

CASSA DI ESPANSIONE DEL TORRENTE BAGANZA NEI COMUNI DI FELINO, SALA BAGANZA, COLLECCHIO E PARMA (PR-E-1047)

PROGETTO DEFINITIVO

B	02/2018	Emissione a seguito dei rilievi del servizio di verifica (art. 26 D.Lgs. 50/2016)	MB	MB	DC
A	10/2016	Prima emissione	MB	MB	DC
INDICE	DATA	MODIFICHE	DISEGN.	CONTR.	APPROV.

IDROLOGIA, MORFOLOGIA E IDRAULICA RELAZIONE IDROLOGICA E IDRAULICA DELLA CASSA D'ESPANSIONE

IL RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO DI PROFESSIONISTI:

MANDATARIA
PROGETTAZIONE GENERALE ED IDRAULICA

MAJONE&PARTNERS
INGEGNERIA

Prof. Ing. Ugo Majone
Dott. Ing. Denis Cerlini
Dott. Ing. Marco Belicchi
Dott. Ing. Nicola Pessarelli
Dott. Ing. Michele Ferrari
Dott. Ing. Gaetano Di Franca

MANDANTE
STUDIO DI IMPATTO AMBIENTALE

AMBITER S.r.l.
società di ingegneria ambientale

Dott. Geol. Giorgio Neri
Dott. Amb. Gabriele Virgili
Dott. Amb. Alessio Ravera
Dott. Amb. Ecol. Adelia Sabatino
Dott. Nat. Silvia Del Fiore
Dott. Arch. Daniela Pisciotto
Dott. Leg. Rossana Valentini

MANDANTE
ASPETTI GEOLOGICI ED IDROGEOLOGICI

EG
ENGINEERING GEOLOGY

Prof. Geol. Giovanni Paolo Beretta
Dott. Geol. Maurizio Nespoli
Dott. Geol. Monica Avanzini
Dott. Geol. Anna Cantoni
Dott. Marta Maiocchi

MANDANTE
ANALISI DELL'ASTA FLUVIALE

Studio Prof. Ing.
Alberto Bizzarri

Prof. Ing. Alberto Bizzarri

MANDANTE
ASPETTI STRUTTURALI

Ing. Claudio Marcello S.r.l.
Dott. Ing. Carlo Claudio Marcello

MANDANTE
ASPETTI GEOTECNICI

colleselli & p.
INGEGNERIA GEOTECNICA
Prof. Ing. Francesco Colleselli

PER IL R.T.P.:

Dott. Ing. Denis Cerlini

(documento firmato digitalmente)

IL R.U.P.:

Dott. Ing. Mirella Vergnani

(documento firmato digitalmente)

CONSULENTI:

MODELLAZIONE FISICA E NUMERICA

DICATeA - Università degli studi di Parma
(Prof. Ing. Paolo Mignosa)

ASPETTI ARCHEOLOGICI

AR/S Archeosistemi società Cooperativa
(Archeologa Lorenza Bronzoni)

CODICE ELABORATO:

B A G 2 0 2 I D R R R E 0 2 B

ID (1) CAP. (2) TIPO (3) DOC. (4) PROGR. (5-6) REV. (7) SCALA

OTTOBRE
2016

IL RESPONSABILE DELL'ATTIVITÀ SPECIALISTICA:

Dott. Ing. Marco Belicchi

(documento firmato digitalmente)

INDICE

1. PREMESSA	3
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
3. IDROLOGIA	7
3.1 PREMESSA	7
3.2 DATI DI RIFERIMENTO	7
3.3 STUDI DICATEA UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PARMA	11
3.3.1 Studio 2003 per RER	11
3.3.2 Aggiornamento 2003-2013 nell'ambito della progettazione preliminare	12
3.3.3 Considerazioni sull'evento del 13 ottobre 2014	14
3.4 PARERE ARPA-SIMC 2015	17
3.5 INTERLOCUZIONI TECNICHE FRA GLI ENTI ANNO 2016	19
3.6 ULTERIORI CONSIDERAZIONI ED ELABORAZIONI (OTTOBRE 2016)	20
3.7 PORTATE DI RIFERIMENTO	23
4. ANALISI DEL SISTEMA PARMA – BAGANZA	29
4.1 INQUADRAMENTO TERRITORIALE	29
4.1.1 Il torrente Parma	31
4.1.2 Il torrente Baganza	32
4.2 DESCRIZIONE GENERALE DEL NODO DALLA CITTÀ DI PARMA ALLA FOCE IN PO	33
4.3 PORTATA COMPATIBILE NEL TRATTO DEL TORRENTE BAGANZA DA SALA BAGANZA ALLA CONFLUENZA, NEL TORRENTE PARMA DALLA CASSA DI MARANO ALLA CONFLUENZA E NEL TRATTO CITTADINO DEL TORRENTE PARMA DOPO LA CONFLUENZA.	36
4.4 PORTATA COMPATIBILE NEL TRATTO A VALLE DELLA CITTÀ DI PARMA, FINO A COLORNO.	37
4.5 PORTATA COMPATIBILE NEL TRATTO FINALE DEL TORRENTE PARMA, TRA COLORNO E LA CONFLUENZA IN PO, CON PARTICOLARE RIFERIMENTO AL NODO CRITICO DELL'ATTRAVERSAMENTO DI COLORNO	37
5. CARATTERISTICHE DELLA CASSA DI ESPANSIONE	39
5.1 VALUTAZIONE DEL VOLUME DA ASSEGNARE ALLA CASSA	39
5.2 LA SOLUZIONE A (PROGETTO PRELIMINARE 2015)	45
5.3 LA SOLUZIONE A OTTIMIZZATA: IL PRESENTE PROGETTO DEFINITIVO	50
5.3.1 Tipologia della cassa	50
5.3.2 Comparto 1	53
5.3.3 Comparto 2	54
5.3.4 Curva dei volumi e delle aree	56
5.3.5 Manufatto A (regolatore)	58
5.3.6 Manufatto B	68
5.3.7 Manufatto C	76

6. SIMULAZIONI STATICHE DEL FUNZIONAMENTO DELLA CASSA DI ESPANSIONE	83
6.1 SIMULAZIONE DEL FUNZIONAMENTO DELLA CASSA CON PARATOIE AD APERTURA PREFISSATA	84
6.2 SIMULAZIONE DEL FUNZIONAMENTO DELLA CASSA CON PARATOIE AD APERTURA VARIABILE	91
6.3 MANOVRE “NON OTTIMALI”	100
6.4 SVUOTAMENTO DEL COMPARTO 2	105
6.5 STUDIO DELL’ONDA DI PIENA PER MANOVRE DEGLI ORGANI DI SCARICO.....	106
6.5.1 Comparto 1	106
6.5.2 Comparto 2	107
7. ALTRI DIMENSIONAMENTI E VERIFICHE.....	108
7.1 DIMENSIONAMENTO IDRAULICO DELLA SOGLIA SFIORANTE DEL MANUFATTO A.....	108
7.2 VERIFICA DEL FRANCO IDRAULICO	112
7.3 DIMENSIONAMENTO IDRAULICO DELLA BRIGLIA DI INGRESSO	120
7.4 DIMENSIONAMENTO DELLE DIFESE IN MASSI	122
7.4.1 Premessa	122
7.4.2 Criterio di dimensionamento	122
7.4.3 Risultati ottenuti	124
8. BIBLIOGRAFIA	130

APPENDICE A: Confronto idrogrammi sintetici DICATeA ed ARPAE

ALLEGATO 1: Costruzione degli idrogrammi sintetici per la sezione di Ponte Nuovo

ALLEGATO 2: Parere ARPA-SIMC Area Idrologia e Idraulica di Parma (prot. n°PGSIM/2015/1575 del 23.12.2015)

ALLEGATO 3: Aggiornamento delle analisi idrologiche e revisione del progetto preliminare della cassa di espansione sul torrente Baganza

ALLEGATO 4: Verbale incontro tecnico presso AdBPo del 19.05.2016

ALLEGATO 5: Approfondimenti idrologici complementari per il torrente Baganza alla stazione di Ponte Nuovo

ALLEGATO 6: Metodo di Runge Kutta e listato Fortran

1. PREMESSA

Con Det. n°749 del 13.07.2016 AIPO - Agenzia interregionale per il fiume Po ha reso efficace l'aggiudicazione della progettazione definitiva relativa ai *Lavori di realizzazione della Cassa di espansione del torrente Baganza nei comuni di Felino, Sala Baganza, Collecchio e Parma (PR-E-1047)* allo scrivente R.T.P. Majone & Partners S.r.l. – Ambiter S.r.l. – Studio Prof. Ing. Alberto Bizzarri – Studio Colleselli & Partners – EG Engineering Geology di G.P. Beretta e Associati – Ing. Claudio Marcello S.r.l. (di seguito RTP).

Il progetto preliminare (marzo 2015), trasmesso dall'AIPO a Regione e Autorità di Bacino del fiume Po, è stato validato ed inserito da questi ultimi, nel luglio 2015, tra le istanze di finanziamento per interventi di mitigazione del rischio idrogeologico proposte dalla Regione Emilia-Romagna, mediante la validazione delle schede istruttorie inserite nella piattaforma telematica ReNDIS-web, dando atto che l'intervento è coerente con gli atti di pianificazione territoriale e tra gli interventi prioritariamente individuati attraverso gli strumenti di analisi del rischio.

Con decreto del Presidente del Consiglio dei Ministri in data 15 settembre 2015 è stato approvato il Piano stralcio per le aree metropolitane e le aree urbane con alto livello di popolazione esposta al rischio di alluvioni, nel quale l'intervento in questione è stato inserito in tabella D¹, allegata all'atto, con la previsione di un finanziamento di 55.000.000,00 Euro, come da previsione del progetto preliminare.

Al fine di individuare, nei tempi ristretti assegnati per la progettazione, soluzioni condivise che perseguissero obiettivi a scala sovracomunale (di bacino) nel rispetto delle esigenze locali, è stato avviato un percorso progettuale in grado di definire le migliori opzioni d'intervento attraverso una progettazione integrata e multidisciplinare, che analizzasse ex ante in modo coordinato le esigenze tecniche, le esigenze territoriali e le esigenze ambientali e che consentisse un confronto costruttivo con le Amministrazioni coinvolte e con i portatori di interesse e più in generale con la cittadinanza attiva.

Tale percorso di partecipazione con i diversi stakeholders, avviato da AIPO nell'autunno 2015 e conclusosi nel novembre dello stesso anno, ha così permesso d'individuare gli elementi migliorativi da utilizzare nello sviluppo della progettazione definitiva della Cassa d'espansione sul Torrente Baganza. In particolare, è emersa da diversi soggetti la necessità di sviluppare la progettazione della cassa di laminazione con una visione complessiva di bacino Parma-Baganza che permettesse, oltre alla realizzazione dell'invaso, l'individuazione delle azioni complementari da attuare lungo le aste di Parma e Baganza al fine della riduzione e mitigazione del rischio residuale.

Nel presente progetto definitivo è pertanto contenuta, oltre al progetto dell'opera in senso stretto, anche una prima complessiva risposta alle suddette richieste, mediante un'analisi idraulica e geomorfologica a livello d'asta fluviale nel tratto di Torrente Baganza compreso tra Calestano e la confluenza con il T. Parma, ed una diagnosi sulle argi-

¹ Nella tabella D sono indicati gli interventi di mitigazione del rischio alluvionale che presentano un livello di progettazione preliminare e per i quali è necessario raggiungere tempestivamente un livello di progettazione definitivo od esecutivo al fine di consentire l'utilizzo immediato delle risorse che si renderanno disponibili

nature esistenti, eseguita per tratti omogenei, nel tratto d'alveo del T. Parma a valle della città sino alla confluenza con il Fiume Po.

Il presente progetto definitivo è stato predisposto in conformità con l'art. 23 c.7 del D.Lgs 50/2016 nonché, in applicazione dell'art. 216, c.4 dello stesso, con gli artt.24÷32 del D.P.R. 207/2010 e s.m.i., ed individua compiutamente i lavori da realizzare nel rispetto dei criteri, dei vincoli, degli indirizzi e delle indicazioni stabiliti dalla stazione appaltante nell'ambito del progetto preliminare e delle successive fasi di partecipazione sopra accennate e nel rispetto, laddove possibile e/o pertinente, delle *"Linee guida per le attività di programmazione e progettazione degli interventi per il contrasto del rischio idrogeologico (versione 2.0 del settembre 2016 - #italiasicura)"*.

La presente Relazione Idrologica ed idraulica della cassa (art. 25 del D.P.R. 207/2010) si articola nello specifico nei seguenti punti:

- Idrologia (Capitolo 2);
- Analisi del sistema Parma-Baganza (Capitolo 3);
- Caratteristiche della cassa di espansione (Capitolo 4);
- Simulazioni statiche della cassa di espansione (Capitolo 5).

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le analisi e le verifiche idrauliche sono state eseguite con riferimento in particolare alle seguenti norme in materia di dighe e traverse.

- D.P.R. 1° novembre 1959, n. 1363 "Approvazione del regolamento per la compilazione dei progetti, la costruzione e l'esercizio delle dighe di ritenuta"
- Circolare del Ministero dei LL.PP. 28 agosto 1986, n. 1125 "Modifiche ed integrazioni alle precedenti circolari 9 febbraio 1985, n. 1959 e 29 novembre 1985, n. 1391 concernenti sistemi d'allarme e segnalazioni di pericolo per le dighe di ritenuta di cui al regolamento approvato con D.P.R. 1° novembre 1959, n. 1363"
- Circolare 4 dicembre 1987, n. 352 "Prescrizioni inerenti all'applicazione del regolamento sulle dighe di ritenuta approvato con decreto del Presidente della Repubblica 1° novembre 1959, n. 1363"
- Legge 21 ottobre 1994, n. 584 "Conversione in legge, con modificazioni, del decreto-legge 8 agosto 1994, n. 507, recante: «Misure urgenti in materia di dighe»"
- Circolare P.C.M. 13 dicembre 1995, n. DSTN/2/22806 "Disposizioni attuative e integrative in materia di dighe"
- D. Min. II. TT. 14 gennaio 2008 "Norme tecniche per le costruzioni"
- Circ. Min. II. TT. 2 febbraio 2009, n. 617 "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008"
- Decreto del Ministro delle Infrastrutture e dei Trasporti 26 giugno 2014 "Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)"

In particolare, la legge 21 ottobre 1994, n. 584 prevede che rientrino nella competenza dello Stato (e dunque della Direzione Dighe del MIT - Ministero per le Infrastrutture ed i Trasporti.) *"le opere di sbarramento, dighe di ritenuta o traverse che superano 15 metri di altezza o che determinano un volume di invaso superiore a 1'000'000 di metri cubi"* [c.d. "grandi dighe"]; invece, rientrano nella competenza delle regioni e delle province autonome di Trento e Bolzano *"gli sbarramenti che non superano i 15 metri di altezza e che determinano un invaso non superiore a 1'000'000 di metri cubi"* [c.d. "piccole dighe"].

Ai fini dell'attribuzione delle competenze allo Stato o alle regioni e province autonome, la stessa legge 21 ottobre 1994, n. 584, e ancor meglio la successiva circolare P.C.M. 13 dicembre 1995, n. DSTN/2/22806, hanno introdotto le seguenti definizioni di altezza della diga e di volume di invaso:

"Con il termine di «altezza» si intende la differenza tra la quota del piano di coronamento, ovvero del ciglio più elevato di sfioro nel caso di traverse prive di coronamento, e quella del punto più depresso dei paramenti da individuare su una delle due linee di intersezione tra paramenti e piano di campagna"

"Con il termine «volume di invaso» si intende la capacità del serbatoio compresa tra la quota più elevata delle soglie sfioranti degli scarichi, o della sommità delle eventuali paratoie (quota di massima regolazione), e la quota del punto più depresso del paramento di monte da individuare sulla linea di intersezione tra detto paramento e piano di campagna"

Le medesime definizioni sono state confermate dalle nuove “*Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)*” emanate con decreto Min. II.TT. 26 giugno 2014.

Nel caso in esame, si rientra in ambito di competenza statale sia per il volume di invaso (> 1 Milione di Mc) sia per l'altezza del manufatto A (> 15 m).

3. IDROLOGIA

3.1 PREMESSA

L'Autorità di Bacino del fiume Po, nell'ambito del Progetto di Variante al PAI "Torrente Baganza da Calestano a confluenza Parma e Torrente Parma da Parma a confluenza PO" (22.12.2015), ha svolto diverse valutazioni in merito anche agli aspetti di natura idrologica (vd. Capitolo 5.).

In particolare, nel paragrafo 5.2, si sono messi a confronto i valori di riferimento delle molteplici e diverse valutazioni susseguitesesi nel tempo, a partire dal PAI del 2001 e fino al Progetto Preliminare AIPO del 2015.

Il succitato paragrafo veniva così concluso:

"Per quanto sopra rappresentato è emersa la necessità di arrivare a definire portate e volumi di riferimento univoci per la delimitazione delle aree inondabili e delle fasce fluviali, per la verifica dei sistemi difensivi esistenti e per la programmazione e progettazione dei sistemi difensivi ancora necessari. AIPO ha richiesto ad ARPA SIMC Emilia Romagna l'espressione di un parere tecnico sulle analisi idrologiche ed idrauliche sviluppate nell'ambito della progettazione preliminare. Tale attività risulta attualmente in corso."

Sempre nell'ambito del progetto di Variante al PAI, (Capitolo 6.) l'Autorità di Bacino del fiume Po metteva in evidenza il permanere di "... rilevanti incertezze in relazione ai dati idrologici posti a base delle analisi idrauliche che si fondano su serie storiche ancora non compiutamente integrate, validate e condivise ...<omississ> ... vi è dunque la necessità di definire portate e volumi di riferimento univoci per le verifiche e progettazioni e aggiornare le valutazioni delle attuali capacità di deflusso e di laminazione dell'alveo di piena del torrente Parma a valle della città."

Stante quanto sopra, nel presente capitolo viene riportata la sintesi degli studi idrologici sviluppati, dal DICATeA dell'Università degli studi di Parma, principalmente prima della progettazione preliminare. Sulla base del parere (previsto dal progetto di Variante al PAI come sopra citato) espresso da ARPA-SIMC in data 23.12.2015 (vd. Allegato 2) sono stati poi assunti valori di portata di progetto a cui corrispondono proiezioni climatiche che garantiscono adeguate condizioni di sicurezza per il territorio.

3.2 DATI DI RIFERIMENTO

Per quanto attiene ai dati disponibili, relativamente al periodo 1975-2002, il DICATeA dell'Università degli studi di Parma (vd. anche par 3.3 seguente) ha provveduto alla digitalizzazione delle registrazioni dei livelli di piena storici alla stazione idrometrografica di Ponte Nuovo, e successivamente all'elaborazione statistica delle portate corrispondenti, determinate mediante conversione delle altezze idriche registrate in idrogrammi di portata attraverso una scala numerica ricavata attraverso modellazioni numeriche monodimensionali. Tale scala è da ritenersi valida per lo strumento idrometrografo in oggetto che si trovava collocato circa 110 m a monte del Ponte Nuovo e 610 m a monte della confluenza con il torrente Parma e che ha cessato di funzionare nel 2002 (citazione dello studio DICATeA RER del 2003, Relazione Idrologica e Relazione Idraulica).

In Tabella 3-1 seguente si riporta il campione dei dati (massime portate annuali) ricavato da DICATeA sulle strisce disponibili per il periodo 1975-2002, ed in Figura 3-1 la scala numerica delle portate utilizzata nello studio sopra citato.

Tabella 3-1 - Eventi presi in considerazione per Baganza a Ponte Nuovo – da studio DICATeA per RER 2003

N° evento	Data di inizio dell'evento			Max altezza idrometrica (cm)	N° evento	Data di inizio dell'evento			Max altezza idrometrica (cm)
	Anno	Giorno	Mese			Anno	Giorno	Mese	
1	1975	3	Aprile	165	18	1991	2	Maggio	264
2	1975	14	Dicembre	184	19	1992	16	Ottobre	258
3	1976	16	Dicembre	181	20	1993	1	Ottobre	153
4	1980	15	Ottobre	356	21	1994	8	Settembre	219
5	1981	28	Dicembre	148	22	1994	11	Giugno	193
6	1982	8	Novembre	249	23	1995	22	Dicembre	163
7	1983	16	Marzo	189	24	1996	2	Ottobre	224
8	1984	4	Giugno	158	25	1997	6	Novembre	164
9	1985	20	Gennaio	289	26	1997	17	Dicembre	187
10	1986	26	Aprile	205	27	1997	26	Giugno	234
11	1987	5	Ottobre	144	28	1998	4	Novembre	144
12	1987	9	Aprile	170	29	1998	7	Aprile	170
13	1988	11	Febbraio	177	30	1998	30	Settembre	94
14	1989	8	Novembre	160	31	1999	21	Ottobre	293
15	1989	24	Febbraio	164	32	2000	2	Novembre	370
16	1990	22	Novembre	242	33	2001	12	Marzo	200
17	1990	15	Ottobre	269	34	2002	21	Ottobre	290

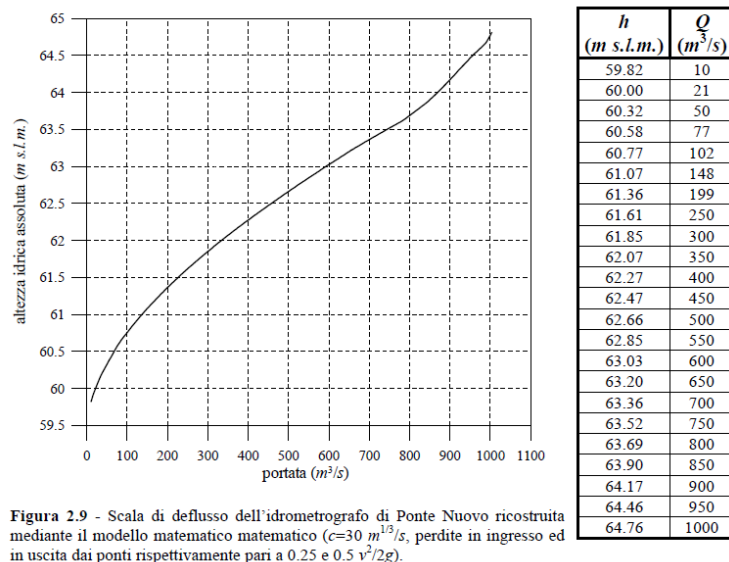


Figura 2.9 - Scala di deflusso dell'idrometrografo di Ponte Nuovo ricostruita mediante il modello matematico matematico ($c=30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, perdite in ingresso ed in uscita dai ponti rispettivamente pari a 0.25 e $0.5 v^2/2g$).

Figura 3-1 - Scala delle portate Baganza a Ponte Nuovo - da studio DICATeA per RER 2003.

Tabella 3-2 Massime portate annuali per PN dal 1975 al 2002 - da studio DICATeA – RER 2003.

N°	anno	0 ore
		Q [m ³ /s]
1	1975	97.1
2	1976	92.9
3	1980	446
4	1981	55
5	1982	204.4
6	1983	104.3
7	1984	65.4
8	1985	168.1
9	1986	128.4
10	1987	78.3
11	1988	87.4
12	1989	71.3
13	1990	243.7
14	1991	233.6
15	1992	221.7
16	1993	60.6
17	1994	151
18	1995	70.3
19	1996	159.5
20	1997	176.9
21	1998	78.3
22	1999	294.5
23	2000	482.4
24	2001	120.6
25	2002	287.8

A partire dal 02.08.2002 l'idrometrografo di Ponte Nuovo è stato sostituito, e le misure di livello relative al nuovo strumento sono disponibili sul sito Dexter-ARPAE pubblicamente accessibile mediante autenticazione libera. Per il periodo compreso tra il 2004 ed il 2014 la conversione dei livelli in portate è stata effettuata da ARPAE con proprie scale delle portate non pubblicate e le onde di portata così ottenute, sono state fornite ad AIPO per le valutazioni richieste da AdBPo nella riunione del 19.05.2015.

In Figura 3-2 si riporta a titolo di esempio l'idrogramma dell'evento del 2009, ed in Tabella 3-3 il valore delle massime portate annuali fornite da ARPAE per il periodo 2003-2014².

² L'idrogramma di portata per il 2003 è stato ricostruito dal DICATeA sulla base della scala delle portate utilizzata da ARPAE e dedotta mediante confronto tra idrogrammi di portata forniti per il periodo 2004-2014 da ARPAE e corrispondenti idrogrammi di livello disponibili sul portale DEXTER. Per un incolpevole equivoco all'atto della richiesta degli idrogrammi di portata ad ARPAE è stato infatti fornito il dato di interesse a partire dal 2004, e quindi non comprendente il 2003.

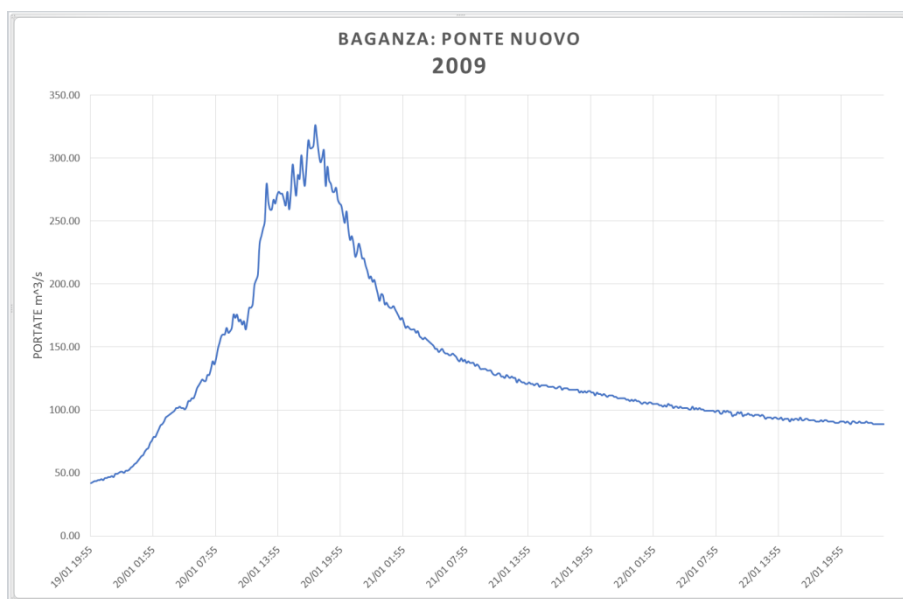


Figura 3-2 - Idrogramma ARPAE per la piena del 2009

Tabella 3-3 Tabella delle massime portate annuali per il periodo 2003-2014 fornite da ARPAE.

anno	0 ore
	Q [m³/s]
2003	162.7
2004	188.0
2005	153.7
2006	146.1
2007	162.6
2008	227.7
2009	326.2
2010	197.6
2011	93.2
2012	163.7
2013	75.5
2014	700.0

In merito al valore del 2014 si rimanda alle considerazioni di cui al successivo par. 3.3.3.



Figura 3-3 – Foto evento 2014 a Ponte Nuovo [foto Marco Belicchi]

3.3 STUDI DICATEA UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PARMA

3.3.1 Studio 2003 per RER

Nel presente paragrafo viene illustrata una sintesi dello studio svolto dal DICATEA dell'Università degli Studi di Parma nel 2003 per conto del Servizio Provinciale Difesa del Suolo Risorse Idriche e Forestali della Regione Emilia-Romagna: *“Studio della messa in sicurezza del territorio parmense, con particolare riferimento alla realizzazione della cassa di espansione sul Torrente Baganza”*, [1], [2].

In tale studio erano state definite le portate al colmo di piena nonché gli idrogrammi sintetici in corrispondenza di diverse sezioni di interesse del sistema Parma – Baganza al variare del tempo di ritorno. In particolare, essendo disponibili le registrazioni delle onde di piena³ nel periodo 1975 – 2002 per la stazione di misura di Ponte Nuovo sul torrente Baganza, si era proceduto all'elaborazione statistica diretta degli idrogrammi di piena storici, determinati, a loro volta, dalla conversione delle altezze idriche registrate in idrogrammi di portata. Tale operazione necessita però della scala di deflusso valida per il periodo di interesse. Per il torrente Baganza alla sezione di Ponte Nuovo non esiste nessuna scala di deflusso pubblicata relativamente al suddetto periodo; pertanto essa fu ricavata attraverso simulazioni effettuate mediante modellazione matematica. Per maggiori dettagli si rimanda al lavoro citato [1].

³ Le onde di livello sono state digitalizzate, a partire dalle registrazioni originali, dagli estensori dello studio [1].

Di seguito, in Tabella 3-4, vengono riportati i valori di portata al variare del tempo di ritorno ottenuti nello studio appena citato.

Tabella 3-4 - Portate al colmo - da studio DICATeA per RER 2003

T (anni)	Portata (m³/s)
5	227
10	306
20	397
50	542
100	676
200	835
500	1093
1000	1332

Come già riportato, in detto studio furono anche ricavati e costruiti gli idrogrammi sintetici per assegnato tempo di ritorno secondo la metodologia già descritta in Allegato 1.

Tali valori ed idrogrammi sono stati assunti a base della progettazione preliminare della cassa sul Baganza del 2004 a cura dei Servizi Tecnici di Bacino, nonché nel progetto preliminare redatto da AIPO del 2015.

3.3.2 Aggiornamento 2003-2013 nell'ambito della progettazione preliminare

Nello studio "Aggiornamento delle analisi idrologiche e revisione del progetto preliminare della cassa di espansione sul torrente Baganza" condotto dal DICATeA nell'anno 2012 è stato definito in $4.7 \times 10^6 \text{ m}^3$ il volume da assegnare alla cassa (vd. [8] ed Allegato 3)⁴.

Le portate al colmo riportate nello studio [1] sono state aggiornate sempre da DICATeA con i dati raccolti nel periodo 2003-2013 alla stazione di Ponte Nuovo. I livelli idrometrici sono stati reperiti sul sito Dexter dell'ARPA Emilia-Romagna. I livelli sono stati poi convertiti in portate sulla base di un adattamento della medesima scala di deflusso ottenuta mediante il modello matematico riportato in [1].

La Figura 3-4 riporta, sul piano di Gumbel, il campione di dati⁵ e le distribuzioni di probabilità di Gumbel, GEV e Log-normale.

⁴ L'aumento del volume da assegnare alla cassa di espansione, rispetto al progetto RER-STB 2004, deriva sostanzialmente dalla riduzione della massima portata scaricabile a valle (da $500 \text{ m}^3/\text{s}$ a $300 \text{ m}^3/\text{s}$)

⁵ I dati sono collocati secondo la plotting position di Gringorten.

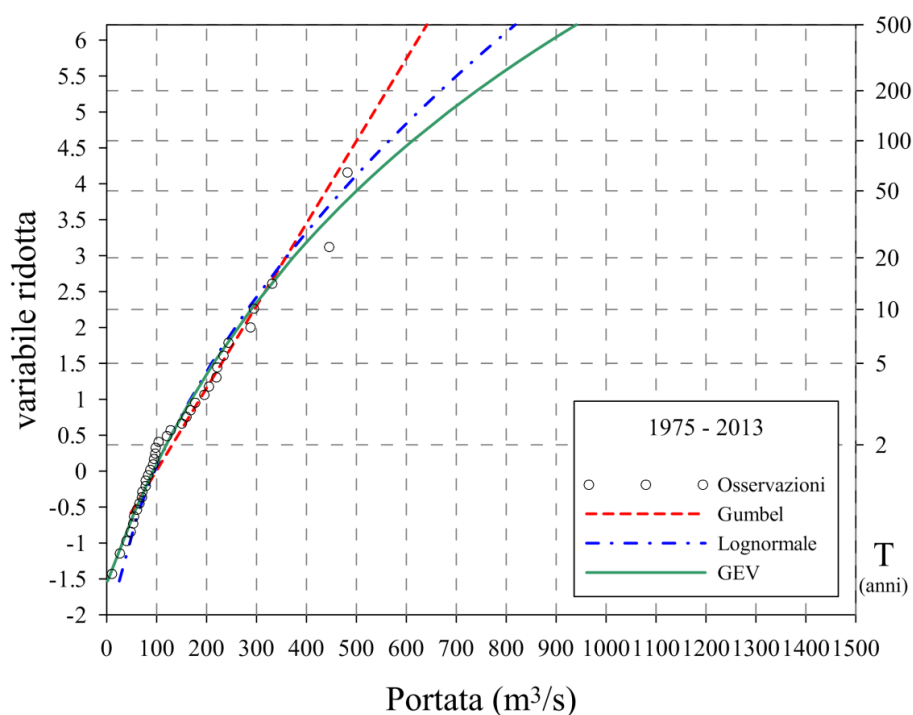


Figura 3-4 – Portate al colmo massime annue e distribuzioni di probabilità (dati 1975-2013) - DICATeA.

Test statistici (Kolmogorov, Pearson), pur conducendo ad accettare tutte e tre le distribuzioni assumendo un livello di significatività del 5%, portano a individuare la distribuzione GEV quale migliore per la descrizione del campione di dati.

Nella Tabella 3-5 sono riportate le portate, per tempi di ritorno significativi (5-1000 anni), ottenute dalle elaborazioni statistiche. Si nota che, come di consueto, la distribuzione GEV fornisce, per tempi di ritorno elevati (>50 anni) valori significativamente maggiori della Log-normale e soprattutto, della distribuzione di Gumbel.

Tabella 3-5 – Portate al colmo per assegnato tempo di ritorno stimate mediante distribuzioni di Gumbel, GEV e Lognormale, (dati 1975-2013) - DICATeA.

T (anni)	Portata (m³/s)		
	Gumbel	GEV	Lognorm
5	230	214	210
10	295	289	281
20	358	373	359
50	439	500	472
100	500	613	566
200	561	741	668
500	641	940	818
1000	702	1117	943

3.3.3 Considerazioni sull'evento del 13 ottobre 2014

Come è noto l'evento del 13 ottobre 2014 verificatosi sul torrente Baganza ha provocato l'esondazione in città, sia in destra che in sinistra idraulica, nel tratto compreso tra la tangenziale sud ed il Ponte Nuovo. Quest'ultimo manufatto è stato inoltre sormontato ed in parte danneggiato. Lo strumento ivi collocato sembra comunque aver funzionato, registrando, alle ore 16:40 il livello idrometrico massimo di 5.54 m. Sulla base della medesima scala delle portate utilizzata in [1] a tale livello idrometrico⁶ competerebbe la portata di 722 m³/s. Tuttavia pare prudente non fare molto affidamento su una misura di livello puntuale – ed ancor più su di una scala di deflusso estrapolata – considerata l'irregolarità del pelo libero conseguente al transito di una tale piena in cui ha avuto anche luogo il sormonto di argini e ponti, come solo in parte testimonia la fotografia riportata in Figura 3-3.

Studi recenti (Luglio 2015), condotti dal DICATeA dell'Università degli Studi di Parma, si sono basati su un modello inverso per ricostruire le portate provenienti dal Baganza in occasione dell'evento del 13 Ottobre 2014. Lo schema su cui si è basato lo studio è riportato in Figura 3-5. Assunta nota con buona attendibilità la portata uscente dalla cassa di espansione sul torrente Parma⁷, il modello inverso restituisce la portata che doveva provenire dall'affluente Baganza per generare l'idrogramma di livello registrato a Ponte Verdi⁸.

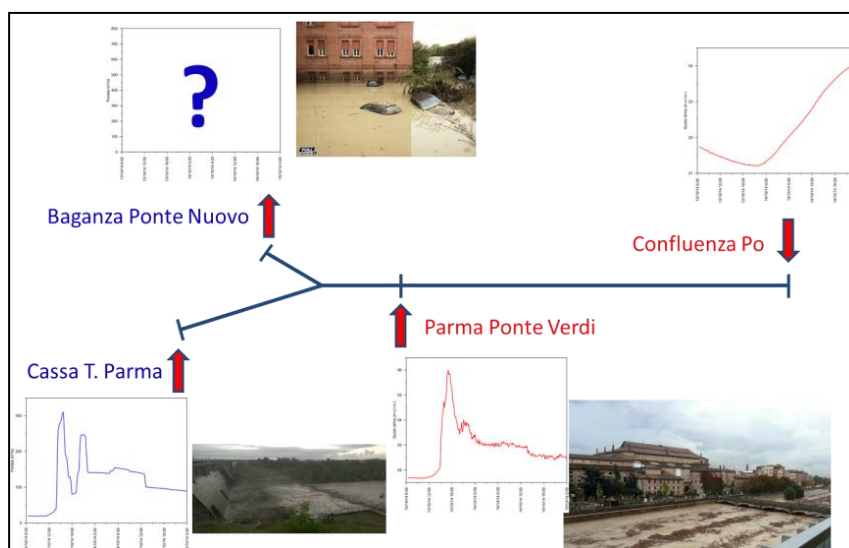


Figura 3-5 – Schema di modello inverso per la stima della portata proveniente dal Baganza– da DICATeA 2015

⁶ È appena il caso di sottolineare che la portata in ingresso in città è sicuramente superiore a quella transitata a Ponte Nuovo, per via delle esondazioni diffuse verificatesi nel tratto compreso tra l'attraversamento della tangenziale Sud ed il Ponte Nuovo stesso.

⁷ La valutazione della portata uscente dalla cassa sul torrente Parma è stata ritenuta affidabile, in quanto le scale delle portate delle bocche sono state tarate su modello fisico dal DICATeA.

⁸ Il modello 1D si estende fino al Po e quindi necessita anche di una condizione al contorno alla confluenza Parma-Po, ma è del tutto evidente che tale condizione, pur necessaria per eseguire la simulazione, è del tutto ininfluente sulla ricostruzione delle portate che si vogliono qui ricavare.

I risultati di tali complesse ricostruzioni sono influenzati tra gli altri, anche se in misura non particolarmente rilevante, dalla scabrezza assunta per rappresentare l'alveo del torrente Parma a valle della confluenza.

La Figura 3-6 mostra i risultati ottenuti; la fascia grigia riporta l'involuppo delle varie modellazioni, la linea verde il valore medio. Per quanto la curva media restituisca un valore di colmo un po' più alto di quello ottenuto mediante la scala di deflusso ($790 \text{ m}^3/\text{s}$ anziché $722 \text{ m}^3/\text{s}$) la fascia di valori ricomprende anche quest'ultimo. Stante l'incertezza di stima si è assunto, nel prosieguo dello studio DICATeA del luglio 2015, il valore di $722 \text{ m}^3/\text{s}$ per caratterizzare il colmo dell'onda di piena del 13 ottobre 2014 a Ponte Nuovo.

Assumendo valida la distribuzione GEV ottenuta in precedenza, riportata al paragrafo 3.3.2, tale evento assumerebbe un tempo di ritorno di circa 180 anni.

Qualora invece si introducesse il dato del 2014, stimato in $722 \text{ m}^3/\text{s}$, nel campione delle portate al colmo a Ponte Nuovo, e si rivalutassero i parametri delle distribuzioni di probabilità, si otterrebbero il grafico riportato in Figura 3-7⁹ ed i valori, per assegnati tempi di ritorno, riportati in Tabella 3-6.

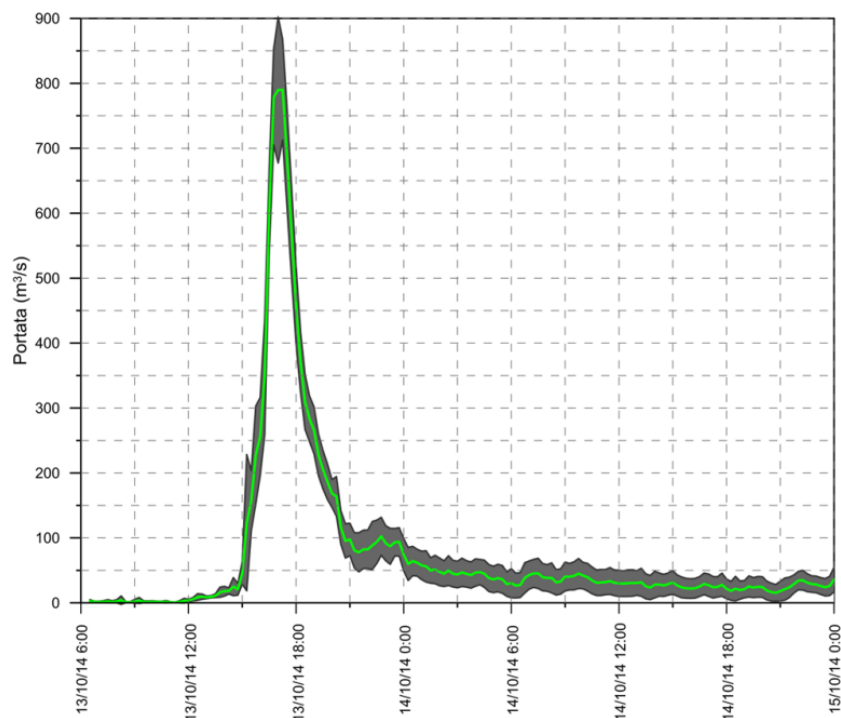


Figura 3-6 – Onda di piena proveniente dal Baganza ottenuta in base al modello inverso– da DICATeA 2015.

⁹ Il fatto che il valore della portata al colmo dell'evento del 13 ottobre 2014 si collochi quasi perfettamente sulla distribuzione GEV è del tutto accidentale.

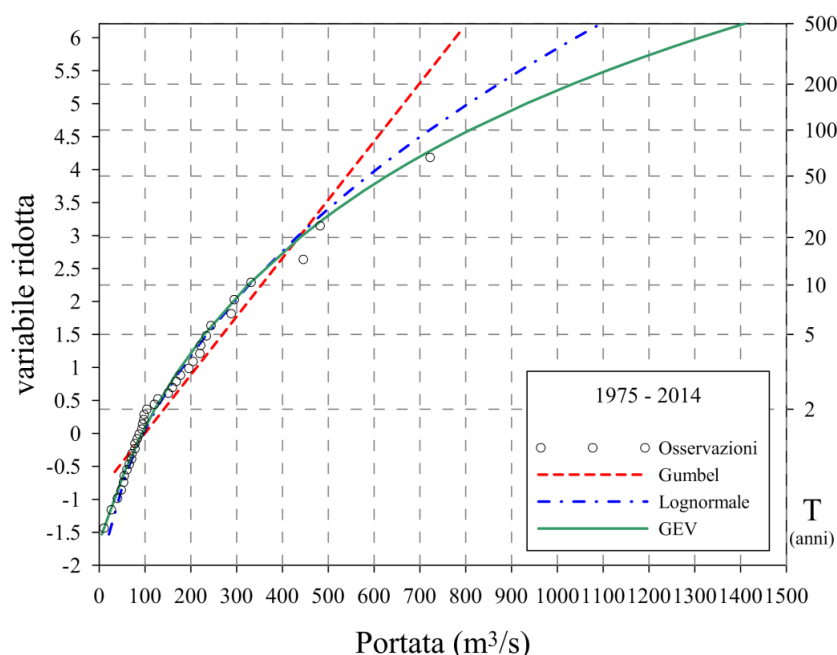


Figura 3-7 – Portate al colmo massime annue e distribuzioni di probabilità (dati 1975-2014) – da DICATeA 2015.

Come si può notare, l'inserimento del dato del 13 ottobre 2014 porta ad un innalzamento significativo di tutti i valori, a parità di tempo di ritorno. L'evento medesimo verrebbe ad assumere, secondo la distribuzione GEV, un tempo di ritorno compreso tra 50 e 100 anni (75 anni).

Per maggior chiarezza ed immediatezza di lettura, in Tabella 3-7 sono riassunti i valori delle portate al colmo per assegnato tempo di ritorno ottenuti non considerando e considerando l'evento del 13 ottobre 2014 ricostruito come sopra detto. Per i tempi di ritorno a base della progettazione ($T=100-200$ anni) gli incrementi, secondo la distribuzione GEV, sarebbero superiori al 30%.

Tabella 3-6 - Portate al colmo per assegnato tempo di ritorno stimate mediante distribuzioni di Gumbel, GEV e Lognormale, dati 1975-2014 – da DICATeA 2015.

T (anni)	Portata (m^3/s)		
	Gumbel	GEV	Lognorm
5	269	229	234
10	354	324	327
20	435	438	430
50	541	628	587
100	619	809	721
200	698	1032	871
500	802	1409	1095
1000	880	1771	1286

Tabella 3-7 - Portate al colmo stimate mediante distribuzioni di Gumbel, GEV e Lognormale, non considerando e considerando l'evento del 13 ottobre 2014 e loro incrementi percentuali - da DICATeA 2015.

Tempo di ritorno (anni)	Gumbel			GEV			Log-normale		
	1975-2013 Q (m ³ /s)	1975-2014 Q (m ³ /s)	Δ %	1975-2013 Q (m ³ /s)	1975-2014 Q (m ³ /s)	Δ %	1975-2013 Q (m ³ /s)	1975-2014 Q (m ³ /s)	Δ %
5	230	269	+17	214	229	+7	210	234	+11
10	295	354	+20	289	324	+12	281	327	+16
20	358	435	+22	373	438	+17	359	430	+20
50	439	541	+23	500	628	+26	472	587	+24
100	500	619	+24	613	809	+32	566	721	+27
200	561	698	+24	741	1032	+39	668	871	+30
500	641	802	+25	940	1409	+50	818	1095	+34
1000	702	880	+25	1117	1771	+59	943	1286	+36

A fronte delle suddette considerazioni si è ritenuto che, pur non potendo prescindere dal considerare l'evento del 13 ottobre 2014, la sua introduzione nella statistica dei colmi di piena a Ponte Nuovo porti ad una sovrastima complessiva delle portate di piena¹⁰. Pertanto, per la costruzione degli idrogrammi sintetici di assegnato tempo di ritorno, si sono adottate le portate al colmo già riportate in Tabella 1-4, valori comunque significativamente superiori a quelli ottenuti con l'aggiornamento delle sere storica al 2013 compreso.

3.4 PARERE ARPA-SIMC 2015

Con nota prot. n° 25222 del 28.08.2015 AIPO ha richiesto ad ARPA - Servizio Idro-Meteo-Clima di Parma il parere sulle analisi idrologiche a corredo del progetto preliminare del marzo 2015 della cassa di espansione del torrente Baganza.

Tale richiesta era emersa durante l'incontro istituzionale del 21.05.2015, nell'ambito della fase di concertazione del progetto di Variante al PAI Parma-Baganza, e dal quale era pure emersa la necessità di un parere di ARPA quale soggetto istituzionale competente sui temi idrologici.

ARPA, con propria nota n°PGSIM/2015/1575 del 23.12.2015 indirizzata ad AIPO (riportata in Allegato 2), ha quindi fornito le proprie valutazioni delle portate al colmo a seguito dell'evento del 2014, risultate differenti da quelle eseguite da parte del DICATeA.

In particolare ARPA, adottando un approccio regionalizzato basato sulla distribuzione TCEV (vd. Tabella 3-8) e tenendo anche conto degli effetti dei cambiamenti climatici, in ottemperanza alla Direttiva Europea 2007/60/CE, ha ottenuto i valori di portata al colmo di piena, sulla base dello scenario RCP 4.5 con proiezione al 2100, alla sezione del Baganza a Ponte Nuovo (vd. Tabella 3-9).

¹⁰ Si ricorda in proposito, ancora una volta, che il valore delle portate del 13.10.2014 è stato ricostruito.

Tabella 3-8 - Portate al colmo del Baganza a Ponte Nuovo in assenza di cambiamento climatico - da ARPAE 2015

T (anni)	Portata (m³/s)
5	244
10	317
20	400
50	526
100	630
200	736
500	878
1000	986

Tabella 3-9 - Portate al colmo del Baganza a Ponte Nuovo in condizioni di cambiamento climatico - da ARPAE 2015

T (anni)	Portata (m³/s)
5	350
10	461
20	585
50	752
100	872
200	992
500	1156
1000	1264

ARPA conclude la propria relazione evidenziando,omissis.... *la validità e la correttezza del procedimento adottato per i calcoli idrologiciomissis tenendo anche conto dei cambiamenti climatici* - non mancando tuttavia di evidenziare che:

-omissis.... *le elaborazioni di cui sopra sono il risultato delle attuali disponibilità di dati e conoscenze e che la carenza delle stesse per il periodo più recente, soprattutto per quanto attiene gli effetti in atto dei cambiamenti climatici sulla severità degli eventi di piena, conduce a risultati non scevri da margini di incertezza;*
-omissis.... *ai valori corrispondenti ai tempi di ritorno di 500 e 1000 anni non può ovviamente essere attribuito un vero e proprio significato statistico, sia come considerazione generale che a causa del relativamente breve periodo di osservazione disponibile;*
- *Per quanto sopra e in considerazione del materiale solido che viene trasportato sul fondo, in sospensione e sulla superficie delle acque in occasione delle piene, si raccomanda l'adozione di opportuni accorgimenti nonché franchi e coefficienti di sicurezza sovradimensionati per tutte quelle opere, impianti o parte di essi che abbiano particolare attinenza con la pubblica incolumità.*

- *Ad evitare che in futuro o per eventuali ulteriori interventi si debba lamentare la mancanza di dati utili a una più corretta progettazione si raccomanda di comprendere, fra le previsioni progettuali, l'installazione di un idoneo sistema di registrazione e telemisura dei livelli idrometrici all'interno della cassa ed a valle della stessa.*

In Allegato 1 è riportato il testo integrale del citato parere del 23/12/2015.

3.5 INTERLOCUZIONI TECNICHE FRA GLI ENTI ANNO 2016

Nel corso del 2016 gli Enti istituzionali coinvolti: ARPAE, AIPO, Regione E-R Servizio Difesa del Suolo, S.T.B., AD-BPo hanno più volte interagito in merito alle questioni idrologiche del T. Baganza; in particolare, nell'incontro tecnico del 19 maggio 2016 (vd. Allegato 4) sono state espresse alcune considerazioni conclusive che si riportano di testualmente di seguito.

"... omissis ...

Sono state quindi espresse le conclusioni, ed in particolare le seguenti raccomandazioni:

- ***la cautela nell'interpretazione dei risultati delle elaborazioni relative alle stime degli effetti dei cambiamenti climatici***, stante l'attuale carenza di dati e di conoscenze degli effetti in atto dei cambiamenti climatici sulla severità degli eventi di piena,
- *l'adozione di franchi e coefficienti di sicurezza cautelativi per le opere attinenti la pubblica incolumità,*
- ***l'inserimento nelle previsioni progettuali di un idoneo sistema di registrazione e telemisura dei livelli idrometrici all'interno della cassa e a valle di essa e di una serie di misure di portata da effettuarsi a valle della cassa per verificare e definire sperimentalmente una attendibile scala di deflusso in corrispondenza del manufatto.***

Per quanto riguarda poi le analisi idrologiche-idrauliche eseguite da DICATeA a supporto della progettazione della cassa del Baganza per determinare la curva di riduzione dei colmi di piena, AdBPo ha chiesto approfondimenti ad AIPO in relazione all'utilizzo dei dati aggiornati compreso il 2014 (evento massimo storico). In merito AIPO ha incaricato DICATeA di effettuare tale valutazione le cui risultanze sono sintetizzate nella nota di AIPO ad AdBPo del 09.08.2016 (vd. Allegato 5):

"... omissis ...

L'analisi integrativa svolta sui coefficienti di riduzione dei colmi di piena e sulla posizione del picco considerando anche gli eventi del periodo 2003-2014 per il Baganza a Ponte Nuovo, sulla base delle onde di piena fornite da ARPAE, hanno condotto ad individuare modestissimi scostamenti (+2 %) sul parametro temporale θ della formula ed altrettanto piccole (ed ancor meno significative) variazioni della posizione del picco e conseguentemente con piccolissime variazioni sul volume necessario alla cassa d'espansione.

3.6 ULTERIORI CONSIDERAZIONI ED ELABORAZIONI (OTTOBRE 2016)

A fronte delle elaborazioni idrologiche sopra descritte e delle considerazioni svolte dagli enti competenti, riportate ai paragrafi precedenti, si è ritenuto necessario, di concerto con ARPAE, procedere con un'ulteriore valutazione sugli elementi conoscitivi e tecnico-scientifici relativi alle portate al colmo e agli idrogrammi di riferimento assunti nella progettazione preliminare del 2015 (vd. Tabella 3-4).

In particolare, si riportano alcune considerazioni di seguito sintetizzate:

- la stima delle portate e dei volumi di progetto si basa sull'aggiornamento delle serie storiche, considerando anche l'evento del 13 ottobre 2014, seppur ricostruito in particolare per quanto riguarda la parte alta ed il picco;
- la stima di ARPA ipotizzando i cambiamenti climatici persegue le indicazioni della recente normativa e delle linee guida in materia (fra le quali si cita il punto 11 delle Linee Guida #ItaliaSicura ver. 2.0);
- i risultati ottenuti da ARPA consistono in valori di portata al colmo per fissato periodo di ritorno (Tabella 3-9) in generale maggiori di quelli assunti nella progettazione preliminare;
- L'analisi integrativa svolta da DICATeA sui coefficienti di riduzione dei colmi di piena e sulla posizione del picco considerando anche gli eventi del periodo 2003-2014 per il Baganza a Ponte Nuovo, sulla base delle onde di piena fornite da ARPA, ha condotto ad individuare modestissimi scostamenti (+2%) sul parametro temporale θ della curva di riduzione dei colmi di piena ed altrettanto piccole (ed ancor meno significative) variazioni della posizione del picco.
- Sulla base della curva di riduzione confermata e nell'ipotesi di costruire le onde sintetiche per tempo di ritorno di 100 e 200 anni sui corrispondenti valori di colmo individuati da ARPA per lo scenario proposto di cambiamento climatico¹¹ si ottiene un incremento assai significativo del volume necessario alla laminazione ottimale sui valori di 300 e 430 m³/s rispettivamente per le onde di 100 e 200 anni di tempo di ritorno (vd. Figura 3-8 e Figura 3-9). Per 100 anni di tempo di ritorno il volume necessario alla laminazione ottimale sul valore di 300 m³/s (taglio orizzontale) passa da 4.7×10^6 m³ ad oltre 9.0×10^6 m³ (oltre + 90 %), mentre per 200 anni di tempo di ritorno il volume necessario alla laminazione ottimale sul valore di 430 m³/s (taglio orizzontale) vede un incremento da 3.9×10^6 m³ a 6.5×10^6 m³ (oltre + 65 %). Tali incrementi comportano difficoltà progettuali insuperabili in termini di concreta fattibilità tecnica della cassa di espansione nel rispetto dei vincoli fisici presenti.

¹¹ per la costruzione di tali onde è sufficiente dividere i valori in funzione del tempo di uno qualsiasi degli idrogrammi sintetici (costruiti sulla base della curva di riduzione già citata) per il rispettivo valore di colmo e moltiplicare la serie di valori in funzione del tempo così ottenuta per il valore di colmo desiderato)

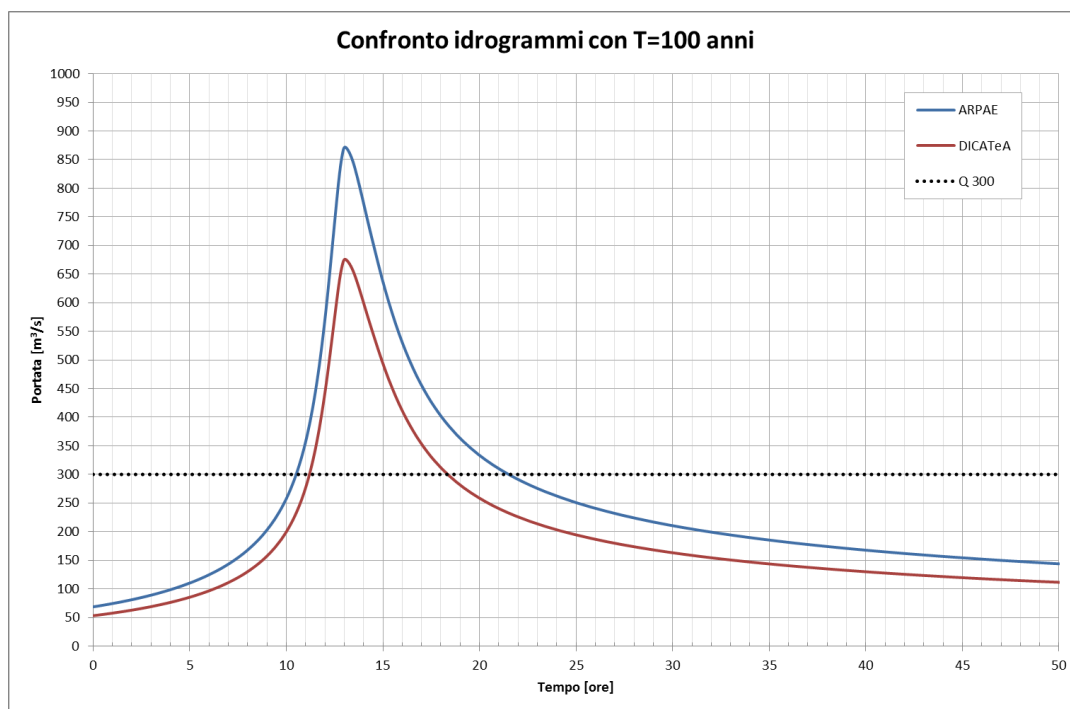


Figura 3-8 – Idrogrammi sintetici per T=100 anni, DICATEA ed ARPAE, con “taglio” ottimale a 300 m³/s

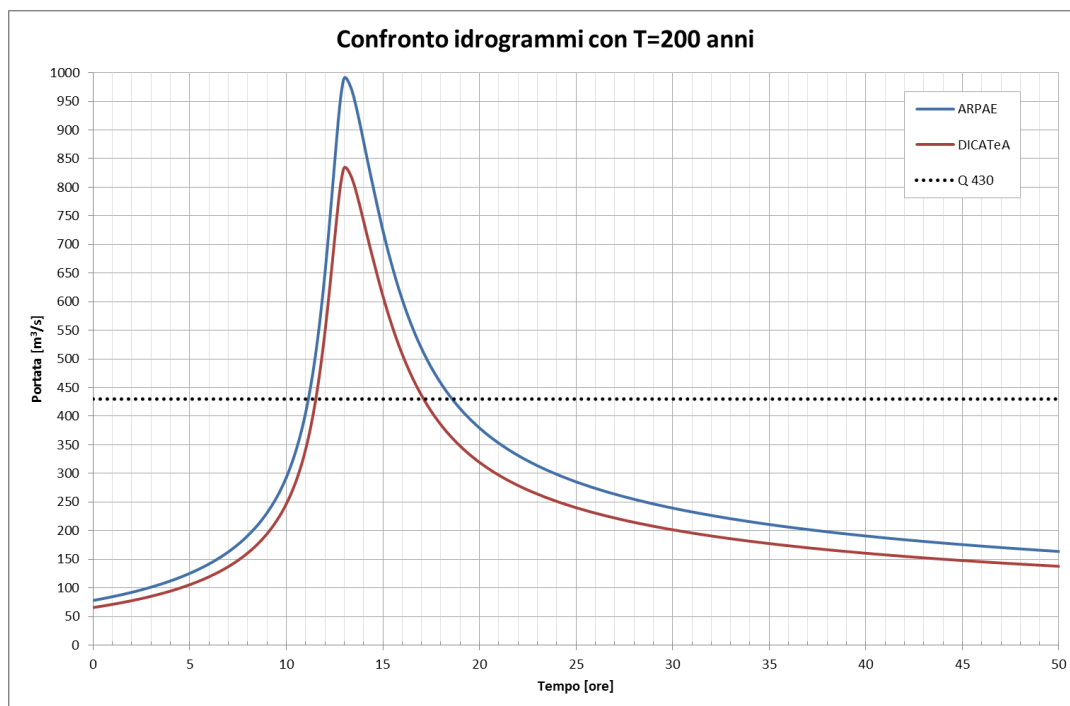


Figura 3-9 – Idrogrammi sintetici per T=100 anni, DICATEA ed ARPAE, con “taglio” ottimale a 430 m³/s

- nel corso della progettazione, di concerto con gli Enti interessati, si è adottata una soluzione tecnica caratterizzata da sicurezza territoriale crescente all'aumentare del tempo di ritorno, considerando proiezioni temporali maggiori e gli effetti dei cambiamenti climatici associati;
- su richiesta di AIPO, ARPA ha così fornito le valutazioni degli scenari di cambiamento climatico che corrispondono a ciascun valore di portata di progetto fornito dal DICATeA. I risultati sono riportati in tabella e figura seguenti, in cui sono evidenziati i quantili per tempi di ritorno a partire da 50 anni. In particolare, da tale elaborazione emerge che alla portata al colmo riferita ad un tempo di ritorno pari a 200 anni corrisponde una proiezione di cambiamento climatico di circa +40 anni.

Tabella 3-10 - Portate al colmo di progetto e corrispondenti proiezioni di scenari di cambiamento climatico

T, anni	Q, m3/s	anni
50	542	8.5
100	676	20.3
200	835	38.3
500	1093	73.9
1000	1332	110.3

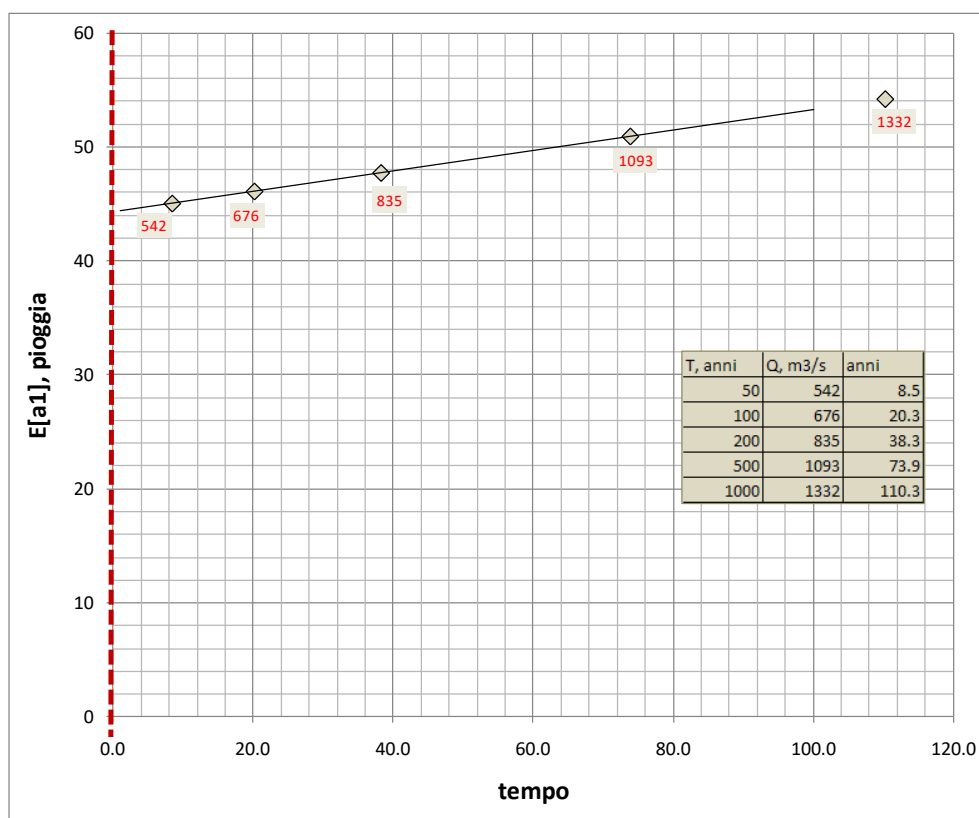


Figura 3-10 – Valutazione delle proiezioni di scenario di cambiamento climatico corrispondenti alle portate al colmo progettuali, per i periodi di ritorno pari a 50-100-200-500-1000 anni

Lo stesso risultato è altresì rappresentato nel grafico seguente, in cui è evidenziata la posizione del valore di portata progettuale fornito dal DICATeA rispetto alle curve probabilistiche relative agli scenari climatici presi in considerazione. Come si può evincere dal suddetto grafico, all'aumentare del tempo di ritorno il valore di portata al colmo di progetto si riferisce a scenari climatici con una proiezione temporale maggiore.

