559,38	0,29	0,04
A.5	236.5	1430	56,42	69,75	7,48	2,6	548,7	0,29	0,04
A.6	283.8	1430	56,23	69,7	7,59	2,7	539,02	0,29	0,04
A.7	331.1	1430	56,04	69,65	7,67	2,7	530,24	0,29	0,04
A.8	378.4	1430	55,84	69,6	7,72	2,7	521,98	0,29	0,04
A.9	425.7	1430	55,65	69,55	7,74	2,8	514,06	0,29	0,04
B	473	1430	55,46	69,5	7,76	2,8	506,48	0,29	0,04
B.1	521.5	1430	55,03	69,5	8,02	2,6	551,46	0,27	0,04
B.2	570	1430	54,61	69,51	8,26	2,4	598,01	0,25	0,04
B.3	618.5	1430	54,18	69,52	8,51	2,2	646,16	0,23	0,04
B.4	667	1430	53,75	69,52	8,75	2,1	695,88	0,21	0,04
B.5	715.5	1430	53,33	69,52	8,98	1,9	747,23	0,19	0,04
B.6	764	1430	52,9	69,53	9,19	1,8	800,23	0,18	0,04
B.7	812.5	1430	52,47	69,53	9,4	1,7	854,85	0,16	0,04
B.8	861	1430	52,04	69,53	9,6	1,6	911,12	0,15	0,04
B.9	909.5	1430	51,62	69,53	9,78	1,5	969,12	0,14	0,04
B.10	958	1430	51,19	69,53	9,94	1,4	1028,92	0,13	0,04
B.11	1006.5	1430	50,76	69,54	10,08	1,3	1090,57	0,13	0,04
B.12	1055	1430	50,34	69,54	10,21	1,2	1154,2	0,12	0,04
B.13	1103.5	1430	49,91	69,54	10,31	1,2	1219,94	0,11	0,04
B.14	1152	1430	49,48	69,54	10,42	1,1	1288,02	0,11	0,04
B.15	1200.5	1430	49,06	69,54	10,6	1,1	1358,05	0,1	0,04
B.16	1249	1430	48,63	69,54	10,78	1	1429,92	0,09	0,04
B.17	1297.5	1430	48,2	69,54	10,96	1	1503,65	0,09	0,04
B.18	1346	1430	47,77	69,54	11,14	0,9	1579,04	0,08	0,04
B.19	1394.5	1430	47,35	69,54	11,32	0,9	1655,95	0,08	0,04
C.1	1443	1430	46,92	69,54	11,5	0,8	1734,43	0,07	0,04
C.2	1450	1430							
C	1460	1430	46,92	69,4	11,39	0,8	1715,23	0,08	0,04

Legenda
Sez= Sezione (m)
Prog= progressiva (m)
Q= portata (m ³ /s)
H _{fondo} = Quota fondo (m)
H _w = quota pelo libero
R= Raggio idraulico
V= Velocità media sezione (m/s)
A= Area sezione (m ²)
F= Numero di Frude (-)
n= Coefficiente di Manning (m ^{-1/3} .s)

Caso 4: livello liquido a monte ponte SP107 pari a 69.60 m s.l.m., $n = 0.040$
 $m^{-1/3} \cdot s$.

Principale

Sez.	Prog.	Q	H _{fondo}	H _w	R	V	A	F	n
SA	0	630	72	75.66	3.41	1.7	366.48	0.29	0.04
SAbis	10	630	72	75.65	3.41	1.7	365.49	0.29	0.04
Diga	26.2								
NDS	42.4	630	62.75	71.17	6.34	1.3	473.72	0.16	0.04
D1	90.4	630	62.92	71.13	5.54	1.5	408.35	0.2	0.04
D2	121.3	630	61.99	71.08	4.69	1.7	366.8	0.25	0.04
D3	154.2	630	61.06	71.11	5.6	1.3	489.01	0.16	0.04

Scarico superficiale valle

Sez.	Prog.	Q	H _{fondo}	H _w	R	V	A	F	n
D0	0	800	61.89	70.54	4.68	5.1	157.27	0.58	0.04
D1	18.8	800	61.89	70.37	4.63	5.2	153.88	0.6	0.04
D2	44.6	800	60.64	70.41	4.9	4.7	168.82	0.54	0.04
D3	60.2	800	59.7	70.51	4.77	4.2	188.28	0.51	0.04
D4	73.8	800	58.68	71.11	8.26	0.9	857.11	0.1	0.039

