



# COMUNE DI CORTONA

(Provincia di Arezzo)



## NUOVE ACQUE S.p.A.

Località Poggio Cuculo, Patrignone 52100 - Arezzo - Tel.0575/339500 Fax. 0575/320289 - www.nuoveacque.it

### INTERVENTI PER L'INCREMENTO DELLA SICUREZZA DELLA DIGA DI CERVENTOSA CIG: 9579036692



Elaborato

**PROGETTO DEFINITIVO**

Scala

**R-03**

**RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA**

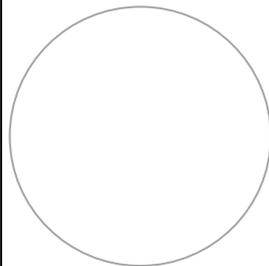
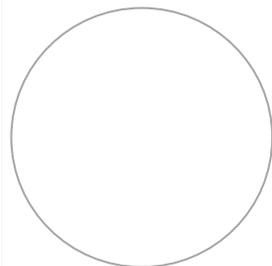
Revisione	Nome file:	Data:	Descrizione:	Redatto:	Controllato:	Approvato:
3 <sup>a</sup>						
2 <sup>a</sup>						
1 <sup>a</sup>						
emissione	R-03.docx	Gennaio 2023	1 <sup>a</sup> Emissione	Ing. Alessandro Berni	Ing. Andrea Chiarini	Ing. Remo Chiarini

*Progettisti*

*Visto del committente*

Gruppo di lavoro:

**Ing. Remo Chiarini**  
(Responsabile integrazione prestazioni specialistiche)  
**Ing. Andrea Chiarini**  
(Geotecnica e Strutture)  
**Ing. Alessandro Berni**  
(Idrologia, Idraulica, elaborati economici e piano particolare)  
**Ing. Cosimo Convertino**  
(Sicurezza)



Il R.U.P.

Consulenza tecnico-scientifica per l'allestimento dei modelli di calcolo strutturale:

**Prof. Ing. Andrea Benedetti**

**Ing. Remo Chiarini**

**Ing. Alessandro Berni**

**Ing. Omar Milighetti**

Topografia ed elaborazioni Gis e Cad: *Geom. Meri Migliacci, Geom. Mario Sensi, Geom. Ugo Manganaro, Geom. Daniele Tellini*

Il presente elaborato, posto sotto tutela di legge, è stato redatto per conto di NUOVE ACQUE S.p.A. da CHIARINI ASSOCIATI Ingegneria Civile e Ambientale e, senza la preventiva autorizzazione scritta dell'autore, sono vietate la riproduzione, anche parziale, e la cessione a terzi estranei ai procedimenti autorizzativi o di appalto.

Verifica e validazione eseguita secondo Norme UNI EN ISO 9001:2000 da Nuove Acque S.p.A.

## SOMMARIO

<b>1</b>	<b>Introduzione .....</b>	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>Aspetti normativi .....</b>	<b>6</b>
2.1	Quadro normativo di riferimento .....	6
2.2	Decreto Presidente della Repubblica del 1/11/1959 n°1363.....	6
2.3	Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici del 24/3/1982 .....	9
2.4	Legge 21 ottobre 1994 n°584.....	12
2.5	Legge 28 maggio 2004 n°139 .....	13
2.6	Decreto Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 26 giugno 2014 .....	14
<b>3</b>	<b>Stima della portata di progetto .....</b>	<b>20</b>
3.1	Metodi diretti .....	20
3.2	Metodi indiretti .....	21
3.2.1	Definizione degli afflussi meteorici .....	22
3.2.2	Stima delle perdite idrologiche mediante il metodo del Curve Number .....	29
2.2.3	Trasformazione afflussi-deflussi.....	30
<b>4</b>	<b>Laminazione delle piene .....</b>	<b>33</b>
4.1	Modello matematico.....	33
4.1.1	Tipologie di opere di scarico.....	33
4.2	Valutazione del franco netto.....	34
<b>5</b>	<b>Diga di Cerventosa: caratteristiche e analisi idrologica .....</b>	<b>35</b>
5.1	Descrizione dell'opera di sbarramento .....	35
5.2	Caratteristiche dell'invaso nelle configurazioni ante e post operam.....	35
5.3	Opere di scarico.....	39
5.3.1	Scarico di superficie .....	39
5.3.1.1	Revisione e aggiornamento delle altimetrie a seguito delle più recenti campagne di rilevamento topografico con tecnologia GPS .....	41
5.3.1.2	Ricerca della legge di efflusso dallo scarico di superficie al variare del livello d'invaso al di sopra della quota di massima regolazione .....	42
5.3.2	Scarico di fondo.....	44
5.4	Caratteristiche idrologiche del bacino .....	45
5.4.1	Caratteristiche idrologiche del bacino rivenienti dal FCEM 2004 e dagli studi pregressi ....	50
<b>6</b>	<b>Diga di Cerventosa: portate di progetto .....</b>	<b>53</b>
6.1	Stima delle piogge .....	53
6.2	Stima delle portate di progetto .....	53
6.2.1	Portate di massima piena di progetto rivenienti dal FCEM 2004 e dagli studi pregressi.....	56
6.3	Riepilogo dei dati e discussione .....	57
<b>7</b>	<b>Laminazione degli idrogrammi di piena .....</b>	<b>59</b>
7.1	Stato attuale.....	59
7.2	Stato di progetto .....	63
<b>8</b>	<b>Condizione di rispetto del franco.....</b>	<b>67</b>

8.2 Stato attuale .....	68
8.3 Stato di progetto .....	68
<b>9 Progetto del manufatto di dissipazione dello scarico di fondo.....</b>	<b>69</b>
Calcolo della spinta idrodinamica da dissipare allo scarico di fondo della diga.....	69
<b>10 Misure pioggia - livello di invaso .....</b>	<b>71</b>
<b>11 Opere provvisionali per la sicurezza idraulica delle aree di cantiere a monte dell'opera di sbarramento (ture).....</b>	<b>72</b>
11.1 Determinazione del tempo di ritorno della portata di piena di progetto per opere provvisionali.....	72
11.2 Stima della portata al colmo di progetto TR = 10 anni per il dimensionamento delle opere provvisionali.....	73
11.2.1 Tura principale su Fosso della Cerventosa.....	74
11.2.2 Tura secondaria su fosso AV32906 (affluente di sinistra del Fosso della Cerventosa).....	75
11.3 Dimensionamento idraulico delle opere provvisionali.....	75
11.3.1 Condotta di scarico della tura principale su Fosso della Cerventosa .....	76
11.3.2 Condotta di scarico della tura secondaria sul fosso AV32906.....	76
<b>12 Tombini di attraversamento.....</b>	<b>77</b>

## 1 INTRODUZIONE

La presente relazione documenta ed illustra le analisi idrologico – idrauliche redatte per conto della società Nuove Acque S.p.a. a supporto della progettazione definitiva degli interventi per l'incremento della sicurezza della diga di Cerventosa situata nel comune di Cortona (AR).

Lo studio è finalizzato alla valutazione della sicurezza idrologico - idraulica dello sbarramento nelle sue configurazioni attuali e di progetto per tempi di ritorno TR = 1000 e 3000 anni, con una nuova definizione degli obiettivi imposti dalla normativa (D.M. Infrastrutture e Trasporti 26 giugno 2014) e dei conseguenti confronti tra i livelli di sicurezza idraulica esistenti e attesi.

L'analisi idrologica per la valutazione degli idrogrammi di piena di progetto è stata effettuata sulla base di consolidate tecniche afflussi-deflussi elaborando su Gis aggiornati dati morfologici, litologici e di uso del suolo.

La successiva analisi idraulica nella configurazione di progetto prevede la costruzione di un modello numerico dell'opera finalizzato alle seguenti verifiche in moto vario:

- effetto di laminazione dell'invaso e valutazione della quota massima raggiunta dalla superficie idrica in occasione degli eventi di piena con TR = 1000 e 3000 anni;
- valutazione del tempo di ritorno dell'idrogramma di piena tale da consentire il rispetto del franco di sicurezza con le modalità di scarico previste in normativa;
- valutazione del tempo di ritorno dell'idrogramma di piena tale da annullare il franco;
- determinazione della portata smaltibile dai singoli organi di scarico secondo i criteri indicati dal "Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Direzione generale per le dighe, le infrastrutture idriche ed elettriche".

Nel presente elaborato sono riportati inoltre i dimensionamenti dei tombini previsti in progetto nonché le analisi idrauliche relative alle opere provvisorie quali le ture previste a monte dello sbarramento a protezione delle aree di cantiere (tura principale sul Fosso della Cerventosa e tura secondaria sull'affluente in sinistra idrografica, indicato con codice AV32906 nel reticolo idrografico regionale di cui alla L.R. 79/2012 aggiornato con DCR 103/2022 (vedi Figura 1-1).

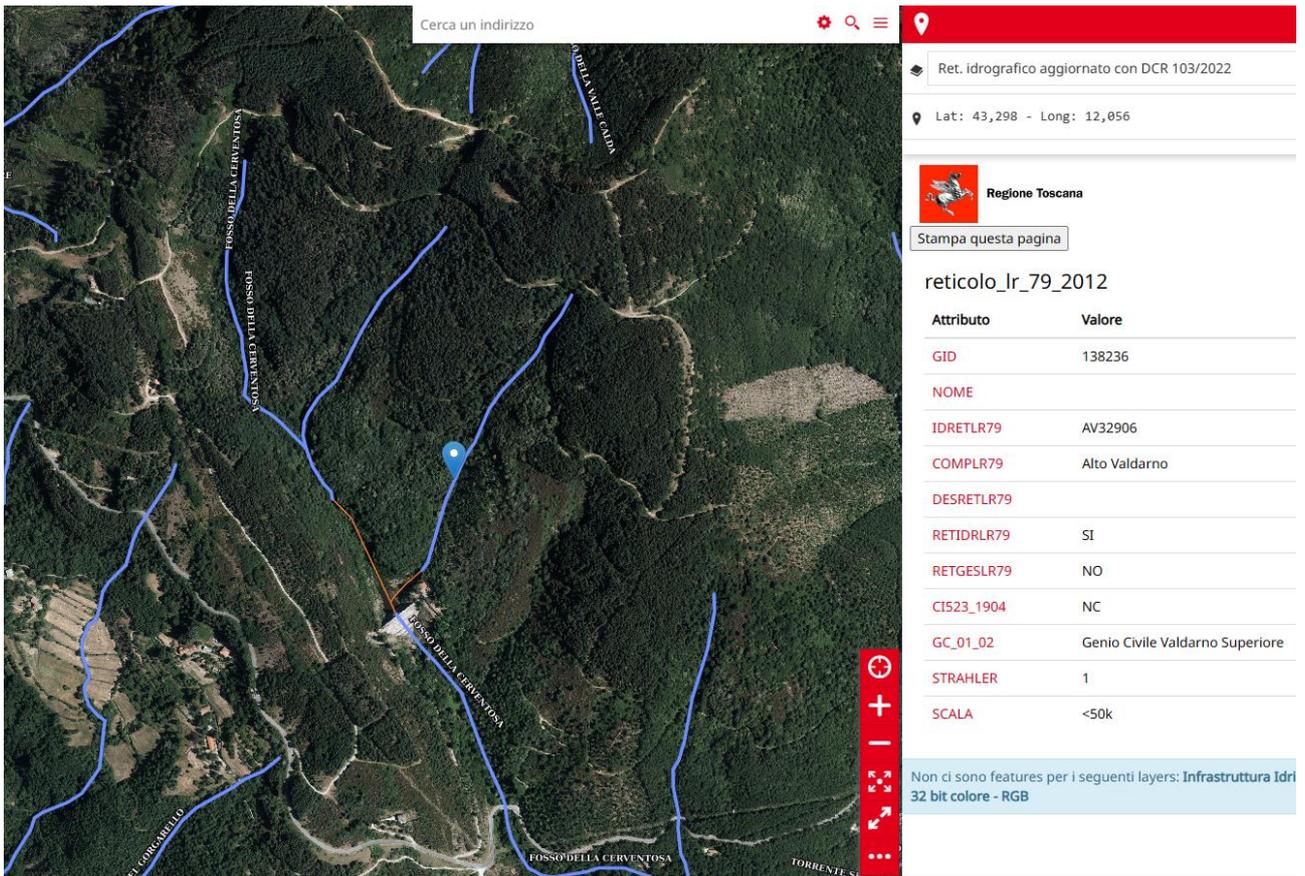


Figura 1-1: reticolo idrografico regionale (L.R. 79/2012) aggiornato con DCR 103/2022.

## 2 ASPETTI NORMATIVI

### 2.1 Quadro normativo di riferimento

Il quadro legislativo italiano di riferimento in materia di sbarramenti è consultabile al sito internet <https://dgdighe.mit.gov.it/categoria/articolo/normativa/Leggi> .

Di seguito viene analizzato il contenuto delle normative di interesse applicativo per il presente studio, tenuto conto della loro applicabilità in relazione alla loro evoluzione temporale.

### 2.2 Decreto Presidente della Repubblica del 1/11/1959 n°1363

Con il D.P.R. 1° novembre 1959, n. 1363 veniva approvato l'allegato *“Regolamento per la compilazione dei progetti, la costruzione e l'esercizio delle dighe di ritenuta”*. Tale dispositivo normativo, pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana n. 72 del 24-3-1960 ed entrato in vigore l'8 aprile 1960, era applicabile a tutti gli sbarramenti (dighe o traverse) di altezza superiore ai 10 metri ed a quelli di altezza inferiore che determinassero però un invaso superiore ai 100.000 metri cubi; i serbatoi, aventi altezza inferiore ai 10 metri e volume d'invaso minore di 100.000 metri cubi, erano invece parzialmente soggetti alle prescrizioni di seguito riportate, a discrezione dei locali uffici del Genio Civile competenti.

Questa normativa, che rappresenta la base delle direttive italiane in materia di dighe, si sviluppa in due parti: la prima delle due esplica le *“Norme generali per la progettazione, costruzione ed esercizio delle opere di sbarramento”*; la seconda è invece più indirizzata a fornire le norme per il calcolo degli sbarramenti in funzione della loro tipologia.

La prima parte è suddivisa a sua volta in tre capitoli.

Il primo capitolo è dedicato alle modalità con cui debbono essere redatti il progetto di massima e il progetto esecutivo dell'opera. La Normativa prevede altresì che vi sia un documento denominato *“Foglio delle condizioni”* (che costituisce un legame tra gli aspetti amministrativi e tecnici del progetto) all'osservanza del quale è vincolato lo sviluppo dell'opera e pertanto contiene le norme per l'esecuzione, la vigilanza e le misure da adottare per il controllo del comportamento dello sbarramento e, in generale, tutti i provvedimenti atti a garantire la buona riuscita e la sicurezza dell'opera. La sottoscrizione di questo documento da parte del richiedente la

concessione o concessionario implica, altresì, l'obbligo di effettuare segnalazioni in caso di temuto pericolo ed eventualmente l'immediato svasso del serbatoio.

Il secondo capitolo contiene le direttive necessarie alla corretta esecuzione dei lavori e quindi alla realizzazione dell'opera. Vengono inoltre descritte le fasi successive fino al collaudo finale.

Il terzo ed ultimo capitolo della prima parte contiene le direttive riguardanti le modalità di esercizio dell'opera. Una volta collaudato lo sbarramento inizia, infatti, il regolare esercizio dello stesso, che dovrà pertanto essere continuamente vigilato a cura del richiedente la concessione. Il personale addetto a tale compito dovrà risiedere nelle vicinanze, in un'opportuna casa di guardia, ed essere ben collegato sia telefonicamente con la ditta concessionaria sia fisicamente con lo sbarramento per gli opportuni controlli. Il richiedente la concessione è, inoltre, obbligato alla completa manutenzione dell'opera in tutte le sue parti e ad eseguire i controlli e le misure periodiche previsti nel Foglio delle condizioni e nel progetto esecutivo approvato. Un ingegnere del Genio Civile, infine, attuerà degli accertamenti periodici di controllo, in numero di almeno due l'anno, possibilmente negli stati di massimo e minimo invaso. Ogni situazione rilevata che possa far sorgere dubbi sulla stabilità dello sbarramento, consente all'ufficio del Genio Civile di imporre al concessionario dei provvedimenti di urgenza, indispensabili per assicurare l'incolumità pubblica.

La seconda parte del DPR del 1959 intitolata "*Norme per il calcolo e la costruzione dei diversi tipi di sbarramento*" è suddivisa in cinque capitoli e contiene appunto le direttive per la realizzazione delle opere in funzione della loro tipologia.

Nel primo capitolo vengono, infatti, dapprima classificati i diversi tipi di sbarramento in relazione al materiale impiegato per la costruzione del corpo diga:

- A. sbarramenti murari;
- B. sbarramenti in materiali sciolti;
- C. sbarramenti di tipo vario;
- D. traverse fluviali.

Successivamente vengono definite le caratteristiche geometriche fondamentali di uno sbarramento e precisamente:

- *altezza dello sbarramento*: dislivello tra la quota del piano di coronamento e quella del punto più basso della superficie di fondazione, escluse eventuali sottostrutture;

- *livello di massimo invaso*: quota massima cui può giungere l'acqua nel serbatoio per l'evento di piena eccezionale previsto;
- *altezza di massima ritenuta*: dislivello tra la quota di massimo invaso e quella del punto più depresso dell'alveo naturale in corrispondenza del paramento di monte;
- *franco*: dislivello tra la quota del piano di coronamento dello sbarramento e quella del massimo invaso.

Nei capitoli secondo e terzo sono specificati rispettivamente tutti i tipi di sbarramenti murari e in materiali sciolti e tutte le eventuali azioni (spinte idrostatiche, sottopressioni, azioni sismiche ecc.) che concorrono all'instabilità dell'opera. Sono inoltre indicate le caratteristiche costruttive e di stabilità di ogni tipo contemplato, le verifiche da effettuare nonché le modalità e particolarità costruttive. Gli sbarramenti murari, in funzione del modo in cui l'opera stessa resiste all'azione idrostatica dell'acqua, vengono a loro volta suddivisi in:

1. sbarramenti a gravità;
2. sbarramenti a gravità alleggeriti;
3. sbarramenti a volta;
4. sbarramenti con pareti di ritenuta a volte o solette sostenuti da contrafforti.

A ciascun tipo la normativa dedica un paragrafo nel quale sono riportate le caratteristiche e le verifiche prima menzionate. Sempre con riferimento a questo tipo di sbarramento, fra le disposizioni generali è prescritto che la superficie d'imposta debba essere in roccia viva, non fessurata e non presentare notevoli pendenze verso valle. Per quanto riguarda le particolarità costruttive, la normativa impone che il franco non sia inferiore ad 1 metro, la larghezza del coronamento sia tale da consentire un'adeguata manutenzione, oltre che il passaggio stradale, nel caso in cui lo sbarramento sia tracimabile, la forma dello stesso debba essere tale da consentire il perfetto adagiamento della lama d'acqua su di esso; in ogni caso è esclusa ogni forma di erosione al piede dell'opera. Per gli sbarramenti in materiali sciolti la normativa fornisce la seguente suddivisione secondo la natura del materiale usato e le modalità della posa in opera:

1. sbarramenti in terra;
2. sbarramenti in muratura a secco;
3. sbarramenti in pietrame alla rinfusa.

In nessuno di questi casi si ammette la tracimazione dell'opera; inoltre, deve essere dimostrata la capacità degli organi di scarico di assicurare lo smaltimento della portata di massima piena calcolata. Le caratteristiche meccaniche dei terreni di fondazione debbono essere compatibili con i carichi gravanti, oltre che risultare pressoché impermeabili; in caso contrario sono da prevedere dispositivi di tenuta in modo da escludere filtrazioni dannose. Per quanto concerne le particolarità costruttive, il franco deve risultare non inferiore all'altezza della semionda presumibile nel lago, aumentata di 1.5 metri, mentre gli scarichi di superficie debbono essere preferibilmente a soglia fissa; nel caso si adottino invece organi mobili, è opportuno che siano dei tipi più semplici e di sicuro funzionamento. La larghezza del coronamento in sommità e le pendenze medie dei paramenti del rilevato sono assegnati in funzione delle tipologie prima viste e dell'altezza dello sbarramento.

Nei capitoli quarto e quinto sono invece definite le Traverse Fluviali e tutte le rimanenti opere di sbarramento non assimilabili ai tipi precedentemente analizzati. In particolare il presente D.P.R. è vincolante nei confronti delle traverse fluviali, intese come sbarramenti su un corso d'acqua che determinano un volume d'invaso, delimitato dal profilo di rigurgito a seguito della presenza della traversa e quello di magra, superiore a 100.000 metri cubi.

### 2.3 Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici del 24/3/1982

Questa normativa rappresenta una parziale rivisitazione del D.P.R. del 1959, di cui sostituisce la seconda parte, riguardante le norme per il calcolo degli sbarramenti in funzione della loro tipologia, con una nuova sezione intitolata "*Caratteristiche generali strutturali e costruttive - Verifiche di sicurezza*". Per quanto concerne la classificazione tipologica delle dighe non ci sono sostanziali differenze rispetto alla precedente normativa, mentre sono introdotte alcune variazioni nelle definizioni delle grandezze fondamentali che sono di seguito elencate:

- *altezza della diga*: è il dislivello tra la quota del piano di coronamento (esclusi parapetti ed eventuali muri frangionde) e quella del punto più basso della superficie di fondazione (escluse eventuali sottostrutture di tenuta);
- *quota di massimo invaso*: è la quota massima cui può giungere il livello dell'acqua dell'invaso ove si verifichi il più gravoso evento di piena previsto, escluso la sopraelevazione da moto ondoso;

- *quota massima di regolazione*: è la quota del livello d'acqua al quale ha inizio, automaticamente, lo sfioro dagli appositi dispositivi;
- *altezza di massima ritenuta*: è il dislivello tra la quota di massimo invaso e quella del punto più depresso dell'alveo naturale in corrispondenza del paramento di monte;
- *franco*: è il dislivello fra la quota del piano di coronamento e quella di massimo invaso;
- *franco netto*: è il dislivello tra la quota del piano di coronamento e quella di massimo invaso aggiunta a questa la semiampiezza della massima onda prevedibile nel serbatoio;
- *volume totale d'invaso*: è la capacità del serbatoio compresa tra la quota di massimo invaso e la quota minima di fondazione; per le traverse fluviali è il volume compreso tra il profilo di rigurgito più elevato indotto dalla traversa ed il profilo di magra del corso d'acqua sbarrato;
- *volume utile di regolazione*: è il volume compreso tra la quota massima di regolazione e la quota minima del livello d'acqua alla quale può essere derivata, per l'utilizzazione prevista, l'acqua invasata;
- *volume di laminazione*: è il volume compreso tra la quota di massimo invaso e la quota di massima di regolazione, ovvero, per i serbatoi specifici per la laminazione delle piene, tra la quota di massimo invaso e la quota della soglia inferiore dei dispositivi di scarico.

In particolare, la nuova normativa dedica grande attenzione ai valori del franco netto e della larghezza del coronamento. Nelle disposizioni generali, infatti, sono riportati (vedi Tabella 2-1) i valori dell'ampiezza massima delle onde nel serbatoio, in funzione della superficie d'acqua lambita dal vento o fetch ( $F_e$  in km) e della massima velocità media del vento ( $V_v$  in km/h), da utilizzare nel calcolo del franco netto nel caso in cui questi valori non venissero ricavati da appositi studi.

Tabella 2-1 Massime ampiezze delle onde nel serbatoio (in metri) in funzione del fetch,  $F_e$ , e della massima velocità media del vento,  $V_v$ .

$V_v$ (km/h)	$F_e$ (km)						
	1	2	4	6	8	10	15
$V_v \geq 100$	1.09	1.51	2.09	2.52	2.89	3.21	3.88
$V_v = 80$	0.86	1.19	1.65	1.99	2.28	2.53	3.07
$V_v \leq 60$	0.63	0.88	1.21	1.47	1.68	1.87	2.26

Per le dighe murarie in generale la normativa prevede che il franco netto sia superiore o uguale ad 1 metro (mentre secondo il DPR del 1959 tale prescrizione riguardava il franco) e che la larghezza del coronamento sia tale da consentire la transitabilità dei mezzi per la sorveglianza e la manutenzione.

Per le dighe in materiali sciolti il valore del franco netto,  $F_n$ , è tabulato in funzione dell'altezza della diga e a tale valore vanno aggiunti prevedibili abbassamenti del coronamento dovuti all'assestamento del terreno di fondazione e del rilevato (D.P.R. del 1959: franco non inferiore all'altezza della semionda aumentata di 1.5 metri); la larghezza del coronamento deve essere tale da consentire la corretta posa in opera del materiale fino in sommità e, in ogni caso, dovrà risultare non inferiore al doppio del franco netto minimo precedentemente determinato. Per questa tipologia sono, inoltre, previste delle disposizioni particolari per le opere ubicate in zona sismica: i materiali utilizzati per il rilevato dovranno essere tali da ridurre il più possibile l'abbassamento del coronamento dovuto alle azioni dinamiche del sisma e il franco netto dovrà essere aumentato di una certa quantità funzione dell'altezza della diga, mentre la larghezza minima del coronamento dovrà risultare maggiore o uguale al doppio del nuovo franco netto.

In Figura 2-1 viene riportato l'andamento del franco netto in funzione dell'altezza della diga nel caso di localizzazione dell'opera sia in zona sismica che non sismica.

Sempre con riferimento alle dighe in materiali sciolti, la normativa dispone che l'evento di piena più gravoso venga evacuato unicamente con gli scarichi di superficie, i quali pertanto andranno opportunamente dimensionati. Tali scarichi possono essere sia a soglie libere che munite di paratoie; in questo secondo caso, considerata l'ipotesi peggiore di non funzionamento delle paratoie, almeno la metà della portata massima da scaricare deve essere evacuata con le soglie libere, ammesso peraltro che in tale condizione il franco netto si riduca a valori pari a metà di quelli indicati dalla normativa, fatto salvo sempre il minimo di un metro. Se si adottano come scarichi di superficie quelli di tipo a calice o analoghi, soggetti a saturazione, le dimensioni di questi dovranno essere tali che la quota di saturazione risulti uguale a quella di massimo invaso aumentata di 2/3 del franco netto.

Particolare attenzione va infine dedicata, qualsiasi sia la tipologia dello sbarramento adottata e ai fini delle verifiche di sicurezza, alla determinazione delle azioni inerziali della massa strutturale e dell'acqua invasata nelle zone dichiarate sismiche. La

normativa dispone, infatti, delle formule per il calcolo delle precedenti forze in funzione del grado di sismicità della zona considerata.

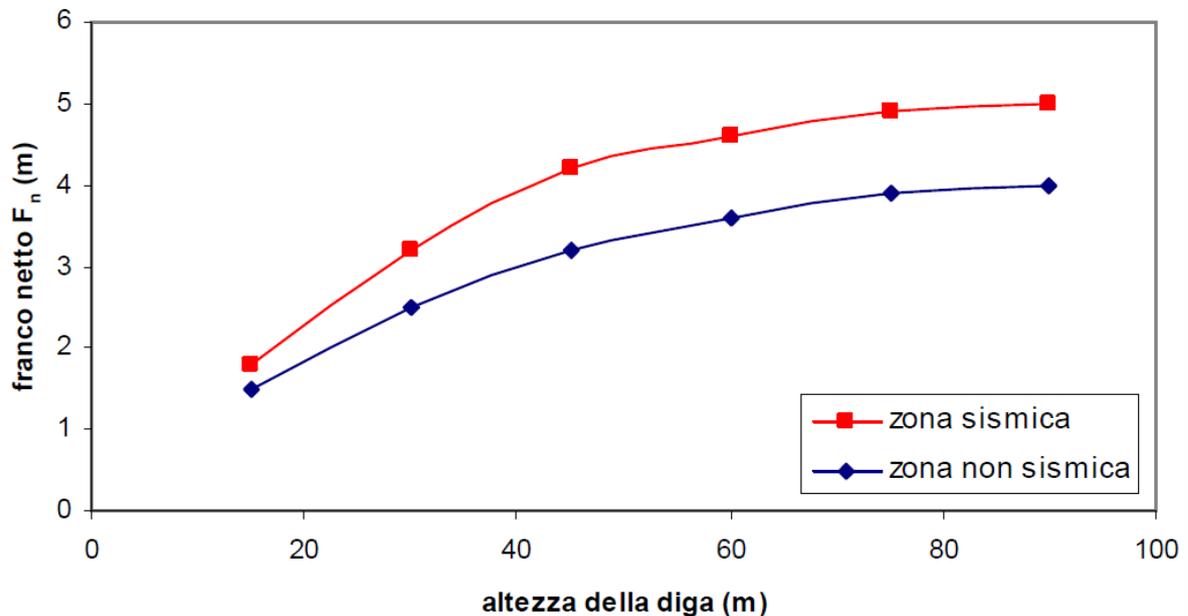


Figura 2-1: Andamento del franco netto,  $F_n$ , per le dighe in materiali sciolti, in funzione dell'altezza dello sbarramento e della sismicità della zona, previsto dal D.M. LL. PP. del 24 Marzo 1982 (Regolamento Dighe).