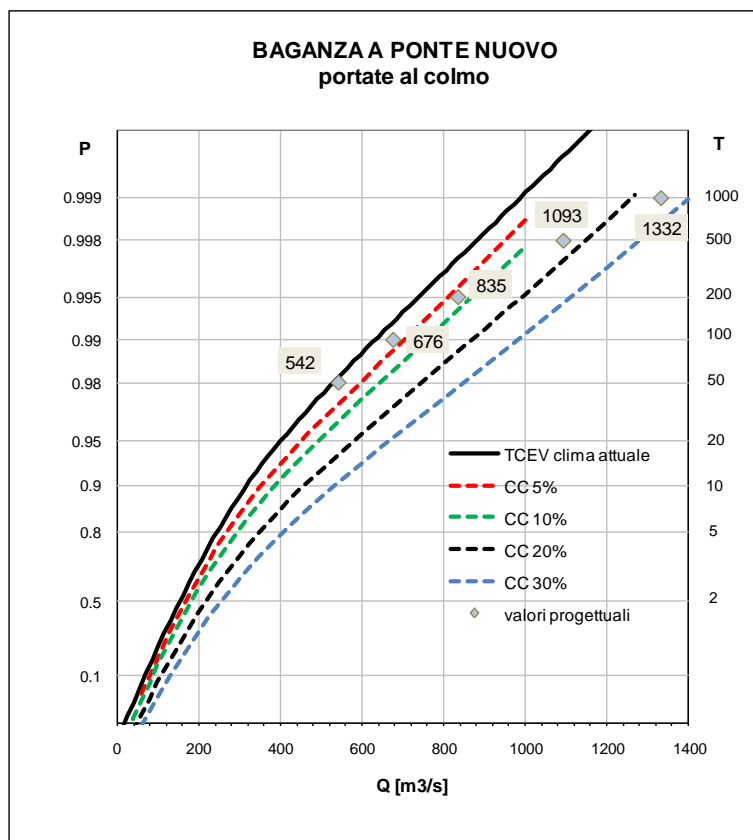


Figura 3-11 – Distribuzione di probabilità TCEV in condizioni attuali e di cambiamento climatico con rappresentazione dei valori di portata assunti nel progetto preliminare

3.7 PORTATE DI RIFERIMENTO

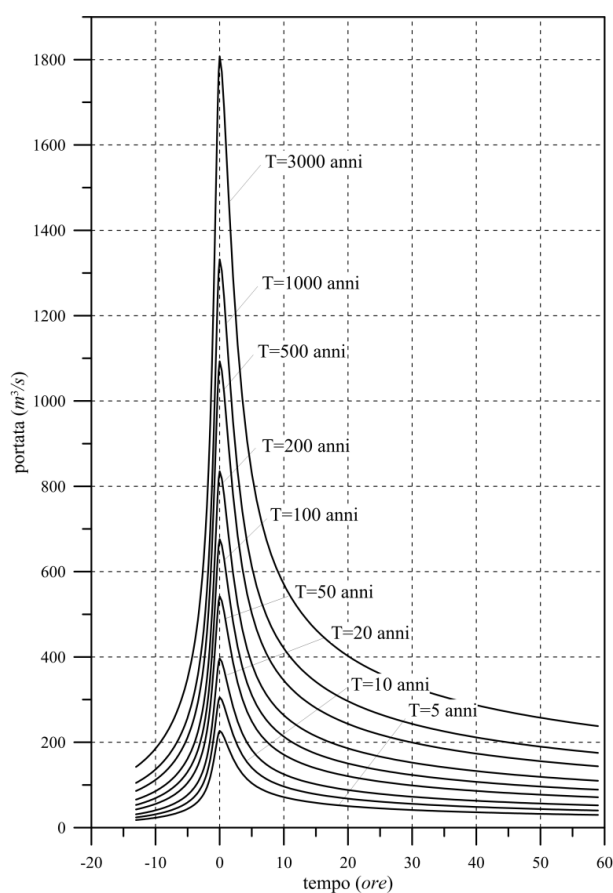
Le valutazioni e considerazioni sopra riportate consentono di assumere le portate al colmo già adottate nel progetto preliminare del 2015 anche per la presente progettazione definitiva, associando ad esse un'adeguata valutazione in condizioni di cambiamento di climatico (Tabella 3-11 e Figura 3-12).

Si osserva in particolare quanto segue:

- pur ritenendo i valori di portata e gli idrogrammi sufficientemente cautelativi rispetto alla conoscenze ed agli studi disponibili, raccogliendo l'invito degli Enti competenti, nella presente progettazione verranno assunti franchi e coefficienti di sicurezza cautelativi anche al fine di aumentare la resilienza dell'opera;

Tabella 3-11 - Portate al colmo assunte nella progettazione preliminare del 2015

T (anni)	Portata (m³/s)
5	227
10	306
20	397
50	542
100	676
200	835
500	1093
1000	1332
3000	1808


Figura 3-12 – Idrogrammi sintetici assunti per la progettazione

- sempre in relazione a quanto detto al punto precedente, il presente progetto prevedrà anche un idoneo sistema di registrazione e telemisura dei livelli idrometrici all'interno della cassa e a valle di essa al fine di acquisire nel tempo un campione significativo di dati precisi ed affidabili su cui nel tempo, eventualmente, verificare ed approfondire le valutazioni idrologiche ad oggi disponibili;

- come meglio illustrato nel prosieguo della presente relazione e negli altri elaborati del progetto, l'opera che viene proposta a Casale di Felino sfrutta praticamente tutte le potenzialità dell'area, a meno di ulteriori approfondimenti verso il basso dei piani di fondo cassa, i cui effetti, in particolare sui cedimenti differenziali indotti dalle modifiche sull'acquifero appaiono incompatibili con le strutture limitrofe all'invaso stesso (come ampiamente descritto nella relazione specialistica BAG2_03GEO_R_RE_03_A), ed hanno costituito uno dei vincoli tecnici che hanno portato all'ottimizzazione dell'invaso in sede di progettazione definitiva. La soluzione offre in ogni caso più che sufficienti condizioni di sicurezza idraulica del tratto di Baganza/Parma cittadino, in linea con i franchi e le cautele richieste dagli Enti coinvolti. Quanto poi alle eventuali ulteriori necessità di mitigazione del rischio a Colorno, ovvero ulteriore aumento della resilienza dell'opera nei confronti delle prossime e future conoscenze che si potranno avere coi monitoraggi che saranno posti in opera, esse potranno essere affrontate a tempo debito agendo sia sull'opera oggetto del presente progetto, sia sul tratto di corso d'acqua a monte di Casale o anche a valle di Parma.

Infine, sempre fra i dati idrologici progettuali, nel corso della presente relazione si è ritenuta opportuna una disamina degli eventi storici più importanti verificatisi nell'alveo del T. Baganza tra gli anni 1975 e 2014, riportati nelle seguenti figure con indicazione delle portate di $300 \text{ m}^3/\text{s}$ e $430 \text{ m}^3/\text{s}$, valori di riferimento per la presente progettazione.

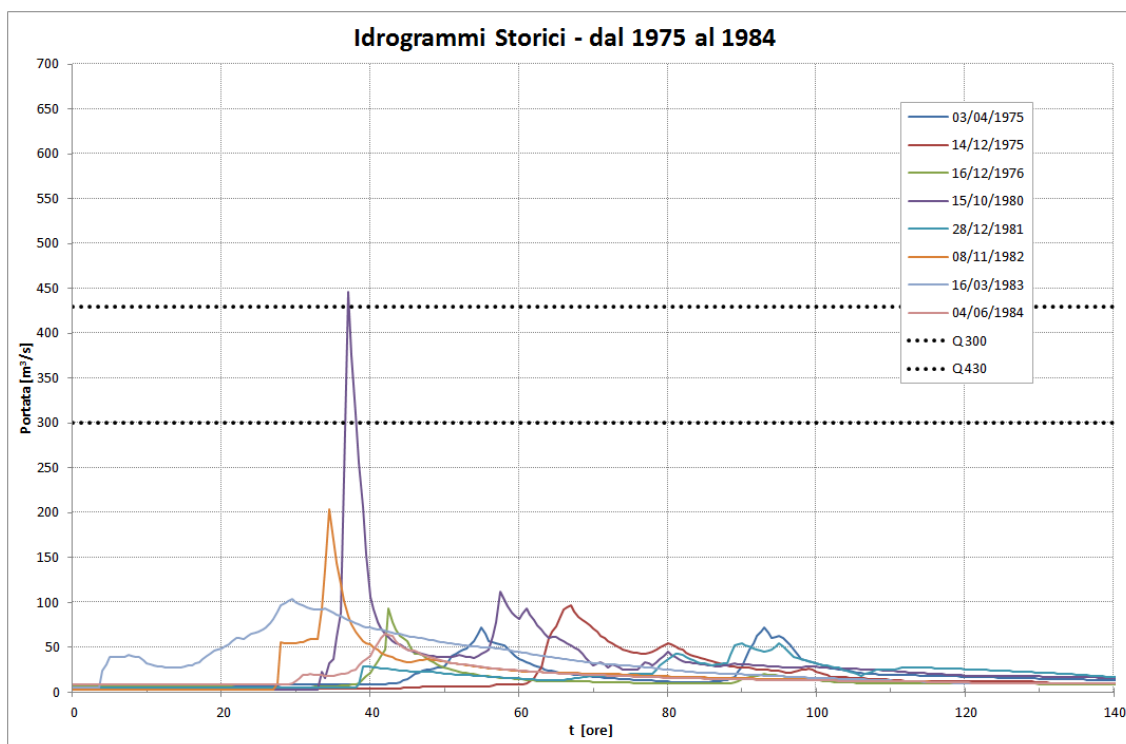


Figura 3-13 – Idrogrammi storici reali dal 1975 al 1984

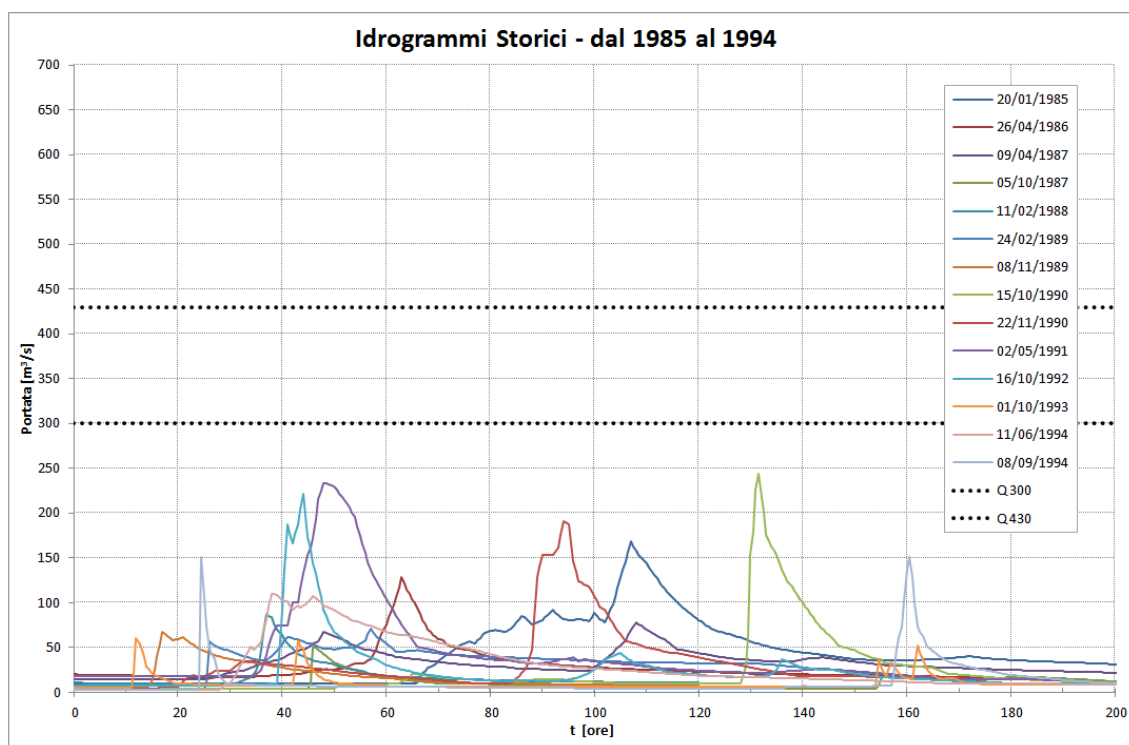


Figura 3-14 – Idrogrammi storici reali dal 1985 al 1994

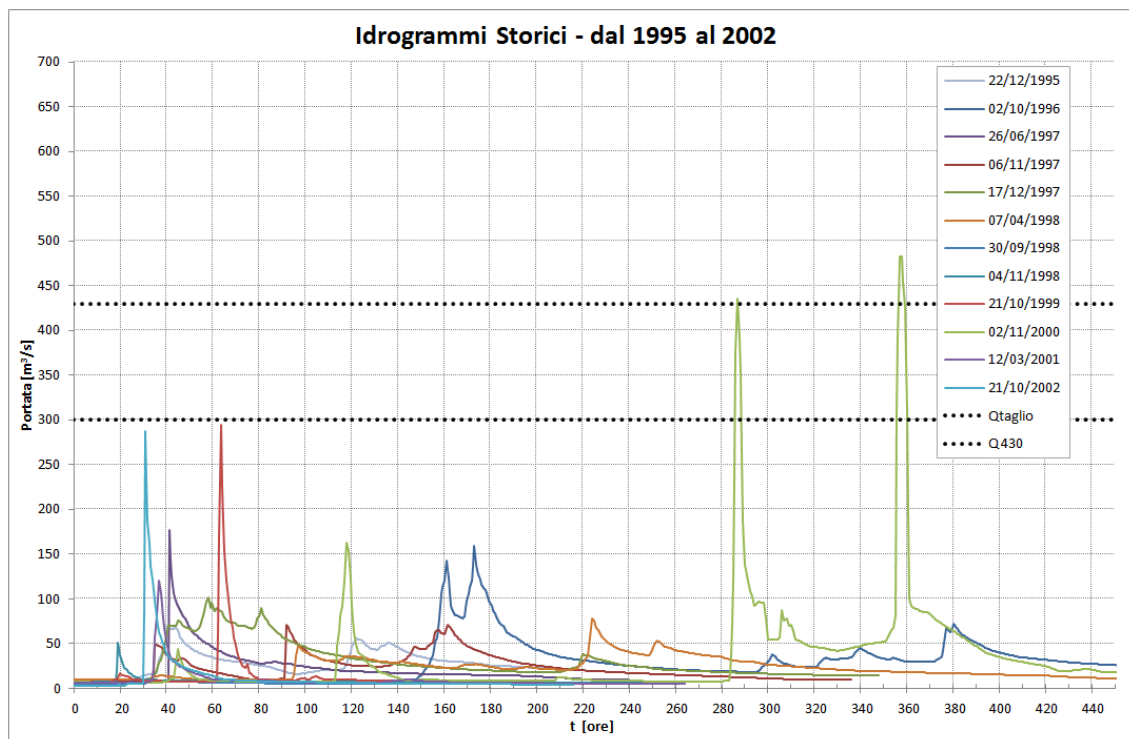


Figura 3-15 – Idrogrammi storici reali dal 1995 al 2002

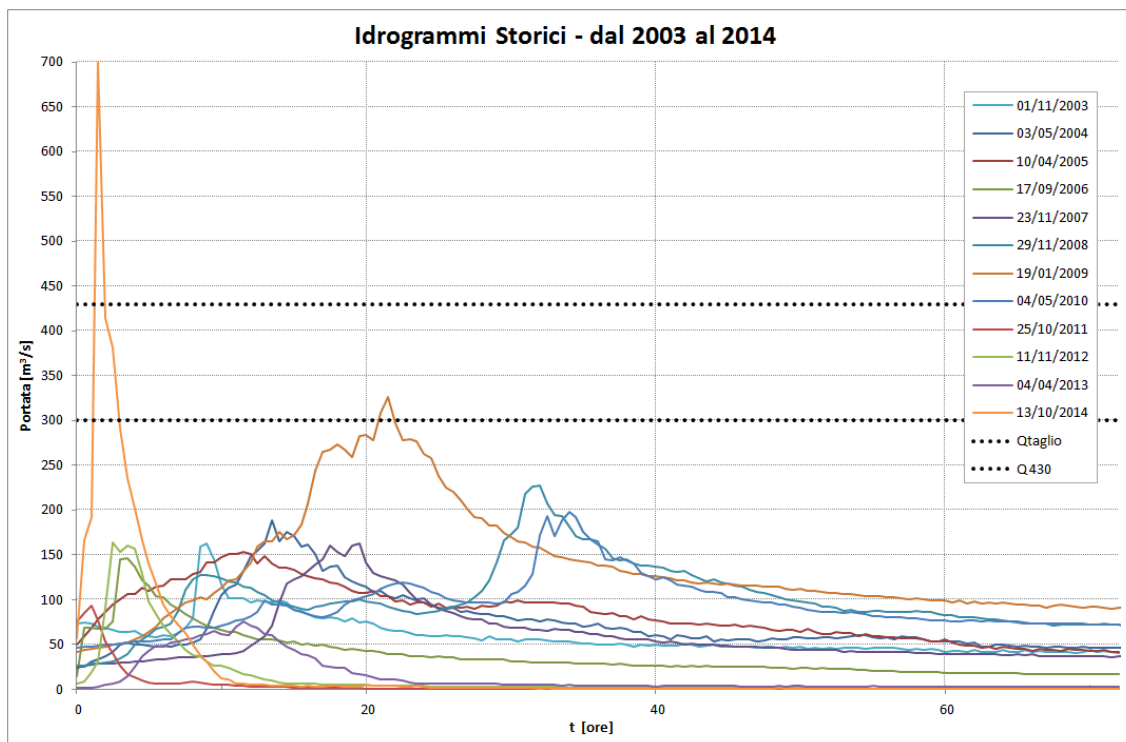


Figura 3-16 – Idrogrammi storici reali dal 2003 al 2014

Dall'esame degli idrogrammi sopra riportati emerge, in particolare, che quelli più gravosi sono stati gli eventi del 2000 (non particolarmente intenso, ma costituito da due picchi molto ravvicinati nel tempo) e quello dello scorso 2014; quest'ultimi sono stati pertanto ritenuti i più idonei per l'analisi di simulazione del funzionamento della cassa di espansione (vd. Paragrafo 6.2).

Nella seguente Figura 3-17 vengono riportati gli idrogrammi storici reali delle piene degli anni 2000 e 2014 sovrapposti a quelli T100 e T200 sintetici assunti per la presente progettazione.

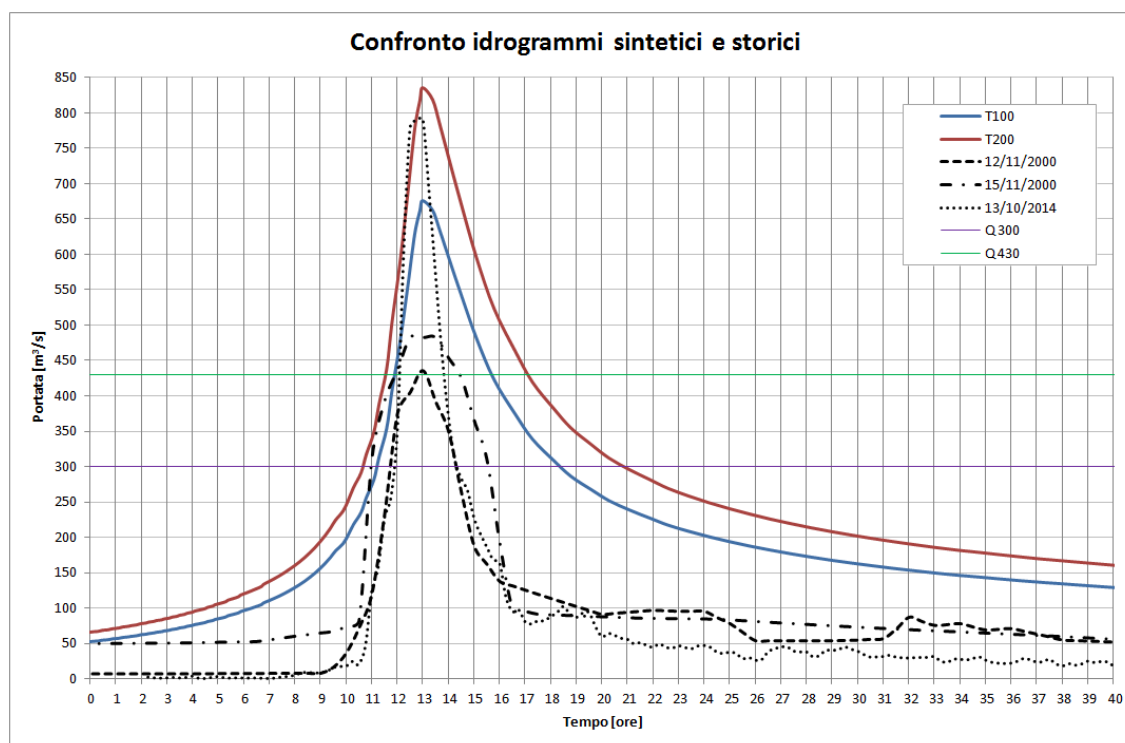


Figura 3-17 – Idrogrammi storici reali (2000 e 2014) sovrapposti a quelli sintetici T100 e T200 assunti per la progettazione

4. ANALISI DEL SISTEMA PARMA – BAGANZA

4.1 INQUADRAMENTO TERRITORIALE

In questo paragrafo viene riportata una sommaria descrizione dell'intero bacino idrografico del torrente Parma chiuso alla sezione di foce in Po, comprensivo quindi del bacino del torrente Baganza oggetto specifico del presente lavoro.

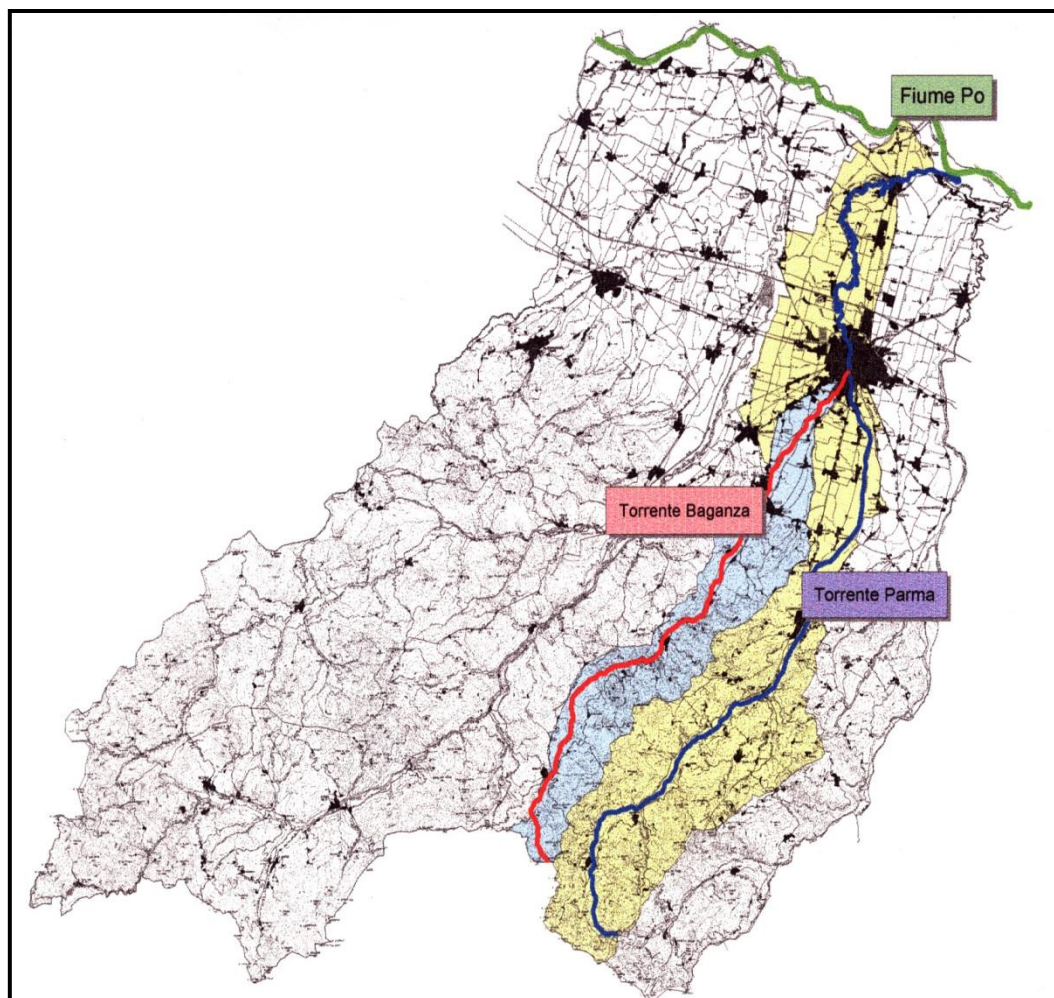


Figura 4-1 – Rappresentazione dei bacini idrografici del torrente Parma e del torrente Baganza.

Come riportato in Figura 4-1 il bacino del torrente Parma si estende dall'Appennino Tosco-Emiliano fino alla Pianura Padana: i suoi confini naturali sono a sud lo spartiacque appenninico che lo separa dal bacino del fiume Magra, ad est e sud est lo spartiacque che lo separa dal bacino del torrente Enza, ad ovest e nord ovest lo spartiacque che lo divide dalla valle del fiume Taro, infine a nord e nord est il Po stesso lo separa dalla Lombardia.

Si nota che il bacino ha una forma decisamente stretta ed allungata; nella parte a monte della città i sottobacini del Parma e del Baganza sono pressoché paralleli sino alla loro confluenza che avviene proprio in città.

Il bacino può essere suddiviso in due parti:

- una montana - collinare più pendente che si estende dal crinale appenninico (con quote massime di 1831 m s.l.m. del Monte Orsaro) sino alla città di Parma, per una lunghezza dell'asta torrentizia di circa 55 km;
- una più pianeggiante che comprende la zona a valle della città di Parma sino alla foce in Po, con quote da 60 m a 20 m s.l.m. per una lunghezza dell'asta torrentizia di circa 37 km.

La prima parte ricopre la quasi totalità della superficie totale del bacino ed è responsabile della formazione degli eventi di piena così come transitano attraverso la città. Tale porzione di bacino situata a monte della città, a causa della sua maggiore estensione, pendenza e per il coinvolgimento di una superficie che raggiunge altitudini elevate (quindi interessate da precipitazioni generalmente più abbondanti), può ritenersi responsabile della formazione della quasi totalità (in termini di portate e volumi) di ciascun evento di piena che transita per la città di Parma. Viceversa la parte di bacino a valle della città ha pendenze modestissime, è composta da una rete fitta di canali artificiali, alcuni dei quali (finalizzati al drenaggio di bacini urbani di quartieri periferici) scaricano esigue portate in tempi piuttosto brevi; altri drenano terreni di campagna con deflussi piuttosto lenti.

Le parti alte dei due bacini presentano alcune affinità: un sostanziale parallelismo delle aste torrentizie, alcune comuni caratteristiche idrogeologiche, altitudini elevate, pressoché identici regimi pluviometrici. Questo non significa che necessariamente i due bacini vengano sollecitati da eventi meteorici contemporanei ed uniformi. In effetti, a causa anche delle considerevoli altitudini raggiunte dello spartiacque interno: (monte Borgognone 1'401 m s.l.m. da cui nasce il torrente Baganza e poi, verso la pianura, il monte Polo 1'419 m s.l.m., monte Cervellino 1'492 m s.l.m., monte Montagnana 1'313 m s.l.m. ed infine, come ultimo contrafforte montuoso a circa 25 km dalla confluenza, il monte Sporno 1'058 m s.l.m.) si registrano spesso sollecitazioni meteoriche differenti.

Tuttavia, gli eventi meteorici intensi verificatisi negli ultimi decenni che hanno dato origine ad eventi di piena particolarmente gravosi sia per la città di Parma sia per il tratto di pianura del torrente Parma, hanno sempre interessato, anche se con precipitazioni con differenti intensità, entrambi i bacini montani o medio collinari.

Questo, di fatto, determina la generazione di due onde di piena distinte: una sul torrente Parma ed una sul torrente Baganza. Ne consegue che un problema importante è costituito dalla eventuale coincidenza temporale dei due colmi di piena alla confluenza del torrente Baganza proprio nel tratto di attraversamento della città di Parma.

4.1.1 Il torrente Parma

Il torrente Parma nasce dal complesso montuoso formato dal Monte Orsaro (1'831 m s.l.m.) e dal Monte Marmagna (1'851 m s.l.m.) che fa da spartiacque con il bacino del torrente Magra in provincia di Massa Carrara, dalla confluenza di tre rami iniziali: il torrente Parma del Lago Santo, delle Guadine e di Badignana. Ad est la quota più alta dello spartiacque con la valle del torrente Enza è quella del Monte Caio (1'580 m s.l.m.), mentre ad ovest il Monte Borgognone (1'401 m s.l.m.) fa da spartiacque con il bacino del torrente Baganza. Poco a valle di Corniglio confluisce nel Parma, in destra idraulica dalla omonima valle, il torrente Bratica (bacino di 33.6 kmq), il più importante affluente per il tratto montuoso; nel tratto successivo non ci sono altre confluenze significative, ma solo rii secondari fino a Capoponte dove confluisce, sempre in destra idraulica, il torrente Parmossa (bacino di 32.6 kmq). Appena a monte di Langhirano, in sinistra idraulica sfocia in Parma il rio Fabiola (bacino di 15.7 kmq), ultimo affluente degno di nota. Successivamente tra Langhirano e Torrechiara sfociano in Parma solo rii secondari che sostengono bacini di piccola superficie; inoltre, in questa zona hanno inizio le maggiori derivazioni di canali irrigui verso la zona di media e bassa collina: in località Stadirano il canale Maggiore, il canale Comune poco più a valle e la canaletta di Monticelli in prossimità di Mariano.

A valle di Capoponte l'alveo è costituito da uno strato di ghiaie alluvionali di spessore rilevante e con dimensioni trasversali notevoli (fino a 600 m) e pendenza che si riduce rispetto al tratto montano: è la classica situazione in cui il corso d'acqua, abbandonando il fondovalle montano, genera una conoide alluvionale depositando materiale solido a causa della diminuzione della velocità della corrente.

Non appena il T. Parma raggiunge la periferia sud della città di Parma confluisce in destra idraulica il cavo Ariana; poco più a valle, in sinistra idraulica, immediatamente a monte del Ponte Italia si trova la confluenza con il T. Baganza.

Il tratto urbano del torrente Parma si sviluppa per una lunghezza di poco inferiore a 4 km e presenta andamento pressoché canalizzato. Si riscontrano diversi progressivi restringimenti della sezione trasversale dovuti sia alla presenza di ponti ma anche alla progressiva antropizzazione del territorio: è il caso della zona di ponte Dattaro, dove però l'altezza del piano stradale e dell'impalcato del ponte non provocano un'eccessiva ostruzione al moto della corrente. Diversamente accade in prossimità del ponte di Mezzo che collega il centro storico della città con la zona dell'Oltretorrente: l'esigua larghezza della sezione e l'ingombro delle pile del ponte ne fanno uno dei punti più critici del tratto cittadino.

A monte di Baganzola vi è l'immissione dalla sponda sinistra, regolata da un manufatto di intercettazione, del Cavo Abbeveratoio che adduce le acque di scarico della parte della città posta in sinistra idraulica del Torrente Parma provenienti dall'impianto di trattamento acque "Parma Ovest".

La presenza di terreni impermeabili fa sì che le acque freatiche vengano in superficie talvolta in forma di fontanili ma più spesso per mezzo di piccole sorgenti che adducono le acque direttamente nell'alveo (il t. Parma a valle di Baganzola difficilmente si trova in secca anche in periodo estivo).

Il tratto di corso d'acqua a valle della città è caratterizzato da pendenze modeste, con alcuni tratti in contropendenza in prossimità della foce.

Questo fatto provoca un progressivo rallentamento della corrente idrica che nel tempo potrebbe anche essere causata dalla situazione di alveo pensile rispetto al piano di campagna. Si distingue fino alla foce una classica morfologia di alveo meandriforme caratterizzata da due argini laterali che delimitano la golena, invasata solo in occasione di piene rilevanti, e l'alveo nel quale scorrono le portate di magra e di morbida. Già in prossimità di Colorno, e fino alla foce in Po, l'alveo si restringe ulteriormente divenendo ancor più pensile e perdendo gran parte degli invasi golenali.

A Colorno confluiscono nel Parma i tre più importanti canali di pianura: il canale Lorno, il canale Galasso ed il canale Naviglio Navigabile. Durante gli eventi di piena più gravosi Colorno, per la presenza di questi quattro corsi d'acqua, diventa un nodo idraulico critico perché di frequente i suddetti canali sono soggetti ad evidenti fenomeni di rigurgito provocati dagli elevati livelli idrometrici del Parma che non permettono di scaricare le acque se non molto lentamente.

La confluenza del Parma in Po è situata solo 7 km a valle di Colorno, in località Croce di Mezzani; in questo tratto si riscontra un dislivello del fondo alveo di soli 5 m.

4.1.2 Il torrente Baganza

Il torrente Baganza ha origine dal complesso del Monte Borgognone (1'375 m s.l.m.) e confluisce, dopo un percorso di circa 57 km nel torrente Parma, nella città omonima poco a valle di Ponte Nuovo.

Lungo il suo percorso bagna, in sequenza da monte verso valle, i seguenti comuni: Berceto, Calestano, Terenzo, Sala Baganza, Collecchio, Felino e Parma.

Le caratteristiche idrologiche e morfologiche del bacino, caratterizzato da un regime pluviometrico sublitoraneo - appenninico, danno origine ad un corso d'acqua a carattere torrentizio.

L'analisi morfometrica del bacino, consente di individuare due tratti sostanzialmente omogenei: il tratto montano, dalla sorgente sino a Marzolaro, ed il successivo di bassa collina fino alla confluenza con il torrente Parma.

Il bacino del torrente Baganza presenta una forma allungata con direzione prevalente sudovest - nordest. Nella morfologia del bacino si riscontra una sostanziale asimmetria che si riflette in una altrettanto asimmetrica distribuzione delle aree drenate e della struttura del reticolo idrografico. Il corso d'acqua, soprattutto nella sua parte montana, scorre molto più vicino alla Val Taro che alla Val Parma; lo spartiacque che lo separa dalla Val Taro presenta altitudini più basse (Monte Formigare 1'205 m s.l.m., Monte Marino 1'068 m s.l.m.) rispetto allo spartiacque con il torrente Parma (Monte Cervellino 1'492 m s.l.m., Monte Montagnana 1'313 m s.l.m.). Ne consegue che nel tratto che va da Berceto sino a Calestano i versanti di sinistra sono poco estesi e molto pendenti: da questi si generano rii scoscesi e brevi in cui prevale il ruscellamento superficiale.

Le formazioni geologiche prevalenti sono di origine sedimentaria con elevate componenti argillose facilmente erodibili che danno origine nella alta e media collina ad una valle con profilo a “V” con versanti ripidi (calanchi argillosi).

In sponda destra i versanti sono più dolci, il reticolo afferente all’asta principale in fondovalle è ordinato in modo piuttosto elementare e presenta una maggiore densità di drenaggio rispetto al versante sinistro.

A valle di Marzolarà l’alveo del torrente si allarga; per restringersi nuovamente a San Martino Sinzano fino alla confluenza, raggiungendo valori minimi di circa 50 m in prossimità di Ponte Nuovo.

Poco a monte di Sala Baganza cessa completamente la funzione drenante del torrente nei confronti dei versanti e già da Marzolarà hanno inizio le derivazioni idriche superficiali quali il Canale del Vescovo ed il Canale di Felino. Unico affluente degno di nota del torrente Baganza è lo scolmatore del torrente Cinghio che vi si immette nei pressi di Gaione, infine poco a monte dell’idrometrografo di Ponte Nuovo, confluisce dalla sponda sinistra lo scolmatore del Cavo Baganzale. Circa 500 m a valle di Ponte Nuovo il T. Baganza si immette nel torrente Parma immediatamente a monte di Ponte Italia.

4.2 DESCRIZIONE GENERALE DEL NODO DALLA CITTÀ DI PARMA ALLA FOCE IN PO

Il sistema idraulico Parma – Baganza (Figura 3-2) è stato oggetto di numerosi studi da parte di DICATeA ([1], [2], [6], [7], [8], [5]) allo scopo di determinare le portate compatibili nei vari tratti dei due torrenti e analizzare gli interventi per migliorare le situazioni più critiche. Le aste coinvolte possono essere convenientemente suddivise nelle tratte seguenti:

1. torrente Parma compreso tra la cassa di espansione e la città di Parma, fino alla confluenza con il torrente Baganza in città;
2. torrente Baganza compreso tra il ponte di Sala Baganza e la confluenza con il torrente Parma in città;
3. torrente Parma nel tratto cittadino, dopo la confluenza tra i due torrenti e fino al ponte della ferrovia Milano-Bologna;
4. torrente Parma a valle del ponte della ferrovia, fino all’ingresso di Colorno (eventualmente suddiviso in ulteriori sotto-tratte);
5. torrente Parma in corrispondenza dell’attraversamento di Colorno;
6. torrente Parma, a valle di Colorno e fino alla confluenza in Po.

I risultati di dettaglio dei suddetti lavori sono riportati negli studi citati, ma in estrema sintesi si può concludere che i tratti più critici sono l’attraversamento cittadino del torrente Baganza (dal Ponte sulla tangenziale Sud fino alla confluenza nel torrente Parma in città) e l’attraversamento di Colorno, in corrispondenza del Ponte di piazza Garibaldi. In subordine, il tratto del torrente Parma immediatamente a valle dell’attraversamento cittadino di Parma.

Nell'attraversamento del tratto cittadino di Parma si contano ben otto ponti (da monte verso valle: ponte Dattaro sul T. Parma, ponte Nuovo sul T. Baganza, ponte Italia, ponte Caprazzucca, ponte di Mezzo, ponte Verdi, ponte delle Nazioni, ponte ferroviario), il che costituisce un sistema complesso, vetusto ed estremamente delicato anche in considerazione delle strutture difensive di sponda storiche nei tratti tra detti manufatti di attraversamento.

La particolare criticità dell'attraversamento cittadino del torrente Baganza era nota da tempo. Studi pregressi [2] avevano valutato in 450-500 m³/s la portata contenibile in alveo, corrispondente all'incirca ad un evento con tempo di ritorno di 30-40 anni. Il "collo di bottiglia" è in particolare costituito dal tratto compreso tra l'ex ponte ciclopodona- le della Navetta (incluso) ed il ponte Nuovo (o "dei Carrettieri"). Ivi l'alveo si restringe notevolmente ed è arginato in destra per difendere l'area su cui insiste l'Ospedale delle Piccole Figlie, sito in zona particolarmente depressa. In sinistra l'attraversamento è delimitato dalla pista ciclabile che costeggia la via Baganza. La particolare morfologia del territorio urbanizzato sito in sinistra idraulica, in pendenza dal Baganza verso la città (Barriera Bixio) rende poi particolarmente gravi gli effetti di un'eventuale esondazione e particolarmente estese le aree coinvolte.

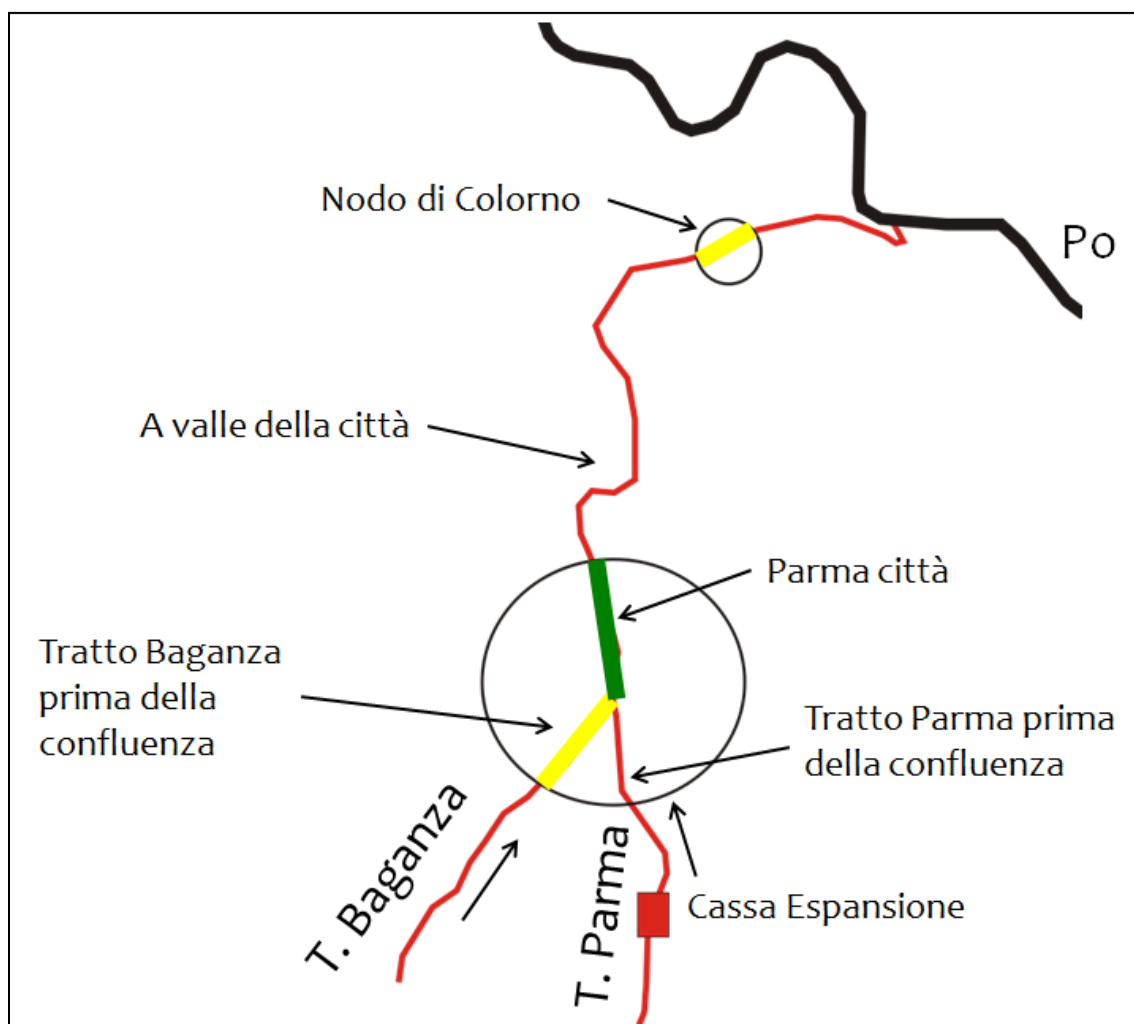


Figura 3-2 - Tratti considerati nel sistema Parma-Baganza – da DICATeA

Conferma della criticità dell'attraversamento cittadino del torrente Baganza si è avuta in occasione dell'evento di piena verificatosi il 13 ottobre 2014. Piogge intense sul bacino del Baganza hanno provocato la formazione di una piena rapida¹², con un picco di portata particolarmente elevato, anche se fortunatamente con un volume complessivo non altrettanto importante.

La piena ha provocato la demolizione del ponte ciclopeditonale della Navetta, il sormonto e conseguente danneggiamento del successivo ponte Nuovo ed una estesissima esondazione in città, sia in destra che in sinistra idraulica, che ha coinvolto interi quartieri, l'allagamento dell'Ospedale delle Piccole Figlie, con gravi rischi per pazienti e personale sanitario, e la messa fuori uso per diversi giorni della centrale Telecom di via Po, che serve tutta l'Emilia occidentale.

Come emerge dalla modellazioni dei capitoli seguenti, un simile evento sarebbe stato totalmente controllato qualora fosse stata realizzata e funzionante la cassa di espansione sul torrente Baganza, oggetto del presente progetto. Anche la particolare criticità dell'attraversamento di Colorno è nota da tempo, tant'è che negli anni '70 era stata addirittura prospettata l'ipotesi di realizzare uno scolmatore, che prendesse origine in sponda sinistra a monte dell'abitato e, con un tracciato più a ovest del corso del torrente, restituisse le acque scolmate in Po, a monte della confluenza tra Parma e Po. Tale ipotesi è stata poi abbandonata per diversi motivi, tra i quali un ruolo di primo piano devono aver avuto le numerose interferenze con canali e infrastrutture viarie, che avrebbero richiesto la realizzazione di numerose (e costose) opere d'arte.

Del resto, l'acclarata insufficiente capacità di portata del tratto cittadino del torrente Baganza impone che almeno una parte della riduzione di portata, necessaria anche per rendere compatibile l'attraversamento di Colorno, debba essere effettuata a monte della città di Parma.

La posizione migliore per la realizzazione di un'opera di laminazione delle piene è stata individuata, nel territorio a sud dell'abitato di Parma, fra il comune di Sala Baganza (in sinistra idraulica) e l'abitato di San Ruffino (in destra), laddove le pendenze del fondo si addolciscono, rispetto al tratto di monte, permettendo di invasare volumi significativi senza dover ricorrere a tiranti idrici troppo elevati, e conseguenti imponenti arginature in elevazione.

Più precisamente la localizzazione ottimale si sviluppa subito a valle della zona industriale di Sala Baganza, ma prevalentemente in destra idraulica, in modo da interessare una porzione di territorio attualmente già soggetta ad attività estrattive. Il limite fisico della larghezza da assegnare alla cassa di espansione è poi costituito dalle due strade che corrono parallele al torrente: 'strada Montanara' in sponda destra e 'strada Comunale Farnese' in sponda sinistra.

¹² Il colmo di livello ha percorso il tratto compreso tra il Ponte di Marzolaro (ove è ubicato un idrometrografo) e il ponte Nuovo in 1 ora e 10 minuti. Considerata la distanza (circa 22 km) la celerità di propagazione è stata di ben 5.1 m/s, valore particolarmente elevato. Inoltre, il livello idrometrico a Ponte Nuovo è cresciuto di quasi 5 metri e mezzo in sole due ore.



Figura 4-3 - Zona di ubicazione della cassa di espansione.

4.3 PORTATA COMPATIBILE NEL TRATTO DEL TORRENTE BAGANZA DA SALA BAGANZA ALLA CONFLUENZA, NEL TORRENTE PARMA DALLA CASSA DI MARANO ALLA CONFLUENZA E NEL TRATTO CITTADINO DEL TORRENTE PARMA DOPO LA CONFLUENZA.

Nello studio [2] di DICATeA è stato analizzato il comportamento idraulico dei torrenti Parma e Baganza, valutando il livello di rischio attuale nella città di Parma e più in generale lungo il tratto vallivo dei due torrenti. I risultati principali sono i seguenti:

1. nel tratto del torrente Parma compreso tra la cassa di espansione di Marano e la confluenza con il t. Baganza, permane sempre un franco di almeno 1 metro con riferimento al transito di un'onda di piena sintetica di tempo di ritorno $T = 200$ anni. Questo tratto non presenta quindi particolari criticità;
2. nel tratto del torrente Baganza compreso tra il ponte di Sala Baganza e la confluenza nel torrente Parma, la portata compatibile è compresa tra i 420 e i 500 m³/s; a questi valori corrispondono, in base alle elaborazioni riportate al Capitolo 2, tempi di ritorno dell'ordine di 30-40 anni. La realizzazione della cassa di espansione sul torrente Baganza consentirebbe di elevare il livello di sicurezza in questo tratto fino a tempi di ritorno $T=200$ anni;
3. per il tratto dell'attraversamento cittadino del torrente Parma, dopo la confluenza tra i due torrenti, la portata compatibile è di circa 900-950 m³/s. Prima della realizzazione della cassa di espansione di Marano, a tale valo-

re corrispondeva un tempo di ritorno dell'ordine di 100 anni [1]. Dopo la realizzazione della suddetta cassa il tempo di ritorno è di difficile valutazione, dipendendo dalla combinazione delle portate (non regolate) provenienti dal Baganza e da quelle (regolate) in uscita dalla cassa di Marano. In ogni caso il tempo di ritorno associabile a tale valore è sicuramente aumentato ed è stimabile intorno ai 200 anni (vedi anche successivo par.5.1).

4.4 PORTATA COMPATIBILE NEL TRATTO A VALLE DELLA CITTÀ DI PARMA, FINO A COLORNO.

In altro lavoro di DICATeA [5] è stato effettuato uno studio approfondito per valutare la portata compatibile del torrente Parma nel tratto tra la città di Parma e Colorno e da Colorno alla confluenza in Po.

Da tale studio è emerso, in sintesi, che tra Parma e Colorno la portata compatibile¹³ varia tra i 650 m³/s e i 600 m³/s, procedendo da monte verso valle.

Nel medesimo studio si è anche valutata la fattibilità di bacinnizzare alcune delle golene più ampie ubicate a valle della città di Parma, in modo da laminare l'onda di piena di progetto e permettere di ridurre il volume della cassa d'espansione sul torrente Baganza. Le analisi effettuate hanno però dimostrato la sostanziale difficoltà dell'intervento semplicemente chiudendo le golene, a causa del contributo fondamentale che esse forniscono nello smaltimento delle portate di piena.

4.5 PORTATA COMPATIBILE NEL TRATTO FINALE DEL TORRENTE PARMA, TRA COLORNO E LA CONFLUENZA IN PO, CON PARTICOLARE RIFERIMENTO AL NODO CRITICO DELL'ATTRAVERSAMENTO DI COLORNO

Nel già citato studio di DICATeA [5] si è proceduto alla valutazione della portata compatibile del torrente Parma a Colorno e all'individuazione di possibili interventi di riduzione del rischio delle criticità attualmente presenti nella zona.

La valutazione della portata compatibile con il nodo di Colorno, dove la sezione più critica è quella del ponte di piazza Garibaldi, ha comportato un accurato e approfondito studio idraulico; infatti tale portata risente anche dei livelli del fiume Po, a causa della breve distanza dalla confluenza (8 km) e delle basse pendenze.

Da tali valutazioni emerge che per portate superiori ai 500 m³/s non è garantito il franco di 1 m, per nessuno dei livelli del Po presi in esame. Nel caso di portata pari a 600 m³/s il franco non supera mai i 30 cm e per livelli del fiume Po superiori a 28.5 m s.l.m, corrispondenti circa a 7'500 m³/s, si verifica l'esondazione del torrente Parma a Colorno.

Un intervento volto ad incrementare la portata compatibile a Colorno, vagliato nello studio di DICATeA [5] ed attualmente in corso di realizzazione, consiste nel rifacimento del ponte della ferrovia Parma – Brescia, con un au-

¹³ I calcoli sono stati effettuati cautelativamente in condizioni di moto permanente. Presupponendo infatti già realizzata la cassa sul torrente Baganza, oltre a quella sul torrente Parma, si è ipotizzato che le portate si mantenessero alte per diverse ore.

mento della luce di circa 18 m e in interventi di riprofilatura dell'alveo sia a monte che a valle della ferrovia. Questo intervento consente di modificare lo scenario sopra descritto guadagnando circa 20-30 cm di franco.

Successive tarature e modelli sul tratto in questione svolte da DICATeA, nonché simulazioni svolte anche nell'ambito della presente progettazione definitiva della cassa sul Baganza effettuate con semplice modello monodimensionale, mettono in luce una officiosità del tratto di Colorno talvolta ancora inferiore rispetto a quella sopra indicata, soprattutto per quelle piene che si sviluppano con vegetazione in alveo/golena molto rigogliosa. In proposito si auspicano opportuni approfondimenti da parte delle Autorità competenti con rilievi topografici e batimetrici e successivi modelli bidimensionali di dettaglio ovvero modellazione fisica del tratto come fu sapientemente fatto dall'allora Magistrato per il Po negli anni '70 per definire l'officiosità idraulica del tratto cittadino.

5. CARATTERISTICHE DELLA CASSA DI ESPANSIONE

5.1 VALUTAZIONE DEL VOLUME DA ASSEGNARE ALLA CASSA

Dalle indagini svolte da DICATeA e riportate nei paragrafi precedenti emerge che:

1. la portata compatibile del torrente Baganza, nel tratto più critico a monte del ponte Nuovo, è stimabile in 500 m³/s¹⁴;
2. la portata compatibile del torrente Parma, a valle della confluenza con il torrente Baganza nell'attraversamento della città di Parma, è stimabile in 900-950 m³/s;
3. la portata compatibile nell'attraversamento dell'abitato di Colorno è stimata da DICATeA in [5] in 600 m³/s, e senza franco e con bassi livelli di Po anche oltre, una volta completati gli interventi in corso sul ponte ferroviario di Colorno.

La prima condizione, e come si vedrà meglio fra poco anche la seconda, implica la necessità di realizzare una cassa di espansione sul Baganza a monte della città di Parma che sia in grado di laminare, per un evento di piena bi-centenario, la portata in uscita dalla cassa a non più di 500 m³/s. Contemporaneamente la terza condizione implica, per ridurre al minimo il rischio idraulico per l'abitato di Colorno, la necessità di limitare la portata defluente nel torrente Parma a Colorno al valore di 600 m³/s. Considerato uno scarso effetto di laminazione che presumibilmente si verifica lungo l'asta nel tratto Parma-Colorno, a seguito della decapitazione delle onde di piena operata dalle due casse (Parma e Baganza), sarebbe auspicabile limitare già a 600 m³/s la portata immediatamente a valle della confluenza dei due torrenti in città. Quest'ultima condizione è però molto gravosa e DICATeA ha ritenuto opportuno soddisfarla "solamente" per un evento di piena centenario proveniente contemporaneamente da due torrenti. Le principali ragioni di questa scelta sono le seguenti, sempre secondo gli studi e valutazioni di DICATeA:

- il colmo simultaneo, corrispondente a piene di tempo di ritorno centenario sia sul torrente Parma che sul torrente Baganza, pur considerando l'elevata correlazione tra i due eventi e l'allungamento dei colmi operato dalle casse, presenta un tempo di ritorno superiore a quello dei due eventi disgiunti;
- è da attendersi comunque un'attenuazione, per quanto di entità modesta per le ragioni più volte esposte, lungo il percorso tra Parma e Colorno;
- l'evento simultaneo, corrispondente ad elevati livelli nel Po e ad elevate portate nel torrente Parma, che può mettere in crisi l'attraversamento urbano di Colorno, presenta un tempo di ritorno superiore a quello dei due eventi disgiunti.

L'attribuzione del volume da assegnare alla cassa è stata pertanto effettuata, secondo gli studi DICATeA (vd. Allegato 3), con l'intento di rispettare le condizioni precedentemente elencate. Sulla base dell'idrogrammi sinte-

¹⁴ Per rendere compatibile la portata di 500 m³/s nell'attraversamento cittadino del torrente Baganza, si dovrebbero effettuare alcuni interventi di ricalibratura (svaso).

tici riportati, ed in particolare sulla base di quello bicentenario, si è stimato il volume da assegnare alla cassa in $4.7 \cdot 10^6 \text{ m}^3$. Tale volume consente, come sarà meglio mostrato più avanti (Capitolo 6):

- a) con un'opportuna manovra delle paratoie ed a scavo ultimato della cassa, di limitare la portata massima uscente, in occasione di un evento bi-secolare, a circa $430 \text{ m}^3/\text{s}$ (Figura 6-10);
- b) con paratoie parzializzate¹⁵ (ma non regolate in condizioni di piena) ed a scavo completo della cassa, di limitare la portata massima uscente, in occasione di un evento bi-secolare, a circa $461 \text{ m}^3/\text{s}$ (Figura 6-3);
- c) con un'opportuna manovra delle paratoie ed a scavo ultimato della cassa, di limitare la portata massima uscente, in occasione di un evento secolare, a circa $300 \text{ m}^3/\text{s}$ (Figura 6-9).

La seconda condizione implica la necessità di verificare che l'attuale cassa sul torrente Parma sia in grado di laminare, per un evento di piena bi-centenario, la portata in uscita a non più di $400\text{-}450 \text{ m}^3/\text{s}$ al fine di garantire la sicurezza della città di Parma. Contemporaneamente la terza condizione implica, per ridurre il rischio idraulico per l'abitato di Colorno, la necessità di limitare la portata uscente dalla cassa stessa a non più di $300 \text{ m}^3/\text{s}$ per l'evento secolare. Entrambe le condizioni sono raggiungibili, come mostrano i calcoli idraulici seguenti. In Figura 5-2 sono riportati gli idrogrammi sintetici in ingresso alla cassa del Parma, ricavati in [1]. Le stime ottenute in base al rilievo Lidar effettuato nel 2008, forniscono, in corrispondenza della quota del ciglio sfiorante¹⁶, un volume invasabile di circa 10 milioni di m^3 , a fronte dei 12 previsti in sede di progetto¹⁷ (Figura 5-1).

Sulla base dei calcoli¹⁸, si evince che, attualmente, dalla cassa di espansione sul torrente Parma è possibile, attraverso un'opportuna manovra delle paratoie, scaricare una portata non superiore a $460 \text{ m}^3/\text{s}$ in occasione dell'evento di tempo di ritorno $T=200$ anni (Figura 5-3). Per lo stesso tempo di ritorno la portata massima uscente si ridurrebbe a $400 \text{ m}^3/\text{s}$ (Figura 5-4) qualora lo scavo venisse completato ed il volume aumentato a 12 milioni di m^3 .¹⁹ La cassa sarebbe poi in grado di laminare l'evento di tempo di ritorno $T=100$ anni a non più di $300 \text{ m}^3/\text{s}$ qualora il volume disponibile alla quota del ciglio sfiorante fosse pari a 10.5 milioni di m^3 (Figura 5-5). A maggior ragione qualora lo scavo fosse completato la cassa sarebbe in grado di laminare l'evento di tempo di ritorno $T=100$ anni a non più di $300 \text{ m}^3/\text{s}$ senza neppure riempirsi totalmente ovvero lasciando un qualche grado di libertà nelle manovre sulle paratoie.

¹⁵ 1.60 m anziché 3.50 m, che rappresenta l'altezza delle luci a totale apertura.

¹⁶ 105.60 m s.l.m.

¹⁷ Poiché dal 2008 ad oggi è in atto una campagna di scavo all'interno della cassa, è ragionevole ritenere che attualmente il volume sia maggiore. Un ulteriore rilievo potrebbe consentire di aggiornare la curva dei volumi.

¹⁸ Condizioni di invaso statico, ovvero metodo level-pool.

¹⁹ L'aumento di volume consentirebbe, in alternativa alla diminuzione della portata uscente, di avere maggiore flessibilità di manovra sulle paratoie.

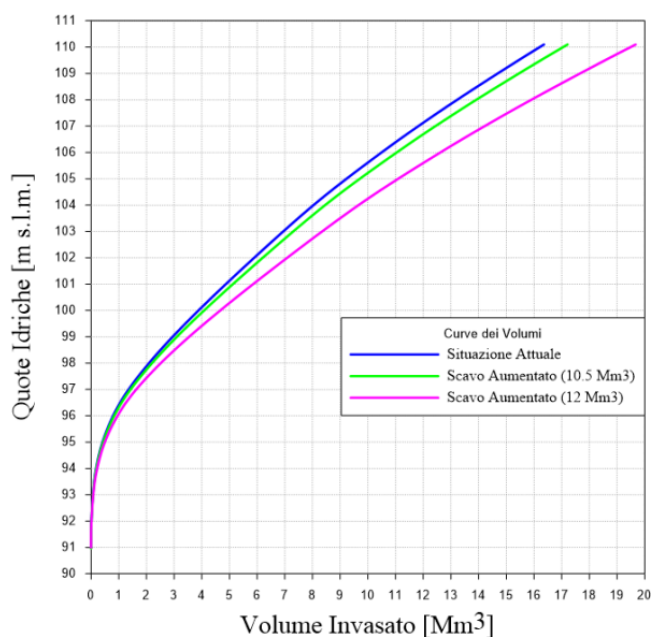


Figura 5-1 - Curva dei volumi attuale della cassa di espansione sul torrente Parma e medesima curva in caso di completamento dello scavo e di scavo intermedio (10.5 Mm³ disponibili alla quota del ciglio sfiorante) – da DICATeA

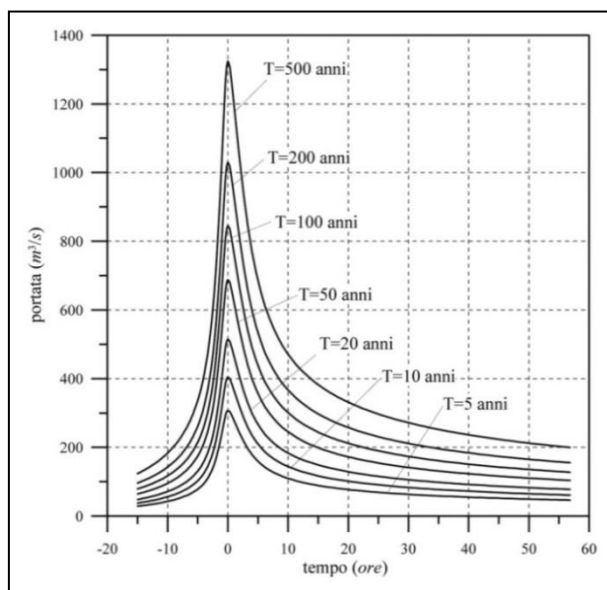


Figura 5-2 - Idrogrammi sintetici da stima regionale per il T. Parma, in ingresso alla cassa di espansione di Marano (da [1]).