Scarico superficiale

Sez.	Prog.	Q	H _{fondo}	H _w	R	V	A	F	n
SEZ1	0	350	64.14	71.58	4.15	2.5	141.24	0.34	0.038
GA	19.58	350	64.14	71.48	4.22	2.7	128.43	0.35	0.04

Legenda	
Sez=	Sezione (m)
Prog=	progressiva (m)
Q=	portata (m ³ /s)
H_{fondo}=	Quota fondo (m)
H_w=	quota pelo libero
R=	Raggio idraulico
V=	Velocità media sezione (m/s)
A=	Area sezione (m ²)
F=	Numero di Frude (-)
n=	Coefficiente di Manning (m ^{-1/3} ·s)

Principale

Sez.	Prog.	Q	H _{fondo}	H _w	R	V	A	F	n
A	0	1430	57.38	70.14	6.84	2.3	631.06	0.27	0.038
A.1	47.3	1430	57.19	70.1	7.03	2.3	612.76	0.27	0.039
A.2	94.6	1430	57	70.05	7.21	2.4	596.97	0.27	0.039
A.3	141.9	1430	56.8	70.01	7.35	2.5	583.19	0.28	0.039
A.4	189.2	1430	56.61	69.96	7.47	2.5	570.92	0.28	0.039
A.5	236.5	1430	56.42	69.92	7.58	2.6	559.92	0.28	0.04
A.6	283.8	1430	56.23	69.87	7.69	2.6	549.93	0.28	0.04
A.7	331.1	1430	56.04	69.82	7.77	2.6	540.86	0.28	0.04
A.8	378.4	1430	55.84	69.78	7.82	2.7	532.38	0.28	0.04
A.9	425.7	1430	55.65	69.73	7.83	2.7	524.27	0.29	0.04
B	473	1430	55.46	69.68	7.83	2.8	516.42	0.29	0.04
B.1	521.5	1430	55.03	69.69	8.1	2.5	562.15	0.26	0.04
B.2	570	1430	54.61	69.69	8.37	2.3	609.4	0.24	0.04
B.3	618.5	1430	54.18	69.7	8.63	2.2	658.26	0.22	0.04
B.4	667	1430	53.75	69.7	8.87	2	708.69	0.2	0.04
B.5	715.5	1430	53.33	69.71	9.09	1.9	760.75	0.19	0.04
B.6	764	1430	52.9	69.71	9.31	1.8	814.46	0.17	0.04
B.7	812.5	1430	52.47	69.71	9.52	1.6	869.81	0.16	0.04
B.8	861	1430	52.04	69.72	9.71	1.5	926.83	0.15	0.04
B.9	909.5	1430	51.62	69.72	9.88	1.5	985.61	0.14	0.04
B.10	958	1430	51.19	69.72	10.04	1.4	1046.23	0.13	0.04
B.11	1006.5	1430	50.76	69.72	10.18	1.3	1108.73	0.12	0.04
B.12	1055	1430	50.34	69.72	10.3	1.2	1173.27	0.12	0.04
B.13	1103.5	1430	49.91	69.72	10.4	1.2	1239.97	0.11	0.04
B.14	1152	1430	49.48	69.72	10.55	1.1	1308.94	0.1	0.04
B.15	1200.5	1430	49.06	69.72	10.73	1	1379.71	0.1	0.04
B.16	1249	1430	48.63	69.72	10.91	1	1452.32	0.09	0.04
B.17	1297.5	1430	48.2	69.72	11.1	0.9	1526.78	0.09	0.04
B.18	1346	1430	47.77	69.72	11.28	0.9	1602.85	0.08	0.04
B.19	1394.5	1430	47.35	69.72	11.46	0.9	1680.45	0.08	0.039
C.1	1443	1430	46.92	69.72	11.64	0.8	1759.62	0.07	0.04
C.2	1450	1430	46.92	69.6	11.54	0.8	1742.62	0.07	0.04
C	1460	1430	46.92	69.6	11.54	0.8	1742.57	0.07	0.04

Legenda
Sez= Sezione (m)
Prog= progressiva (m)
Q= portata (m ³ /s)
H _{fondo} = Quota fondo (m)
H _w = quota pelo libero
R= Raggio idraulico
V= Velocità media sezione (m/s)
A= Area sezione (m ²)
F= Numero di Frude (-)
n= Coefficiente di Manning (m ^{-1/3} .s)

Tabella B.2

Tabelle contenente il confronto tra il livello osservato sperimentalmente e quello calcolato mediante simulazione idraulica nelle sezioni di controllo (SA, NDS, D2) per i tratti *Principale* e *Scarico superficiale di valle*, al variare della portata esitata, del coefficiente di Manning e della condizione di valle (Casi 1, 2, 3, 4).