## 2.4 Legge 21 ottobre 1994 n°584

Con questa legge vengono fissati dei nuovi limiti ai fini dell'applicazione del Regolamento del 1959 che viene ritenuto valido per dighe di ritenuta o traverse che:

- superino i 15 metri d'altezza;
- determinino un volume d'invaso superiore ai 1.000.000 metri cubi.

Con riferimento all'altezza delle dighe, ai fini del loro assoggettamento al Regolamento, si impone che venga valutata dal punto più depresso dei paramenti e non più dal punto più depresso della fondazione.

La realizzazione delle dighe, che rientrano nei limiti precedenti, è subordinata, ai fini della tutela della pubblica incolumità, all'approvazione tecnica del progetto da parte del Servizio Nazionale Dighe, il quale deve sempre tenere conto degli eventuali vincoli ambientali, idrografici, urbanistici.

Per le opere già realizzate o in corso d'esecuzione, che non siano state approvate o che risultino in difformità ai progetti approvati, è prescritta la richiesta di sanatoria da parte dell'esercente o di chi ha intrapreso la costruzione della diga.

## 2.5 Legge 28 maggio 2004 n°139

La Legge del 28 maggio 2004 reca disposizioni urgenti in materia di sicurezza di grandi dighe.

All'articolo 1 la normativa prevede che il Registro Italiano Dighe (RID) compili un elenco dighe fuori esercizio con l'indicazione delle caratteristiche tecniche e dello stato delle opere, per le quali non sia stata rinnovata o richiesta la concessione e per le quali non abbia avuto luogo la dismissione definitiva della diga, così da costituire una condizione di rischio per le popolazioni a valle. L'elenco delle opere sopra descritte è comunicato dal RID alle regioni, alle province autonome e alle autorità di bacino territorialmente interessate, anche in relazione al rischio idraulico a valle. Le regioni, le province autonome e le autorità di bacino segnalano al RID la presenza nel loro territorio di eventuali altre dighe fuori esercizio, aventi le medesime caratteristiche, tenendo anche conto delle risultanze dell'attività straordinaria di ricognizione lungo i corsi d'acqua.

All'articolo 2 la Legge prevede che gli interventi urgenti per la messa in sicurezza siano attivati mediante l'adozione di ordinanze con contestuale nomina di uno o più Commissari delegati, di comprovata professionalità tecnico-scientifica o amministrativa, a cui affidare l'adozione di tutti i provvedimenti necessari alla eliminazione delle situazioni di pericolo e che possono avvalersi anche dei Servizi Integrati Infrastrutture e Trasporti (S.I.I.T.), territorialmente competenti. Le determinazioni commissariali sono adottate previa acquisizione del motivato parere tecnico vincolante del Registro Italiano Dighe.

L'articolo 3 della medesima legge prevede la nomina di un Comitato di alta sorveglianza, con il compito di monitorare lo svolgimento delle attività di cui all'articolo 2, verificando il rispetto della tempistica, al fine di assicurare il più celere superamento delle diverse situazioni di rischio.

Nell'articolo 4 è sancito che il RID, ai fini della valutazione delle condizioni di sicurezza delle dighe esistenti, determini, con apposito elenco, le dighe da sottoporre a verifica sismica ed idraulica in conseguenza della variata classificazione sismica dei siti ovvero dei ridotti franchi di sicurezza idraulica. Inoltre, il RID è tenuto a redigere le norme tecniche per la verifica sismica delle dighe in zona sismica. Le verifiche previste in tale articolo, effettuate a cura e carico del concessionario dell'opera ovvero del richiedente la concessione o del soggetto che esercisce l'opera, sono trasmesse al RID per la relativa approvazione. Il RID richiede, ove necessario, ai soggetti sopra

descritti la redazione del progetto degli interventi per l'incremento delle condizioni di sicurezza delle opere.

## 2.6 Decreto Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 26 giugno 2014

Il decreto, contenente le "*Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)*", si applica a tutti gli sbarramenti di ritenuta del territorio nazionale e ha la finalità di assicurare, anche in caso di eventi estremi, la permanenza della funzione di contenimento dell'acqua di invaso e della funzionalità degli organi necessari alla vuotatura controllata del serbatoio (per le "dighe di interesse strategico" le presenti norme sono finalizzate anche all'accertamento del requisito di mantenimento in esercizio dell'opera).

Per gli sbarramenti la cui altezza non supera i 10 m e che determinano un volume di invaso non superiore a 100.000 m<sup>3</sup>, l'Amministrazione competente alla vigilanza sulla sicurezza potrà decidere caso per caso e, in relazione alle caratteristiche dell'impianto di ritenuta, quali delle norme seguenti siano da applicare.

Il progetto e la costruzione delle opere e degli interventi oggetto delle presenti Norme devono conformarsi alle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008 (NTC), nel rispetto delle disposizioni particolari indicate nel decreto stesso.

Il decreto introduce alcune variazioni nelle definizioni delle grandezze fondamentali che sono di seguito elencate e nella classificazione tipologica delle dighe:

- *Altezza della diga*: è la differenza tra la quota del piano di coronamento e quella del punto più depresso dei paramenti. Per le traverse prive di coronamento si fa riferimento alla quota del punto più elevato della struttura di ritenuta.
- *Altezza di massima ritenuta*: differenza tra la quota di massimo invaso e quella del punto più depresso del paramento di monte.
- *Fetch*: massima lunghezza in linea retta dello specchio liquido del serbatoio alla quota del massimo invaso.
- *Franco*: differenza tra la quota del piano di coronamento e quella di massimo invaso.
- *Franco netto*: differenza tra la quota del piano di coronamento e quella di massimo invaso incrementata della semialtezza della maggiore tra l'onda generata dal vento ovvero quella di massima regolazione incrementata della semialtezza dell'onda da sisma di progetto, calcolate come all'art. C2. Per il calcolo del franco

netto dovranno essere, inoltre, considerati i fenomeni di interazione tra moto ondoso e diga: “riflessione” e “risalita” (run-up). Per queste due ultime componenti, ai fini del mantenimento del franco previsto, si potrà anche ricorrere ad un idoneo muro paraonde, di altezza non superiore a 1,4 m.

- *Impianto di ritenuta*: l'insieme dello sbarramento, delle opere complementari ed accessorie, dei pendii costituenti le sponde e dell'acqua invasata.
- *NTC*: Norme Tecniche per le costruzioni.
- *Opere complementari e accessorie*: opere direttamente connesse alla sicurezza e alla funzionalità degli impianti di ritenuta, ivi compresi gli interventi di sistemazione, impermeabilizzazione e consolidamento delle sponde del serbatoio, gli impianti e i sistemi di sorveglianza, allarme ed illuminazione, la casa di guardia, la viabilità di servizio, le opere di adduzione di derivazione dal serbatoio.
- *Opere o organi di scarico o scarichi*: insieme delle opere civili e impiantistiche necessarie per lo scarico, libero o volontario, dell'acqua invasata.
- *Progetto di gestione dell'invaso*: progetto di cui all'art 114 del decreto legislativo 3 aprile 2006, n. 152 e successive modifiche e integrazioni.
- *Quota di massimo invaso*: quota massima cui può giungere il livello dell'invaso ove si manifesti il più gravoso evento di piena previsto in progetto. Non si considera la sopraelevazione del moto ondoso.
- *Quota massima di regolazione*: quota del livello d'acqua al quale ha inizio, automaticamente, lo sfioro dagli appositi dispositivi.
- *Sbarramento*: struttura di ritenuta dell'acqua, costituita da una diga o da una traversa, e dalle opere di scarico.
- *Sponde del serbatoio*: complesso dei pendii naturali o artificiali costituenti, insieme allo sbarramento, il serbatoio, nonché dei pendii a quota superiore a quella di massimo invaso, le cui condizioni di stabilità possano essere influenzate dall'invaso ovvero possano influenzare la sicurezza o la funzionalità dell'invaso stesso.
- *Volume di invaso*: volume del serbatoio compreso tra la quota massima di regolazione e la quota del punto più depresso del paramento di monte.
- *Volume di laminazione*: volume del serbatoio compreso tra la quota di massimo invaso e quella massima di regolazione; per i serbatoi realizzati per sola laminazione delle piene è la capacità compresa tra la quota di massimo invaso e quella della soglia dei dispositivi di scarico.

- *Volume morto*: volume del serbatoio compreso tra la quota del punto più depresso del paramento di monte e la più bassa tra la quota dell'imbocco dell'opera di presa o dello scarico di fondo.
- *Volume totale di invaso*: volume del serbatoio compreso tra la quota di massimo invaso e quella del punto più depresso del paramento di monte.
- *Volume utile di regolazione*: volume del serbatoio compreso tra la quota massima di regolazione e quella minima alla quale è derivata l'acqua invasata.

Il decreto classifica le dighe nei tipi seguenti:

*a. Dighe di calcestruzzo:*

*a.1 a gravità*

*a.1.1. ordinarie*

*a.1.2. alleggerite*

*a.2. a volta*

*a.2.1. ad arco*

*a.2.2. ad arco gravità*

*a.2.3 a cupola*

*b. Dighe di materiali sciolti:*

*b.1. di terra omogenea*

*b.2. di terra e/o pietrame, con struttura di tenuta interna*

*b.3. di terra e/ o pietrame, con struttura di tenuta esterna*

*c. Traverse fluviali*

*d. Dighe di tipo misto e di tipo vario*

Il decreto disciplina, inoltre, sia per nuove dighe che per dighe esistenti, le modalità di effettuazione delle verifiche statiche e sismiche degli sbarramenti (vedi elaborato A-01 "Relazione statica e sismica").

Per quanto concerne la valutazione della sicurezza idraulica, il decreto non differenzia dighe nuove o dighe esistenti e rimanda alle modalità di indagine di cui agli artt. C.1 e C.2, di seguito riassunti.

L'art. C.1 tratta l'aspetto relativo a "*Portata di progetto e dispositivi di scarico*".

Gli scarichi di superficie della diga devono essere dimensionati per l'onda con portata al colmo di piena corrispondente al periodo di ritorno di 1000 anni, per le dighe in calcestruzzo, e di 3000 anni per le dighe di materiali sciolti, tenendo conto dell'effetto di laminazione esercitato dal serbatoio.

La portata di piena dovrà essere valutata con metodi probabilistici basati sull'informazione pluviometrica e idrometrica completa, desumibile dalle serie storiche e dai loro aggiornamenti, per il bacino idrografico sotteso dalla sezione dello sbarramento.

In assenza o carenza di informazioni, si potrà fare anche riferimento a dati di bacini limitrofi idrologicamente omogenei, utilizzando appropriate e giustificate metodologie di calcolo.

Le verifiche devono comprendere anche la stima della portata di piena con periodo di ritorno di 50, 100, 200 e 500 anni.

Gli scarichi di superficie della diga dovranno essere dimensionati in modo tale che il franco netto non sia inferiore a 1,0 m per le dighe di calcestruzzo e ai seguenti valori per le dighe di materiali sciolti:

<i>altezza della diga: fino a [m]</i>	15	90 o più
<i>franco netto [m]</i>	1,5	3,5

Per i valori intermedi dell'altezza della diga, il franco netto è determinato per interpolazione.

Ai valori sopra indicati sono da aggiungere, per le dighe di materiali sciolti, i previsti abbassamenti del coronamento derivanti dai cedimenti del terreno e del rilevato dopo il termine della costruzione, nonché quelli derivanti dalle azioni sismiche, da calcolarsi con adeguati modelli; questi ultimi non dovranno comunque essere assunti inferiori a 0,5 cm per metro di altezza della diga.

Per tutti i tipi di dighe dovrà essere valutato il periodo di ritorno dell'evento di piena che annulla il franco netto.

Per le dighe di calcestruzzo, lo scarico di superficie può essere composto da soglie libere o presidiate da paratoie. Per le dighe di materiali sciolti, lo scarico di superficie deve essere composto da soglie libere o in parte presidiate con paratoie; in questo ultimo caso, le soglie libere dovranno essere dimensionate per esitare, alla quota di massimo invaso, almeno il 50% della portata di progetto, tenendo conto dell'effetto di laminazione esercitato dal serbatoio.

In caso di soglie presidiate con paratoie dovrà essere considerata l'ipotesi del mancato funzionamento di almeno il 50% delle paratoie, nel caso di dighe di materiali sciolti, e di almeno il 20% delle paratoie, nel caso di dighe di calcestruzzo, verificando che in tale condizione il franco netto si riduca, al peggio, a 1/3 dei valori sopra indicati. Il calcolo può considerare il contributo della portata che effluisce sopra le paratoie chiuse, se queste sono tracimabili.

La conformazione dello scarico di superficie deve essere tale da assicurare il transito di eventuali corpi galleggianti tra la vena liquida e le sovrastrutture (passerelle, paratoie sollevate, ecc).

Nel caso delle dighe di materiali sciolti dotate di scarichi di superficie soggetti ad ingolfamento, come i calici, la quota di ingolfamento dovrà essere superiore di almeno 1 m alla quota di massimo invaso. L'opera va dimensionata per poter esitare il materiale galleggiante che giunga allo scarico. I calici dovranno essere dotati di idonei aerofori in corrispondenza del passaggio della corrente dal pozzo verticale o subverticale alla galleria suborizzontale e di ogni altro punto di singolarità della corrente dove possano innescarsi fenomeni di cavitazione.

I serbatoi dovranno essere provvisti di scarico di fondo e di esaurimento. Di norma per sbarramenti alti più di 50 m o che invasino più di 50 milioni di m<sup>3</sup>, è da prevedersi uno scarico di mezzofondo. Questo deve essere dimensionato per scaricare, con invaso alla quota massima di regolazione, una portata almeno pari alla metà della portata dello scarico di fondo. L'eventuale esclusione dello scarico di mezzofondo o differenti valori del rapporto della portata scaricata rispetto allo scarico di fondo dovranno essere adeguatamente motivati.

Gli scarichi a battente, nel loro insieme con esclusione dello scarico di esaurimento, devono rendere possibile la vuotatura del 75% del volume d'invaso del serbatoio a partire dalla quota massima di regolazione, in un periodo di 3 giorni se la capacità del serbatoio è inferiore o uguale a 50 milioni di m<sup>3</sup>, ovvero in 8 giorni se la capacità del serbatoio è uguale o superiore a 200 milioni di m<sup>3</sup>; per i valori intermedi si procederà per interpolazione.

In casi ordinari le portate immesse in alveo durante la vuotatura del serbatoio non debbono mettere in pericolo il territorio di valle.

Gli scarichi in pressione richiedono due organi di intercettazione in serie.

A meno che non sia altrimenti giustificato, il corretto funzionamento dei dispositivi di scarico e dei relativi organi di dissipazione di energia alla restituzione di valle dovrà essere verificato con prove su modello fisico.

La manovra degli organi di intercettazione degli scarichi dovrà essere effettuabile sia direttamente in posto, sia a distanza, e mediante almeno due fonti indipendenti di energia, oltre che a mano.

In relazione a prevedibili fenomeni di interrimento del serbatoio, gli scarichi di fondo, in particolare gli imbocchi, devono essere opportunamente progettati per garantire la funzionalità durante tutta la vita utile della diga.

Gli scarichi devono essere verificati nei confronti delle azioni sismiche, secondo quanto specificato al cap. C.6.

I serbatoi di laminazione, il cui volume di invaso è almeno per i 2/3 riservato alla laminazione delle piene, devono essere dotati di opere di scarico di fondo e, quando previsto, di mezzofondo, presidiate da paratoie. La tipologia e la funzionalità delle paratoie saranno fissate secondo i criteri sopra richiamati.

L'art. C.2 analizza invece l'aspetto relativo a "Onde da vento e da sisma nel serbatoio".

In mancanza di più precise indagini possono essere assunti i valori della massima ampiezza delle onde generate nel serbatoio dal vento di velocità  $U$  (km/ora) incrementati dalla risalita contro il paramento dello sbarramento, dati nella tabella seguente.

Velocità vento [km/h]	Ampiezza d'onda [m]									
	Fetch [km]									
	1	2	4	6	8	10	11	20	40	50
100	0.27	0.38	0.53	0.65	0.75	0.84	0.88	1.18	1.67	1.87
80	0.20	0.29	0.40	0.49	0.57	0.64	0.67	0.90	1.27	1.42
60	0.14	0.20	0.29	0.35	0.41	0.45	0.48	0.64	0.90	1.01
40	0.09	0.13	0.18	0.22	0.26	0.29	0.30	0.40	0.57	0.63
	run_up [m]									
	0.033	0.063	0.12	0.17	0.223	0.273	0.298	0.518	0.973	1.188

Si assume che il franco netto così garantito sia sempre adeguato nei confronti dell'onda generata dal sisma.

L'art. H.2.2. - "Intervento di miglioramento" relativo a dighe esistenti, prescrive che:

***"E' fatto obbligo di procedere almeno ad interventi di miglioramento idraulico, in conseguenza alla valutazione della sicurezza idraulica in base ai criteri di cui al cap. H.3.4., se il tempo di ritorno della portata di piena scaricabile rispettando il franco idraulico indicato al cap. C.1 risulti inferiore a 500 anni per le dighe di calcestruzzo e a 1000 anni per le dighe di materiali sciolti."***

### 3 STIMA DELLA PORTATA DI PROGETTO

I metodi di stima della portata di progetto possono suddividersi in:

- Metodi *diretti*, basati sulla elaborazione di serie storiche di portata disponibili per il corso d'acqua in esame: fra questi possono considerarsi le analisi di tipo locale "at site" e i metodi basati sulla regionalizzazione delle grandezze idrologiche (Rossi et al., 1984), nonché il principio di similitudine idrologica;
- Metodi *indiretti*, basati su metodologie sia empiriche che concettuali.

#### 3.1 Metodi diretti

I metodi diretti utilizzano esclusivamente le osservazioni di portata e sono finalizzati alla determinazione della legge di distribuzione di probabilità da associare alla grandezza idrologica, con risultati tanto più affidabili quanto più ampio è il campione di osservazioni disponibili. Le leggi di distribuzione più utilizzate sono quella di Gumbel e la Lognormale. In genere, per la limitata lunghezza temporale o la totale mancanza di serie storiche di dati di portata al colmo questi metodi sono poco utilizzati. Inoltre, in molte applicazioni pratiche, è necessario determinare l'intero idrogramma di piena e non solo il valore della portata al colmo.

Una procedura di stima dell'evento di piena, proposta nella letteratura scientifica, è rappresentata dal metodo della copula. Questo costituisce uno strumento di analisi di frequenza congiunta della portata al colmo e del volume di piena in grado di descrivere la struttura di dipendenza, tipicamente positiva, tra le due variabili. Nel caso di studi inerenti la verifica dell'adeguatezza delle opere di scarico per un serbatoio artificiale, tale analisi deve essere accoppiata con l'analisi di frequenza del livello del serbatoio antecedente il verificarsi dell'evento di piena (De Michele et al., 2005) ed è quindi principalmente indirizzata ad invasi per i quali è disponibile un robusto campione di eventi osservati.

Infine, il principio di similitudine idrologica si basa su metodologie statistiche che fanno riferimento a bacini con caratteristiche idrologiche simili e che conducono allo studio della correlazione tra la piena di progetto e una o più grandezze caratterizzanti il bacino, quali la superficie, la quota media, la precipitazione, il tempo di corrivazione, ecc. (Maione, 1981).

I metodi diretti non sono applicabili al bacino idrografico del Fosso della Cerventosa sotteso dalla diga per mancanza dei dati necessari.

### 3.2 Metodi indiretti

Per quanto riguarda i metodi indiretti, sia l'approccio razionale secondo l'espressione di Ghirardelli – Giandotti (Maione, 1981) che l'uso di una modellistica afflussi-deflussi si basano sull'ipotesi secondo cui la portata defluente associata ad uno specifico tempo di ritorno sia determinata da una sollecitazione meteorica di pari probabilità di accadimento. I dati di pioggia sono quasi sempre disponibili per numerose località del territorio e per un numero di anni idoneo ad ottenere una buona caratterizzazione climatica in termini di linee segnalatrici di possibilità pluviometrica (LSPP).

Queste possono essere ottenute tramite l'analisi statistica dell'insieme delle osservazioni di pioggia disponibili in una regione che presenti caratteristiche di omogeneità in relazione al regime pluviometrico. Tra i metodi di regionalizzazione, quello che ha avuto un più ampio impiego si basa sulla procedura della Two Component Extreme Value (TCEV) (Rossi et al., 1984). Tale modello ipotizza che i valori estremi, sia delle portate di piena che delle piogge, non provengano tutti dalla stessa popolazione ma da due diverse popolazioni legate a differenti fenomeni meteorologici. La tecnica di regionalizzazione è di tipo gerarchico, cioè si basa sulla considerazione che esistono zone geografiche che possono ritenersi omogenee relativamente a specifici parametri della distribuzione. In particolare, vengono utilizzati tre livelli di regionalizzazione. Al primo livello si individuano le zone che possono ritenersi omogenee rispetto al coefficiente di asimmetria della distribuzione di probabilità. Al secondo livello si assume che la regione precedentemente considerata omogenea possa essere suddivisa in sotto-zone, per ciascuna delle quali il coefficiente di variazione della distribuzione di probabilità è costante. Il terzo livello consente infine di stimare il valore medio dei massimi annuali della grandezza per singole località o aree di piccola estensione.

L'approccio razionale rappresenta in certi casi l'unico strumento che consente di stimare, seppur in maniera approssimata, la portata anche quando non si hanno informazioni accurate sulle caratteristiche geomorfologiche del bacino e sul regime pluviometrico. Per quanto riguarda la trasformazione afflussi-deflussi mediante modellistica idrologica, a parametri concentrati e/o distribuiti, questa può essere caratterizzata da differenti gradi di complessità a seconda del grado di dettaglio dei processi di formazione di piena simulati.

### 3.2.1 Definizione degli afflussi meteorici

#### 3.2.1.1 LSPP Regione Toscana 2014

La forzante data dall'evento meteorico è schematizzata attraverso uno ietogramma sintetico ad intensità costante nel tempo e nello spazio, la cui frequenza viene stimata a partire dalle curve di possibilità pluviometrica ricavate con l'adattamento delle serie storiche reali alla distribuzione TCEV ("Two Components Extreme Value").

Dette curve sono espresse, per ciascun tempo di ritorno, nella classica equazione di forma monomia nella quale l'altezza di pioggia totale  $h$  [mm] è espressa in funzione della durata  $d$  [ore] dell'evento:

$$h = a \cdot d^n$$

dove i parametri  $a$  e  $n$  sono desunti dallo studio promosso dalla Regione Toscana con DGRT 1133/2012 al fine di procedere ad un'implementazione e un aggiornamento del quadro conoscitivo idrologico del territorio toscano, con il quale si è provveduto ad aggiornare l'analisi di frequenza regionale delle precipitazioni estreme fino all'anno 2012 compreso (Referente: Prof. Enrica Caporali Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale dell'Università degli Studi di Firenze). I dati pluviometrici sono liberamente consultabili nel sito della Regione Toscana (<https://www.regione.toscana.it/-/nuovi-dati-sulla-regionalizzazione-delle-precipitazioni>).

Le LSPP sono state ricavate per durate di precipitazione  $d \geq 1$  ora ma, secondo le indicazioni fornite dagli estensori dello studio, sono estrapolabili con buona attendibilità fino a  $d \geq 0.5$  ore.

Dal sito della Regione Toscana è possibile scaricare l'andamento spaziale dei parametri  $a$  e  $n$  con griglia di 1 km x 1 km per ciascuno dei tempi di ritorno 2, 5, 10, 20, 30, 50, 100, 150, 200 e 500 anni, desunto a partire dall'analisi TCEV delle altezze di pioggia osservate. I risultati resi disponibili in formato ASCII Grid. La Figura 3-1 mostra, a titolo di esempio, le griglie dei parametri  $a$  e  $n$  per il tempo di ritorno di 200 anni nell'intera regione.

I valori delle altezze di pioggia così calcolati sono validi, a rigore, solo per precipitazioni estreme puntuali, essendo stati calibrati a partire dai dati puntuali di pioggia (le LSPP sono tarate sulla base dei massimi annui misurati puntualmente in una determinata stazione pluviometrica).

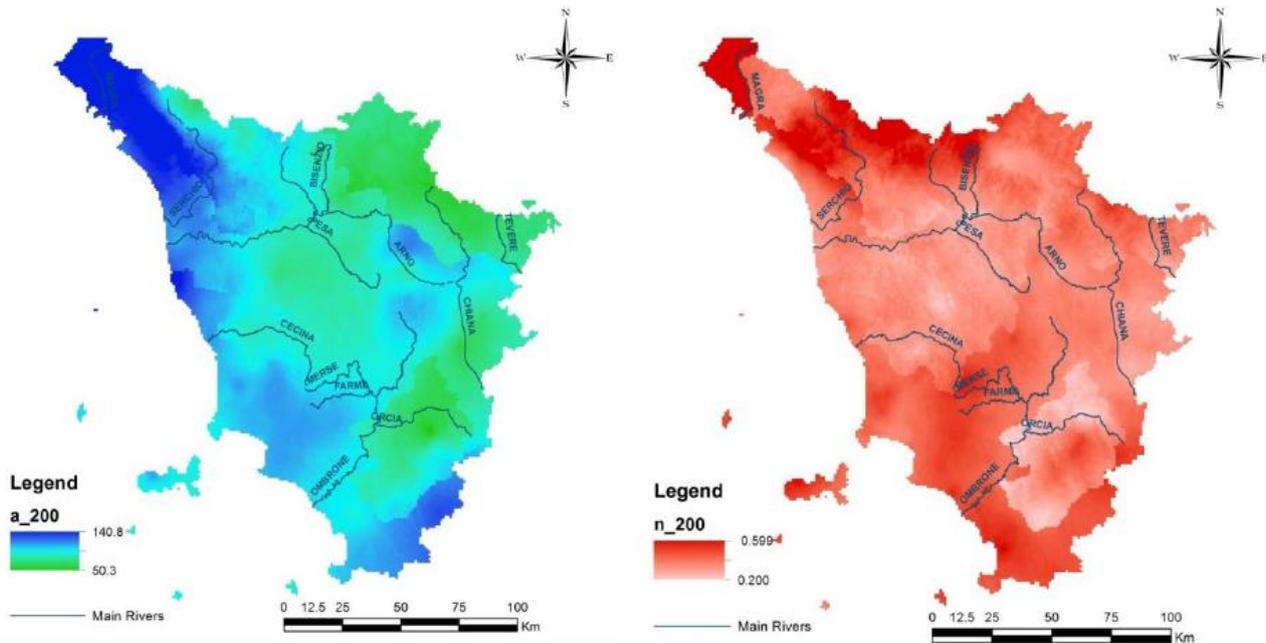


Figura 3-1: Spazializzazione sull'intera regione dei parametri "a" (a sinistra) e "n" (a destra) della Linea Segnalatrice di Possibilità Pluviometrica LSPP per il Tempo di ritorno 200 anni.

### 3.2.1.2 Compartimento Roma-Pescara

La procedura di regionalizzazione del Compartimento Roma-Pescara, riportata nella "Sintesi del rapporto regionale nei bacini delle sezioni idrografiche di Roma e Pescara" (CNR-GNDCI, 2000a), fa riferimento ad un'ampia fascia dell'Italia centrale, comprendente fra l'altro tutti i bacini del Compartimento di Roma del Servizio Idrografico e Mareografico Nazionale (SIMN), ossia il bacino del Tevere e i bacini minori con foce lungo il litorale del Lazio. Al primo livello di regionalizzazione il territorio è stato suddiviso in tre zone omogenee come mostrato in Figura 3-2.