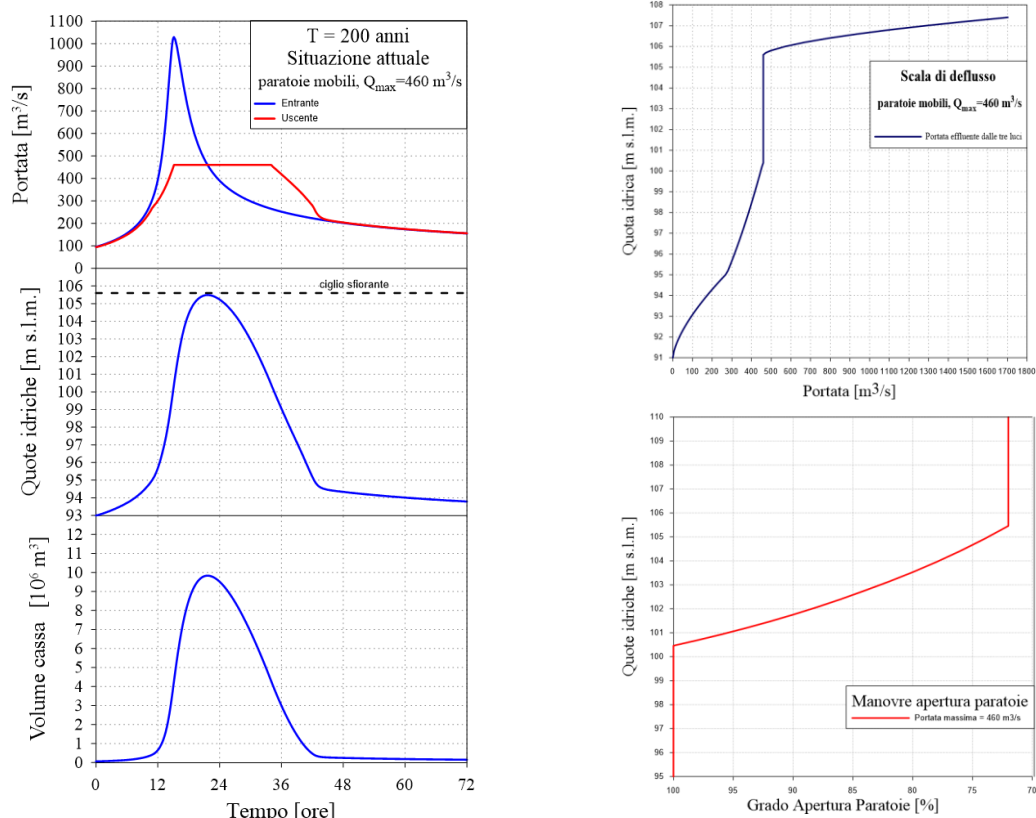


Figura 5-3 - Onde in ingresso ed in uscita, quote idriche e volumi nella cassa di espansione sul Parma a Marano in occasione di un evento di piena T=200 con paratoie manovrate (a sinistra), in funzione del livello nell'invaso. Scala delle portate (a destra, in alto) e manovre di chiusura (a destra, in basso). Scavo della cassa in condizioni 2008 – da DICATeA

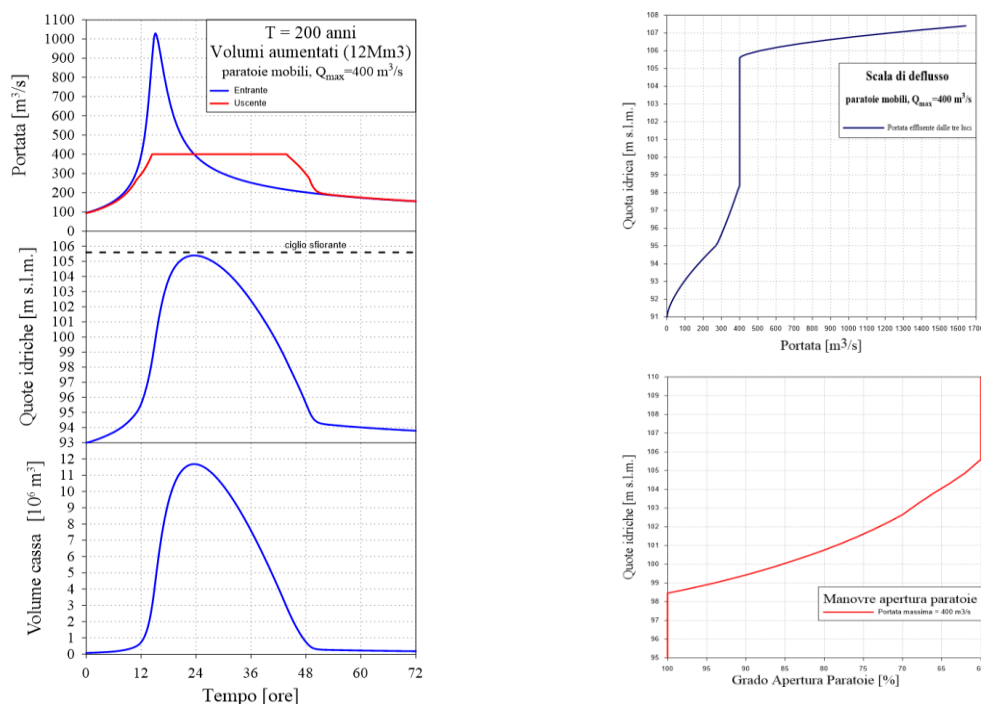


Figura 5-4 - Onde in ingresso ed in uscita, quote idriche e volumi invasati nella cassa di espansione di Marano per T=200 anni con paratoie manovrate (a sinistra), in funzione del livello nell'invaso. Scala delle portate (a destra, In alto) e manovre di chiusura (a destra, in basso). Scavo della cassa completato – da DICATeA

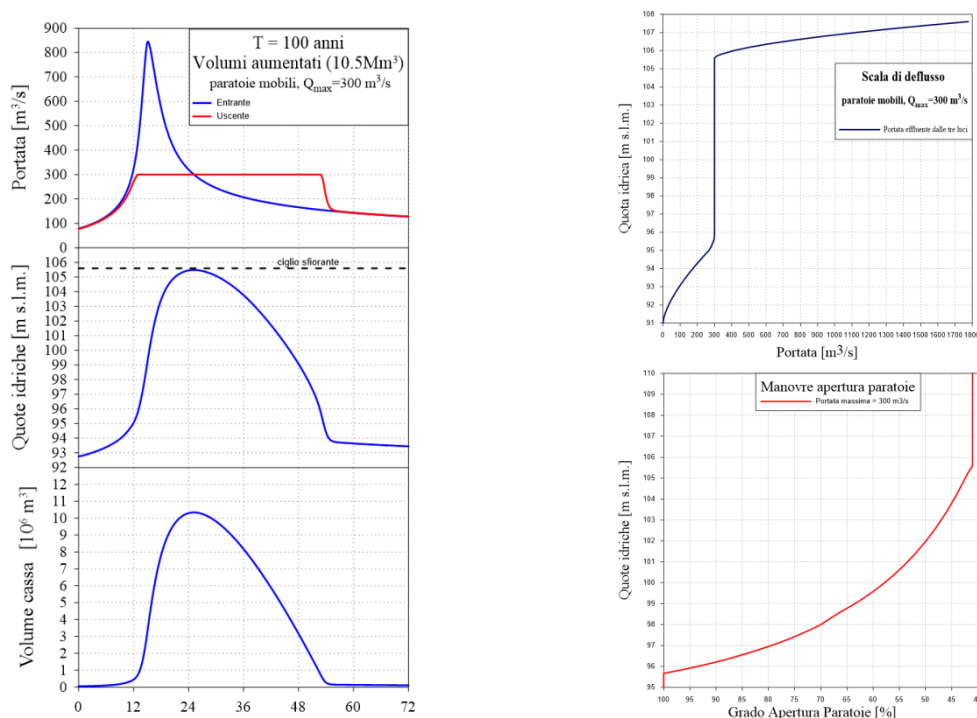


Figura 5-5 - Onde in ingresso ed in uscita, quote idriche e volumi invasati nella cassa di espansione di Marano per T=100 anni con paratoie manovrate (a sinistra), in funzione del livello nell'invaso. Scala delle portate (a destra, In alto) e manovre di chiusura (a destra, in basso). Scavo della cassa in condizioni intermedie – da DICATeA

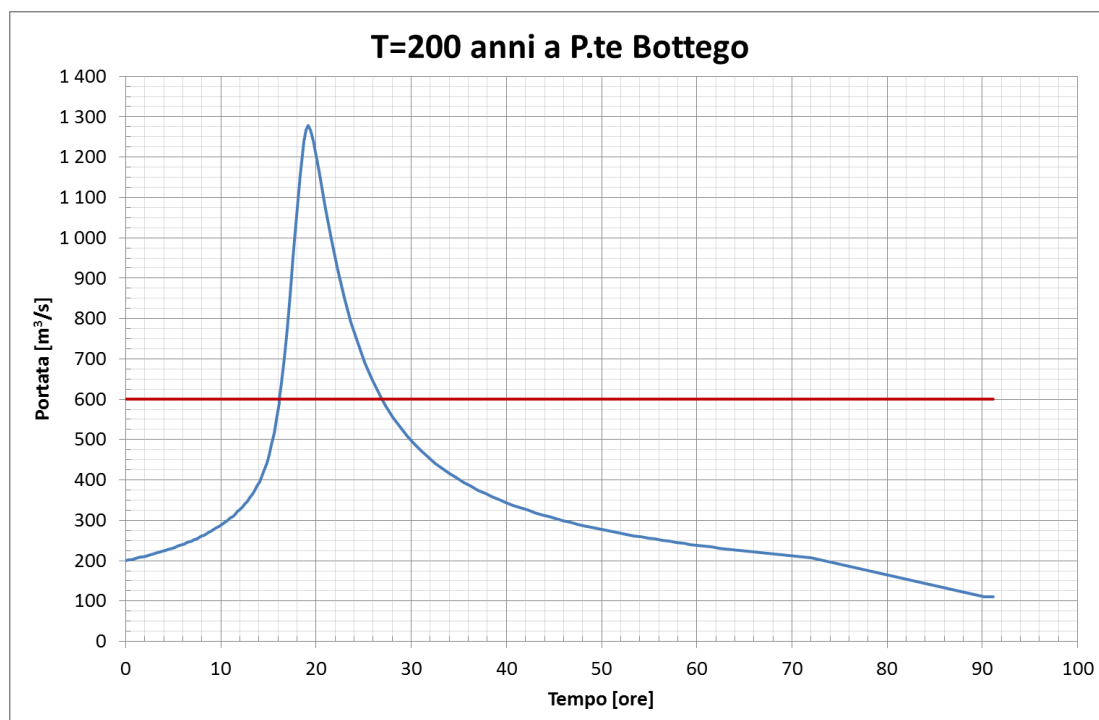


Figura 5-6 – Onda di piena sintetica duecentennale per il Parma a Ponte Bottego – da DICATeA

Ad ulteriore conferma di quanto sopra detto la si può ottenere dall'analisi degli idrogrammi sintetici del Parma a Ponte Bottego, dopo la confluenza tra Parma e Baganza in assenza delle casse. Prendendo in particolare l'idrogramma sintetico duecentennale dagli studi DICATeA per RER 2003 (vedi Figura 5-6) ed immaginando di "tagliare" orizzontalmente tale idrogramma a valori di portata progressivamente variabili da 400 a 1000 mc/s si possono formulare le seguenti considerazioni (vedi tabella Tabella 5-1):

- per portata pari a 900 mc/s, valore compatibile con l'ufficiosità del tratto cittadino di Parma, il volume teorico da laminare è di circa 4.2 milioni di m³, ampiamente inferiore al volume disponibile per la laminazione sui due corsi d'acqua a monte della loro confluenza una volta realizzata la cassa sul Baganza (10 milioni di m³ attuali – 12 futuri - sul Parma e 4.7 milioni sul Baganza per un totale di circa 15 milioni di m³ attuali – 17 futuri). Questo dimostra che anche con regolazioni non ottimali delle paratoie, ovvero mantenendo le luci fisse sulla cassa del Baganza, il tratto cittadino di Parma sarà comunque in grado di far evacuare la portata duecentennale;
- per valori di portate variabili da 600 a 400 mc/s, il volume teorico da laminare è variabile da circa 12.0 a 22.9 milioni di m³. Tali valori risultano prossimi e talvolta superiori a quello complessivamente disponibile per le laminazioni nelle due casse una volta realizzate e completate (17 milioni di m³). In tale situazione, al fine di valutare le condizioni di rischio dei tratti del T. Parma a valle dell'autostrada con particolare riferimento all'attraversamento di Colorno, risulta fondamentale:

- effettuare laminazioni ottimali attraverso opportune manovre delle paratoie supportate da una precisa valutazione dell'evento di piena in corso d'evento;
- valutare con precisione l'effettivo contributo di laminazione delle golene a valle dell'autostrada su idrogrammi laminati aventi quelle portate;
- valutare l'effettiva officiosità dell'attraversamento di Colono al variare delle condizioni di manutenzione della vegetazione nel tratto , ovvero dei livelli di Po.

Tabella 5-1 – Volumi dell'idrogramma sintetico duecentennale a Ponte Bottego (da DICATeA) al di sopra di determinate portate pre-assegnate

Portata soglia (mc/s)	Volume al di sopra della soglia (mc)
400	22'872'011
500	16'635'021
600	12'035'516
700	9'181'682
800	6'136'532
900	4'242'859
1000	2'762'605

5.2 LA SOLUZIONE A (PROGETTO PRELIMINARE 2015)

La cassa di espansione progettata è stata dimensionata con un volume di $4.7 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ in grado laminare l'evento di piena con tempo di ritorno di 200 anni a valori tali da garantire la sicurezza idraulica dell'abitato di Parma, ed anche l'evento di piena con tempo di ritorno 100 anni, garantendo una portata massima in uscita non superiore a $300 \text{ m}^3/\text{s}$, indispensabile, assieme alla cassa sul torrente Parma, per la sicurezza idraulica dell'abitato di Colorno.

In sede di progettazione preliminare si è optato per una cassa di laminazione con un unico invaso "in linea": tale configurazione infatti consente di realizzare un solo manufatto, dotato di paratoie mobili, che possono consentire di mantenere la portata in uscita dal manufatto stesso pressoché costante, indipendentemente dal livello idrico nell'invaso. Tale soluzione progettuale consente di aumentare significativamente l'efficienza di laminazione dell'opera, riducendo così il volume complessivo da invasare per raggiungere i prefissati obiettivi²⁰.

Per ottenere questi obiettivi parte del volume è stato ottenuto mediante scavo, riducendo la pendenza dell'alveo all'interno della cassa allo 0.2% e prevedendo un abbassamento significativo sia dell'alveo sia del fondo della cassa rispetto alla condizione attuale. Il collegamento fra l'invaso di laminazione e l'alveo del torrente a monte è otte-

²⁰ È noto infatti che le casse in linea, se dotate di organi fissi, sono meno efficienti delle casse in derivazione, in quanto tendono a riempirsi precocemente nella fase crescente della piena.

nuto mediante la realizzazione di una serie di briglie. L'abbassamento dell'alveo in corrispondenza delle briglie avrebbe anche consentito il transito della prosecuzione della strada Pedemontana in modesta elevazione rispetto al piano campagna circostante, riducendone i costi e l'impatto ambientale (vedi anche [20]).

Sulla base dei vincoli presenti e della capacità richiesta alla cassa di espansione è stato ubicato il manufatto di regolazione, nonché definita l'estensione planimetrica della cassa (Figura 5-7). Il tracciato planimetrico dell'arginatura presenta alcuni vincoli dovuti, in sponda destra, alla presenza di strada Montanara e di una abitazione e a monte per la presenza dell'attraversamento di un metanodotto.

La definizione dello sviluppo trasversale del manufatto regolatore dipende dal funzionamento idraulico dello scaricatore di superficie, il quale ha l'obiettivo di allontanare le portate di piena eccezionali, in modo che il livello nell'invaso non superi mai la quota di massima ritenuta, la quale si trova al disotto del coronamento degli argini di una quantità pari al franco di sicurezza.

La lunghezza dello stramazzo era di $L_p = 249.4$ m. Il risultato evidenzia una forte differenza tra la lunghezza del ciglio sfiorante e la larghezza dell'alveo di monte, dell'ordine di 100-120 m. Si è ritenuto improponibile considerare uno sbarramento rettilineo²¹ di circa 250 m di lunghezza che, oltre ad essere eccessivamente costoso, comporterebbe necessariamente anche la realizzazione di un impalcato da ponte soprastante ed una vasca di dissipazione al piede pressoché delle stesse dimensioni.

Si è quindi optato per una soluzione alternativa, ponendo come vincoli uno sviluppo trasversale del manufatto entro i 120-130 m e, al contempo si sono adottati dei cosiddetti "becchi d'anatra", i quali, attraverso un'opportuna conformazione geometrica, riescono a garantire uno sviluppo del ciglio sfiorante dello stramazzo superficiale consono con quello di progetto, contenendo nel contempo l'ingombro della struttura portante del manufatto entro i limiti prefissati.

Tali dispositivi presentano una sagoma con una sezione trasversale sagomata secondo un profilo Creager-Scimemi nella parte rettilinea e tenendo conto dell'interferenza della vena convergente nella parte apicale, basandosi sugli studi relativi agli scaricatori a calice.

L'adozione di tale forma ha permesso quindi di impostare una configurazione di progetto dello sbarramento tale per cui la lunghezza effettiva risulta pari a 129 m, senza tener conto dei muri d'ala atti all'immorsamento della diga nel rilevato arginale, al contempo garantendo una lunghezza di sfioro effettivo pari a 247.42 m, prossima a quella di progetto. La configurazione di progetto del manufatto è costituita da quattro becchi d'anatra, in cui i due centrali presentano asse rettilineo parallelo alla direzione del corso d'acqua mentre quelli laterali risultano inclinati in modo che il bordo esterno della vena effluente, che si allarga per via della divergenza dei canali di gronda, sia già allinea-

²¹ *Alternativamente, si sarebbe potuto aumentare il carico di progetto sullo sfioratore. Questo però avrebbe comportato un innalzamento corrispondente di tutte le arginature, con un maggior costo ed un maggior impatto ambientale.*

ta alla direzione della corrente. Tali becchi sono intercalati da tre tratti di sfioro rettilinei in corrispondenza delle luci di fondo, di larghezza pari a 10 m ciascuno.

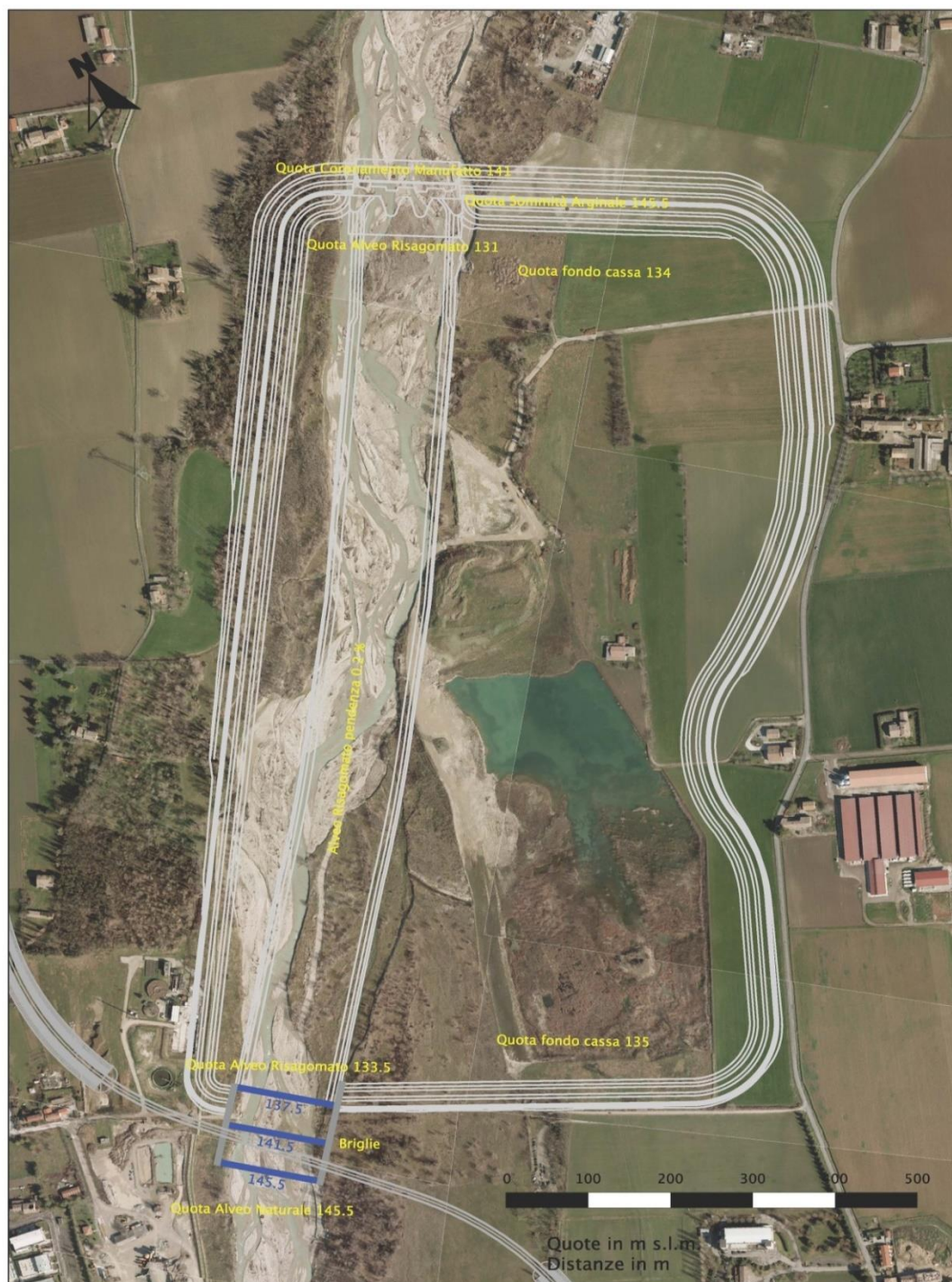


Figura 5-7 - Configurazione e principali quote del progetto preliminare della cassa di espansione.

In definitiva gli elementi caratteristici dell'invaso della cassa di espansione (Figura 5-7 e Figura 5-8) sono i seguenti:

- l'alveo sistemato del torrente Baganza ha una quota di monte di 133.5 m s.l.m. e una di valle, al piede dello sbarramento, di 131 m s.l.m., con una pendenza media dello 0.2%;
- il fondo della cassa presenta una quota di monte di 135 m s.l.m. e una quota di valle di 134 m s.l.m.;
- due arginelli separano l'alveo dalle zone di espansione; essi hanno una quota di monte di 136.5 m s.l.m. e una di valle di 135 m s.l.m.. Sugli stessi, in prossimità del manufatto, sono presenti due finestre, che portano la quota dell'arginello da 135 a 134 m s.l.m. per una larghezza di 4 m;
- gli argini perimetrali hanno il coronamento a quota 145.5 m s.l.m. Essi si elevano rispetto al piano campagna a valle, posto a quota 131.5 m s.l.m., di circa 14 m; l'elevazione si riduce progressivamente verso monte, fino ad azzerarsi ove il piano campagna medesimo raggiunge la quota di 145.5 m s.l.m. (Figura 5-8). Procedendo ulteriormente verso monte la cassa non è più arginata ed il volume a disposizione si ottiene solo mediante scavo.

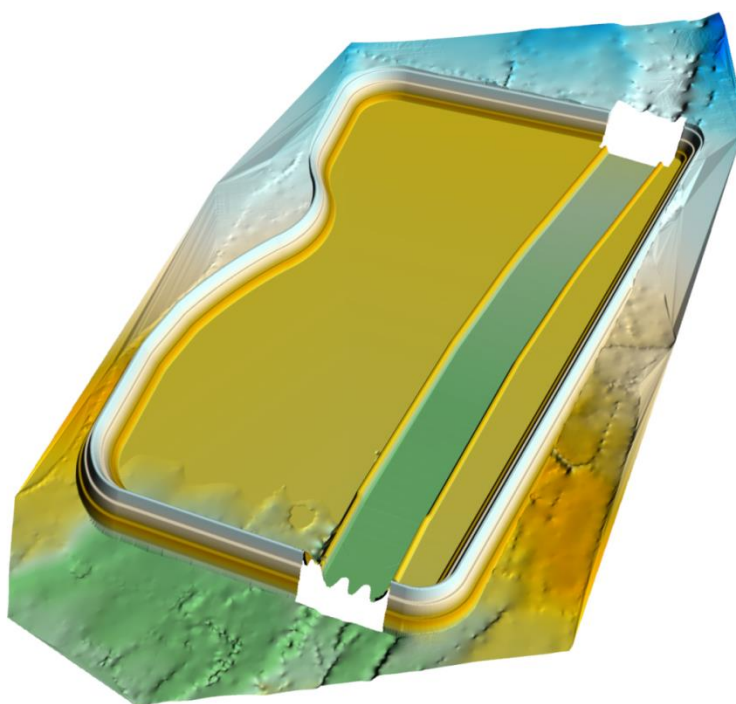


Figura 5-8 - Modello tridimensionale del progetto preliminare della cassa ottenuta con il modello Surfer 9.0 © ([12]).

Le arginature perimetrali della cassa hanno una pendenza di 2:1 intervallata ogni 5 m di dislivello da banche della larghezza di 4 m, aventi lo scopo sia di interrompere il ruscellamento che di permettere di muoversi agevolmente sugli argini per ispezioni e manutenzioni. Il coronamento dell'argine, posto a quota di 145.5 m s.l.m., è largo anch'esso 5 m per consentire il transito di mezzi di servizio. Gli argini terminano nella parte esterna dell'opera sul

piano campagna, mentre all'interno alla quota di progetto, che è inferiore al piano campagna stesso. Le arginature presentano una lunghezza lineare complessiva di circa 2200 m.

L'opera prevista nel progetto preliminare comporta lo scavo di circa 3.2 milioni di m³ di materiale e un volume di riporto per la realizzazione delle arginature pari a circa 700.000 m³; i suddetti valori al netto degli scavi per scotico ed ammorsamento delle arginature sul substrato più impermeabile che si può valutare in via preliminare pari a circa 300.000 m³ per un volume complessivo di scavo di circa 3.5 milioni di m³.

Come già detto il manufatto di regolazione del progetto preliminare si sviluppa per una larghezza di circa 130 m, presenta tre luci di fondo rettangolari situate alla medesima quota dell'alveo di monte (131 m s.l.m.), ciascuna delle quali larga 8 m e alta 3 m, e uno sfioratore composto da tre tratti rettilinei in corrispondenza delle bocche e quattro tratti curvilinei con la configurazione a "becco d'anatra".

Le luci di fondo soddisfano una doppia esigenza; la prima è quella di consentire quotidianamente l'allontanamento a pelo libero delle portate di magra e la seconda è quella di ostacolare le onde di piena in arrivo funzionando sotto battente in modo tale da limitare la portata e consentire così l'invaso della cassa. L'accesso alle luci è presidiato sul paramento di monte da paratoie mobili, necessarie sia durante la fase di collaudo, per le prove di invaso, sia in fase di esercizio, nel corso degli eventi di piena, per operare la regolazione dell'invaso nel modo più efficiente possibile. Quando il livello idrico all'interno dell'invaso supera il ciglio sfiorante, posto alla quota di 141 m s.l.m., la portata tracima dai becchi d'anatra e dei tratti rettilinei di sfioro posti sopra le bocche.

Nel seguito vengono riassunte le misure degli elementi principali del manufatto limitatore previsto nel progetto preliminare:

- larghezza del corpo trasversale al torrente 130 m;
- tre luci di fondo dotate di paratoie mobili, di altezza 3 m e larghezza 8 m ciascuna;
- ciglio sfiorante composto da tre tratti rettilinei (3 x 10 m) e quattro scaricatori a "becco d'anatra" (217.42 m) per uno sviluppo complessivo di sfioro di 247.42 m;
- quota dell'alveo inciso a monte del manufatto e quota fondo luci: 131 m s.l.m.;
- quota della vasca di dissipazione a valle del manufatto: 129 m s.l.m.;
- quota massima di regolazione (quota ciglio sfiorante): 141 m s.l.m.;
- quota massima d'invaso: 143 m s.l.m.;
- quota di coronamento arginale: 145.5 m s.l.m.;
- franco arginale: 2.5 m.

La vasca di dissipazione del progetto preliminare è posizionata ad una quota pari a 129 m s.l.m. e la sua dimensione trasversale corrisponde alla larghezza del manufatto, pari a circa 120 m. Per quanto concerne il pre-dimensionamento dello sviluppo longitudinale e dei blocchi dissipatori, sono state applicate le indicazioni di A. J. Peterka in *Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators* [15].

L'efflusso dal manufatto di regolazione avviene seguendo differenti campi di funzionamento, in funzione del livello idrico a monte dello stesso: funzionamento a pelo libero fino a tiranti idrici all'interno dell'invaso inferiori a 1.4-1.5 volte l'altezza libera della luce; funzionamento sotto battente per valori compresi tra 1.4-1.5 volte l'altezza libera delle luci e la quota del ciglio sfiorante; funzionamento sotto battente e a stramazzo al superamento della quota del ciglio sfiorante.

5.3 LA SOLUZIONE A OTTIMIZZATA: IL PRESENTE PROGETTO DEFINITIVO

5.3.1 Tipologia della cassa

La cassa di espansione del presente progetto definitivo è stata dimensionata con le medesime caratteristiche dimensionali e prestazionali del precedente progetto preliminare: un volume di $4.7 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ in grado laminare l'evento di piena con tempo di ritorno di 200 anni a valori tali da garantire la sicurezza idraulica dell'abitato di Parma, ed anche l'evento di piena con tempo di ritorno 100 anni, garantendo una portata massima in uscita non superiore a $300 \text{ m}^3/\text{s}$, indispensabile, assieme alla cassa sul torrente Parma, per la mitigazione del rischio dell'abitato di Colorno.

Al fine di superare alcune criticità emerse in sede di approfondimento tecnico effettuate durante la presente progettazione definitiva, di cui si rende conto in altre relazioni del presente progetto definitivo, si è optato per spezzare in due comparti a diversa quota l'invaso ottenendo contestualmente una serie di benefici:

- Migliore adattamento geometrico e paesaggistico alla locale pendenza dell'alveo e del territorio su cui si inserisce l'opera;
- Minori profondità massime e volumi di scavo;
- Minori quantità di materiale di scarsa qualità merceologica da smaltire al di fuori del cantiere;
- Minori alterazioni alla pendenza del corso d'acqua nel tratto prospiciente ed all'interno dell'opera;
- Minori alterazioni all'acquifero all'interno e quindi di conseguenza nelle aree circostanti l'intervento;
- Minori impatti dell'opera sul territorio e sull'ambiente in conseguenza di quanto sopra.

Rimandando alle altre relazioni del progetto per una completa ed esaustiva trattazione delle migliorie conseguite con l'ottimizzazione progettuale del presente progetto definitivo, in questa sede ci si concentra invece sugli aspetti idraulici e funzionali dell'opera, opera che è quindi costituita da un primo invaso (comparto 1) *"in linea"* esattamente come quello del progetto preliminare ed un secondo invaso (comparto 2) *"fuori linea"* posto in cascata rispetto al primo.

Per quanto riguarda il comparto 1, esso è dotato di un manufatto di regolazione (manufatto A), quest'ultimo dotato di paratoie mobili, che alla stessa stregua di quello del progetto preliminare consente di mantenere costante la portata in uscita dal manufatto stesso, indipendentemente dal livello idrico nell'invaso. Tale soluzione progettuale permette di mantenere intatta l'elevata efficienza di laminazione dell'opera prevista nel progetto preliminare.

Le quote di progetto della cassa sono state ricavate attraverso l'analisi dei sondaggi e pozzetti esplorativi realizzati al fine di mantenere gli scavi nel materiale merceologicamente più pregiato, che è quello più superficiale, ed inte-

ressare la sottostante formazione limosa-argillosa per la sola quota necessaria alle realizzazione delle arginature. Il tutto mantenendo la medesima massima altezza arginale sul piano campagna che era stata definita nel progetto preliminare, e garantendo contestualmente i volumi ed i franchi necessari. Sulla base quindi del volume complessivo necessario per la laminazione, è stata definita la geometria dell'invaso che consente di ricavare tale volume, rispettando sostanzialmente i vincoli territoriali e cercando altresì di limitare l'altezza delle arginature e dei manufatti rispetto al piano campagna.

Per ottenere questi obiettivi, analogamente al progetto preliminare, parte del volume è stato ottenuto mediante scavo, riducendo la pendenza dell'alveo all'interno della cassa allo 0.7% (nel progetto preliminare era 0.2%) a fronte di una pendenza attuale di 1.2% e prevedendo un abbassamento dell'alveo massimo di 5 metri (contro i 12 del progetto preliminare).

Il collegamento fra il comparto 1 di laminazione e l'alveo del torrente a monte è ottenuto mediante la realizzazione di una sola briglia di altezza 5 m, peraltro ubicata circa 200 metri più a valle della posizione prevista nel preliminare al fine di salvaguardare le infrastrutture pubbliche presenti nelle immediate vicinanze, in particolare il depuratore del Comune di Sala Baganza.

Sulla base dei vincoli presenti, della configurazione morfologica dei luoghi nonché della capacità richiesta alla cassa di espansione, è stato ubicato il manufatto A di regolazione in alveo, il manufatto B di collegamento del comparto 1 con il comparto 2 e l'estensione planimetrica complessiva della cassa.

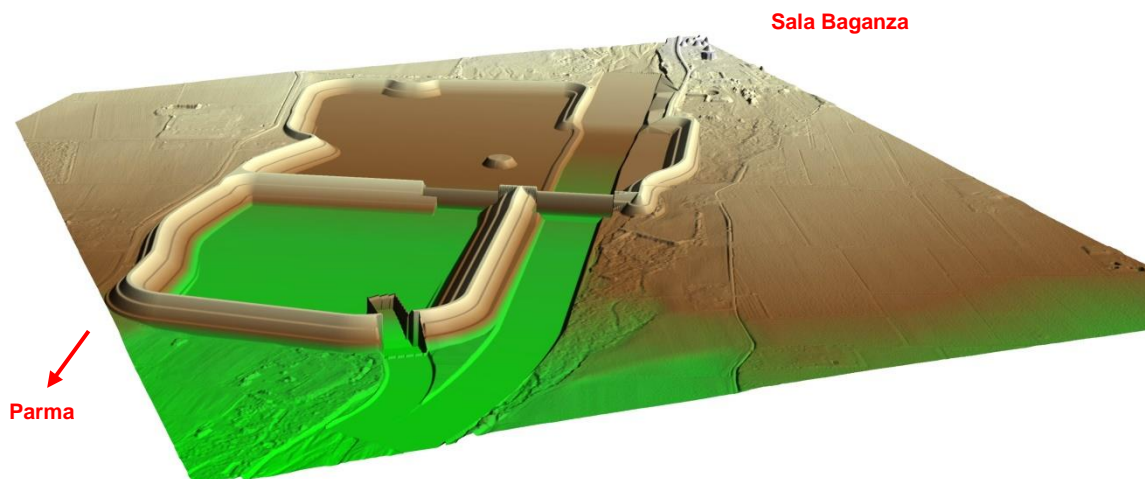


Figura 5-9 – Rendering dell'opera (vista a volo d'uccello da sud-ovest a nord-est, ottenuta con il modello Surfer 9.0 ©).

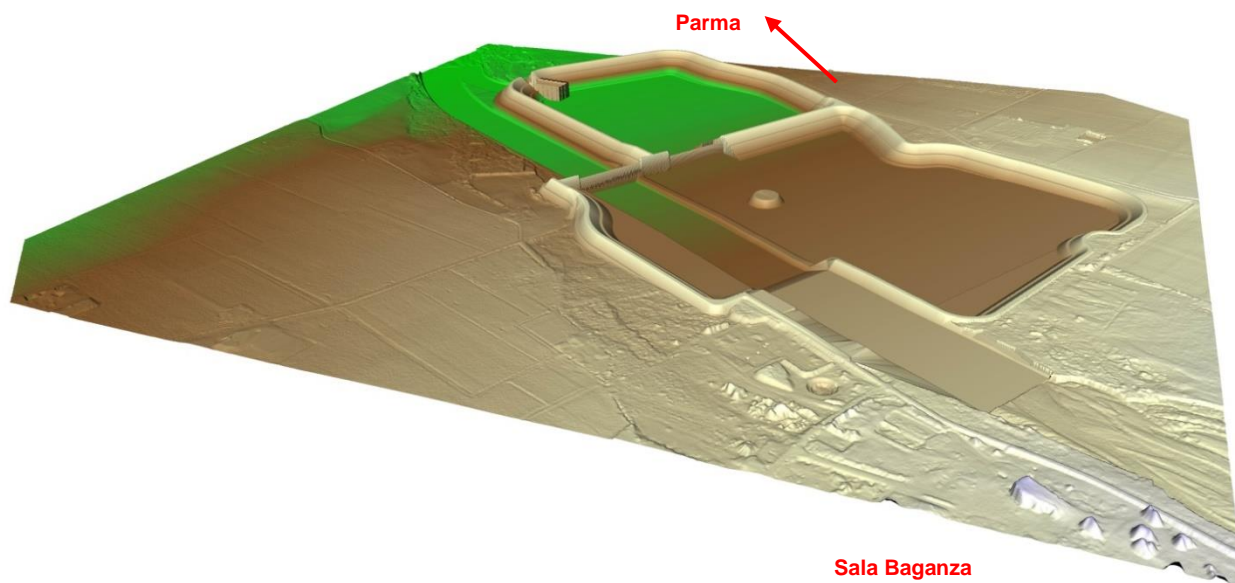


Figura 5-10 – Rendering dell'opera (vista a volo d'uccello da monte verso valle, ottenuta con il modello Surfer 9.0 ©).



Figura 5-11 – Inserimento planimetrico dell'opera.

Il tracciato planimetrico dell'arginatura presenta alcuni vincoli dovuti, in sponda destra, alla presenza di strada Montanara e di una abitazione (c.na Peri) ed a monte per la presenza dell'attraversamento di un metanodotto. A valle è la presenza di un oleodotto a costituire un limite per le opere in progetto; sulla sponda sinistra si sono presi come riferimento i vincoli costituiti da alcune abitazioni nonché dall'area boscata presente nella zona di valle.

L'opera comporta lo scavo di circa 2.5 milioni di m³ di materiale al netto degli scavi per scotico ed ammorsamento delle arginature sul substrato più impermeabile (circa 400.000 m³), dei prescavi a sezione obbligata per i manufatti (circa 210.000 m³), nonché degli scavi per le sistemazioni ambientali (prato stabile, by-pass pesci, pista ciclabile, circa 140.000 m³), per un volume totale di scavo di ca. 2.8 milioni di m³.

In termini di riporti, si prevedono circa 900.000 m³ per la formazione degli argini, oltre ai volumi di scotico ed ammorsamento summenzionati (ca. 400.000 m³), nonché a circa 40.000 m³ per la realizzazione delle piste, 23.000 m³ per il livellamento dell'area a nord della cassa ed i riporti necessari alla formazione del prato stabile (ca. 110.000 m³), per un totale di riporto di ca. 1.47 milioni di m³.

5.3.2 Comparto 1

Le opere in progetto prendono origine 150 metri a monte dell'inizio della cassa vera e propria attraverso la regolarizzazione dell'alveo con una sezione trapezia, di base pari a 110 m e scarpe laterali 2:1 alte almeno 2.5 m per il raccordo alle campagne esistenti circostanti; le scarpate verranno entrambe protette con scogliere in massi di altezza 2.5 m dal fondo. Tale regolarizzazione, sempre con una quota di fondo pressoché uguale a quella attuale, si estende per circa 400 m dove verrà realizzata una briglia con quota di sommità 141.00 m s.l.m. ed un salto dell'alveo di 5 m. Qui ha effettivamente inizio il comparto 1 che comprende, oltre al proseguo dell'alveo abbassato nel fondo rispetto a quello attuale e sistemato, la vasca vera e propria posta in destra idraulica.

Gli elementi caratteristici del comparto 1 della cassa di espansione sono i seguenti (vd. Elaborato BAG2_01_GEN_D_PL02_A):

- sistemazione dell'alveo del torrente Baganza a valle della briglia fino al piede dello sbarramento;
- fondo della cassa ad una quota di monte di 138.80 m s.l.m. e una quota di valle di 134.72 m s.l.m.;
- realizzazione degli argini perimetrali aventi coronamento a quota 147.50 m s.l.m. Essi si elevano rispetto al piano campagna a valle per ridursi progressivamente verso monte, fino ad azzerarsi ove il piano campagna medesimo raggiunge la quota di 147.50 m s.l.m. Procedendo ulteriormente verso monte il comparto 1 della cassa non è più arginato ed il volume a disposizione si ottiene solo mediante scavo.

Quindi, l'alveo del torrente Baganza all'interno del comparto 1 avrà una pendenza costante del 7 per mille, contro una pendenza naturale attuale del 1.2%, partendo dalla quota di monte di 136.00 m ed arrivando al manufatto A di regolazione ad una quota di 133.00 m s.l.m., con una larghezza di circa 90 m. Entrambe le sponde sistemate dell'alveo hanno una pendenza di 2:1 con scogliere laterali a delimitare (in sponda destra) il comparto 1 per garantire le seguenti prestazioni:

- assicurare, nonostante l'effetto di rigurgito operato dal manufatto A, il riempimento da valle, che è uno dei requisiti fondamentali per evitare eccessive velocità in fase di riempimento;
- consentire che, per portate modeste del torrente²², la cassa non venga invasata al fine di non sprecare anticipatamente parte del volume disponibile.

Le arginature perimetrali della cassa hanno una pendenza di 2:1 lato campagna e 3:1 lato vaso intervallate ogni 5 m di dislivello da banche della larghezza di 4 m, aventi lo scopo sia di interrompere il ruscellamento che di permettere di muoversi agevolmente sugli argini per ispezioni e manutenzioni. Il coronamento dell'argine, realizzato con stabilizzato, è largo 6.00 m per consentire il transito di mezzi di servizio. Analogamente anche le bancate intermedie verranno realizzate con un cassonetto in materiale granulare stabilizzato proveniente dagli scavi per consentire l'agevole transito dei mezzi di servizio. Gli argini terminano nella parte esterna dell'opera sul piano campagna con un canaletta di guardia, mentre all'interno alla quota di progetto, che è inferiore al piano campagna con un fosso; sul lato interno del fosso, a fondo cassa, verrà realizzato percorso di servizio largo 6.00 m in materiale granulare stabilizzato proveniente dagli scavi. L'argine di separazione tra comparto 1 e comparto 2, essendo possibile una condizione di vaso di solo uno dei due comparti, è realizzato con scarpate 1:3 su entrambi i lati.

Le arginature del comparto 1 presentano una lunghezza lineare complessiva di circa 1937 m.

A valle del manufatto A è previsto un nuovo inasamento del T. Baganza, costituito da un abbassamento del fondo secondo una livelletta del 0.7%, contro una pendenza naturale attuale del 1.2%: la quota di fondo parte quindi da 132.40 m s.l.m. (a valle del manufatto A) per arrivare a 126.40 m s.l.m. in prossimità dell'oleodotto militare, punto in cui la quota di fondo torna a coincidere con quella dell'alveo attuale.

La sezione tipo prevede una sezione trapezia, di base pari a 90 m e scarpe laterali 2:1 ed alte almeno 2.5 m per il raccordo alle campagne esistenti circostanti; le scarpate sono entrambe protette con scogliere in massi di altezza 2.5 m dal fondo. La larghezza dell'alveo è pari ad 80 m nel tratto compreso tra il manufatto A ed il manufatto C, mentre a valle di quest'ultimo si allarga a 145 m, valore più o meno pari alla larghezza attuale.

Sempre in massi viene realizzata la soglia a raso a valle dell'oleodotto militare, opera che costituisce il termine l'intervento in progetto.

5.3.3 Comparto 2

A valle del manufatto B ha inizio il comparto 2 i cui elementi caratteristici sono i seguenti:

- il fondo della cassa presenta una quota di monte di 132.50 m s.l.m. e una quota di valle di 129.30 m s.l.m.;

²² La sponda destra del tratto d'alveo del t. Baganza interno alla cassa di espansione viene tracimata per portate superiori a c.a. 150 mc/s, quindi con tempo di ritorno inferiore ai 5 anni (vd. Figura 5-15); si è previsto di rivestirne la sommità e la sponda, lato comparto 1, con materassi metallici tipo "Reno".

- gli argini perimetrali hanno il coronamento a quota 145.50 m s.l.m. Essi si elevano rispetto al piano campagna a valle di circa 14.50 m per ridursi progressivamente verso monte a circa 5 m immediatamente a valle dell'argine di separazione tra comparto 1 e comparto 2.

Analogamente al comparto 1, le arginature perimetrali del comparto 2 hanno una pendenza di 2:1 lato campagna e 3:1 lato invaso intervallate ogni 5 m di dislivello da banche della larghezza di 4 m, aventi lo scopo sia di interrompere il ruscellamento che di permettere di muoversi agevolmente sugli argini per ispezioni e manutenzioni. Il coronamento dell'argine, realizzato in misto stabilizzato, è largo 6.00 m per consentire il transito dei mezzi di servizio. Analogamente, anche le bancate intermedie verranno realizzate con un cassonetto in materiale granulare stabilizzato proveniente dagli scavi per consentire l'agevole transito dei mezzi di servizio. Gli argini terminano nella parte esterna dell'opera sul piano campagna con una canaletta di guardia, mentre all'interno alla quota di progetto, che è inferiore al piano campagna, dove verrà realizzato un fosso di guardia; sul lato interno del fosso, a fondo cassa, verrà realizzato percorso di servizio largo 6.00 m in materiale granulare stabilizzato proveniente dagli scavi. Le arginature del comparto 2 presentano una lunghezza lineare complessiva di circa 1'439 m. L'argine di separazione tra comparto 1 e comparto 2, essendo possibile una condizione di invaso di solo uno dei due comparti, è realizzato con scarpate 1:3 su entrambi i lati ed ha una lunghezza di circa 287 m.

5.3.4 Curva dei volumi e delle aree

I volumi e le aree calcolati in corrispondenza di diversi valori di quota per il comparto 1 sono riportati in Tabella 5-2 ed in Figura 5-12. Tali valori sono stati ottenuti dall'intersezione fra il modello digitale della cassa e un piano orizzontale posto alle diverse quote.

Tabella 5-2 - Aree e volumi invasabili nel comparto 1 della cassa di espansione, al variare del livello.

Z (m s.l.m.)	S (ha)	V (mil.mc)	Z (m s.l.m.)	S (ha)	V (mil.mc)
133	0	0	140.5	34.24	1.27
133.5	0.86	0	141	34.62	1.44
134	1.53	0.01	141.5	35.5	1.62
134.5	2.22	0.02	142	36.34	1.8
135	4.7	0.03	142.5	37.35	1.98
135.5	8.1	0.07	143	38.97	2.17
136	11.16	0.11	143.5	39.9	2.37
136.5	13.98	0.18	144	40.85	2.57
137	17.06	0.26	144.5	41.84	2.78
137.5	20.55	0.35	145	42.85	2.99
138	26.08	0.47	145.5	43.55	3.2
138.5	29.93	0.61	146	44.55	3.42
139	33.13	0.76	146.5	45.63	3.65
139.5	33.5	0.93	147	46.74	3.88
140	33.87	1.1	147.5	47.66	4.12

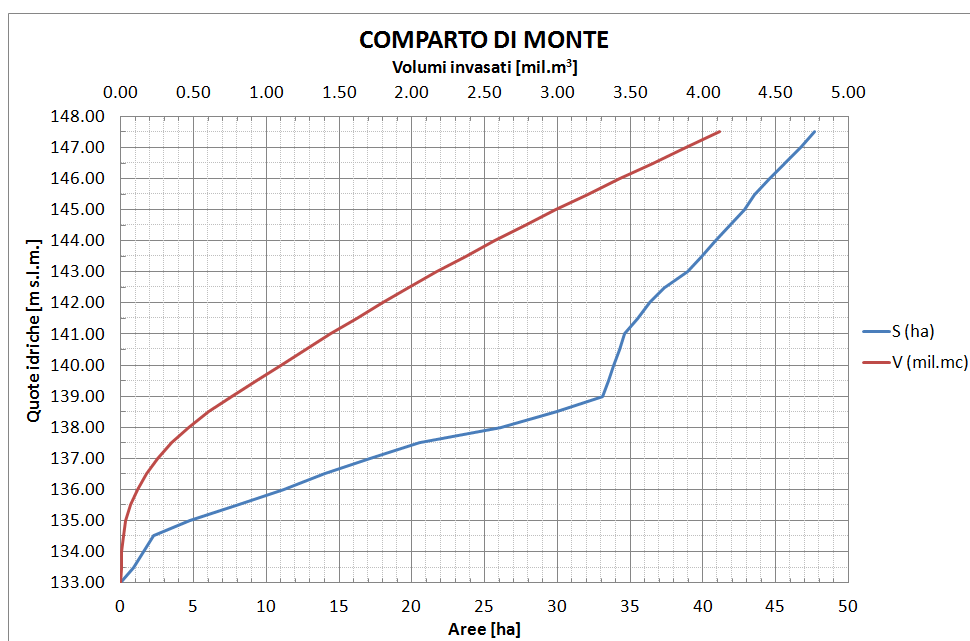


Figura 5-12 - Curve delle aree e dei volumi del comparto 1

La curva delle aree presenta un vistoso cambiamento di andamento intorno alla quota 139.0 m s.l.m., dovuto al fatto che a quelle quote inizia e si completa l'allagamento della zona di espansione, con conseguente veloce incremento dell'area occupata dall'acqua. Il volume invasabile alla quota della soglia di tracimazione del manufatto A, 144.90 m s.l.m., è pari a circa 3 milioni di m³.

I volumi e le aree calcolati in corrispondenza di diversi valori di quota per il comparto 2 sono riportati in Tabella 5-2 ed in Figura 5-12. Tali valori sono stati ottenuti dall'intersezione fra il modello digitale della cassa e un piano orizzontale posto alle diverse quote.

Tabella 5-3 - Aree e volumi invasabili nel comparto 2 della cassa di espansione, al variare del livello.

Z (m s.l.m.)	S (ha)	V (mil.mc)	Z (m s.l.m.)	S (ha)	V (mil.mc)
129.28	0	0	137.5	19.92	1.19
129.5	1.31	0	138	20.34	1.29
130	3.91	0.01	138.5	20.6	1.4
130.5	6.36	0.04	139	20.86	1.5
131	9.16	0.08	139.5	21.13	1.6
131.5	11.78	0.13	140	21.39	1.71
132	14.4	0.2	140.5	21.66	1.82
132.5	16.94	0.28	141	22.45	1.93
133	17.18	0.36	141.5	22.72	2.04
133.5	17.42	0.45	142	23	2.16
134	17.67	0.53	142.5	23.28	2.27
134.5	17.91	0.62	143	23.75	2.39
135	18.16	0.71	143.5	24.03	2.51
135.5	18.4	0.81	144	24.31	2.63
136	19.14	0.9	144.5	24.59	2.75
136.5	19.4	1	145	24.87	2.87
137	19.66	1.09	145.5	25.16	3

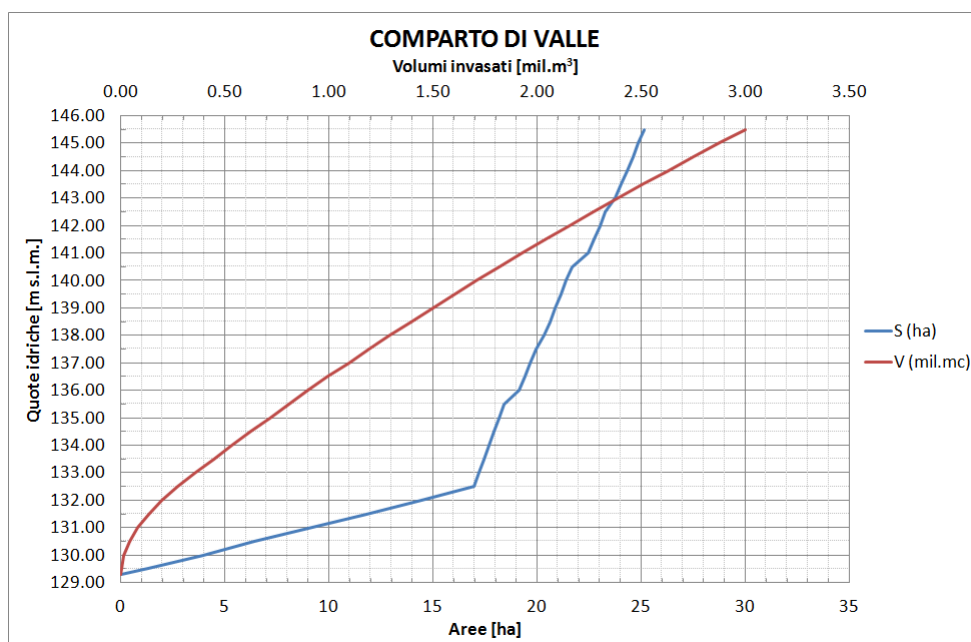


Figura 5-13 - Curve delle aree e dei volumi del comparto 2 della cassa

La curva delle aree presenta un vistoso cambiamento di andamento intorno alla quota 132.50 m s.l.m., dovuto al fatto che a quelle quote inizia e si completa l'allagamento di tutta l'area di espansione, con conseguente veloce incremento dell'area occupata dall'acqua. Il volume invasabile alla quota della soglia di tracimazione del manufatto C, 142.00 m s.l.m., è pari a circa 2.2 milioni di m³.

Il volume complessivo invasato alla massima ritenuta è quindi di 5.2 milioni di m³; viceversa alla quota di massimo invaso, fissata sulla portata millenaria, come si avrà modo di vedere in seguito il volume complessivo è di circa 5.9 mil.m³.

5.3.5 Manufatto A (regolatore)

La definizione dello sviluppo trasversale del manufatto regolatore dipende dal funzionamento idraulico dello scarico di superficie, il quale ha l'obiettivo di allontanare le portate di piena eccezionali, in modo che il livello nell'invaso non superi mai la quota di "massimo invaso", che si trova al disotto del coronamento dei rilevati arginali di una quantità pari al franco di sicurezza.

Nel caso in esame il manufatto regolatore (manufatto A) è poi affiancato dal "manufatto B" di collegamento tra il comparto 1 (comparto di monte) e il comparto 2 (comparto di valle) per cui la portata millenaria proveniente da monte viene ripartita tra di due manufatti sopra citati.

Si tratta di un manufatto tracimabile in calcestruzzo massiccio, con pendenza (h:v) del paramento di monte pari a 0.2:1 e paramento di valle pari a 0.75:1.

La lunghezza complessiva L_P dello stramazzo può essere pertanto ottenuta dalla seguente espressione:

$$L_P = \frac{Q_P}{\mu h_d \sqrt{2gh_d}}$$

in cui:

- μ : coefficiente di efflusso medio, assunto pari a 0.48;
- h_d : carico di progetto sullo stramazzo pari a 0.6 m;
- Q_P : portata millenaria pari a 163 m³/s (si tratta della quota-parte viene esitata attraverso lo scarico di superficie, mentre i rimanenti 480 m³/s transitano attraverso le luci fondo).

Anche in questo caso la sezione trasversale della soglia di sfioro viene sagomata secondo il profilo tipo Creager che garantisce assenza di depressioni al di sotto della vena per carichi minori od uguali a quello base, ovvero a quel valore di carico sulla soglia a cui si fa riferimento per il tracciamento del profilo e che, solitamente, è assunto pari alla differenza tra la quota di massimo invaso e la quota del ciglio sfiorante.

Secondo tale criterio, la soglia viene sagomata in modo tale da conformarsi, per la portata di dimensionamento utilizzata, secondo la superficie inferiore di una vena aerata effluente da uno stramazzo in parete sottile; in tal caso la pressione relativa sulla superficie della soglia sottoposta al carico di progetto è teoricamente pari a quella atmosferica. In questo modo si evita l'insorgere di condizioni di instabilità del flusso idrico e l'instaurarsi di fenomeni cavitativi che hanno ripercussioni negative sia sul coefficiente di efflusso che sulle strutture murarie della soglia.

Per uno sfioratore disegnato con un dato carico base h_D , carichi sulla soglia inferiori a quello di progetto h_D danno pressioni sulla superficie della soglia più alte di quella atmosferica, mentre carichi maggiori di quello di progetto producono pressioni subatmosferiche, le quali sono limitate in grandezza solo dalla pressione di vapore d'acqua.

I risultati delle osservazioni sperimentali su modello di Dillman, Rouse e Read indicano che per carichi che superano il valore di progetto di circa il 50%, si incrementa il coefficiente d'efflusso di circa il 10%; un tale sovraccarico è ammissibile, naturalmente, solo se la pressione locale non è ridotta al limite della cavitazione.

Ne discende che, disegnando la forma della soglia per un carico inferiore al carico di massimo invaso si ottiene un incremento di portata scaricata; diversi Enti statunitensi progettano sfioratori e dighe tracimabili che sono adattati alla vena inferiore di altezza pari al 75% di quella risultante dall'effettiva capacità di scarico.

Sulla base di dati dell'U.S. *Bureau of Reclamation* derivanti da una lunga serie di prove su modello fisico in laboratorio, l'U.S. Corps of Engineers ha proposto varie forme "normalizzate" del profilo di sfioratori liberi note come "profili WES" per la parte a monte della generatrice più alta della soglia, mentre per la parte di valle è stata sintetizzata la seguente espressione:

$$\left(\frac{y}{h_D}\right) = 0.5 \left(\frac{x}{h_D}\right)^{1.85}$$

dove h_D rappresenta il carico di progetto sulla soglia mentre x ed y rappresentano le coordinate cartesiane dei punti della curva in un sistema di riferimento con origine nel punto più elevato della soglia, asse x orizzontale e diretto verso valle, asse y verticale e diretto verso il basso.

La portata allontanabile dallo scaricatore di superficie si può determinare tramite l'espressione caratteristica dell'efflusso libero da uno stramazzo:

$$Q = \mu L_n (z - z_o) \sqrt{2g(z - z_o)}$$

dove:

- μ è il coefficiente di efflusso, funzione del profilo con cui è sagomata la soglia e del carico sulla stessa;
- z_o è la quota del ciglio sfiorante, pari a 142.00 m s.l.m.;
- $z - z_o$ rappresenta il carico idrico h sulla soglia, variabile in funzione del livello dell'invaso;
- L_n è la lunghezza netta della soglia sfiorante, calcolabile secondo l'espressione:

$$L_n = L - 2(z - z_o)(nk_p + k_s)$$

dove L è la lunghezza effettiva della soglia sfiorante ($L=116$ m), n è il numero di pile ($n=4$), mentre k_p e k_s sono i coefficienti di riduzione dovuti rispettivamente alla contrazione della vena in corrispondenza delle pile e delle spalle. Per essi possono assumersi rispettivamente valori pari a $k_p=0.05$ e $k_s=0.03$ adottando un'opportuna sagomatura del "naso" delle pile (tipo WES, nel caso in esame "Type 2" – semicircolare);

Deve essere considerata necessariamente la lunghezza netta della soglia (sempre minore di quella effettiva), in quanto la presenza delle pile e delle spalle di sostegno del ponte sullo sfioratore determinano, nell'intorno di tali strutture, un flusso obliquo dell'acqua sulla soglia con conseguente contrazione laterale della vena. Tale fenomeno, che si traduce in una riduzione della capacità di efflusso complessiva delle luci, viene attenuato provvedendo ad una opportuna sagomatura del fronte di monte delle pile e delle spalle.

Il coefficiente di efflusso effettivo dipende, per quanto detto in precedenza, dal valore di carico h sulla soglia.

Nel caso di una soglia sagomata secondo un profilo tipo Creager-Scimemi si può assumere per μ il valore $\mu_d = 0.494$ per il carico di progetto h_d ed il valore dato dell'espressione

$$\frac{\mu}{\mu_d} = \left(\frac{h}{h_d}\right)^{0.12}$$

per valori del carico compresi nel seguente intervallo: $0.2 \leq \frac{h}{h_d} \leq 2$.

Il manufatto A di regolazione si sviluppa per una larghezza di circa 120 m, presenta 4 luci di fondo rettangolari situate alla medesima quota dell'alveo di monte (133.00 m s.l.m.), ciascuna delle quali larga 6 m e alta 3.5 m, e uno sfioratore rettilineo sovrastato dal ponte di sommità (n. 2 luci da 22 m e 3 luci da 24 m netti).

Le luci di fondo soddisfano una doppia esigenza; la prima è quella di consentire quotidianamente l'allontanamento a pelo libero delle portate di magra e la seconda è quella di ostacolare le onde di piena in arrivo funzionando sotto battente in modo tale da limitare la portata e consentire così l'invaso della cassa. La regolazione delle luci avviene mediante paratoie mobili a settore alloggiate all'interno del corpo diga, necessarie sia durante la fase di collaudo, per le prove di invaso, sia in fase di esercizio, nel corso degli eventi di piena, per operare la regolazione dell'invaso nel modo più efficiente possibile. Quando il livello idrico all'interno dell'invaso supera il ciglio sfiorante, posto alla quota di 144.90 m s.l.m., la portata tracima dallo sfioro e scorre lungo il paramento di valle dello sbarramento fino a raggiungere il piede di valle posto a quota 130.90 m s.l.m. mediante apposito raccordo circolare.

Nel seguito vengono riassunte le dimensioni principali del manufatto A:

- larghezza del corpo trasversale al torrente 120 m suddiviso in 10 conci da 12 m ciascuno;
- 4 luci di fondo dotate di paratoie mobili a settore, di altezza 3.5 m e larghezza 6.0 m ciascuna;
- ciglio sfiorante a quota 144.90 m s.l.m. composto da n. 2 luci da 22 m e 3 luci da 24 m netti per uno sviluppo complessivo di sfioro di 116.00 m;
- quota dell'alveo inciso a monte del manufatto e quota fondo luci: 133.00 m s.l.m.;
- quota della vasca di dissipazione a valle del manufatto: 130.90 m s.l.m.;
- quota massima di regolazione (quota ciglio sfiorante): 144.90 m s.l.m.;
- quota di massima invaso (T1000): 145.70 m s.l.m.;
- quota coronamento (estradosso ponte): 148.25 m s.l.m.;
- quota intradosso ponte: 146.70 m s.l.m.;
- quota di coronamento arginale: 147.50 m s.l.m.;
- franco arginale: 1.80 m.

L'efflusso dal manufatto di regolazione avviene seguendo differenti campi di funzionamento, in funzione del livello idrico a monte dello stesso.

1. Funzionamento a pelo libero: si realizza un efflusso di questo tipo fino a tiranti idrici all'interno dell'invaso inferiori a 1.4-1.5 volte l'altezza libera della luce. In queste condizioni la vena fluida riesce a imboccare la luce mantenendosi a pelo libero, grazie all'abbassamento locale dovuto all'acquisto di altezza cinetica.

2. Funzionamento sotto battente: all'aumentare del tirante idrico, per valori compresi tra 1.4-1.5 volte l'altezza libera delle luci e la quota del ciglio sfiorante, si realizza un efflusso sotto battente dalle luci di fondo, condizione nella quale la corrente risente fortemente delle dimensioni della luce libera e nella quale si può iniziare a ipotizzare di manovrare le paratoie al fine di limitare la portata complessiva in uscita entro i valori prefissati.
3. Funzionamento sotto battente e a stramazzo: Al superamento della quota del ciglio di sfioro entra in funzione anche lo scarico di superficie e la portata esitata dalla soglia verso valle si somma a quella che già sta effluendo sotto battente attraverso le paratoie.²³

Partendo dai tre funzionamenti precedentemente descritti è possibile determinare, con una certa approssimazione dovuta alle incertezze legate ai vari coefficienti di efflusso, le scale delle portate del manufatto regolatore²⁴ (cfr. anche [9]).

In Figura 5-14 sono riportate le scale delle portate del manufatto regolatore, in funzione del grado di apertura delle paratoie. Ogni curva si riferisce a luci di fondo con apertura costante delle paratoie, la più esterna corrisponde a luci completamente sollevate.

Una possibile regolazione in condizioni di piena prevede invece la movimentazione delle paratoie in modo da ottimizzare l'utilizzo del volume di invaso e limitare nel contempo la portata uscente. A titolo di esempio, fissato in 300 m³/s il massimo valore di portata che si vuole allontanare nell'alveo a valle, si può prevedere di manovrare le paratoie²⁵ garantendo, in fase di funzionamento a battente, un efflusso costante e pari al valore desiderato, come mostrato in Figura 5-15.

²³ Avendo dimensionato il paramento di valle secondo un profilo Creager-Scimemi per il carico di progetto ($h_d=0.6$ m), per carichi inferiori il coefficiente di efflusso è inferiore. Si è assunto che esso vari in accordo con l'equazione seguente:

$$\mu = \frac{2}{2\sqrt{3}} \left(1 + \frac{4\chi}{9 + 5\chi} \right) \quad \text{dove} \quad \chi = \frac{h}{h_d}$$

²⁴ Una precisa valutazione della scala delle portate del manufatto regolatore, in tutte le possibili condizioni di funzionamento, non può che ricavarsi attraverso la modellazione fisica, a scala adeguata, del manufatto regolatore stesso.

²⁵ La movimentazione è solo funzione della quota di invaso (misurabile), quindi facilmente implementabile in un software di comando automatico delle paratoie stesse.

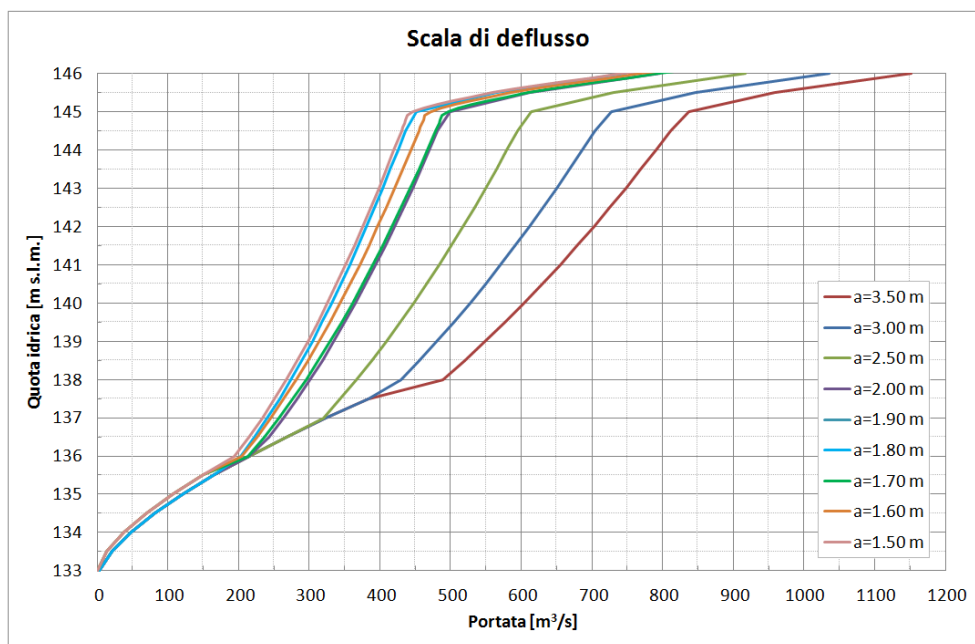


Figura 5-14 – Manufatto A: scala di deflusso del regolatore nell'ipotesi di paratoie con diversi gradi di apertura.

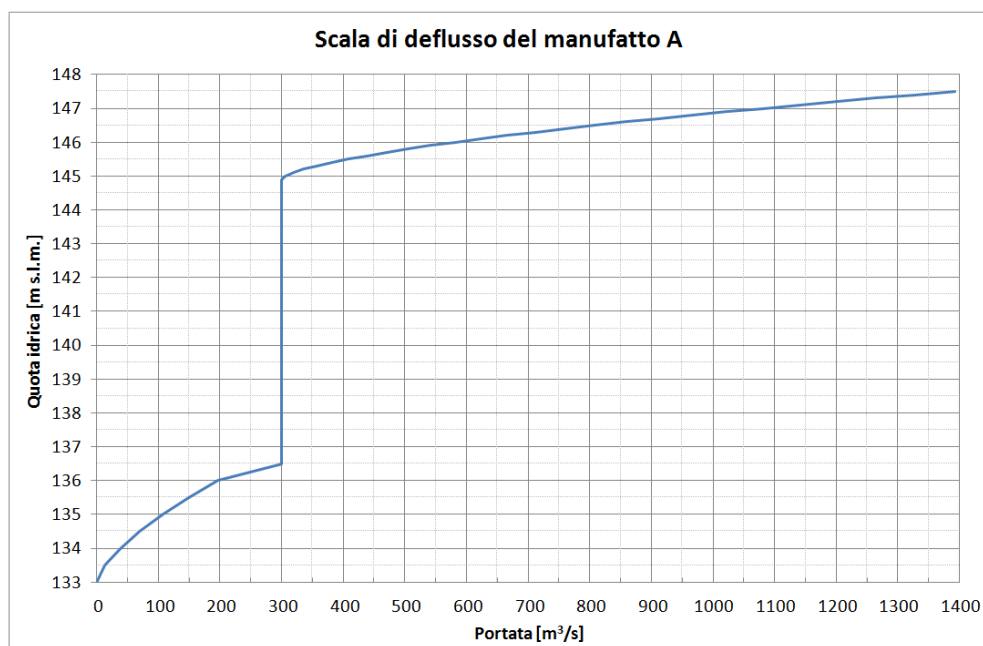


Figura 5-15 – Manufatto A: scala di deflusso del manufatto regolatore nell'ipotesi di mantenere, attraverso la regolazione delle paratoie, una portata uscente pari a 300 m³/s nella fase di funzionamento sotto battente.