Sezione D2 – massimo livello liquido osservato 70.0 m s.l.m.

Caso 1 - livello liquido a monte ponte SP107 pari a 69.40 m s.l.m., $n = 0.033 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$.

Portata Diga (m^3/s)	Portata Scarico sup. valle (m^3/s)	Livello liquido calcolato (m^3/s)
630	800	70.04
630	810	70.03
630	820	70.02
630	830	70.01
630	840	69.99

Caso 2 - livello liquido a monte ponte SP107 pari a 69.60 m s.l.m., $n = 0.033 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$.

Portata Diga (m^3/s)	Portata Scarico sup. valle (m^3/s)	Livello liquido calcolato (m^3/s)
630	800	70.21
630	810	70.19
630	820	70.18
630	830	70.17
630	840	70.16

Tabella B.2

Caso 3 - livello liquido a monte ponte SP107 pari a 69.40 m s.l.m., $n = 0.040 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$.

Portata Diga (m^3/s)	Portata Scarico sup. valle (m^3/s)	Livello liquido calcolato (m^3/s)
630	800	70.26
630	810	70.25
630	820	70.24
630	830	70.24
630	840	70.23

Caso 4 - livello liquido a monte ponte SP107 pari a 69.60 m s.l.m., $n = 0.040 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$.

Portata Diga (m^3/s)	Portata Scarico sup. valle (m^3/s)	Livello liquido calcolato (m^3/s)
630	800	70.41
630	810	70.4
630	820	70.39
630	830	70.39
630	840	70.38

Tabella B.2

Sezione NDS – massimo livello liquido osservato 71.0 m s.l.m.

Caso 1 - livello liquido a monte ponte SP107 pari a 69.40 m s.l.m., $n = 0.033 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$.

Portata Diga (m^3/s)	Portata Scarico sup. valle (m^3/s)	Livello liquido calcolato (m^3/s)
630	800	70.87
630	810	70.90
630	820	70.91
630	830	70.92
630	840	70.93

Caso 2 - livello liquido a monte ponte SP107 pari a 69.60 m s.l.m., $n = 0.033 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$.

Portata Diga (m^3/s)	Portata Scarico sup. valle (m^3/s)	Livello liquido calcolato (m^3/s)
630	800	71.02
630	810	71.03
630	820	71.04
630	830	71.05
630	840	71.06

Tabella B.2

Caso 3 - livello liquido a monte ponte SP107 pari a 69.40 m s.l.m., $n = 0.040 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$.

Portata Diga (m^3/s)	Portata Scarico sup. valle (m^3/s)	Livello liquido calcolato (m^3/s)
630	800	71.05
630	810	71.06
630	820	71.07
630	830	71.08
630	840	71.1

Caso 4 - livello liquido a monte ponte SP107 pari a 69.60 m s.l.m., $n = 0.040 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$.

Portata Diga (m^3/s)	Portata Scarico sup. valle (m^3/s)	Livello liquido calcolato (m^3/s)
630	800	71.17
630	810	71.18
630	820	71.19
630	830	71.2
630	840	71.21

Tabella B.2

Sezione SA – carico totale osservato 75.80 m s.l.m.

Caso 1 - livello liquido a monte ponte SP107 pari a 69.40 m s.l.m., $n = 0.033 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$.

Portata Diga (m^3/s)	Livello liquido calcolato (m)	Velocità media (m^3/s)	Carico totale calcolato (m)
610	75.58	1.71	75.72
620	75.62	1.71	75.77
630	75.66	1.72	75.81
640	75.7	1.73	75.85
650	75.74	1.74	75.89

Caso 3 - livello liquido a monte ponte SP107 pari a 69.40 m s.l.m., $n = 0.040 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$.