Al secondo livello di regionalizzazione sono state considerate come sottozone le stesse tre zone del primo livello. Infine, al terzo livello, la pioggia indice puntuale,  $R_{id}$ , si calcola come:

$$R_{id} = \mu_{id} \cdot d$$

dove  $d$  rappresenta la durata della pioggia mentre l'intensità indice,  $\mu_{id}$ , è data dalla seguente espressione:

$$\mu_{id} = \mu_{i0} \left( \frac{b}{b+d} \right)^m$$

dove:

$b$ : parametro di deformazione della scala temporale, indipendente sia dalla durata  $d$  che dal tempo di ritorno  $TR$ ;

$m$ : parametro adimensionale compreso tra 0 e 1, indipendente sia dalla durata  $d$  che dal tempo di ritorno  $TR$ ;

$\mu_{i0}$ : media dell'intensità istantanea assunta dipendente dalla quota del punto,  $z$ :

$$\mu_{i0} = \frac{\overline{\mu_{i0}}}{\overline{\mu_{i24}}} \delta \frac{cz + D}{24}$$

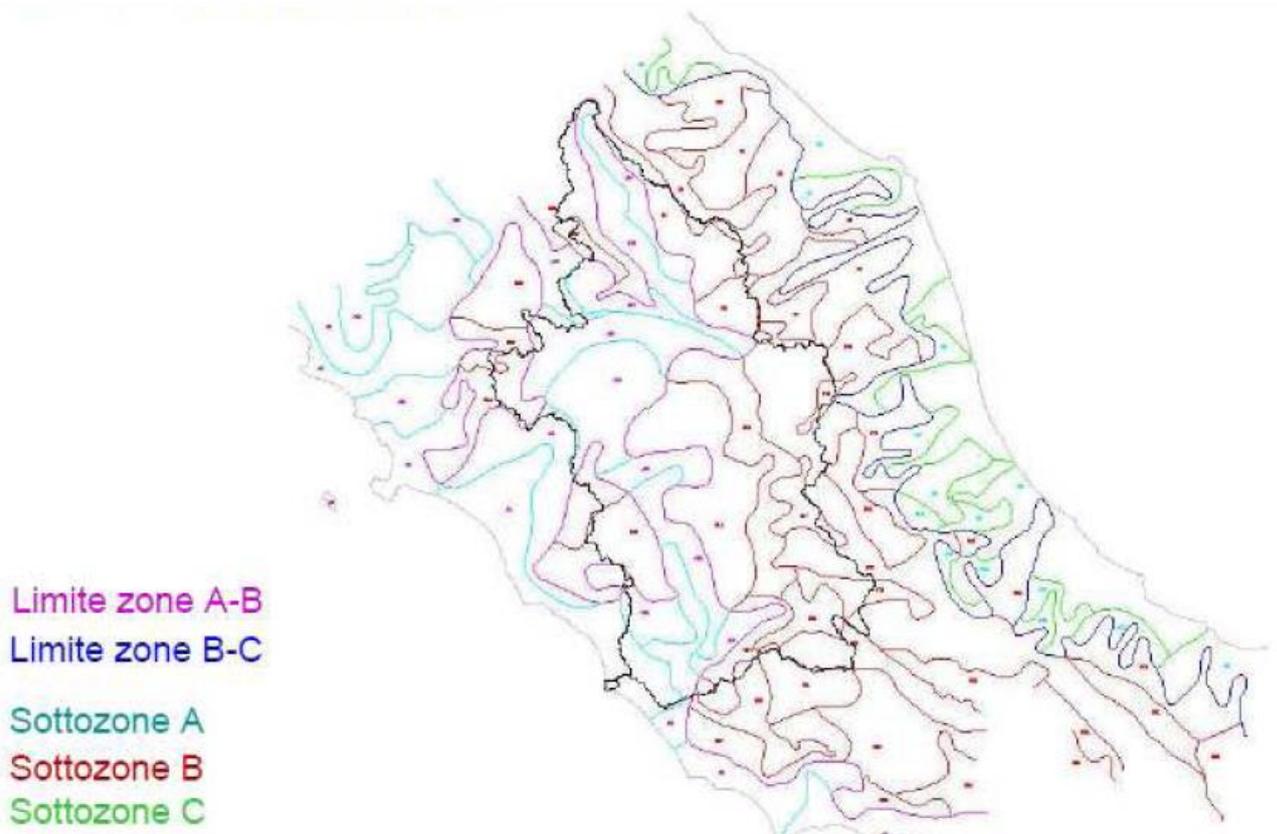


Figura 3-2: Suddivisione in zone e sottozone per i bacini dell'Italia Centrale, Compartimento Roma-Pescara.

I parametri necessari per poter applicare le precedenti espressioni ( $b$ ,  $m$ ,  $c$ ,  $D$ ,  $\overline{\mu_{i0}}/\overline{\mu_{i24}}$ ) vengono forniti tabulati, in base alla suddivisione in aree (Calenda et al., 2004), invece il coefficiente  $\delta$  è assunto costante su tutto il territorio esaminato (pari a 1.15).

La pioggia totale puntuale,  $R_d$ , per una data area omogenea e per un fissato tempo di ritorno si calcola moltiplicando la pioggia indice,  $R_{id}$ , per il coefficiente di crescita  $K_T$  (Tabella 3-1):

$$R_d = R_{id} \cdot K_T$$

Tabella 3-1: Valori del coefficiente probabilistico di crescita,  $K_T$ , per le piogge.

$T_R$ (anni)	2	5	10	20	25	40	50	100	200	500	1000
$K_T$ (SZO A)	0.89	1.22	1.49	1.84	1.97	2.29	2.45	2.98	3.52	4.23	4.77
$K_T$ (SZO B)	0.96	1.25	1.45	1.64	1.70	1.83	1.89	2.07	2.26	2.51	2.70
$K_T$ (SZO C)	0.90	1.29	1.59	1.90	2.01	2.22	2.32	2.64	2.96	3.38	3.70

### 3.2.1.3 Compartimento Bologna-Pisa-Roma

Il compartimento Bologna – Pisa - Roma comprende l'intera regione Emilia-Romagna e l'intera regione Marche (SIMN Bologna e alcuni bacini idrografici di competenza dell'Ufficio Idrografico del Po di Parma), gran parte della regione Toscana (SIMN Pisa), l'intera regione Umbria e parte della regione Lazio (SIMN Roma). La procedura sviluppata per il compartimento Bologna – Pisa - Roma è riportata nella "Sintesi del rapporto regionale per i compartimenti di Bologna, Pisa Roma e zona emiliana del bacino del Po" (CNR-GNDICI, 2000b).

La rete pluviometrica di riferimento, su cui sono sviluppate tutte le analisi statistiche, risulta composta da 1556 stazioni di misura con numerosità variabile da 1 a 72 anni, per 540 delle quali sono disponibili anche le osservazioni relative ai massimi annuali delle altezze di pioggia di durata inferiore al giorno, con numerosità variabile da 1 a 62 anni. L'analisi statistica è stata condotta sulle stazioni con almeno 30 anni di osservazione, individuando così 792 stazioni di misura della precipitazione giornaliera (numerosità media campionaria 48 anni) e 240 delle piogge di durata 1-24 ore (numerosità media campionaria di 43 anni); sono state quindi condotte due differenti analisi: una per le piogge giornaliere e una per le piogge brevi (1-24 ore).

#### 3.2.1.3.1 Piogge giornaliere

L'analisi individua sette zone omogenee nei confronti delle precipitazioni intense (Figura 3-3). Per ogni zona sono stati individuati i parametri relativi ai primi due livelli di regionalizzazione (Tabella 3-1) da cui deriva la legge di variazione del coefficiente probabilistico di crescita,  $K_T$ , con il tempo di ritorno (Tabella 3-3).

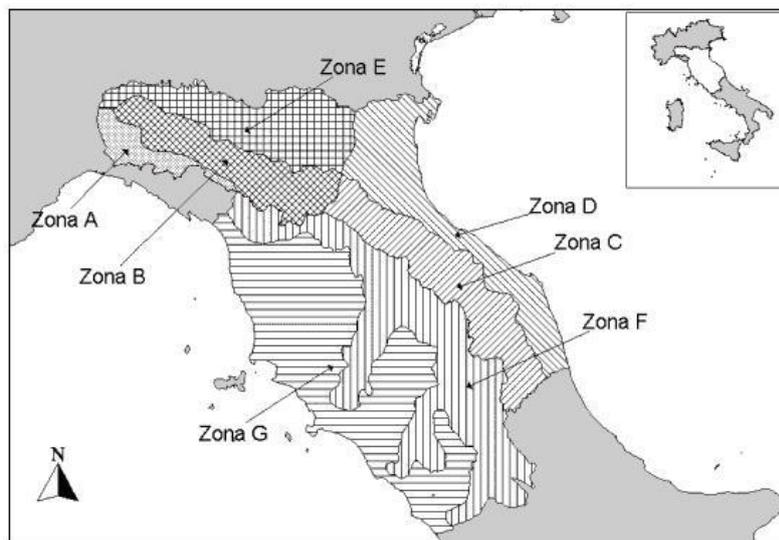


Figura 3-3: Suddivisione del Compartimento Bologna-Pisa-Roma in sottozone omogenee.

Tabella 3-2: Parametri della distribuz. di prob. dei massimi annuali delle piogge giornaliere nelle sette sottozone omogenee.

	$\lambda^*$	$\theta^*$	$\lambda_1$	$\beta$
<b>A</b>	0,109	2,361	24,70	4,001
<b>B</b>	1,528	1,558	39,20	5,335
<b>C</b>	1,520	1,558	25,70	4,913
<b>D</b>	0,361	2,363	29,00	4,634
<b>E</b>	0,044	3,607	30,45	4,135
<b>F</b>	0,144	2,402	33,03	4,321
<b>G</b>	0,221	3,322	30,78	4,628

 Tabella 3-3: Valori del coefficiente probabilistico di crescita,  $K_T$ , per le piogge giornaliere nelle sette sottozone omogenee.

$T$ (anni)	2	5	10	20	25	40	50	100	200	500	1000
<b>SZO A</b>	0,93	1,24	1,46	1,70	1,78	1,95	2,04	2,34	2,68	3,18	3,57
<b>SZO B</b>	1,01	1,30	1,51	1,71	1,77	1,90	1,97	2,17	2,37	2,63	2,83
<b>SZO C</b>	1,01	1,33	1,55	1,77	1,84	1,98	2,05	2,27	2,48	2,77	2,99
<b>SZO D</b>	0,87	1,19	1,44	1,72	1,82	2,02	2,13	2,45	2,79	3,23	3,57
<b>SZO E</b>	0,93	1,22	1,43	1,64	1,72	1,89	1,98	2,32	2,78	3,53	4,13
<b>SZO F</b>	0,93	1,23	1,43	1,65	1,72	1,87	1,95	2,20	2,47	2,86	3,17
<b>SZO G</b>	0,88	1,22	1,50	1,87	2,01	2,32	2,47	2,96	3,46	4,12	4,61

### 3.2.1.3.2 Piogge 1-24 ore

L'analisi dei massimi annuali delle piogge di durata 1-24 ore rilevati nelle 240 stazioni di misura disponibili hanno evidenziato che l'ipotesi solitamente assunta di un fattore probabilistico di crescita,  $K_T$ , costante al variare della durata della pioggia non risulta soddisfatta in 5 delle 7 sottozone.

In particolare, per le sottozone B, C ed E il parametro di scala  $\lambda_1$  aumenta con l'aumentare della durata: questo implica che, a parità di parametri di forma e di tempo di ritorno, il coefficiente probabilistico di crescita,  $K_T$ , per le piogge di durata 1-24 ore è superiore a quello mostrato in Tabella 3.1 per le piogge giornaliere.

Al contrario, nelle sottozone F e G l'uso dei parametri per le piogge di lunga durata risulta leggermente conservativo.

Tabella 3-4: Parametri della distribuzione di probabilità dei massimi annuali delle piogge di durata 1-24 ore nelle sette sottozone omogenee.

	$\lambda^*$	$\theta^*$	$\lambda_1$	$\beta$	durata (ore)
<b>A</b>	0,109	2,361	24,70	4,001	tutte
<b>B</b>	1,528	1,558	13,65	4,280	1
			19,35	4,629	3
			26,20	4,932	6
			39,20	5,335	$\geq 12$ e 1g
<b>C</b>	1,520	1,558	13,65	4,280	1
			14,70	4,354	3
			20,25	4,674	6
			39,20	5,335	$\geq 12$ e 1g
<b>D</b>	0,361	2,363	29,00	4,634	tutte
<b>E</b>	0,044	3,607	13,60	3,329	1
			19,80	3,704	3
			23,65	3,882	6

			30,45	4,135	≥12 e 1g
<b>F</b>	0,073	1,406	21,01	3,713	1
	0,144	2,402	33,03	4,321	≥3 e 1g
<b>G</b>	0,131	1,820	16,28	3,571	1
	0,770	2,391	24,71	5,140	3
	0,380	2,592	26,21	4,633	6
	0,303	2,799	30,01	4,680	12
	0,221	3,322	30,78	4,628	24 e 1g

La stima della pioggia indice avviene con la stessa procedura riportata per le piogge giornaliere. Quindi, il calcolo della pioggia totale  $h$  per una data area e per un fissato tempo di ritorno si effettua moltiplicando la pioggia indice per il coefficiente di crescita, sia per le piogge giornaliere che per le piogge 1-24 ore.

Tenendo conto che nella sottozona F l'uso dei parametri per le piogge di lunga durata risulta leggermente conservativo rispetto ai corrispondenti parametri per le piogge di durata 1-24 ore, nelle presenti analisi verrà fatto riferimento alla formula approssimante del coefficiente probabilistico di crescita,  $K_T$ , relativo a piogge giornaliere.

### 3.2.1.3.3 Precipitazione indice

La grandezza indice è stata valutata come il valore medio,  $m_d$ , delle altezze puntuali di precipitazione massime annue di durata  $d$  attraverso una formulazione analoga alla curva di possibilità climatica:

$$m_d = m_1 \cdot d^n$$

$$n = \frac{\ln m_g - \ln m_1 - \ln r}{\ln 24}$$

dove:

$m_1$  : media del massimo annuale dell'altezza puntuale di precipitazione in 1 ora;

$m_g$  : media del massimo annuale dell'altezza puntuale di precipitazione giornaliera;

$r = \frac{m_g}{m_{24}}$  : parametro valutato pari a 0,89.

In definitiva la stima di  $m_d$  nel generico punto di interesse si riconduce a quella di  $m_g$  e  $m_1$ , che può essere effettuata sulla base delle carte ad isolinee in formato vettoriale, rappresentate in Figura 3-4.

La stima dell'altezza di precipitazione puntuale di durata  $d$  e tempo di ritorno  $T$  si ottiene moltiplicando il fattore di crescita opportuno, per la precipitazione indice.

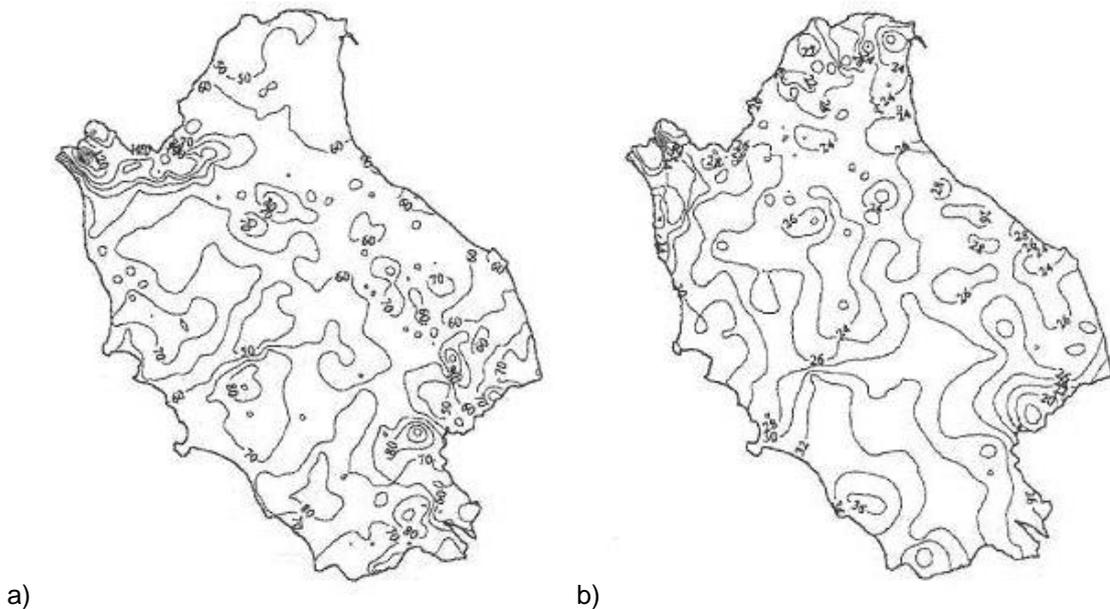


Figura 3-4: Mappa delle isolinee relative al parametro  $m_g$  (a) e al parametro  $m_1$  (b).

#### 3.2.1.4 Piogge di durata inferiore a 1 ora

Gli spessori di pioggia per durate inferiori a 1 ora sono stati desunti utilizzando la formula di Bell <sup>1</sup>. Bell ha osservato che i rapporti  $r_\delta$  tra le altezze di durata  $\tau$  molto breve ed inferiori alle due ore e l'altezza oraria sono relativamente poco dipendenti dalla località in cui si verificano. In relazione alla modesta variazione dei rapporti di intensità durata correlata al tempo di ritorno, ha proposto la seguente relazione che ben si adatta ai dati osservati dove il rapporto tra l'altezza di pioggia  $h$ , con  $t$  minore di 60 minuti, e l'altezza di pioggia  $h$  di durata 60 minuti, a parità di tempo di ritorno  $T$ , è dipendente solo dalla durata  $t$  espressa in minuti:

$$\frac{h_{t,T}}{h_{60,T}} = f(t)$$

avendo indicato con  $f$  un simbolo funzionale.

Studi successivi hanno dimostrato che il legame funzionale può essere espresso nella semplice forma:

$$\frac{h_{t,T}}{h_{60,T}} = 0.54 \cdot t^{0.25} - 0.50$$

In cui  $t$  è la durata dell'evento meteorico di durata inferiore all'ora, espressa in minuti.

<sup>1</sup> Bell, F.C. "Generalized Rainfall Duration Frequency Relationship" – Journal of the Hydraulics Division – Proceedings of American Society of Civil Engineers – volume 95, issue 1 – gennaio 1969.

### 3.2.2 Stima delle perdite idrologiche mediante il metodo del Curve Number

Il metodo del Curve Number del SCS (*Soil Conservation Service*) considera il deflusso superficiale come differenza fra le precipitazioni e le perdite, dove in queste ultime si inglobano, oltre alle perdite per infiltrazione, anche quelle per intercettazione da parte delle piante, quelle per accumulo sulle depressioni superficiali e quelle per l'imbibizione iniziale del terreno. L'ipotesi di base del metodo è che il rapporto fra il volume defluito ed il volume di pioggia depurato delle perdite iniziali rimanga, in ogni istante, uguale al rapporto fra il volume infiltrato ed il volume massimo teorico delle perdite:

$$\frac{P_e}{P - I} = \frac{F_a}{S}$$

dove  $P_e$  è la precipitazione efficace per il deflusso,  $P$  la precipitazione lorda,  $I_a$  le perdite iniziali,  $F_a$  il volume specifico infiltrato ed  $S$  il volume specifico di saturazione del terreno. L'equazione di continuità si può riscrivere per questo modello come segue:

$$P = P_e + I_a + F_a$$

nella quale le perdite iniziali (o *Initial Abstraction*) è possibile stimarle in funzione del volume specifico di saturazione tramite la relazione:

$$I_a = \beta \cdot S$$

dove si pone normalmente  $\beta = 0.2$ . Dalla combinazione delle due equazioni di continuità precedentemente scritte si ottiene l'espressione della precipitazione efficace:

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S}$$

nella quale il volume specifico di saturazione  $S$  dipende dalla natura geologica del terreno e dall'uso del suolo, caratteristiche esprimibili in funzione del coefficiente Curve Number  $CN$  secondo la relazione:

$$S = 254 \cdot \left( \frac{100}{CN} - 1 \right)$$

Il coefficiente  $CN$  può assumere valori compresi tra 0 (suolo completamente permeabile) e 100 (suolo completamente impermeabile) ed è stimabile tramite delle tabelle elaborate dalla US Soil Conservation Service a partire dalle caratteristiche geologiche, di uso del suolo e del livello di umidità antecedente l'inizio delle precipitazioni. Quest'ultimo fattore è schematizzabile in tre condizioni: terreno ben asciutto ( $CN I$ ), terreno mediamente umido ( $CN II$ ) e terreno molto umido ( $CN III$ ).

### 2.2.3

#### 2.2.3 Trasformazione afflussi-deflussi

##### 2.2.3.1 Il metodo dell'idrogramma unitario istantaneo (IUH) del SCS

Nel vasto panorama dei modelli di formazione dei deflussi, che si propongono di rappresentare matematicamente i processi idrologici che si manifestano in un bacino idrografico descrivendone il comportamento con un operatore che lega la funzione di distribuzione temporale delle piogge effettive (ingresso al sistema) ed il corrispondente idrogramma dei deflussi diretti (risposta del sistema), è stata scelta la metodologia basata sull'idrogramma unitario istantaneo (IUH). Il metodo si basa sulle ipotesi di linearità e stazionarietà del bacino ed effettua la combinazione tra pioggia in ingresso e IUH per il calcolo della portata diretta. In altre parole, la risposta  $Q(t)$  ad una sollecitazione meteorica di intensità  $p(t)$  variabile nel tempo, ma supposta costante su tutti i punti del bacino, è data dall'integrale di convoluzione:

$$Q(t) = \int_0^t p(\tau)h(t - \tau)d\tau$$

dove  $p(t)=A i(t)$  è la portata di afflusso meteorico al generico tempo  $t$  e la funzione  $h(t)$ , che prende il nome di IUH, è definita come l'idrogramma dei deflussi generato da un'ipotetica pioggia efficace di altezza unitaria ed intensità costante, distribuita uniformemente sul bacino, e caduta in un intervallo di tempo unitario (immissione di tipo impulsivo).

La funzione  $h(t)$  può essere stimata mediante numerosi approcci, tra cui il metodo dell'invaso lineare, il metodo di Nash, il metodo geomorfologico oppure facendo ricorso all'idrogramma unitario del SCS.

L'idrogramma SCS è un idrogramma adimensionale definito dal SCS in base all'analisi di idrogrammi di piena in uscita dalla sezione di chiusura di numerosi bacini idrografici strumentati, di dimensioni grandi e piccole. Esso ha un vasto campo di applicazioni pratiche nel campo delle trasformazioni afflussi deflussi per la sua semplicità d'uso e per la sua generalità. Questo IUH presenta il 37.5% del suo volume prima dell'istante di picco; inoltre, i valori della portata di picco e dell'istante  $T_p$  sono stati ricavati adottando un modello semplificato di idrogramma triangolare di base  $2.67 T_p$  (Figura 3-5).

Per la definizione dell'idrogramma unitario adimensionale del SCS è necessario specificare il tempo di ritardo  $T_1$  del bacino idrografico, che può essere valutato

separatamente mediante relazioni empiriche valide per l'area in esame oppure, in assenza di esse, a partire dal tempo di corrivazione secondo la relazione:

$$T_l = \frac{3}{5} T_c$$

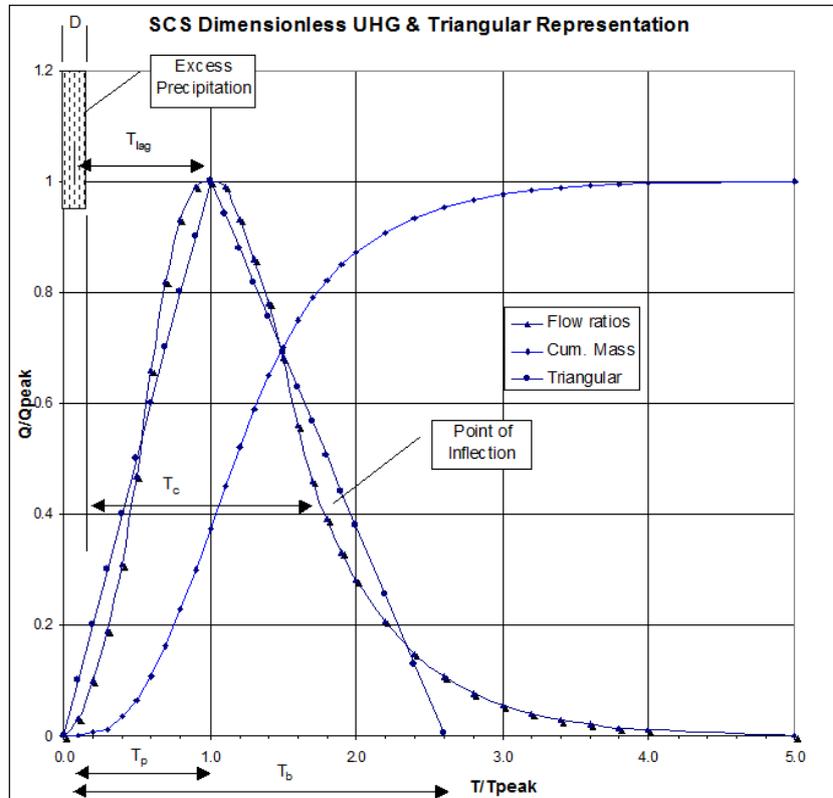


Figura 3-5: IUH-SCS

Per bacini idrografici non strumentati, la stima del tempo di corrivazione può essere effettuata mediante relazioni empiriche che esprimono il legame tra  $T_c$  ed alcune grandezze caratteristiche del bacino di facile determinazione.

Le formule utilizzate nel presente studio, ottenute su bacini aventi caratteristiche fisiografiche simili a quelle del bacino in esame, sono quelle di Kirpich, Viparelli, Watt & Chow, Chow, NCRS-Lag method:

- **Kirpich**, analizzando sei piccoli bacini americani di area compresa tra 0.0051 e 0.433 Km<sup>2</sup>, ha ricavato la seguente relazione, successivamente corretta da Rowe e Thomas:

$$t_c = 0.000325 \left( \frac{L}{\sqrt{i_a}} \right)^{0.77}$$

in cui  $t_c$  è espresso in ore, e  $L$  è la lunghezza dell'asta principale, a partire dallo spartiacque, espressa in metri e  $i_a$  è la sua pendenza.

- **Viparelli** calcola il tempo di corrvazione  $t_c$  come il rapporto tra la lunghezza del percorso idraulicamente più lungo che deve seguire la particella d'acqua per raggiungere la sezione di chiusura e stabilire una velocità media di trasferimento  $V$  della particella nel suddetto percorso:

$$t_c = \frac{L}{V}$$

e suggerisce di utilizzare valori della velocità  $V$  caratteristica per correnti di piena variabili tra 1 e 1.3 m/s, specie per corsi d'acqua pedemontani.

- La formula di **Watt e Chow**, ottenuta utilizzando dati relativi a 44 bacini canadesi di area compresa tra 0.01 e 5840 Km<sup>2</sup> e caratterizzati da valori della pendenza  $i_a$  variabili tra 0.00121 e 0.0978, è:

$$t_L = a \left( \frac{L}{\sqrt{i_a}} \right)^b$$

in cui  $t_L$  (tempo di ritardo o Lag) è espresso in ore,  $L$  è la lunghezza dell'asta principale espressa in m, e le costanti  $a$  e  $b$  assumono rispettivamente il valore 0.000326 e 0.79.

- **Chow** ha proposto anche la stessa formula con i coefficienti  $a=0.00116$  e  $b=0.64$ , studiando venti piccoli bacini americani di superficie variabile tra 0.0051 e 18.5 Km<sup>2</sup>.
- la formula del **NCRS – Lag method** propone, per bacini con superficie compresa tra 0.004 e 8.1 km<sup>2</sup>:

$$t_c = \frac{l^{0.8} (S + 1)^{0.7}}{0.6 \cdot 1900 \sqrt{i_v}}$$

in cui  $t_c$  è espresso in ore,  $l$  è la lunghezza idraulica del bacino espressa in piedi,  $S$  è la ritenzione potenziale espressa in mm e  $i_v$  è la pendenza media dei versanti espressa in percentuale.

## 4 LAMINAZIONE DELLE PIENE

In questo capitolo viene descritto il modello matematico utilizzato per lo studio della laminazione delle piene nei serbatoi; esso può essere impiegato sia per il dimensionamento delle opere di scarico che per la verifica del funzionamento delle stesse. In questo secondo caso, noto l'andamento dell'onda di piena e assegnate tipologia e dimensioni di ciascuna opera di scarico, il problema consiste nella determinazione del massimo livello raggiunto nell'invaso in fase di laminazione, che deve essere confrontato con quello corrispondente al franco netto, al fine di valutare la sicurezza idrologica dello sbarramento in esame.