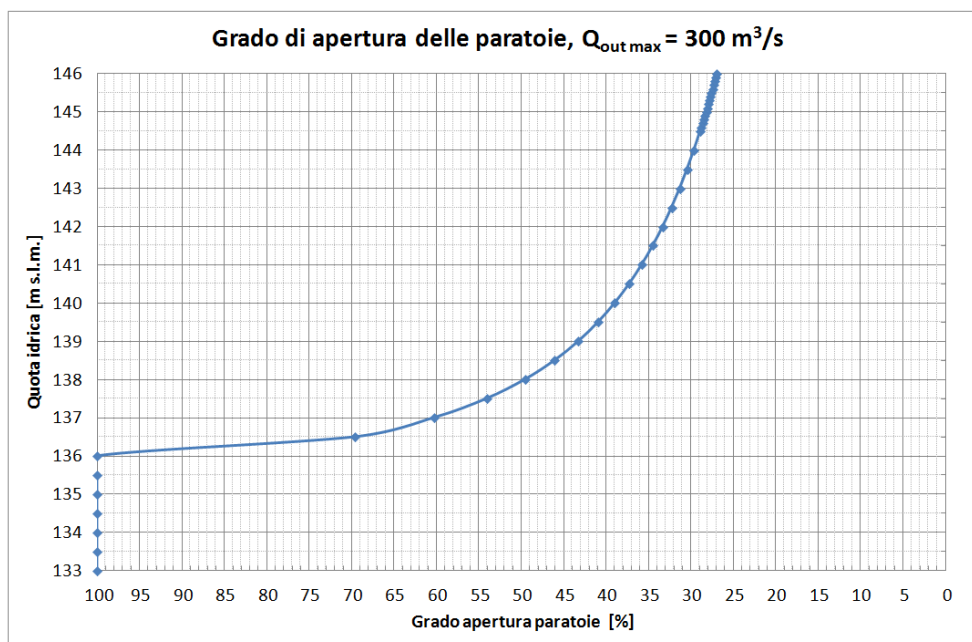


Figura 5-16 – Manufatto A: manovre di apertura (chiusura) delle paratoie in funzione della quota di invaso, per mantenere la portata in uscita costante e pari a $300\ m^3/s$ (paratoie manovrate in modo sincrono).

La vasca di dissipazione al piede del manufatto A presenta pianta rettangolare, quota di fondo pari a 130.90 m s.l.m. e larghezza netta pari a 120 m.

In questo caso si adotta una vasca a pianta rettangolare, con rivestimento di fondo in calcestruzzo armato, all'interno della quale viene indotta "artificialmente" la formazione del risalto realizzando all'estremo di valle un "gradino" e un restringimento di dimensioni opportune per determinare a valle del risalto una corrente lenta dotata di una spinta totale pari a quella della corrente veloce in arrivo nella vasca. In tal modo si ottiene la stabilizzazione del risalto stesso all'interno della vasca e buona parte dell'energia posseduta dalla corrente in arrivo dallo sfioratore viene dissipata nella zona d'alveo rivestita al piede del manufatto.

Considerato che:

- la funzione principale del manufatto è quella di modulare le portate attraverso le luci di fondo, eventualmente anche attraverso l'abbassamento parziale delle paratoie a settore;
- la portata esitata dallo scarico di superficie nel corso dell'evento di riferimento millenario è abbastanza limitata ($163\ m^3/s$, cui corrisponde con una portata specifica di $1.4\ m^2/s$, valore decisamente modesto per uno sbarramento);

la maggior sollecitazione cui deve far fronte la vasca di dissipazione deriva proprio dalle portate scaricate attraverso le luci di fondo, in particolar modo nel corso dell'evento di riferimento millenario durante il quale la portata esitata complessivamente dalle 4 luci di fondo risulta pari a $480\ m^3/s$, con livello idrico nell'invaso di monte pari a

145.68 m s.l.m. (di fatto al massimo invaso), e chiusura parziale delle paratoie limitando l'altezza libera di efflusso da 3.5 m a 1.6 m.

In tali condizioni si possono ricavare le caratteristiche idrodinamiche della corrente veloce in uscita da ciascuna delle quattro luci di fondo:

- quota fondo luce di efflusso 133.00 m s.l.m.;
- altezza paratoia dal fondo 1.6 m
- quota baricentro luce libera 133.80 m s.l.m.;
- quota idrica di riferimento nell'invaso a monte 145.70 m s.l.m.
- altezza idrica sul baricentro della luce 11.90 m;
- $C_d=0.838$, $C_c=0.833$;
- $A_c=8 \text{ m}^2$;
- $V_c=15 \text{ m/s}$, $y_c=1.33 \text{ m}$, $Fr_c=4.15$.

Poiché il dislivello tra il fondo della luce ed il fondo vasca è limitato in questa fase di progettazione definitiva si ritiene di utilizzare direttamente le caratteristiche della corrente alla sezione contratta per la corrente veloce in ingresso alla vasca dissipazione.

Per quanto attiene la tipologia di manufatto dissipatore si utilizza quella nota in letteratura come "*expanding stilling basin*", ovvero come "*abruptly expanding stilling basin*"; il dimensionamento è stato condotto sulla base dei risultati dello studio sperimentale condotto da Hager (1992) sulle vasche di dissipazione caratterizzate da bruschi allargamenti di sezione nella zona di collegamento tra canale in arrivo e manufatto dissipatore.

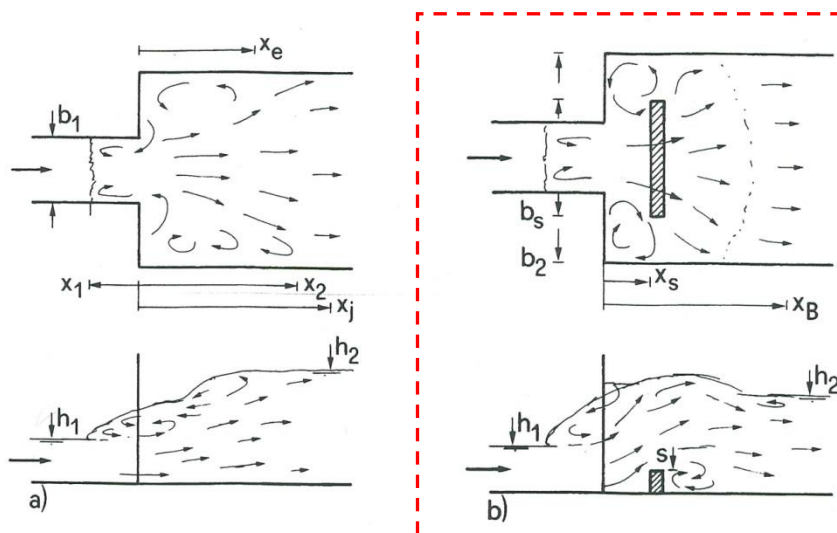


Figura 5-17 - vasche di dissipazione con bruschi allargamenti di sezione, a) senza e b) con soglia.

Con riferimento alla soprastante Figura 5-17, definiti i parametri

$$Y^* = h_2^*/h_1,$$

$$Y = h_2/h_1,$$

$$X_1 = x_1/L_r^*$$

$$\beta = b_2/b_1$$

dove:

- h_2^* altezza idrica coniugata al risalto di h_1 ;
- L_r^* lunghezza del risalto idraulico che si avrebbero senza il brusco allargamento;
- b_1 larghezza del canale in ingresso alla vasca (6 m per ogni singola luce);
- b_2 larghezza della vasca di dissipazione (118 m);
- β rapporto di espansione;

gli studi e le prove su modelli fisici hanno permesso di sintetizzare la seguente relazione tra le grandezze caratteristiche:

$$\frac{Y^* - Y}{Y^* - 1} = (1 - \beta^{-1/2}) [1 - \tanh(1.9 X_1)]$$

Poiché nel caso del manufatto A si hanno ben 4 luci di fondo che afferiscono alla medesima vasca di dissipazione la definizione del rapporto di espansione β viene “mediato” sulla larghezza dell’intera vasca, assumendo un 4.9 nel caso di luci perfettamente prismatiche con larghezza costante $b_1=6$ m, ovvero un valore leggermente inferiore pari a 3.7 nel caso in cui nelle successive fasi progettuali si decidesse di affinare la sagoma delle luci a valle della sezione contratta, mediante un raccordo policentrico che porti la larghezza della luce a 8.0 m in corrispondenza del piede del paramento di valle del manufatto. Si utilizzerà il valore di $\beta=4.9$ che conduce ad un valore più conservativo dell’altezza coniugata di corrente lenta in vasca $h_2=4.0$ m.

Nel caso in esame, quindi, assumendo x_1 pari a zero (ovvero imponendo il piede del risalto in prossimità del piede dello sbarramento), note le caratteristiche idrodinamiche della corrente veloce incidente, si ottiene come detto un valore di h_2 pari a 4.0 m, considerando l’impiego della configurazione “ottimizzata” della vasca di dissipazione mediante una soglia centrale (*central sill*) le cui dimensioni sono state calcolate seguendo sempre le formulazioni sperimentali proposte in letteratura da Hager. Tale soglia sarà blindata, lato monte, sulle facce laterali e sulla faccia superiore, una con blindatura realizzata in lamiera di acciaio inox dello spessore minimo di 10 mm utilizzata come cassero a perdere durante il getto del calcestruzzo ed adeguatamente ancorata allo stesso.

Le principali dimensioni di tale struttura, secondo lo schema proposto in Figura 5-25, b), sono le seguenti:

- $x_s=11.75$ m, distanza della faccia di monte della soglia dal piede del risalto;
- $b_s=11.9$ m, larghezza della soglia (ovviamente riferita alla larghezza della luce b_l pari a 6 m; diventerebbe 13.4 m nell'ipotesi di luce allargata in uscita a 8 m);
- $s=2.10$ m, altezza della soglia (riferita alla larghezza della luce b_l pari a 6 m; diventerebbe 1.90 m nell'ipotesi di luce allargata in uscita a 8 m).

La lunghezza minima della vasca di dissipazione può essere assunta pari a quella del "roller" L_r^* (32.5 metri nel caso in esame, con $b_l=6$ m, mentre nell'ipotesi di $b_l=8$ m la lunghezza si riduce a 28.5 m), utilizzando una soglia all'uscita della vasca stessa. La lunghezza effettiva della vasca viene arrotondata a 35.00 m, come riportato nei relativi elaborati progettuali.

Si ribadisce quanto noto in letteratura ovvero che:

- l'utilizzo "in batteria" di elementi dissipatori isolati (*appurtenances*) quali, ad esempio, "baffle piers" non risulta efficace ai fini di una buona e regolare dissipazione, come ampiamente mostrato in letteratura dallo stesso Hager e da Bremen;
- viceversa, l'utilizzo della soglia centrale di altezza opportuna consente di ridurre in modo significativo l'altezza coniugata di corrente lenta necessaria per un funzionamento stabile del dissipatore, mentre non influisce sulla lunghezza del manufatto.

Il funzionamento del manufatto, come di consueto, sarà oggetto di adeguata verifica su modello fisico in laboratorio, nell'ambito della quale si procederà ad ottimizzare la geometria, la posizione della soglia di fondo, nonché le caratteristiche strutturali delle lastre al fondo della vasca di dissipazione. Queste ultime, in questa fase, sono state pre-dimensionate sulla base di precedenti esperienze su analoghe opere idrauliche adottando una forma rettangolare di larghezza pari a 12 m (come i conci), che, in fase di progettazione esecutiva, anche sulla base delle esperienze su modello fisico, potranno se necessario essere ridotte ad una larghezza di 6 m. Ciò al fine di ridurre l'effetto di *up-lift* dovuto alle pulsazioni di pressione concomitanti lo sviluppo del risalto idraulico. La lunghezza delle lastre è stata definita in 15.1 m la prima fila, e 19.9 m la seconda fila; lo spessore è stato assunto pari a 2 m, con setti di approfondimento al di sotto della soglia di dissipazione e della soglia di valle.

L'altezza della soglia di valle, posta all'uscita della vasca di dissipazione, è stata imposta considerando una quota di 132.40 m s.l.m., pari al fondo alveo del T. Baganza.

In tal modo l'uscita della portata millenaria di riferimento avviene in condizioni di minimo contenuto energetico (stato critico) determinando all'interno della vasca un livello idrico di 133.25 m s.l.m., cui corrisponde un tirante idrico sul fondo vasca di 4.30 m, maggiore di 0.30 m rispetto alla coniugata di corrente lenta (4.00 m), per cui il risalto tenderà ad essere ricacciato al piede dello sbarramento.

5.3.6 Manufatto B

Anche per il manufatto B la definizione dello sviluppo trasversale dipende dal funzionamento idraulico dello scarico di superficie, il quale ha l'obiettivo di far entrare in funzione il secondo invaso della cassa (comparto 2), nonché quello di allontanare le portate di piena eccezionali, in modo che il livello nell'invaso non superi mai la quota di massimo invaso, il quale si trova al disotto del coronamento degli argini di una quantità pari al franco di sicurezza.

Nel caso in esame il manufatto B è situato in fregio al manufatto regolatore principale in alveo (manufatto A) per cui la portata millenaria verrà allontanata attraverso l'attivazione delle soglie di sfioro di entrambi i manufatti.

La lunghezza complessiva L_P dello stramazzo può essere pertanto ottenuta dalla seguente espressione:

$$L_P = \frac{Q_P}{\mu h_d \sqrt{2g h_d}}$$

in cui:

- μ : coefficiente di efflusso, assunto pari a 0.48;
- h_d : carico di progetto sullo stramazzo pari a 1 m;
- Q_P : portata millenaria di riferimento pari a 669 m³/s.

Il manufatto B si sviluppa per una larghezza di circa 120 m: si tratta di un manufatto tracimabile in calcestruzzo massiccio, con pendenza (h:v) del paramento di monte pari a 0.25:1 e paramento di valle pari a 0.8:1; nella parte sommitale è situato uno sfioratore rettilineo sovrastato dal ponte (n. 1 luce da 22 m e 4 luci da 23 m netti), il cui impalcato risulta tuttavia escluso dal presente progetto definitivo, finalizzato a dare continuità alla pista di sommità arginale.

Nel seguito vengono riassunte le misure degli elementi principali del manufatto B:

- larghezza del manufatto in senso trasversale al torrente 120 m, suddiviso in 10 conci da 12 m ciascuno;
- ciglio sfiorante composto da n. 1 luce da 22 m e 4 luci da 23 m netti per uno sviluppo effettivo di ciglio di sfioro pari a 114.00 m;
- quota fondo vasca a monte del manufatto: 134.72 m s.l.m.;
- quota di fondo della vasca di dissipazione a valle del manufatto: 131.50 m s.l.m.;
- quota fondo vasca a valle del manufatto: 132.50 m s.l.m.;
- quota massima di regolazione (quota ciglio sfiorante): 143.70 m s.l.m.;
- quota di massimo invaso (T1000): 145.70 m s.l.m.;
- quota estradosso ponte (estradosso ponte): 148.25 m s.l.m.;
- quota intradosso ponte: 146.70 m s.l.m.;
- quota di coronamento arginale: 147.50 m s.l.m.;
- franco arginale: 1.80 m.

La vasca di dissipazione al piede del manufatto B presenta pianta rettangolare, quota di fondo pari a 131.50 m s.l.m. e larghezza netta pari a 118 m.

In questo caso si adotta una vasca a pianta rettangolare, con rivestimento di fondo in calcestruzzo armato, all'interno della quale viene indotta "artificialmente" la formazione del risalto realizzando all'estremo di valle un "gradino" e un restringimento di dimensioni opportune per determinare a valle del risalto una corrente lenta dotata di una spinta totale pari a quella della corrente veloce in arrivo nella vasca. In tal modo si ottiene la stabilizzazione del risalto stesso all'interno della vasca e buona parte dell'energia posseduta dalla corrente in arrivo dallo sfioratore viene dissipata nella zona d'alveo rivestita al piede del manufatto.

Al fine di ridurre la lunghezza della vasca di dissipazione e di stabilizzare il risalto idraulico si adotta una tipologia di vasca consolidata in letteratura internazionale denominata "USBR tipo III", dotata di elementi dissipatori:

- deflettori di flusso o "*chute blocks*" (*splitters*) al piede del paramento di valle, con il compito di "*aprire*" la corrente veloce in ingresso alla vasca;
- "*baffle piers*" (denti dissipatori o denti di Rehbock) all'interno della vasca stessa con il compito di "*forzare*" lo sviluppo del risalto stabilizzandone anche la posizione all'interno della vasca.

Assunto come massimo livello idrico nel lago la quota di massimo invaso (145.70 m s.l.m.) e prevedendo la quota minima di fondo della nuova vasca di dissipazione a 131.50 m s.l.m., la massima portata evacuabile dalle soglie raggiunge il piede dello sbarramento scorrendo lungo il paramento di valle (pendenza 0.75) e coprendo un dislivello pari a 14.20 metri.

Il valore teorico v_T di velocità può essere ricavato utilizzando alcuni grafici di letteratura (si ricorda, ad esempio, quello ricavato da *Bradley* e *Peterka* riportato in Figura 5-18 che legano la velocità teorica, pari a

$$v_T = \sqrt{2g\left(z - \frac{h}{2}\right)}, \text{ a quella reale in funzione del dislivello } z \text{ e del carico } h \text{ sulla soglia.}$$

Essendo, $z = 14.20$ m (46.6 ft), $h = 145.70 - 143.70 = 2.0$ m (6.5 ft)

si ottiene per v_T , dall'equazione sopra indicata, un valore pari a 16 m/s. In realtà, a causa dei fenomeni dissipativi che si verificano durante il transito della corrente lungo la porzione tracimabile di paramento di valle, il valore reale di velocità v_A in corrispondenza del piede dello scivolo risulta inferiore a quello teorico.

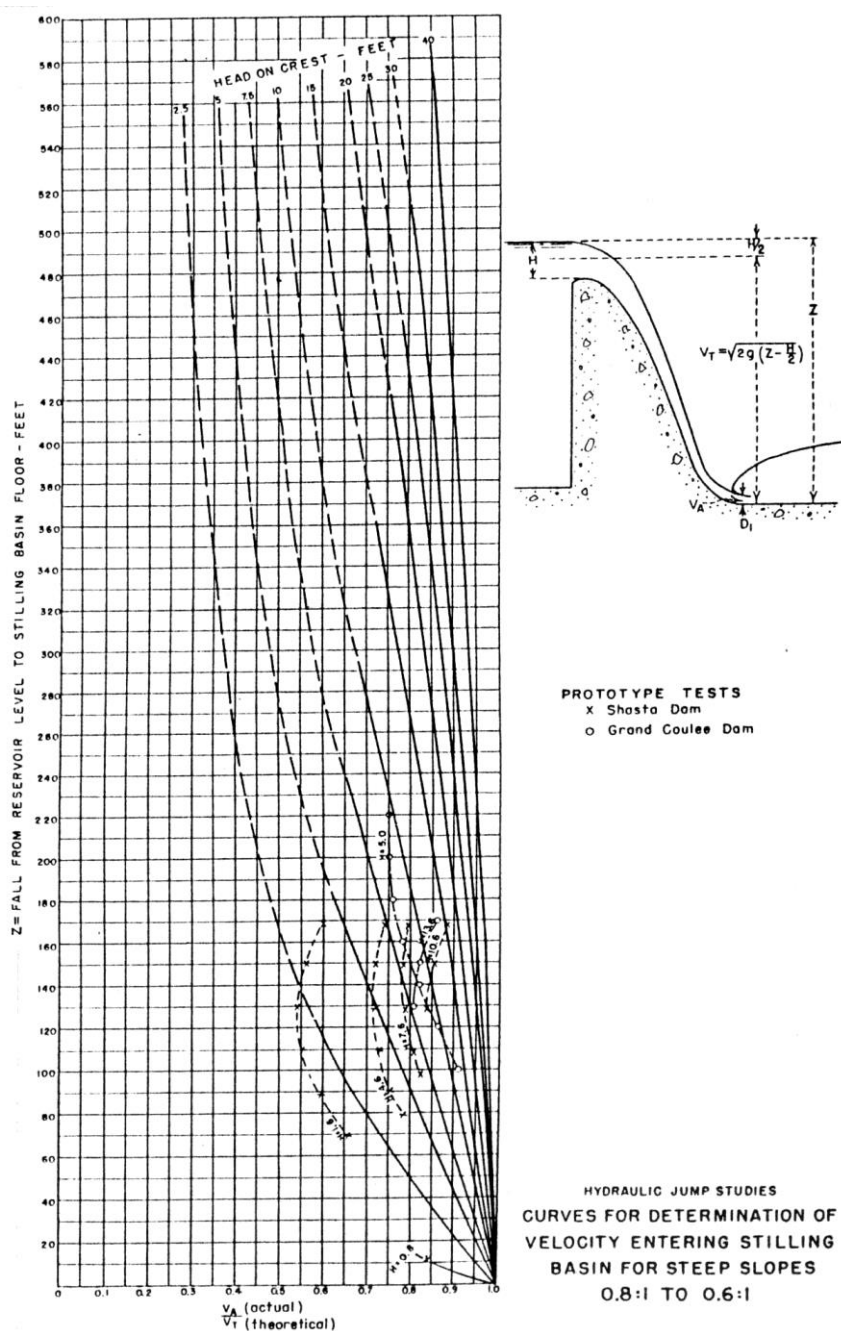


Figura 5-18 – curva per la determinazione della velocità al piede di scivoli con pendenze comprese tra 0.6 e 0.8 (da Bradley e Peterka, “*Journal of the hydraulics division*”, paper 1403, ottobre 1957).

Utilizzando il grafico riportato in Figura 5-18 si ottiene per il rapporto v_A / v_T il valore di 0.93, da cui, essendo $v_T = 16$ m/s, si ricava $v_A = v_1 = 15.0$ m/s.

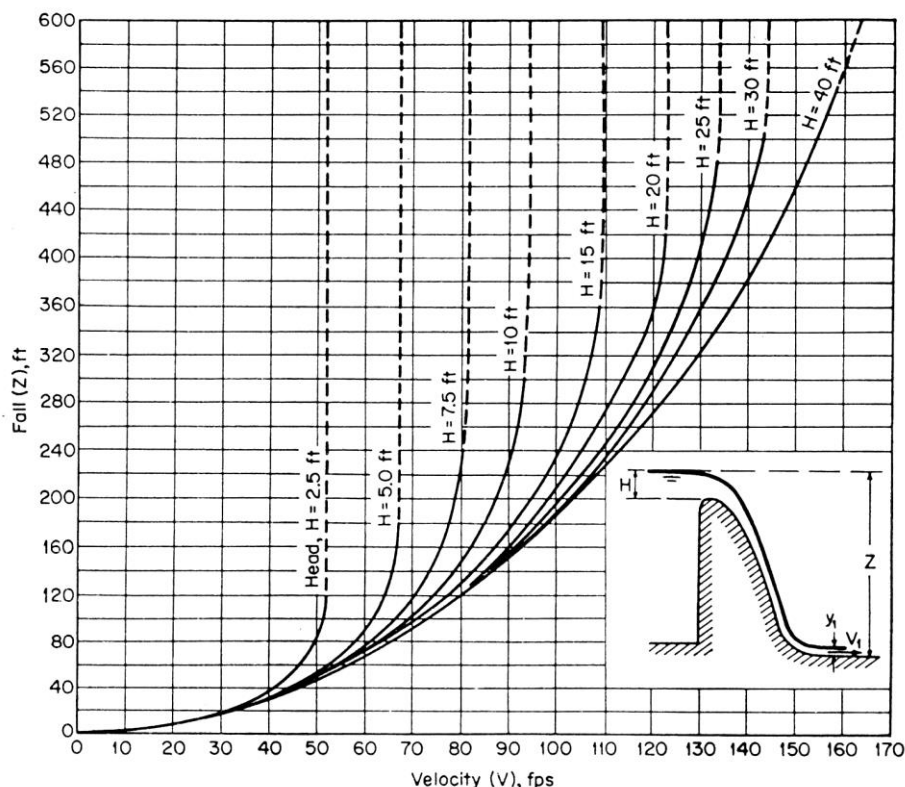


Figura 5-19 – curva per la determinazione della velocità al piede di uno scivolo con pendenze comprese tra 0.6 e 0.8 (da Chow, "Open-channel hydraulics").

Si osservi che analogo risultato (14.5 m/s) si ottiene utilizzando il grafico proposto dall'U.S.B.R. (riportato in Figura 5-19) in cui viene fornito direttamente il valore di velocità reale in funzione del dislivello geodetico Z per scivoli con pendenze comprese tra 0.6 e 0.8.

Facendo riferimento, in via cautelativa al valore di velocità di 15 m/s, ed assumendo per la vasca una larghezza di progetto di 118 metri, nota la portata di riferimento $Q_{B\ 1000} = 669\text{ m}^3/\text{s}$, si ottiene il valore dell'altezza idrica $y_1 \approx 0.40$ m della corrente veloce incidente, a cui corrisponde un numero di Froude F_1 pari 7.6.

Il valore dell'altezza coniugata y_2 della corrente lenta di valle si ricava, imponendo l'uguaglianza delle spinte totali, tramite la nota equazione

$$\frac{y_2}{y_1} = 0.5 \left(-1 + \sqrt{1 + 8F_1^2} \right) = 4.1\text{ m}$$

Se si utilizzasse la tipologia di “vasca semplice”, senza elementi dissipatori, la lunghezza minima da assegnare alla vasca stessa dovrebbe pertanto essere pari a $6y_2$, prevedendo inoltre, a scopo cautelativo, un ulteriore aumento del 15÷20%, per una lunghezza complessiva dell'ordine di 30 m.

Applicando, invece, la tipologia “USBR – Tipo III” secondo i criteri di proporzionamento proposti da A.J. Peterka, in quanto pienamente compatibile con i caratteri della corrente veloce incidente del caso in esame.

In particolare, tra le diverse possibili e consolidate tipologie disponibili in letteratura internazionale (vedi Figura 5-20) si nota subito come il “Tipo III” si in grado di ridurre la lunghezza della vasca ad un valore pari a ca. 2.6 volte l'altezza coniugata di corrente lenta y_2 ; nel caso in esame, quindi, 10.7 m, valore leggermente incrementato a 13.5 metri.

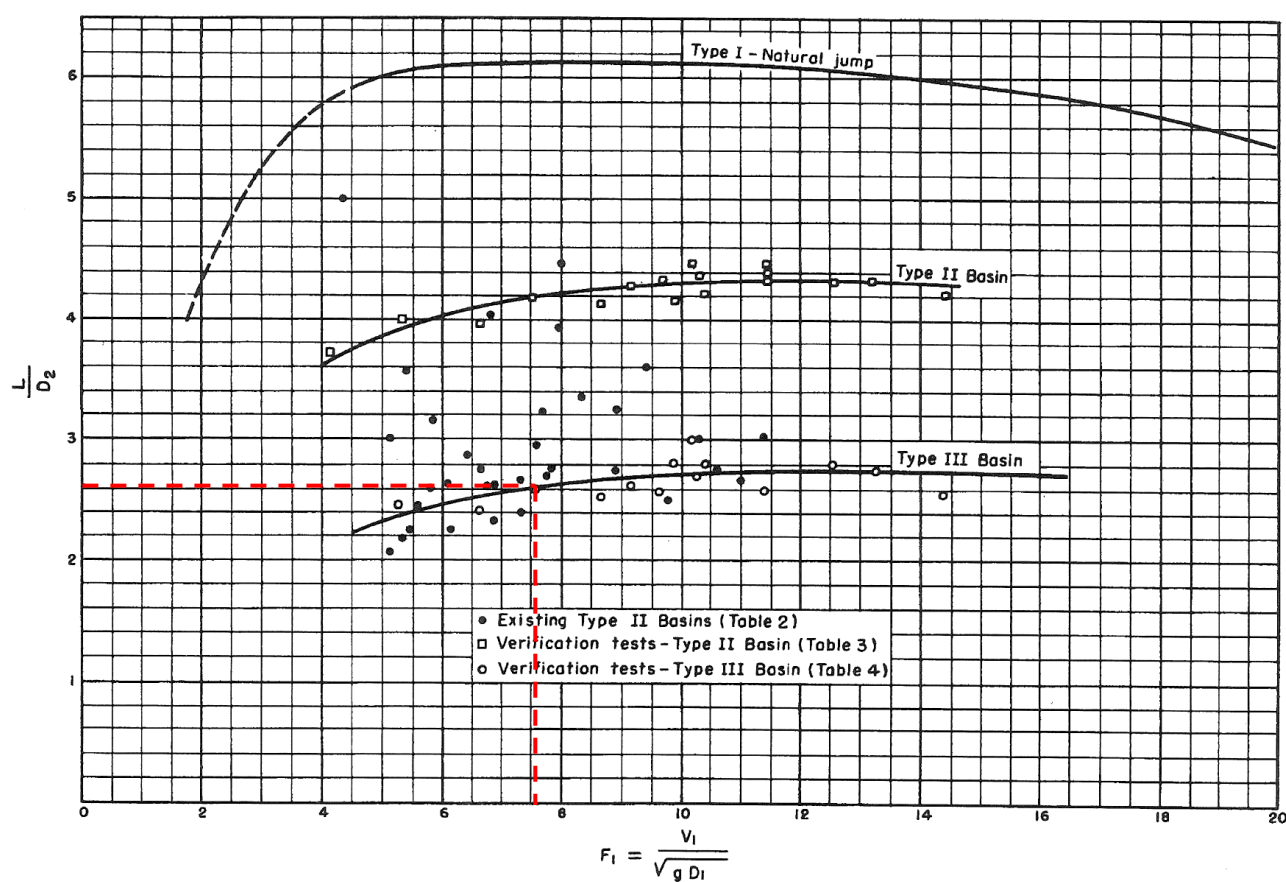


Figura 5-20 – lunghezza del risalto su fondo orizzontale per diverse tipologie di vasche di dissipazione USBR – Tipo I, II e III.

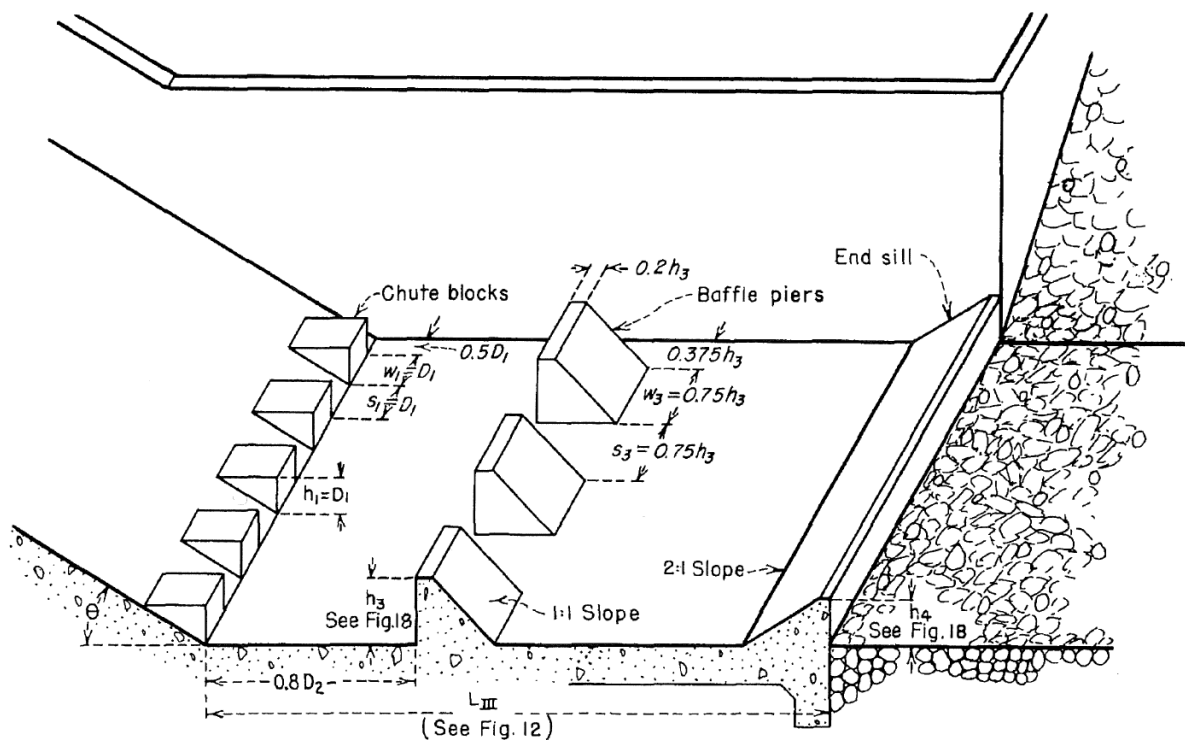


Figura 5-21 – parametri di proporzionamento della vasca di dissipazione USBR – Tipo III.

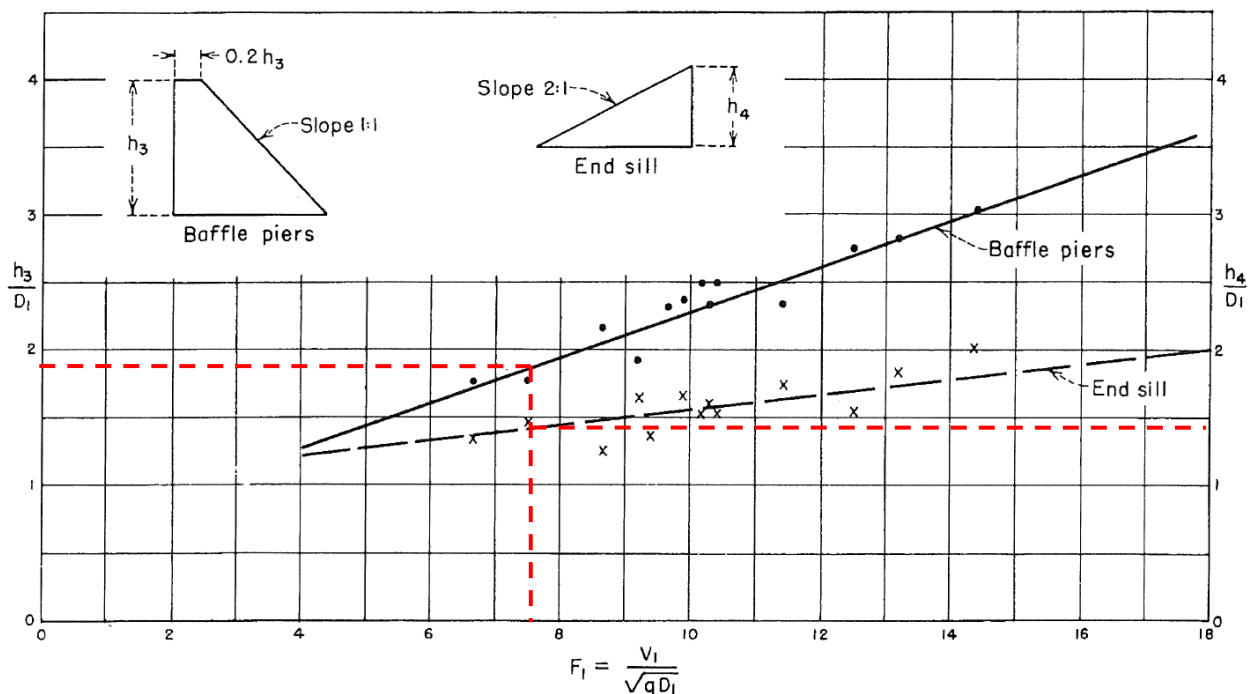


Figura 5-22 – altezza dei “denti dissipatori” (baffle piers) e della “soglia di fine vasca” (end sill) per la vasca di dissipazione USBR – Tipo III.

In base a tali abachi si è provveduto a proporzionare i seguenti elementi, anche sulla base di esperienze pregresse maturate in progetti analoghi e considerando anche aspetti di carattere costruttivo:

- *chute blocks* al piede del paramento di valle: altezza = larghezza = spaziatura = 0.50 m;
- *baffle piers* all'interno della vasca di dissipazione: altezza = larghezza = 1.00 m, spaziatura = 0.75 m;
- distanza dal piede diga della linea dei blocchi dissipatori = 3.4 m
- *end sill* all'estremo di valle della vasca di dissipazione: pendenza (h/v) = 2:1, da cui $v=1.0$ m ed $h=2.0$ m, quota soglia 132.50 m s.l.m., pari alla quota di fondo del comparto di valle.

Al fine di garantire l'instaurarsi lato all'estremo di valle della vasca di un tirante idrico almeno pari all'altezza idrica coniugata di corrente lenta si è imposto il passaggio per lo stato critico della portata di riferimento attraverso la realizzazione, in corrispondenza della soglia, di due "quinte" in grado di determinare il restringimento necessario. La lunghezza di ogni quinta è pari a 25.5 m, per cui resta libera un'apertura pari a 67 m per attraversare la quale la portata millenaria di riferimento pari a $669 \text{ m}^3/\text{s}$ richiede un carico sulla soglia pari a 3.25 m che, sommati all'altezza della soglia di uscita rispetto al fondo vasca (1 m), raggiungono un valore appena superiore all'altezza coniugata di corrente lenta.

Anche se non richiesto esplicitamente dalla normativa si è verificato il comportamento del manufatto in condizioni di piena con $T=3000$ anni, laddove $Q_{B\ 3000}$ risulta pari a $940 \text{ m}^3/\text{s}$; in sintesi, il comportamento del manufatto è il seguente:

- quota livello idrico nel comparto di monte 146.18 m s.l.m.;
- il dislivello tra massima quota idrica all'interno del comparto di monte e la quota di fondo vasca passa da 14.20 m a 14.68 m (48.2 ft);
- il tirante sul ciglio di sfioro passa da 2.0 m a 2.48 m (8.1 ft)
- utilizzando i grafici di Figura 5-18 e Figura 5-19 si $v_A = v_1 \approx 15.3 \text{ m/s}$.
- la corrente veloce al piede del manufatto si presenterà quindi con un tirante di 0.52 m e $Fr_1=6.8$;
- la corrispondente altezza coniugata di corrente lenta sarà $y_2 = 4.75 \text{ m}$;
- da cui si ricava una lunghezza minima della vasca di 12.1 m;
- l'uscita della portata trimillenaria dalla soglia di fondo vasca avviene in condizioni di minimo contenuto energetico (stato critico) determinando all'interno della vasca un livello idrico di un tirante idrico sul fondo vasca di 5.08 m (anziché 4.25 m), maggiore di ca. 30 cm rispetto alla coniugata di corrente lenta (4.75 m), per cui anche in questo caso il risalto rimane confinato all'interno della vasca di dissipazione.

E' appena il caso di ricordare come tutte le verifiche svolte sul manufatto dissipatore abbiano preso in considerazione una situazione teorica molto severa, ovvero di deflusso attraverso la soglia di sfioro della portata di riferimento con il comparto di valle vuoto, situazione, ovviamente, non realistica in quanto al transito del valore di colmo sicuramente il livello idrico nella vasca di valle non sarà pari a zero!

Le dimensioni della vasca di dissipazione, ed in particolare la distanza dei blocchi, la loro conformazione ottimale e dimensione, dovranno essere perfezionate tramite prove di laboratorio su modello fisico in scala adeguata. Sempre il modello fisico dovrà fornire utili indicazioni per il dimensionamento delle lastre al fondo della vasca di dissipazione. Queste ultime, in questa fase, sono state pre-dimensionate sulla base di precedenti esperienze su analoghe opere idrauliche adottando una forma rettangolare di larghezza pari a 12 m (come i conci), che, in fase di progettazione esecutiva, anche sulla base delle esperienze su modello fisico, potranno se necessario essere ridotte ad una larghezza di 6 m. Ciò al fine di ridurre l'effetto di *up-lift* dovuto alle pulsazioni di pressione concomitanti lo sviluppo del risalto idraulico. La lunghezza delle lastre è stata definita in 13.5 m; lo spessore è stato assunto pari a 1.5 m, con setti di approfondimento al di sotto della soglia di valle.

L'efflusso dal manufatto B avviene a stramazzo; al superamento della quota del ciglio sfiorante entra in funzione lo scaricatore di superficie e la portata effluente in condizioni di sfioro si somma a quella che già sta effluendo sotto battente attraverso le paratoie del manufatto A.²⁶

Partendo dal funzionamento sopra descritto è possibile determinare, con una certa approssimazione dovuta alle incertezze legate ai vari coefficienti di efflusso, le scale delle portate del manufatto B²⁷ (cfr. anche [9]).

In Figura 5-23 sono riportate le scale delle portate del manufatto B.

²⁶ Avendo dimensionato il paramento di valle secondo un profilo Creager-Scimemi per il carico di progetto ($h_d=1$ m), per carichi inferiori il coefficiente di efflusso è inferiore. Si è assunto che esso vari in accordo con l'equazione seguente:

$$\mu = \frac{2}{2\sqrt{3}} \left(1 + \frac{4\chi}{9 + 5\chi} \right) \quad \text{dove} \quad \chi = \frac{h}{h_d}$$

²⁷ Una precisa valutazione della scala delle portate del manufatto B, in tutte le possibili condizioni di funzionamento, non può che ricavarsi attraverso la modellazione fisica, a scala adeguata, del manufatto B stesso.

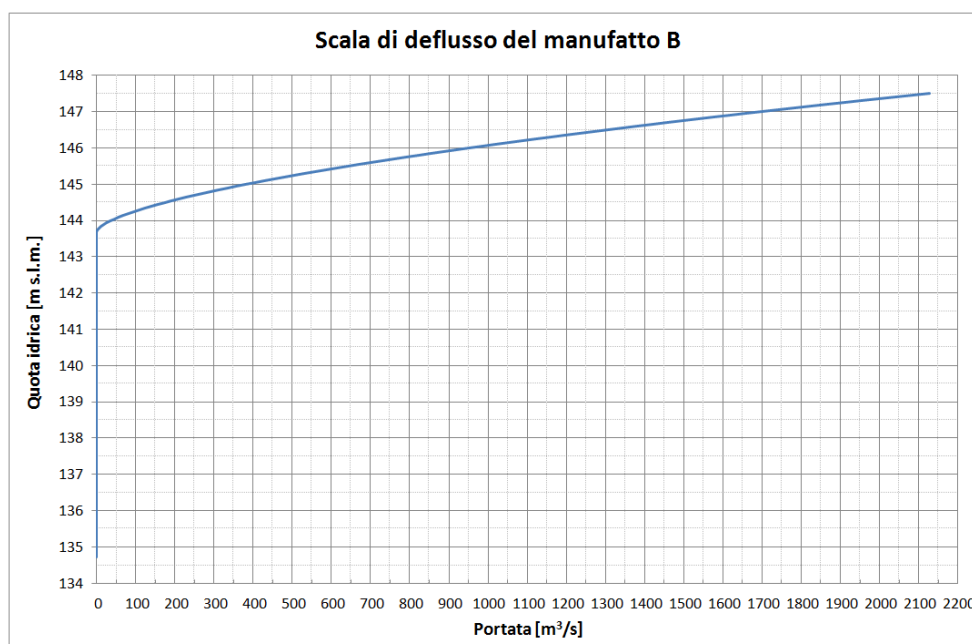


Figura 5-23 - Manufatto B: scala di deflusso

5.3.7 Manufatto C

La definizione dello sviluppo trasversale del manufatto C dipende dal funzionamento idraulico dello scaricatore di superficie, il quale ha l'obiettivo di allontanare le portate di piena eccezionali, in modo che il livello nel comparto 2 non superi mai la quota di massimo invaso, la quale si trova al disotto del coronamento degli argini di una quantità pari al franco di sicurezza.

Anche in questo caso la lunghezza della soglia di sfioro è stata ricavata con la stessa metodologia descritta in dettaglio riferendo del manufatto A, con l'utilizzo dei seguenti parametri:

- μ : coefficiente di efflusso medio, assunto pari a 0.48;
- h_d : carico di progetto sullo stramazzo pari a 1.10 m;
- h : carico massimo sullo stramazzo pari a 1.70 m in concomitanza della piena millenaria $Q_{C\ 1000}$;
- $Q_{C\ 1000}$: portata millenaria pari a 613 m³/s.

Il manufatto C si sviluppa per una larghezza di circa 30 m; si tratta di uno sfioratore a pianta rettangolare, con sviluppo del ciglio di sfioro su tre lati (in letteratura internazionale "*double side-channel spillway*" o "*bathtub*"), dotato di un ponte di attraversamento che consente di mantenere la continuità della pista di sommità arginale.

Nel seguito vengono riassunte le misure degli elementi principali del manufatto C:

- larghezza del corpo del canale collettore 35 m;
- lunghezza del corpo del canale collettore 67.9 m;
- larghezza interna minima del canale al fondo 27.15 m;
- larghezza della vasca di dissipazione 54 m;
- sviluppo complessivo di sfioro del ciglio sfiorante 120.00 m (46.50 + 27.00 + 46.50);
- quota fondo canale collettore all'estremo di monte: 132.65 m s.l.m.;
- quota fondo canale collettore all'estremo di valle: 128.15 m s.l.m.;
- lunghezza canale collettore: 47.00 m;
- quota fondo della vasca di dissipazione: 126.70 m s.l.m.;
- quota fondo restituzione (alveo) a valle del manufatto: 128.60 m s.l.m.;
- quota massima di regolazione (quota ciglio sfiorante): 142.00 m s.l.m.;
- quota di massimo invaso (T1000): 143.70 m s.l.m.;
- quota estradosso ponte: 145.50 m s.l.m.;
- quota di coronamento arginale: 145.50 m s.l.m.;
- franco arginale: 1.80 m.

In Figura 5-24 è riportata la scala delle portate del manufatto C.

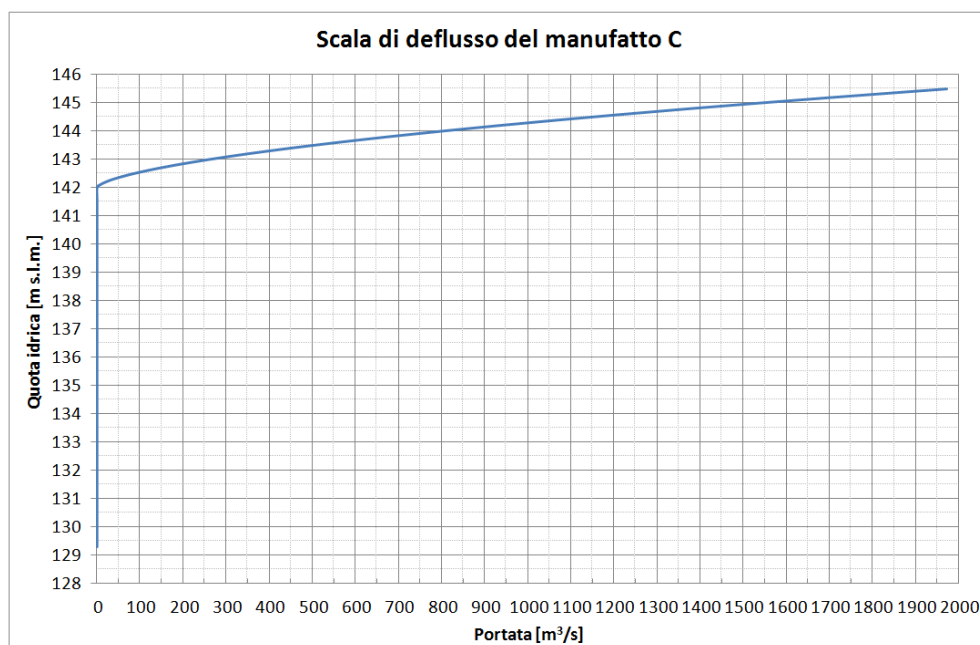


Figura 5-24 – Manufatto C: scala di deflusso del manufatto

Al fine di ridurre le quantità di calcestruzzo da impiegare nella realizzazione del manufatto ed in particolare degli elementi in elevazione si è deciso di non accompagnare la vena al fondo del canale ma di realizzare la soglia sagomata per un'altezza di 3 metri al di sotto del ciglio di sfioro, ovvero fino a quota 139.00 m s.l.m., abbandonata la quale la vena stramazza liberamente fino al fondo del canale, ovvero immerge nell'acqua invasata nel canale in funzione delle diverse portate sfiorate.

Il dimensionamento del canale presenta le problematiche tipiche dei "canali collettori a servizio di scarichi di superficie" degli sbarramenti. In letteratura sono note le trattazioni dell'argomento da parte di J. Hinds (1926), Michele Viparelli (1952), A. Knight (1989), R.M. Khatsuria e P.B. Deolalikar (1988).

Ai fini del dimensionamento delle opere che dovranno essere successivamente verificate su modello fisico si è ritenuto di considerare le due principali indicazioni riportate in letteratura dagli Autori sopra citati, ricavate in buona parte anche mediante prove su modello fisico di importanti casi reali sia in Italia (invaso di Barrea) che negli Stati Uniti (Boulder dam):

- a. è opportuno dotare la "gola" del canale collettore di una sezione di controllo, immediatamente a valle del tratto in cui entrano le portate sfiorate, al fine di assicurare condizioni di moto "subcritico";
- b. è necessario che la "gola" del canale collettore sia in grado di invasare un adeguato volume di acqua (ovviamente a livelli tali da non influenzare l'efficienza delle soglie di sfioro) al fine di assicurare un'adeguata dissipazione dei flussi idrici che stramazzano liberamente dalle soglie di sfioro e contenendo quanto più possibile le ondulazioni del pelo libero.

In tal senso i suggerimenti di letteratura sono i seguenti:

- a. le condizioni di corrente lenta nel canale collettore si possono ottenere assegnando pendenze non molto grandi ($1 \div 2$ %), oppure adottando provvedimenti quali una soglia di fondo o una strozzatura immediatamente al termine del canale collettore;
- b. per quanto attiene il volume minimo di invaso da garantire nel canale collettore si possono considerare questi parametri:
 - $W = 6.1 Q \sqrt{H/6}$ per tronchi di canale collettore di lunghezza $L = 19.70 (H/6)$;
 - $W = 15.3 Q \sqrt{H/8.1}$ per tronchi di canale collettore di lunghezza $L = 122 (H/8.10)$;
 - maggiori di $W = 13.8 Q \sqrt{H/3.42}$ per tronchi di canale collettore di lunghezza $L = 220 (H/3.42)$;

dove H è il carico che insiste sulla soglia di sfioro. Riferendo tali proporzioni alla portata di riferimento $Q_{C 1000} = 613 \text{ m}^3/\text{s}$ ed al carico di progetto $H=1.7 \text{ m}$ si ottengono i seguenti valori:

- $W = 1990 \text{ m}^3$ per tronchi di canale collettore di lunghezza $L = 5.6 \text{ m}$;
- $W = 4297 \text{ m}^3$ per tronchi di canale collettore di lunghezza $L = 25.6 \text{ m}$;
- maggiori di $W = 5964 \text{ m}^3$ per tronchi di canale collettore di lunghezza $L = 109 \text{ m}$.

Nel caso in esame le indicazioni di letteratura sopra citati sono stati applicati nel modo seguente:

- a. per garantire le condizioni di corrente lenta nel canale collettore si utilizza una soglia di fondo al termine del canale collettore, con quota di sommità a 130.15 m s.l.m., e paramento di valle sagomato con raccordo circolare convesso ($R=3$ m), scivolo piano (pendenza h:v pari a 2:1) e successivo raccordo circolare concavo ($R=15$ m) ad accompagnare la corrente veloce alla sezione terminale del canale di restituzione, ovvero al fondo della vasca di dissipazione posta a quota 126.70 m s.l.m. laddove si è imposto un brusco allargamento della sezione che passa da 27 a 54 m;
- b. il volume minimo di invaso, sulla base della lunghezza del canale collettore del caso in esame (47 m), risulta dell'ordine di circa $5'000 \text{ m}^3$, interpolando di dati di letteratura sopra citati. L'imposizione di un livello idrico nel canale collettore a 135.85 m s.l.m., considerando la sagoma di fondo e la larghezza al fondo del canale (sempre maggiore di 27.4 m), consente di raggiungere un volume dell'ordine di 6500 m^3 ed un tirante idrico variabile da 3.20 m (estremo di monte del canale) a 7.7 m (estremo di valle) in grado di assicurare un adeguato smorzamento della vena in arrivo da monte.

Imponendo il passaggio il passaggio per lo stato critico in corrispondenza della soglia al termine del canale collettore si può calcolare la velocità teorica v_{1th} di corrente veloce in ingresso alla vasca di dissipazione secondo la nota formula proposta da USBR:

$$v_{1th} = \sqrt{2g(Z - 0.5H)}$$

con Z differenza di quota tra il massimo livello idrico a monte e la quota del fondo vasca, mentre H è il carico sullo sfioro. Nel caso in esame si ottiene una v_{1th} di ca. 11 m/s, che corretta in base agli abachi sperimentali, può essere stimata in 10.5 m/s. Poiché il dislivello è molto modesto si ritiene di utilizzare direttamente la velocità teorica di 11 m/s come valore di corrente veloce in ingresso alla vasca dissipazione, che si presenterà quindi con un tirante y_1 di 2.05 m, cui corrisponde un numero di Froude di 2.5.

Per quanto attiene la tipologia di manufatto dissipatore si utilizza quella nota in letteratura come “*expanding stilling basin*”, ovvero come “*abruptly expanding stilling basin*”; il dimensionamento è stato condotto sulla base dei risultati dello studio sperimentale condotto da Hager (1992) sulle vasche di dissipazione caratterizzate da bruschi allargamenti di sezione nella zona di collegamento tra canale in arrivo e manufatto dissipatore.

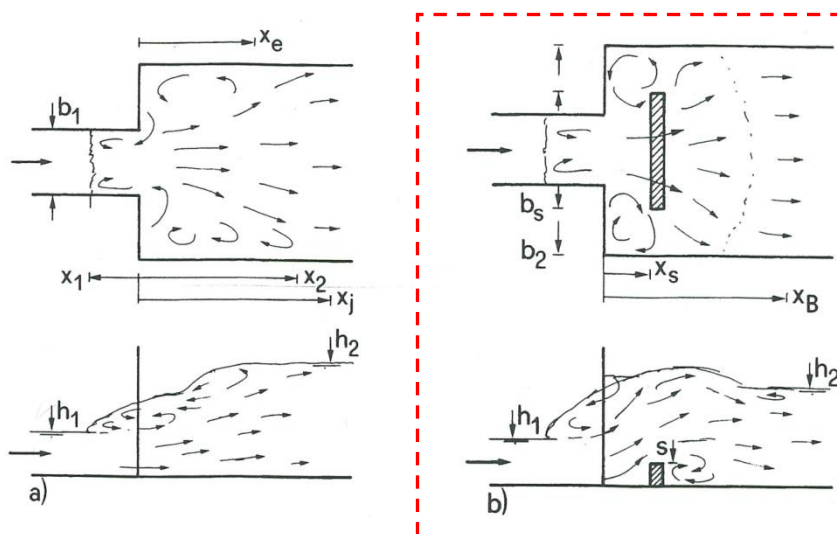


Figura 5-25 - vasche di dissipazione con bruschi allargamenti di sezione, a) senza e b) con soglia.

Con riferimento alla soprastante Figura 5-25, definiti i parametri

$$Y^* = h_2^*/h_1,$$

$$Y = h_2/h_1,$$

$$X_1 = x_1/L_r^*$$

$$\beta = b_2/b_1$$

dove:

- h_2^* altezza idrica coniugata al risalto di h_1 ;
- L_r^* lunghezza del risalto idraulico che si avrebbero senza il brusco allargamento;
- b_1 larghezza del canale in ingresso alla vasca (27 m);
- b_2 larghezza della vasca di dissipazione (54 m);
- β rapporto di espansione (pari a 2);

gli studi e le prove su modelli fisici hanno permesso di sintetizzare la seguente relazione tra le grandezze caratteristiche:

$$\frac{Y^* - Y}{Y^* - 1} = (1 - \beta^{-1/2})[1 - \tanh(1.9 X_1)]$$

Nel caso in esame, assumendo x_1 pari a zero (ovvero imponendo il piede del risalto in prossimità dello sbocco della galleria in progetto), note le caratteristiche idrodinamiche della corrente veloce incidente, si ottiene un valore di h_2 pari a 4.95 m, considerando l'impiego della configurazione "ottimizzata" della vasca di dissipazione mediante

una soglia centrale (*central sill*) le cui dimensioni sono state calcolate seguendo sempre le formulazioni sperimentali proposte in letteratura da Hager.

Le principali dimensioni di tale struttura, secondo lo schema proposto in Figura 5-25, b), sono le seguenti:

- $x_s=8.35$ m, distanza della faccia di monte della soglia dal piede del risalto;
- $b_s=33.75$ m, larghezza della soglia;
- $s=1.50$ m, altezza della soglia.

La lunghezza minima della vasca di dissipazione può essere assunta pari a quella del “roller” L_r^* (28 metri nel caso in esame) utilizzando una soglia all’uscita della vasca stessa.

Si ribadisce quanto noto in letteratura ovvero che:

- l’utilizzo “*in batteria*” di elementi dissipatori isolati (*appurtenances*) quali, ad esempio, “*baffle piers*” non risulta efficace ai fini di una buona e regolare dissipazione, come ampiamente mostrato in letteratura dallo stesso Hager e da Bremen;
- viceversa, l’utilizzo della soglia centrale di altezza opportuna consente di ridurre in modo significativo l’altezza coniugata di corrente lenta necessaria per un funzionamento stabile del dissipatore, mentre non influisce sulla lunghezza del manufatto.

Per ragioni costruttive la posizione della soglia viene avanzata di ca. 60 cm, ritenendo di non alterare in modo significativo il funzionamento del manufatto; funzionamento che, come di consueto, sarà oggetto di adeguata verifica su modello fisico in laboratorio, nell’ambito della quale si procederà ad ottimizzare la geometria e la posizione della soglia di fondo.

L’altezza della soglia di valle, posta all’uscita della vasca di dissipazione, è stata imposta considerando una quota di 129.70 m s.l.m., maggiore di ca. 1 metro rispetto al fondo alveo di progetto del T. Baganza, per evitare l’ingresso nel manufatto di acqua e detriti per le portate ordinarie.

In tal modo l’uscita della portata millenaria di riferimento avviene in condizioni di minimo contenuto energetico (stato critico) determinando all’interno della vasca un livello idrico di 133.25 m s.l.m., cui corrisponde un tirante idrico sul fondo vasca di 6.55 m, maggiore di 1.6 m rispetto alla coniugata di corrente lenta (4.95 m), per cui il risalto tenderà ad essere ricacciato al piede della soglia posta all’uscita del canale collettore.

Anche se non richiesto esplicitamente dalla normativa si è verificato il comportamento del manufatto in condizioni di piena con $T=3000$ anni, laddove $Q_{C\ 3000}$ risulta pari a $933\text{ m}^3/\text{s}$; in sintesi, il comportamento del manufatto è il seguente:

- soglia al termine del canale collettore: altezza critica passa da 3.75 a 4.95 m, con conseguente livello idrico all’interno del canale che si eleva da 135.85 m s.l.m. a 137.60 m s.l.m., ancora al di sotto delle bocche degli arofori posti a 138.29 m s.l.m.;
- il dislivello tra massima quota idrica all’interno del collettore e quota di fondo vasca passa da 9.15 m a 10.9 m;

- la corrente veloce al piede della soglia si presenterà quindi con una velocità teorica di ca. 12 m/s, cui corrisponde un tirante di 2.80 m, e $Fr=2.3$;
- la vasca di dissipazione richiederebbe una soglia alta 1.8 m, posta a 10.15 m dal piede del risalto, una altezza coniugata di corrente lenta pari a 6.30 m, ed una vasca lunga almeno 35 metri;
- l'uscita della portata trimillenaria dalla soglia di fondo vasca avviene in condizioni di minimo contenuto energetico (stato critico) determinando all'interno della vasca un livello idrico di 134.40 (anziché) 133.25 m s.l.m., cui corrisponde un tirante idrico sul fondo vasca di 7.70 m (anziché 6.55 m), maggiore di 1.4 m rispetto alla coniugata di corrente lenta (6.30 m), per cui anche in questo caso il risalto tenderà ad essere ricacciato al piede della soglia posta all'uscita del canale collettore.

Il manufatto C è poi anche dotato di due canne a sezione netta interna 3.00 x 3.00 m per lo svuotamento dell'invaso posizionate sui lati del manufatto; a monte di ciascuna canna è previsto un opportuno manufatto d'imbocco con griglia grossolana in acciaio mentre a valle, allo sbocco entro la vasca di dissipazione, sono previste le paratoie piane di sezionamento motorizzate e manovrabili anche manualmente dalla sommità della pista arginale.

La scala di deflusso delle due canne è riportata nella seguente Tabella 5-4.

Tabella 5-4 – Scala di deflusso tombini manufatto C

Quote (m s.l.m.)	Q_{tombini} (m ³ /s)
142.00	205.46
141.00	196.90
140.00	187.94
139.00	178.54
138.00	168.61
137.00	158.06
136.00	146.76
135.00	134.51
134.00	121.02
133.00	105.83
132.00	88.06
131.50	78.19
131.00	55.68
130.00	43.00
129.00	15.61
128.10	0.00

6. SIMULAZIONI STATICHE DEL FUNZIONAMENTO DELLA CASSA DI ESPANSIONE

I fenomeni di invaso e svaso in una cassa di espansione, specie se in linea come è sostanzialmente il caso in esame, sono di solito assimilati ad un processo di laminazione “statico”, nel quale cioè l’invaso sia in grado di contenere la portata in arrivo, di annullarne la velocità e di permettere variazioni del pelo libero come semplici traslazioni verticali di uno specchio liquido, assunto istante per istante orizzontale.

Questo modo di schematizzare il problema di solito porta a risultati più che soddisfacenti, ma non è in grado, soprattutto nelle prime fasi di riempimento e nelle ultime fasi di svuotamento, di descrivere il campo di velocità che si viene a creare all’interno della cassa. Per indagare su questo aspetto è necessario applicare modelli più complessi e onerosi dal punto di vista del calcolo, come ad esempio quelli che risolvono le equazioni alle acque basse in un dominio bidimensionale.

Nel presente capitolo il problema viene affrontato con un approccio di tipo statico (*level-pool*).

Nel caso di un approccio di tipo “statico” il funzionamento complessivo della cassa può essere descritto dall’equazione di continuità espressa in forma differenziale:

$$\frac{dW(t)}{dt} = Q_{in}(t) - Q_{out}(t) \quad (6.1)$$

dove $W(t)$ rappresenta il volume invasato al tempo t , Q_{in} e Q_{out} rispettivamente la portata in ingresso ed in uscita al tempo t .

Esprimendo il rapporto $\frac{dW}{dt}$ in funzione della quota z e dell’area dello specchio liquido $S(z)$:

$$\frac{dW}{dt} = \frac{dW}{dz} \frac{dz}{dt} = S(z) \frac{dz}{dt} \quad (6.2)$$

e sostituendo nell’equazione 6.1 si ottiene:

$$\frac{dz(t)}{dt} = \frac{Q_{in}(t) - Q_{out}(t)}{S(z)} \quad (6.3)$$

Nella (6.3) compaiono le tre funzioni incognite $Q_{out}(t)$, $z(t)$ ed $S(z)$, mentre $Q_{in}(t)$ si presuppone nota e pari ad una delle onde di piena sintetiche in ingresso alla cassa (Figura 3-12). Ai fini della risoluzione è quindi necessario associare alla (6.3) altre due equazioni.

La prima relazione si ricava dalla legge di efflusso del manufatto regolatore (Figura 5-15 o Figura 5-16), per la quale risulta

$$Q_{out}(t) = f(z) \quad (6.4)$$

mentre la seconda, dedotta da considerazioni puramente geometriche dell'invaso (Figura 5-12 e Figura 5-13) correla l'area dello specchio liquido alla quota:

$$S = g(z) \quad (6.5)$$

Per risolvere il sistema di tre equazioni (6.3)-(6.5) si è utilizzato un apposito programma di calcolo, scritto in linguaggio FORTRAN, che utilizza il metodo di Runge-Kutta alle differenze finite al 4° ordine, fornendo come risultati i valori di Q_{out} , z e W , in funzione del tempo t . Per maggiori dettagli si rimanda all'Allegato 6.

Nel caso in esame poi, oltre alle luci sotto battente, sono stati considerati i vari sfioratori ciascuno con la propria legge di efflusso.

6.1 SIMULAZIONE DEL FUNZIONAMENTO DELLA CASSA CON PARATOIE AD APERTURA PREFISSATA

Nel caso di paratoie ad apertura prefissata, ovvero non manovrate in condizioni di piena, la relazione (6.4) corrisponde ad una delle scale di deflusso riportate in Figura 5-15 relativamente all'apertura prescelta. Calcoli preliminari, basati sull'obiettivo di garantire il totale riempimento della cassa senza innescare lo sfioro per l'evento con $T=200$ anni, portano a ritenere che l'apertura di progetto "ottimale" sia $a=1.60$ m, corrispondente al 46% dell'altezza delle luci^{28,29}. La scala delle portate per questa apertura è riportata in Figura 6-1.