Portata Diga (m^3/s)	Livello liquido calcolato (m)	Velocità media (m^3/s)	Carico totale calcolato (m)
610	75.58	1.7	75.73
620	75.62	1.71	75.77
630	75.66	1.72	75.82
640	75.7	1.73	75.86
650	75.74	1.74	75.9

Simulazione 2

Tabella A.3

Tablelle contenenti i risultati della simulazione idraulica per il tratto dell'alveo Scarico superficiale, con annessa struttura (sfioratore laterale) al variare del coefficiente di Manning

- a) Livello liquido a valle dello sfioratore pari a 71.25 m, $n = 0.030 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$.

Scarico superficiale

Sez.	Prog.	Q	H_{fondo}	H_w	H_e	R	V	A	F	n
SEZ 12	0	221	70.59	75.69	75.8	2.85	1.5	146.55	0.26	0.031
SEZ 12.1	5	221	70.59	75.68	75.8	2.85	1.5	146.42	0.26	0.031
Struttura	10									
SEZ 12.2	15	221	70.3	75.62	75.79	2.8	1.8	123.7	0.32	0.029
SEZ 11	18.803	221	70	75.48	75.78	2.55	2.3	94.56	0.42	0.029
SEZ 11.1	22.606	221	70	75.49	75.77	2.58	2.3	96.63	0.41	0.029
SEZ 11.2	24.409	221	70	75.5	75.76	2.61	2.2	99.9	0.39	0.029
SEZ 10	30.212	221	70	75.51	75.74	2.88	2.1	104.37	0.37	0.031
SEZ 10.1	33.735	221	70	75.39	75.73	2.91	2.6	86.29	0.42	0.033
SEZ 10.2	37.258	221	70	75.11	75.7	2.72	3.3	66.84	0.55	0.032
SEZ 9	40.781	221	70	74.24	75.6	2.37	5.2	42.72	0.82	0.033
SEZ 9.1	44.978	221	70	74.25	75.54	2.42	5	43.85	0.82	0.033
SEZ 9.2	49.175	221	70	74.32	75.46	2.47	4.7	46.71	0.77	0.033
SEZ 8	53.372	221	70	74.42	75.38	2.55	4.3	50.82	0.71	0.033
SEZ 8.1	57.822	221	70	74.35	75.35	2.52	4.4	49.77	0.73	0.033
SEZ 8.2	62.272	221	70	74.26	75.32	2.48	4.6	48.53	0.76	0.033
SEZ 7	66.722	221	70	74.15	75.28	2.44	4.7	46.9	0.8	0.033
SEZ 7.1	70.799	221	70	74.01	75.24	2.39	4.9	44.98	0.85	0.033
SEZ 7.2	74.876	221	70	73.67	75.17	2.26	5.4	40.76	0.89	0.033
SEZ 7.3	78.953	221	70	73.62	75.12	2.26	5.4	40.72	1	0.033
SEZ 6	83.03	221	70	73.53	75.04	2.25	5.4	40.65	1	0.033

SEZ 6.1	86.91	221	69.73	73.35	74.86	2.27	5.4	40.68	1.01	0.033
SEZ 6.2	90.79	221	69.46	73.2	74.68	2.27	5.4	40.92	1	0.033
SEZ 6.3	94.67	221	69.19	73.04	74.52	2.24	5.4	41.03	1	0.033
SEZ 5	98.55	221	68.92	72.9	74.37	2.2	5.4	41.23	1	0.033
SEZ 5.1	102.92	221	68.74	72.75	74.22	2.19	5.4	41.25	1	0.033
SEZ 5.2	107.29	221	68.55	72.61	74.07	2.17	5.3	41.34	1.01	0.033
SEZ 5.3	111.66	221	68.37	72.48	73.92	2.16	5.3	41.62	1	0.033
SEZ 5.4	116.04	221	68.18	72.35	73.77	2.14	5.3	41.84	1	0.033
SEZ 4	120.41	221	68	72.21	73.62	2.12	5.3	42.02	1	0.033
SEZ 4.1	125.11	231.75	67.68	71.93	73.34	2.1	5.2	42.17	1.02	0.032
SEZ 4.2	129.80	242.5	67.37	71.64	73.05	2.08	5.2	42.3	1.02	0.032
SEZ 4.3	134.49	253.25	67.05	71.36	72.77	2.05	5.2	42.45	1.02	0.031
SEZ 4.4	139.19	264	66.74	71.09	72.49	2.03	5.2	42.69	1.02	0.031
SEZ 3	143.89	274.75	66.42	70.82	72.22	1.99	5.2	42.9	1.02	0.03
SEZ 3.1	147.88	285.5	66.09	70.66	71.77	2.14	4.6	47.54	1.04	0.03
SEZ 3.2	151.88	296.25	65.75	70.93	71.62	2.51	3.6	60.86	0.96	0.031
SEZ 2	155.87	307	65.42	71.07	71.55	2.79	3	72.63	0.73	0.031
SEZ 2.1	160.46	317.75	65.1	71.15	71.5	3.12	2.6	85.24	0.6	0.031
SEZ 2.2	165.04	328.5	64.78	71.21	71.47	3.44	2.2	99.56	0.5	0.031
SEZ 2.3	169.63	339.25	64.46	71.26	71.44	3.82	1.9	115.81	0.42	0.032
SEZ 1	174.22	350	64.14	71.29	71.43	4.13	1.6	134.08	0.35	0.032
SEZ 1.1	179.22	350	64.14	71.24	71.42	4.01	1.9	118.96	0.39	0.033
GA	184.22	350	64.14	71.25	71.41	4.13	1.8	123.77	0.36	0.033