### 4.1 Modello matematico

Il modello matematico utilizzato per descrivere la laminazione dell'idrogramma di piena in ingresso al serbatoio è basato sull'equazione di continuità scritta nella seguente forma:

$$q_a(t) - q_s(t) = \frac{dV_{INV}(t)}{dt}$$

dove:

$q_a$ : portata affluita nel serbatoio (depurata dai deflussi di base ritenuti trascurabili rispetto a quelli diretti);

$q_s$ : portata defluita;

$V_{INV}$  = volume invasato;

$t$ : tempo.

#### 4.1.1 Tipologie di opere di scarico

Per quanto riguarda la valutazione della portata  $q_s$  defluente dallo sbarramento, è necessaria la conoscenza delle varie tipologie di opere di scarico, che possono essere distinte in sfioratori (a soglia libera o a calice), paratoie superficiali (piane, a settore, a tamburo, a ventola), scarichi di fondo e scarichi di alleggerimento. In seguito vengono dettagliate le opere di scarico presenti nella diga di Cerventosa.

##### 4.1.1.1 Sfioratore a soglia libera

Lo sfioratore a soglia libera è costituito da una soglia fissa e con il ciglio posto alla quota di massima regolazione del serbatoio.

La portata  $q_{s,sf}$  rilasciata da uno sfioratore a soglia libera risulta (Arredi,1977):

$$q_{s,sf} = \mu_{sf} \cdot l_{sf} \cdot h \sqrt{2gh}$$

con

$l_{sf}$ : lunghezza della soglia sfiorante;

$\mu_{sf}$ : coefficiente di efflusso dello sfioratore;

$g$ : accelerazione di gravità;

$h$ : carico sulla soglia sfiorante.

Il coefficiente di efflusso  $\mu_{sf}$  è considerato costante e determinato, se possibile, con prove su modello.

#### 4.1.1.2 Scarico di fondo

Lo scarico di fondo è costituito da una tubazione che attraversa la diga al piede.

La portata  $q_{s,f}$  evacuata dallo scarico di fondo, in seguito all'apertura della paratoia, dipende dal carico idraulico disponibile, dalle perdite di carico ripartite e da quelle concentrate: in pratica si procede ad un bilancio energetico tra la sezione di imbocco dello scarico e la sezione di sbocco. Il carico idraulico nell'invaso deve essere uguale alla somma della quota del pelo libero a valle (adottando l'ipotesi di scarico non rigurgitato), delle perdite concentrate all'imbocco, in corrispondenza di eventuali restringimenti concentrati (paratoie, valvole) e allo sbocco della condotta di scarico, delle perdite di carico distribuite nella tubazione di scarico.

## 4.2 Valutazione del franco netto

La valutazione del franco netto ai sensi del Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici del 24/3/1982 richiede la determinazione dell'ampiezza massima delle onde nel serbatoio. Non essendo disponibili indagini specifiche, valutando il fetch pari a circa 500 m (inferiore al minimo di 1 km previsto nella tabella di normativa) e assumendo cautelativamente una velocità media del vento pari a 100 Km/h (valore più gravoso) si ottiene un'ampiezza di 1.09 m, pertanto una semiampiezza di 0.55 m.

La valutazione del franco netto ai sensi del Decreto Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 26 giugno 2014 richiede la stima, per le dighe di materiali sciolti, dei previsti abbassamenti del coronamento derivanti dai cedimenti del terreno e del rilevato dopo il termine della costruzione, nonché quelli derivanti dalle azioni sismiche, da calcolarsi con adeguati modelli; questi ultimi non dovranno comunque essere assunti inferiori a 0,5 cm per metro di altezza della diga (quindi pari a 0.1475 m). Ad essi occorre inoltre aggiungere la semiampiezza delle onde generate nel serbatoio dal vento (nel caso di Cerventosa pari a 0.135 m) incrementati dalla risalita contro il paramento dello sbarramento (run-up, pari a 0.033 m).

## 5 DIGA DI CERVENTOSA: CARATTERISTICHE E ANALISI IDROLOGICA

### 5.1 Descrizione dell'opera di sbarramento

La diga di Cerventosa è ubicata nel Comune di Cortona in provincia di Arezzo, in prossimità dell'omonimo passo. L'invaso è attualmente in gestione alla società Nuove Acque S.p.a. e costituisce una delle fonti di approvvigionamento idrico potabile del comune di Cortona.

La diga è stata realizzata negli anni compresi tra il 1957 e il 1960 impiegando pietrame locale (sia calcarenitico che arenaceo). Il corpo dello sbarramento di ritenuta della diga è costituito prevalentemente da pietrame sciolto (*rockfill*) con paramento di monte in muratura di pietrame con schermo impermeabile in lastre di calcestruzzo. Il paramento di valle è costituito anch'esso in muratura di pietrame.

La diga è provvista di una torre di presa e manovra vincolata alla fondazione in c.a., interessata nel 2008 da importanti opere di consolidamento tra cui la realizzazione di un telaio in acciaio che vincola oggi in sommità la torre al corpo diga. Sempre nel 2008 lo sfioratore superficiale è stato modificato mediante realizzazione di un gaveta che ha ridotto la quota di massima regolazione con conseguente aumento del franco e miglioramento delle condizioni di sicurezza della diga.

### 5.2 Caratteristiche dell'invaso nelle configurazioni ante e post operam

In Figura 5-1 e Figura 5-2 sono mostrati i modelli digitali dell'invaso rispettivamente nelle configurazioni di stato attuale e di progetto, elaborati su Gis.

In Figura 5-3 sono riportate le conseguenti curve quota-volume invasato per entrambe le configurazioni ante e post-operam, dalle quali si evince come gli interventi di progetto non determinino variazioni apprezzabili dei volumi di invasato immagazzinabili dalla diga ai vari livelli di riempimento.

In Figura 5-4 si fornisce un dettaglio delle differenze di volume invasabile al variare dell'altezza, ottenute sottraendo alla curva quota-volumi di progetto quella di stato attuale: si osserva che, partendo dalla quota di fondo dell'invaso, fino a 778 m s.l.m. circa il progetto determinerà una seppur lieve riduzione di volume invasabile ( $200 \text{ m}^3$  su  $17'730 \text{ m}^3$ , pari a  $- 1.1\%$ ), sostanzialmente ascrivibile alla realizzazione del manto in c.a. del paramento di monte dello sbarramento; da 778 in poi tale tendenza si inverte, grazie agli scavi laterali di ammorsamento del ringrosso del paramento di monte e a quelli necessari per realizzare la nuova pista di accesso all'invaso in

sponda sinistra. Preme osservare come alla quota di massima regolazione, 785.90 m s.l.m., i volumi di invaso risultino praticamente identici e pari a 73'000 m<sup>3</sup> (73'030 m<sup>3</sup> nella configurazione attuale e 73'040 m<sup>3</sup> in quella post operam).

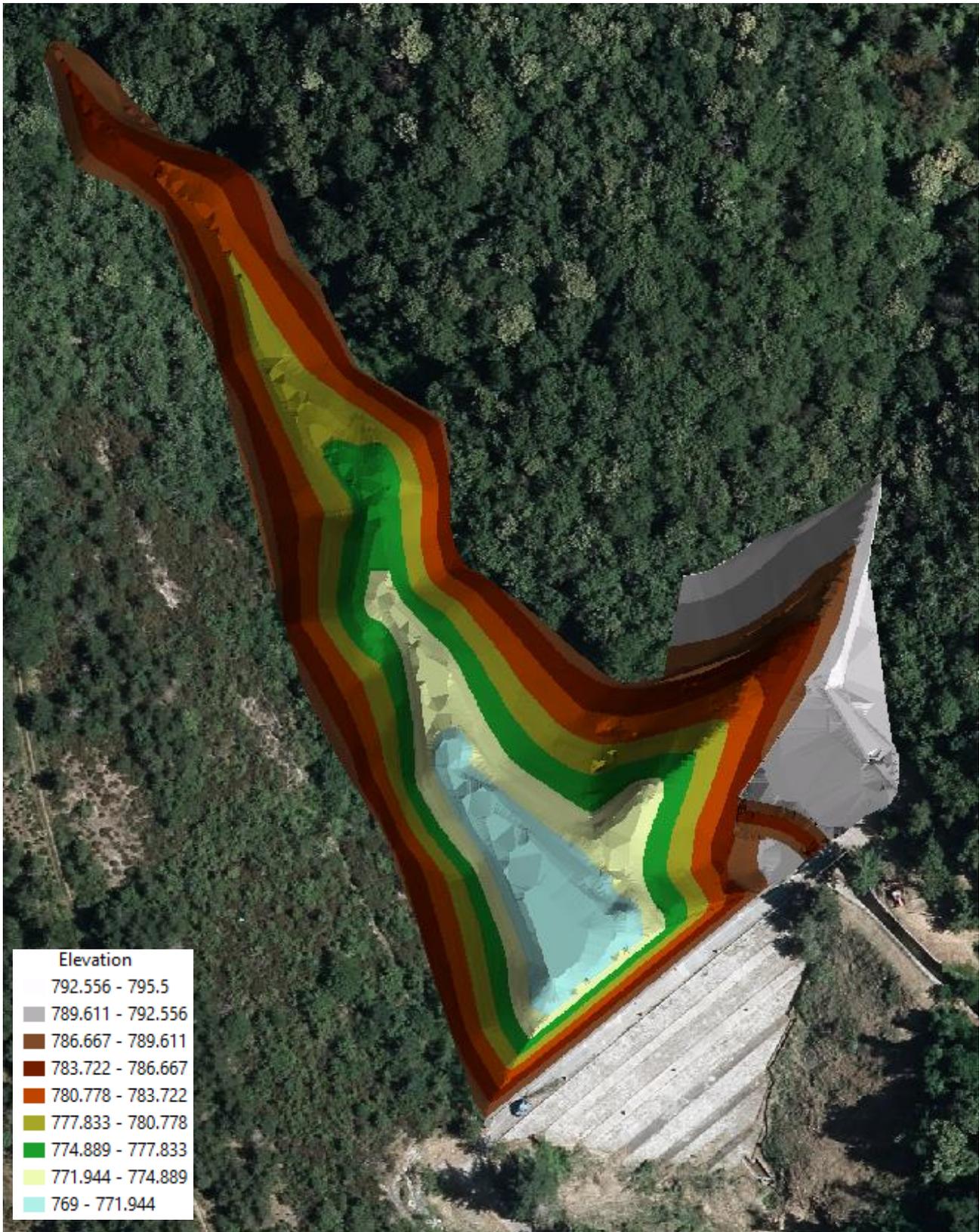


Figura 5-1: DTM dell'invaso nella configurazione di stato attuale.

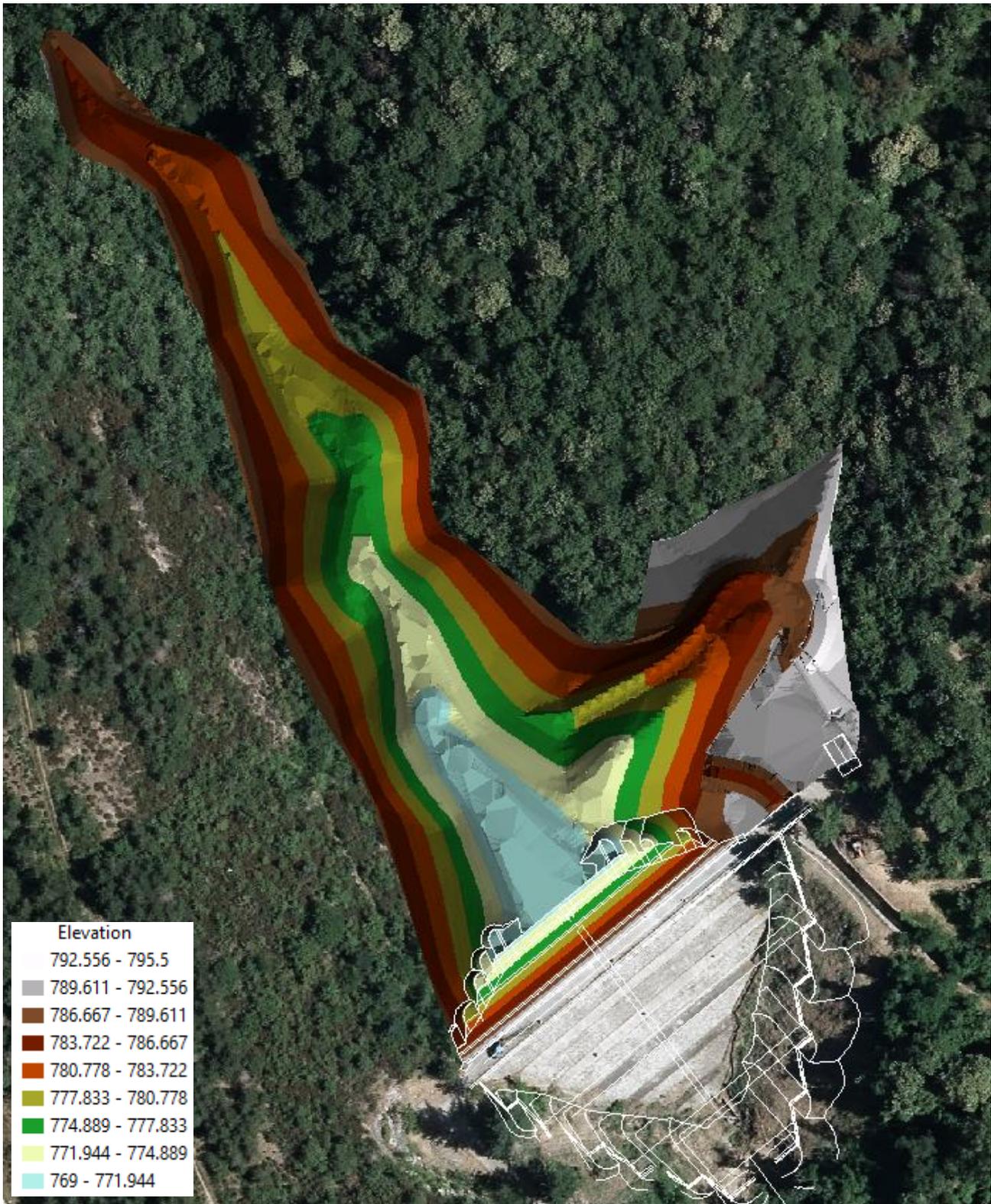


Figura 5-2: DTM dell'invaso nella configurazione di progetto.

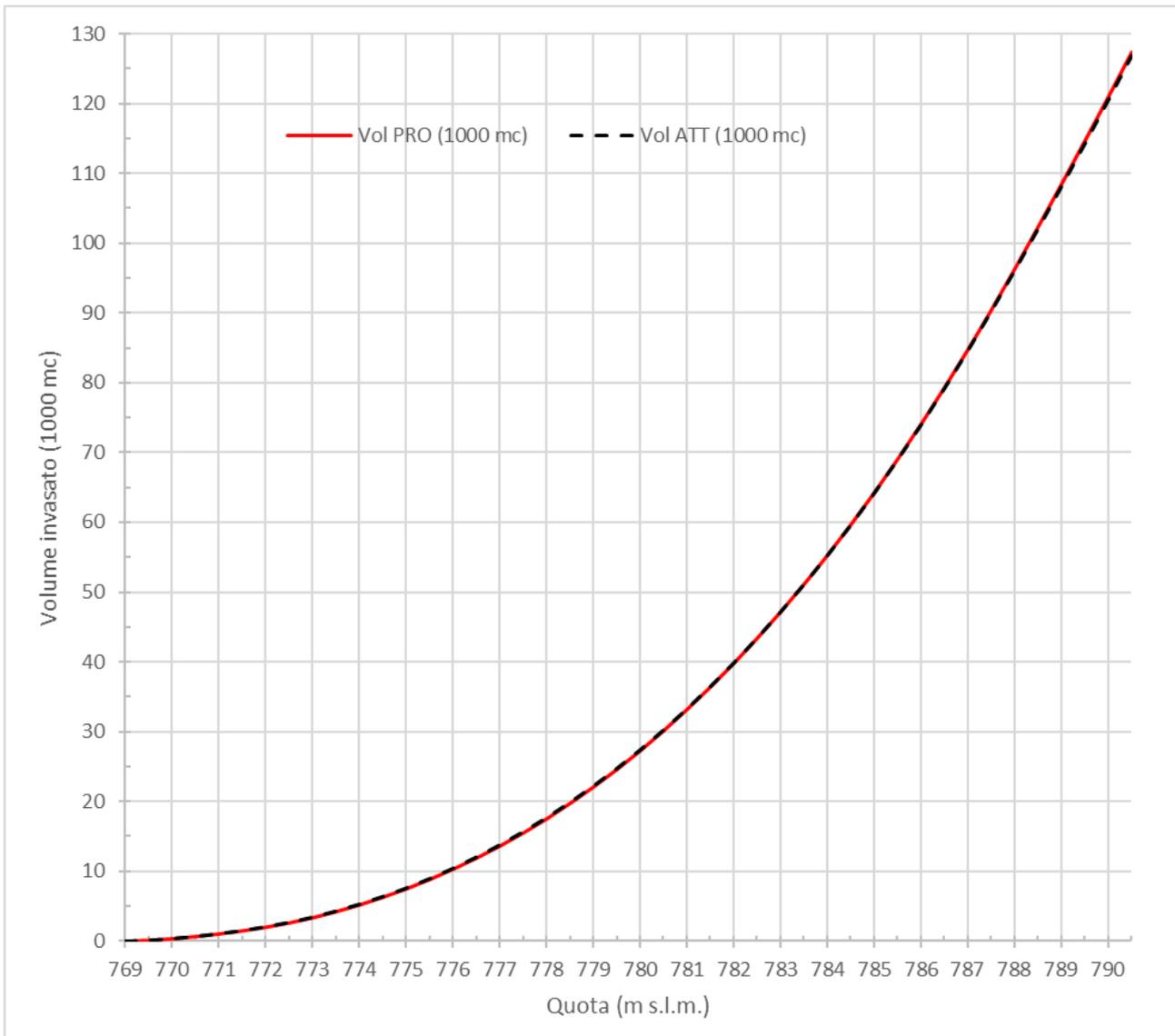


Figura 5-3: curva di invaso nelle configurazioni ante e post operam.

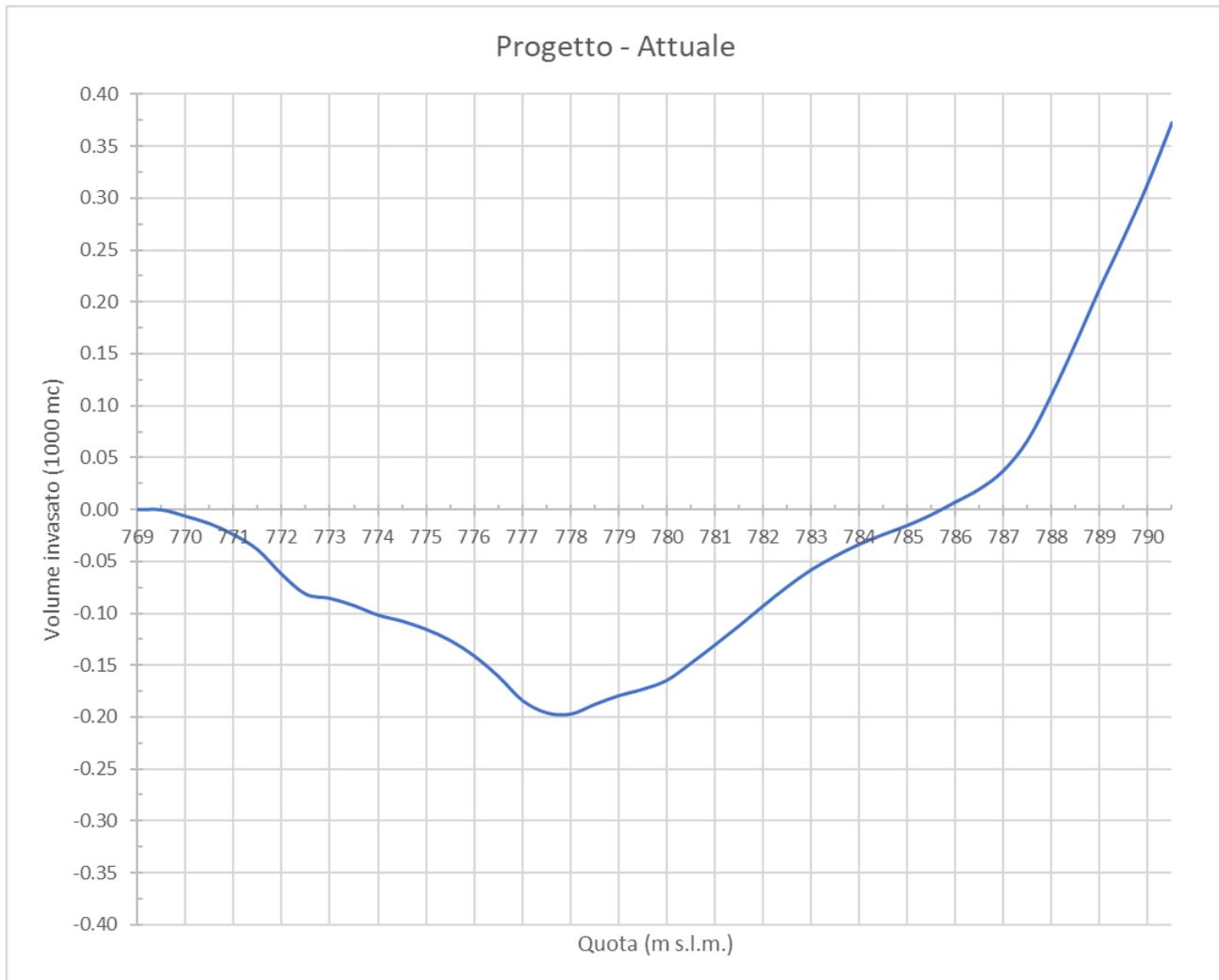


Figura 5-4: differenza curva di invaso: configurazione post operam – configurazione ante operam.

### 5.3 Opere di scarico

La diga di Cerventosa è provvista di uno scarico di superficie a soglia libera e di uno scarico di fondo.

#### 5.3.1 Scarico di superficie

Lo scarico di superficie è costituito da un canale fuggatore con imbocco a soglia libera. Detto canale, lungo circa 160 m, presentava in origine un primo tratto di canale a sezione rettangolare di larghezza 8.00 m, lungo 30 m. Nel 2008 esso è stato modificato deprimendo di 1.5 m la quota di sfioro all'imbocco (ovvero quella di massima regolazione) mediante la realizzazione di una gaveta in posizione pressoché centrale di pari altezza e di larghezza 2.75 m (vedi Figura 5-5). Nella configurazione attuale, a partire dalla progressiva 27.00 m, dopo un breve raccordo convergente lungo 12 m (vedi elaborato grafico Tav. T-A03), il canale si restringe fino ad avere una larghezza di 2.77 m. Il tratto iniziale del canale, fino alla progressiva 71.16 m presenta una pendenza del 5‰ per poi subire una brusca variazione di pendenza fino al 12.8‰.

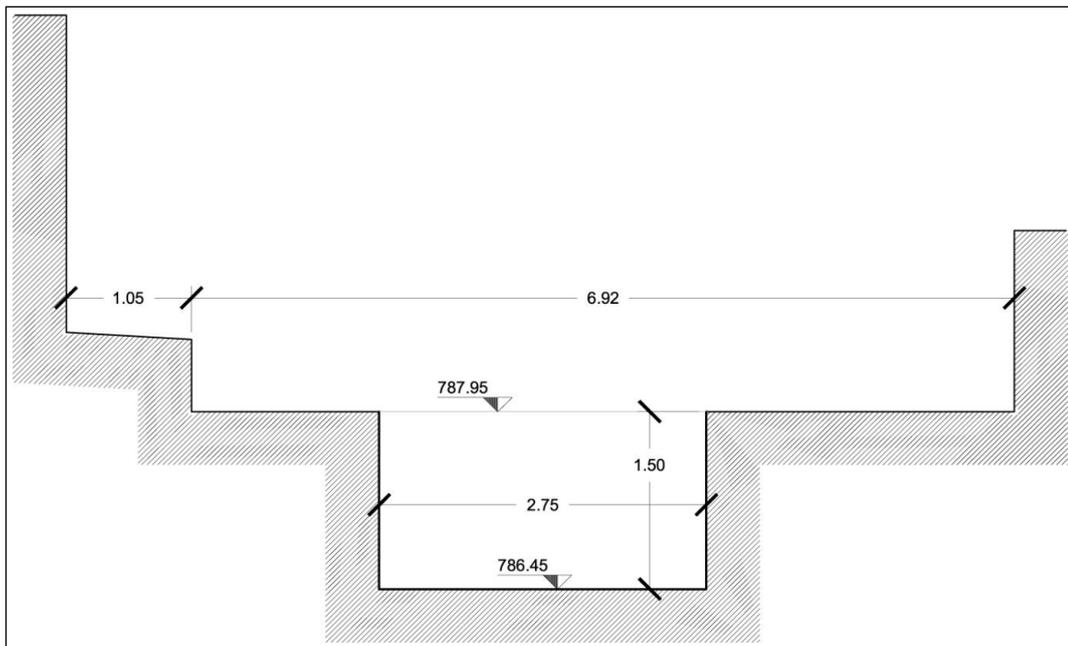


Figura 5-5: sezione iniziale dello scarico di superficie a seguito delle opere di adeguamento del 2008 (Idrostudio, 2006).

I progettisti dell'intervento di adeguamento dello sfioratore di superficie (Idrostudio, 2006) ne hanno determinato la scala di deflusso mediante modellazione numerica condotta in regime di moto permanente:

$$Q(h) = 7.063(h - 786.45)^{1.28}, h < 787.95$$

$$Q(h) = 23.96(h - 787.95)^{3.01} + 11.90, h \geq 787.95$$

Nella figura di seguito è riportata la scala di deflusso della sezione composta insieme alle coppie di valori portate-livelli risultati dalla simulazione.

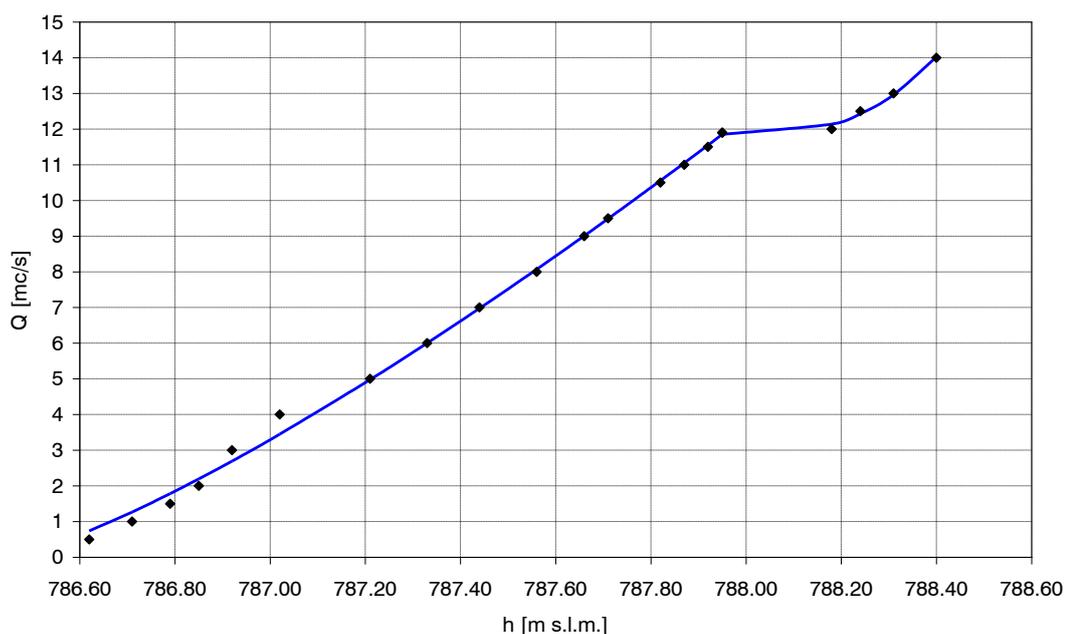


Figura 5-6: scala di deflusso del canale sfioratore (Idrostudio, 2006).

Tabella 5-1: risultati del modello in moto permanente dello scarico superficiale per la sezione iniziale (Idrostudio, 2006).