Da Figura 6-2 a Figura 6-5 sono riportati i grafici degli andamenti delle portate in ingresso e in uscita, delle quote idriche e dei volumi invasati in funzione del tempo, per eventi con tempi di ritorno 100, 200, 1000 e 3000 anni (nel grafico degli andamenti delle portate per $T=3000$ anni è stato necessario aumentare l'estensione dell'asse delle ordinate). Nella Tabella 6-1 sono riportati i risultati di sintesi delle elaborazioni, ovvero i valori, in funzione del tempo di ritorno T (da 5 a 3000 anni), delle portate al colmo in ingresso $Q_{e,max}$, in uscita $Q_{u,max}$ e l'efficienza $e(T)$ della cassa definita come:

$$e(T) = 1 - \frac{Q_{u,max}}{Q_{e,max}} \quad (6.6)$$

La Figura 6-6 riporta poi gli andamenti delle portate al colmo in ingresso $Q_{e,max}$ e in uscita $Q_{u,max}$ in funzione del tempo di ritorno T , mentre la Figura 6-7 riporta l'efficienza della cassa, sempre in funzione di T .

Dall'osservazione della tabella e dei grafici si nota come, avendo prefissato opportunamente l'apertura delle paratoie, la cassa si invasa completamente per l'evento di $T=200$ anni (Figura 6-3) e l'efficienza è massima (45%). Per questo tempo di ritorno la portata massima in uscita è pari a $461 \text{ m}^3/\text{s}$. Per eventi di tempo di ritorno inferiore la cassa non si invasa completamente e l'efficienza si riduce, ma la portata massima uscente è sempre inferiore a $461 \text{ m}^3/\text{s}$. Per $T=5$ anni la cassa non si invasa quasi per nulla e l'efficienza è minima (5%). Per $T=500$ anni, invece,

²⁸ Si è assunto nel prosieguo della trattazione che tutte e quattro le paratoie fossero parzializzate allo stesso modo.

²⁹ Che sia "ottimale" si evince dai risultati mostrati nel seguito.

la cassa giunge a sfiorare, l'efficienza ovviamente si riduce (14%) rispetto a T=200 anni e la portata massima uscente supera i 900 m³/s.

La simulazione per T=1000 anni viene assunta quale riferimento per la definizione del livello di massimo invaso e quindi del franco pari a 1.80 m dalle sommità arginali.

La simulazione per T=3000 anni dimostra invece che in entrambi gli invasi si perdono 50 cm di franco rispetto alle condizioni di massimo invaso con T1000.

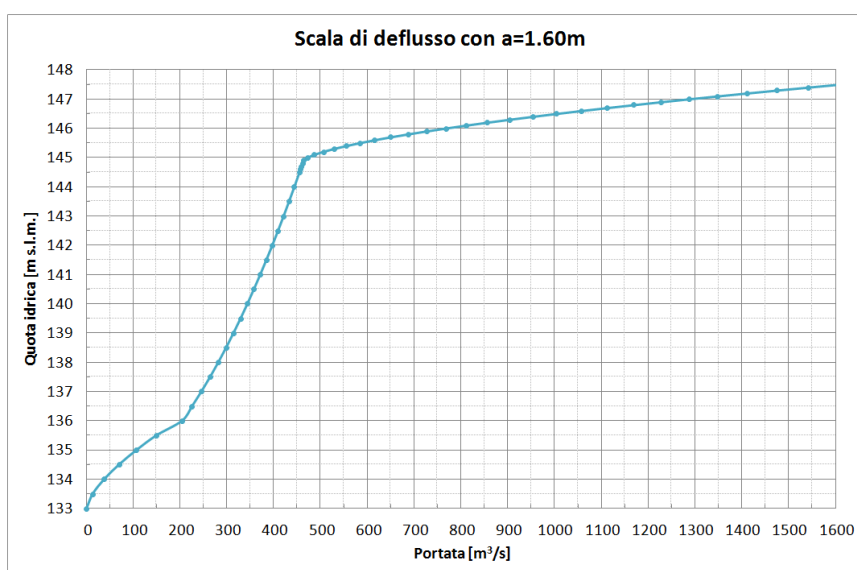


Figura 6-1 - Scala delle portate del manufatto regolatore A per apertura delle quattro luci a=1.60 m (46%).

Tabella 6-1 - Risultati di sintesi delle simulazioni (luci parzializzate, a=1.60 m).

<i>T</i>	<i>Q_{e max}</i>	<i>Q_{u max}</i>	<i>efficienza</i>
(anni)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(%)
5	227	215	5%
10	306	267	13%
20	397	316	20%
50	542	389	28%
100	676	445	34%
200	835	461	45%
500	1093	942	14%
1000	1332	1217	9%
3000	1808	1779	2%

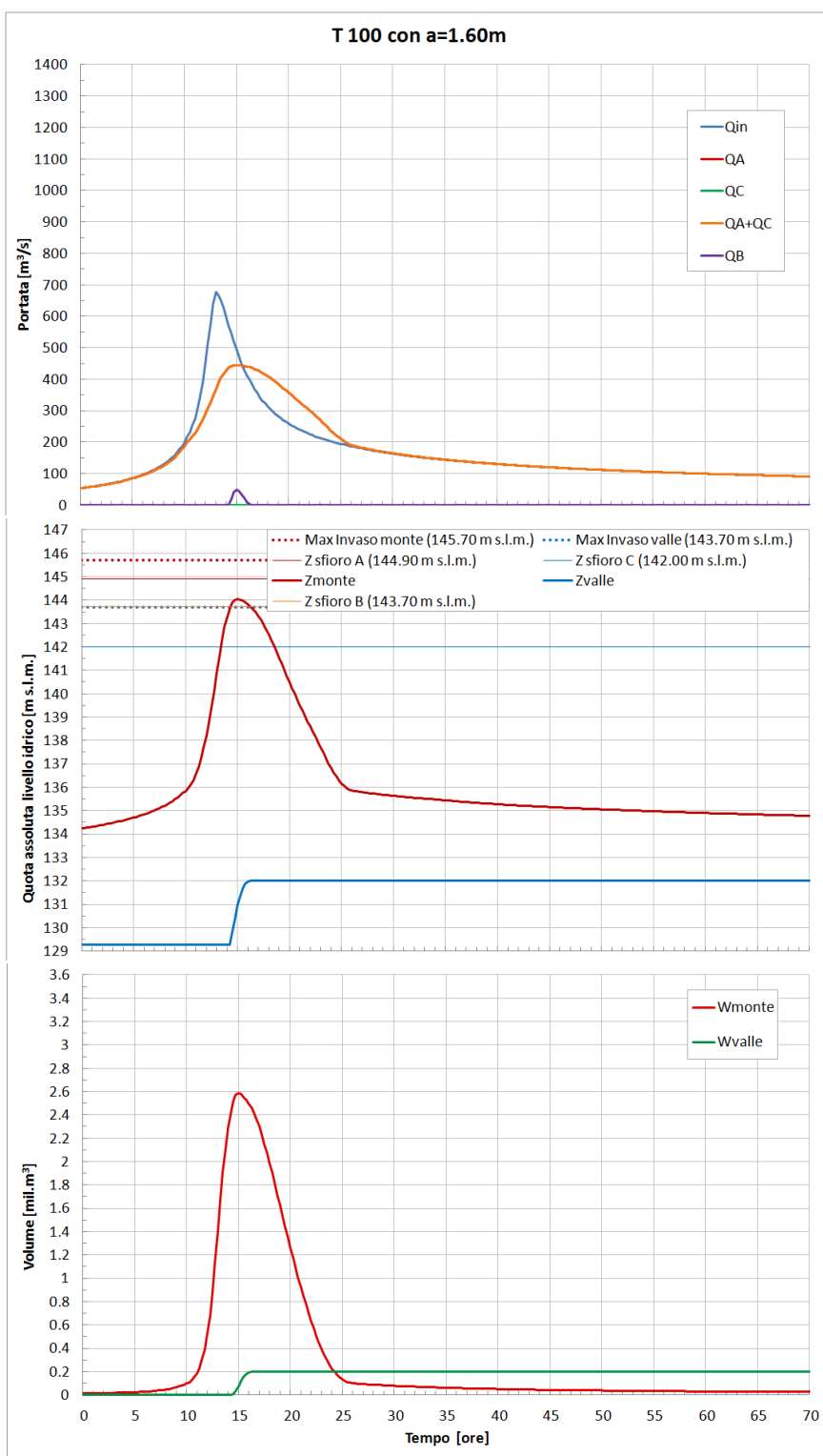


Figura 6-2 - Andamenti delle portate, delle quote idriche e dei volumi invasati per un evento con tempo di ritorno di 100 anni (luci parzializzate, a=1.60m).

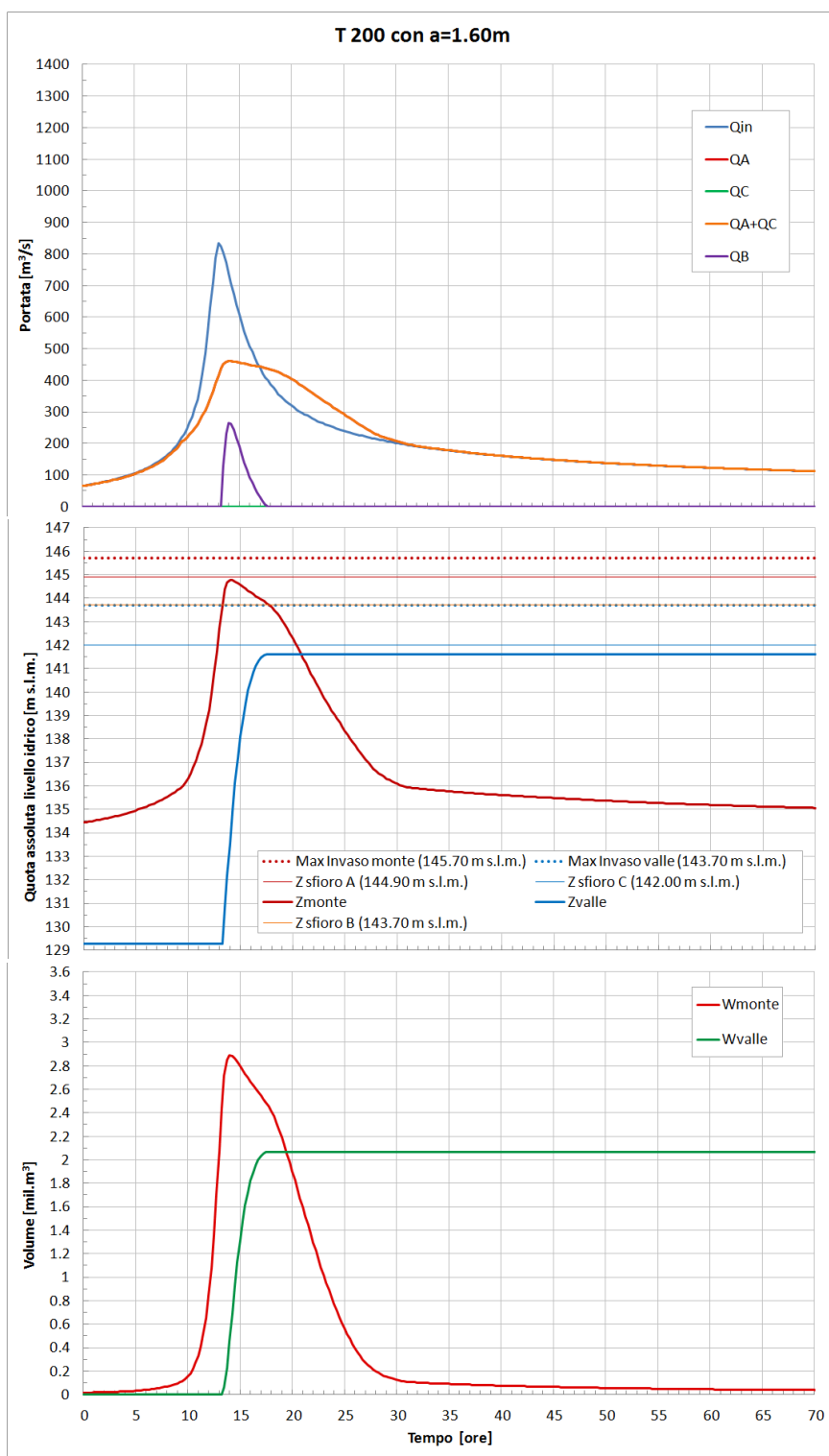


Figura 6-3 - Andamenti delle portate, delle quote idriche e dei volumi invasati per un evento con tempo di ritorno di 200 anni (luci parzializzate, a=1.60m).

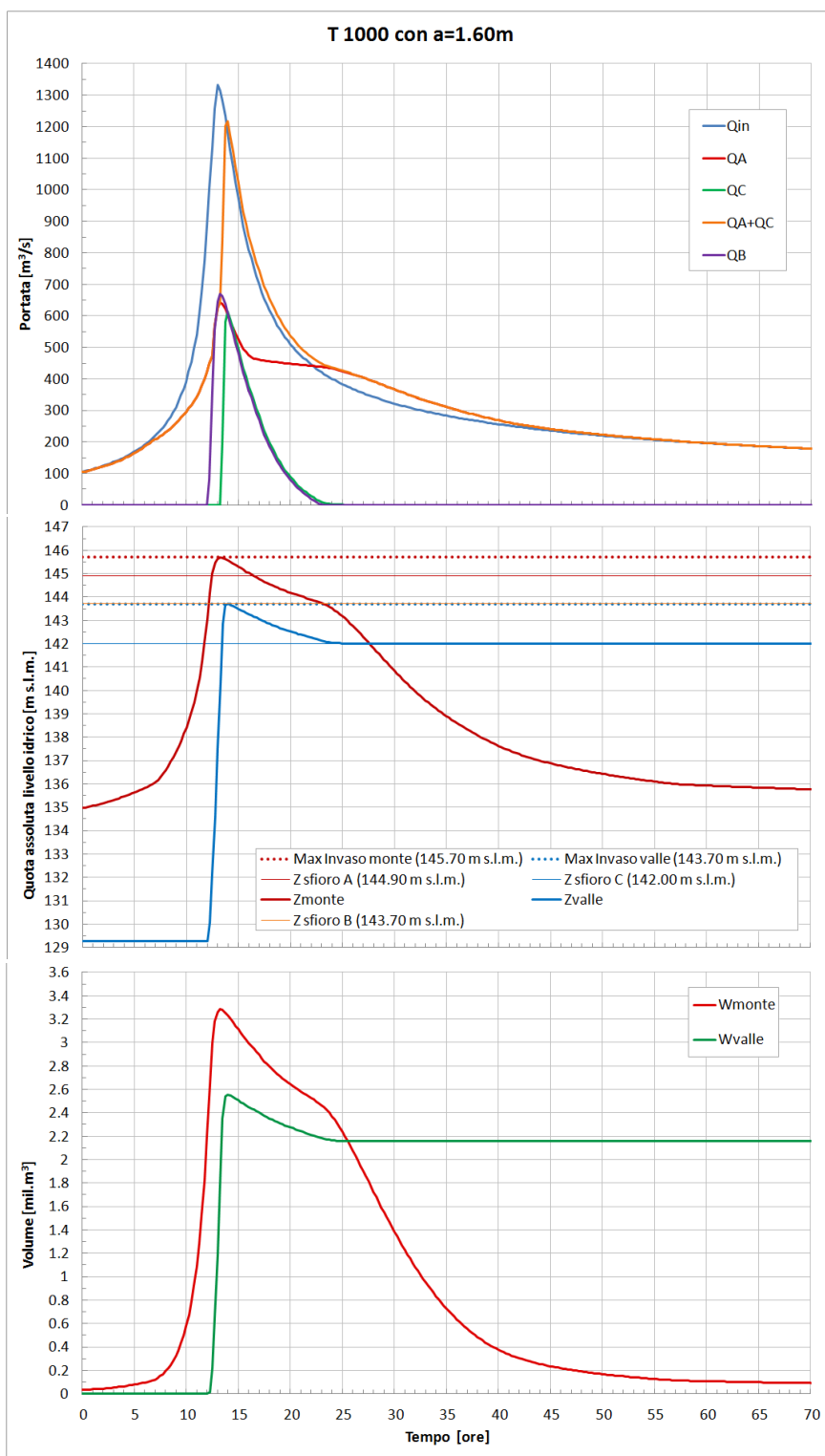


Figura 6-4 - Andamenti delle portate, delle quote idriche e dei volumi invasati per un evento con tempo di ritorno di 1000 anni (luci parzializzate, a=1.60m).

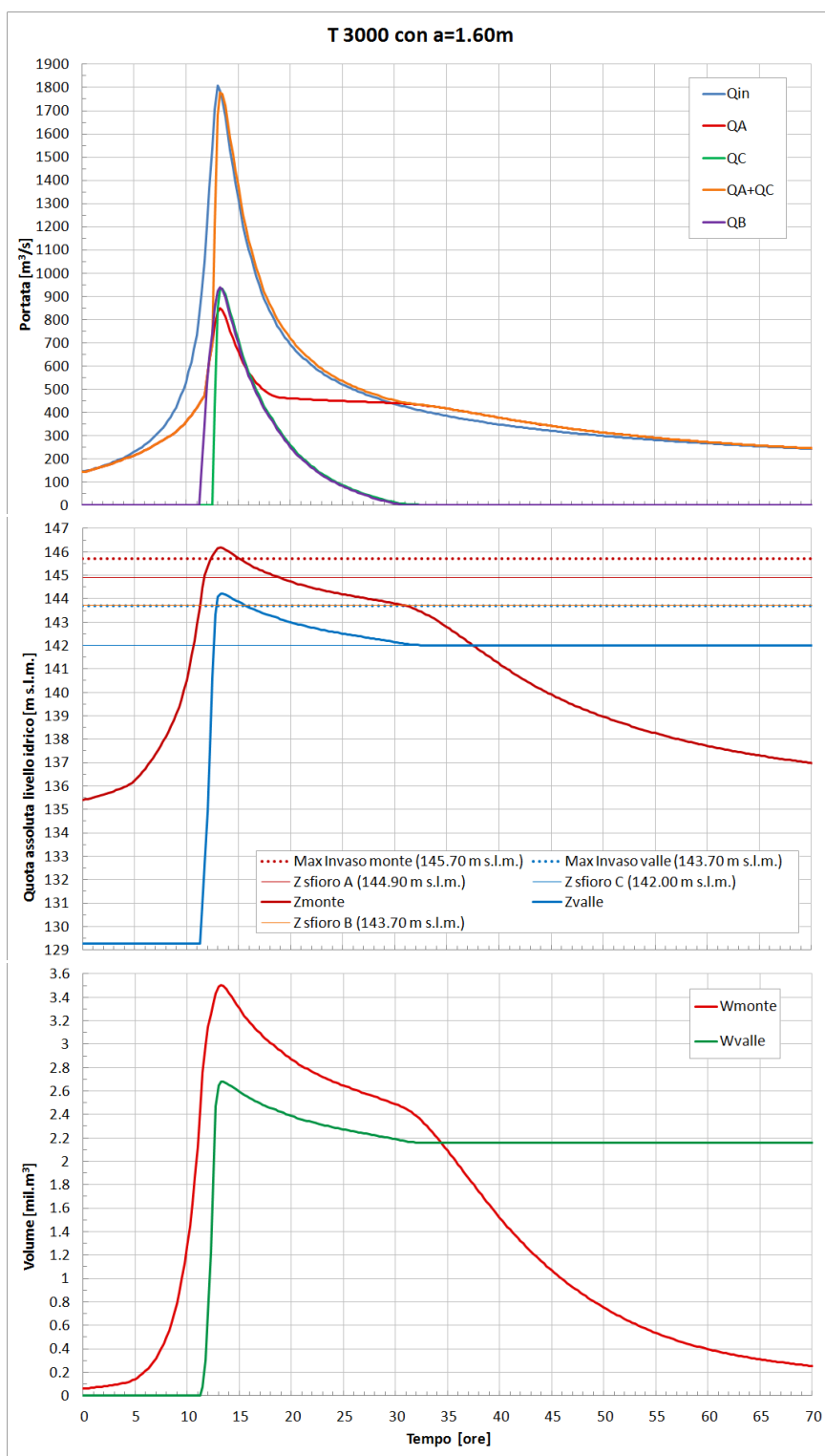


Figura 6-5 - Andamenti delle portate, delle quote idriche e dei volumi invasati per un evento con tempo di ritorno di 3000 anni (luci parzializzate, $a=1.60m$).

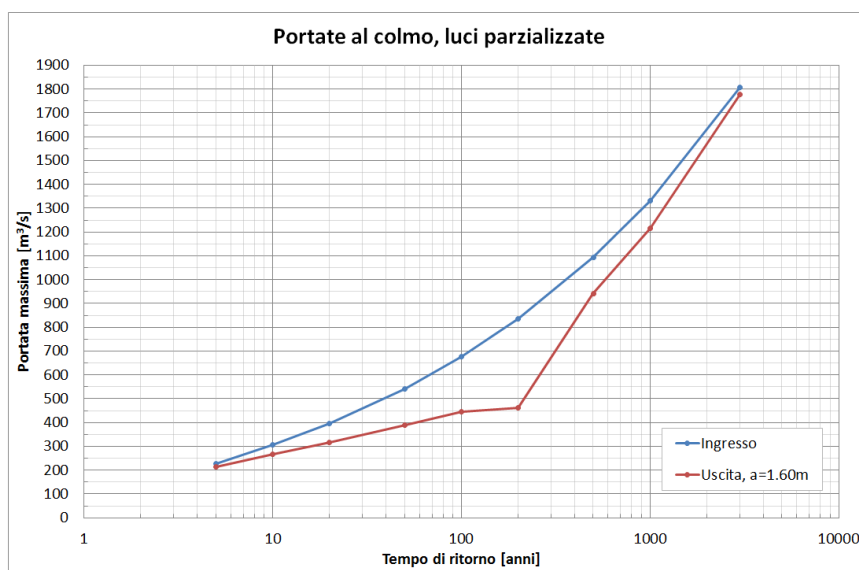


Figura 6-6 - Andamenti delle portate al colmo in ingresso e in uscita (luci parzializzate, $a=1.60$ m).

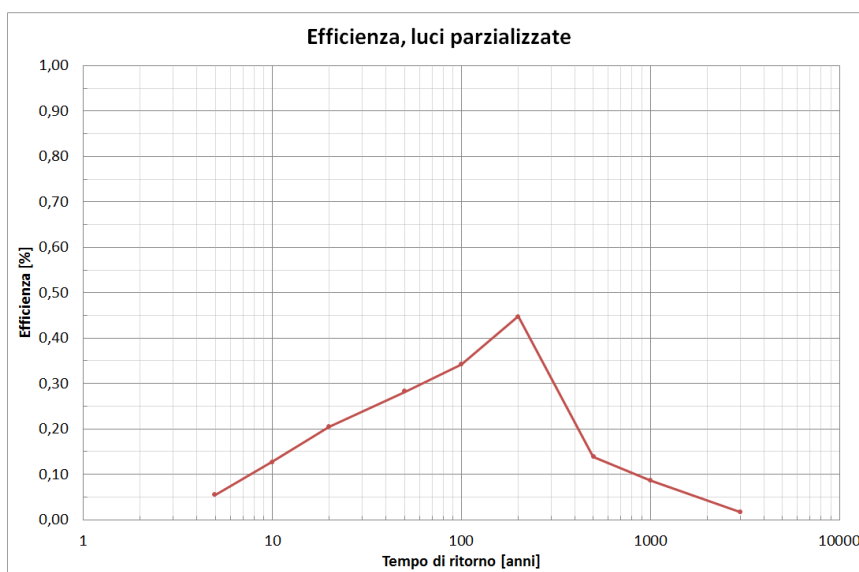


Figura 6-7 - Efficienza della cassa di espansione (luci parzializzate, $a=1.60$ m).

La Tabella 6-3 riportata al termine del capitolo mostra un quadro riassuntivo dei risultati ottenuti.

6.2 SIMULAZIONE DEL FUNZIONAMENTO DELLA CASSA CON PARATOIE AD APERTURA VARIABILE

Il mantenimento delle paratoie ad apertura prefissata non garantisce ovviamente il massimo sfruttamento del volume della cassa.

Manovrando opportunamente le paratoie si può invece aumentare l'efficienza della cassa per tutti i tempi di ritorno, ma soprattutto per tempi di ritorno più modesti. Il "presupposto" è naturalmente quello di avere qualche informazione sull'evento in atto, in particolare sulla sua gravosità, in modo da poter stabilire una qualche regola di manovra efficiente.

In questo paragrafo si è assunta quindi una conoscenza perfetta e totale dell'onda entrante, come si può solo ottenere *ex-post*, con il solo scopo di verificare la massima efficienza ottenibile dalla cassa, ma è chiaro che in corso di evento l'incertezza delle caratteristiche dello stesso non potrà mai portare ad ottimizzare perfettamente la cassa. Nel paragrafo successivo si prenderanno poi in considerazione alcuni scenari di manovra "non ottimali", per poterne verificare le conseguenze in corso di evento.

Per mantenere in uscita dalla cassa una portata costante, nonostante le variazioni di livello nell'invaso, è necessario manovrare le paratoie in corso di evento. Si può ipotizzare di procedere secondo le seguenti modalità: all'inizio dell'evento di piena e fino al raggiungimento del valore di portata stabilito, in base all'importanza dell'evento, le quattro paratoie vengono lasciate completamente sollevate. Ciò evita di invasare inutilmente la cassa e di preservarne il volume quando è più utile. In una fase successiva si procede alla parzializzazione delle paratoie, per mantenere invariata la portata in uscita nonostante l'incremento di livello nell'invaso. Superato il valore di colmo dell'onda di piena in ingresso, cioè in fase calante, si può ipotizzare di mantenere il grado di apertura raggiunto o di sollevare nuovamente tutte le paratoie, se si necessita di uno svuotamento rapido della cassa per timori di nuovi eventi critici, senza però provocare una portata uscente superiore al limite imposto.

La Figura 6-8 riporta, a titolo di esempio, le modalità con cui è possibile parzializzare l'apertura delle luci di fondo agendo sulle paratoie per rispettare il limite di $430 \text{ m}^3/\text{s}$ in uscita.

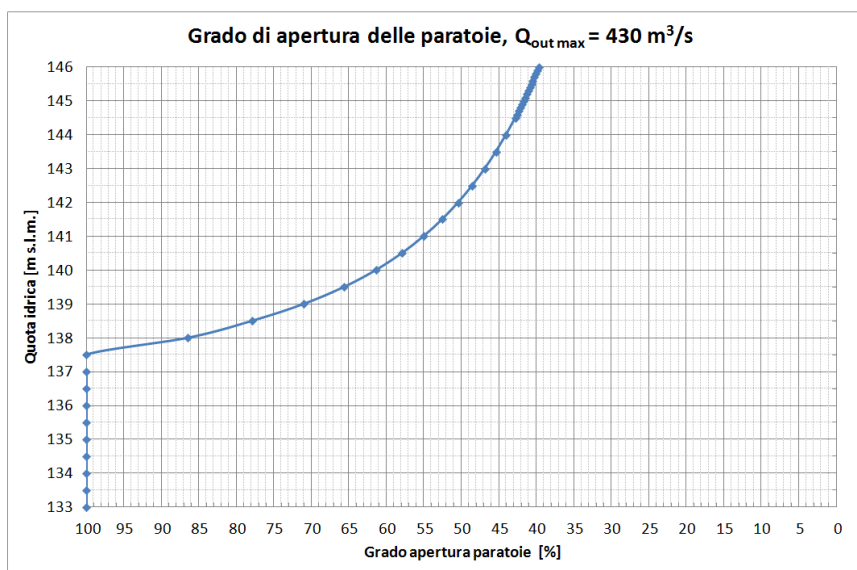


Figura 6-8 - Grado di apertura delle paratoie in funzione del livello idrico crescente all'interno dell'invaso.

Da Figura 6-9 a Figura 6-13 sono riportati i grafici degli andamenti delle portate in ingresso e in uscita, delle quote idriche e dei volumi invasati in funzione del tempo, per eventi con tempi di ritorno 100, 200 e 1000 anni, oltre a quelli di eventi storici significativi per lo studio in esame ovvero quello del 2-4/11/2000 e quello del 13/10/2014 (è stato necessario allungare l'asse temporale per l'evento del 2/11/2000 in quanto caratterizzato da due picchi successivi). Nella Tabella 6-2 sono riportati i risultati di sintesi delle elaborazioni, ovvero i valori, in funzione del tempo di ritorno T , delle portate al colmo in ingresso $Q_{e,max}$, in uscita $Q_{u,max}$ e l'efficienza $e(T)$ della cassa. La Figura 6-14 riporta poi gli andamenti delle portate al colmo in ingresso $Q_{e,max}$ e in uscita $Q_{u,max}$ in funzione del tempo di ritorno T , mentre la Figura 6-15 riporta l'efficienza della cassa, sempre in funzione di T .

Dall'osservazione della tabella e dei grafici si nota come, avendo manovrato opportunamente l'apertura delle paratoie, le casse si invasano quasi completamente per $T=100$ anni e $T=200$ anni. Per un tempo di ritorno pari a 200 anni l'efficienza è pari al 49% e la portata massima in uscita (costante per un lungo periodo di tempo) non supera i $430\ m^3/s$. La stessa cosa si verifica per un tempo di ritorno pari a 100 anni, per il quale l'efficienza è pari al 56% e la portata massima in uscita non supera i $300\ m^3/s$.

Per $T=1000$ anni e portata in uscita dalle luci del manufatto A pari a $430\ m^3/s$ entrambe le casse si invasano completamente e tutti gli organi di sfioro entrano in funzione. Viene raggiunta la quota 145.70 m s.l.m. nell'invaso di monte, mantenendo un franco pari a 1.80 m rispetto alla quota 147.50 m s.l.m. degli argini del comparto di monte, e la quota 143.70 m s.l.m. nell'invaso di valle, con un franco di 1.80 m rispetto alla quota 145.50 m s.l.m. degli argini del comparto di valle. La portata massima uscente aumenta a $1182\ m^3/s$, l'efficienza ovviamente si riduce rispetto agli eventi di minor tempo di ritorno, ma si mantiene ancora pari a 11%.

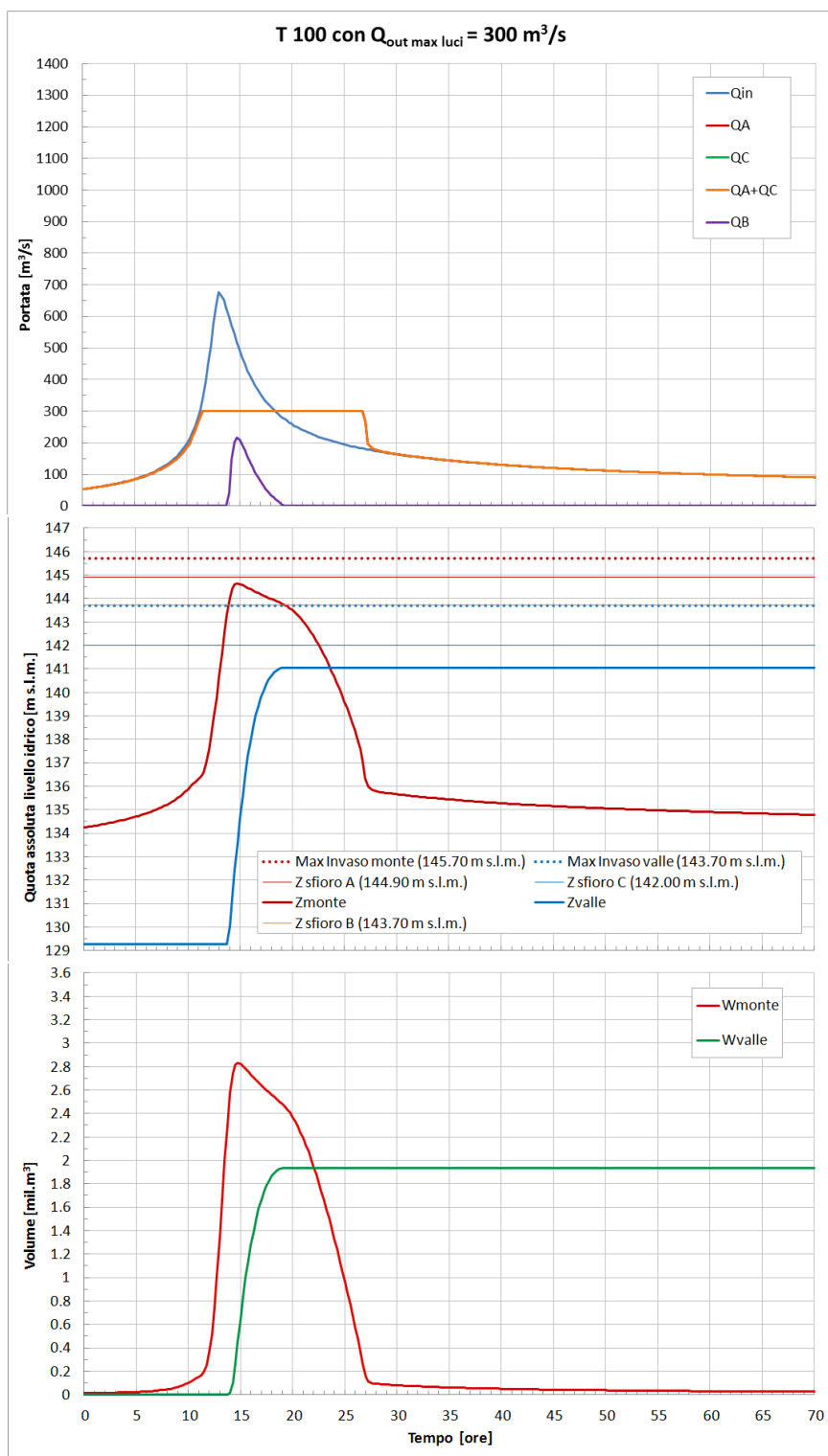


Figura 6-9 - Andamenti delle portate, delle quote idriche e dei volumi invasati per un evento con tempo di ritorno di 100 anni (luci mobili, portata massima in uscita 300 mc/s).

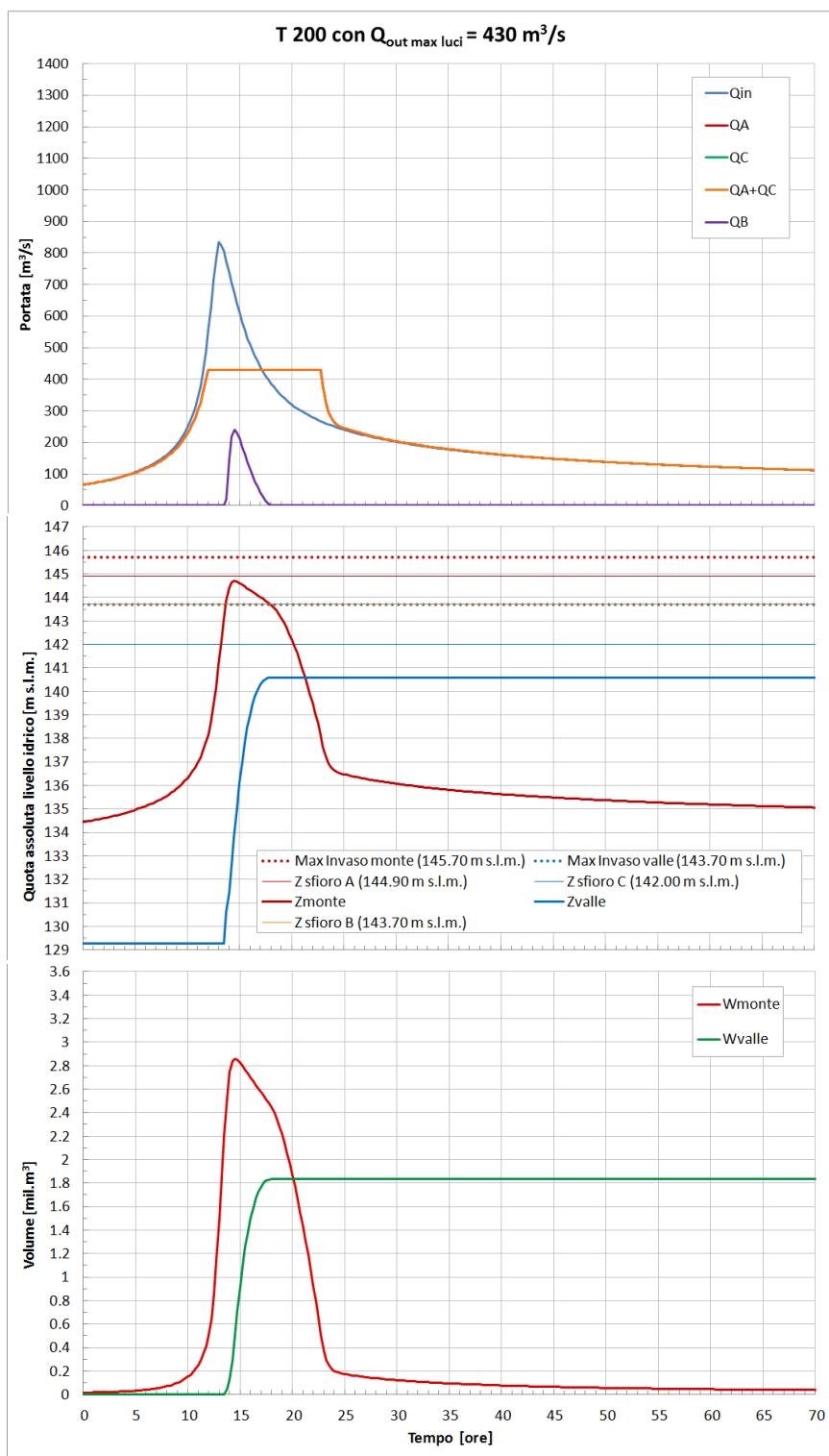


Figura 6-10 - Andamenti delle portate, delle quote idriche e dei volumi invasati per un evento con tempo di ritorno di 200 anni (luci mobili, portata massima in uscita 430 mc/s).

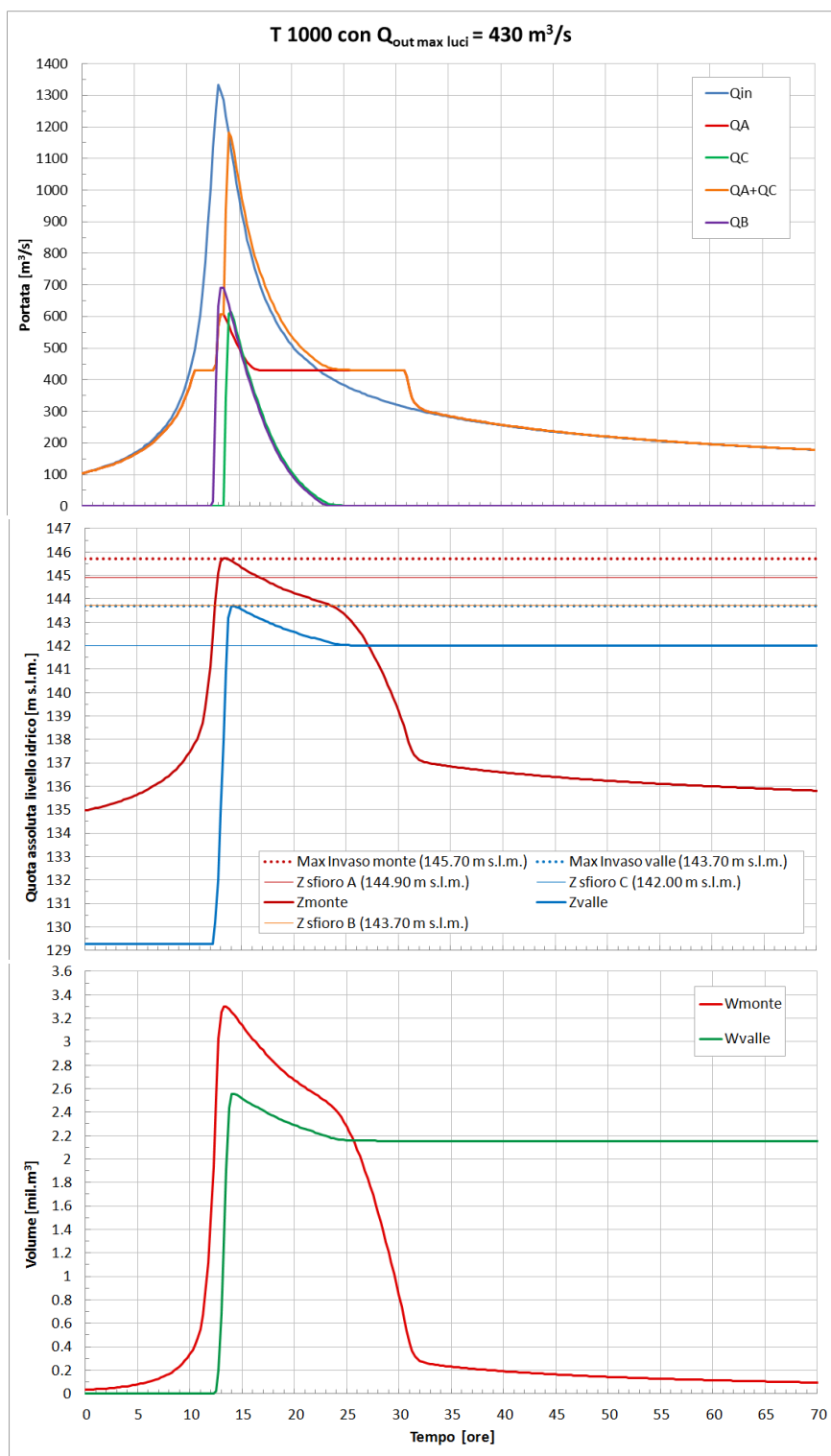


Figura 6-11 - Andamenti delle portate, delle quote idriche e dei volumi invasati per un evento con tempo di ritorno di 1000 anni (luci mobili, portata massima in uscita 430 mc/s).

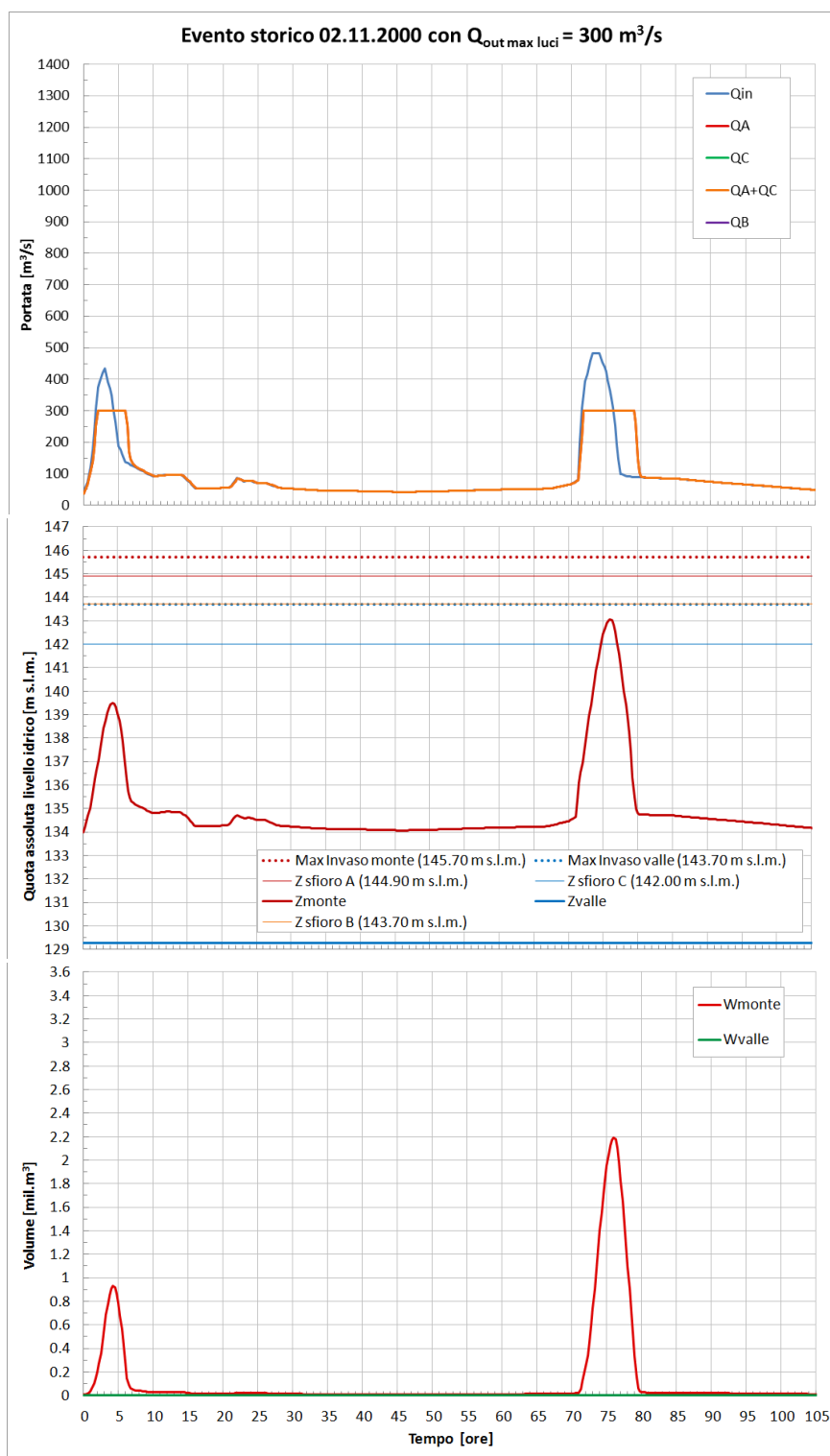


Figura 6-12 - Andamenti delle portate, delle quote idriche e dei volumi invasati per l'evento storico del 2/11/2000 (luci mobili, portata massima in uscita 300 mc/s).

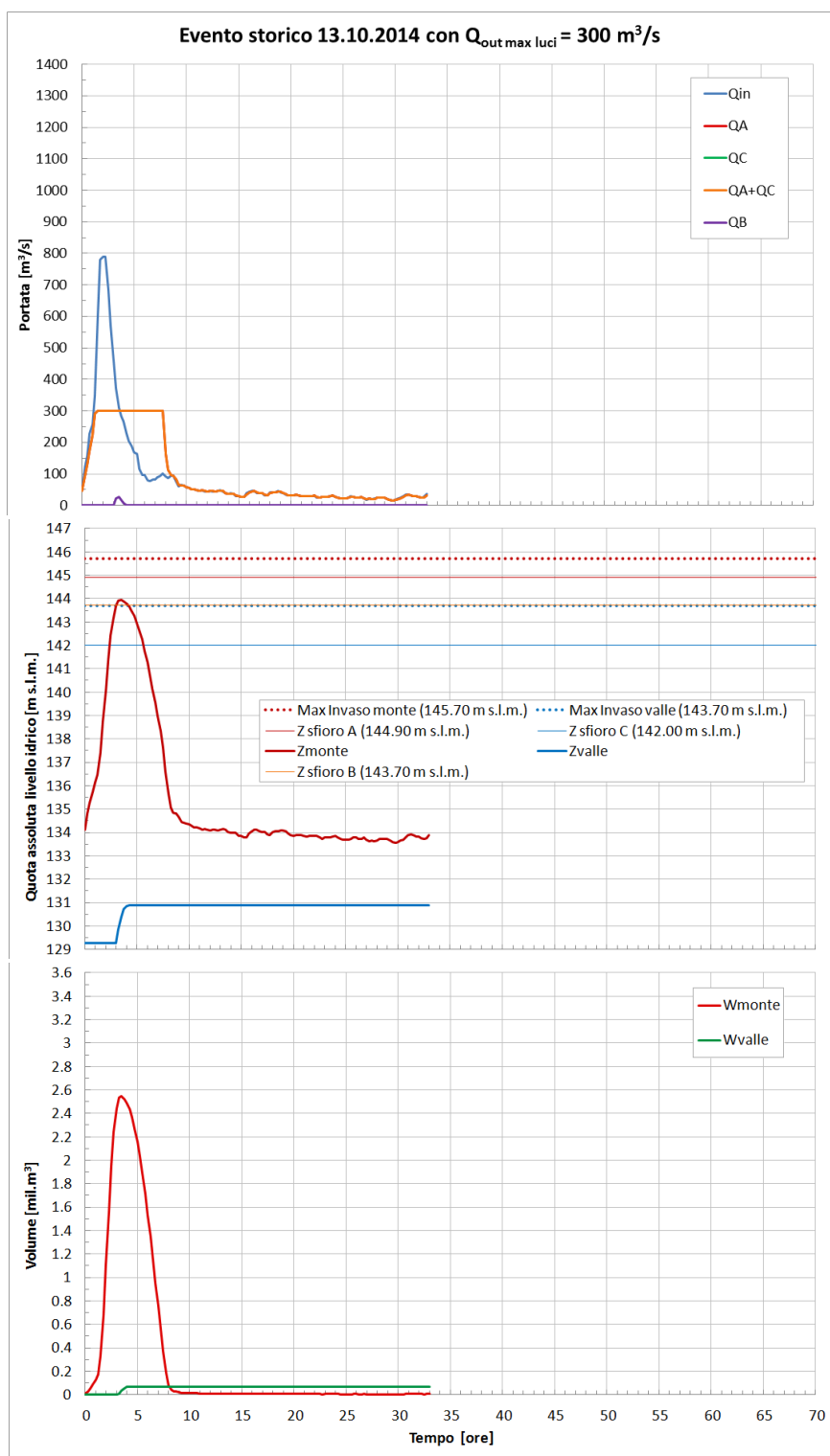
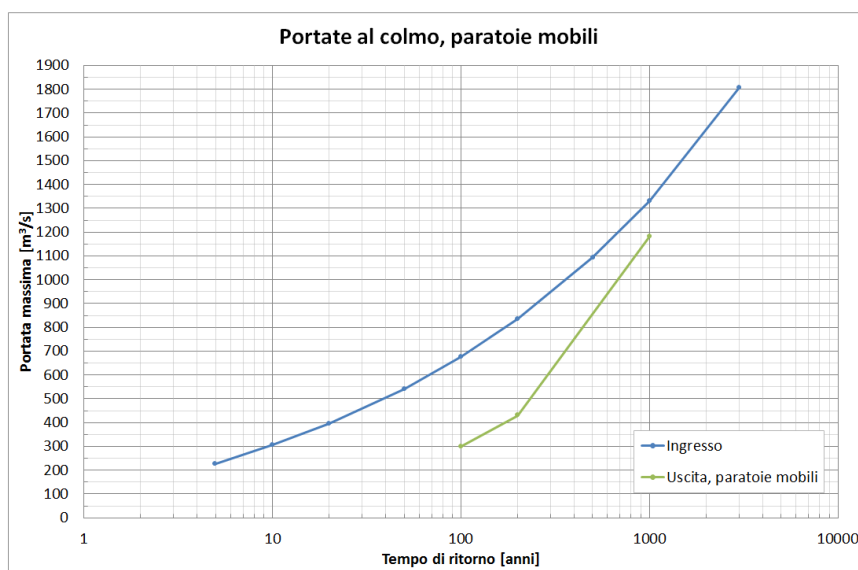
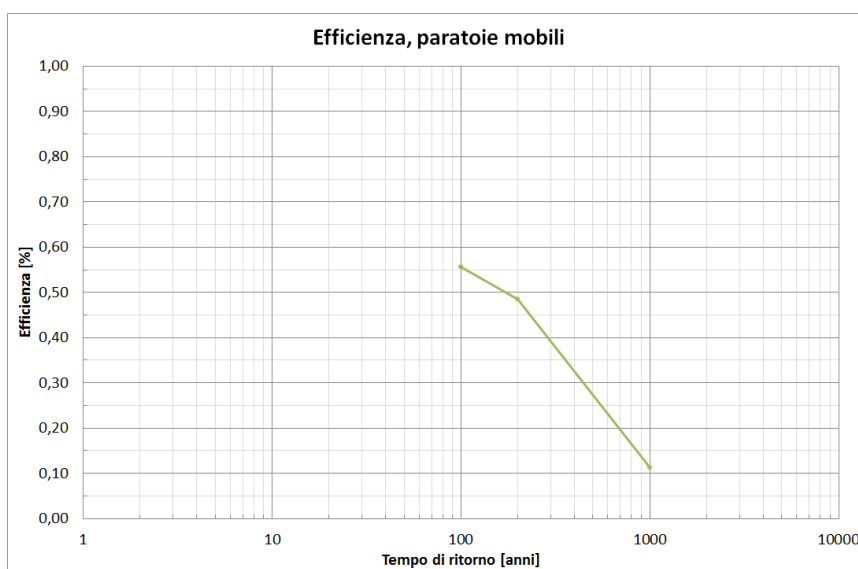


Figura 6-13 - Andamenti delle portate, delle quote idriche e dei volumi invasati per l'evento storico del 13/10/2014 (Luci mobili, portata massima in uscita 300 mc/s).

Tabella 6-2 - Risultati di sintesi delle simulazioni (paratoie mobili ed eventi storici analizzati).

T (anni)	$Q_{e\ max}$ (m ³ /s)	$Q_{u\ max}$ (m ³ /s)	efficienza (%)
100	676	300	56%
200	835	430	49%
1000	1332	1182	11%
e.s.2000	482	300	38%
e.s.2014	790	300	62%


Figura 6-14 - Andamenti delle portate al colmo in ingresso e in uscita (paratoie mobili).

Figura 6-15 - Efficienza della cassa di espansione (paratoie mobili).

Per meglio apprezzare l'efficacia della regolazione i risultati relativi all'effetto di laminazione nell'ipotesi di sole luci parzializzate con apertura $a=1.60$ m e quelli relativi all'ipotesi di utilizzo di paratoie ad apertura variabile movimentate secondo *manovra ottima* sono sintetizzati di seguito in Figura 6-16 e Figura 6-17.



Figura 6-16 - Andamenti delle portate al colmo in ingresso e in uscita (paratoie fisse $a=1.60$ m e paratoie mobili).

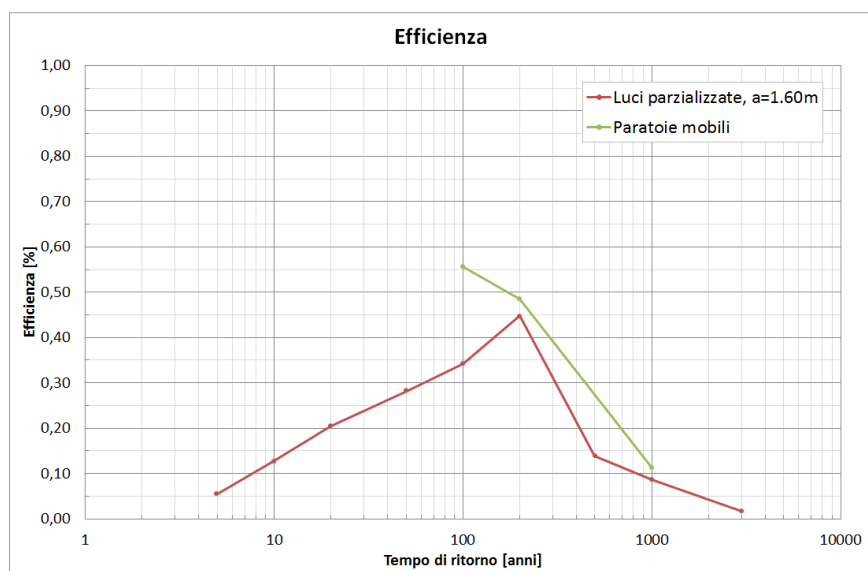


Figura 6-17 – Efficienza della cassa di espansione (paratoie fisse $a=1.60$ m e paratoie mobili).

La Tabella 6-3 riportata al termine del capitolo mostra un quadro riassuntivo dei risultati ottenuti.

6.3 MANOVRE “NON OTTIMALI”

Nel paragrafi precedenti si sono analizzate le performances della cassa di espansione nell'ipotesi di paratoie fisse (parzializzate a 1.60 m) (Capitolo 6.1) e manovrate in maniera ottimale (Capitolo 6.2). Quest'ultima situazione richiede la conoscenza dell'onda di piena in arrivo, allo scopo di definire un *set-point*, ovvero un valore di portata che non si vuole superare in uscita dalla cassa. Definito il *set-point*, le manovre possono essere automatizzate in funzione del livello idrico nella cassa, misurabile mediante un idrometro.

In corso di evento la conoscenza dell'onda in ingresso alla cassa sarà solo parziale³⁰ ed affetta dalle incertezze legate alle valutazioni che è possibile effettuare facendo ricorso a misure nelle stazioni idrometriche a monte (Berce-to e Marzolarà), a misure di precipitazione ai pluviografi e a stime ottenibili da radar meteorologici, convertite in deflussi attraverso catene modellistiche eseguite in tempo reale.

L'imperfetta conoscenza dell'onda in arrivo non permetterà quindi l'esecuzione di manovre “ottimali” e condurrà a procedure di regolazione che possono causare il rilascio di una portata in alveo più elevata del necessario, per l'evento in atto, con conseguente riempimento dell'invaso solo parziale o, al contrario, il rilascio iniziale di una portata più bassa del necessario, causando così il precoce riempimento della cassa e, eventualmente, provocando anche l'entrata in funzione dello sfioratore di superficie.

Si è pertanto cercato di individuare alcune possibili situazioni anomale; in particolare si sono analizzate due casistiche:

1. manovra non ottimale effettuata durante un evento bisecolare da un operatore caratterizzato da un comportamento identificato come ‘rigido’ (operatore non in grado di correggere la propria scelta iniziale di valore di *set-point* della portata in uscita dalla cassa) ipotizzando che egli si ponga come limite superiore della portata in uscita dalle luci di fondo della cassa il valore di 300 m³/s avendo identificato come secolare l'onda in arrivo e mantenendo poi questa convinzione, nonostante le evidenze contrarie.

La Figura 6-18 riporta i grafici degli andamenti temporali delle portate in ingresso e in uscita, delle quote idriche e dei volumi invasati. Si nota che in questo caso la cassa si invasa precocemente e totalmente, provocando l'entrata in funzione degli scaricatori di superficie. Le quote idriche massime nei due comparti raggiungono i 145.14 m s.l.m. a monte, con un carico massimo sullo sfioratore del manufatto A pari a 24 cm, e i 143.06 m s.l.m. a valle, con un carico massimo sullo sfioratore del manufatto C pari a 1.06 m. La portata massima in uscita (584 m³/s) supera quella assunta a riferimento per la sicurezza idraulica dell'attraversamento cittadino del Baganza e, sommata a quella presumibilmente proveniente dalla cassa

³⁰ La portata in ingresso alla cassa, fino all'istante in cui si sta effettuando la decisione, è calcolabile sulla base dell'apertura delle paratoie (note), delle scale di deflusso delle stesse (calcolabili numericamente o, meglio, sperimentalmente attraverso prove su modello fisico del manufatto) e dei livelli di invaso (misurabili), attraverso modelli inversi di tipo deterministico o, meglio, geostatistico [15].

di Marano, potrebbe anche superare, seppur di poco, quella compatibile a Parma, a valle della confluenza e, soprattutto, a Colorno.

2. mancata possibilità di utilizzo della totalità delle luci di fondo; si considerano due luci ostruite e due completamente aperte, ovvero con le paratoie a 3.50 m (grado di apertura del 100%).

La Figura 6-19 riporta i grafici degli andamenti temporali delle portate in ingresso e in uscita, delle quote idriche e dei volumi invasati. In questo caso la massima portata in uscita dalle due luci di fondo utilizzabili è pari a $427 \text{ m}^3/\text{s}$; per un tempo di ritorno di 1000 anni entrambi i settori della cassa si invasano completamente ed entrano in funzione gli sfioratori di tutti i manufatti. Si nota che le quote idriche massime raggiungono i 145.75 m s.l.m. a monte, corrispondente a un franco di 1.75 m sugli argini del comparto in linea, e i 143.80 m s.l.m. a valle, corrispondente a un franco pari a 1.70 m sugli argini del comparto fuori linea. Essendo una situazione anomala, si ritiene accettabile una riduzione del franco di sicurezza di 5 cm a monte e di 10 cm a valle rispetto al limite considerato in fase di dimensionamento.

Dai risultati si evince che la cassa è abbastanza flessibile da permettere di raggiungere realisticamente tutti gli obiettivi desiderati.

Si evidenzia che, casualmente, le condizioni di massimo invaso con T1000 svolta in questa sede (solo 2 luci aperte completamente) da luogo ai medesimi livelli di massimo invaso definiti nella simulazione T1000 di cui al precedente par. 6.1.

Una buona previsione dell'evento in atto consentirebbe di utilizzare al meglio il volume disponibile e che tali risultati sono ottenibili solo attraverso una configurazione della cassa sostanzialmente in linea, con organi manovrabili.

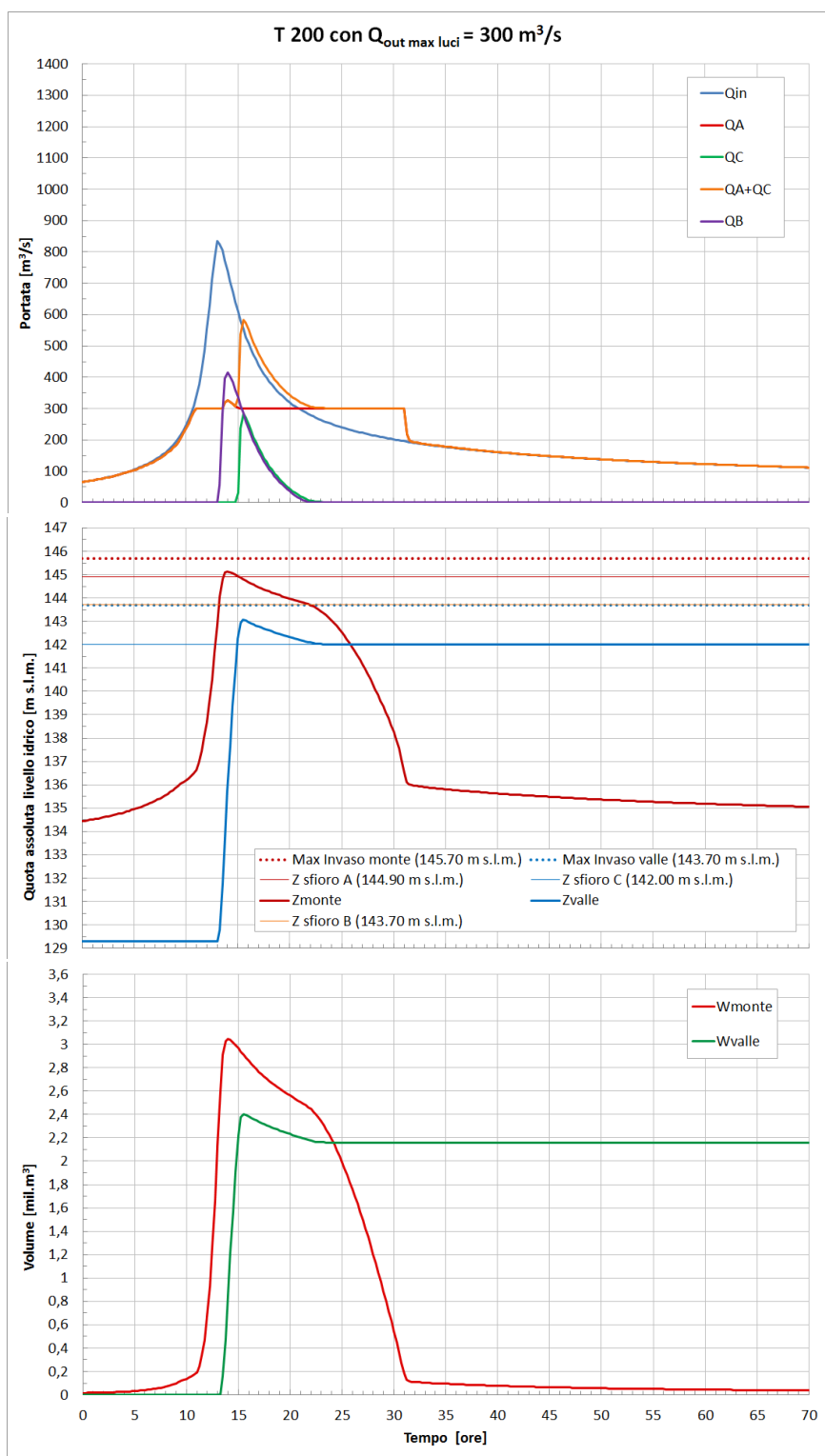


Figura 6-18 - Andamenti delle portate, delle quote idriche e dei volumi invasati nel caso 1 (tempo di ritorno di 200 anni e portata massima in uscita dalle luci di fondo pari a 300 mc/s).