Legenda

Sez= Sezione (m) **Prog**= progressiva (m) **Q**= portata (m³/s)
H_{fondo}= Quota fondo (m) **He**= Carico totale **H_w**= quota pelo libero
R= Raggio idraulico **A**= Area sezione (m²) **F**= Numero di Frude (-)
n= Coefficiente di Manning (m^{-1/3}·s) **V**= Velocità media sezione (m/s)

Tabella A.3

Tablelle contenenti i risultati della simulazione idraulica per il tratto dell'alveo Scarico superficiale, con annessa struttura (sfioratore laterale) al variare del coefficiente di Manning

b) Livello liquido a valle dello sfioratore pari a 71.25 m, $n = 0.040 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$.

Scarico superficiale

Sez.	Prog.	Q	H_{fondo}	H_w	He	R	V	A	F	n
SEZ 12	0	221	70.59	75.75	75.86	2.86	1.5	149.55	0.26	0.037
SEZ 12.1	5	221	70.59	75.75	75.86	2.86	1.5	149.37	0.26	0.037
Struttura	10									
SEZ 12.2	15	221	70.3	75.69	75.85	2.85	1.8	126.21	0.32	0.036
SEZ 11	18.803	221	70	75.55	75.83	2.6	2.3	96.69	0.42	0.036
SEZ 11.1	22.606	221	70	75.56	75.82	2.63	2.2	98.72	0.41	0.036
SEZ 11.2	24.409	221	70	75.56	75.81	2.66	2.2	101.94	0.39	0.036
SEZ 10	30.212	221	70	75.57	75.8	2.71	2.1	106.3	0.37	0.036
SEZ 10.1	33.735	221	70	75.45	75.78	2.91	2.5	87.79	0.42	0.039
SEZ 10.2	37.258	221	70	75.19	75.75	2.75	3.2	68.23	0.55	0.039
SEZ 9	40.781	221	70	74.46	75.66	2.44	4.9	45.55	0.82	0.04
SEZ 9.1	44.978	221	70	74.45	75.6	2.49	4.8	46.49	0.82	0.04
SEZ 9.2	49.175	221	70	74.49	75.52	2.53	4.5	48.97	0.77	0.04
SEZ 8	53.372	221	70	74.55	75.44	2.6	4.2	52.71	0.71	0.04
SEZ 8.1	57.822	221	70	74.46	75.4	2.56	4.3	51.48	0.73	0.04
SEZ 8.2	62.272	221	70	74.36	75.36	2.52	4.4	50.04	0.76	0.04
SEZ 7	66.722	221	70	74.24	75.31	2.47	4.6	48.18	0.8	0.04
SEZ 7.1	70.799	221	70	74.08	75.25	2.42	4.8	45.97	0.85	0.04
SEZ 7.2	74.876	221	70	73.93	75.2	2.37	5	44.24	0.89	0.04
SEZ 7.3	78.953	221	70	73.62	75.12	2.26	5.4	40.72	1	0.04
SEZ 6	83.03	221	70	73.53	75.04	2.25	5.4	40.65	1	0.04