Q [mc/s]	Quota fondo canale [m s.l.m]	Quota pelo libero [m s.l.m]	Quota scala di deflusso [m s.l.m]	Quota altezza critica [m s.l.m]	Pendenza piano dei carichi totali [m/m]	Velocità media [m/s]	Sezione Liquida [m <sup>2</sup> ]	Raggio idraulico [m]	Numero di Froude
0.50	786.45	786.62	786.58	786.6	0.003448	1.10	0.46	0.15	0.86
1.00	786.45	786.71	786.67	786.69	0.003486	1.42	0.71	0.22	0.89
1.50	786.45	786.79	786.75	786.76	0.003436	1.63	0.92	0.27	0.90
2.00	786.45	786.85	786.82	786.83	0.003558	1.82	1.10	0.31	0.92
3.00	786.45	786.92	786.96	786.94	0.004999	2.34	1.28	0.35	1.09
4.00	786.45	787.02	787.09	787.05	0.005001	2.57	1.56	0.40	1.09
5.00	786.45	787.21	787.21	787.14	0.003403	2.41	2.08	0.49	0.88
6.00	786.45	787.33	787.33	787.23	0.003221	2.49	2.41	0.53	0.85
7.00	786.45	787.44	787.44	787.32	0.003097	2.57	2.73	0.58	0.82
8.00	786.45	787.56	787.55	787.4	0.002993	2.63	3.04	0.61	0.80
9.00	786.45	787.66	787.66	787.48	0.002947	2.70	3.33	0.64	0.78
9.50	786.45	787.71	787.71	787.51	0.002931	2.73	3.48	0.66	0.78
10.50	786.45	787.82	787.81	787.59	0.002903	2.79	3.76	0.69	0.76
11.00	786.45	787.87	787.86	787.62	0.002899	2.82	3.90	0.70	0.76
11.50	786.45	787.92	787.91	787.66	0.002894	2.85	4.03	0.71	0.75
11.90	786.45	787.95	787.95	787.69	0.006015	2.88	4.13	0.42	1.19
12.00	786.45	788.18	788.11	787.69	0.002217	2.11	5.70	0.55	0.74
12.50	786.45	788.24	788.24	787.73	0.001905	2.04	6.14	0.58	0.69
13.00	786.45	788.31	788.31	787.76	0.001646	1.97	6.60	0.62	0.64

### 5.3.1.1 Revisione e aggiornamento delle altimetrie a seguito delle più recenti campagne di rilevamento topografico con tecnologia GPS

Prima di passare alla trattazione delle elaborazioni di controllo effettuate mediante l'allestimento di un nuovo modello di simulazione dei regimi di corrente che si possono instaurare nel canale fugatore in relazione alle variazioni della quota d'invaso quando questa supera quella di massima regolazione, va precisato che nel corso della fase propedeutica alla progettazione definitiva è stata condotta una nuova campagna di rilevamenti topografici effettuati con tecnica GPS e calibrati altimetricamente in base alle quote assolute in m s.l.m. desumibili dai locali grigliati forniti dall'IGM. A seguito di tali nuovi rilievi topografici, come si evince dal raffronto tra Figura 5-7 e Figura 5-5, è emersa la necessità di traslare rigidamente verso il basso di 55 cm le quote altimetriche utilizzate nel progetto Idrostudio 2006, adeguando opportunamente, per conseguenza, la scala di deflusso del canale sfioratore come di seguito riportato.

$$Q(h) = 7.063(h - 785.90)^{1.28}, h < 787.40$$

$$Q(h) = 23.96(h - 787.40)^{3.01} + 11.90, h \geq 787.40$$

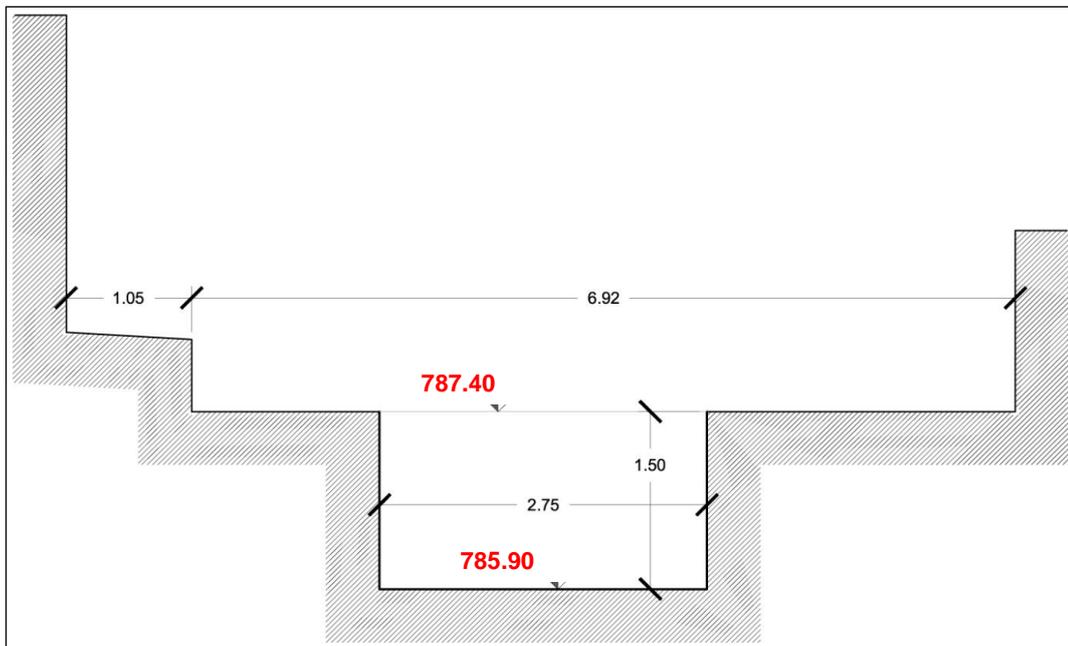


Figura 5-7: sezione iniziale dello scarico di superficie a seguito delle opere di adeguamento del 2008 con quote aggiornate.

### 5.3.1.2 Ricerca della legge di efflusso dallo scarico di superficie al variare del livello d'invaso al di sopra della quota di massima regolazione

La legge che lega l'andamento della portata in ingresso al canale fuggatore al variare della quota di invaso, necessaria per i calcoli di laminazione in occasione di eventi di piena, è stata determinata applicando le seguenti relazioni che, come noto, definiscono rispettivamente, la prima, l'uguaglianza tra l'energia specifica della corrente in una data sezione presso l'imbocco e il carico totale  $E$  disponibile sulla soglia di sfioro, nell'ipotesi di poter trascurare le perdite, nella quale  $y$  rappresenta l'altezza del pelo libero rispetto al fondo,  $Q(y)$  la portata in transito e  $A(y)$ , l'area della sezione liquida; la seconda equazione rappresenta invece la condizione di passaggio del moto per lo stato critico in corrispondenza di una data sezione percorsa dalla portata  $Q$ :

$$\begin{cases} E = y + \frac{Q^2}{2gA(y)^2} \\ \frac{A(y)^3}{B(y)} = \frac{Q^2}{g} \end{cases}$$

A posteriori si è potuto quindi appurare che la conformazione geometrica del canale è tale da non dar luogo a valle dell'imbocco all'instaurarsi di regimi di corrente lenta in grado di condizionare il passaggio per lo stato critico presso la sezione di sfioro,

pertanto di fatto la portata in transito risulta solo funzione del carico totale sulla soglia, come nel caso di uno stramazzo in parete grossa.

Nell'applicazione dell'equazione si è ovviamente tenuto conto della geometria effettiva della sezione rappresentata in Figura 5-7.

In Figura 5-8 e nella successiva tabella sono riportati i risultati di calcolo relativi alla rideterminazione della scala di deflusso dello sfioratore di superficie: la legge di Tabella 5-2 è stata assunta nei calcoli di laminazione descritti al § 4 in quanto le correnti che si instaurano nel canale non rigurgitano lo sfioratore.

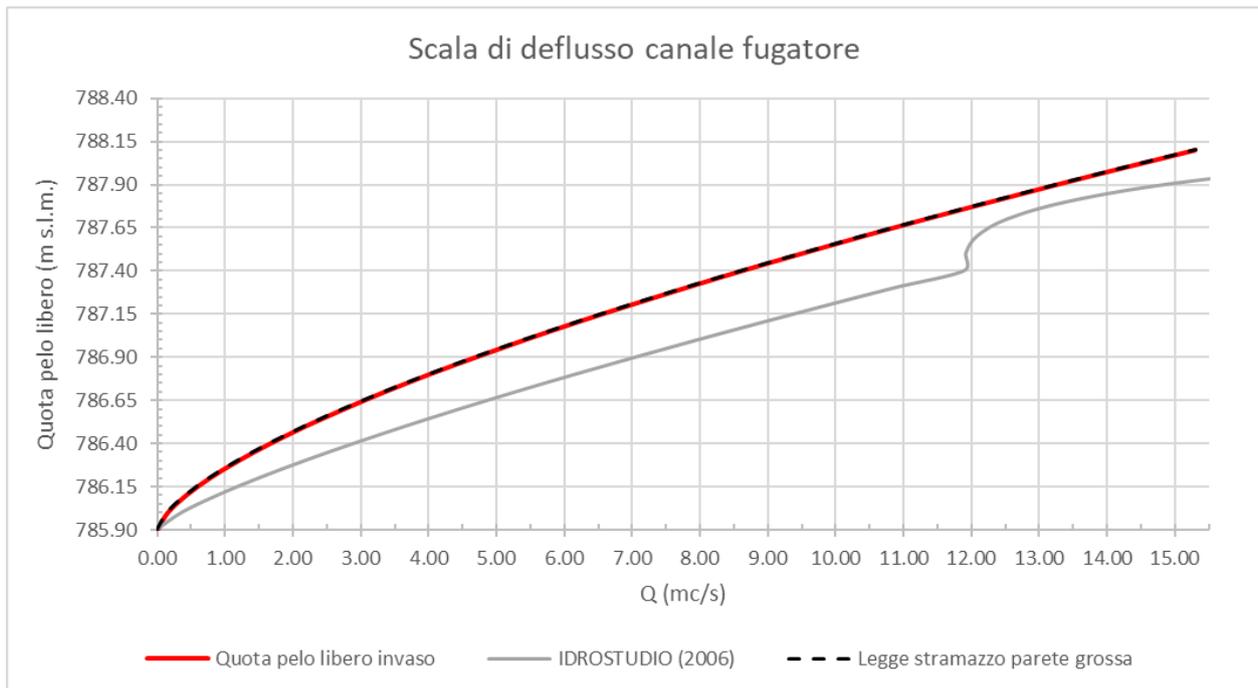


Figura 5-8: scala di deflusso rideterminata (linea blu).

Tabella 5-2: portata in ingresso al canale fugatore al variare della quota di invaso

Q (mc/s)	Quota pelo libero invaso (m s.l.m.)
0.00	785.90
0.15	786.00
0.42	786.10
0.77	786.20
1.19	786.30
1.66	786.40
2.18	786.50
2.75	786.60
3.35	786.70
4.00	786.80
4.69	786.90
5.41	787.00
6.16	787.10
6.95	787.20

7.77	787.30
8.61	787.40
9.49	787.50
10.39	787.60
11.32	787.70
12.28	787.80
13.26	787.90
14.27	788.00
15.30	788.10

Quanto sopra riportato vale sia per la configurazione di stato attuale che in quella di progetto, dal momento che non saranno apportate modifiche al canale fagatore.

### 5.3.2 Scarico di fondo

Lo scarico di fondo è costituito da una tubazione in acciaio DN 800 mm con asse imbocco a quota 769.35 m s.l.m. e asse sbocco a quota 761.40 m s.l.m., che attraversa il corpo diga per una lunghezza complessiva di circa 65 m. Lo scarico è intercettato a monte da una paratoia piana quadrata di lato 0.92 m e a valle da una valvola a farfalla DN 800 mm (Figura 5-9).

A valle della paratoia piana di monte, la condotta è protetta da un aeroforo DN 200 ubicato nella torre di presa.



Figura 5-9: foto della sezione di sbocco dello scarico di fondo con valvola di regolazione a farfalla motorizzata.

La scala di deflusso dello scarico è stata determinata analizzando le seguenti perdite di carico:

- perdite di carico concentrate all'imbocco  $\Delta H = 0,5 * V^2/(2*g)$ ;
- perdite di carico concentrate c/o la valvola a farfalla  $\Delta H = 10.2 Q^2 / k_v^2$  con  $k_v = 11.11$  fattore di portata della valvola;
- perdite di carico concentrate allo sbocco  $\Delta H = V^2/(2*g)$ ;
- perdite di carico distribuite  $\Delta H = L * J = L * Q^2/(k^2 * A^2 * R)$  con  $k = k_s * R^{1/6}$ .

Risulta pertanto:

$$H = \frac{0.5 Q^2}{2g A^2} + \frac{L Q^2}{R^{4/3} k_s^2 A^2} + \frac{10.2 Q^2}{k_v^2} + \frac{Q^2}{2g A^2}$$

dove:

- $H$  è il dislivello tra il baricentro della sezione di uscita della tubazione (761.40 m s.l.m.) e il livello idrico nell'invaso.
- $Q$  è la portata nella tubazione.
- $g$  accelerazione di gravità.
- $k_v$  fattore di portata della valvola (11.11).
- $k_s$  coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler (90, tubazione in acciaio in servizio con leggera ruggine).
- $L$  lunghezza della tubazione.

Si ottiene quindi:

$$Q = \sqrt{\frac{H}{c}} \text{ con } c = \frac{0.5}{2g A^2} + \frac{L}{R^{4/3} k_s^2 A^2} + \frac{10.2}{k_v^2} + \frac{1}{2g A^2}$$

Con riferimento agli elaborati di progetto, nella configurazione post-operam la condotta costituente lo scarico di fondo sarà prolungata verso valle, dove sarà riposizionata la valvola a farfalla attuale. La nuova lunghezza complessiva della tubazione sarà pari a circa 75 m e la quota del baricentro della sezione allo sbocco sarà pari a 761 m s.l.m. La scala di deflusso dello scarico manterrà quindi la stessa espressione modificando opportunamente i parametri  $L$  e  $H$ .

#### 5.4 Caratteristiche idrologiche del bacino

Il bacino del Fosso della Cerventosa, sotteso dall'omonimo serbatoio artificiale e mostrato nelle figure seguenti, si estende per un'area di circa 0.695 km<sup>2</sup> ed è limitato a Nord da Monte Castel Giudeo e a Nord-Est dal Monte Traforata, entrambi a quota pari a circa 1030 m s.l.m..

Nel suo corso, fino alla sezione di sbarramento, il Fosso si sviluppa con andamento in direzione circa Nord-Sud. Il massimo dislivello del bacino, considerata la sezione terminale a quota 768.95 m s.l.m., è di circa 268 m, mentre la pendenza media dell'asta è del 12.8%.

In tutta l'area circostante all'opera di sbarramento, il rilevamento geologico indica l'affiorare della formazione delle Arenarie del Trasimeno (Macigno), caratterizzata da alternanze di banchi arenacei e calcarei o calcarenitici con strati marnosi, siltitici o argillitici, sino ad argillosi veri e propri. Nell'insieme, e a più grande scala territoriale e di profondità, detti depositi torbiditici sono generalmente caratterizzati da una diminuzione progressiva, dal basso verso l'alto, della potenza dei banchi arenacei, con contemporaneo aumento della frequenza e spessori delle intercalazioni pelitico marnose ed argillose. Questa formazione, di età oligo-miocenica, è compresa tra il Flysh toscano del Macigno vero e proprio, ed il Flysh umbro della Marnoso Arenacea.

A tali terreni è stata assegnata in prevalenza potenzialità di deflusso moderatamente alta, quindi scarsa capacità d'infiltrazione a saturazione (terreni gruppo C nel metodo SCS-CN secondo il CNR-IRPI di Perugia).

Nelle figure seguenti sono mostrate rispettivamente:

- planimetria del bacino sotteso dall'opera su base ortofoto e CTR in scala 1:10'000 (n° 299050 e 299090);
- modello digitale del terreno (DTM) del bacino idrografico;
- carta delle pendenze;
- mappa del Curve Number (CN).

Le caratteristiche litologiche e di uso del suolo del bacino di alimentazione sono state analizzate mediante un Sistema Informativo Territoriale che ha consentito di stimare il valore del parametro Curve Number, CN, utilizzato dal metodo del Soil Conservation Service (SCS-CN) per stabilire le condizioni di assorbimento medio del bacino. In particolare, sulla base di uno specifico tematismo predisposto dal CNR - IRPI di Perugia, il CN medio del bacino di Cerventosa<sup>2</sup> è risultato pari a 68.7, per condizioni intermedie di umidità del terreno antecedenti un evento meteorico, invece per condizioni di suolo saturo è stato stimato pari a 84.5.

Si riassumono di seguito le principali caratteristiche idrologiche del bacino idrografico sotteso dallo sbarramento:

- Superficie = 0.695 km<sup>2</sup>;
- Lunghezza asta principale = 0.92 km;

---

<sup>2</sup> Il CN-II medio è stato determinato come media pesata dei valori di CN delle singole celle di estensione  $S_i$  in cui è stata suddivisa l'area totale del bacino:

$$CN = \sum_i CN_i \cdot S_i / \sum_i S_i$$

- Lunghezza idraulica bacino = 1.29 km;
- Altezza massima del bacino = 1037 m s.l.m.;
- Altezza media del bacino = 901.9 m s.l.m.;
- Altezza minima del bacino = 768.95 m s.l.m.;
- CN (II) = 68.7;
- CN (III) = 84.5;
- Pendenza media dei versanti = 38%;
- Pendenza media asta principale = 12.8%;
- Tempo di corrivazione = 0.32 h;
- Tempo di ritardo (Lag) = 12 minuti.



Figura 5-10: bacino idrografico sotteso dallo sbarramento su base ortofoto e CTR in scala 1:10000.

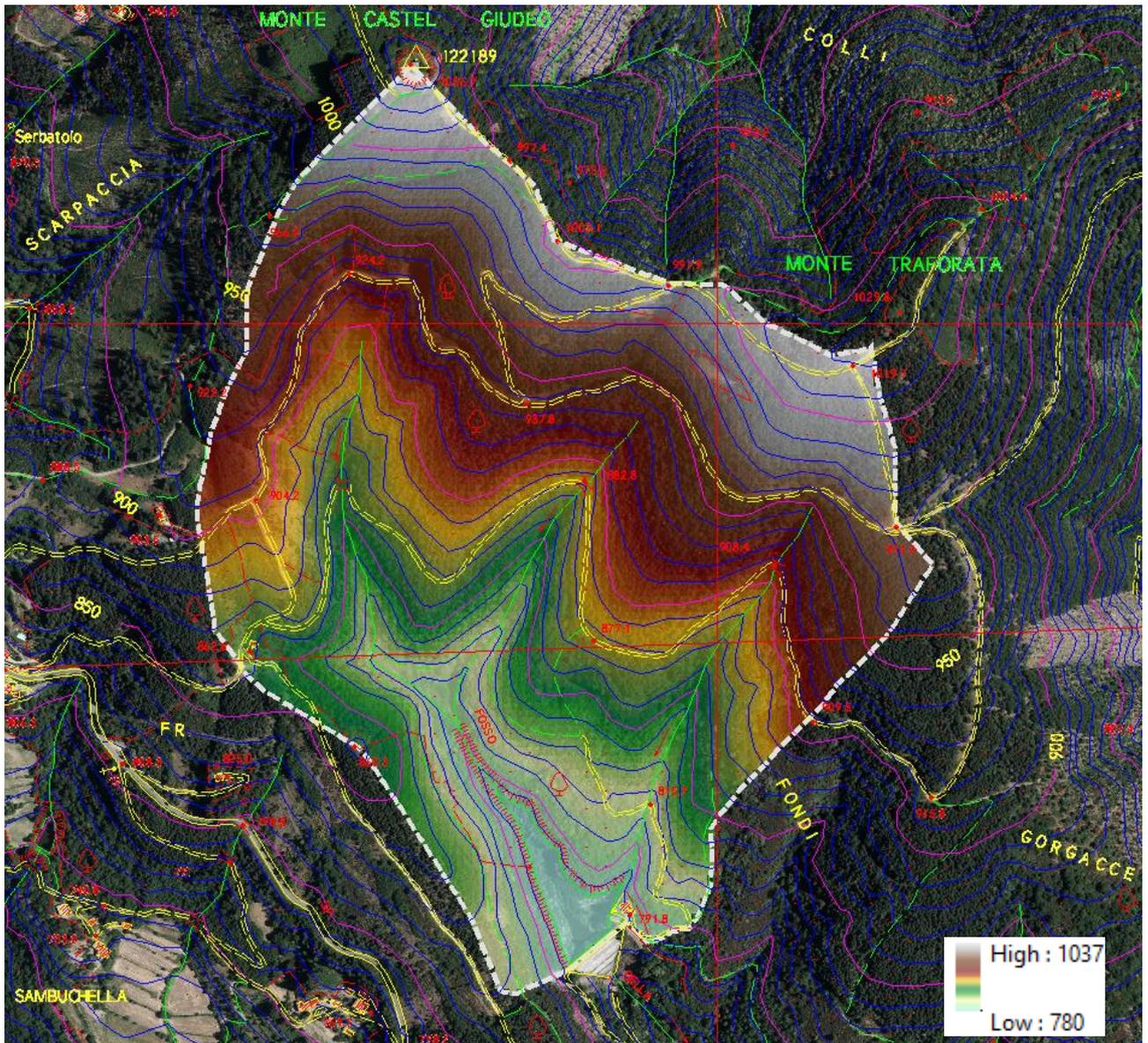


Figura 5-11: modello digitale del terreno (DTM) del bacino idrografico sotteso dallo sbarramento (base ortofoto e CTR).



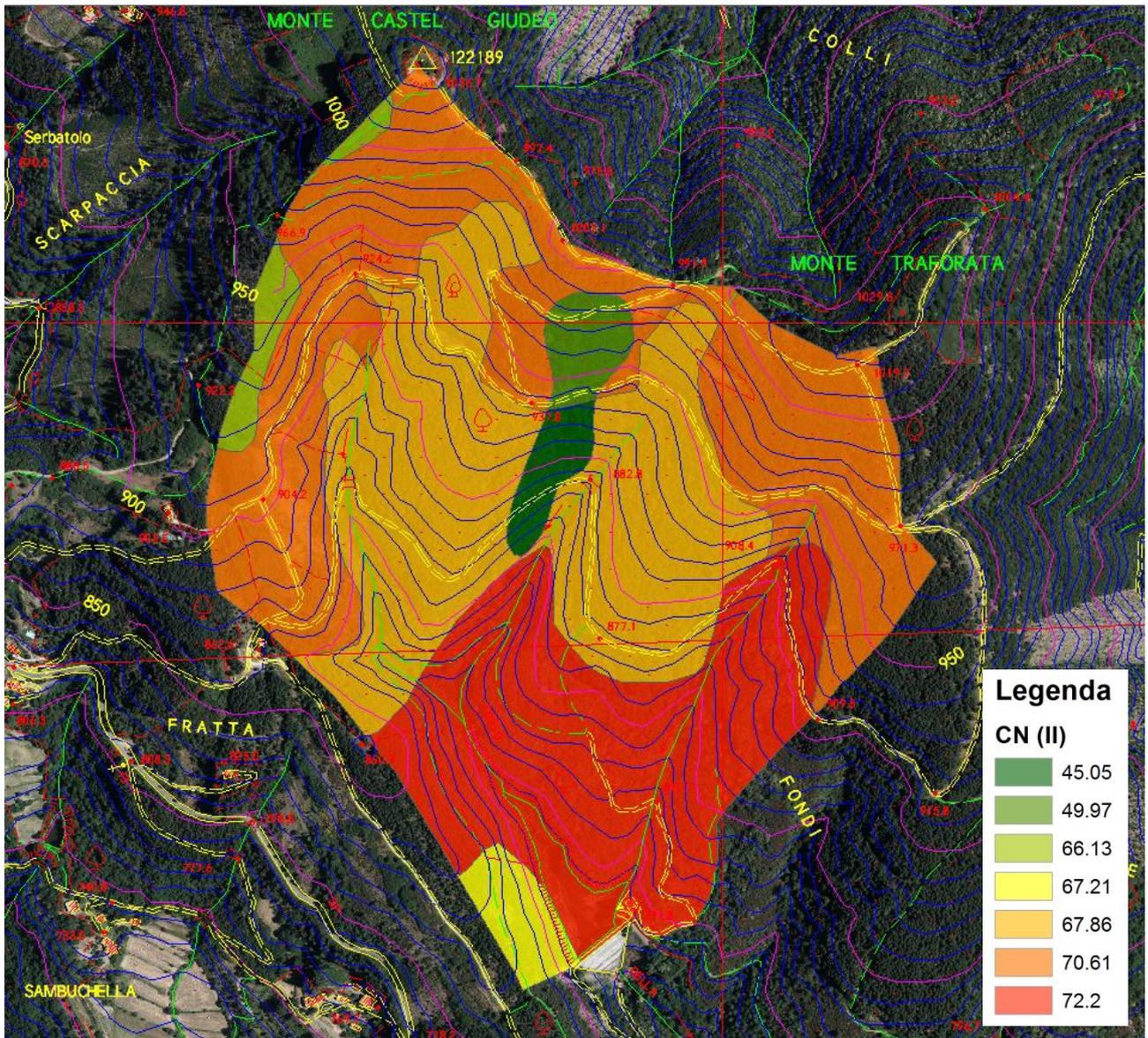


Figura 5-13: mappa del CN (dati CNR I.R.P.I.) del bacino idrografico sotteso dallo sbarramento (base ortofoto e CTR).

#### 5.4.1 Caratteristiche idrologiche del bacino rivenienti dal FCEM 2004 e dagli studi progressi

Preme osservare che il FCEM 2004, relativamente all'estensione del bacino imbrifero, riporta due superfici: una del bacino "direttamente sotteso", pari a 0.67 km<sup>2</sup>, ed del bacino "allacciato", pari a 0.48 km<sup>2</sup>. Come riportato nel FCEM 2004, "sull'invaso influisce anche un bacino indiretto mediante una canalizzazione che raccoglie le acque di pioggia del versante sinistro della diga". Della perimetrazione di tale bacino allacciato non è stato possibile trovare traccia nei documenti messi a disposizione degli scriventi.

Dalle informazioni fornite dal gestore e dai sopralluoghi effettuati è emerso che, allo stato attuale, solo un versante di modesta estensione posto a monte del tratto iniziale

del canale fugatore, che è stato ricompreso all'interno del bacino idrografico di superficie complessiva pari a 0.695 km<sup>2</sup> rappresentato in Figura 5-10 e seguenti, sembra convogliare i deflussi superficiali da esso generati all'interno dell'invaso mediante la canalizzazione rappresentata nella documentazione fotografica che segue.

Preme osservare che di detto bacino imbrifero "allacciato" non è fornita alcuna menzione né nel progetto originario della diga, né nell'elaborato "Verifiche idrologiche e idrauliche" redatto dall'Ufficio Idraulica – UIDR del Registro Italiano Dighe del 24 aprile 2006<sup>3</sup>, né negli elaborati "Relazione idrologico-idraulica" e "Corografia – Bacino idrografico"<sup>4</sup> facenti parte del progetto esecutivo degli interventi di "adeguamento sismico della torre di presa e manutenzione straordinaria per il miglioramento delle condizioni di sicurezza della diga" redatto da Idrostudio nel 2006.



Figura 5-14: documentazione fotografica del tratto finale della canalizzazione che convoglia all'interno dell'invaso i deflussi generati dal cosiddetto "bacino imbrifero allacciato".

<sup>3</sup> Nell'elaborato "Verifiche idrologiche e idrauliche" redatto dall'Ufficio Idraulica – UIDR del Registro Italiano Dighe del 24 aprile 2006 si fa riferimento al solo bacino idrografico sotteso dalla diga, avente superficie pari a 0.66 km<sup>2</sup>.

<sup>4</sup> Nella tavola grafica "Corografia – Bacino idrografico" facente parte del progetto esecutivo degli interventi di "adeguamento sismico della torre di presa e manutenzione straordinaria per il miglioramento delle condizioni di sicurezza della diga" redatto da Idrostudio nel 2006 è perimetrato il solo bacino idrografico sotteso dalla diga, avente superficie pari a 0.65 km<sup>2</sup>.



Figura 5-15: documentazione fotografica del tratto intermedio della canalizzazione che convoglia all'interno dell'invaso i deflussi generati dal cosiddetto "bacino imbrifero allacciato".



Figura 5-16: documentazione fotografica del tratto iniziale della canalizzazione che convoglia all'interno dell'invaso i deflussi generati dal cosiddetto "bacino imbrifero allacciato".