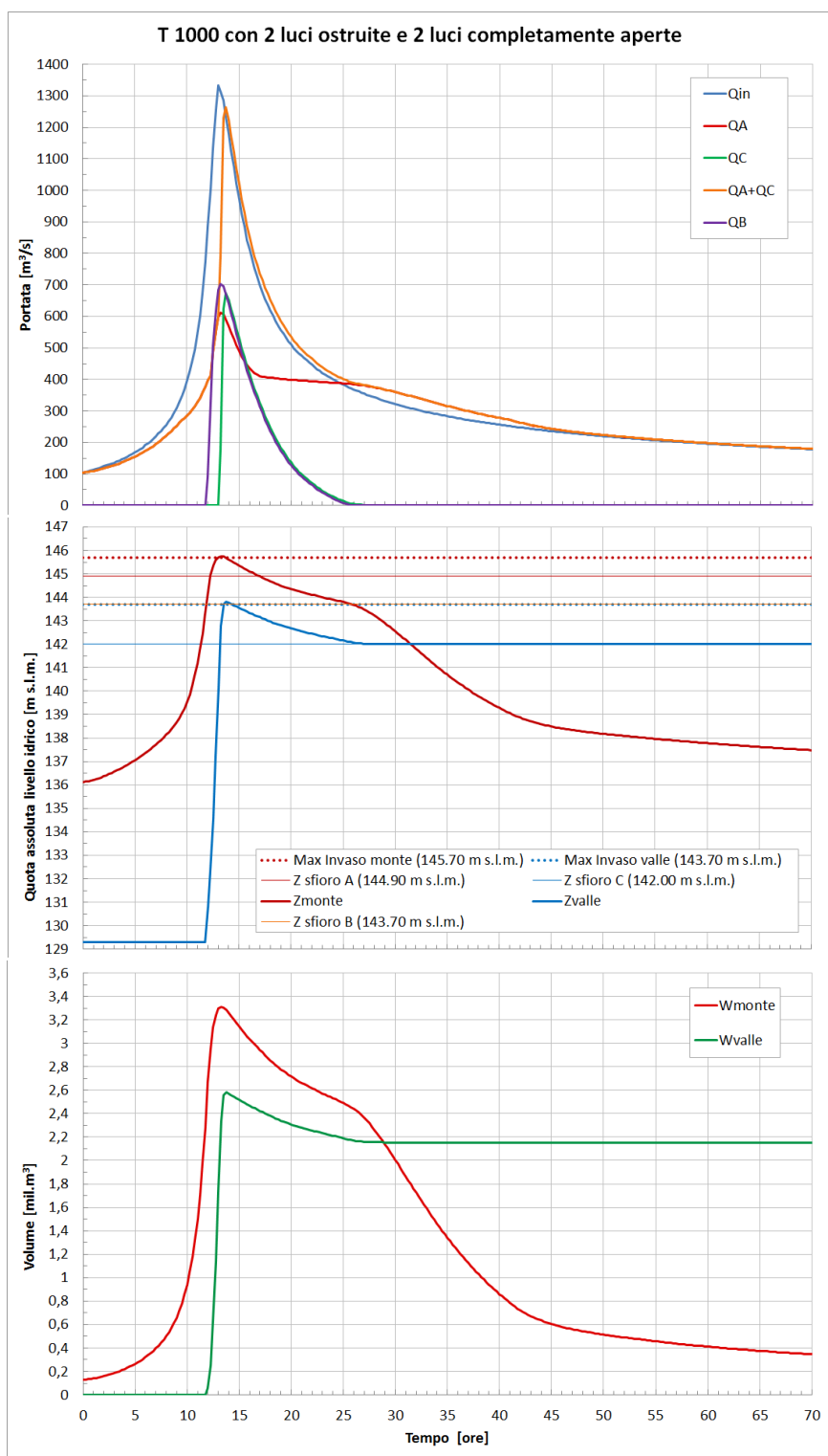


Figura 6-19 - Andamenti delle portate, delle quote idriche e dei volumi invasati nel caso 2 (tempo di ritorno di 1000 anni e due luci fuori servizio).

La seguente Tabella 6-3 riepilogativamostra un quadro riassuntivo dei risultati ottenuti attraverso le simulazioni precedentemente descritte.

Tabella 6-3 - Risultati di sintesi delle simulazioni.

	T (anni)	Comparto 1		Comparto 2		Manufatto A				Manufatto B	Manufatto C	Valle
		Q_{in} (m^3/s)	Z_{monte} (m s.l.m.)	Z_{valle} (m s.l.m.)	$Q_{sfiorata_A}$ (m^3/s)	$Q_{luci\ di\ fondo_A}$ (m^3/s)	Q_A^* (m^3/s)	N. aperte	Luci di fondo H (m)	Q_B (m^3/s)	Q_C (m^3/s)	$Q_{tot\ valle}^{**}$ (m^3/s)
Luci fisse	5	227	136.24	129.28	0	215	215	4	1.60	0	0	215
	10	306	137.58	129.28	0	267	267	4	1.60	0	0	267
	20	397	139.06	129.28	0	316	316	4	1.60	0	0	316
	50	542	141.70	129.28	0	389	389	4	1.60	0	0	389
	100	676	144.04	131.99	0	445	445	4	1.60	48	0	445
	200	835	144.77	141.62	0	461	461	4	1.60	265	0	461
Luci regolate	500	1093	145.36	143.37	71	473	544	4	1.60	514	434	942
	1000	1332	145.68	143.70	163	480	643	4	1.60	669	614	1217
	3000	1808	146.18	144.20	357	490	847	4	1.60	940	933	1779
	100	676	144.63	141.04	0	300	300	4	var	217	0	300
	200	835	144.70	140.58	0	430	430	4	var	240	0	430
	1000	1332	145.70	143.70	177	430	607	4	var	692	615	1182
Situazioni anomale	e.s. 2000	482	143.05	129.28	0	300	300	4	var	0	0	300
	e.s. 2014	790	143.94	130.88	0	300	300	4	var	28	0	300
	200	835	145.14	143.06	25	300	325	4	var	416	284	584
	1000	1332	145.75	143.80	187	427	614	2	var	703	673	1263
		Soglia		144.90 [A]	142.00 [C]							
		Max Invaso		145.70	143.70							

*corrisponde alla portata massima che compete al manufatto A, somma dei contributi delle luci di fondo ($Q_{luci\ di\ fondo_A}$) e di sfioro ($Q_{sfiorata_A}$).
 **rappresenta la portata massima in alveo a valle dell'opera, somma dei contributi provenienti dal manufatto A (Q_A) e dal manufatto C (Q_C); nella tabella sono riportati i valori massimi delle grandezze pertanto, non essendo i picchi necessariamente corrispondenti allo stesso istante temporale, $Q_{tot\ valle} \neq Q_A + Q_C$.

6.4 SVUOTAMENTO DEL COMPARTO 2

L'analisi dello svuotamento del comparto di valle è stata condotta nel più gravoso dei casi simulati nei paragrafi precedenti, ovvero considerando un'onda millenaria in ingresso affrontata con le quattro paratoie del manufatto regolatore A parzializzate a 1.60 metri di apertura (Tabella 6-3 e Figura 6-4); ciò al fine della modellazione in transitorio dell'acquifero durante l'evento di piena per la quale si rimanda allo Scenario 5 dell'elaborato BAG2_03GEO_R_RE_03_A.

Partendo dall'ipotesi che, una volta superata la fase acuta per cui l'evento millenario preso a riferimento non può essere contenuto all'interno della cassa ed entrano in funzione gli sfioratori, nell'alveo non transitino più di 430 m³/s, si è deciso di operare aprendo uno dei due tombini di 3x3 m del manufatto C appena possibile in base alla condizione assunta e provvedere all'apertura dell'altro tombino solo in un secondo momento, sempre quando la somma delle portate in uscita dai manufatti A e C non ecceda i 430 m³/s fissati nell'alveo.

In Figura 6-20 viene riportato il grafico dei livelli idrici nei due comparti in funzione del tempo.

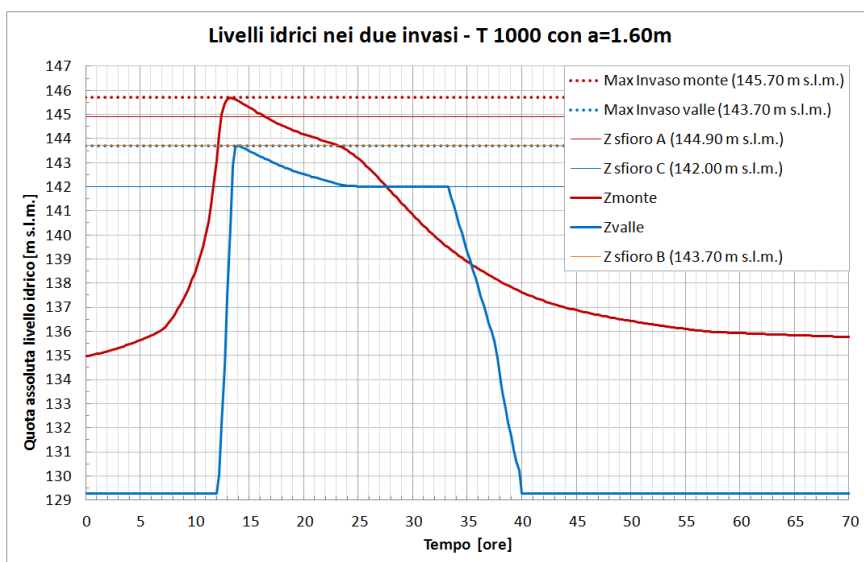


Figura 6-20 - Livelli idrici nei due comparti per T1000 e luci parzializzate del manufatto A (a=1.60m).

La posizione dei tombini (128.10 m s.l.m.) a quota inferiore rispetto a quella del fondo cassa nel comparto 2 (129.28 m s.l.m.) ha un effetto benefico nei confronti delle portate e quindi dei tempi di svuotamento dell'invaso anche per livelli idrici di modesta entità. Ciò consente infatti di svuotare l'intero comparto 2 di circa 2.2 mil.m³ dalle ore 33.25 alle ore 40, cioè in circa 7 ore.

In tal senso non tragga in inganno la lettura del grafico dello svuotamento del comparto 1, che dura oltre 57 ore dal picco, in quanto esso non si limita al mero svuotamento del volume di circa 3 mil.m³ invasato ma deve smaltire anche le decine di milioni di m³ in ingresso dell'idrogramma sintetico T1000 preso a riferimento. Ciò si nota in partico-

lare nella coda dell'evento a partire dalle ore 50, istante in cui la portata in uscita dalle luci di fondo del manufatto regolatore A comincia ad eguagliare la portata proveniente da monte.

6.5 STUDIO DELL'ONDA DI PIENA PER MANOVRE DEGLI ORGANI DI SCARICO

Al fine di effettuare apposite indagini sugli effetti delle piene artificiali connesse a manovre degli organi di scarico, sono stati valutati i valori corrispondenti alla massima portata defluibile attraverso le luci di fondo dei manufatti, con livello dei serbatoi alla quota massima di regolazione, nonché i relativi idrogrammi.

6.5.1 Comparto 1

Per quanto attiene il comparto 1, si è calcolata la portata in uscita attraverso le quattro luci di fondo del manufatto A al grado massimo di apertura, ciascuna di sezione 3.50x6 m, a partire da un livello idrico a monte pari alla quota di massima regolazione (144.90 m s.l.m.) e onda di ingresso nulla.

Come risulta anche dalla Figura 5-14 per $a=3.50$ m la portata massima defluibile attraverso le luci di fondo del manufatto A è di $825.21 \text{ m}^3/\text{s}$ e decresce man mano che il volume si riduce; l'area sottesa dalla curva corrisponde al volume di circa 3 mil.m^3 invasabile nel comparto 1 alla quota di massima regolazione.

Viene pertanto riportato in Figura 6-21 il grafico della portata in uscita da tali luci in funzione del tempo; in tale grafico si sovrappone l'idrogramma sintetico corrispondente ad un tempo di ritorno di 200 anni a quello ora calcolato per mostrare che la manovra dello scarico da luogo ad una condizione molto meno gravosa.

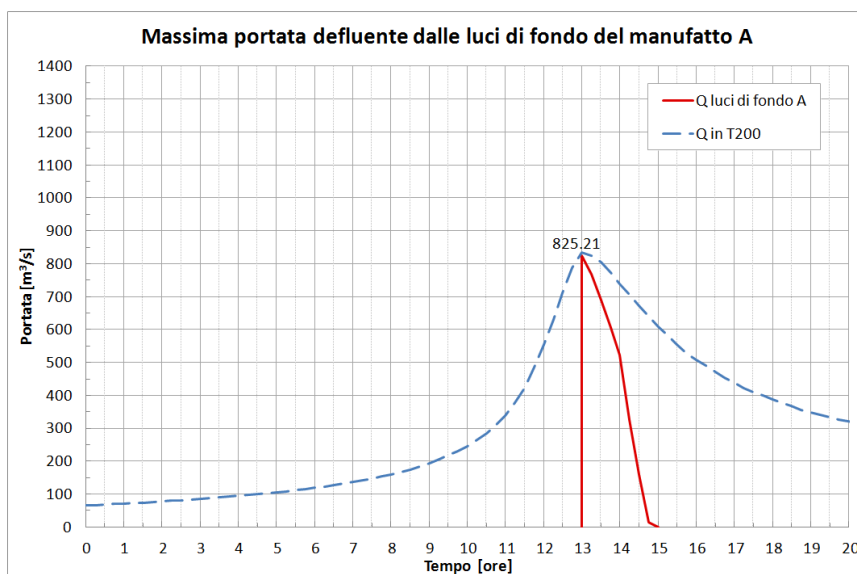


Figura 6-21 – Portata massima defluibile dalle luci di fondo del manufatto A ($a=3.50\text{m}$).

6.5.2 Comparto 2

Per quanto concerne invece il comparto 2, si è potuto riscontrare direttamente dalla scala di deflusso dei tombini del manufatto C (Tabella 5-4) che la portata massima in uscita da essi alla quota di massima regolazione pari a 142.00 m s.l.m. è di 205.46 m³/s e pertanto del tutto trascurabile in confronto alla ben più consistente portata di 825.21 m³/s defluente tramite le luci del manufatto A.

Pertanto non si è ritenuto necessario lo studio più approfondito dell'onda in uscita dal comparto 2 analogo a quello effettuato in precedenza per il comparto 1.

7. ALTRI DIMENSIONAMENTI E VERIFICHE

7.1 DIMENSIONAMENTO IDRAULICO DELLA SOGLIA SFIORANTE DEL MANUFATTO A

Con riferimento al dimensionamento della soglia di sfioro del “manufatto A” si riportano di seguito i calcoli di dettaglio di dimensionamento.

Il manufatto A è composto complessivamente da n. 10 conci di larghezza pari a 12 metri, che in sommità ospita la soglia costituente lo scarico di superficie con ciglio di sfioro a quota 144.90 m s.l.m. ed il soprastante ponte carrabile. Si ricorda che il “manufatto A” ospita nei conci n. 3, 4, 7 ed 8 le quattro luci di fondo ($b=6.0$ m, $h=3.5$ m), limitatrici di portata, presidiate da paratoie a settore. Proprio in ragione della necessità di adeguare la sagoma di tali conci ai parametri cinematici delle paratoie, nonché alla necessità di garantire comunque la stabilità dei conci pur in presenza di ampie zone di “vuoto” derivanti dagli spazi di manovra delle paratoie la geometria dei conci 3÷4 e 7÷8. In sintesi, quindi, il manufatto A è composto da n. 4 conci con luci di fondo n. 6 conci “massicci”, ovvero senza luci di fondo.

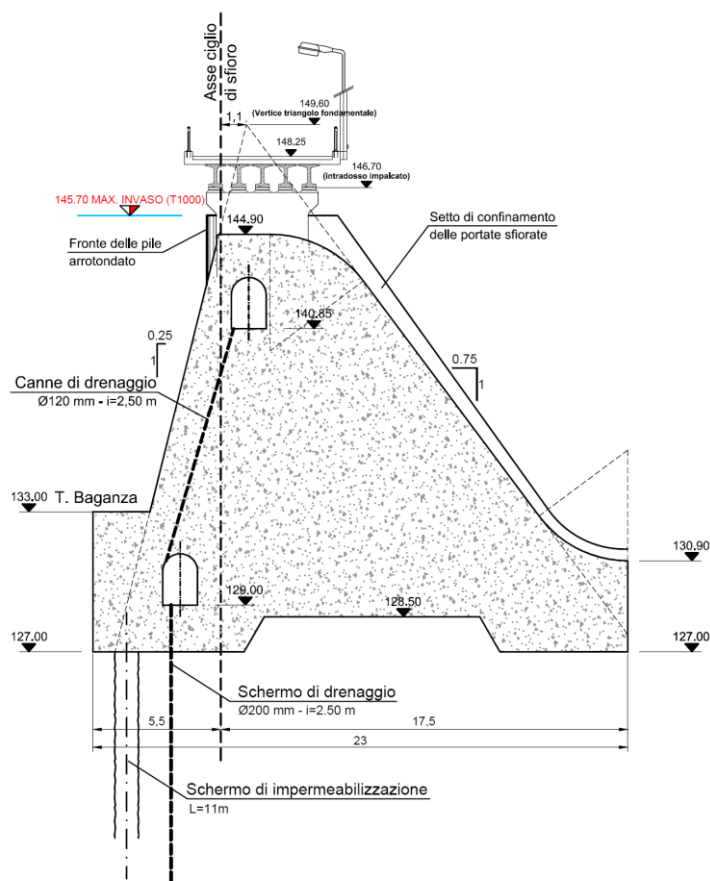


Figura 7-1 - Conci con luci di fondo, SEZIONE A (al di fuori della luce).

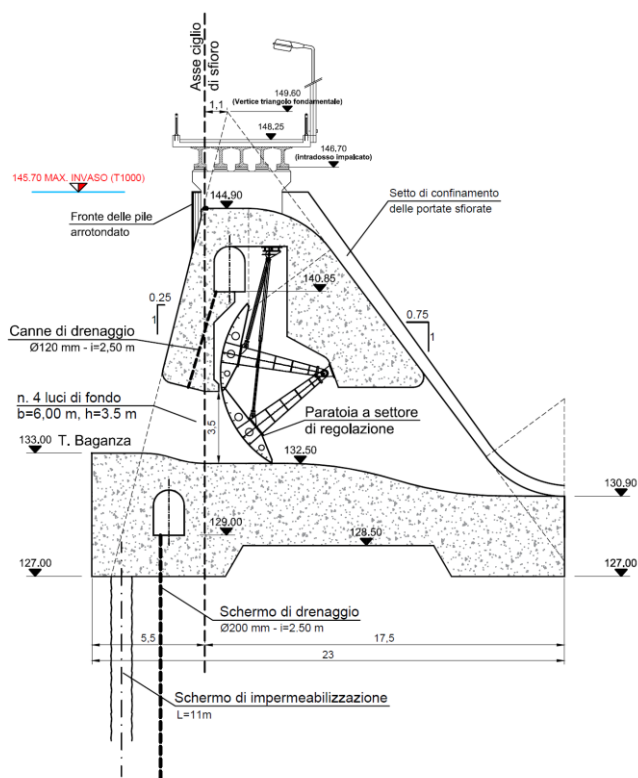


Figura 7-2 - Conci con luci di fondo, SEZIONE B (in asse alla luce)

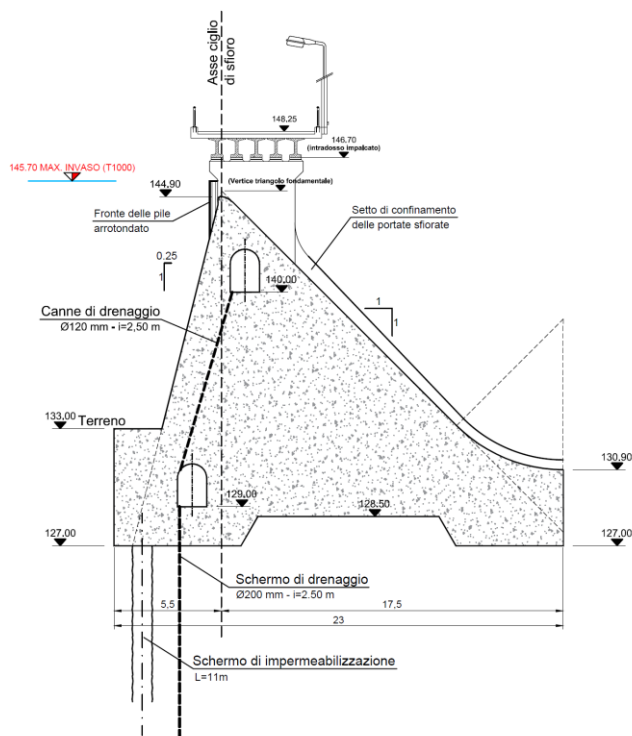


Figura 7-3 - Conci massicci (senza luci di fondo), SEZIONE C.

La geometria dei conci è significativamente diversa, con ripercussione anche nella parte superiore che ospita la soglia di sfioro: infatti, i conci con luci di fondo hanno sagoma decisamente più “tozza”, paramento di monte 1/0.25, paramento di valle 1/0.75, vertice del “triangolo fondamentale” a 149.60 m s.l.m., sommità costituente una “*larga soglia*”. I conci massicci, senza luci di fondo, presentano forma più snella con paramento di monte 1/0.25, paramento di valle 1/1, vertice del “triangolo fondamentale” a 145.20 m s.l.m., sommità sagomata con profilo tipo “Creager”.

Quindi, dal punto di vista idraulico, lo sfioro del manufatto A è composto da due tipologie con differenti coefficienti di deflusso e differenti lunghezze “effettive” determinate dalla presenza delle pile di sostegno dell’impalcato soprastante, come riportato nella tavola grafica Manufatto “A”, Pianta sezioni e prospetto (elaborato BAG2_11MAN_D_PL_01_A). Le pile di sostegno dell’impalcato sono ospitate unicamente nei quattro conci con luci di fondo, mentre i sei conci massicci sono privi di pile in quanto le spalle sono esterne.

La luce netta relativa ai diversi conci è riportata nella sottostante Tabella 7-1.

Tabella 7-1 – Dettaglio della luce netta in corrispondenza dei 10 conci costituenti il manufatto A.

Spalla SX	Concio 1	Concio 2	Concio 3	Concio 4	Concio 5	Concio 6	Concio 7	Concio 8	Concio 9	Concio 10	Spalla DX
Luce effettiva	12	12	11	11	12	12	11	11	12	12	(metri)

La luce effettiva totale dell’intera soglia, al netto dell’ingombro delle pile e delle spalle è quindi pari a: $(6 \times 12) + (4 \times 11) = 116$ metri; di questi, 72 metri sono relativi ai conci massicci, mentre i rimanenti 44 metri sono relativi ai conci con luci di fondo.

Per quanto sopra descritto, la scala di deflusso della soglia del manufatto A è composta da due rami differenti, relativi alle due tipologie di concio che compongono il manufatto ed a cui sono associati differenti coefficienti di deflusso:

- $\mu_{\text{concio luce di fondo}} = 0.385$, proprio di uno stramazzo a larga soglia;
- $\mu_{\text{concio massiccio}} = 0.511$, proprio di un profilo di tipo “Creager”, in corrispondenza del valore di massimo invaso.

In realtà, come descritto nella relazione idraulica, il coefficiente di deflusso effettivo di uno sfioratore Creager varia in funzione tirante idrico sulla soglia, anche in relazione al valore di carico di progetto h_D che si assume; nel caso in esame h_D è stato assunto pari a 0.6 m, rispetto ad un tirante massimo di progetto molto ridotto e pari a 0.8 metri. Si sottolinea, altresì come il valore di portata esitabile dallo sfioratore del manufatto A in corrispondenza del livello di massimo invaso di 147.50 m s.l.m. è pari a $170 \text{ m}^3/\text{s}$, cui corrisponde una portata specifica riferita alla lunghezza netta di sfioro di 116 m, pari a $1.5 \text{ m}^2/\text{s}$, valore modesto.

In sede di calcolo (vedi Tabella 7-2) si è anche tenuto conto in modo rigoroso dell'effetto di “*contrazione*” dovuto alla presenza delle pile e delle spalle, anche se agli effetti pratici tale effetto è decisamente ridotto in ragione del tirante idrico massimo atteso sulla soglia pari a 0.80 m. La “*lunghezza netta*” della soglia, che tenga conto anche della contrazione di pile e spalle è pari, con livello idrico di massimo invaso, a $43.63+71.95=115.58$ m; se rapportato alla “*lunghezza effettiva*” di 116 m, l'effetto della contrazione delle 4 pile e delle due spalle è inferiore al 1%.

Tabella 7-2 – Calcolo di dettaglio della portata scaricabile dalla soglia del manufatto A.

[illegible]

		SOGLIE CONCI CON LUCI DI FONDO				SOGLIE CONCI MASSICCI				TOTALE
Quota	h		μ	L _n	Q	h/h _d	μ	L _n	Q	Q
(m s.l.m.)	(m)			(m)	(m³/s)			(m)	(m³/s)	(m³/s)
144.90	0.00		0.385	44.00	0	0.00	0.385	72.00	0	0
144.95	0.05		0.385	43.98	1	0.08	0.394	72.00	1	2
145.00	0.10		0.385	43.95	2	0.17	0.403	71.99	4	6
145.05	0.15		0.385	43.93	4	0.25	0.413	71.99	8	12
145.10	0.20		0.385	43.91	7	0.33	0.433	71.99	12	19
145.15	0.25		0.385	43.89	9	0.42	0.445	71.99	18	27
145.20	0.30		0.385	43.86	12	0.50	0.455	71.98	24	36
145.25	0.35		0.385	43.84	15	0.58	0.463	71.98	31	46
145.30	0.40		0.385	43.82	19	0.67	0.471	71.98	38	57
145.35	0.45		0.385	43.79	23	0.75	0.477	71.97	46	68
145.40	0.50		0.385	43.77	26	0.83	0.483	71.97	54	81
145.45	0.55		0.385	43.75	30	0.92	0.489	71.97	64	94
145.50	0.60		0.385	43.72	35	1.00	0.494	71.96	73	108
145.55	0.65		0.385	43.70	39	1.08	0.499	71.96	83	122
145.60	0.70		0.385	43.68	44	1.17	0.503	71.96	94	138
145.65	0.75		0.385	43.65	48	1.25	0.507	71.96	105	153
145.70	0.80		0.385	43.63	53	1.33	0.511	71.95	117	170

Nella successiva Figura 7-4 è riportata in forma grafica la scala di deflusso della soglia di sfioro del manufatto A, riportata numericamente nella soprastante Tabella 7-2.

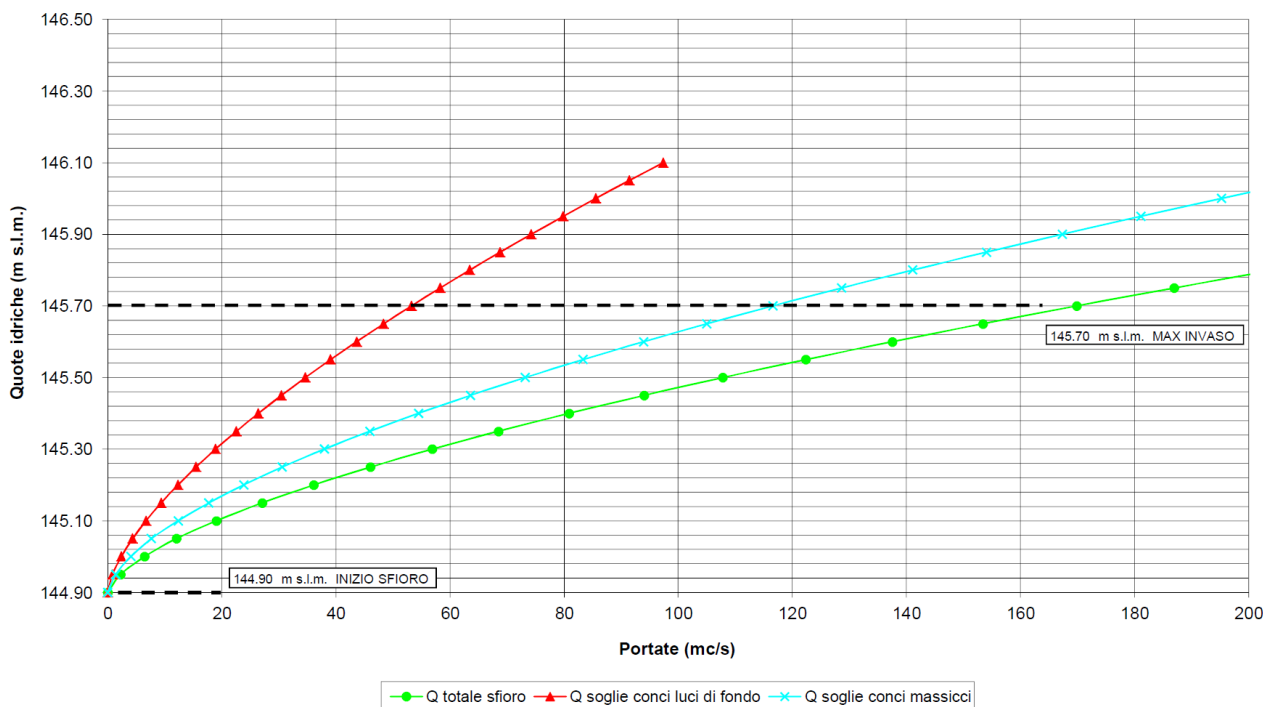


Figura 7-4 – Scala di deflusso della soglia di sfioro del manufatto A.

A puro titolo di raffronto, lo sfioratore della diga di Mignano sul T. Arda, oggetto di recenti lavori di adeguamento alla piena di riferimento millenaria, è stato proporzionato con un $h_D=1.7$ m, a fronte di un tirante massimo pari 2.7 m, portata millenaria di riferimento pari a $800 \text{ m}^3/\text{s}$, luce effettiva di sfioro pari a ≈ 82 m, cui corrisponde una portata specifica di ca. $9.8 \text{ m}^2/\text{s}$.

7.2 VERIFICA DEL FRANCO IDRAULICO

La definizione del franco ai fini del dimensionamento degli organi di scarico è stato eseguito in conformità a quanto previsto dal D.M. 26/06/2014 “*Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)*”.

Si riportano di seguito le definizioni riportate nel D.M. citato:

- **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.

- *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.

Al paragrafo C.1 - Portata di progetto e dispositivi di scarico si richiede che *“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.”

La definizione delle onde da vento e da sisma avviene facendo riferimento al relativo paragrafo “C.2. - Onde da vento e da sisma nel serbatoio” del citato D.M. 26/06/2014 secondo cui *“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.”

Sulla base dei riferimenti legislativi sopra riportati la definizione del franco ha considerato i seguenti elementi:

1. altezza della diga:
 - a. Manufatto A: $148.25-130.90=17.35$ m;
 - b. Manufatto B: $148.25-131.50=16.75$ m;
 - c. Manufatto C: $142.00-128.15=13.85$ m;
 - d. Arginature: vedi Tabella 7-3 seguente

Tabella 7-3 – Definizione delle altezze delle arginature.

Sezione argine	Posizione	Quota coronamento	Punto più depresso del:			Altezza diga da p.c.
			parament o interno	paramento esterno	Altezza max. diga	
		(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m)	(m)
Tipo 1	Separazione comparto 1 e comparto 2	147.50	134.72	132.50	12.78	15.00
Tipo 2	Lato nord comparto 2	145.50	129.32	130.91	16.18	14.59
Tipo 3	Lato est comparto 2	145.50	130.79	136.23	14.71	9.27
Tipo 4	Lato est comparto 1	147.50	135.78	142.50	11.72	5.00
Tipo 5	Lato ovest comparto 1 - alveo	147.50	138.58	142.58	8.92	4.92
Tipo 6	Lato ovest comparto 1 - campagna	147.50	137.50	140.53	10.00	6.97
Tipo 7	Lato ovest comparto 2 - alveo	145.50	130.79	130.72	14.78	14.71
N.B.: in corsivo le quote relative al piede dei paramenti situati al di sotto del piano di campagna						

Nel caso in esame l'applicazione della definizione di “*altezza della diga*” ai rilevati arginali in materiali sciolti presenta la seguente particolarità rispetto a casi ordinari di vere e proprie opere di sbarramento realizzate in una vallata montana: il piede “*interno*” delle arginature, che dà luogo al valore massimo di altezza rispetto al piano di coronamento, si trova sempre al di sotto del piano di campagna in quanto i due comparti della cassa sono ricavati mediante scavo.

In sintesi:

- per quanto attiene i manufatti in calcestruzzo l'applicazione della “definizione regolamentare” porta a valori di altezza sempre inferiori a 15.0 m;

- con riferimento, invece, ai rilevati in materiali sciolti il calcolo della differenza di quota tra piano di coronamento e piede delle arginature conduce a valori sensibilmente differenti per le ragioni sopra riportate. Ai fini dell'individuazione dell'altezza della diga per quanto attiene la definizione del franco netto si ritiene di considerare la differenza tra "piano di coronamento" e "piano campagna" che porta a valori massimi pari a 15.0 m;
2. franco netto regolamentare: poiché trattasi di opera di ritenuta "*composita*" in quanto costituita da una sequenza di manufatti limitatori e di sfioro aventi caratteristiche dimensionali e costruttive proprie di "*dighe di calcestruzzo a gravità ordinarie*" e da rilevati arginali aventi caratteristiche dimensionali e costruttive proprie di "*dighe di materiali sciolti*" si è ritenuto opportuno adottare un valore di franco netto proprio delle dighe di materiali sciolti pari a 1.50 metri in relazione al fatto che l'altezza della diga da considerare non è superiore a 15 m, in quanto si fa riferimento alle massime altezze rispetto al piano di campagna e non a quelle rispetto al piede interno che è sempre in scavo, a quota inferiore rispetto al piano di campagna (vedi tabella precedente).
3. onde da vento e da sisma:
- a. Comparto 1: Fetch=633 m; vento di riferimento 25 m/s (vedi tabella 3.3.1 NTC 2008, zona 2, Emilia-Romagna) pari a 90 km/h, ampiezza d'onda=0.15 m, runup=0.021 m, da cui semialtezza (=ampiezza) + runup=0.171 m.

Tabella 7-4 – Comparto 1, individuazione del Fetch e del runup.

Velocità vento	Ampiezza d'onda [m]										
	Fetch [km]										
	0.633	1	2	4	6	8	10	11	20	40	50
100	0.17	0.27	0.38	0.53	0.65	0.75	0.84	0.88	1.18	1.67	1.87
90	0.15	0.24	0.34	0.47	0.57	0.66	0.74	0.78	1.04	1.47	1.65
80	0.13	0.20	0.29	0.40	0.49	0.57	0.64	0.67	0.90	1.27	1.42
60	0.09	0.14	0.20	0.29	0.35	0.41	0.45	0.48	0.64	0.90	1.01
40	0.06	0.09	0.13	0.18	0.22	0.26	0.29	0.30	0.40	0.57	0.63
	run_up [m]										
	0.021	0.033	0.063	0.120	0.170	0.223	0.273	0.298	0.518	0.973	1.188

- b. Comparto 2: Fetch=530 m, vento di riferimento 25 m/s (vedi tabella 3.3.1 NTC 2008, zona 2, Emilia-Romagna) pari a 90 km/h, ampiezza onda=0.12 m, runup=0.017 m, da cui semialtezza (=ampiezza) + runup=0.137 m.

Tabella 7-5 – Comparto 2, individuazione del Fetch e del runup.

Velocità vento [km/h]	Ampiezza d'onda [m]										
	Fetch [km]										
	0.53	1	2	4	6	8	10	11	20	40	50
100	0.14	0.27	0.38	0.53	0.65	0.75	0.84	0.88	1.18	1.67	1.87
90	0.12	0.24	0.34	0.47	0.57	0.66	0.74	0.78	1.04	1.47	1.65
80	0.11	0.20	0.29	0.40	0.49	0.57	0.64	0.67	0.90	1.27	1.42
60	0.07	0.14	0.20	0.29	0.35	0.41	0.45	0.48	0.64	0.90	1.01
40	0.05	0.09	0.13	0.18	0.22	0.26	0.29	0.30	0.40	0.57	0.63
run_up [m]											
	0.017	0.033	0.063	0.120	0.170	0.223	0.273	0.298	0.518	0.973	1.188

4. valutazione dei cedimenti: al fine della valutazione del franco netto, al valore regolamentare correlato all'altezza dello sbarramento deve essere aggiunto "... 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...". Nell'ambito della relazione geotecnica sono stati valutati i cedimenti del terreno di fondazione per effetto del peso indotto dai nuovi rilevati arginali per le sezioni più gravose (sezioni tipo 1, 2, 3A e 7A); per quanto attiene il cedimento dei rilevati può essere considerato di entità trascurabile in ragione della realizzazione per strati successivi, adeguatamente compattati, e che comunque matureranno in fase di costruzione.

Tabella 7-6 – Sintesi dei cedimenti attesi in corrispondenza delle diverse sezioni tipo delle arginature.

Sezione argine	Posizione	Quota p.c.	Quota media imposta	h_{\max} rilevato a fini geotecnici (m)	Cedimento totale (mm)	Cedimento elastico		Cedimento lungo termine	
		(m s.l.m.)	(m s.l.m.)			(%)	(mm)	(%)	(mm)
Tipo 1	Separazione comparto 1 e comparto 2	139.50	134.50	13.00	178	60%	107	40%	71
Tipo 2	Lato nord comparto 2	132.50	129.50	16.00	160	30%	48	70%	112
Tipo 3A	Lato est comparto 2	134.50	130.50	15.00	70	50%	35	50%	35
Tipo 7A	Lato ovest comparto 2 - alveo	132.50	130.50	15.00	250	20%	50	80%	200

Tali valori di cedimenti a lungo termine sono stati utilizzati per la stima del franco netto, unitamente alla valutazione dei cedimenti derivanti dalle azioni sismiche, che sono stati assunti pari a 0.5 cm per metro di altezza del rilevato, assumendo cautelativamente il massimo valore di altezza del rilevato.

5. Verifica del franco netto minimo: al valore di franco netto “regolamentare” vengono aggiunti, come da paragrafo C.1.-*Portata di progetto e dispositivi di scarico* del citato DM, i “... cedimenti del terreno e del rilevato dopo il termine della costruzione, nonché quelli derivanti dalle azioni sismiche ...”. Tale valore deve essere confrontato con quello derivante dalla definizione che prevede la “...*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)*”.

Tali valori di cedimenti a lungo termine sono stati utilizzati per la stima del franco netto, unitamente alla valutazione dei cedimenti derivanti dalle azioni sismiche, che sono stati assunti pari a 0.5 cm per metro di altezza del rilevato, assumendo cautelativamente il massimo valore di altezza del rilevato.

Si riportano nel seguito le tabelle contenenti le verifiche del “franco netto minimo” per le sezioni tipologiche considerate:

- Sezione tipo 1: rilevato arginale di separazione tra il comparto 1 ed il comparto 2;
- Sezione tipo 2: rilevato arginale di separazione tra il comparto 2 e la campagna, lato nord;
- Sezione tipo 3A: rilevato arginale di separazione tra il comparto 2 e la campagna, lato est;
- Sezione tipo 7A: rilevato arginale di separazione tra il comparto 2 e l'alveo del T. Baganza, lato ovest.

Tabella 7-7 – Verifica del franco netto per la sezione tipo 1.

SEZIONE TIPO 1		
Altezza del rilevato	15	m
Cedimenti del terreno di fondazione e del rilevato a l.t.	0.065	m
Cedimenti per azioni sismiche	$0.005 \times 15 = 0.075$	m
Franco netto minimo	$1.5 + 0.065 + 0.075 = 1.64$	m
Quota di coronamento sez. tipo 1	147.50	m s.l.m.
Quota di massimo invaso	145.70	m s.l.m.
Fetch del comparto 1	0.633	km
Velocità del vento	25 m/s = 90 km/h	
Ampiezza dell'onda	0.15	m
Run up	0.02	m
Franco netto	$147.50 - 145.70 - 0.15 - 0.02 = 1.63$	m

Tabella 7-8 – Verifica del franco netto per la sezione tipo 2.

SEZIONE TIPO 2		
Altezza del rilevato	14.6 m	
Cedimenti del terreno di fondazione e del rilevato a l.t.	0.112 m	
Cedimenti per azioni sismiche	$0.005 \times 15 = 0.075$ m	
Franco netto minimo	$1.5 + 0.11 + 0.075 = 1.69$ m	
Quota di coronamento sez. tipo 2	145.50 m s.l.m.	
Quota di massimo invaso	143.70 m s.l.m.	
Fetch del comparto 1	0.500 km	
Velocità del vento	25 m/s = 90 km/h	
Ampiezza dell'onda	0.12 m	
Run up	0.02 m	
Franco netto	$145.50 - 143.70 - 0.12 - 0.02 = 1.66$ m	

Tabella 7-9 – Verifica del franco netto per la sezione tipo 3A.

SEZIONE TIPO 3A		
Altezza del rilevato	9.5 m	
Cedimenti del terreno di fondazione e del rilevato a l.t.	0.035 m	
Cedimenti per azioni sismiche	$0.005 \times 10 = 0.050$ m	
Franco netto minimo	$1.5 + 0.035 + 0.050 = 1.59$ m	
Quota di coronamento sez. tipo 2	145.50 m s.l.m.	
Quota di massimo invaso	143.70 m s.l.m.	
Fetch del comparto 1	0.500 km	
Velocità del vento	25 m/s = 90 km/h	
Ampiezza dell'onda	0.12 m	
Run up	0.02 m	
Franco netto	$145.50 - 143.70 - 0.12 - 0.02 = 1.66$ m	

Tabella 7-10 – Verifica del franco netto per la sezione tipo 7A.

SEZIONE TIPO 7A		
Altezza del rilevato	11.75	m
Cedimenti del terreno di fondazione e del rilevato a l.t.	0.20	m
Cedimenti per azioni sismiche	$0.005 \times 12 = 0.06$	m
Franco netto minimo	$1.5 + 0.20 + 0.06 = 1.76$	m
Quota di coronamento sez. tipo 7	145.50	m s.l.m.
Quota di massimo invaso	143.70	m s.l.m.
Fetch del comparto 1	0.500	km
Velocità del vento	25 m/s = 90 km/h	
Ampiezza dell'onda	0.12	m
Run up	0.02	m
Franco netto	$145.50 - 143.70 - 0.12 - 0.02 = 1.66$	m

Per quanto attiene la sezione tipo 1 (argine di separazione tra il comparto 1 ed il comparto 2), dal confronto tra “*franco netto*” e “*franco netto minimo*” risulta che la verifica è di fatto soddisfatta, anche in considerazione della prevista monta di 20 cm che assorbirebbe i cedimenti attesi di 6 cm. Inoltre è stato verificato che, tenendo conto dell'effetto di laminazione, la portata con Tr 3000 anni transiterebbe nel comparto 2 con un franco residuo, nel comparto 1, pari a 1,32 metri; da ciò discenderebbe che il tempo di ritorno della piena che annulla il franco netto di 1,63 m è molto superiore a 3000 anni.

Per quanto attiene la sezione tipo 2 (argine di separazione tra il comparto 2 e la campagna, lato nord), dal confronto tra “*franco netto*” e “*franco netto minimo*”, come nel caso precedente, risulta che la verifica è di fatto soddisfatta, anche in considerazione della prevista monta di 20 cm che assorbirebbe i cedimenti attesi a lungo termine di 11 cm. Inoltre si verificato che, tenendo conto dell'effetto di laminazione, la portata con Tr 3000 anni transiterebbe nel comparto 2 con un franco residuo, pari a 1,30 metri; da ciò discenderebbe che il tempo di ritorno della piena che annulla il franco netto di 1,66 m è molto superiore a 3000 anni.

Per quanto attiene la sezione tipo 3A (argine di separazione tra il comparto 2 e la campagna, lato est), il “*franco netto*” è significativamente maggiore del “*franco netto minimo*” e quindi la verifica è soddisfatta.

Per quanto attiene la sezione tipo 7A (argine di separazione tra il comparto 2 e l'alveo del T. Baganza, lato ovest), dal confronto tra “*franco netto*” e “*franco netto minimo*” risulta che la verifica non è soddisfatta per ca. 10 cm che possono considerarsi assorbiti dalla monta di 20 cm che si prevede di assegnare, destinata a compensare i cedimenti. Inoltre si verificato che, tenendo conto dell'effetto di laminazione, la portata con Tr 3000 anni transiterebbe nel comparto 2 con un franco residuo, pari a 1,30 metri; da ciò discenderebbe che il tempo di ritorno della piena che annulla il franco netto di 1,66 m è molto superiore a 3000 anni.

6. Valutazione del periodo di ritorno dell'evento di piena che annulla il franco netto: tale valutazione, applicata alla cassa di espansione in oggetto, implica di valutare l'evento di piena con tempo superiore a T1000 anni, che vada ad impegnare l'ulteriore franco netto pari a 1.50 metri. Nell'ambito dell'analisi idrologica di cui al presente progetto è stato valutato il valore di portata al colmo con T=3000 anni pari a 1808 m³/s, con il relativo idrogramma sintetico che è stato laminato (vedi tabella 5-3 della *Relazione idrologica e idraulica della cassa di espansione*) ottenendo i seguenti valori massimi di livello idrico nei due comparti:
- a. Comparto 1, W.L._{T3000}=146.18 m s.l.m., quota coronamento 147.50 m s.l.m., franco residuo=1.32 m, minore del franco netto di 1.50 m, **ma ben lontano dall'essere annullato**;
 - b. Comparto 2, W.L._{T3000}=144.20 m s.l.m., quota coronamento 145.50 m s.l.m., franco residuo=1.30 m, minore del franco netto di 1.50 m, **ma ben lontano dall'essere annullato**.
7. Potenziale parziale ostruzione delle soglie sfioranti da parte del materiale galleggiante: in sede di dimensionamento degli organi di scarico di superficie sono state rispettate, per quanto applicabili, le disposizioni di cui al punto C.1- *Portata di progetto e dispositivi di scarico* del DM 26/06/2014 e, per quanto riguarda l'adeguatezza delle luci di scarico, in termini di ampiezza e altezza libera, nei confronti della capacità di evacuazione di materiale galleggianti (tronchi etc.), la configurazione delle opere risulta anche conforme alle raccomandazioni di cui alla circolare RID/3199/2005.

7.3 DIMENSIONAMENTO IDRAULICO DELLA BRIGLIA DI INGRESSO

Il dimensionamento idraulico della briglia è stato eseguito con riferimento alla valutazione della lunghezza della gàveta della briglia di monte, che deve essere in grado di smaltire i valori di portata con altezze idriche contenute entro la sommità della gàveta posta a quota 146.00 m s.l.m.

Pociché la corrente in arrivo, per i diversi valori di portata considerati, è sempre “*idraulicamente lenta*”, la briglia di monte all'ingresso del comparto A si comporta come uno stramazzone a larga soglia, con passaggio per lo stato critico in corrispondenza della soglia stessa. La gàveta presenta quota di fondo a 141.00 m s.l.m., larghezza sul fondo pari a 110.00 m e due ali inclinate a 45° con sommità a quota 146.00 m s.l.m.

La sottostante Tabella 7-11 sintetizza i massimi livelli idrici attesi nella gàveta per le diverse portate associate ai diversi tempi di ritorno.

Tabella 7-11 – Livelli idrici nella gàveta della briglia di monte all'ingresso del comparto A

T	Q	L _{gàveta}	Quota _{gàveta}	Sommità	Y _{monte}	W.L.
(anni)	(m ³ /s)	(m)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m)	(m s.l.m.)
20	397	110	141.00	147.50	1.65	142.65
100	676	110	141.00	147.50	2.35	143.35
200	835	110	141.00	147.50	2.70	143.70
500	1093	110	141.00	147.50	3.25	144.25
1000	1332	110	141.00	147.50	3.70	144.70
3000	1808	110	141.00	147.50	4.55	145.55

Una volta passata per lo “*stato critico*” la corrente cade all’interno della vasca di dissipazione al piede del salto stesso: presenta larghezza di 130.00 m, lunghezza 17.85 m, quota di fondo 135.50 m, determinando quindi un salto rispetto alla quota della gàveta della briglia in ingresso di 5.5 m. In corrispondenza della sezione di uscita, all’estremo di valle della vasca stessa, è presente un “gradino positivo”, al fine di migliorare il funzionamento idraulico della vasca stessa, di altezza pari a 1.0 m, cui corrisponde quota 136.50 m s.l.m... Inoltre, la sezione in uscita è stata volutamente impostata con forma rettangolare, di larghezza pari a 90.00 m, sempre al fine di ottimizzare il funzionamento idraulico “forzando” il passaggio della corrente per lo stato critico, determinando un innalzamento dei livelli idrici in vasca tali da risultare sempre maggiori delle altezze di corrente lenta, coniugate rispetto a quelle di corrente veloce incidenti al piede del salto.

La stima dei parametri principali della corrente veloce incidente al piede del salto è stata effettuata per via analitica utilizzando la formula di Rand (1955) relativa a salti in corrente lenta che consente di calcolare le principali grandezze caratteristiche, riportate nella successiva Tabella 7-12 con le usuali notazioni di letteratura.

Tabella 7-12 – Grandezze caratteristiche della corrente nella vasca di dissipazione al piede del salto.

		Briglia di ingresso		Grandezze corrente idrica nella vasca di dissipazione					Briglia di uscita		Altezze idriche alla sezione di uscita		
T	Q	L _{briglia ingresso}	H _{salto}	L _p	y ₁	v ₁	F ₁	y ₂	H _{gradino}	L _{briglia uscita}	Y _{c uscita}	Y _{uscita}	H _{idrica su fondo vasca}
(anni)	(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
20	397	110	5.5	6.4	0.4	9.5	4.9	2.5	1.0	90	1.26	1.89	2.89
100	676	110	5.5	8.6	0.6	10.3	4.2	3.3	1.0	90	1.80	2.70	3.70
200	835	110	5.5	9.6	0.7	10.6	4.0	3.7	1.0	90	2.06	3.09	4.09
500	1093	110	5.5	11.1	0.9	11.0	3.7	4.3	1.0	90	2.47	3.71	4.71
1000	1332	110	5.5	12.3	1.1	11.4	3.5	4.8	1.0	90	2.82	4.23	5.23
3000	1808	110	5.5	14.6	1.4	11.9	3.2	5.7	1.0	90	3.45	5.18	6.18

Si noti come la geometria adottata in corrispondenza della sezione di uscita (gradino positivo sul fondo e sezione rettangolare con larghezza ridotta a 90 m) consente di avere altezze idriche in uscita sempre maggiori di quelle coniugate di corrente lenta all'interno della vasca.

7.4 DIMENSIONAMENTO DELLE DIFESE IN MASSI

7.4.1 Premessa

Nell'ambito del presente progetto definitivo è prevista la protezione in massi delle sponde del T. Baganza nel tratto interessato dalla realizzazione della Cassa di Espansione, ed in particolare:

- 1) per la sezione d'alveo regolarizzata a monte della "Briglia di monte": protezione di entrambe le sponde con scogliera in massi per un tratto di circa 346 m. La sezione tipo è quella riportata nell'elaborato BAG2_12BRI_D_PL_02);
- 2) sul fondo alveo a valle della "Briglia di monte": protezione del fondo in massi per un tratto di lunghezza 16 m (vedi pianta e sezione A-A dell'elaborato BAG2_12BRI_D_PL_01;
- 3) per la sezione d'alveo regolarizzata tra la "Briglia di monte" ed il "Manufatto A": protezione di entrambe le sponde con scogliera in massi per un tratto di circa 432 m. La sezione tipo è quella riportata nell'elaborato BAG2_12BRI_D_PL_02);
- 4) sul fondo alveo a valle del "Manufatto A": protezione del fondo in massi per un tratto di lunghezza 15 m (vedi pianta e sezioni dell'elaborato BAG2_11MAN_D_PL_01;
- 5) per la sezione d'alveo regolarizzata a valle del "Manufatto A": protezione di entrambe le sponde con scogliera in massi per un tratto di circa 1'583 m. La sezione tipo è quella riportata nell'elaborato BAG2_12BRI_D_PL_02);
- 6) nel canale di scarico a valle del "Manufatto C": protezione di entrambe le sponde con scogliera in massi per un tratto di circa 411 m. La sezione tipo è quella riportata nell'elaborato BAG2_12BRI_D_PL_02).

Inoltre è prevista anche una soglia a raso di stabilizzazione del fondo alveo posta circa 900 m a valle del manufatto A (appena a valle della sezione di progetto S17).

Nei paragrafi che seguono si presentano i risultati dell'applicazione al caso in esame della teoria di Shields.

7.4.2 Criterio di dimensionamento

La verifica di stabilità delle opere di protezione dell'alveo in massi naturali a secco – siano esse di fondo o di sponda - viene eseguita confrontando τ_w l'azione di trascinamento che la corrente esercita sul contorno dell'alveo, definita come:

$$\tau_w = \gamma_w R i \quad (1)$$

dove:

γ_w = peso specifico dell'acqua (N/m^3);

R = raggio idraulico (m);

i = pendenza del corso d'acqua (-);

con l'azione di trascinamento critica τ_{crit} che determina l'incipienza del moto del materiale costituente il rivestimento, definita tramite la seguente relazione di Shields:

$$\tau_{\text{crit}} = \phi (\gamma_s - \gamma_w) d \quad (2)$$

dove:

γ_w = peso specifico dell'acqua (N/m^3);

γ_s = peso specifico del masso (N/m^3);

ϕ = parametro di Shields (-);

d = diametro del materiale costituente il rivestimento (m).

Eguagliando le due equazioni si ricava il diametro d del masso:

$$d = (\gamma_w R i) / \phi (\gamma_s - \gamma_w) \quad (3)$$

che rappresenta il minor diametro in grado di resistere all'azione di trascinamento della corrente idrica. **Il diametro ottenuto è stato quindi incrementato applicando un coefficiente di sicurezza assunto pari a 2.**

Il parametro ϕ definito da Shields pari a 0.06 per fondo alveo orizzontale (Shields – 1936) è stato corretto con formule presenti in letteratura³¹⁾ per tenere in conto della pendenza del fondo del corso d'acqua:

$$\phi_{\text{fondo}} = 0.06 * (\cos \varphi - (\sin \varphi / \tan \beta)) \quad (4)$$

con:

³¹⁾ U. Majone e A. Brath "Moderni criteri di sistemazione degli alvei fluviali" Atti del corso di aggiornamento del 10-14 Ottobre 1994 – Editoriale Bios (pag.174)

β = angolo di attrito interno del materiale costituente il rivestimento;

φ = pendenza del corso d'acqua (espressa in gradi).

Per una pendenza del fondo dell'alveo in progetto costante in tutti i tratti e pari a circa il 0.7%, il parametro di Shields è risultato pari a 0.05815: il suddetto valore è stato adottato per il dimensionamento dei massi di protezione del fondo.

Per il dimensionamento dei massi a protezione delle sponde è stata apportata un'opportuna correzione al parametro di Shields in modo da tenere in conto dell'accentuata pendenza spondale, per farlo si è adottata la seguente formulazione presente in letteratura³²⁾:

$$\phi_{\text{sponda}} = \phi_{\text{fondo}} * K \quad (5)$$

con:

$$\phi_{\text{fondo}} = 0.06$$

e

$$K = \cos \alpha [1 - (\tan^2 \alpha / \tan^2 \beta)]^{1/2} \quad (6)$$

dove:

β = angolo di attrito interno del materiale costituente il rivestimento;

α = pendenza delle sponde.

Per le sponde quindi il parametro di Shields è risultato pari a 0.030949.

7.4.3 Risultati ottenuti

7.4.3.1. Protezione delle sponde

Per il calcolo del diametro minimo dei massi da impiegarsi per le protezioni spondali del T. Baganza e del canale di scarico a valle del manufatto C si è fatto riferimento alle simulazioni idrauliche eseguite in fase di progettazione definitiva. Si è quindi estrapolato dai tabulati di Hec Ras la quota del pelo libero al passaggio della portata di dimensionamento assunta avente T 200 anni ($Q=835 \text{ m}^3/\text{s}$), l'area bagnata ed il perimetro bagnato, procedendo a ricavare il raggio idraulico e - nota la pendenza nel tratto in oggetto pari a circa il 0.7%, (cfr. elaborato

³²⁾ U. Majone e A. Brath "Moderni criteri di sistemazione degli alvei fluviali" Atti del corso di aggiornamento del 10-14 Ottobre 1994 – Editoriale Bios (pag.176)

BAG2_01GEN_D_PR_01 – Profili longitudinali) – ci si è ricondotti al diametro minimo dei massi necessario in tutte le situazioni in esame tramite l'equazione (3).

I risultati ottenuti sono riportati in Tabella 7-13, Tabella 7-14, Tabella 7-15 e Tabella 7-16.

Tabella 7-13 Foglio di calcolo per la verifica di stabilità dei massi sulle sponde del T.Baganza (tratto a monte della briglia di monte)

1) Verifica di stabilità dei massi: SISTEMAZIONE FINALE - SPONDE A MONTE DELLA BRIGLIA DI MONTE									
SPONDE									
τ_w	azione di trascinamento della corrente	=	$\gamma_w R_i$				Larghezza alveo al fondo (b)	110	m
τ_{crit}	azione critica	=	$\Phi(\gamma_s - \gamma_w)d$				Larghezza alveo in sommità (B)	120	m
d	di diametro minimo che garantisce l'equilibrio	=	$(\gamma_w R_i) / \Phi(\gamma_s - \gamma_w)$				peso specifico dell'acqua	9'806	N/m ³
							peso specifico del masso	26'000	N/m ³
							pendenza Baganza	0.0070	()
Verifiche t. Baganza									
							coef sicurezza	1	()
							pendenza della sponde	27	gradi
							angolo di attrito interno	32	gradi
							K per le sponde	0.5158	
							Coef di Shields per il fondo	0.06	
							Coef di Shields per le sponde	0.030949	
							quindi dcalcolo=	0.32	
							D=dcalcolo*coef sicurezza	0.65	m
MASSI SFERICI									
	di diametro	peso specifico	Volume	Peso					
	d	γ_s	V	W					
	(m)	(N/m ³)	(m ³)	(kg)					
Massi tutto il tratto	0.65	26'000	0.144	380.69					

Tabella 7-14 Foglio di calcolo per la verifica di stabilità dei massi sulle sponde del T.Baganza (tratto tra la briglia di monte ed il manufatto A)

3) Verifica di stabilità dei massi: SISTEMAZIONE FINALE - SPONDE TRA BRIGLIA DI MONTE E MANUFATTO A										
SPONDE										
T_{ω}	azione di trascinamento della corrente	=	$\gamma w R_i$	Larghezza alveo al fondo (b)	90	m				
τ_{crit}	azione critica	=	$\Phi(\gamma/s - \gamma w) d$	Larghezza alveo in sommità (B)	100	m				
d	diametro minimo che garantisce l'equilibrio	=	$(\gamma w R_i) / \Phi(\gamma/s - \gamma w)$	peso specifico dell'acqua	9'806	N/m3				
				peso specifico del masso	26'000	N/m3				
				pendenza Baganza	0.0070	(l)				
							Verifiche t. Baganza			
							coef sicurezza			2 (l)
							pendenza della sponde			27 gradi
							angolo di attrito interno			32 gradi
							K per le sponde			0.5158
							Coef di Shields per il fondo			0.06
							Coef di Shields per le sponde			0.030949

Tabella 7-15 Foglio di calcolo per la verifica di stabilità dei massi sulle sponde del T.Baganza (tratto a valle del manufatto A)

5) Verifica di stabilità dei massi: SISTEMAZIONE FINALE - SPONDE A VALLE MANUFATTO A									
τ_w	azione di trascinamento della corrente	=	$\gamma_w R_i$	Larghezza alveo al fondo (b)	80 m				
τ_{crit}	azione critica	=	$\Phi(\gamma_s - \gamma_w) d$	Larghezza alveo in sommità (B)	90 m				
d	diametro minimo che garantisce l'equilibrio	=	$(\gamma_w R_i) / \Phi(\gamma_s - \gamma_w)$	peso specifico dell'acqua	9'806 N/m3				
				peso specifico del masso	26'000 N/m3				
				pendenza Baganza	0.0070 (l)				
Verifiche t. Baganza									
				coef sicurezza	2 (l)				
				pendenza della sponde	27 gradi				
				angolo di attrito interno	32 gradi				
				K per le sponde	0.5158				
				Coef di Shields per il fondo	0.06				
				Coef di Shields per le sponde	0.030949				
MASSI SFERICI									
	diametro	peso specifico	Volume	Peso					
	d	γ_s	V	W					
	(m)	(N/m3)	(m3)	(kg)					
Massi tutto il tratto	0.64	26'000	0.136	360.85					
				D=calcolo*coef sicurezza	0.64 m				

Tabella 7-16 Foglio di calcolo per la verifica di stabilità dei massi sulle sponde del canale di scarico del Manufatto
 C

6) Verifica di stabilità dei massi: SISTEMAZIONE FINALE - SPONDE A VALLE MANUFATTO C									
SPONDE									
τ_w	azione di trascinamento della corrente	=	$\gamma_w R_i$				Larghezza alveo al fondo (b)	54 m	
τ_{crit}	azione critica	=	$\Phi(\gamma_s - \gamma_w)d$				Larghezza alveo in sommità (B)	64 m	
d	diametro minimo che garantisce l'equilibrio	=	$(\gamma_w R_i) / \Phi(\gamma_s - \gamma_w)$				peso specifico dell'acqua	9'806 N/m ³	
							peso specifico del masso	26'000 N/m ³	
							pendenza canale	0.0070 (°)	
Verifiche Canale valle Manufatto C									
							coef sicurezza		(°)
							pendenza della sponde	27 gradi	
							angolo di attrito interno	32 gradi	
							K per le sponde	0.5158	
							Coef di Shields per il fondo	0.06	
							Coef di Shields per le sponde	0.030949	
MASSI SFERICI									
	diametro	peso specifico	Volume	Peso					
	d	γ_s	V	W					
	(m)	(N/m ³)	(m ³)	(kg)					
Massi tutto il tratto	0.62	26'000	0.125	330.36					
							quindi dcalcolo=	0.31	D=
							D=dcalcolo*coef sicurezza	0.62	m

Il valore di diametro dei massi calcolato, come già detto al precedente paragrafo 7.4.2, è stato moltiplicato per un coefficiente di sicurezza, assunto pari a 2.

I risultati ottenuti sono i seguenti:

- Tratto a monte della briglia di monte: diametro minimo dei massi 0.65 m circa, peso minimo 380.69 Kg;
- Tratto compreso tra briglia di monte e manufatto A: diametro minimo 0.64 m circa, peso minimo 368.69 Kg;
- Tratto a valle del manufatto A: diametro minimo 0.64 m circa, peso minimo 360.85 Kg;
- Tratto a valle del manufatto C: diametro minimo 0.62 m circa, peso minimo 330.36 Kg.

A favore di sicurezza, nell'ambito del progetto definitivo è stato quindi previsto l'utilizzo di massi di peso non inferiore a 500 Kg, che equivale ad assumere un ulteriore coefficiente di sicurezza, ai fini della stabilità della difesa, compreso tra il 31 ed il 51% (in termini di peso).

7.4.3.2. Protezione del fondo alveo

Per il calcolo del diametro minimo dei massi da impiegarsi a protezione del fondo del T. Baganza, in particolare nei tratti a valle della "Briglia di monte" e del "Manufatto A" è stato utilizzato l'analogo procedimento adottato per le sponde, con la sola eccezione legata all'utilizzo di un differente parametro di Shields, come meglio descritto al precedente paragrafo 7.4.2.

I risultati ottenuti sono riportati in Tabella 7-17 e in Tabella 7-18.

Tabella 7-17 Foglio di calcolo per la verifica di stabilità dei massi sul fondo alveo (tratto a valle della briglia di monte)

2) Verifica di stabilità dei massi: SISTEMAZIONE FINALE - FONDO A VALLE DELLA BRIGLIA DI MONTE																											
FONDO																											
$T \omega$	azione di trascinamento della corrente	=	$\gamma w R i$	Larghezza alveo al fondo (b)	90 m																						
τ_{crit}	azione critica	=	$\Phi(\gamma_s - \gamma_w) d$	Larghezza alveo in sommità (B)	100 m																						
d	diametro minimo che garantisce l'equilibrio	=	$(\gamma w R i) / \Phi(\gamma_s - \gamma_w)$	peso specifico dell'acqua	9'806 N/m3																						
				peso specifico del masso	26'000 N/m3																						
Verifiche t. Baganza				pendenza Baganza	0.0070 (l)																						
				coef sicurezza	(l)																						
<table><tr><td>SEZIONE</td><td>h</td><td>A</td><td>p</td><td>R</td><td>d</td></tr><tr><td></td><td>(m)</td><td>(mq)</td><td>(m)</td><td>(m)</td><td>(m)</td></tr><tr><td>FONDO - VALLE BRIGLIA</td><td>2.50</td><td>237.50</td><td>101.18</td><td>2.35</td><td>0.17</td></tr></table>						SEZIONE	h	A	p	R	d		(m)	(mq)	(m)	(m)	(m)	FONDO - VALLE BRIGLIA	2.50	237.50	101.18	2.35	0.17	Angolo di attrito interno	32 gradi		
SEZIONE	h	A	p	R	d																						
	(m)	(mq)	(m)	(m)	(m)																						
FONDO - VALLE BRIGLIA	2.50	237.50	101.18	2.35	0.17																						
						Coef di Shields corretto	0.05815																				
						Coef di Shields per il fondo	0.06																				
						Min	0.17																				
						Max	0.17																				
						Medio	0.17																				
						quindi dcalcolo=	0.17																				
						D= dcalcolo*coef sicurezza	0.1755 m																				
MASSI SFERICI																											
<table><tr><td>diametro</td><td>peso specifico</td><td>Volume</td><td>Peso</td></tr><tr><td>d</td><td>γ_s</td><td>V</td><td>W</td></tr><tr><td>(m)</td><td>(N/m3)</td><td>(m3)</td><td>(kg)</td></tr></table>										diametro	peso specifico	Volume	Peso	d	γ_s	V	W	(m)	(N/m3)	(m3)	(kg)						
diametro	peso specifico	Volume	Peso																								
d	γ_s	V	W																								
(m)	(N/m3)	(m3)	(kg)																								
Massi tutto il tratto	0.34	26'000	0.021	55.59																							

Tabella 7-18 Foglio di calcolo per la verifica di stabilità dei massi sul fondo alveo (tratto a valle del manufatto A)

[illegible]

Il valore di diametro dei massi calcolato, come già detto al precedente paragrafo 7.4.2, è stato moltiplicato per un coefficiente di sicurezza, assunto pari a 2.