SEZ 6.1	86.91	221	69.73	73.35	74.86	2.27	5.4	40.68	1.01	0.04
SEZ 6.2	90.79	221	69.46	73.2	74.68	2.27	5.4	40.92	1	0.04
SEZ 6.3	94.67	221	69.19	73.04	74.52	2.24	5.4	41.03	1	0.04
SEZ 5	98.55	221	68.92	72.9	74.37	2.2	5.4	41.23	1	0.04
SEZ 5.1	102.92	221	68.74	72.75	74.22	2.19	5.4	41.25	1	0.04
SEZ 5.2	107.29	221	68.55	72.61	74.07	2.17	5.3	41.34	1.01	0.04
SEZ 5.3	111.66	221	68.37	72.48	73.92	2.16	5.3	41.62	1	0.04
SEZ 5.4	116.04	221	68.18	72.35	73.77	2.14	5.3	41.84	1	0.04
SEZ 4	120.41	221	68	72.21	73.62	2.12	5.3	42.02	1	0.04
SEZ 4.1	125.11	231.75	67.68	72.02	73.47	2.14	5.3	43.69	1.02	0.039
SEZ 4.2	129.80	242.5	67.37	71.84	73.32	2.19	5.3	45.5	1.02	0.038
SEZ 4.3	134.49	253.25	67.05	71.66	73.16	2.22	5.4	47.27	1.02	0.038
SEZ 4.4	139.19	264	66.74	71.49	73.01	2.25	5.4	49.24	1.02	0.038
SEZ 3	143.89	274.75	66.42	71.31	72.85	2.26	5.4	51.08	1.02	0.037
SEZ 3.1	147.88	285.5	66.09	70.91	72.49	2.27	5.5	52	1.04	0.037
SEZ 3.2	151.88	296.25	65.75	70.7	72.11	2.38	5.2	56.62	0.96	0.037
SEZ 2	155.87	307	65.42	70.97	71.95	2.74	4.3	70.82	0.73	0.037
SEZ 2.1	160.46	317.75	65.1	71.12	71.85	3.1	3.8	84.58	0.6	0.038
SEZ 2.2	165.04	328.5	64.78	71.22	71.78	3.44	3.3	99.84	0.5	0.038
SEZ 2.3	169.63	339.25	64.46	71.3	71.73	3.82	2.9	116.85	0.42	0.038
SEZ 1	174.22	350	64.14	71.36	71.7	4.13	2.6	135.77	0.35	0.039
SEZ 1.1	179.22	350	64.14	71.24	71.68	4.01	2.9	118.8	0.39	0.04
GA	184.22	350	64.14	71.25	71.66	4.13	2.8	123.77	0.36	0.04

Legenda

Sez= Sezione (m) **Prog**= progressiva (m) **Q**= portata (m³/s)
H_{fondo}= Quota fondo (m) **He**= Carico totale **H_w**= quota pelo libero
R= Raggio idraulico **A**= Area sezione (m²) **F**= Numero di Frude (-)
n= Coefficiente di Manning (m^{-1/3}·s) **V**= Velocità media sezione (m/s)

CONCLUSIONI

La stima della portata totale transitata dagli organi di scarico dell'impianto di ritenuta di Vulci in occasione dell'evento di piena dell'11 e 12 novembre 2012 ha rappresentato l'obiettivo primario dello studio sin qui presentato. L'intensità dell'evento, unitamente alla ridotta frequenza di accadimento, ha determinato elevati livelli d'invaso nel bacino artificiale, risultando in un significativo superamento della quota di massimo invaso dello sbarramento durante l'evento. L'evento ha messo peraltro in evidenza come le equazioni descrittive della capacità di scarico dichiarate dal vigente Foglio di Condizione (F.C.E.M.) siano inadeguate a descrivere il comportamento idraulico degli organi di scarico in concomitanza di eventi di piena particolarmente intensi, perché non rappresentative della reale risposta idraulica dell'opera quando idraulicamente sollecitata in maniera eccezionalmente intensa.

La ricostruzione della portata massima affluita, sulla base delle dirette equazioni di bilancio dell'invaso, è risultata impraticabile per i motivi spiegati nel corso della trattazione: mancanza di dati diffusi in termini di tirante idrico e di portata nel corso d'acqua e non affidabilità del Foglio di Condizione dell'impianto di Vulci nel caso di eventi di eccezionale intensità.