## 6 DIGA DI CERVENTOSA: PORTATE DI PROGETTO

In assenza di stazioni di misura di portata lungo il corso d'acqua sbarrato dalla diga, è stato possibile effettuare esclusivamente analisi di tipo indiretto descritte al § 3.2.

### 6.1 Stima delle piogge

Come anticipato, le piogge sono state stimate mediante le regionalizzazioni Toscana 2014, Compartimento Roma-Pescara e Compartimento Bologna-Pisa-Roma, adottando la formula di Bell per le precipitazioni di durata inferiore a 1 ora.

I risultati, per le durate di precipitazione 30 minuti e 1 ora, sono riportati rispettivamente in Tabella 6-1 e Tabella 6-2, dove sono stati evidenziati in grassetto assunti come valori di progetto.

Tabella 6-1: Spessori di pioggia lorda di progetto per la durata di precipitazione  $d = 30$  minuti

	<b>Regione Toscana 2014</b>	<b>Roma-Pescara</b>	<b>Bologna-Pisa-Roma</b>
$R_{100} (mm) =$	<b>46.1</b>	42.0	41.0
$R_{200} (mm) =$	<b>51.5</b>	45.8	47.5
$R_{500} (mm) =$	<b>59.2</b>	50.9	56.1
$R_{1000} (mm) =$	<i>n.d.</i>	54.7	<b>62.6</b>
$R_{3000} (mm) =$	<i>n.d.</i>	<i>n.d.</i>	<b>72.9</b>

Tabella 6-2: Spessori di pioggia lorda di progetto per la durata di precipitazione  $d = 1$  h

	<b>Regione Toscana 2014</b>	<b>Roma-Pescara</b>	<b>Bologna-Pisa-Roma</b>
$R_{100} (mm) =$	<b>60.4</b>	54.9	53.7
$R_{200} (mm) =$	<b>67.5</b>	60.0	62.2
$R_{500} (mm) =$	<b>77.5</b>	66.6	73.4
$R_{1000} (mm) =$	<i>n.d.</i>	71.6	<b>81.9</b>
$R_{3000} (mm) =$	<i>n.d.</i>	<i>n.d.</i>	<b>95.4</b>

Tali valori di progetto risultano peraltro congruenti con quelli assunti negli studi precedenti, in particolare nel rapporto R.I.D. del 6 giugno 2006 “Diga della Cerventosa – n.ident. 458/673 – verifiche idrologiche e idrauliche”, nel quale gli spessori di pioggia lorda di progetto per la durata di 0.55 h risultavano pari a 54.26 per TR 500 anni e 59.03 per TR 1000 anni.

### 6.2 Stima delle portate di progetto

Il modello idrologico è stato implementato mediante il software americano HEC-HMS ver. 4.10 e presenta le seguenti caratteristiche:

- dati di pioggia relativi a TR = 1000 e 3000 anni da Compartimento Bologna-Pisa-Roma;
- per ciascun tempo di ritorno, durate investigate degli eventi pluviometrici pari a 0.25, 0.5, 0.75, 1, 1.25 e 1.5 ore;
- ietogrammi ad intensità costante;
- stima dell'infiltrazione mediante metodo SCS-CN (con AMC-III);
- trasformazione afflussi deflussi basata sull'IUH del SCS con tempo di ritardo valutato a partire dal tempo di corrivazione.

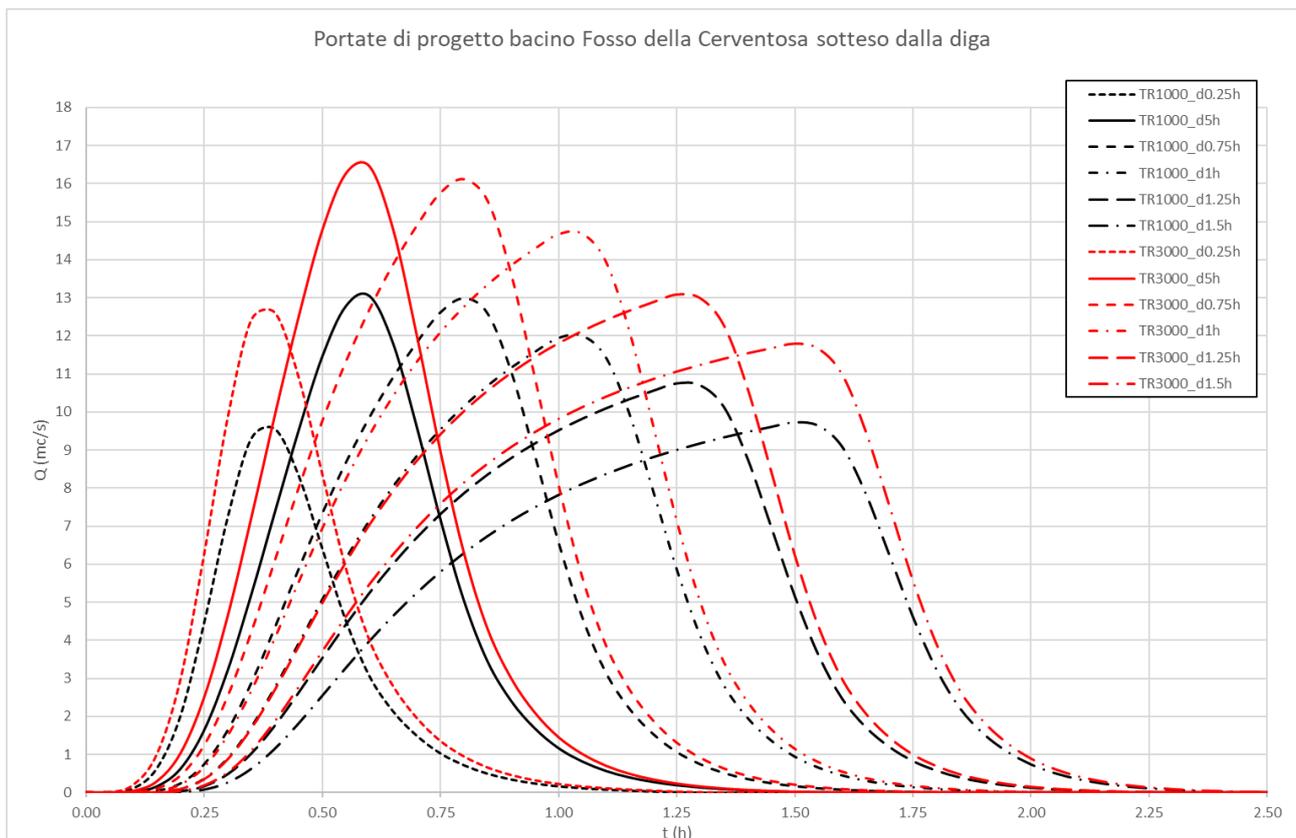


Figura 6-1: Idrogrammi di progetto TR = 1000 e 3000 anni per diverse durate di precipitazione

Tabella 6-3: Portate di picco di progetto TR = 1000 e 3000 anni per diverse durate di precipitazione

	<b>TR 1000</b>	<b>TR 3000</b>
<b>d = 0.25 h</b>	9.56	12.61
<b>d = 0.5 h</b>	<b>13.04</b>	<b>16.45</b>
<b>d = 0.75 h</b>	13.00	16.11
<b>d = 1 h</b>	12.01	14.69
<b>d = 1.25 h</b>	10.76	13.09
<b>d = 1.5 h</b>	9.74	11.79

La stima delle portate di picco per il fosso in esame è stata condotta anche in modo speditivo facendo ricorso la formulazione razionale estesa, o metodo cinematico

(Figura 6-3):

$$Q_P = \frac{1}{3.6} \cdot \frac{E^A A}{T_c}$$

dove:

$E^A$ : pioggia areale netta, detta anche eccesso di pioggia (mm), con durata pari a  $T_c$ ;

$T_c$ : tempo di corrivazione (ore);

A: superficie del bacino ( $\text{km}^2$ ).

In tale approccio, la stima del coefficiente di deflusso,  $k_d$ , è stata effettuata a partire dal parametro CN, ricorrendo alle seguenti relazioni:

$$k_d = \begin{cases} 0, & \text{se } K \geq \frac{1}{I} \\ \frac{(1-IK)^2}{1+(1-I)K}, & \text{se } \frac{1}{I} > K \geq \frac{I}{1-I+I^2} \\ 1 - K, & \text{se } K < \frac{I}{1-I+I^2} \end{cases}$$

dove  $I = I_a$ , e  $K = \frac{S}{h_{d,TRG}}$ , rapporto tra la ritenzione potenziale del suolo e l'afflusso meteorico ragguagliato all'area.

<b>CALCOLO DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE CON VARI METODI</b>			<b>pendenza media asta (calcolata da monte verso valle)</b>				
<b>PARAMETRI DEL BACINO</b>			<b>z i</b>	<b>z f</b>	<b>L (m)</b>	<b>pi</b>	<b>Li / radq(pi)</b>
S [ $\text{km}^2$ ]	0.695	Superficie del bacino	895	860	170	0.206	374.66175
L [km]	0.92	Lunghezza asta principale	860	810	320	0.156	809.54308
I [km]	1.29	Lunghezza idraulica bacino	810	768.95	427.5	0.096	1379.5822
$h_m$ [m]	132.95	901.9 Altezza media su sezione di chiusura					
$H_{max}$ [m]	1037.00	Quota massima del bacino			917.5	<b>0.128</b>	2563.7871
$H_{min}$ [m]	768.95	Quota minima del bacino				<b>i media pesata lungo l'asta</b>	
CN (II)-(III)	<b>68.70</b>	<b>84.5</b>					
<b>PARAMETRI DERIVATI DEL BACINO</b>							
$i_v$	0.380	Pendenza media dei versanti					
$i$	0.128	Pendenza media asta principale					
S	4.56	Ritenzione potenziale (inch)					
<b>TEMPI DI CORRIVAZIONE</b>							
$\tau$ [ore]	0.51	Giandotti (bacini con S compresa tra 170 e 70000 $\text{km}^2$ )					
$\tau$ [ore]	0.18	Kirpich (bacini con S compresa tra 0.005 e 0.454 $\text{km}^2$ )					
$\tau$ [ore]	<b>0.36</b>	Viparelli (bacini pedemontani)			v (m/s) =	1	tra 1 e 1.3 (1.5 -2 per el
$\tau$ [ore]	0.14	Pezzoli (piccoli bacini)				<b>da uso suolo</b>	<b>da perm</b>
$\tau$ [ore]	<b>0.27</b>	Watt e Chow (bacini con S compresa tra 0.01 e 5840 $\text{km}^2$ )			a =	0.000326	b = 0.79
$\tau$ [ore]	0.29	Chow (per bacini con S compresa tra 0.012 e 18.5 $\text{km}^2$ )			a =	0.00116	b = 0.64
$\tau$ [ore]	<b>0.38</b>	NCRS Lag method (per bacini con S compresa tra 0.004 e 8.1 $\text{km}^2$ )					
$\tau$ [ore]	0.60	Tournon (bacini con S compresa tra 30 e 170 $\text{km}^2$ )					
$\tau$ [ore]	0.88	Puglisi e Zanframundo (bacini con S compresa tra 43 e 94 $\text{km}^2$ )					
$\tau$ [ore]	0.75	Puglisi mod. da Fattorelli e Marchi (bacini con S compresa tra 7 e 200 $\text{km}^2$ )					
$\tau$ [ore]	<b>0.32</b>	<b>Media</b>					
LAG [min]	<b>12</b>	<b>Lag = Tc*0.6 (NCRS)</b>					

Figura 6-2: Calcolo del tempo di corrivazione

<b>Cerventosa</b>		<b>Dati</b>	<b>Spessori pioggia (LSPP) per d = tc</b>					
A (km <sup>2</sup> ) =	0.695							
H (m) =			R <sub>100</sub> (mm) =	38.00	RT			
L (km) =			R <sub>200</sub> (mm) =	42.50	RT			
CN III =	84.5		R <sub>500</sub> (mm) =	48.90	RT			
			R <sub>1000</sub> (mm) =	51.60	Brath			
			R <sub>3000</sub> (mm) =	60.10	Brath			
<b>tc (h)</b>	<b>0.32</b>							
			Beta (% di perdita iniz.) =	0.2		<b>FORMULA RAZIONALE</b>		
K <sub>100</sub> =	1.226098	φ <sub>100</sub> =	niente	0.29	niente	Q <sub>100</sub> (m <sup>3</sup> /s) =	6.59	
K <sub>200</sub> =	1.096276	φ <sub>200</sub> =	niente	0.32	niente	Q <sub>200</sub> (m <sup>3</sup> /s) =	8.33	
K <sub>500</sub> =	0.952796	φ <sub>500</sub> =	niente	0.37	niente	Q <sub>500</sub> (m <sup>3</sup> /s) =	10.97	
K <sub>1000</sub> =	0.90294	φ <sub>1000</sub> =	niente	0.39	niente	Q <sub>1000</sub> (m <sup>3</sup> /s) =	12.14	
K <sub>3000</sub> =	0.775237	φ <sub>3000</sub> =	niente	0.44	niente	Q <sub>3000</sub> (m <sup>3</sup> /s) =	15.98	

Figura 6-3: Calcolo dei valori di portata di picco mediante formula razionale estesa

### 6.2.1 Portate di massima piena di progetto rivenienti dal FCEM 2004 e dagli studi pregressi

Nel FCEM 2004 è riportato un valore di picco della portata di piena di progetto pari a circa 20 m<sup>3</sup>/s, con tempo di ritorno non determinato.

Nello “Studio della portata massima e della sua laminazione – verifica dello scarico di superficie” (aggiornamento 10 ottobre 2004) redatto dall’Ing. Angeloro, le portate di piena sono state calcolate utilizzando la formula razionale ponendo A = 0.69 km<sup>2</sup> circa, il tempo di corrivazione pari a 0.5 ore ed il coefficiente di deflusso pari a 1. Gli spessori di precipitazione calcolati per d = 0.5 ore risultano pari a 52.80 mm (TR500) e 57.33 mm (TR1000). Le portate al colmo calcolate risultano pari a 20.35 m<sup>3</sup>/s (TR500) e 22.07 m<sup>3</sup>/s (TR1000).

Nelle “Verifiche idrologiche e idrauliche” redatte dall’Ufficio Idraulica – UIDR del Registro Italiano Dighe (24 aprile 2006) le portate di piena sono state calcolate utilizzando il metodo della corrivazione ipotizzando una precipitazione ad intensità costante ponendo A = 0.66 km<sup>2</sup>, il tempo di corrivazione (Giandotti) pari a 0.55 ore e adottando per il calcolo della pioggia netta il metodo SCS-CN con CN pari a 90. Gli spessori di precipitazione calcolati per d = 0.55 ore risultano pari a 54.26 mm (TR500) e 59.03 mm (TR1000). Le portate al colmo calcolate risultano pari a 21.23 m<sup>3</sup>/s (TR500) e 23.52 m<sup>3</sup>/s (TR1000), sebbene riproducendo i calcoli con tali parametri idrologici, dette portate non sarebbero ottenibili nemmeno imponendo CN = 100 (ovvero un coefficiente di afflusso pari a 1). secondo gli scriventi le portate risultanti dovrebbero essere pari rispettivamente a 10.25 m<sup>3</sup>/s (TR500) e 11.64 m<sup>3</sup>/s (TR1000), come rappresentato nell’immagine seguente.

Cerventosa - RID 2006		Dati	Spessori pioggia (LSPP) per d = tc				
A (km <sup>2</sup> ) =	0.66						
H (m) =			R <sub>10</sub> (mm) =				
L (km) =			R <sub>200</sub> (mm) =				
CN =	90		R <sub>500</sub> (mm) =	54.26			
			R <sub>1000</sub> (mm) =	59.03			
			R <sub>3000</sub> (mm) =				
<b>tc (h)</b>	<b>0.55</b>						
			Beta (% di perdita iniz.) =	0.2			<b>FORMULA RAZIONALE</b>
K <sub>10</sub> =		φ <sub>100</sub> =					Q <sub>10</sub> (m <sup>3</sup> /s) =
K <sub>200</sub> =		φ <sub>200</sub> =					Q <sub>200</sub> (m <sup>3</sup> /s) =
K <sub>500</sub> =	0.520129	φ <sub>500</sub> =	niente	0.57	niente		Q <sub>500</sub> (m <sup>3</sup> /s) = <b>10.25</b>
K <sub>1000</sub> =	0.4781	φ <sub>1000</sub> =	niente	0.59	niente		Q <sub>1000</sub> (m <sup>3</sup> /s) = <b>11.64</b>
K <sub>3000</sub> =		φ <sub>3000</sub> =					Q <sub>3000</sub> (m <sup>3</sup> /s) =

Figura 6-4: Calcolo dei valori di portata di picco mediante formula razionale estesa adottando i parametri idrologici RID 2006.

Cerventosa - RID 2006		Dati	Spessori pioggia (LSPP) per d = tc				
A (km <sup>2</sup> ) =	0.66						
H (m) =			R <sub>10</sub> (mm) =				
L (km) =			R <sub>200</sub> (mm) =				
CN =	100		R <sub>500</sub> (mm) =	54.26			
			R <sub>1000</sub> (mm) =	59.03			
			R <sub>3000</sub> (mm) =				
<b>tc (h)</b>	<b>0.55</b>						
			Beta (% di perdita iniz.) =	0.2			<b>FORMULA RAZIONALE</b>
K <sub>10</sub> =		φ <sub>100</sub> =					Q <sub>10</sub> (m <sup>3</sup> /s) =
K <sub>200</sub> =		φ <sub>200</sub> =					Q <sub>200</sub> (m <sup>3</sup> /s) =
K <sub>500</sub> =	0	φ <sub>500</sub> =	niente	1.00	1		Q <sub>500</sub> (m <sup>3</sup> /s) = <b>18.09</b>
K <sub>1000</sub> =	0	φ <sub>1000</sub> =	niente	1.00	1		Q <sub>1000</sub> (m <sup>3</sup> /s) = <b>19.68</b>
K <sub>3000</sub> =		φ <sub>3000</sub> =					Q <sub>3000</sub> (m <sup>3</sup> /s) =

Figura 6-5: Calcolo dei valori di portata di picco mediante formula razionale estesa adottando i parametri idrologici RID 2006 ma con CN = 100 (ovvero coefficiente di afflusso pari a 1).

### 6.3 Riepilogo dei dati e discussione

Da quanto sopra descritto, l'analisi idrologica condotta dagli scriventi fornisce i seguenti valori di portata di picco di progetto:

- **Portata di progetto per TR = 1000 anni = 13.04 m<sup>3</sup>/s;**
- **Portata di progetto per TR = 3000 anni = 16.45 m<sup>3</sup>/s.**

Dette portate di picco di progetto risultano sensibilmente inferiori rispetto a quelle riportate nel FCEM 2004 e negli studi precedenti, riportate e descritte nel precedente § 6.2.1. Le motivazioni di tali differenze risiedono principalmente nel fatto che negli studi pregressi era stato assunto un coefficiente di afflusso pari a 1, eliminando di fatto qualsiasi perdita di pioggia per infiltrazione. Tale assunzione, stante la naturalità e la copertura vegetazionale prevalentemente boschiva del bacino idrografico sotteso, nonché la potenzialità di deflusso moderatamente alta (tipo idrologico C), risulta ad avviso degli scriventi sin troppo cautelativa. Nel presente studio è stata effettuata

un'analisi di maggior dettaglio, mantenendo tuttavia opportune ipotesi conservative: in particolare, nella schematizzazione del processo di infiltrazione sono state assunte condizioni iniziali di terreno molto umido (*CN III*).

## 7 LAMINAZIONE DEGLI IDROGRAMMI DI PIENA

Per il calcolo del livello di massimo invaso è necessario valutare la laminazione dell'onda di piena da parte della diga. Quest'ultima dipende dalla quota iniziale di invaso e dalla legge di efflusso degli scarichi. Nel presente lavoro si è assunta, a favore di sicurezza, una quota iniziale pari alla quota di massima regolazione (785.90 m s.l.m.). Il volume sotteso ad ogni livello d'acqua nel serbatoio è definito attraverso la *curva dei volumi d'invaso* rappresentata al § 5.2.

Il modello numerico è stato implementato con il software HEC-HMS ver. 4.10.

Sono stati complessivamente considerati 24 scenari di simulazione (12 per la configurazione di stato attuale e 12 in quella di progetto). Per ciascuno dei tempi di ritorno investigati, 1000 e 3000 anni, e per ciascuna durata di precipitazione ( $d = 0.25, 0.5, 0.75, 1, 1.25$  e  $1.5$ ), è stata simulata:

- a) la laminazione con il solo scarico superficiale, quindi con la paratoia dello scarico di fondo chiusa, così come prevede la normativa di riferimento;
- b) la laminazione con la paratoia dello scarico di fondo aperta e quindi con tutte e due gli organi di scarico funzionanti, imponendo tuttavia che l'apertura totale dello scarico di fondo avvenga nell'istante in cui la portata istantanea in ingresso all'invaso supera quella esitabile dalla condotta (garantendo quindi che lo scarico di fondo non trasferisca a valle della diga portate superiori a quelle naturali prodotte dal bacino).

Le portate in ingresso sono rappresentate dagli idrogrammi di piena con tempo di ritorno di 1000 e 3000 anni, già illustrati in Figura 6-1, mentre quelle di uscita dallo sfioratore di superficie e dallo scarico di fondo sono calcolate, istante per istante, mediante le scale di deflusso riportate nel § 5.3.

Trattandosi di una diga esistente, il tempo di ritorno di riferimento della piena è quello relativo a 1000 anni; si riportano tuttavia i risultati anche per la piena con TR = 3000 anni.

### 7.1 Stato attuale

Nel presente paragrafo sono riportati i risultati di calcolo nella configurazione di stato attuale per i 12 scenari idrologici investigati (eventi di piena TR = 1000 e 3000 anni di diversa durata di precipitazione). Dalle tabelle si evince che la durata "critica" che determina il massimo riempimento dell'invaso e, quindi, la massima portata esitata

dagli organi di scarico, è pari a 1 h ad eccezione dello scenario TR1000 con scarico di fondo chiuso in cui è pari a 1.25 h, sebbene per  $d = 1$  h i risultati di picco siano praticamente identici.

In particolare, si osserva che la quota di massimo invaso per lo scenario TR = 1000 anni con scarico di fondo mantenuto sempre chiuso risulta pari a **787.35 m s.l.m.**

Nelle figure successive si riportano i grafici delle principali grandezze idrauliche per gli scenari ritenuti più significativi.

Tabella 7-1: Principali risultati del calcolo della laminazione dell'invaso nella configurazione di stato ATTUALE per piene con TR = 1000 e 3000 anni di varia durata e livello iniziale dell'invaso alla quota di massima regolazione (785.90 m s.l.m.). Ipotesi di funzionamento: solo scarico libero di superficie ("SS") con scarico di fondo mantenuto chiuso.

SS		Qmax ingresso invaso (mc/s)	Volume in (1000 mc)	Peak storage (1000 m3)	Peak elevation (m slm)	Q max scarico superficie (mc/s)	Q max scarico fondo (mc/s)
TR1000	d0.25h	9.56	11.28	80.65	786.63	2.92	-
	d0.5h	<b>13.04</b>	19.76	85.14	787.04	5.72	-
	d0.75h	13.00	25.91	87.49	787.25	7.35	-
	d1h	12.01	30.72	88.57	787.34	8.15	-
	d1.25h	10.76	33.84	<b>88.57</b>	<b>787.35</b>	<b>8.15</b>	-
	d1.5h	9.74	36.58	88.33	787.32	7.97	-
TR3000	d0.25h	12.61	15.05	82.88	786.00	4.24	-
	d0.5h	<b>16.45</b>	25.50	88.07	787.30	7.77	-
	d0.75h	16.11	33.00	90.61	787.52	9.71	-
	d1h	14.69	38.82	<b>91.63</b>	<b>787.61</b>	<b>10.50</b>	-
	d1.25h	13.09	42.56	91.46	787.60	10.37	-
	d1.5h	11.79	45.82	90.96	787.56	9.99	-

Tabella 7-2: Principali risultati del calcolo della laminazione dell'invaso nella configurazione di stato ATTUALE per piene con TR = 1000 e 3000 anni di varia durata e livello iniziale dell'invaso alla quota di massima regolazione (785.90 m s.l.m.). Ipotesi di funzionamento: scarico libero di superficie + scarico di fondo aperto ("SS+SF").

SS+SF		Qmax ingresso invaso (mc/s)	Volume in (1000 mc)	Peak storage (1000 m3)	Peak elevation (m slm)	Q max scarico superficie (mc/s)	Q max scarico fondo (mc/s)
TR1000	d0.25h	9.56	11.28	74.81	786.07	0.35	6.19
	d0.5h	<b>13.04</b>	19.76	78.06	786.39	1.59	6.23
	d0.75h	13.00	25.91	79.42	786.52	2.27	6.24
	d1h	12.01	30.72	79.68	<b>786.54</b>	<b>2.41</b>	<b>6.25</b>
	d1.25h	10.76	33.84	79.09	786.48	2.10	6.24
	d1.5h	9.74	36.58	78.31	786.41	1.71	6.23
TR3000	d0.25h	12.61	15.05	76.78	786.26	1.04	6.21
	d0.5h	<b>16.45</b>	25.50	81.11	786.67	3.17	6.26
	d0.75h	16.11	33.00	82.82	786.83	4.20	6.28
	d1h	14.69	38.82	83.19	<b>786.86</b>	<b>4.44</b>	<b>6.29</b>
	d1.25h	13.09	42.56	82.54	786.80	4.02	6.28
	d1.5h	11.79	45.82	81.69	786.72	3.51	6.27

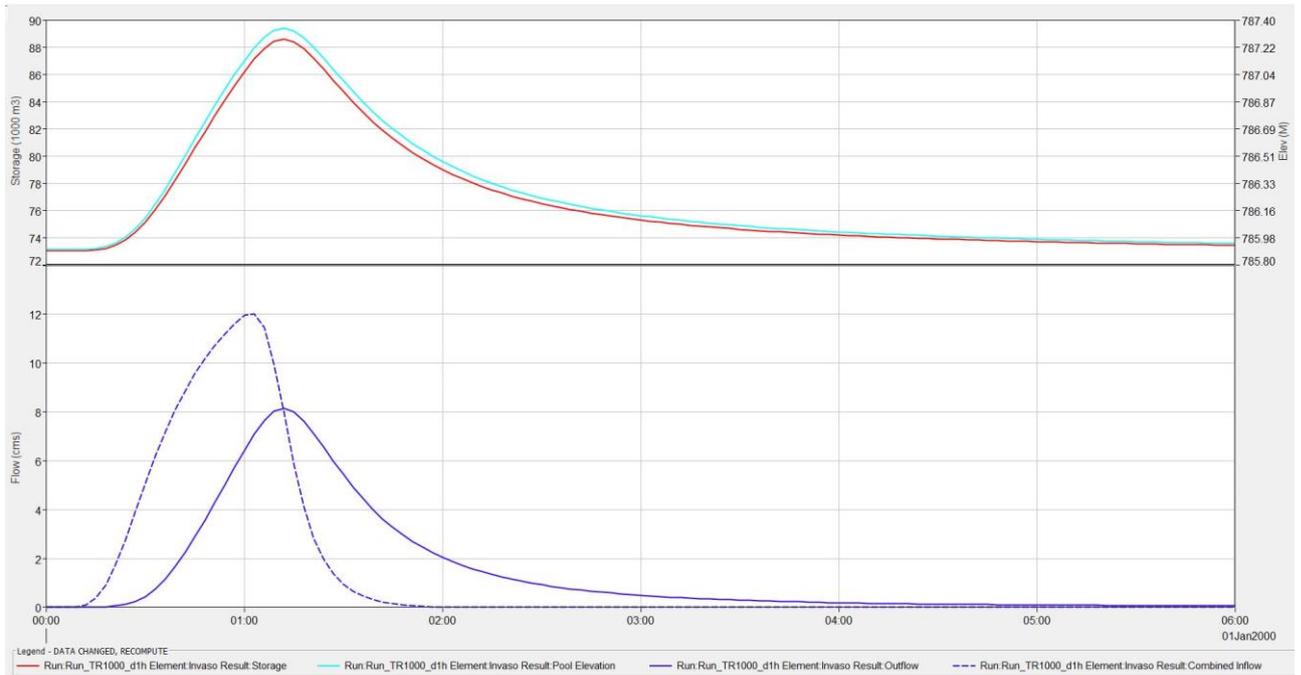


Figura 7-1: Laminazione dell'idrogramma di piena TR = 1000 anni d = 1h nello scenario ATTUALE di funzionamento del solo scarico superficiale.