I risultati ottenuti sono i seguenti:

- Tratto a valle della briglia di monte: diametro minimo dei massi 0.34 m circa, peso minimo 55.59 Kg;
- Tratto a valle del manufatto A: diametro minimo 0.34 m circa, peso minimo 54.41 Kg.

Al fine di uniformare la tipologia di materiale da utilizzare, mantenendosi nel contempo a favore di sicurezza, nella progettazione delle opere si è ritenuto opportuno prevedere, anche per i suddetti tratti di rivestimento, l'utilizzo dei massi di peso 500 Kg individuati per il rivestimento spondale.

Tale scelta equivale, come per le sponde, all'adozione di fatto di un ulteriore coefficiente di sicurezza, ai fini della stabilità dei massi di protezione del fondo, prossimo all'ordine di grandezza (10 volte, in termini di peso).

8. BIBLIOGRAFIA

- [1] DICATeA-RER Servizio Provinciale Difesa del Suolo Risorse Idriche e Forestali (2003) "Studio della messa in sicurezza del territorio parmense, con particolare riferimento alla realizzazione della cassa di espansione sul Torrente Baganza- Relazione Idrologica".
- [2] DICATeA-RER Servizio Provinciale Difesa del Suolo Risorse Idriche e Forestali (2003) "Studio della messa in sicurezza del territorio parmense, con particolare riferimento alla realizzazione della cassa di espansione sul Torrente Baganza- Relazione Idraulica".
- [3] NERC (National Environmental Research Council) (1975), Flood Studies Report, v.1, London.
- [4] Bacchi B., Brath A., Kottegoda N.T. (1992). Analysis of the Relationships Between Flood Peaks and Flood Volumes Based on Crossing Properties of River Flow Processes, Water Resources Research, 28(10), p. 2773-2782.
- [5] DICATeA-AIPo (2012) "Modellazione 2D del tratto del torrente Parma: da Colorno alla confluenza in Po, con possibili scenari di sistemazione; da Parma a Colorno, con possibili interventi volti a migliorare l'effetto di laminazione".
- [6] DICATeA-AIPo (2008) "Prove su modello fisico del manufatto regolatore della cassa di espansione sul torrente Parma"
- [7] DICATeA-AIPo (2008) "Cassa di espansione sul torrente Parma: Quinta fase di invasi sperimentali (17 marzo-31 luglio 2008)"
- [8] DICATeA-AIPo (2012) "Aggiornamento delle analisi idrologiche e revisione del progetto preliminare della cassa di espansione sul torrente Baganza"
- [9] Alberini A. (2011) "Dimensionamento e simulazioni numeriche del manufatto di regolazione della cassa di espansione sul torrente Baganza", tesi di laurea magistrale, Facoltà di Ingegneria, Università degli Studi di Parma.
- [10] Forni A. (2011) "Dimensionamento e simulazioni numeriche 2D della cassa di espansione sul torrente Baganza", tesi di laurea magistrale, Facoltà di Ingegneria, Università degli Studi di Parma.
- [11] Ferrari A. (2011) "Cassa di espansione sul torrente Baganza: valutazione dell'efficienza in assenza e in presenza di manovre sulle paratoie", tesi di laurea, Facoltà di Ingegneria, Università degli Studi di Parma.
- [12] Surfer Version 9.1.352 – Apr 8 2009, Surface Mapping System, Copyright © 1993-2009, Golden Software, Inc.
- [13] SMS 11.0.00, Surface-Water Modeling System, Copyright 2011, Aquaveo LLC, All Rights Reserved.
- [14] ETH Zurich, VAW "BASEMENT, Basic Simulation Environment For Computation Of Environmental Flow And Natural Hazard Simulations", Copyright © 2006-2011, Faeh R., Mueller R., Rousselot P., Veprek R., Vetsch D., Volz C., Vonwiller L., Farshi D.
- [15] D'Oria M., Mignosa P., Tanda M.G. (2012). Reverse level pool routing: Comparison between a deterministic and a stochastic approach. Journal of Hydrology, vol. 470-471; p. 28-38, ISSN: 0022-1694, doi:10.1016/j.jhydrol.2012.07.045.
- [16] Anderson, M. P. and W. W. Woessner (1992). Applied Groundwater Modeling: Simulation of Flow and Advective Transport. San Diego, Academic Press.
- [17] ASTM-Standard (95 (2006)). D5880 Standard Guide for Subsurface Flow and Transport Modeling. West Conshohocken, PA, ASTM International.
- [18] Harbaugh, A. W., E. W. Banta, et al. (2000). MODFLOW-2000, the U.S. Geological Survey Modular Ground-Water Model--User Guide to Modularization Concepts and the Ground-Water Flow Process, United States Geological Survey: Open File Report 00-92: 121.
- [19] SOGEO (2012) Indagini geognostiche funzionali alla realizzazione della cassa di espansione del torrente Baganza nei comuni di Parma, Collecchio, Sala e Felino.

- [20] DICATeA-AIPo (2012) Revisione del progetto preliminare del collegamento tra la S.P. n. 56 e la S.P. n. 15 con nuovo ponte sul Baganza, Valutazione trasportistica sulle possibili alternative di progetto ed implicazioni sulla viabilità esistente.
- [21] U. Majone e A. Brath “Moderni criteri di sistemazione degli alvei fluviali” Atti del corso di aggiornamento del 10-14 Ottobre 1994 – Editoriale Bios

APPENDICE A: Confronto idrogrammi sintetici DICATeA ed ARPAE

Pur nella consapevolezza che DICATeA ed ARPAE assumono distribuzioni di probabilità diverse nelle loro stime, e probabilmente anche serie storiche ed idrogrammi di partenza diversi, appare scientificamente e tecnicamente dubbio l'utilizzo degli stessi parametri determinati dal DICATeA (rapporti e curve di riduzione delle portate al colmo) ai valori di portata al colmo di ARPA, di seguito vengono sviluppate opportune valutazioni in proposito.

Sulla base della curva di riduzione confermata e nell'ipotesi di costruire le onde sintetiche per tempo di ritorno di 100 e 200 anni sui corrispondenti valori di colmo individuati da ARPAE per lo scenario proposto di cambiamento climatico³³ si ottiene un incremento assai significativo del volume teorico necessario alla laminazione ottimale sui valori di 300 e 430 m³/s, rispettivamente per le onde di 100 e 200 anni di tempo di ritorno (vd. Figura 8-1 e Figura 8-2). Per 100 anni di tempo di ritorno il volume necessario alla laminazione ottimale sul valore di 300 m³/s (taglio orizzontale) passa da 4.24x10⁶ m³ ad oltre 8.26x10⁶ m³ (+ 95 %), mentre per 200 anni di tempo di ritorno il volume necessario alla laminazione ottimale sul valore di 430 m³/s (taglio orizzontale) vede un incremento da 3.90x10⁶ m³ a 6.51x10⁶ m³ (+ 65 %). Tali incrementi, diversi fra loro in relazione alla differente distribuzione di probabilità, risultano evidentemente improponibili in termini di concreta fattibilità tecnica della cassa di espansione nel rispetto dei vincoli fisici presenti.

³³ per la costruzione di tali onde è sufficiente dividere i valori in funzione del tempo di uno qualsiasi degli idrogrammi sintetici (costruiti sulla base della curva di riduzione già citata) per il rispettivo valore di colmo e moltiplicare la serie di valori in funzione del tempo così ottenuta per il valore di colmo desiderato

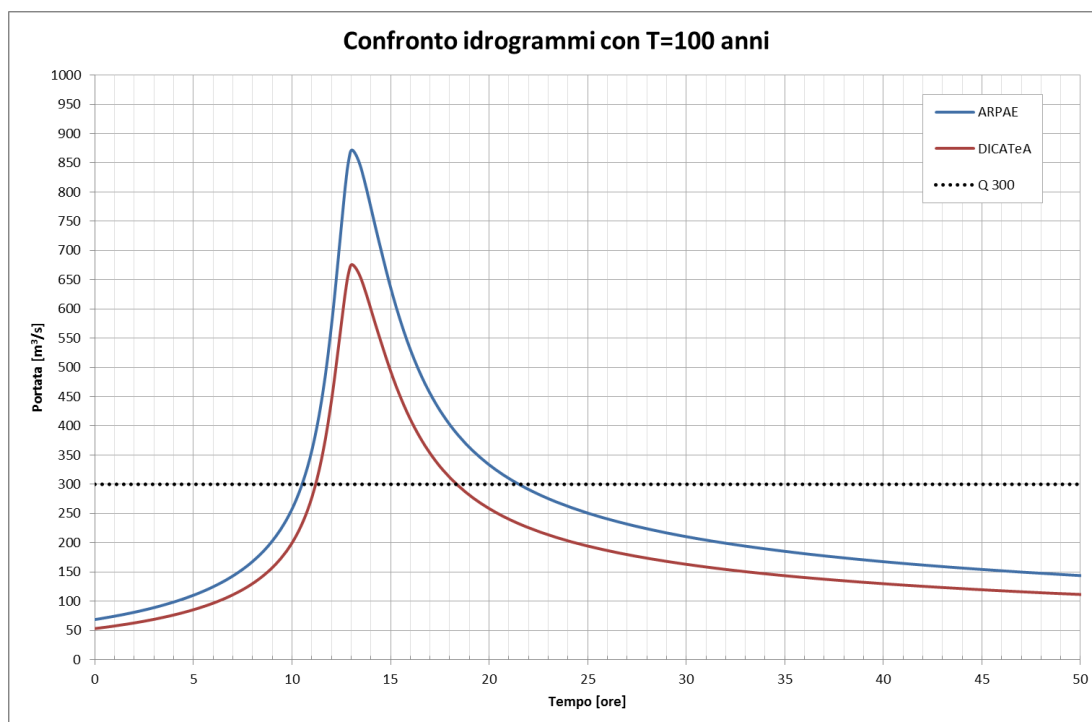


Figura 8-1 – Idrogrammi sintetici per T=100 anni, DICATeA 2003 per RER ed ARPAE con cambiamento climatico 2015, con “taglio” ottimale a 300 m³/s

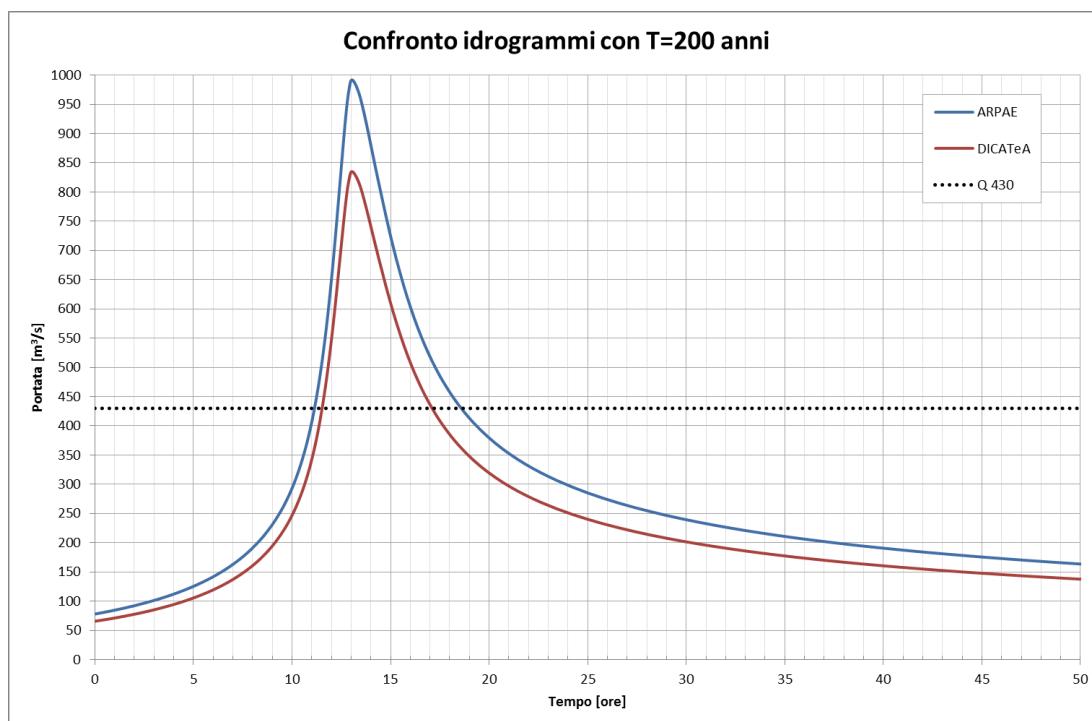


Figura 8-2 – Idrogrammi sintetici per T=200 anni, DICATeA 2003 per RER ed ARPAE con cambiamento climatico 2015, con “taglio” ottimale a 430 m³/s

ALLEGATO 1: Costruzione degli idrogrammi sintetici per la sezione di Ponte Nuovo

2.5 Costruzione degli idrogrammi sintetici per la sezione di Ponte Nuovo

Per ricavare l'informazione necessaria all'individuazione di un idrogramma di progetto di assegnato tempo di ritorno, a partire dall'analisi delle onde di piena storiche, è possibile procedere in differenti modi. La procedura più conveniente si basa sull'elaborazione statistica delle massime portate medie \bar{Q}_D di assegnata durata D :

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

dove il massimo è calcolato rispetto a tutte le possibili finestre temporali $(t-D, t)$, di ampiezza D , contenute nel generico idrogramma di piena storico. Per ciascun idrogramma di piena registrato viene calcolato il valore massimo assunto dalla portata media per n durate prefissate. Si ottengono così n serie di portate composte ciascuna da un numero di dati pari al numero di eventi.

La scelta delle durate D deve essere fatta in base ad un'analisi preliminare della durata della porzione più significativa degli idrogrammi di piena storici. Le onde di piena del Baganza a Ponte Nuovo presentano una durata degli eventi che, nella maggior parte dei casi, non supera 1 o 2 giorni. Sono comunque presenti, tra i dati utilizzati per l'elaborazione, onde di durata più lunga.

Nelle elaborazioni successive sono state giudicate significative, per il calcolo del valore massimo assunto dalla portata media, le durate pari a 0, 3, 12, 24, 36, 48 e 72 ore.

In Figura 2-5 è rappresentata, a scopo esemplificativo, la metodologia adottata per estrarre la portata media di assegnata durata da un evento generico, per il particolare caso $D=16$ ore.

Le aree tratteggiate (di cui quella a tratteggio incrociato è comune) sono ovviamente uguali, per definizione di media. La massima portata media è indicata sull'asse delle ordinate con \bar{Q}_{16} . Per ciascuna durata viene anche calcolata la posizione r assunta dal picco ($0 \leq r \leq 1$), definita come rapporto tra la frazione della finestra temporale che precede il picco (D_b) e l'intera durata considerata (D). Questo parametro, come si vedrà, è di fondamentale importanza nella determinazione della forma dell'onda sintetica.

Per ogni evento e per ciascuna durata sono quindi state estratte due informazioni: la massima portata media e la posizione del picco r .

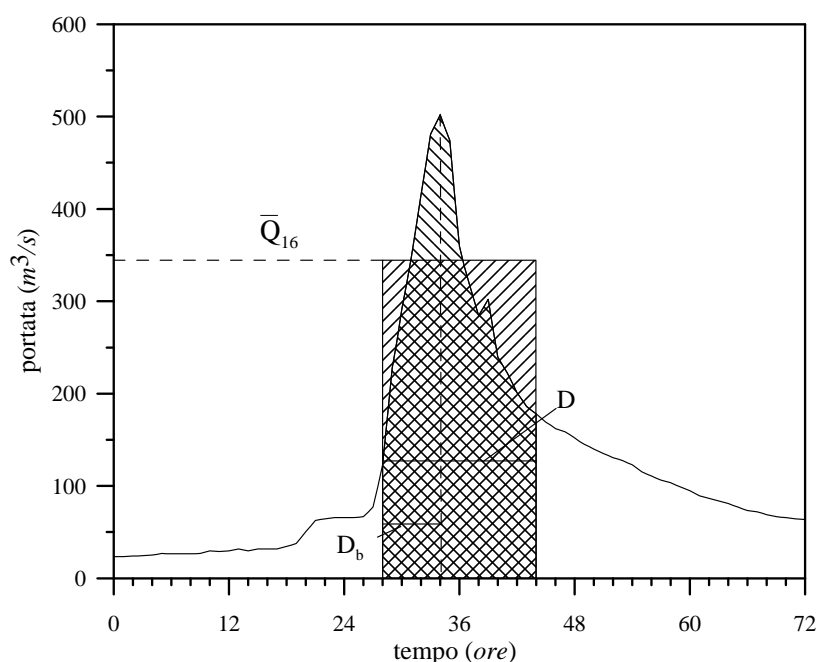


Figura 2-5 – Esempio di estrazione della portata media in assegnate durate e della posizione del picco r .

Lo scopo delle elaborazioni statistiche è la determinazione della legge $\bar{Q}_D = \bar{Q}_D(T)$ che esprime l'equazione della cosiddetta curva di riduzione dei colmi di piena di assegnato tempo di ritorno, dalla quale possono poi essere ricavati gli idrogrammi sintetici per assegnati tempi di ritorno di interesse.

Tale curva – analoga alla curva *IDF* (Intensità-Durata-Frequenza) per le precipitazioni – rappresenta la relazione che lega la portata media \bar{Q}_D alla corrispondente durata D , fissato il generico valore del tempo di ritorno T .

Per determinare la curva di riduzione dei colmi di piena nel presente lavoro si è adottata la procedura indiretta proposta dal NERC (1975) [3], ponendo in relazione i quantili $\bar{Q}_D(T)$ con quelli della portata al colmo $Q_0(T)$ per mezzo del rapporto di riduzione $\varepsilon_D(T)$:

$$\varepsilon_D(T) = \frac{\bar{Q}_D(T)}{Q_0(T)} \quad (1)$$

Numerosi studi, a partire proprio da quello condotto dal NERC nel 1975, hanno evidenziato che i rapporti di riduzione dedotti sulla base dell'analisi statistica delle osservazioni idrometriche risultano praticamente indipendenti dal tempo di ritorno T . In effetti l'ipotesi di base, comune a tutte le formulazioni presentate in letteratura per il rapporto di riduzione, è che esso possa essere considerato indipendente dal tempo di ritorno, cosa che si verifica

se (trascurando l'influenza dei momenti di ordine superiore al secondo) il coefficiente di variazione $CV(\bar{Q}_D)$ e la funzione di distribuzione di \bar{Q}_D si mantengono costanti al variare della durata D ; sotto queste ipotesi, che sono verificate con approssimazione accettabile nella gran parte dei casi, ε_D si riduce al rapporto tra le medie di \bar{Q}_D e Q_0 :

$$\varepsilon_D = \frac{\mu(\bar{Q}_D)}{\mu(Q_0)} \quad (2)$$

Tra i diversi approcci proposti in letteratura per l'identificazione della forma della legge di riduzione (2) è stato adottato quello proposto da Bacchi et al. (1992) [4]. secondo cui il rapporto di riduzione assume l'espressione seguente:

$$\varepsilon_D = \sqrt{\frac{\theta}{2D} \left[2 + e^{\frac{4D}{\theta}} - \frac{3\theta}{4D} \left(1 - e^{\frac{4D}{\theta}} \right) \right]}$$

in cui il parametro temporale θ viene dedotto attraverso una interpolazione ai minimi quadrati. Una volta ricavato l'andamento di ε_D , l'equazione della curva di riduzione dei colmi di piena risulta essere:

$$\bar{Q}_D(T) = Q_0(T)\varepsilon_D$$

e richiede, quindi, la determinazione della distribuzione di probabilità delle portate al colmo $Q_0(T)$.

Per ricostruire la forma dell'onda è necessario anche ricavare, dagli idrogrammi di piena storici, l'informazione sulla posizione r che la portata al colmo assume all'interno della finestra temporale che contiene il valore massimo delle portate medie di assegnata durata.

Per come è stato definito, il valore di r può variare tra 0 e 1; in particolare assume il valore 0 se il picco cade all'inizio della finestra temporale considerata, mentre assume valore 1 se il picco cade alla fine della finestra stessa. Si hanno così a disposizione tante serie temporali di posizione del picco quante sono le durate analizzate; ai fini della ricostruzione dell'idrogramma di piena è stato calcolato il valore medio di ogni serie.

Per ottenere una forma il più possibile regolare dell'onda sintetica i punti (D, r) , ottenuti con la procedura sopra descritta, sono stati interpolati con la funzione del tipo

$$r_D(D) = a + \frac{b}{c + (D)^d}$$

dove i valori delle quattro costanti a , b , c , d , sono stati determinati con una procedura di interpolazione ai minimi quadrati.

La costruzione dell'idrogramma sintetico si effettua quindi imponendo che la massima portata media in ciascuna durata coincida con quella prevista dalla curva di riduzione dei colmi di piena; la forma dell'idrogramma è determinata dal coefficiente esprimente la posizione del picco r .

L'idrogramma sintetico è dunque definito dalle condizioni:

$$\int_{-r_D D}^0 Q(\tau; T) d\tau = r_D \bar{Q}_D(T) D; \quad \int_0^{(1-r_D)D} Q(\tau; T) d\tau = (1 - r_D) \bar{Q}_D(T) D \quad (3)$$

Le espressioni dei due rami dell'idrogramma $Q(t; T)$ prima e dopo il colmo si ottengono differenziando le (3) rispetto alla durata D :

$$Q(t; T) = \frac{\frac{d}{dD} (r_D \bar{Q}_D(T) D)|_{D=D(t)}}{\frac{d}{dD} (r_D D)|_{D=D(t)}}, \quad t = -r_D D \quad (-r_D D_f \leq t \leq 0)$$

$$Q(t; T) = \frac{\frac{d}{dD} ((1 - r_D) \bar{Q}_D(T) D)|_{D=D(t)}}{\frac{d}{dD} ((1 - r_D) D)|_{D=D(t)}}, \quad t = (1 - r_D) D \quad (0 \leq t \leq (1 - r_D) D_f)$$

Nella Figura 2-6 sono rappresentati gli idrogrammi sintetici ottenuti con la procedura precedentemente descritta per il torrente Baganza a Ponte Nuovo.

Essi sono stati assunti per il dimensionamento della cassa di espansione, trascurando il contributo dello scolmatore del torrente Cinghio (che dovrebbe essere sottratto) e l'effetto di laminazione lungo l'asta dall'ipotizzata posizione della cassa a Ponte Nuovo (che porterebbe a incrementare i valori di colmo, a parità di volume)⁸.

⁸ Si prescinde anche, naturalmente, dalla reale capacità di portate dell'alveo del torrente Baganza in città, che non consente di far transitare gli idrogrammi di elevato tempo di ritorno senza esondazioni.

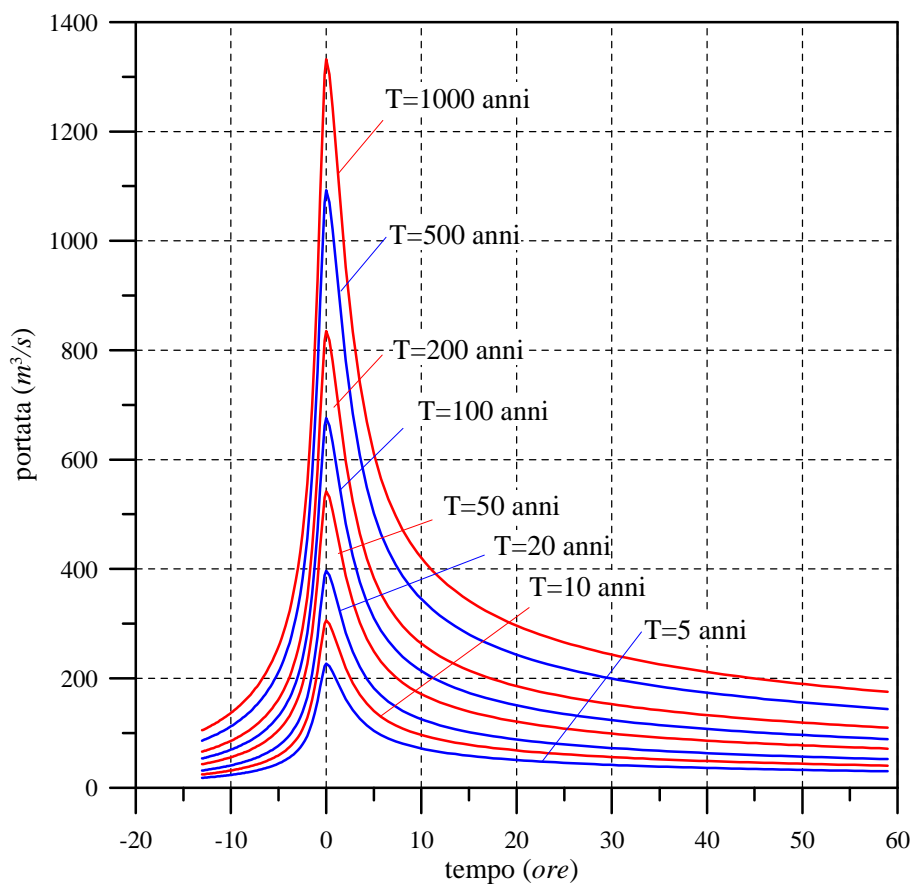


Figura 2-6– Onde di piena sintetiche per il t. Baganza a Ponte Nuovo assunte a base della progettazione.

ALLEGATO 2: Parere ARPA-SIMC Area Idrologia e Idraulica di Parma (prot. n°PGSIM/2015/1575 del 23.12.2015)

659
12/01/2015



Servizio Idro-Meteo-Clima
Area Idrologia e Idrografia - Sede di Parma

Via Garibaldi, 75 - 43121 PARMA
tel 0521-274362 fax 0521-774056
diretto previsioni meteo - tel 051-6497600
sito web: <http://www.arpa.emr.it/smr>

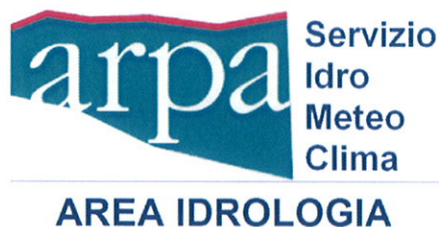
PGSIM/2015/ 1575
Parma, 23 DIC. 2015

AIPO
Via Garibaldi, 75
43121 Parma
c.a. Dott. Ing. Mirella Vergnani

Oggetto: Richiesta espressione parere sulle analisi idrologiche/idrauliche per la Progettazione della Cassa di Espansione del Torrente Baganza

Con riferimento alla richiesta prot. nr. 7.20.10 dello 01.09.2015, riguardante la richiesta di parere sulle analisi idrologiche/idrauliche per la Progettazione della Cassa di Espansione del Torrente Baganza, si trasmette la relazione idrologica redatta da questo Ufficio.

Dott. Ing. Silvano Pecora
Responsabile dell'Area Idrologia
ARPA-SIMC
Silvano Pecora



ARPA EMILIA ROMAGNA
SERVIZIO IDROMETEOCLIMA, AREA IDROLOGIA, PARMA

Analisi idrologiche e idrauliche per la progettazione
della cassa di espansione del torrente Baganza

RELAZIONE IDROLOGICA

Con richiesta prot. nr. 7.20.10 del 01.09.2015 l'Agenzia Interregionale per il fiume Po (AIPO) ha richiesto il parere sulle analisi idrologiche e idrauliche sviluppate ai fini della progettazione della cassa di espansione del torrente Baganza, trasmettendo a questo Ufficio gli elaborati progettuali, a corredo del progetto preliminare, tutti gli studi e gli approfondimenti idrologici ed idraulici relativi alla cassa di espansione in

progettazione.

La suddetta documentazione descrive, tra l'altro, i metodi applicati per la stima delle distribuzioni di probabilità delle portate al colmo massime annue per il torrente Baganza alla sezione di Ponte Nuovo, oltre alle elaborazioni statistiche per la determinazione della curva di riduzione dei colmi di piena di assegnato tempo di ritorno, dalla quale si ricavano gli idrogrammi sintetici per assegnati tempo di ritorno di interesse. La metodologia adottata per l'identificazione della forma della legge di riduzione esprime l'equazione della curva di riduzione dei colmi di piena in funzione della distribuzione di probabilità delle portate al colmo. Pertanto, nella presente relazione idrologica si è provveduto ad approfondire l'analisi delle massime portate al colmo di piena per assegnato tempo di ritorno, adottando un approccio stocastico di regionalizzazione del bacino del Parma-Baganza.

Per il bacino del torrente Baganza chiuso alla sezione di Ponte Nuovo e per quello del Parma chiuso alla sezione di Ponte Bottego sono disponibili dati di portata desunti da misure del corso d'acqua, consentendo così la suddetta analisi stocastica delle massime portate al colmo di piena.

Seguendo le indicazioni riportate nella Direttiva Europea 2007/60/CE, si è altresì provveduto a stimare gli effetti dei cambiamenti climatici sulle piene fluviali, mediante applicazione di un metodo di stima indiretta che lega il comportamento stocastico delle portate al colmo di piena con quello delle piogge intense, al fine di interpretare adeguatamente le statistiche degli eventi estremi poste a base progettuale.

BREVE DESCRIZIONE DEI BACINI DEL PARMA E BAGANZA

Il bacino del torrente Baganza è stato individuato considerando la sezione di chiusura di Ponte Nuovo, mentre per il bacino del Parma è stata considerata la sezione di chiusura di Ponte Bottego (Figura 1).

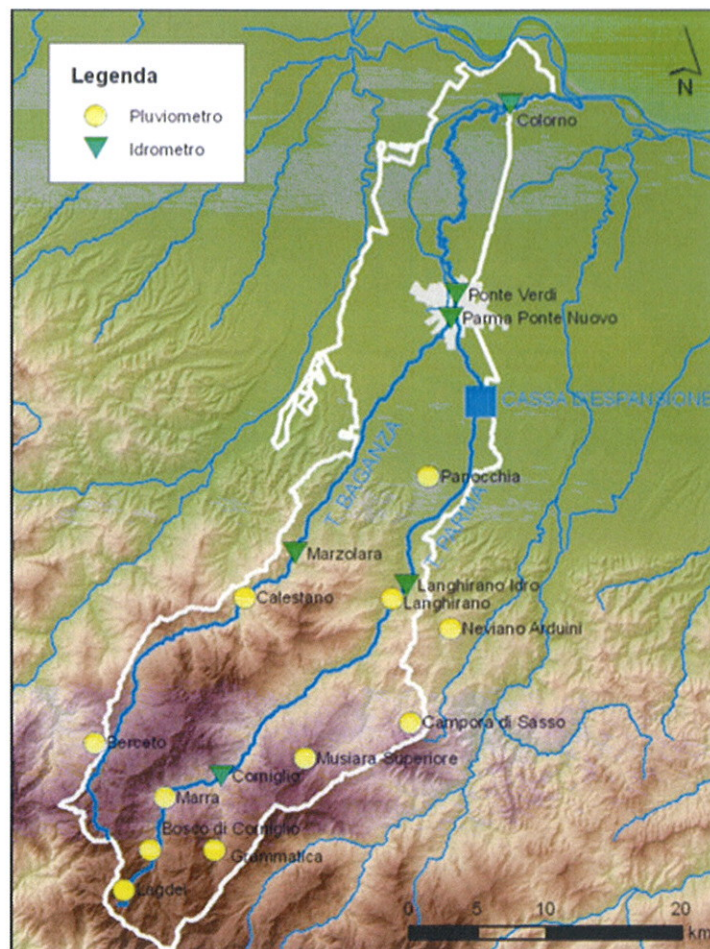


Figura 1 – Bacino del fiume Parma e del suo affluente Baganza con stazioni idropluviometriche

Il bacino del torrente Parma alla confluenza con il Baganza ha una superficie di 430 km², mentre quella del torrente Baganza alla stessa confluenza è pari a 188 km². Alla sezione idrometrica di Ponte Bottego, ubicata nel tratto cittadino, la superficie complessiva è di 618 km².

L'analisi delle curve ipsometriche determina un'altitudine media del bacino del torrente Parma pari a 580 m s.l.m.m., mentre quello del torrente Baganza è pari a 670 m s.l.m.m.. La forma dei due bacini è definita dai valori del coefficiente di compattezza calcolato con la formula di Gravelius (cerchio equivalente) e che risulta essere di 1.67 per il Parma e 2.16 per il Baganza. I valori portano a classificare i due bacini tra quelli di forma più allungata della regione padana.

Per quanto riguarda le serie storiche di registrazioni effettuate alle stazioni di monitoraggio, le osservazioni relative alla stazione di Baganza a Ponte Nuovo coprono il periodo 1980-2014, con numerosità campionaria pari a 35 anni, mentre la stazione di

Parma a Ponte Bottego dispone di osservazioni che vanno dal 1956 al 2004, avendo preso in considerazione i soli dati prima dell'entrata in funzione della cassa di espansione sul fiume Parma, realizzata nel 2005 presso l'abitato di Alberi di Vigatto.

VALUTAZIONE DELLA PORTATA DI PIENA PER ASSEGNATO TEMPO DI RITORNO

Per interpretare la serie storica di Ponte Nuovo, inizialmente si è fatto riferimento alla distribuzione generalizzata dei valori estremi GEV, che è stata applicata nell'analisi idrologica e idraulica riportata nella documentazione progettuale trasmessa a questo Ufficio.

La stima dei parametri della distribuzione GEV ha fornito per la stazione di Ponte Nuovo, per i rispettivi tempi di ritorno, i valori di portata di massima piena riportati in figura 2 e in tabella 1.

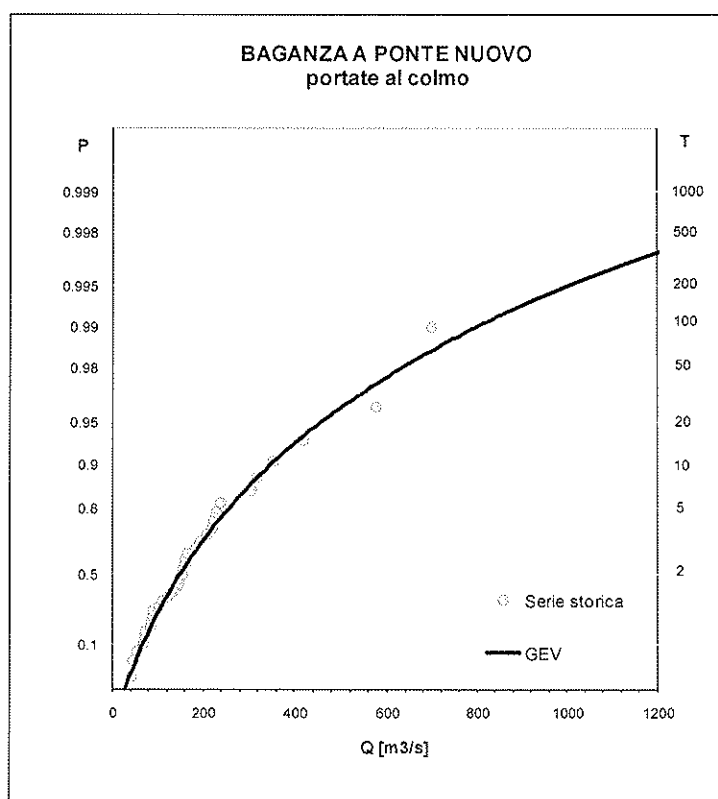


Figura 2 – Distribuzione GEV per la sezione di Baganza a Ponte Nuovo

Tempo di ritorno [anni]	Portata [m ³ /s]
5	256
10	348
20	457
50	634
100	801
200	1002
500	1335
1000	1650

Tabella 1 – Stima delle portate al colmo di piena con assegnato periodo di ritorno mediante distribuzione GEV applicata alla sezione di Baganza a Ponte Nuovo

La stessa distribuzione è stata applicata alla stazione di Parma a Ponte Bottego ed i risultati ottenuti sono posti a confronto con i corrispondenti quantili stimati alla sezione di Baganza a Ponte Nuovo, così come riportato in tabella 2:

Tempo di ritorno [anni]	Portata, Parma a Ponte Bottego [m ³ /s]	Portata, Baganza a Ponte Nuovo [m ³ /s]
5	486	256
10	591	348
20	694	457
50	830	634
100	934	801
200	1039	1002
500	1180	1335
1000	1288	1650

Tabella 2 – Stima delle portate al colmo di piena con assegnato periodo di ritorno mediante distribuzione GEV applicata alle sezioni di Parma a Ponte Bottego e Baganza a Ponte Nuovo

Dall'analisi dei valori riportati in tabella 2 per le due sezioni idrometriche si osservano portate confrontabili per il tempo di ritorno di 200 anni, mentre per più alti periodi di ritorno a Ponte Nuovo si ottengono quantili maggiori rispetto a Ponte Bottego. Tale risultato non trova riscontro nella formazione delle piene fluviali per la

tipologia dei bacini in esame, con riferimento anche alle dimensioni dei bacini sottesi.

Un'attenta analisi del comportamento statistico delle massime portate di piena registrate a Ponte Nuovo evidenzia però due possibili meccanismi probabilistici di formazione degli eventi estremi: il primo rappresentativo degli eventi medio-alti ed il secondo degli eventi estremi o rari. Questa circostanza può essere convenientemente interpretata a mezzo del modello a doppia componente TCEV, che ingloba in un'unica formulazione questi due meccanismi e che può essere scomposta nelle due componenti di Gumbel che la interpretano. A tale riguardo, si presenta la figura 3 che mostra le componenti ordinaria e straordinaria e la distribuzione a doppia componente.

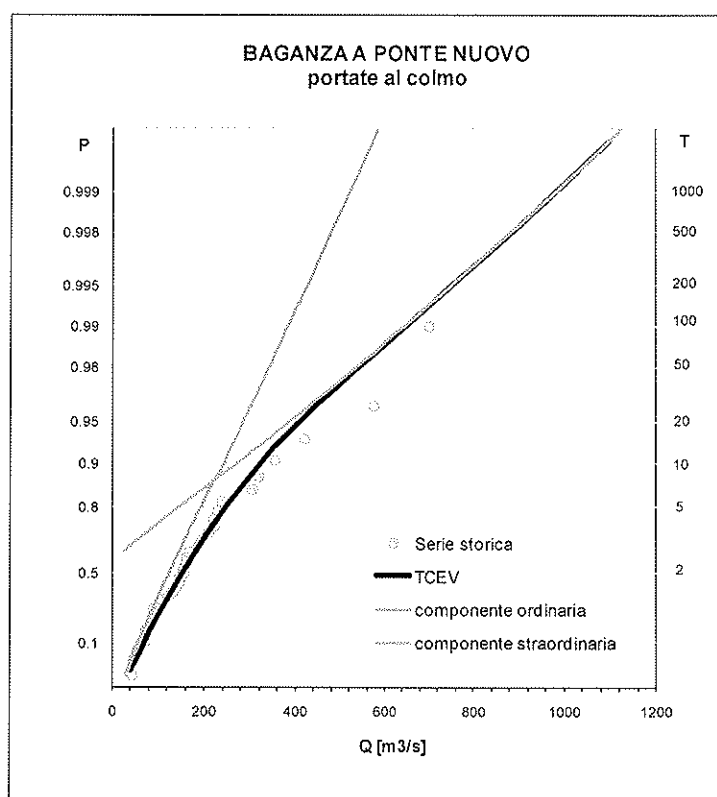


Figura 3 – Distribuzione TCEV per la sezione di Baganza a Ponte Nuovo con evidenziate le componenti ordinaria e straordinaria

A causa del numero di parametri coinvolti (Λ_1 , θ_1 , Λ_2 e θ_2), la stima dei parametri di una distribuzione TCEV da una singola serie è affetta da incertezza, particolarmente riguardo alla componente straordinaria.

Quindi le tecniche di regionalizzazione, a mezzo delle quali viene ridotta l'incertezza grazie al gran numero di dati utilizzati, diventano di un certo interesse per ottenere

grazie al gran numero di dati utilizzati, diventano di un certo interesse per ottenere affidabili stimatori di parametri e, quindi, un affidabile stimatore di portate di progetto.

Nello specifico caso della zona in esame la distribuzione TCEV può essere convenientemente impiegata per integrare l'informazione idrologica della serie storica della massime portate di piena registrate alla stazione di Ponte Nuovo con quella disponibile per la stazione di Ponte Bottego.

In particolare, si è considerato il bacino Parma-Baganza una regione omogenea, nella quale si può ammettere costante il coefficiente di asimmetria γ_1 , e quindi costanti i parametri Λ_* e θ_* , dove

$$\Lambda_* = \Lambda_2 / \Lambda_1^{1/\theta_1}$$

$$\theta_* = \theta_2 / \theta_1$$

La variabile standardizzata Y risulta in tal caso identicamente distribuita

$$Y = \frac{X}{\theta_1} - \ln \Lambda_1$$

con X la portata.

I valori di portata di piena per assegnato tempo di ritorno alla sezione di Ponte Nuovo sono stati ottenuti mediante una distribuzione a doppia componente con una stima al 1° livello di regionalizzazione, assumendo per i due parametri Λ_* e θ_* i valori stimati dal campione composto dalle due serie di Ponte Nuovo e Ponte Bottego e successivamente sono stati stimati i parametri Λ_1 e θ_1 per le singole serie storiche ed i parametri Λ_2 e θ_2 dipendenti da quelli già calcolati.

La procedura appena descritta ha fornito per la stazione di Baganza a Ponte Nuovo, per i rispettivi tempi di ritorno, i valori di portata di massima piena riportati in figura 4 e in tabella 3.

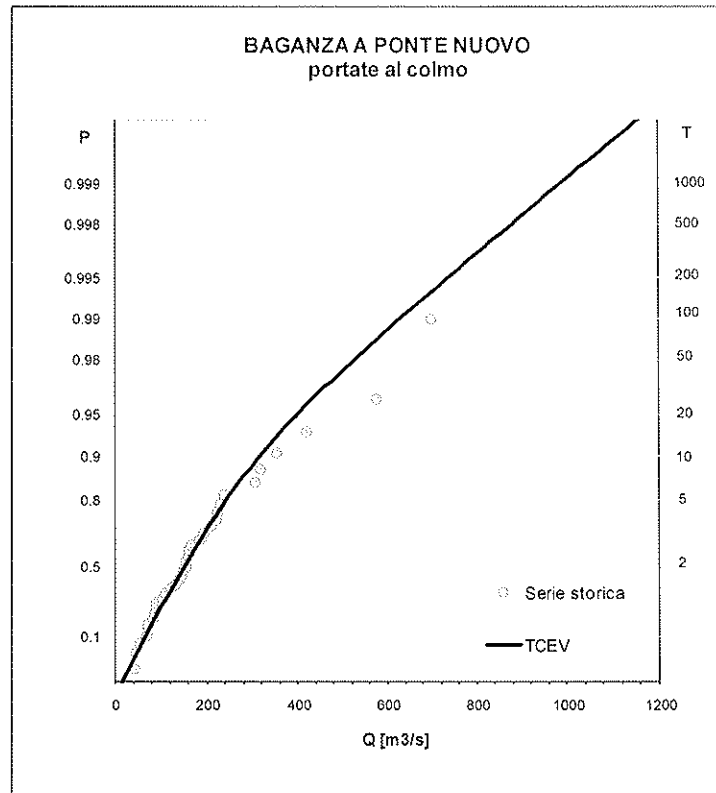


Figura 4 – Distribuzione TCEV per la sezione di Baganza a Ponte Nuovo

Tempo di ritorno [anni]	Portata, Baganza a Ponte Nuovo [m^3/s]
5	244
10	317
20	400
50	526
100	630
200	736
500	878
1000	986

Tabella 3 – Distribuzione TCEV per la sezione di Baganza a Ponte Nuovo

La stessa distribuzione TCEV applicata alla stazione di Ponte Bottego viene di seguito confrontata con le stime effettuate per Ponte Nuovo.

Tempo di ritorno [anni]	Portata, Parma a Ponte Bottego [m ³ /s]	Portata, Baganza a Ponte Nuovo [m ³ /s]
5	485	244
10	613	317
20	758	400
50	981	526
100	1163	630
200	1350	736
500	1600	878
1000	1790	986

Tabella 4 – Distribuzione TCEV per Parma a Ponte Bottego e Baganza a Ponte Nuovo

I quantili posti a confronto in tabella 4 confermano l'adeguatezza della distribuzione TCEV nell'interpretazione dei dati in esame, in considerazione anche dei bacini sottesi alle sezioni idrometriche considerate.

In accordo con la Direttiva Europea 2007/60/CE, relativamente alla valutazione e gestione dei rischi di alluvioni, sono stati altresì presi in considerazione gli effetti dei cambiamenti climatici sulla formazione delle piene fluviali. A tal riguardo, sono state effettuate simulazioni idrologiche e idrauliche proiettate al 2100 e basate sullo scenario climatico RCP 4.5, che prevede una stabilizzazione della forzante totale radiativa al 2100 mediante l'adozione di tecnologie e strategie atte a ridurre le emissioni di gas serra. Precisamente, nello scenario RCP 4.5 viene ipotizzato un aumento delle emissioni di CO₂ fino al 2040 ed una successiva diminuzione fino ad un valore inferiore all'attuale, di circa 4.2 PgC/Yr.

L'applicazione di un metodo indiretto, che permette di ricavare la distribuzione delle portate al colmo di piena a partire dalla probabilità delle piogge intense, consente di stimare l'effetto di una variazione di pioggia in condizioni di cambiamento climatico. Infatti, considerando la distribuzione di probabilità delle precipitazioni intense e di breve durata, unitamente ad un modello per la risposta del terreno, quale il metodo SCS-CN, è possibile ricavare una formulazione analitica della distribuzione dei colmi di piena ed i legami funzionali tra i parametri delle distribuzioni stesse.

Sulla base dei risultati delle simulazioni climatiche effettuate, si è ottenuto un

incremento delle piogge intense in proiezione a +100 anni di circa il +20% rispetto al clima attuale, a cui corrisponde un aumento in termini di portata al colmo 200-ennale pari a circa il 35%.

In particolare, nell'applicazione del metodo indiretto in condizioni di cambiamento climatico, sono stati ricavati i valori dei parametri delle distribuzioni che rappresentano le componenti ordinaria e straordinaria, determinando così la legge TCEV valida in proiezione climatica.

In tabella 5 sono riportati i quantili delle portate al colmo di piena massimi annuali in condizioni di cambiamento climatico ed in figura 5 vengono mostrate le due leggi a confronto, riferite al clima attuale e in condizioni di cambiamento climatico.

Tempo di ritorno [anni]	Portata, Baganza a Ponte Nuovo [m³/s]
5	350
10	461
20	585
50	752
100	872
200	992
500	1156
1000	1264

Tabella 5 – Distribuzione TCEV per la sezione di Baganza a Ponte Nuovo in condizioni di cambiamento climatico

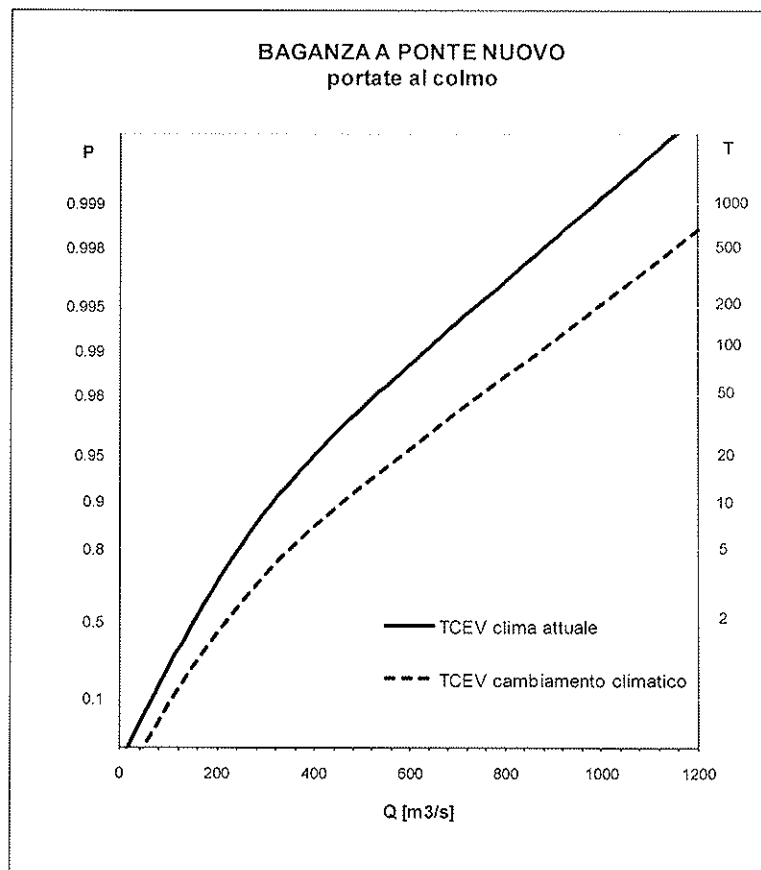


Figura 5 – Distribuzione TCEV per la sezione di Baganza a Ponte Nuovo nel clima attuale e in condizioni di cambiamento climatico

CONCLUSIONI

Lo studio idrologico condotto nel bacino in esame si è avvalso delle serie storiche delle portate massime annuali al colmo di piena alle sezioni di chiusura del Baganza a Ponte Nuovo e Parma a Ponte Bottego, al fine di interpretare il comportamento stocastico di formazione delle piene fluviali nel bacino del Parma-Baganza.

La principale difficoltà di previsione delle portate contraddistinte da un assegnato tempo di ritorno può essere adeguatamente superata legando lo studio specifico delle portate ad un'analisi dei fenomeni idrologici condotta su più ampia scala territoriale. Tale modo di procedere, se da un lato rappresenta la via più corretta da un punto di vista statistico per l'elaborazione dei dati idrologici a disposizione in una zona più ampia e per l'attribuzione di un periodo di ricorrenza ad un dato evento idrologico, dall'altro può non essere sufficientemente sensibile per cogliere il comportamento di un bacino di

limitate dimensioni, quindi con tempi di risposta molto brevi.

Le considerazioni svolte nei paragrafi precedenti confermano la validità e la correttezza del procedimento adottato per i calcoli idrologici necessari per la determinazione delle portate di piena di assegnato tempo di ritorno alla sezione di Ponte Nuovo, tenendo anche conto degli effetti dei cambiamenti climatici sulla stima delle portate temibili al colmo di piena mediante l'applicazione di un metodo di stima indiretto che si basa sul calcolo della distribuzione dei colmi di piena a partire dalla distribuzione delle piogge intense.

Tempo di ritorno [anni]	Portata, Baganza a Ponte Nuovo [m ³ /s]
5	350
10	461
20	585
50	752
100	872
200	992
500	1156
1000	1264

Tabella 6 – Stima delle portate massime annuali al colmo di piena per assegnato tempo di ritorno alla sezione di Baganza a Ponte Nuovo in condizioni di cambiamento climatico

E' d'obbligo sottolineare che le elaborazioni di cui sopra sono il risultato delle attuali disponibilità di dati e conoscenze e che la carenza delle stesse per il periodo più recente, soprattutto per quanto riguarda gli effetti in atto dei cambiamenti climatici sulla severità degli eventi di piena, conduce a risultati non scevri da margini di incertezza.

Va inoltre considerato che ai valori corrispondenti ai tempi di ritorno di 500 e 1000 anni non può ovviamente essere attribuito un vero e proprio significato statistico, sia come considerazione generale che a causa del relativamente breve periodo di osservazione disponibile. Tali valori vanno dunque interpretati come attribuibili ad eventi che, sulla base delle osservazioni disponibili, hanno una probabilità molto bassa di verificarsi.

Per quanto sopra e in considerazione del materiale solido che viene trasportato sul

fondo, in sospensione e sulla superficie delle acque in occasione delle piene, si raccomanda l'adozione di opportuni accorgimenti nonché franchi e coefficienti di sicurezza sovradimensionati per tutte quelle opere, impianti o parte di essi che abbiano particolare attinenza con la pubblica incolumità.

Ad evitare che anche in futuro o per eventuali ulteriori interventi si debba lamentare la mancanza di dati utili a una più corretta progettazione si raccomanda di comprendere, fra le previsioni progettuali, l'installazione di un idoneo sistema di registrazione e telemisura dei livelli idrometrici all'interno della cassa e a valle della stessa, nonché di prevedere una serie di misure di portata da effettuarsi a valle della cassa per verificare e definire sperimentalmente una attendibile scala di deflusso in corrispondenza del manufatto.

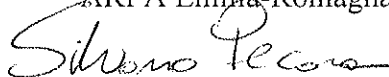
Sarà opportuno che i dati delle telemisure, come pure le elaborazioni delle misure di portata, siano conformi agli standard utilizzati da questa Agenzia. Si raccomanda pertanto di concordarne con lo scrivente le caratteristiche tecniche e operative.

Parma, lì 18 dicembre 2015

ING. ENRICA ZENONI
Collaboratore Tecnico Professionale



DR. ING. SILVANO PECORA
RESPONSABILE DELL'AREA IDROLOGIA
Servizio IdroMeteoClima
ARPA Emilia-Romagna



ALLEGATO 3: Aggiornamento delle analisi idrologiche e revisione del progetto preliminare della cassa di espansione sul torrente Baganza



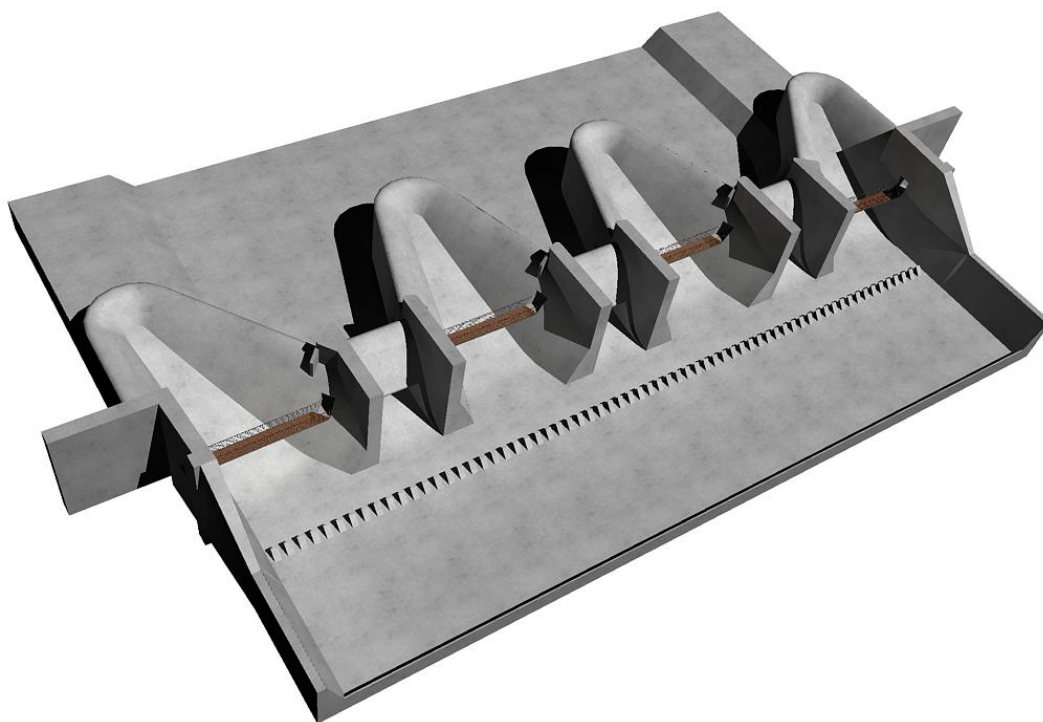
AIPO
Agenzia Interregionale per il fiume Po

Agenzia Interregionale per il fiume Po



DICATeA - Dipartimento di Ingegneria Civile, dell'Ambiente,
del Territorio ed Architettura - Università degli Studi di Parma

Aggiornamento delle analisi idrologiche e revisione del progetto preliminare della cassa di espansione sul torrente Baganza



Gruppo di lavoro:

Prof. Paolo Mignosa, Ing. Marco D'Oria, Ing. Renato Vacondio, Ing. Andrea Zanini,
(DICATeA)

Dott. Fabrizio Giuffredi, Ing. Massimo Valente, Dot.ssa Annamaria Belardi (AIPO)

Parma, dicembre 2012

4.4. Valutazione del volume da assegnare alla cassa di espansione sul torrente Baganza

Dalle indagini riportate nel paragrafo precedente emerge che la portata complessivamente compatibile con l'alveo del torrente Parma, a valle della confluenza con il torrente Baganza, è stimabile in $600 \text{ m}^3/\text{s}$, a causa del nodo critico di Colorno e solo nell'ipotesi che si dia attuazione agli interventi in progetto in corrispondenza del ponte ferroviario di Colorno.

Tale condizione implica, quindi, la necessità di regolare la portata defluente nel torrente Parma, imponendo di non superare il valore di $600 \text{ m}^3/\text{s}$.

Dalla cassa di espansione di Marano è possibile, con opportuni interventi di regolazione delle paratoie, scaricare una portata non superiore a $300 \text{ m}^3/\text{s}$ in corrispondenza dell'evento di tempo di ritorno $T=100$ anni. Laminando infatti l'idrogramma sintetico a monte della confluenza, ricavato in [1] e riportato, assieme ad altri, in Figura 4-6, si ottiene il grafico di Figura 4-7, a patto che vi sia la disponibilità di un volume invaso di $10.5 \cdot 10^6 \text{ m}^3$, tenendo conto anche dell'inevitabile immagazzinamento preventivo della cassa. Le ultime stime, ottenute in base al rilievo Lidar effettuato nel 2008, forniscono, in corrispondenza della quota del ciglio sfiorante, un volume invasabile di $10.1 \cdot 10^6 \text{ m}^3$, quindi poco inferiore al necessario. Poiché dal 2008 ad oggi è in atto una campagna di scavo all'interno della cassa, è ragionevole ritenere che si sia già raggiunto il volume di invaso necessario. Un ulteriore rilievo aggiornato potrebbe confermare definitivamente questa ipotesi.

Di conseguenza, anche la cassa di espansione sul torrente Baganza dovrebbe essere in grado di laminare l'evento di piena centenario, limitando la portata in uscita a non più di $300 \text{ m}^3/\text{s}$. Il volume dell'idrogramma di piena sintetico con $T=100$ anni al di sopra di detta portata, riportato in azzurro nella Figura 4-7, risulta pari a $4.2 \cdot 10^6 \text{ m}^3$. Se ad esso si aggiunge un ragionevole incremento del 10%, necessario per tener conto del funzionamento non ideale della cassa, nonostante un (ipotizzato) sistema di paratoie regolabili, si giunge ad una stima di volume da assegnare alla cassa pari a $4.7 \cdot 10^6 \text{ m}^3$.

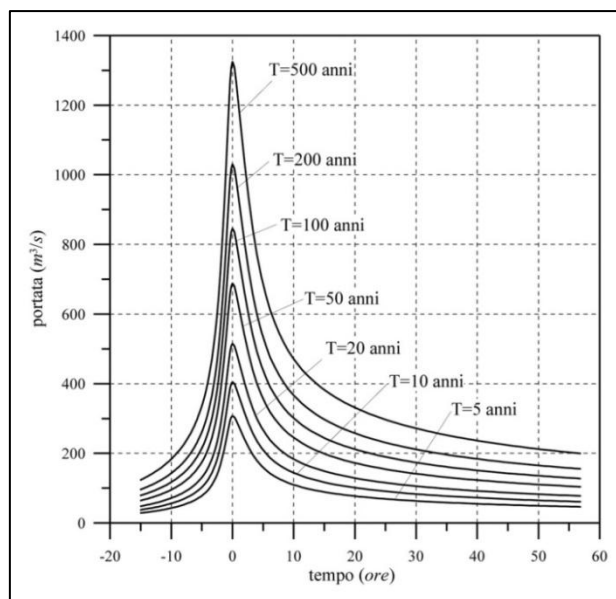


Figura 4-6 – Idrogrammi sintetici ottenuti dalla stima regionale per la sezione di Ponte Dattaro (t. Parma a monte confluenza con il t. Baganza) (da [1]).

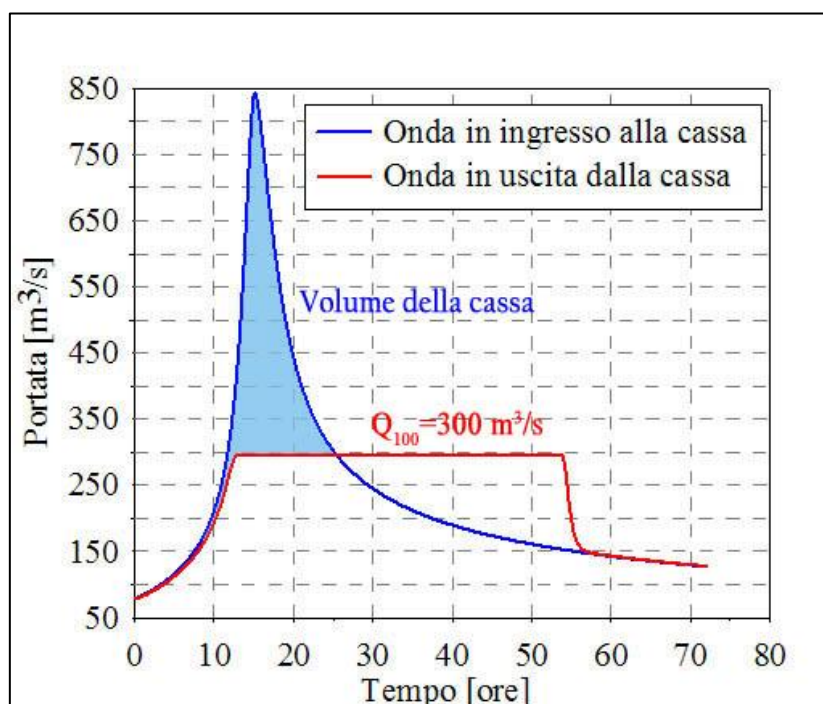


Figura 4-7 – Laminazione dell'onda di piena centenaria nella cassa sul T. Parma.

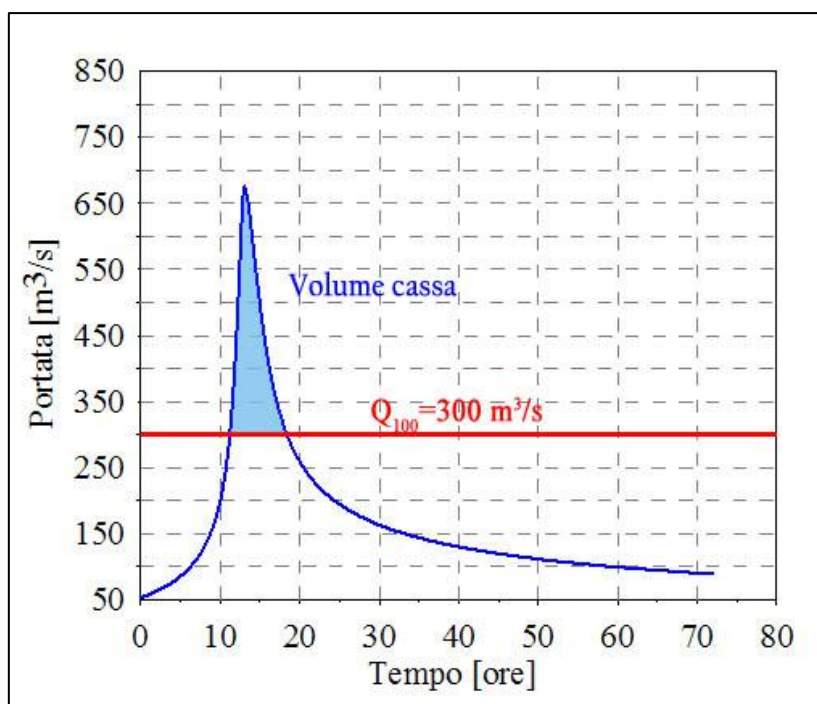


Figura 4-8 – Onda di piena centenaria relativa al dimensionamento della cassa sul T. Baganza.