Per la valutazione del colmo di piena affluito e scaricato dalla diga si è scelto quindi di sfruttare le potenzialità del codice di calcolo HEC-RAS. L'utilizzo del suddetto programma di simulazione idraulica è stato preceduto da una fase di ricerca ed esame delle informazioni, sperimentali e non, attinenti la dinamica temporale dell'evento e i livelli massimi raggiunti dall'onda di piena. Nello specifico, è risultato che il livello massimo nel serbatoio ha raggiunto una quota pari a 75.80 m s.l.m., livello raggiunto intorno alle 08:30 del mattino; subito a valle della diga si è osservato un livello massimo di ≈ 71.0 m s.l.m. mentre, a circa 50 m a valle dello scarico di alleggerimento, nel canalone che raccoglie le portate scaricate da quest'ultimo unitamente a quelle provenienti dallo scarico di superficie, il massimo livello idrico è quantificabile in ≈ 70.0 m s.l.m. Il materiale flottante trasportato dalla piena ha inoltre determinato l'occlusione del ponte

sulla SP107, il quale è stato traccimato e, a monte dello stesso, il livello idrico ha raggiunto quota 69.40-69.60 m s.l.m.

Sulla base dei dati raccolti dal rilievo topografico e dalle indicazioni sperimentali, si è potuto quindi mettere a punto il modello di simulazione idraulica mediante il codice di calcolo HEC-RAS.

All'interno del software, come descritto dettagliatamente nel capitolo conclusivo, sono state realizzate e simulate tre geometrie distinte, rappresentative del tratto d'alveo compreso tra la diga di Vulci e il ponte sulla SP107: **Geometria completa, Geometria senza sfioratore e paratoie mobili, Geometria con solo lo sfioratore laterale.**

Dai risultati riguardanti la Geometria completa (simulazione 1), si è reso subito evidente come l'utilizzo all'interno del software di una geometria particolarmente complessa da un punto di vista idraulico, con importanti componenti tridimensionali delle interazioni idrodinamiche tra le correnti in uscita dai tre distinti organi di scarico, possa indurre il programma a restituire degli out-put instabili e non rappresentativi della realtà dell'evento. Dalle analisi dei risultati riguardanti la comparazione dei livelli idrici osservati e calcolati dal codice HEC-RAS, si è notato come i risultati siano coerenti solo per il tratto d'alveo interessato dello sbarramento principale della "Diga Vecchia" (denominato *Principale* nello studio), nel quale si raggiunge la quota di 75.80 m s.l.m. a monte dello sbarramento, con una portata pari a **630 m³/s**, ma non per il tratto secondario, che raccoglie le acque provenienti dallo scarico superficiale e quello di alleggerimento (denominato *Scarico superficiale di valle* nello studio), all'interno del quale si raggiunge la condizione di 70 m. s.l.m. con una portata eccessivamente bassa rispetto alla realtà dell'evento e alle reali capacità di scarico delle paratoie mobili e dello sfioratore laterale.

Dall'analisi dei risultati ottenuti sfruttando le altre due geometrie semplificate da un punto di vista idraulico, **Geometria senza sfioratore e paratoie mobili e Geometria con solo lo sfioratore laterale (simulazione 2, simulazione 3)**, si ottengono invece dei risultati più stabili e più rappresentativi dell'evento, in ragione della miglior corrispondenza tra le geometrie schematizzate e le caratteristiche del software, che è

particolarmente idoneo per rappresentare casi approssimabili con schematizzazioni monodimensionali o, la più, quasi-bidimensionali.

Dalla simulazione 2 è risultato che la portata massima scaricata dallo sbarramento durante l'evento di piena può essere assunta con ragionevole confidenza pari a **1410-1450 m³/s**, dei quali **630 m³/s** rilasciati dalla diga e i rimanenti **780-820 m³/s** dai due scarichi di superficie e di alleggerimento; considerando l'insieme dei risultati forniti dalle simulazioni si è in particolare ritenuto di individuare in **1430 m³/s** il valore della portata caratterizzante l'episodio. Il valore così ottenuto identifica in realtà la portata massima rilasciata dagli scarichi dell'impianto, la quale non coincide con il colmo di piena affluito all'invaso a seguito dell'effetto laminativo esercitato dal serbatoio. In realtà la differenza tra massima portata affluita e massima portata defluita è stata di entità decisamente limitata in quanto il volume di invaso di cui lo sbarramento dispone è modesto in rapporto al volume della piena affluita; considerando inoltre la dimensione del bacino idrografico, 675 km², e le caratteristiche dell'evento meteorico, contraddistinto da intensità elevata sulla durata di 12-24 ore e non da scrosci di particolare violenza, è ragionevole pensare ad un idrogramma di piena con un rapporto ridotto tra massima portata al colmo e massima portata media sulla durata di 1.0-2.0 ore. Anche l'evidenza sperimentale conferma che tra le 08:23 e le 08:33, cioè nell'intorno dell'istante di massimo rilascio a valle, il livello dell'invaso era stabile e non evidenziava variazioni significative, elemento da cui si deduce che in corrispondenza del massimo rilascio, la portata invasata era pressoché nulla.