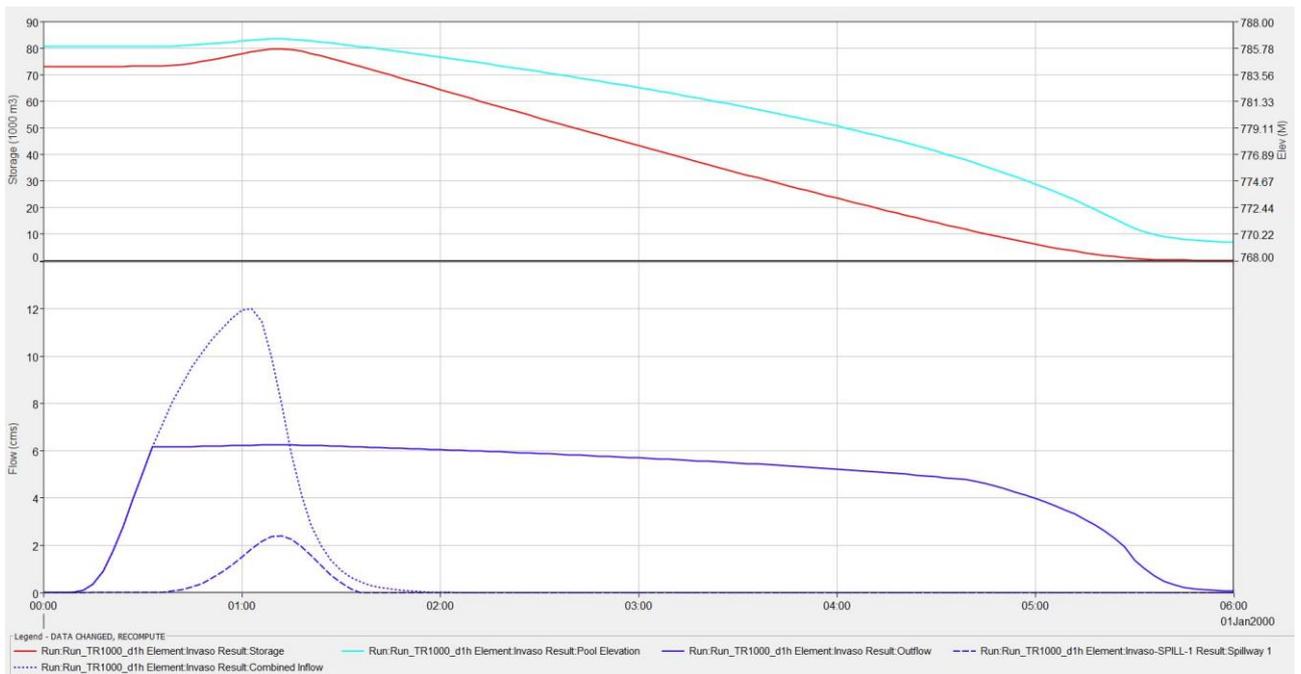


Figura 7-2: Laminazione dell'idrogramma di piena TR = 1000 anni d = 1h nello scenario ATTUALE di funzionamento di entrambi gli scarichi (superficiale e fondo).

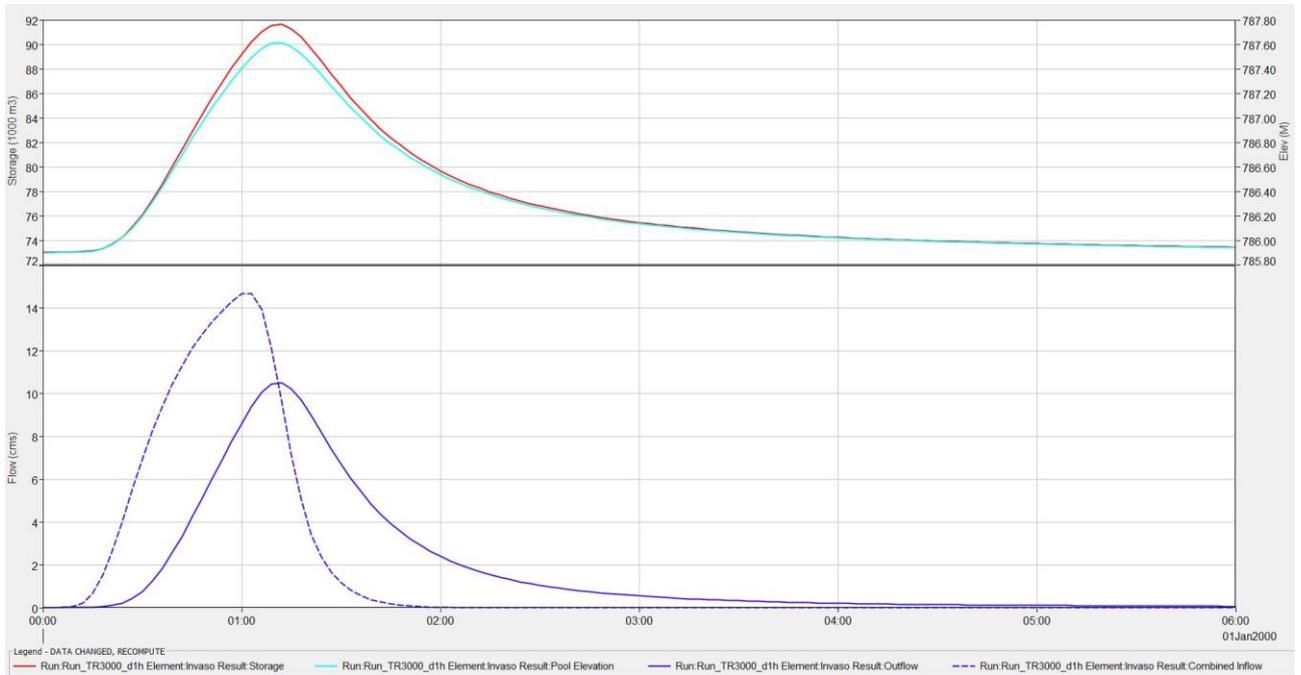


Figura 7-3: Laminazione dell'idrogramma di piena TR = 3000 anni d = 1h nello scenario ATTUALE di funzionamento del solo scarico superficiale.

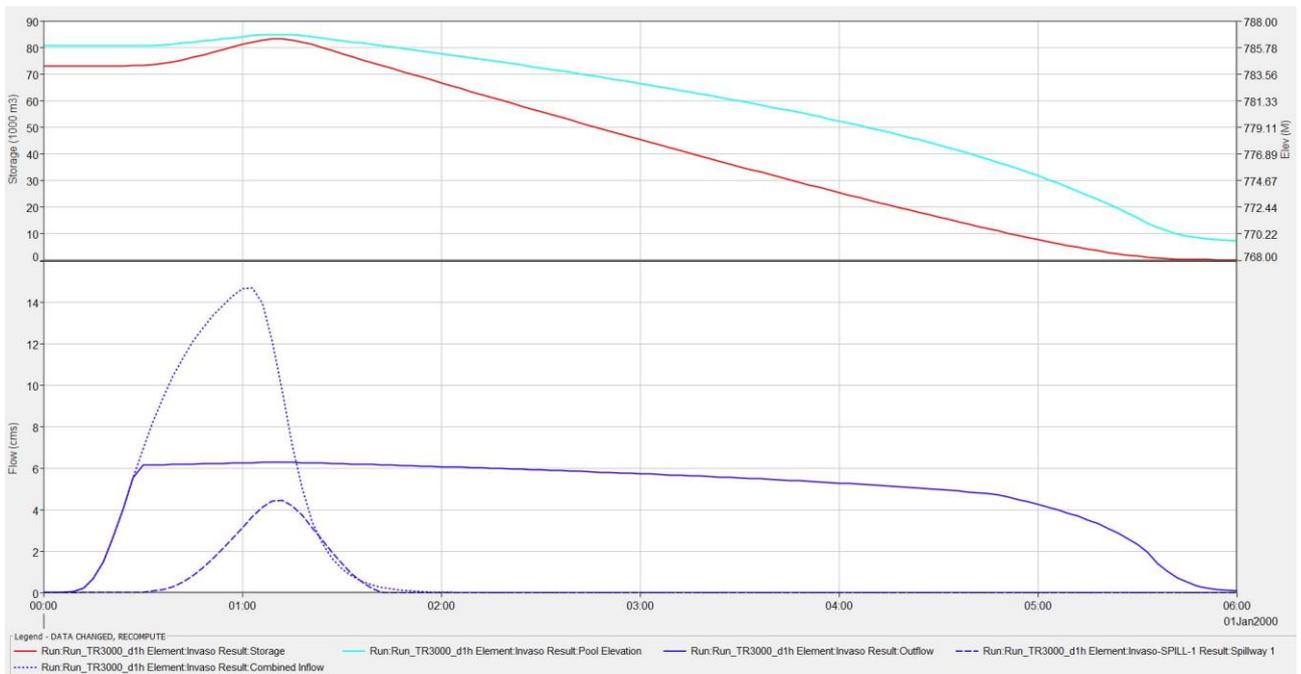


Figura 7-4: Laminazione dell'idrogramma di piena TR = 3000 anni d = 1h nello scenario ATTUALE di funzionamento di entrambi gli scarichi (superficiale e fondo).

## 7.2 Stato di progetto

Nella configurazione di progetto, rispetto allo stato attuale, è stata modificata la curva quota-volumi di invaso (sebbene le differenze rispetto allo stato attuale siano minime, vedi § 5.2) e la curva di deflusso dello scarico di fondo, oggetto di prolungamento (vedi § 5.3.2).

Nel presente paragrafo sono riportati i risultati di calcolo nella configurazione di stato di progetto per i 12 scenari idrologici investigati (eventi di piena TR = 1000 e 3000 anni di diversa durata di precipitazione). Dalle tabelle seguenti si evince che la durata "critica" che determina il massimo riempimento dell'invaso e, quindi, la massima portata esitata dagli organi di scarico, è pari a 1 h ad eccezione dello scenario TR1000 con scarico di fondo chiuso in cui è pari a 1.25 h, sebbene per d = 1 h i risultati di picco siano praticamente identici.

In particolare, si osserva che la quota di massimo invaso per lo scenario TR = 1000 anni con scarico di fondo mantenuto sempre chiuso risulta pari a **787.34 m s.l.m.**, invariato rispetto alla configurazione ante operam.

Nelle figure successive si riportano i grafici delle principali grandezze idrauliche per gli scenari ritenuti più significativi.

Tabella 7-3: Principali risultati del calcolo della laminazione dell'invaso nella configurazione di stato di PROGETTO per piene con TR = 1000 e 3000 anni di varia durata e livello iniziale dell'invaso alla quota di massima regolazione (785.90 m s.l.m.). Ipotesi di funzionamento: solo scarico libero di superficie ("SS") con scarico di fondo mantenuto chiuso.

SS		Qmax ingresso invaso (mc/s)	Volume in (1000 mc)	Peak storage (1000 m3)	Peak elevation (m slm)	Q max scarico superficie (mc/s)	Q max scarico fondo (mc/s)
TR1000	d0.25h	9.56	11.28	80.66	786.63	2.92	-
	d0.5h	<b>13.04</b>	19.76	85.16	787.04	5.70	-
	d0.75h	13.00	25.91	87.51	787.25	7.33	-
	d1h	12.01	30.72	88.60	787.34	8.13	-
	d1.25h	10.76	33.84	<b>88.61</b>	<b>787.34</b>	<b>8.13</b>	-
	d1.5h	9.74	36.58	88.37	787.32	7.96	-
TR3000	d0.25h	12.61	15.05	82.90	786.83	4.23	-
	d0.5h	<b>16.45</b>	25.50	88.09	787.30	7.75	-
	d0.75h	16.11	33.00	90.64	787.52	9.69	-
	d1h	14.69	38.82	<b>91.67</b>	<b>787.61</b>	<b>10.48</b>	-
	d1.25h	13.09	42.56	91.51	787.60	10.35	-
	d1.5h	11.79	45.82	91.02	787.55	9.97	-

Tabella 7-4: Principali risultati del calcolo della laminazione dell'invaso nella configurazione di stato di PROGETTO per piene con TR = 1000 e 3000 anni di varia durata e livello iniziale dell'invaso alla quota di massima regolazione (785.90 m s.l.m.). Ipotesi di funzionamento: scarico libero di superficie + scarico di fondo aperto ("SS+SF").

SS+SF		Qmax ingresso invaso (mc/s)	Volume in (1000 mc)	Peak storage (1000 m3)	Peak elevation (m slm)	Q max scarico superficie (mc/s)	Q max scarico fondo (mc/s)
TR1000	d0.25h	9.56	11.28	74.94	786.09	0.38	6.01
	d0.5h	<b>13.04</b>	19.76	78.25	786.40	1.67	6.05
	d0.75h	13.00	25.91	79.64	786.53	2.37	6.07
	d1h	12.01	30.72	79.96	<b>786.56</b>	<b>2.54</b>	<b>6.07</b>
	d1.25h	10.76	33.84	79.38	786.51	2.24	6.06
	d1.5h	9.74	36.58	78.64	786.44	1.86	6.06
TR3000	d0.25h	12.61	15.05	76.94	786.28	1.09	6.04
	d0.5h	<b>16.45</b>	25.50	81.28	786.68	3.26	6.09
	d0.75h	16.11	33.00	83.05	786.85	4.33	6.11
	d1h	14.69	38.82	83.46	<b>786.88</b>	<b>4.58</b>	<b>6.11</b>
	d1.25h	13.09	42.56	82.83	786.83	4.18	6.10
	d1.5h	11.79	45.82	82.00	786.75	3.68	6.09

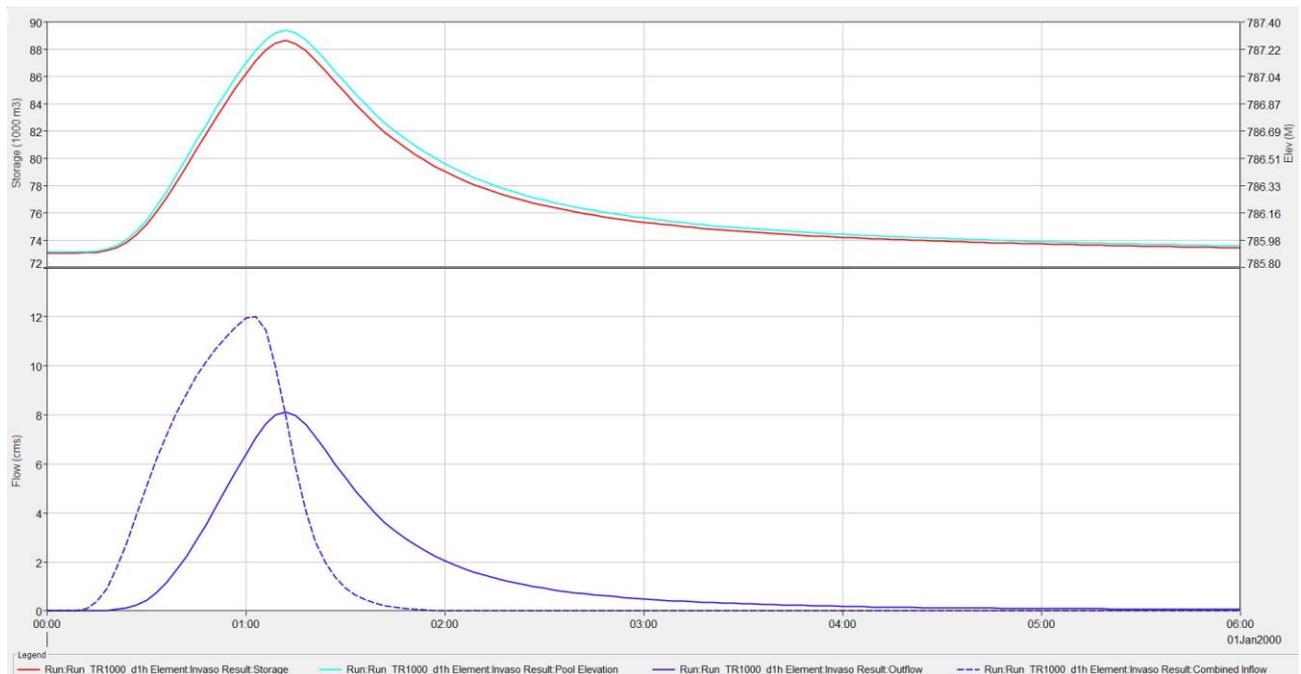


Figura 7-5: Laminazione dell'idrogramma di piena TR = 1000 anni d = 1h nello scenario di PROGETTO di funzionamento del solo scarico superficiale.

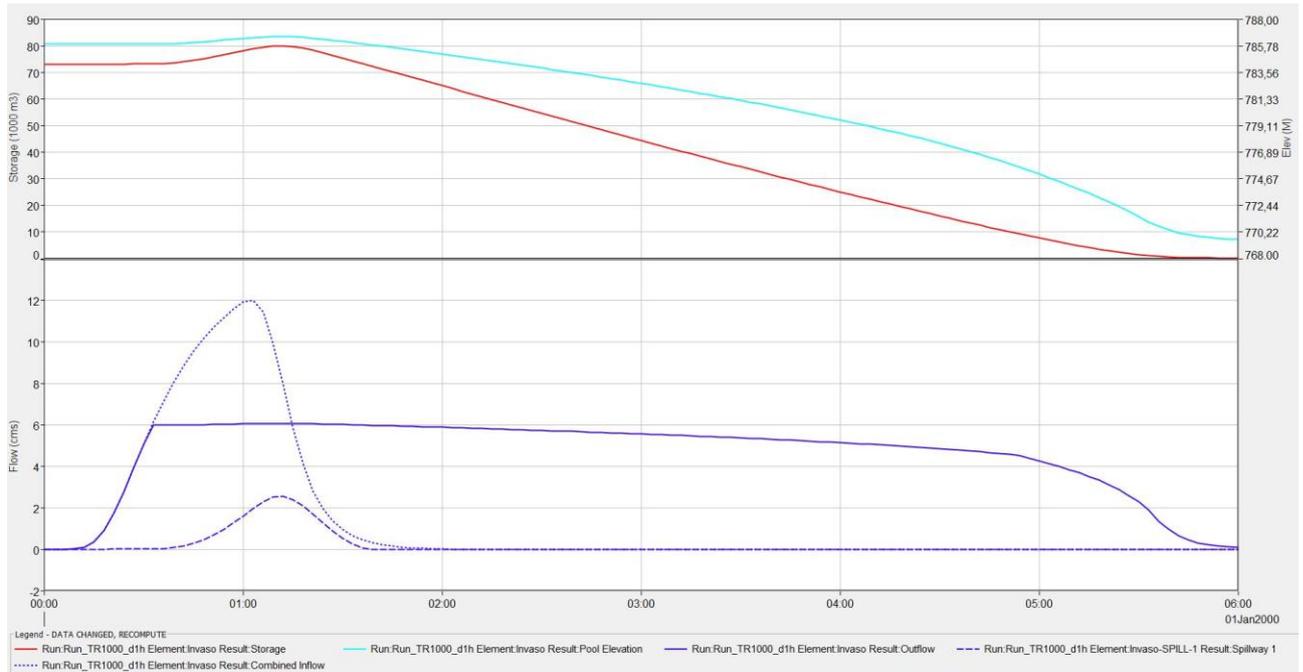


Figura 7-6: Laminazione dell'idrogramma di piena TR = 1000 anni d = 1h nello scenario di PROGETTO di funzionamento di entrambi gli scarichi (superficiale e fondo).

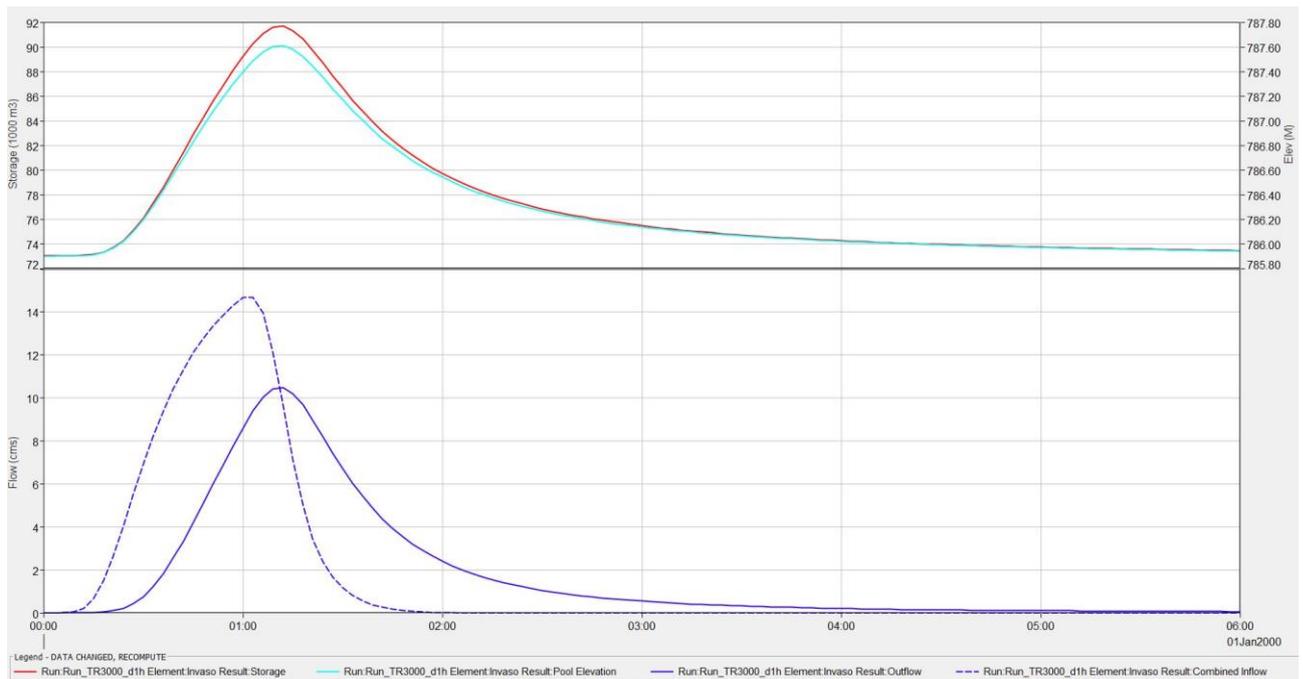


Figura 7-7: Laminazione dell'idrogramma di piena TR = 3000 anni d = 1h nello scenario di PROGETTO di funzionamento del solo scarico superficiale.

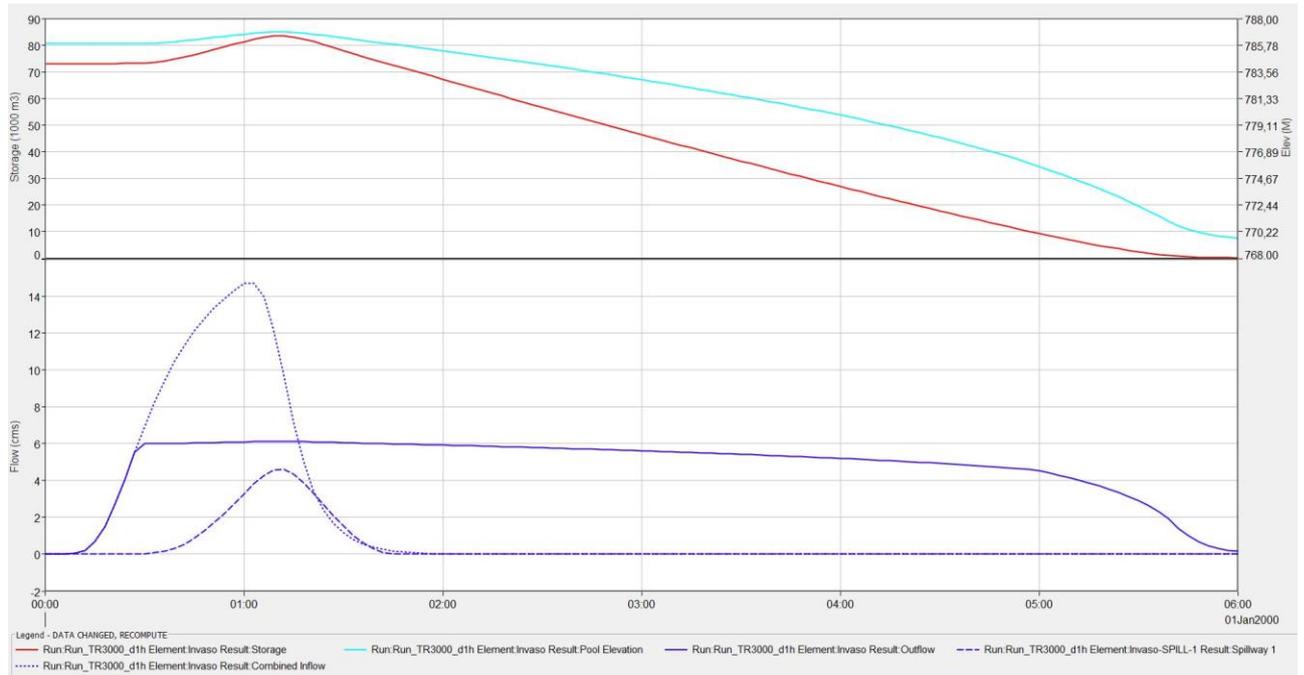


Figura 7-8: Laminazione dell'idrogramma di piena TR = 3000 anni d = 1h nello scenario di PROGETTO di funzionamento di entrambi gli scarichi (superficiale e fondo).

## 8 CONDIZIONE DI RISPETTO DEL FRANCO

Il franco e il franco netto, parametri che verificano la sicurezza idrologica degli sbarramenti, sono definiti ai sensi del Decreto Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 26 giugno 2014 (descritto al § 2.6) nel modo seguente:

- *Franco*: differenza tra la quota del piano di coronamento e quella di massimo invaso.
- *Franco netto*: *differenza tra la quota del piano di coronamento e quella di massimo invaso incrementata della semialtezza della maggiore tra l'onda generata dal vento ovvero quella di massima regolazione incrementata della semialtezza dell'onda da sisma di progetto, calcolate come all'art. C2. Per il calcolo del franco netto dovranno essere, inoltre, considerati i fenomeni di interazione tra moto ondoso e diga: "riflessione" e "risalita" (run-up).*

Il franco netto richiesto, nel caso specifico, è determinato per interpolazione pari a 1.89 m (altezza sbarramento pari a 29.5 m). A tale valore sopra indicato sono da aggiungere, per le dighe di materiali sciolti, i previsti abbassamenti del coronamento derivanti dai cedimenti del terreno e del rilevato dopo il termine della costruzione, nonché quelli derivanti dalle azioni sismiche, da calcolarsi con adeguati modelli; questi ultimi non dovranno comunque essere assunti inferiori a 0,5 cm per metro di altezza della diga, quindi pari a 0.1475 m.

Si osserva a tal proposito che sono state condotte analisi relative agli abbassamenti del coronamento (vedi elaborato A-01 "Relazione statica e sismica") ed hanno fornito valori inferiori rispetto alle più cautelative indicazioni di legge.

Inoltre, l'art. C.2, relativo a "*Onde da vento e da sisma nel serbatoio*", impone di considerare, nella stima del franco netto, anche la semialtezza dell'onda generata dal vento (pari a 0.135 m assumendo cautelativamente una velocità del vento pari a 100 km/h ed un Fetch di 1 km), nonché i fenomeni di interazione tra moto ondoso e diga (run up, pari a 0.033 m), assumendo così che il franco netto così garantito sia sempre adeguato nei confronti dell'onda generata dal sisma.

Il franco netto prescritto ai sensi del Decreto Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 26 giugno 2014 risulta pertanto pari a 2.20 m.

## 8.2 Stato attuale

La tabella seguente riporta i valori di franco e franco netto ottenuti mediante le simulazioni numeriche e i corrispondenti valori richiesti dalla normativa vigente nella configurazione di stato attuale. Con il codice “ss” si indica il funzionamento del solo scarico di superficie (quindi con scarico di fondo mantenuto chiuso); “ss + sf” indica invece il funzionamento di entrambi gli scarichi (superficie e fondo).

Tabella 8-1: Valori del franco e del franco netto della diga di Cerventosa nella configurazione di stato ATTUALE e corrispondenti valori previsti dal Decreto Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 26 giugno 2014.

Scenario	Franco (m)	Franco netto (m)
<b>TR = 1000 anni - ss</b>	<b>3.35</b>	<b>3.03</b>
TR = 1000 anni - ss + sf	4.16	3.84
TR = 3000 anni - ss	3.09	2.77
TR = 3000 anni - ss + sf	3.84	3.52
<b>Prescrizioni D.M. Infr. Trasp. 2014</b>	<b>-</b>	<b>2.20</b>

## 8.3 Stato di progetto

La tabella seguente riporta i valori di franco e franco netto ottenuti mediante le simulazioni numeriche e i corrispondenti valori richiesti dalla normativa vigente nella configurazione post-operam. Con il codice “ss” si indica il funzionamento del solo scarico di superficie (quindi con scarico di fondo mantenuto chiuso); “ss + sf” indica invece il funzionamento di entrambi gli scarichi (superficie e fondo).

Tabella 8-2: Valori del franco e del franco netto della diga di Cerventosa nella configurazione di stato di PROGETTO e corrispondenti valori previsti dal Decreto Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 26 giugno 2014.

Scenario	Franco (m)	Franco netto (m)
<b>TR = 1000 anni - ss</b>	<b>3.36</b>	<b>3.04</b>
TR = 1000 anni - ss + sf	4.14	3.82
TR = 3000 anni - ss	3.09	2.77
TR = 3000 anni - ss + sf	3.82	3.50
<b>Prescrizioni D.M. Infr. Trasp. 2014</b>	<b>-</b>	<b>2.20</b>

## 9 PROGETTO DEL MANUFATTO DI DISSIPAZIONE DELLO SCARICO DI FONDO

Il progetto del manufatto di dissipazione da realizzare immediatamente a valle dello sbocco della condotta in acciaio DN 800 mm costituente lo scarico di fondo della diga è stato effettuato in analogia alle strutture terminali “*impact-type stilling basin*” descritte nel manuale “*Design of small dams*” del Bureau of Reclamation - United States Department of the Interior (3rd Ed. 1987), tipologia che ben si applica al caso in esame (portata massima millenaria in uscita dallo scarico di fondo completamente aperto pari a 6.07 m<sup>3</sup>/s con velocità pari a 12.08 m/s), essendosi dimostrata efficace nei casi applicativi reali caratterizzati da portate inferiori a 400 ft/s = 11.3 m<sup>3</sup>/s e velocità della corrente fino a 50 ft/s = 15.2 m/s.

In tale tipologia di manufatto, la dissipazione dell'energia è ottenuta dall'impatto del getto in arrivo su un deflettore verticale e dai vortici che si formano dai cambiamenti di direzione del getto dopo l'urto.

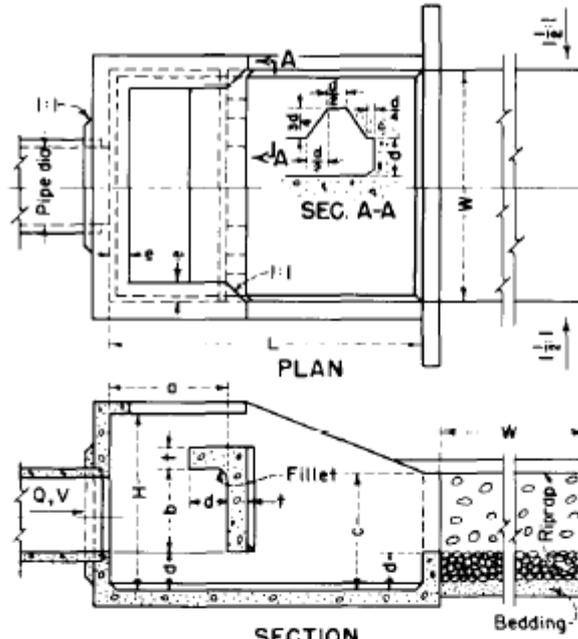
Il dimensionamento del manufatto è stato effettuato con riferimento allo schema di Figura 9-1.

### Calcolo della spinta idrodinamica da dissipare allo scarico di fondo della diga

Dai risultati di calcolo riportati nel paragrafo 7.2 si evince che la portata massima millenaria che sarà esitata dallo scarico di fondo con massimo grado di apertura nella configurazione di progetto è pari a 6.07 m<sup>3</sup>/s.

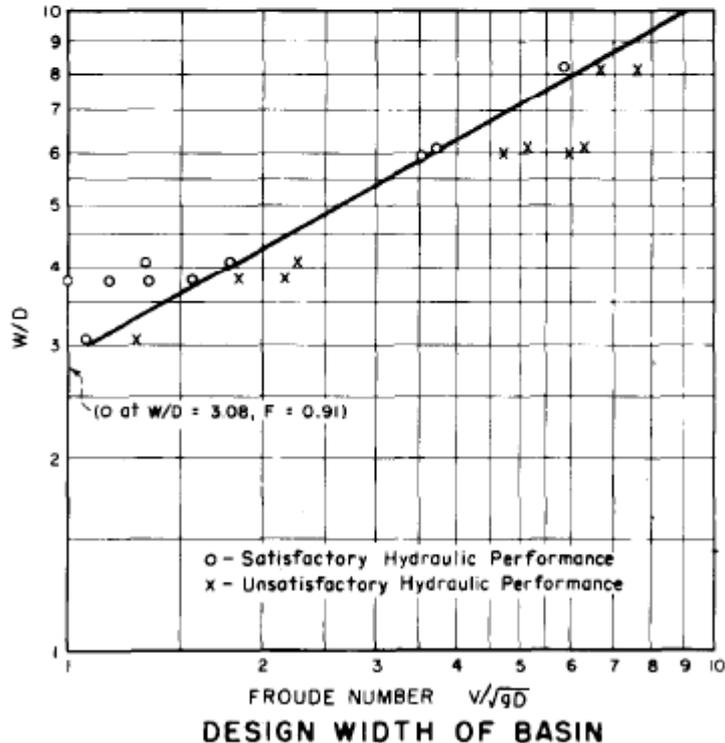
Ricordando che tale condotta ha diametro pari a 0.8 m e sezione interna di superficie  $A = 0.50 \text{ m}^2$ , risulta possibile determinare la spinta esercitata sul deflettore verticale del manufatto di dissipazione dello scarico di fondo, che nel caso specifico è fornita unicamente dal flusso di quantità di moto:

$$M = \rho_w AV_0^2 = 73.30 \text{ kN}$$



- $H = \frac{3}{4} (W)$        $d = \frac{1}{6} (W)$   
 $L = \frac{4}{5} (W)$        $e = \frac{1}{2} (W)$   
 $a = \frac{1}{2} (W)$        $t = \frac{1}{2} (W)$ , suggested minimum  
 $b = \frac{3}{6} (W)$       Riprap stone size diameter  $\approx \frac{1}{20} (W)$   
 $c = \frac{1}{2} (W)$

**STILLING BASIN DESIGN**



**NOTES:**

- w is the inside width of the basin.
- D represents the depth of flow entering the basin and is the square root of the flow area.
- v is the velocity of the incoming flow.

Figura 9-1: "Dimensional criteria for impact-type stilling basin", tratto dal manuale "Design of small dams" (Bureau of Reclamation, United States Department of the Interior, 3rd Ed. 1987).

## 10 MISURE PIOGGIA - LIVELLO DI INVASO

Il gestore ha fornito le misure accoppiate del livello di invaso e piogge (Figura 10-1). Purtroppo le osservazioni non hanno una risoluzione temporale idonea per poter effettuare una calibrazione del modello numerico di laminazione.

Si osserva che il livello massimo raggiunto negli ultimi 10 anni a monte dello sbarramento è pari a 785.80 m s.l.m., inferiore alla quota di massima regolazione (785.90 m s.l.m.), anche a seguito di precipitazioni intense.

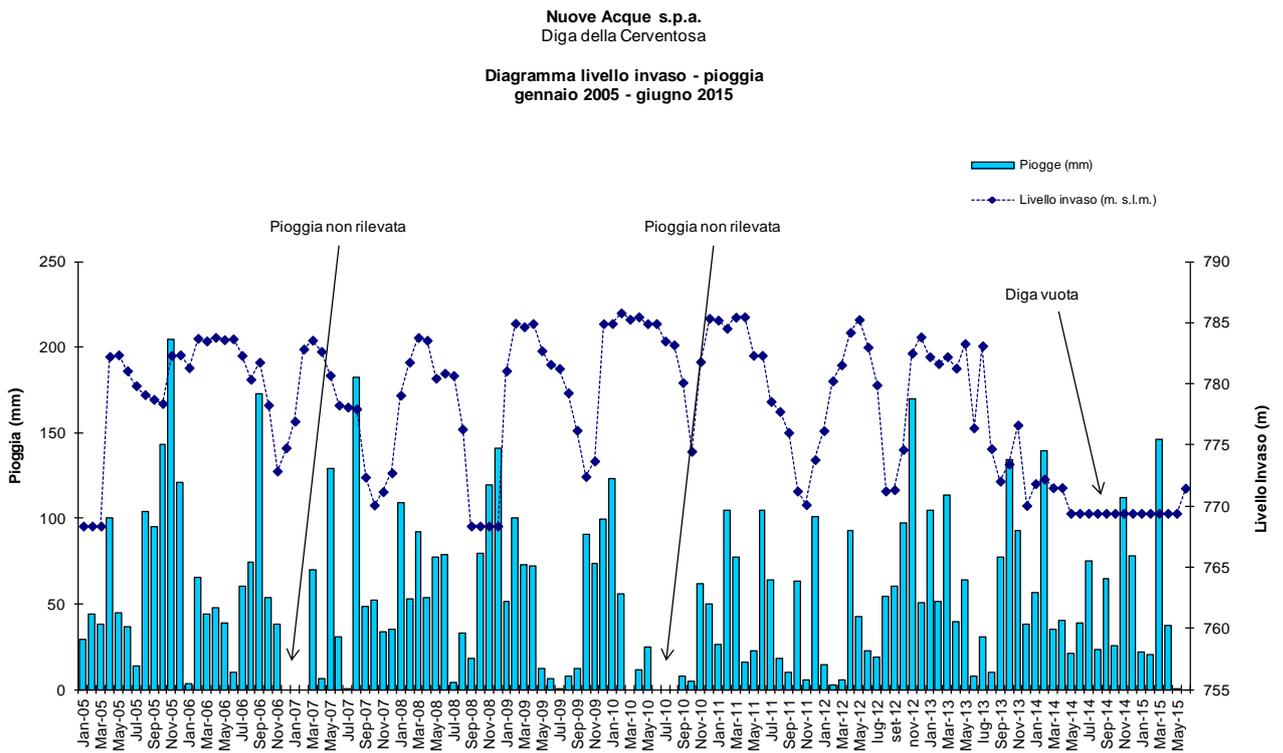


Figura 10-1: diagramma livello invaso - pioggia presso la diga di Cerventosa nel periodo 2005-2015.

## 11 OPERE PROVVISORIALI PER LA SICUREZZA IDRAULICA DELLE AREE DI CANTIERE A MONTE DELL'OPERA DI SBARRAMENTO (TURE)

### 11.1 Determinazione del tempo di ritorno della portata di piena di progetto per opere provvisoriali

La vita nominale delle opere provvisoriali, di concerto con il R.U.P., è stata fissata cautelativamente in **cinque anni**, maggiore della durata prevista per la realizzazione degli interventi in progetto (inferiore a 2 anni).

Il tempo di ritorno per il quale calcolare la portata di progetto è legato alla scelta del rischio idraulico da associare ad una determinata opera idraulica; per opere provvisoriali si assume lo stesso valore di rischio considerato per le opere definitive di progetto, scalandolo dalla vita utile di queste ultime a quella relativa alle opere provvisoriali. Definito il rischio idrologico  $R^5$ , funzione del tempo di ritorno,  $R_0$  è il suo valore per le opere definitive:

$$R(T) = R_0$$
$$1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^N = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_0}\right)^{N_0}$$

dove  $N_0$  e  $N$  sono la vita utile, rispettivamente dell'opera definitiva e dell'opera provvisoriale, espressa in anni;  $T_0$  e  $T$  sono il tempo di ritorno, rispettivamente per il calcolo della portata per l'opera definitiva e per l'opera provvisoriale, espresso in anni.

Di conseguenza:

$$1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^N = R_0 \rightarrow T = \frac{1}{1 - \sqrt[N]{1 - R_0}}$$

Applicando le formule precedenti ad opere di attraversamento definitive, assunta ai sensi delle Norme Tecniche per le Costruzioni una vita utile pari a  $N_0 = 100$  anni ed il tempo di ritorno di riferimento della piena pari a  $T_0 = 200$  anni, ne conseguirebbe un rischio  $R_0 = 39.42\%$ .

Pertanto, per le opere temporanee, assunto lo stesso rischio  $R = R_0 = 39.42\%$  e una vita utile pari a  $N = 5$  anni, risulta un tempo di ritorno di riferimento della piena pari a  $T \approx 10$  anni.

<sup>5</sup> Si definisce rischio associato a una certa portata la probabilità che la stessa sia superata almeno una volta in un numero prefissato di anni; pertanto, il rischio dipende dall'estensione del periodo considerato e dalla portata in esame, ovvero dal suo tempo di ritorno.

## 11.2 Stima della portata al colmo di progetto TR = 10 anni per il dimensionamento delle opere provvisionali

La stima delle portate di picco TR10 per i due sottobacini di interesse (rappresentati in Figura 11-1) è stata condotta in modo speditivo facendo ricorso la formulazione razionale estesa, o metodo cinematico, secondo quanto già descritto al § 6.2.

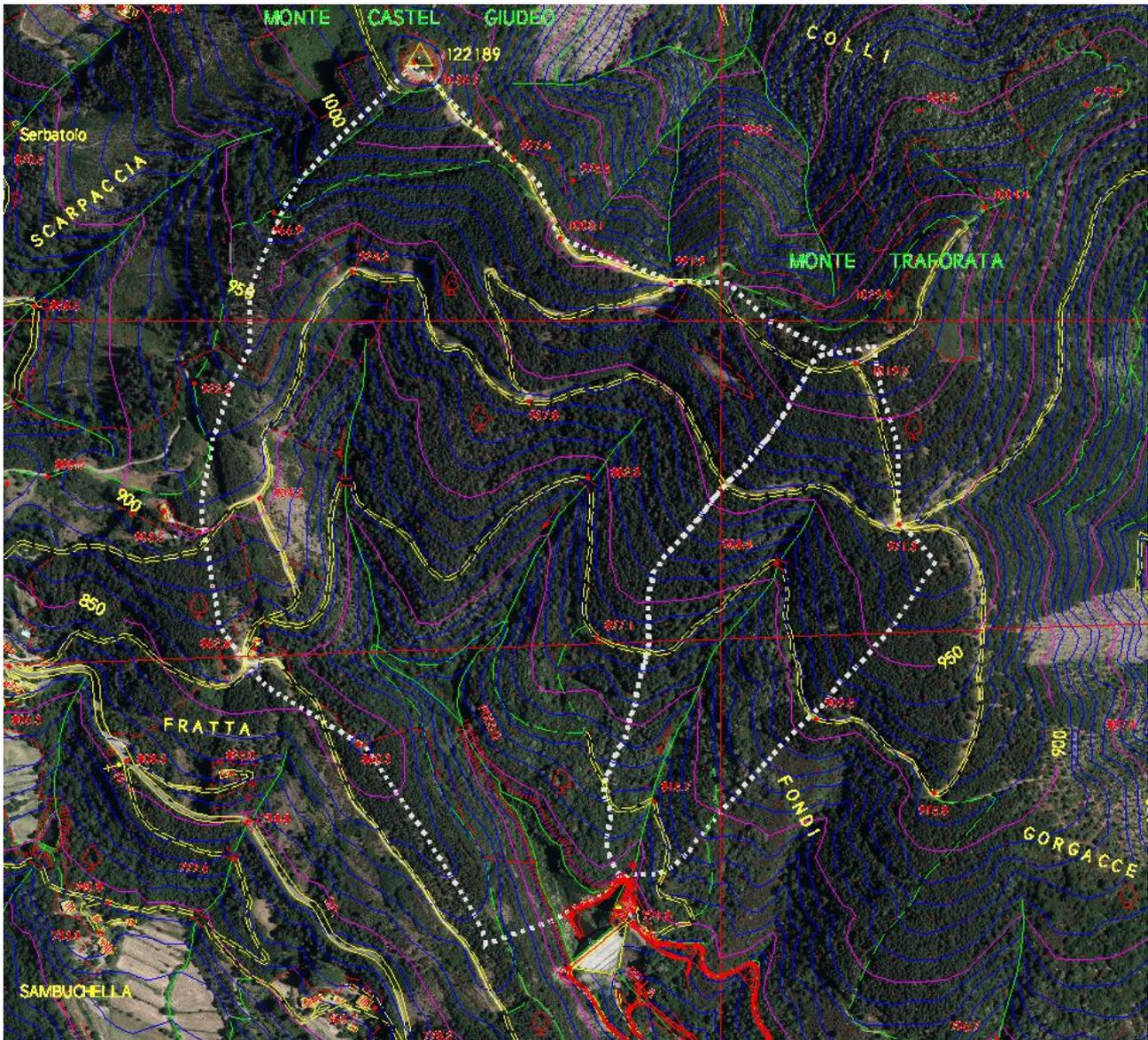


Figura 11-1: sottobacini idrografici sottesi dalle due ture provvisionali su base ortofoto e CTR in scala 1:10000.

### 11.2.1 Tura principale su Fosso della Cerventosa

CALCOLO DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE CON VARI METODI				pendenza media asta (calcolata da monte verso valle)				
<b>PARAMETRI DEL BACINO</b>				z i	z f	L (m)	pi	Li / radq(pi)
S [km <sup>2</sup> ]	0,540	Superficie del bacino		895	860	170	0,206	374,66175
L [km]	0,86	Lunghezza asta principale		860	810	320	0,156	809,54308
l [km]	1,23	Lunghezza idraulica bacino		810	770,7	367,5	0,107	1123,8018
h <sub>m</sub> [m]	131,40	902,1	Altezza media su sezione di chiusura					
H <sub>max</sub> [m]	1037,00		Quota massima del bacino			857,5	0,138	2308,0067
H <sub>min</sub> [m]	770,70		Quota minima del bacino				i media pesata lungo l'asta	
CN (II)-(III)	67,70	82,8						
<b>PARAMETRI DERIVATI DEL BACINO</b>								
i <sub>v</sub>	0,383		Pendenza media dei versanti					
i	0,138		Pendenza media asta principale					
S	4,77		Ritenzione potenziale (inch)					
<b>TEMPI DI CORRIVAZIONE</b>								
τ [ore]	0,46		Giandotti (bacini con S compresa tra 170 e 70000 km <sup>2</sup> )					
τ [ore]	0,17		Kirpich (bacini con S compresa tra 0.005 e 0.454 km <sup>2</sup> )					
τ [ore]	0,34		Viparelli (bacini pedemontani)	v (m/s) =	1	tra 1 e 1.3 (1.5 -2 per elevate pendenze)		
τ [ore]	0,13		Pezzoli (piccoli bacini)			da uso suolo	da perm	
τ [ore]	0,25		Watt e Chow (bacini con S compresa tra 0.01 e 5840 km <sup>2</sup> )	a =	0,000326	b =	0,79	
τ [ore]	0,27		Chow (per bacini con S compresa tra 0.012 e 18.5 km <sup>2</sup> )	a =	0,00116	b =	0,64	
τ [ore]	0,37		NCRS Lag method (per bacini con S compresa tra 0.004 e 8.1 km <sup>2</sup> )					
τ [ore]	0,51		Tournon (bacini con S compresa tra 30 e 170 km <sup>2</sup> )					
τ [ore]	0,84		Puglisi e Zanframundo (bacini con S compresa tra 43 e 94 km <sup>2</sup> )					
τ [ore]	0,72		Puglisi mod. da Fattorelli e Marchi (bacini con S compresa tra 7 e 200 km <sup>2</sup> )					
τ [ore]	0,31	Media						
LAG [min]	11	Lag = Tc*0.6 (NCRS)						

Figura 11-2: parametri idrologici e calcolo del tempo di corrivazione del sottobacino intercettato dalla tura principale sul Fosso della Cerventosa

Cerventosa - tura		Dati	Spessori pioggia (LSPP) per d = tc				
A (km <sup>2</sup> ) =	0,526						
H (m) =			R <sub>10</sub> (mm) =	23,70	RT+Bell		
L (km) =			R <sub>200</sub> (mm) =				
CN III =	82,8		R <sub>500</sub> (mm) =				
			R <sub>1000</sub> (mm) =				
			R <sub>3000</sub> (mm) =				
tc (h)	0,31						
			Beta (% di perdita iniz.) =	0,2		<b>FORMULA RAZIONALE</b>	
K <sub>100</sub> =	2,226299	φ <sub>100</sub> =	niente	0,11	niente	Q <sub>100</sub> (m <sup>3</sup> /s) =	1,24

Figura 11-3: Calcolo della portata di picco TR10 mediante formula razionale estesa

### 11.2.2 Tura secondaria su fosso AV32906 (affluente di sinistra del Fosso della Cerventosa)

CALCOLO DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE CON VARI METODI			pendenza media asta (calcolata da monte verso valle)				
PARAMETRI DEL BACINO			z i	z f	L (m)	pi	Li / radq(pi)
S [km <sup>2</sup> ]	0,153	Superficie del bacino	950	850	290	0,345	493,8522
L [km]	0,57	Lunghezza asta principale	850	815,7	165	0,208	361,89189
I [km]	0,78	Lunghezza idraulica bacino	815,7	791	115	0,215	248,14086
h <sub>m</sub> [m]	124,40	915,4 Altezza media su sezione di chiusura					
H <sub>max</sub> [m]	1020,00	Quota massima del bacino			570	0,267	1103,885
H <sub>min</sub> [m]	791,00	Quota minima del bacino					i media pesata lungo l'asta
CN (II)-(III)	70,70	84,7					
PARAMETRI DERIVATI DEL BACINO							
i <sub>v</sub>	0,380	Pendenza media dei versanti					
i	0,267	Pendenza media asta principale					
S	4,14	Ritenzione potenziale (inch)					
TEMPI DI CORRIVAZIONE							
τ [ore]	0,27	Giandotti (bacini con S compresa tra 170 e 70000 km <sup>2</sup> )					
τ [ore]	0,09	Kirpich (bacini con S compresa tra 0.005 e 0.454 km <sup>2</sup> )					
τ [ore]	0,22	Viparelli (bacini pedemontani)			v (m/s) = 1	tra 1 e 1.3 (1.5 -2 per elevate pendenze)	
τ [ore]	0,06	Pezzoli (piccoli bacini)				da uso suolo	da perm
τ [ore]	0,14	Watt e Chow (bacini con S compresa tra 0.01 e 5840 km <sup>2</sup> )			a = 0,000326	b = 0,79	
τ [ore]	0,17	Chow (per bacini con S compresa tra 0.012 e 18.5 km <sup>2</sup> )			a = 0,00116	b = 0,64	
τ [ore]	0,24	NCRS Lag method (per bacini con S compresa tra 0.004 e 8.1 km <sup>2</sup> )					
τ [ore]	0,22	Tournon (bacini con S compresa tra 30 e 170 km <sup>2</sup> )					
τ [ore]	0,67	Puglisi e Zanframundo (bacini con S compresa tra 43 e 94 km <sup>2</sup> )					
τ [ore]	0,58	Puglisi mod. da Fattorelli e Marchi (bacini con S compresa tra 7 e 200 km <sup>2</sup> )					
τ [ore]	0,17	Media					
LAG [min]	6	Lag = Tc*0.6 (NCRS)					

Figura 11-4: parametri idrologici e calcolo del tempo di corrivazione del sottobacino intercettato dalla tura secondaria sul fosso AV32906

AV32906 - tura	Dati	Spessori pioggia (LSPP) per d = tc					
A (km <sup>2</sup> ) =	0,164						
H (m) =		R <sub>10</sub> (mm) =	17,70	RT+Bell			
L (km) =		R <sub>200</sub> (mm) =					
CN III =	84,7	R <sub>500</sub> (mm) =					
		R <sub>1000</sub> (mm) =					
		R <sub>3000</sub> (mm) =					
tc (h)	0,17						
		Beta (% di perdita iniz.) =	0,2		FORMULA RAZIONALE		
K <sub>10</sub> =	2,5922	φ <sub>100</sub> =	niente	0,08	niente	Q <sub>10</sub> (m <sup>3</sup> /s) =	0,36

Figura 11-5: Calcolo della portata di picco TR10 mediante formula razionale estesa

### 11.3 Dimensionamento idraulico delle opere provvisorie

Si riporta di seguito il dimensionamento speditivo, in regime di moto uniforme, delle condotte di scarico delle due ture provvisorie.

### 11.3.1 Condotta di scarico della tura principale su Fosso della Cerventosa

Moto uniforme a pelo libero nei canali a sezione circolare													
Input				Output									
Diametro	pendenza del fondo	scabrezza (G&S)	portata	largh. p. libero	affond. baric.	area liquida	perimetro bagnato	raggio idraulico	velocità media	alt. moto unif.	grado riemp.	altezza critica	
D	j	$K_s$	Q	b	z	A	P	$R_i$	V	h	h/D	$h_c$	
[m]	[-]	$[m^{1/3}s^{-1}]$	$[m^3s^{-1}]$	[m]	[m]	$[m^2]$	[m]	[m]	$[ms^{-1}]$	[m]	[%]	[m]	
0.70	0.0050	85.0	0.700	0.569	0.359	0.327	1.54	0.21	2.14	0.554	79.16%	0.528	
n° Froude →									0.902	regime di corrente: →			lenta
dati fissi			Max portata										
Pi greco	acc. grav.	densità	$Q_{max amm.}$										
$\pi$	g	$\rho$	$Q_{max}$										
[rad]	$[ms^{-2}]$	$[kgm^{-3}]$	$[m^3s^{-1}]$										
3.1416	9.81	1000.00	0.746										

Figura 11-6: Dimensionamento idraulico della condotta di scarico della tura principale in regime di moto uniforme

### 11.3.2 Condotta di scarico della tura secondaria sul fosso AV32906

Moto uniforme a pelo libero nei canali a sezione circolare													
Input				Output									
Diametro	pendenza del fondo	scabrezza (G&S)	portata	largh. p. libero	affond. baric.	area liquida	perimetro bagnato	raggio idraulico	velocità media	alt. moto unif.	grado riemp.	altezza critica	
D	j	$K_s$	Q	b	z	A	P	$R_i$	V	h	h/D	$h_c$	
[m]	[-]	$[m^{1/3}s^{-1}]$	$[m^3s^{-1}]$	[m]	[m]	$[m^2]$	[m]	[m]	$[ms^{-1}]$	[m]	[%]	[m]	
0,60	0,0050	90,0	0,360	0,582	0,270	0,185	1,09	0,17	1,95	0,373	62,16%	0,393	
n° Froude →									1,105	regime di corrente: →			veloce
dati fissi			Max portata										
Pi greco	acc. grav.	densità	$Q_{max amm.}$										
$\pi$	g	$\rho$	$Q_{max}$										
[rad]	$[ms^{-2}]$	$[kgm^{-3}]$	$[m^3s^{-1}]$										
3,1416	9,81	1000,00	0,524										

Figura 11-7: Dimensionamento idraulico della condotta di scarico della tura secondaria in regime di moto uniforme

## 12 TOMBINI DI ATTRAVERSAMENTO

Viene di seguito riportata l'equazione di Chezy risolvibile per via iterativa una volta noti i dati fondamentali di progetto:

$$Q = K_s R_H^{2/3} A i^{1/2} (m^3 / s)$$

dove:

- $Q$  =portata di progetto ( $m^3/s$ );
- $K_s$  =coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler ( $m^{1/3}/s$ );
- $A$  =area della sezione bagnata ( $m^2$ );
- $R_H$  =raggio idraulico (m);
- $i$  =pendenza motrice coincidente con la pendenza del fondo (m/m).

Dato che i tombini previsti sono in C.A.V. per il coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler si è considerato il valore di  $83 m^{1/3}/s$  (Manning = 0.012). La verifica è stata eseguita garantendo un franco maggiore di 50 cm e/o di un terzo dell'altezza rispetto alla portata TR = 200 anni.

Ubicazione	Tipo	b (m)	h (m)	Sup. bacini afferenti (ha)	Pendenza (%)	Portata ( $m^3/s$ )	Tirante (m)	Velocità (m/s)	Franco (m)
Pista 3 0+267.12	SCAT	2.0	2.0	9.1	2.0	1.15	0.18	3.3	1.82
Pista 3 0+359.56	SCAT	2.0	2.0	* valle scarico di fondo diga	2.0	6.11	0.53	5.8	1.47
Pista 4 0+406.61	SCAT	2.0	2.0	10.6	2.0	1.34	0.19	3.5	1.81
Pista 4 0+512.41	SCAT	2.0	2.0	1.9	2.0	0.24	0.07	1.83	1.93