Dalle considerazioni sopra fatte si ipotizza quindi una portata totale entrante nel serbatoio leggermente maggiore dei 1430 m³/s sopra stimati e pari a **1450 m³/s**

In ultimo, i risultati relativi alla Simulazione 3, confermano il dato ricavato nella simulazione precedente. Nello specifico, analizzando i risultati, si è dimostrato che la portata di **350 m³/s**, transitante lo sfioratore laterale e calcolata nella Simulazione 2, è un valore da ritenersi corretto in quanto, all'interno della Simulazione 3, tale portata produce un profilo verificato anche dalle analisi idrauliche preliminari e dalle documentazioni fotografiche disponibili e cioè, rigurgitato nella parte dello sfioratore più a

monte dello stramazzone e non rigurgitato verso valle. Lo studio della forma del profilo sullo sfioratore nella Simulazione 3 ha quindi confermato la verosimiglianza dei risultati della Simulazione 2.

Bibliografia

- Alfonsi G., Orsi E., *Problemi di idraulica e meccanica dei fluidi*, Milano, Casa editrice ambrosiana, 1984
- Becciu G., Paoletti A., *Esercitazioni di costruzioni idrauliche*, Padova, CEDAM, 2005.
- Citrini D., Nosedà G., *Idraulica*, Milano, Casa editrice ambrosiana, 1982.
- Cozzo G., *Una formula per il calcolo del coefficiente di deflusso sotto paratoie*, in «L'energia elettrica», N. 11-12, 1978.
- ENEL Produzione S.p.a., *Diga di Vulci (VT). Stima della portata massima affluita allo sbarramento durante dell'11 e 12 novembre 2012*, Rapporto Tecnico AdB-GEM / IDR / Mestre, 2014.
- ENEL U.B. CEPRANO, *FOGLIO DI CONDIZIONI PER L'ESERCIZIO E LA MANUTENZIONE. DIGA DI VULCI IN COMUNE DI MONTALTO DI CASTRO*, n. arch. S.N.D. 77, 25 Giugno 1997.
- Maglione U., *Le piene fluviali*, Pavia, La Goliardica pavese, 1999.
- Murachelli A., Riboni V., *Rischio idraulico e difesa del territorio*, Palermo, Flaccovio Editore, 2010.
- ENEL Produzione S.p.a., *Diga di Vulci (VT). Stima della portata massima affluita allo sbarramento durante dell'11 e 12 novembre 2012*, Rapporto Tecnico AdB-GEM / IDR / Mestre, 2014.
- U.S. Army Corps of Engineers, *HEC-RAS River Analysis System. Hydraulic Reference FfManual – User's Manual*, Vers.2.1, Aprile 1997.

Sitografia

- Centro funzionale regionale, *Rapporto di evento del 11 – 16 novembre 2012*, in <http://www.idrografico.roma.it/documenti/RapportiEvento/Anno%202012/11%20-%20Novembre/Rapporto%20Evento%2011-16%20novembre%202012.pdf>, data ultima consultazione 08/03/2014.
- Querzoli G., *Dispense di idraulica*, in <http://pcque.unica.it/dispense/IdraulicaNO.PDF>, data ultima consultazione: 05/01/2014.
- Zinbone S.M., *Foronomia*, in http://www.unirc.it/documentazione/materiale_didattico/598_2009_174_5670.pdf, data ultima consultazione: 08/03/2014.
- <http://www.adbfiora.it/modules.php?name=Content&pa=showpage&pid=11>, data ultima consultazione 02/03/2014.
- <http://www.igmi.org>, data ultima consultazione 22/02/2014.
- <http://www.tusciamedia.com>, data ultima consultazione 15/02/2014.