È importante sottolineare che, nonostante si sia preso a riferimento per la determinazione del volume da assegnare alla cassa sul torrente Baganza l'evento di piena sintetico con tempo di ritorno $T=100$ anni, la sicurezza idraulica del sistema Parma-Baganza, una volta effettuati tutti gli interventi proposti, è garantita anche per eventi più rari, per i seguenti motivi:

1. gli aggiornamenti delle analisi idrologiche del Baganza a Ponte Nuovo, ottenuti estendendo la serie storica agli ultimi anni, hanno portato ad abbassare di circa 8-10 % le valutazioni delle portate al colmo, rispetto a quelle stimate nel precedente studio [1]. Di queste riduzioni non si è tenuto conto nelle analisi successive. Pertanto il volume della cassa risulta moderatamente sovrastimato per laminare l'evento centenario o, viceversa, sufficiente a laminare un evento di tempo di ritorno lievemente superiore a quello centenario;
2. nel tratto a valle della cassa sul torrente Baganza, fino alla confluenza con il torrente Parma, la portata compatibile è ben superiore ai $300 \text{ m}^3/\text{s}$ imposti in uscita dalla cassa; tale valore è stato infatti definito non solo per mettere in sicurezza il tratto di

Baganza medesimo ma soprattutto per mettere in sicurezza, congiuntamente con gli altri interventi proposti, l'intera asta del torrente Parma, compreso il nodo critico di Colorno;

3. l'evento simultaneo, corrispondente a piene di tempo di ritorno centenario sia sul torrente Parma che sul torrente Baganza, pur considerando l'elevata correlazione tra i due eventi e l'allungamento dei colmi operato dalle casse, presenta un tempo di ritorno superiore a quello dei due eventi disgiunti;
4. l'evento simultaneo, corrispondente ad elevati livelli nel Po e ad elevate portate nel t. Parma, che può mettere in crisi la città di Colorno, presenta un tempo di ritorno superiore a quello dei due eventi disgiunti.

Le portate massime che si intendono garantire nel sistema Parma – Baganza di valle, alla luce degli interventi previsti e delle considerazioni ora svolte, è riassunto in Figura 4-9.

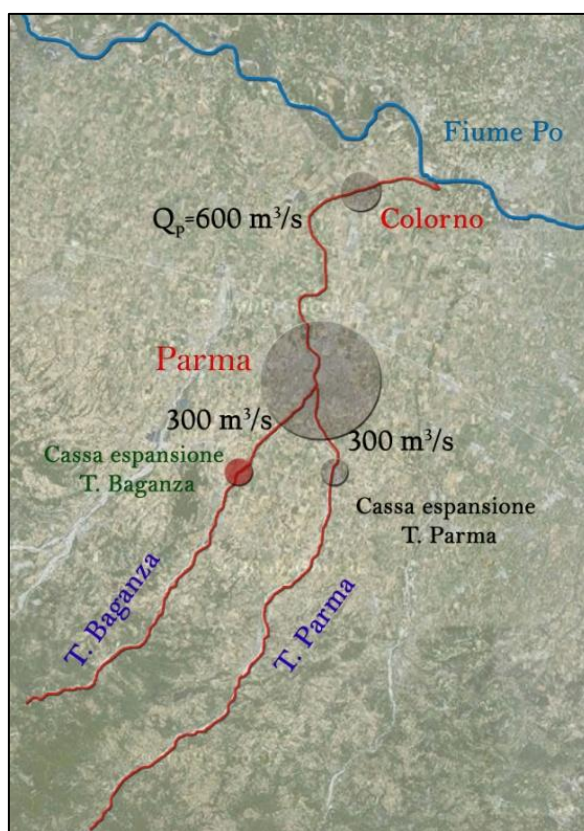


Figura 4-9 – Tratti del sistema Parma – Baganza con indicate le portate massime di progetto alla luce degli interventi previsti per $T = 100$ anni.

ALLEGATO 4: Verbale incontro tecnico presso AdBPo del 19.05.2016



AUTORITÀ DI BACINO DEL FIUME PO
PARMA

Parma, 28 GIU. 2016

Prot. N. 3988/31 /CM

Rif. Ns. Prot. del
Rif. Vs. prot. del

Alla Regione Emilia Romagna,
Servizio Difesa del Suolo - Bologna

All' ARPAE Emilia Romagna,
Servizio SIMC - Bologna
c.a. Dott. Carlo Cacciamani

All' ARPAE Emilia Romagna,
Area Idrologia - Parma
c.a. Ing. Silvano Pecora

Alla Regione Emilia Romagna
STB Affluenti del Po - Parma

All' AIPO
Ufficio Operativo di Parma

OGGETTO: Fase di pubblicazione e consultazione sul Progetto di Variante al PAI per il torrente Baganza.

Incontro tecnico di approfondimento delle tematiche idrologiche relative al torrente Baganza del 19 maggio 2016.

Si invia allegato alla presente il Verbale dell'incontro indicato in oggetto ed inoltrato lo scorso 16 giugno, via mail, dall'Ing. Piero Tabellini al fine di raccogliere eventuali osservazioni ed integrazioni.

Sulla base delle indicazioni raccolte nell'incontro la Segreteria Tecnica dell'Autorità di bacino formulerà un'osservazione d'ufficio, al fine di integrare nel Progetto di variante, in corso di pubblicazione, raccomandazioni ed indirizzi per individuare prime azioni utili a migliorare la sostenibilità delle misure previste nella variante al PAI in questione rispetto ai cambiamenti climatici.

Distinti saluti.

IL SEGRETARIO GENERALE

(DOTT. FRANCESCO PUMA)

Dirigente - Ing. Cinzia Merli

Verbale dell'incontro tecnico del 19 maggio 2016 relativo alle

valutazioni idrologiche eseguite dall'Ufficio Idrografico di ARPAE - Emilia Romagna in relazione alla richiesta di parere di AIPO per la progettazione della cassa di espansione del torrente Baganza

L'incontro è stato convocato nel contesto della fase di pubblicazione per la consultazione dei portatori di interesse del Progetto di Variante al PAI per il torrente Baganza adottato Comitato Istituzionale dell'Autorità di bacino con Deliberazione n. 6 del 17 dicembre 2015.

Tale progetto di variante è stato infatti predisposto per armonizzare le previsioni del PGRA, in particolare si veda ARS Parma-Baganza, sia in termini di quadri conoscitivi di base che in termini di analisi di pericolosità e rischio e conseguentemente di obiettivi e misure e tener conto degli effetti conseguenti al recente evento alluvionale del 13 ottobre 2014.

In data 29 aprile 2016 con il Decreto n. 107, il Ministro dell'Ambiente e della Tutela del Territorio e del Mare di concerto con il Ministro dei Beni e delle Attività Culturali e del Turismo ha espresso il parere motivato VAS positivo sul PGRA, sul relativo RA e sul Piano di Monitoraggio, subordinatamente all'osservanza di raccomandazioni, suggerimenti, condizioni ed osservazioni espresse nel parere n. 1929 del 27 novembre 2015 della Commissione Tecnica di verifica dell'impatto ambientale - VIA e VAS e nel parere prot. 6007 del 2 marzo 2016 del Ministero per i beni e le attività culturali.

In particolare il parere 1929 prescrive che sia definita una procedura condivisa, anche tramite check list, per la verifica della sostenibilità delle misure con riferimento al cambiamento climatico in attesa che nel secondo ciclo di pianificazione del PGRA, che avrà inizio nel 2018, possa essere definita una strategia di adattamento agli effetti dei cambiamenti climatici.

In tale contesto si è ritenuto necessario esaminare l'analisi svolta dall' ARPAE Emilia Romagna, per l'espressione di un parere sulle analisi idrologiche/idrauliche condotte nel corso della Progettazione preliminare della cassa di espansione sul torrente Baganza in risposta alla richiesta dell'AIPO ed esaminarne gli impatti sulle condizioni di pericolosità e rischio di alluvioni derivanti dai cambiamenti climatici.

Com'è noto in tale parere, datato 23 dicembre 2015 e pubblicato sul sito dell'AIPO, conferma la validità e la correttezza del procedimento adottato per i calcoli idrologici delle portate di piena con assegnato tempo di ritorno e indica inoltre valori di portata che tengano anche conto degli effetti dei cambiamenti climatici, pur evidenziando che, poiché tali elaborazioni sono il risultato delle attuali disponibilità di dati e conoscenze, non sono scevri da margini di incertezza.

Poiché tale parere è pervenuto solo dopo l'approvazione del Progetto di variante al PAI, avvenuta il 17 dicembre 2015, non è stato possibile recepire nella variante tali conoscenze per cui in data odierna i rappresentanti di ARPAE (ing. Cacciamani, ing. Pecora e ing. Zenoni), AIPO (ing. Vergnani), Servizio Difesa del Suolo della Regione Emilia Romagna (ing. Medda); Servizio Tecnico regionale dei Bacini affluenti del Po (dott. Malaguti, ing. Di



Dio, ing. Magnani e ing. Bacchi) e l'Autorità di bacino del fiume Po (dott. Puma, ing. Merli, ing. Colombo, dott. Simonelli, ing. Tabellini), si riuniscono al fine di poter ricevere dagli estensori del parere una dettagliata descrizione delle analisi svolte e delle conclusioni ottenute e poter avere un utile confronto sulle attività da mettere in atto in futuro per il monitoraggio e la stima degli effetti dei cambiamenti climatici.

La prima parte dell'incontro è dedicata alla descrizione dettagliata da parte dell'ing. Zenoni e dell'ing. Pecora delle valutazioni da essi compiute ed esposte più sinteticamente nel parere emesso a seguito della richiesta di AIPO.

In particolare sono stati descritti i dati utilizzati e le metodologie applicate per la stima attuale della portata al colmo di piena di assegnato tempo di ritorno e per la stima degli effetti dei cambiamenti climatici.

Per quest'ultima attività è stata eseguita una proiezione al 2100 basata sullo scenario climatico RCP 4.5 mediante metodo indiretto di stima della portata al colmo di assegnato tempo di ritorno a partire dalla stima della probabilità delle piogge intense in condizioni di cambiamento climatico, ottenendo significativi incrementi di portata al colmo (35% per il Tempo di ritorno di 200 anni).

Sono state quindi esposte le conclusioni, ed in particolare le seguenti raccomandazioni:

- la cautela nell'interpretazione dei risultati delle elaborazioni relative alle stime degli effetti dei cambiamenti climatici, stante l'attuale carenza di dati e di conoscenze degli effetti in atto dei cambiamenti climatici sulla severità degli eventi di piena,
- l'adozione di franchi e coefficienti di sicurezza cautelativi per le opere attinenti la pubblica incolumità,
- l'inserimento nelle previsioni progettuali di un idoneo sistema di registrazione e telemisura dei livelli idrometrici all'interno della cassa e a valle di essa e di una serie di isure di portata da effettuarsi a valle della cassa per verificare e definire sperimentalmente una attendibile scala di deflusso in corrispondenza del manufatto.

A seguito di tale esaustiva descrizione, si è svolta ampia discussione tra i presenti in relazione in particolare ai seguenti aspetti:

- 1) serie storiche di portata al colmo massima annua,
- 2) volumi e idrogrammi di piena di progetto,
- 3) incertezze nelle stime idrologiche e nelle proiezioni climatiche,
- 4) effetti attesi, a monte e a valle della zona della cassa in progetto, per effetto delle variazioni climatiche,
- 5) completamento del sistema di monitoraggio.

In relazione al primo punto, è stato di nuovo constatato come già rilevato nella Relazione del progetto di variante PAI, che i campioni delle serie storiche utilizzate contengono valori diversi relativi agli stessi eventi, ed in particolare a quelli più gravosi (1980 e 2000 per esempio).

A tale riguardo l'ing. Pecora osserva che ciò è conseguenza del diverso modo in cui è stata stimata la portata a partire dal livello misurato e chiarisce che i dati di portata al colmo utilizzati da ARPAE sono gli stessi pubblicati dalla Provincia fino al 2002, mentre sono ottenuti da propria scala di deflusso nel periodo seguente.

In relazione al secondo punto, l'ing. Pecora richiama quanto affermato nel parere e cioè che la metodologia adottata da AIPO per l'identificazione della forma della legge di riduzione esprime l'equazione della curva di riduzione dei colmi di piena in funzione della distribuzione di probabilità della portata al colmo. Proprio per tale ragione l'analisi dell'Ufficio Idrografico si è limitata ai colmi.

Per quanto riguarda la metodologia adottata nelle Analisi idrologiche-idrauliche eseguite a supporto della progettazione della cassa del Baganza per determinare la curva di riduzione dei colmi di piena, l'ing. Tabellini chiede se la stima indiretta del rapporto di riduzione secondo l'impostazione proposta dal NERC (1975), in funzione della durata, mediante la formula di Bacchi, che dipende dal campione utilizzato, sia stata aggiornata con tutti i dati disponibili, compreso il 2014 (evento massimo storico) o se sia stata invece utilizzata la serie storica 1975-2002, la sola disponibile per le analisi idrologiche ed idrauliche svolte nel 2003 e alla base di tutto il lavoro seguente.

Per rispondere a tale quesito è necessario rivolgersi agli estensori delle analisi, incaricati da AIPO, in quanto tale questione non è adeguatamente descritta nella relazione.

In relazione al terzo aspetto, per quanto riguarda le incertezze nelle proiezioni climatiche, l'ing. Cacciamani richiama tre fattori di incertezza relativi alle stime dei modelli climatici:

- incertezza dello scenario di emissione di CO₂ che effettivamente si verificherà nei prossimi decenni, così che la scelta dello scenario RCP 4.5 non è detto che sia la scelta migliore, anche se tale scenario è uno di quelli più comunemente ipotizzati,
- incertezza intrinseca nel modello climatico adottato,
- incertezza nel downscaling.

Stanti tali fattori di incertezza, si deve poi tenere presente che l'ipotesi alla base delle proiezioni climatiche è che il modello adottato per la rappresentazione attuale dei fenomeni meteorologici rimanga valido anche per il futuro e quindi possa essere applicato sotto forzanti diverse per simulare condizioni future differenti da quelle attuali.

A tale riguardo, l'ing. Pecora precisa che la stessa ipotesi è fatta sul modello utilizzato per le stime delle portate, che è considerato ugualmente valido oggi come per lo scenario futuro al 2100. Proprio per tale ragione, anche la stima al 2100 è stata limitata ai valori delle portate al colmo, valendo per la curva di riduzione le stesse considerazioni fatte per le stime attuali.

In relazione al quarto aspetto, l'ing. Tabellini richiama quindi l'attenzione sulle possibili conseguenze derivanti dal verificarsi di variazioni di tale entità delle portate e dei volumi di piena: aumento della frequenza di fenomeni di dissesto nella parte montana del bacino, aumento di frequenza delle esondazioni nel tratto vallivo, minor efficienza della cassa di espansione a parità di probabilità, maggiori tempi di permanenza di livelli idrici alti nei tratti arginati e minori franchi lungo gli stessi.

Poiché tale scenario futuro potrebbe riguardare in simile misura anche altri corsi d'acqua emiliani affluenti del Po, la situazione che si prospetta all'orizzonte del pianificatore/gestore è decisamente critica.

Essendosi chiaramente evidenziato l'alto grado di incertezza connesso a tali stime, si condivide che, al momento, sia opportuno concentrare l'attenzione sul miglioramento del sistema di monitoraggio, sia ai fini della gestione delle emergenze, sia in particolare, ai fini dell'acquisizione di serie storiche sempre più ampie e rappresentative.



Appare inoltre opportuno assumere, per le nuove opere, coefficienti di sicurezza adeguati, coerenti a livello di sistema e correlati all'esposizione al rischio delle diverse aree del territorio, esaminando fin da subito la possibilità di implementare strategie sostenibili di adattamento ai cambiamenti climatici.

Infatti se per quanto riguarda la sicurezza dell'opera di sbarramento e dei suoi rilevati di contenimento, le prescrizioni dell'Ufficio Dighe del Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti orientano verso il raggiungimento di alti coefficienti di sicurezza, a garanzia dei territori di valle rispetto a fenomeni di collasso, per quanto riguarda l'esistente sistema difensivo sia del torrente Baganza, sia del torrente Parma a valle della confluenza, non vi sono le condizioni per poter sostenere adeguatamente deflussi di piena più gravosi di quelli attualmente assunti a riferimento.

In relazione, infine, al quinto punto, l'ing. Tabellini osserva che, oltre alle raccomandazioni fatte da ARPAE è necessario prevedere il completamento del sistema di monitoraggio definendo una stazione di misura idrometrica di monte (ad esempio quella esistente di Marzolarà) in cui focalizzare l'attenzione per definire un'affidabile scala di deflusso da usarsi per la valutazione delle portate di piena, sia ai fini della gestione dell'emergenza, sia ai fini del miglioramento ed aggiornamento delle stime probabilistiche di portata.

Am.

ALLEGATO 5: Approfondimenti idrologici complementari per il torrente Baganza alla stazione di Ponte Nuovo

Parma,

Prot.

Classifica: 7.20.10

Spett.le Autorità di Bacino del fiume Po

Via Garibaldi n. 75

43123 Parma

PEC: protocollo@postacert.adbpo.it

e p.c. a :

Spett.le Regione Emilia Romagna

Servizio Difesa del suolo della costa e bonifica

Viale della Fiera, 8

40127 Bologna

PEC: difsuolo@postacert.regione.emilia-romagna.it

ARPA Emilia-Romagna

Area Idrologia del Servizio Idro-Meteo-Clima

c.a. Dott. Carlo Cacciamani

Ing. Silvano Pecora

aoosim@cert.arpa.emr.it

Servizio Tecnico dei Bacini degli affluenti del Po

Via Garibaldi n. 75

43123 Parma

PEC: stbpo@postacert.regione.emilia-romagna.it

Oggetto: *Progettazione definitiva dei Lavori di realizzazione della cassa di espansione del Torrente Baganza nei comuni di Felino, Sala Baganza, Collecchio e Parma (PR-E-1047)*

Riscontro alla nota n. 3988/31 del 28 giugno 2016 - Approfondimenti delle tematiche idrologiche relative al Torrente Baganza

In riscontro alla nota n. 3988/31 del 28 giugno 2016 si trasmette la relazione d'approfondimento delle tematiche idrologiche, redatta dal Dicatèa dell'Università di Parma, finalizzata a chiarire e migliorare i parametri idrologici analizzati nella fase di progettazione preliminare della cassa d'espansione del Torrente Baganza.

Tale relazione illustra le motivazioni tecniche che hanno guidato gli studi e le analisi idrologiche condotte fino ad ora, ed un ulteriore approfondimento volto a dissipare eventuali dubbi sulla determinazione della curva di riduzione dei colmi di piena.

L'analisi integrativa svolta sui coefficienti di riduzione dei colmi di piena e sulla posizione del picco considerando anche gli eventi del periodo 2003-2014 per il Baganza a Ponte Nuovo, sulla base delle onde di piena fornite da ARPAE, hanno condotto ad individuare modestissimi scostamenti (+2 %) sul parametro temporale θ della formula ed altrettanto piccole (ed ancor meno significative) variazioni della posizione del picco e conseguentemente con piccolissime variazioni sul volume necessario alla cassa d'espansione.

Alla luce delle analisi idrauliche e degli approfondimenti svolti dal Dicatèa dell'Università di Parma, anche in riscontro a quanto osservato nel verbale dell'incontro del 19 maggio, ed in considerazione della conferma dei risultati nelle verifiche sulle portate al colmo, per i diversi tempi di ritorno, in particolare nelle analisi condotte tenendo conto della forzante dei cambiamenti climatici svolte da ARPAE, ove Codesti Enti non abbiano ulteriori osservazioni questa Agenzia ritiene cautelativo, anche ai fini della resilienza dell'intervento, procedere nello sviluppo dei successivi livelli di progettazione utilizzando tali risultati come parametri di progetto.

Si rimane a disposizione per ogni eventuale chiarimento e/integrazione.

Distinti Saluti

IL DIRIGENTE
Ing. Mirella Vergnani

documento firmato digitalmente

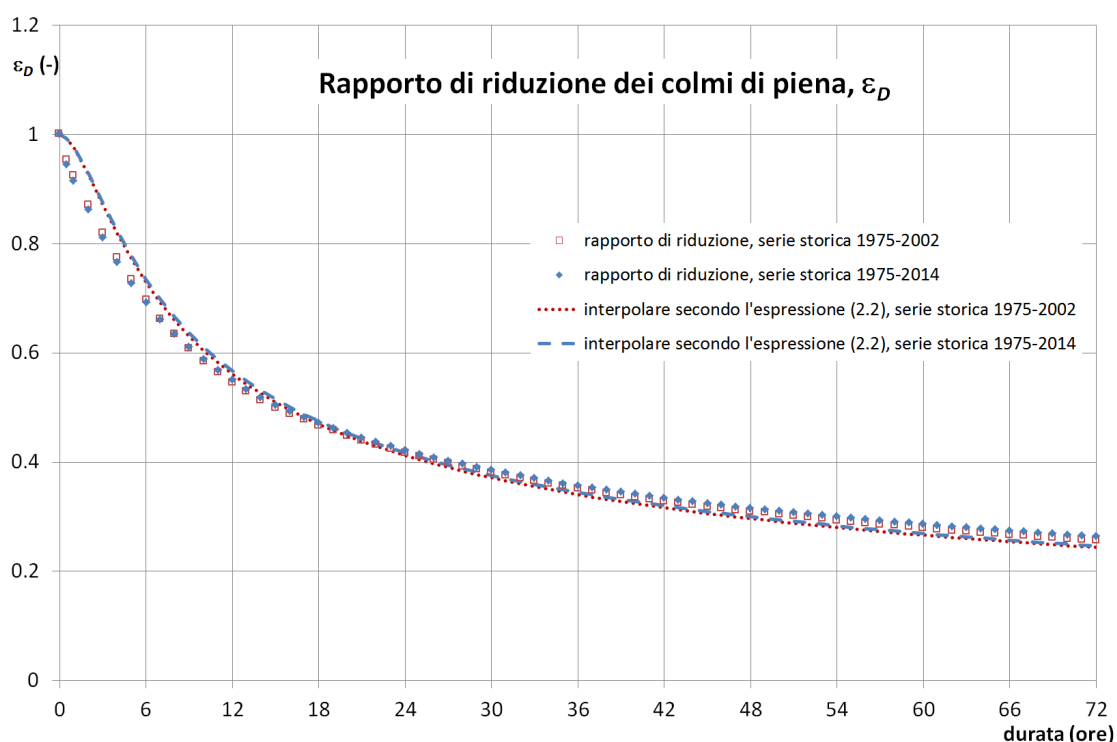


*Dipartimento di Ingegneria Civile, dell'Ambiente,
del Territorio e Architettura – **DICATeA**
Università degli Studi di Parma*



*Agenzia Interregionale
per il fiume Po*

**APPROFONDIMENTI IDROLOGICI COMPLEMENTARI
PER IL TORRENTE BAGANZA
ALLA STAZIONE DI PONTE NUOVO**



Gruppo di lavoro:

DICATeA: Prof. Paolo Mignosa, Ing. Francesca Aureli, Ing. Andrea Zanini

Parma, luglio 2016

1	PREMESSA.....	1
2	CONSIDERAZIONI IN MERITO ALLA DETERMINAZIONE DEL RAPPORTO DI RIDUZIONE DEI COLMI DI PIENA.....	2
2.1	Rapporto di riduzione dei colmi di piena per il torrente Baganza alla stazione di Ponte Nuovo (serie storica 1975–2002).....	2
2.2	Idrogrammi di piena per il torrente Baganza a Ponte Nuovo nel periodo 2003-2014	6
2.3	Rapporto di riduzione dei colmi di piena per il torrente Baganza alla stazione di Ponte Nuovo (serie storica 1975–2014).....	12
3	CONCLUSIONI.....	16
4	BIBLIOGRAFIA.....	17

1 PREMESSA

Con richiesta informale del 29/06/2016 è stato rivolto da parte di AIPo agli scriventi un quesito in merito alle analisi idrologiche effettuate in passato aventi oggetto il torrente Baganza alla stazione di Ponte Nuovo. In particolare il quesito, scaturito in seguito all' *"incontro tecnico del 19 maggio 2016 relativo alle valutazioni idrologiche eseguite dall'Ufficio Idrografico ARPAE – Emilia Romagna in relazione alla richiesta di parere di AIPo per la progettazione della cassa di espansione del torrente Baganza"*, riguarda la stima del rapporto di riduzione dei colmi di piena che sta alla base della determinazione degli idrogrammi sintetici di assegnato tempo di ritorno utilizzati per la valutazione del volume da assegnare alla cassa. L'Ing. Tabellini, per conto dell'Autorità di Bacino del fiume Po, chiede *"se la stima indiretta del rapporto di riduzione secondo l'impostazione proposta dal NERC (1975), in funzione della durata, mediante la formula di Bacchi, che dipende dal campione utilizzato, sia stata aggiornata con tutti i dati disponibili, compreso il 2014 (evento massimo storico) o se sia stata invece utilizzata la serie storica 1975-2002, la sola disponibile per le analisi idrologiche ed idrauliche svolte nel 2003 e alla base di tutto il lavoro seguente"*.

Verrà nel seguito data risposta al quesito e verranno contestualmente presentate analisi idrologiche complementari.

2 CONSIDERAZIONI IN MERITO ALLA DETERMINAZIONE DEL RAPPORTO DI RIDUZIONE DEI COLMI DI PIENA

2.1 Rapporto di riduzione dei colmi di piena per il torrente Baganza alla stazione di Ponte Nuovo (serie storica 1975–2002)

Nelle elaborazioni idrologiche fino ad ora presentate ([1],[2],[3],[4]) la valutazione del rapporto di riduzione dei colmi di piena per il Baganza a Ponte Nuovo è avvenuta a partire dalla serie storica 1975-2002, anche per gli studi successivi all'anno 2003 ([3],[4]).

Tale scelta è stata effettuata sulla base di almeno due motivazioni di differente natura, di seguito riportate.

1. Innanzitutto, a partire dall'anno 2002 l'idrometro posto in sponda destra sul torrente Baganza, circa 110 m a monte del Ponte Nuovo è stato affiancato e poi sostituito dall'attuale teleidrometro ad ultrasuoni posto sul Ponte Nuovo. Per quest'ultimo strumento non è pubblicata in via ufficiale alcuna scala delle portate, indispensabile per convertire i livelli registrati in corrispondenti valori di portata. In assenza di tale informazione, gli scriventi non hanno ritenuto di estendere al periodo 2003-2014 le analisi idrologiche concernenti gli idrogrammi sintetici, procedura che richiede non solo la stima delle portate al colmo degli idrogrammi storici, ma anche dell'intero corpo dell'idrogramma, comprese le portate più modeste fortemente influenzate dalle variazioni dell'assetto del fondo nella sezione in cui è collocato l'idrometro. Pur con molta cautela si è proceduto solo a valutare i valori delle portate al colmo, meno influenzati dalle suddette variazioni morfologiche, e ad aggiornarne la corrispondente statistica, adottando una scala delle portate numerica confrontabile con quella ottenuta dagli scriventi nello studio [1], adattata però alla sezione in cui è collocato l'attuale teleidrometro. Per la stima della portata al colmo dell'evento dell'ottobre 2014, durante il quale si è verificato anche il sormonto dell'impalcato del Ponte Nuovo (proprio ove è ubicato il teleidrometro) si è invece adottata

una originale procedura inversa [6] deducendo l'idrogramma di portata a Ponte Nuovo dalle misure idrometriche sul torrente Parma a Ponte Verdi (ritenute più affidabili) e dalle portate uscenti dalle luci della Cassa di espansione sul torrente Parma, funzione delle manovre alle paratoie e dei livelli nell'invaso. Per maggiori dettagli si rimanda a [4].

2. In merito alla seconda motivazione è anzitutto necessario richiamare che numerosi studi, a partire proprio dal NERC [8], hanno evidenziato che i rapporti di riduzione dei colmi di piena $\varepsilon_D(T)$

$$\varepsilon_D(T) = \frac{\bar{Q}_D(T)}{Q_0(T)} \quad (2.1)$$

(dove $\bar{Q}_D(T)$ e $Q_0(T)$ sono rispettivamente i quantili delle portate medie in assegnate durate D e quelli della portata al colmo dedotti sulla base dell'analisi statistica delle osservazioni idrometriche) risultano quasi sempre poco o nulla dipendenti dal tempo di ritorno T . In effetti l'ipotesi di base, comune a tutte le formulazioni presentate in letteratura per il rapporto di riduzione, è che esso possa essere considerato indipendente dal tempo di ritorno, cosa che si verifica se (trascurando l'influenza dei momenti di ordine superiore al secondo) il coefficiente di variazione $CV(\bar{Q}_D)$ e la funzione di distribuzione di \bar{Q}_D si mantengono costanti al variare della durata D ; sotto queste ipotesi, che sono verificate con approssimazione accettabile nella gran parte dei casi, ε_D si riduce al rapporto tra le medie di \bar{Q}_D e Q_0 :

$$\varepsilon_D = \frac{\mu(\bar{Q}_D)}{\mu(Q_0)} \quad (2.2)$$

L'individuazione della funzione $\varepsilon_D(T)$ avviene, fissata una serie di durate D di interesse, estraendo dalle onde di piena storiche i valori massimi delle portate medie in assegnata durata (ovvero dei massimi volumi in assegnata durata), calcolandone il valor medio e rapportando lo stesso al valore medio del campione costituito dalla serie storica delle portate al colmo. Come noto all'aumentare della numerosità del campione i valori medi tendono a stabilizzarsi molto più rapidamente dei momenti di ordine superiore.

L'aumento della numerosità N del campione estendendo la serie storica in esame al 2014 (da $N_{1975-2002}=25$ a $N_{1975-2014}=36$) è verosimilmente tale da dare luogo a modeste variazioni dei valori medi destinati ad essere interpolati attraverso idonea espressione parametrica. Come espressione interpolare per il rapporto di riduzione si è fatto riferimento a quella proposta da Bacchi et al. [5]:

$$\varepsilon_D = \sqrt{\frac{\theta}{2D} \left[2 + e^{-\frac{4D}{\theta}} - \frac{3\theta}{4D} \left(1 - e^{-\frac{4D}{\theta}} \right) \right]} \quad (2.3)$$

che è un po' "rigida", contenendo un solo parametro temporale θ da stimare (al contrario, ad esempio, di quella proposta dal NERC che contiene due parametri) ma proprio per questo è, se necessario, più facilmente regionalizzabile.

Per la serie storica 1975-2002 l'adozione dell'espressione di Bacchi et al. conduce ad individuare con il metodo dei minimi quadrati il valore $\theta = 4.38$ ore. Il rapporto di riduzione dei colmi di piena in termini di valori puntuali ed espressione interpolante è mostrato in Figura 2-1 ([1]).

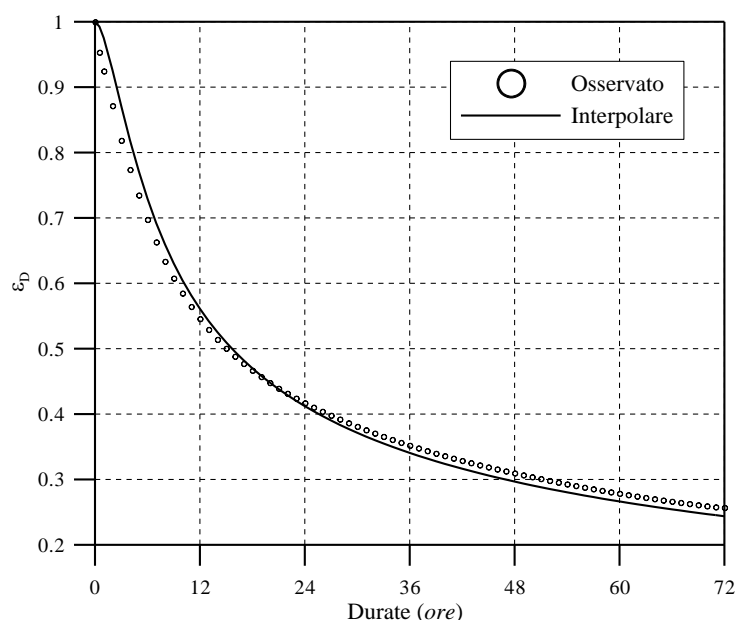


Figura 2-1 – Baganza a Ponte Nuovo: rapporto di riduzione dei colmi di piena per la serie storica 1975-2002 e funzione interpolante [1].

Alla luce delle esposte motivazioni si è pertanto ritenuto fino ad ora, in assenza di dati ufficiali, di non procedere ad alcuna ulteriore analisi in merito al rapporto di riduzione dei colmi di piena, affidandosi alle approssimazioni insite nell'utilizzo di una curva dedotta da una serie storica limitata al 2002, che non comprende ovviamente l'evento che ha dato luogo al massimo storico verificatosi nell'ottobre 2014.

Sempre al fine di determinare compiutamente gli andamenti delle onde sintetiche è opportuno dedurre dalle serie storiche un'espressione interpolare che consenta di esprimere la posizione media del picco, ovvero la posizione che assume la portata al colmo all'interno della finestra temporale che contiene il massimo della portata media di assegnata durata. Il valore della posizione del picco può per definizione variare tra 0 e 1. All'estrazione delle serie storiche di portata media in assegnata durata è possibile affiancare pertanto i corrispondenti valori di posizione del picco. Ai fini della ricostruzione delle onde di piena sintetiche si calcola ed utilizza il valore medio di ciascuna durata. Come espressione interpolare per il rapporto di riduzione si è fatto in [1] riferimento a una funzione del tipo:

$$r_D(D) = a + \frac{b}{c + (D)^d}, \quad (2.4)$$

dove D è la durata espressa in ore e (a, b, c, d) sono quattro parametri da stimare a partire dalle osservazioni. L'andamento della posizione del picco in termini di valori puntuali ed espressione interpolante è mostrato in Figura 2-1 ([1]).

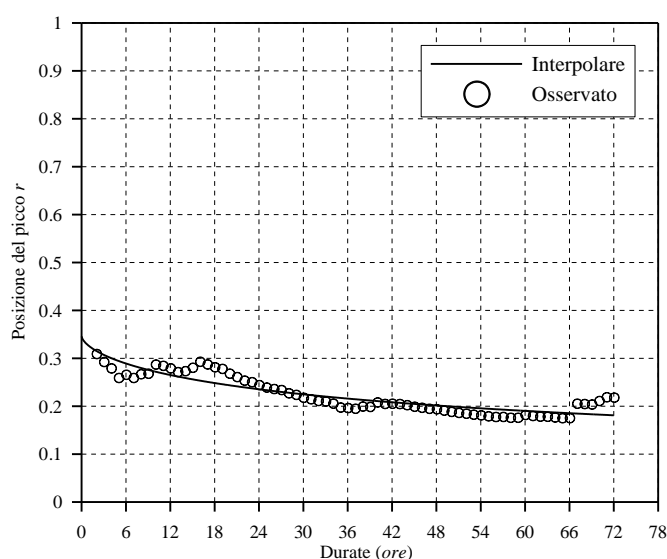


Figura 2-2 – Posizione del picco r in funzione della durata D e curva interpolante per la stazione di Ponte Nuovo [1].

2.2 Idrogrammi di piena per il torrente Baganza a Ponte Nuovo nel periodo 2003-2014

Alla luce del quesito formulato dall'Autorità di Bacino che ha dato origine al presente approfondimento, gli scriventi si sono resi disponibili ad effettuare analisi supplementari circa la determinazione del rapporto di riduzione dei colmi di piena per la stazione di Ponte Nuovo con riferimento alla serie storica 1975-2014.

Condizione necessaria per effettuare tali analisi è la disponibilità delle onde di portata relativamente al periodo 2003-2014 per la stazione in esame. Gli idrogrammi di portata richiesti dagli scriventi sono pervenuti da ARPAE in data 06/07/2016 a mezzo posta elettronica e sono di seguito rappresentati (Figura 2-3÷Figura 2-7).

Gli idrogrammi di portata pervenuti agli scriventi sono in effetti relativi al periodo 2004-2014. Verrà di seguito illustrata la modalità di ricostruzione dell'idrogramma di portata contenente il massimo valore per l'anno 2003, effettuata dagli scriventi a partire dai livelli idrometrici registrati.

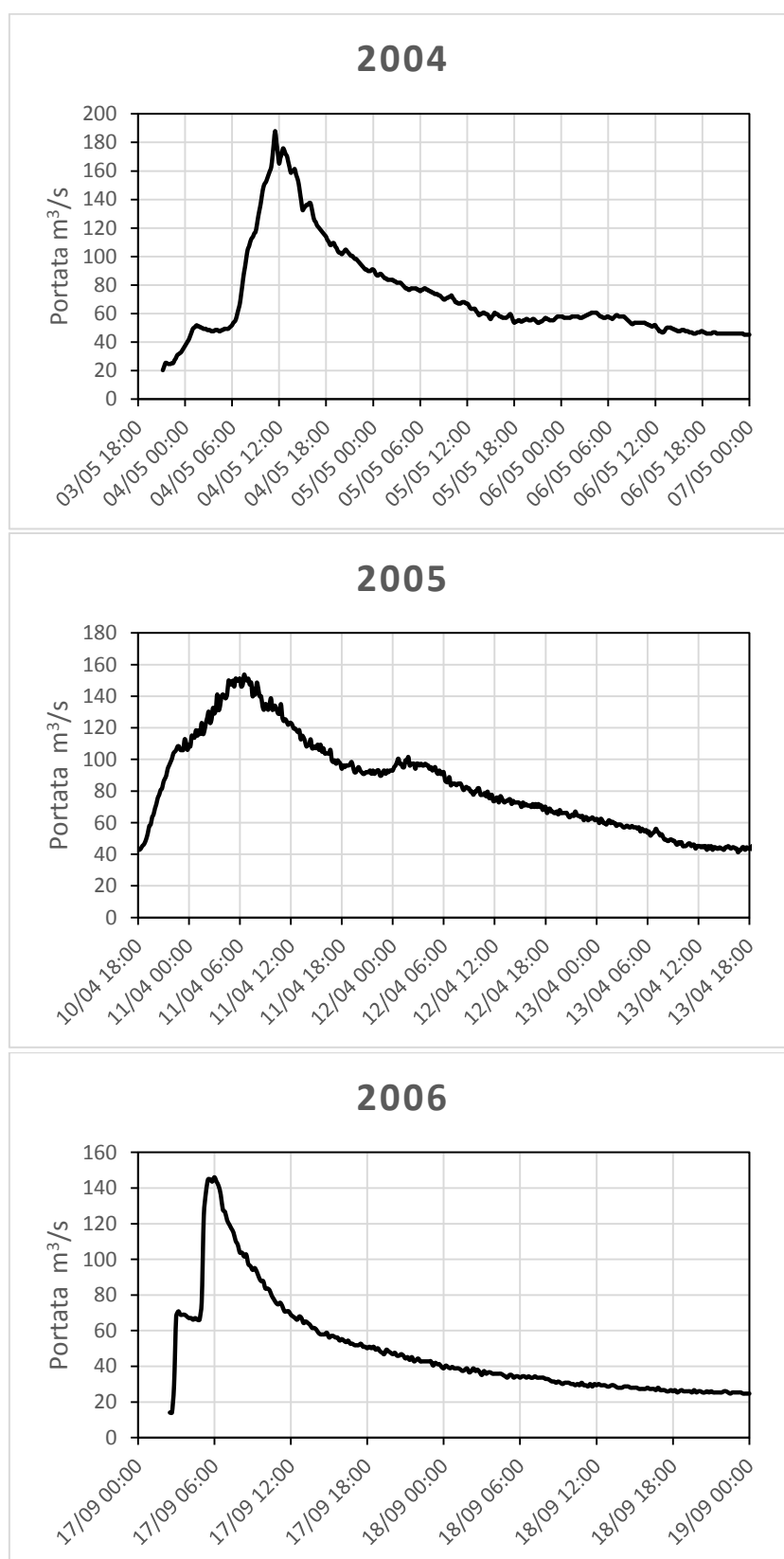


Figura 2-3 – Baganza a Ponte Nuovo: eventi del maggio 2004, dell'aprile 2005 e del settembre 2006.

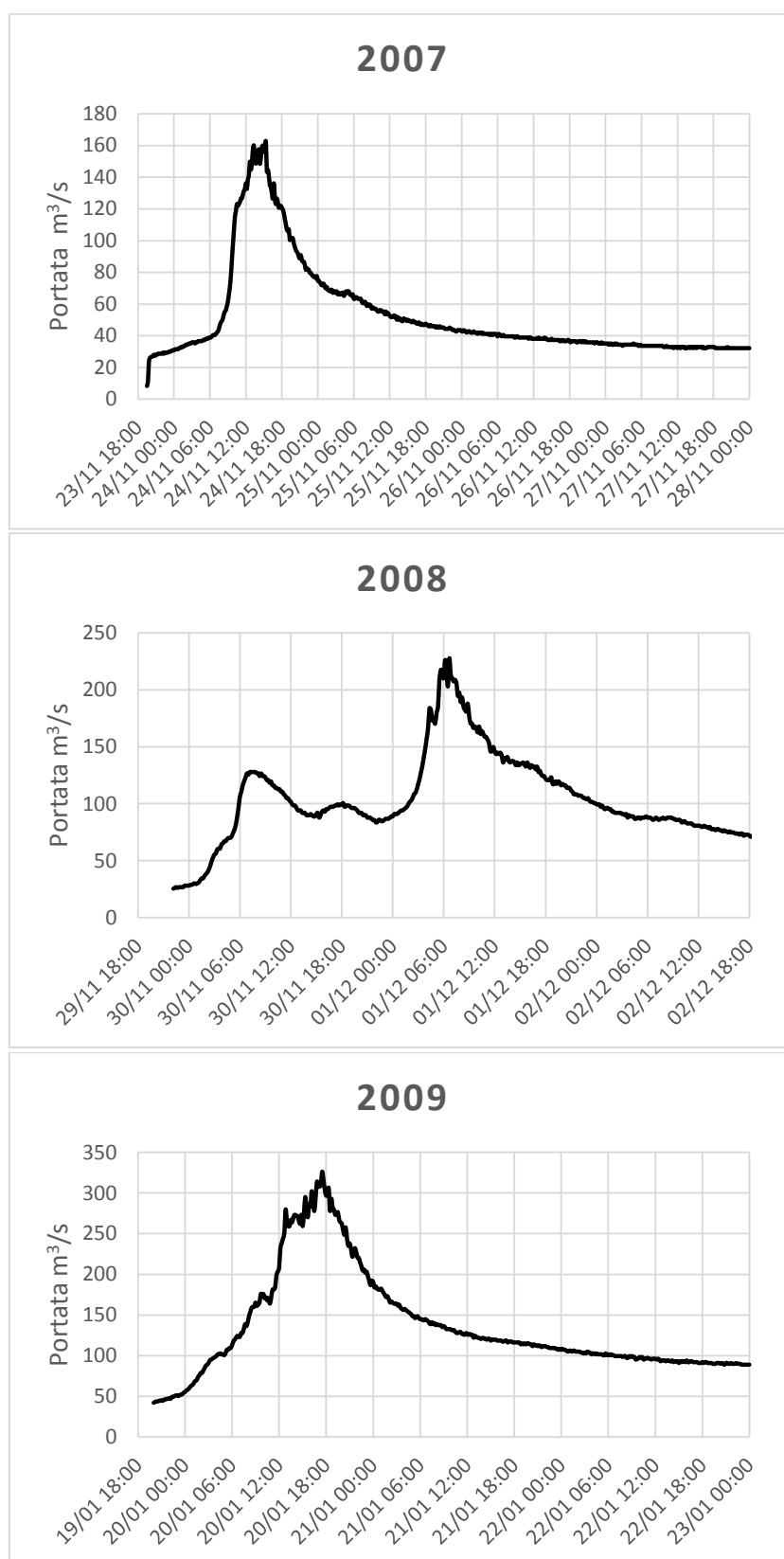


Figura 2-4 – Baganza a Ponte Nuovo: eventi del novembre 2007, del novembre 2008 e del gennaio 2009.

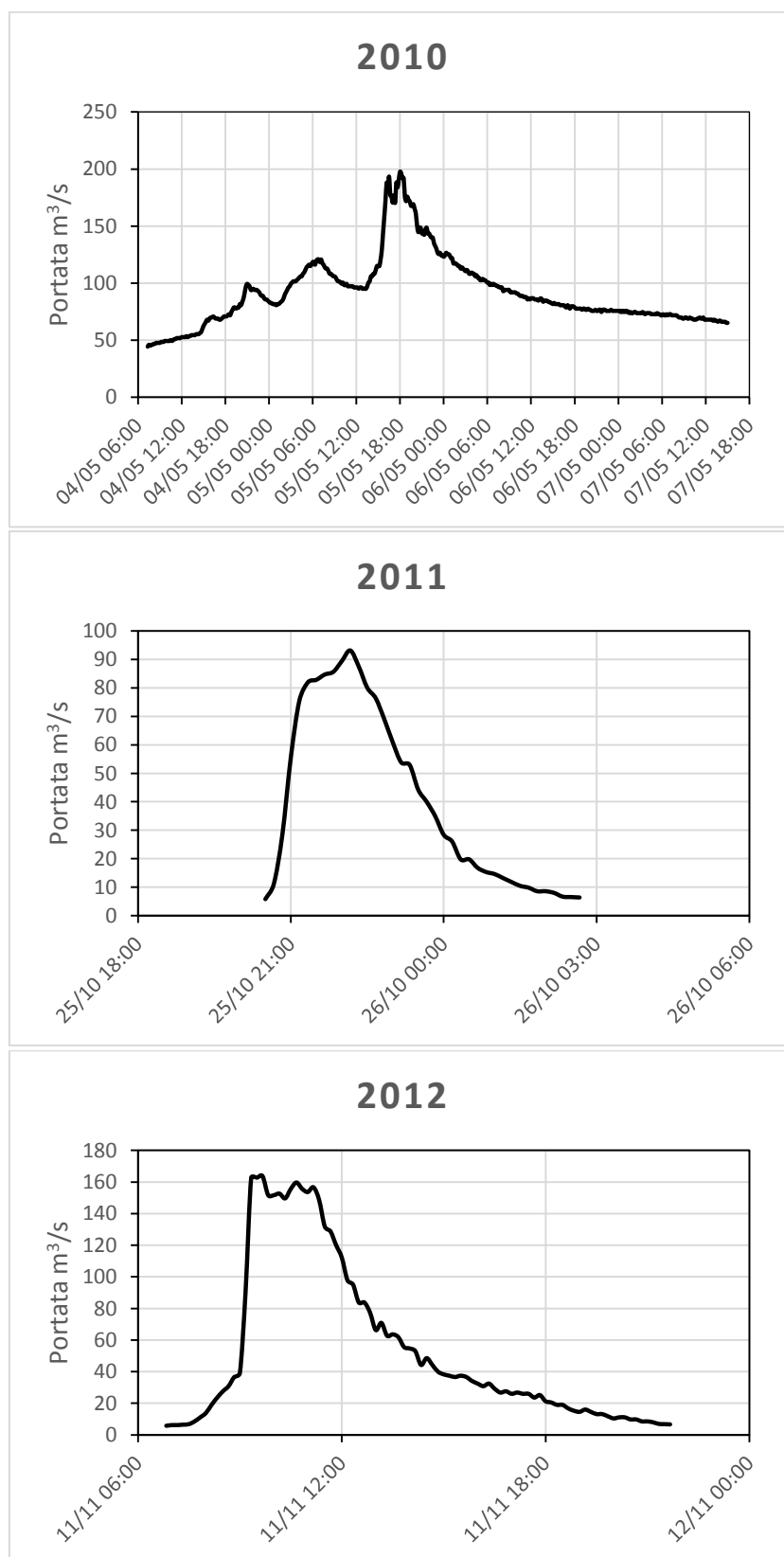


Figura 2-5 – Baganza a Ponte Nuovo: eventi del maggio 2010, dell'ottobre 2011 e del novembre 2012.

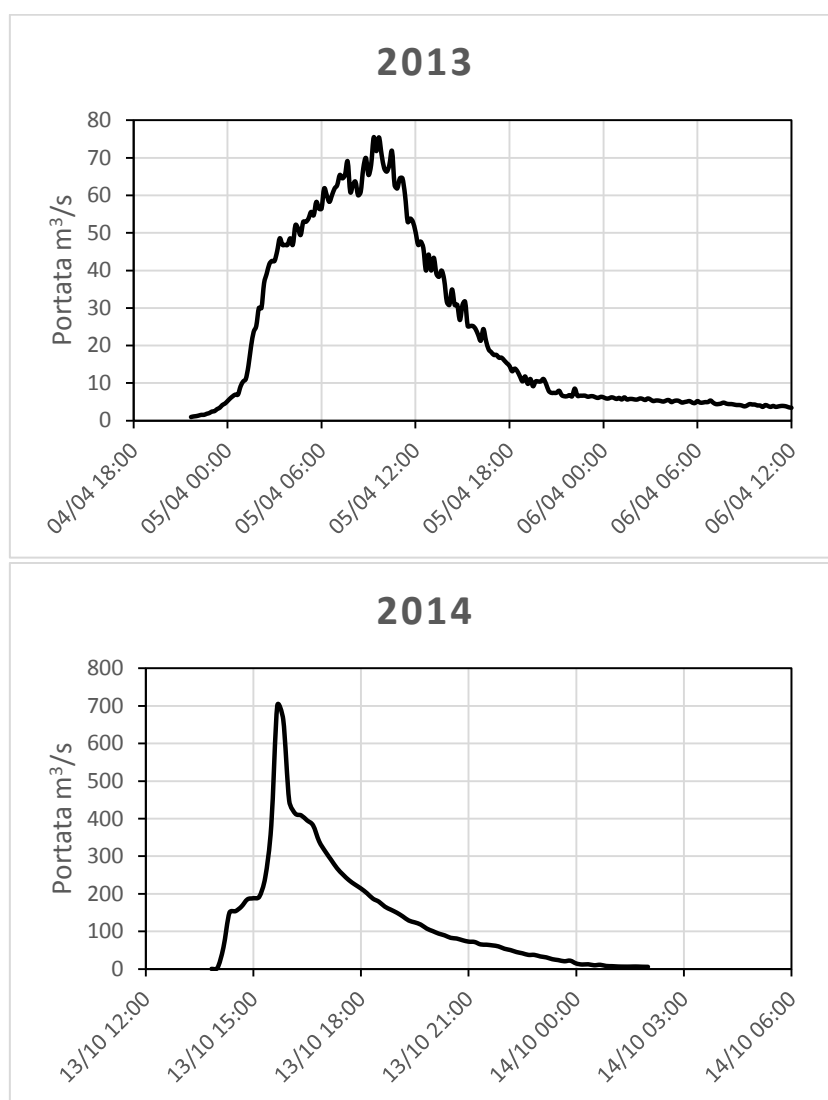


Figura 2-6 – Baganza a Ponte Nuovo: eventi dell'aprile 2013 e dell'ottobre 2014.

Ad eccezione dell'evento dell'ottobre 2014, il cui colmo si attesta sui 700 m³/s, e di quello del gennaio 2009, che presenta valore massimo di poco superiore ai 300 m³/s, gli altri idrogrammi sono caratterizzati da valori di portata al colmo piuttosto modesti. È inoltre da segnalare che, perlomeno nel dato accessibile a chi scrive mediante portale DEXTER, anomalie nelle registrazioni di livello sono presenti per parte consistente di ciascuno degli anni che vanno dal 2003 al 2014, richiedendo quindi un adeguato filtraggio e validazioni dei dati, di competenza di ARPAE.

Attraverso il confronto tra gli idrogrammi di portata forniti da ARPAE relativamente al periodo 2004-2014 ed i corrispondenti idrogrammi di livello disponibili sul portale DEXTER è possibile inferire come gli idrogrammi di livello per la stazione di Ponte Nuovo siano stati convertiti da ARPAE in portate mediante due differenti scale, la prima valida fino al 2010, la seconda dal 2011 ad oggi (Figura 2-7).

Per determinare quindi l'idrogramma di portata relativo al massimo annuo per il 2003, mancante nei dati pervenuti da ARPAE, si è utilizzata la prima delle due scale delle portate valida fino al 2010 caratterizzata da una semplice espressione di potenza (Figura 2-7) ottenendo l'idrogramma riportato in Figura 2-8¹.

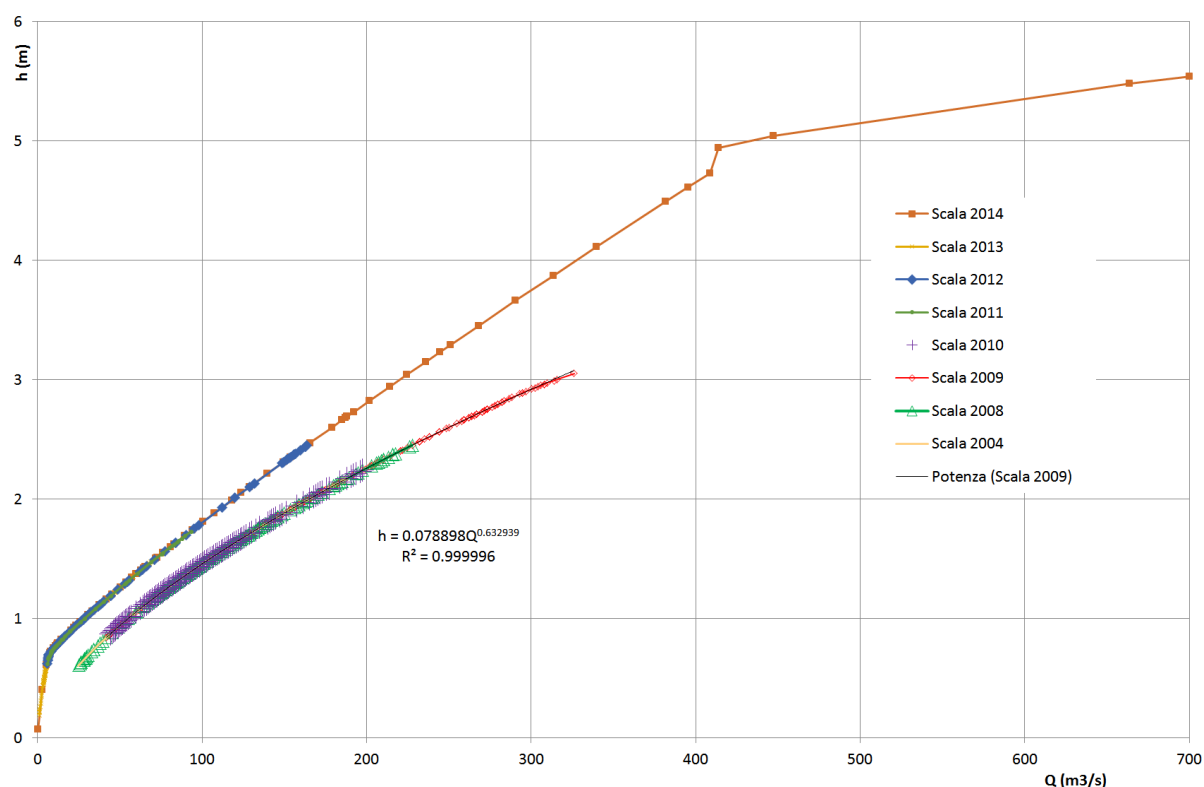


Figura 2-7 – Baganza a Ponte Nuovo: scale delle portate da cui è possibile ricostruire gli idrogrammi forniti da ARPAE per i periodi 2004-2010 e 2011-2014.

¹ In tale periodo il teleidrometro sembra aver funzionato correttamente e, anche dal confronto con le registrazioni alla stazione di Marzolarà, non sembra ci siano stati altri eventi superiori nell'anno.

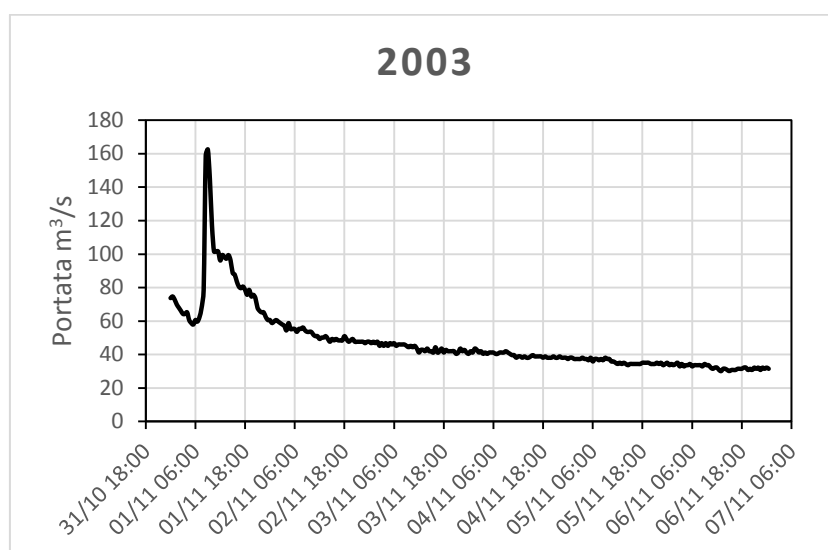


Figura 2-8 – Baganza a Ponte Nuovo: ricostruzione dell’evento del novembre 2003.

Per consentire la corretta individuazione delle serie storiche di massima portata media in assegnata durata fino alla durata massima di 72 ore, alcuni degli idrogrammi di portata forniti da ARPAE, aventi durata non sufficiente per l’analisi², sono stati poi estesi, a partire dai livelli idrometrici, mediante le relative scale delle portate.

2.3 Rapporto di riduzione dei colmi di piena per il torrente Baganza alla stazione di Ponte Nuovo (serie storica 1975–2014)

La determinazione del rapporto di riduzione dei colmi di piena per la stazione idrometrica del torrente Baganza a Ponte Nuovo è stata quindi aggiornata estendendo la serie storica al 2014. Si è così costituito, come già accennato, un campione di massime portate medie in assegnata durata di numerosità $N_{1975-2014}$ pari a 36. Dalle onde di piena sono state estratte le serie storiche di massima portata media in assegnata durata a scansione oraria per un

² È necessario disporre di andamenti temporali più lunghi della durata massima che si desidera analizzare, per evitare di “bloccare” la finestra temporale in una posizione che non corrisponde al massimo valore della portata media (ovvero del volume) in quella durata.

intervallo massimo di 72 ore, finestra adeguata³ a cogliere compiutamente anche l'andamento delle onde di piena storiche più lunghe.

Nella Tabella 2-1 sono riportati, per alcune durate significative, i valori massimi delle portate medie in assegnate durate ottenuti dall'estrazione, assieme alle corrispondenti posizioni del picco.

Tabella 2-1: Massime portate medie in assegnata durata e posizioni del picco per la stazione di Ponte Nuovo dal 2003 al 2014 per le durate indicate.

anno	0 ore			3 ore		12 ore		24 ore		36 ore		48 ore		72 ore	
	$\frac{Q}{[m^3/s]}$	$\frac{Q}{[m^3/s]}$	r	$\frac{Q}{[m^3/s]}$	r	$\frac{Q}{[m^3/s]}$	r	$\frac{Q}{[m^3/s]}$	r	$\frac{Q}{[m^3/s]}$	r	$\frac{Q}{[m^3/s]}$	r	$\frac{Q}{[m^3/s]}$	r
2003	162.7	129.2	0.333	98.4	0.083	82.1	0.375	73.3	0.250	67.1	0.188	59.4	0.125		
2004	188.0	170.0	0.167	137.8	0.292	112.4	0.188	96.3	0.139	86.5	0.104	74.1	0.153		
2005	153.7	149.1	0.500	134.9	0.458	118.9	0.375	109.9	0.278	100.7	0.219	84.7	0.160		
2006	146.1	125.6	0.333	86.9	0.250	66.4	0.146	54.9	0.097	47.7	0.073	38.3	0.049		
2007	162.6	154.7	0.833	125.1	0.458	97.3	0.271	81.9	0.208	72.1	0.177	60.5	0.181		
2008	227.7	210.1	0.500	168.7	0.250	141.1	0.229	125.9	0.667	119.8	0.521	104.5	0.396		
2009	326.2	295.4	0.667	258.2	0.500	210.3	0.396	181.9	0.319	163.6	0.260	139.6	0.243		
2010	197.6	185.9	0.667	148.2	0.250	127.4	0.562	116.4	0.444	108.3	0.479	96.1	0.375		
2011	93.2	66.5	0.333	22.4	0.083	11.9	0.042	8.0	0.028	6.0	0.021	4.0	0.014		
2012	163.7	142.6	0.167	65.0	0.167	35.4	0.104	24.4	0.069	18.7	0.052	12.7	0.035		
2013	75.5	67.7	0.333	55.2	0.583	34.8	0.375	24.8	0.278	19.5	0.208	13.9	0.139		
2014	700.0	369.9	0.167	146.7	0.125	75.2	0.063	50.5	0.042	38.0	0.031	25.4	0.021		

Nella Figura 2-9 è riportato l'andamento del coefficiente di variazione CV per i campioni costituiti dalle serie storiche di massima portata media al variare della durata estese al 2014, assieme a quelli delle serie storiche limitate al 2002. Come è possibile osservare il coefficiente di variazione varia con la durata complessivamente in misura minore (e senza un ben definito trend) rispetto al corrispondente coefficiente individuato per le serie storiche limitate al 2002. Nella Tabella 2-2 sono poi riportati, per le stesse durate riportate in Tabella 2-1, i valori del rapporto di riduzione per le serie 1975-2002 e 1975-2014.

³ La durata massima di 72 ore è finanche eccessiva per il torrente Baganza a Ponte Nuovo. Si è voluto però mantenere tale valore sia per congruenza con quanto adottato nei precedenti studi, sia per consentire che gli idrogrammi sintetici da essa dedotti presentassero valori iniziali e finali adeguatamente modesti.

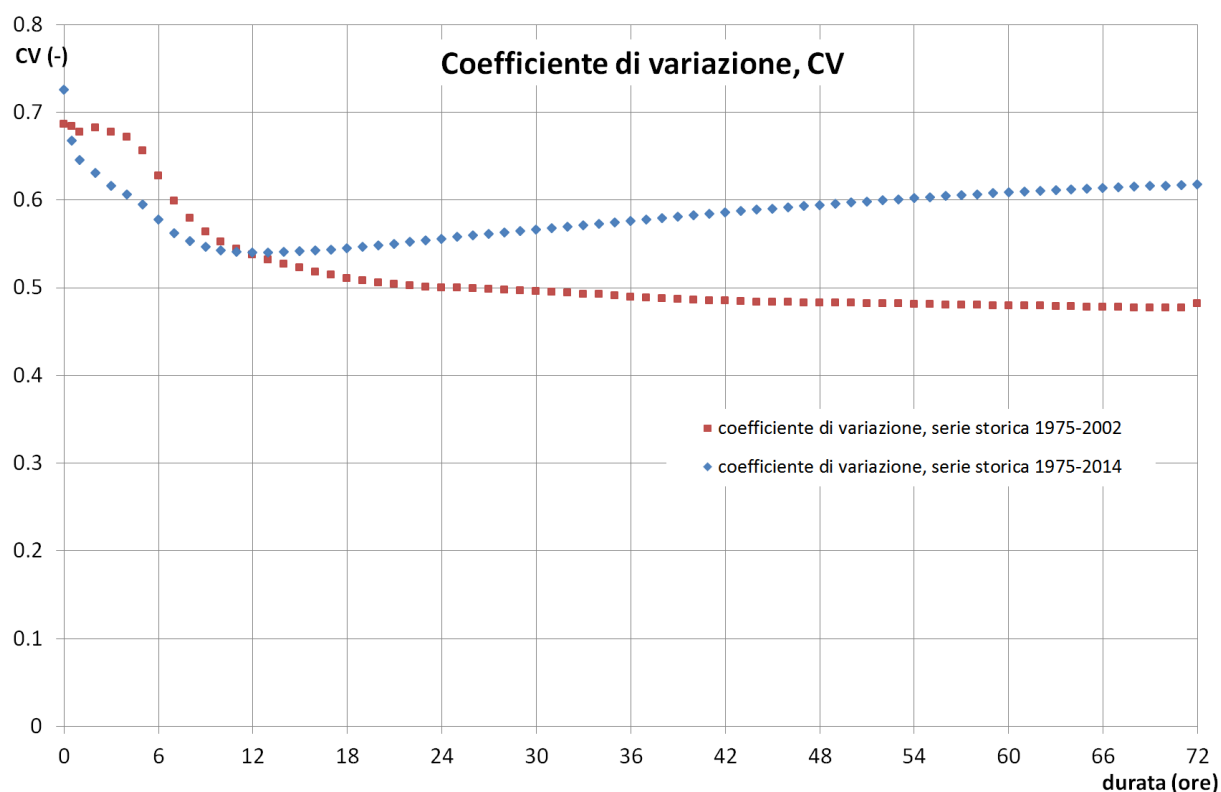


Figura 2-9 – Coefficiente di variazione per le serie storiche di massima portata media in assegnata durata: valori puntuali per le due serie storiche considerate.

Tabella 2-2: Valore del rapporto di riduzione dei colmi di piena e posizioni del picco per la stazione di Ponte Nuovo dal 2003 al 2014 per le durate indicate.

Serie storica		0 ore	3 ore	12 ore	24 ore	36 ore	48 ore	72 ore
1975-2002	ε_D	1	0.819	0.546	0.417	0.352	0.310	0.257
	r_D	–	0.293	0.272	0.245	0.197	0.194	0.219
1975-2014	ε_D	1	0.810	0.550	0.422	0.357	0.316	0.264
	r_D	–	0.333	0.278	0.250	0.209	0.194	0.199

I nuovi valori del rapporto di riduzione dei colmi di piena al variare della durata sono stati quindi interpolati mediante l'equazione [2.2], ottenendo un valore del parametro θ pari a 4.48 ore, contro il valore di 4.38 ore ottenuto per la serie storica 1975-2002 (+2%). Come è possibile osservare dalla Figura 2-10 le variazioni dei valori del rapporto di riduzione dei colmi di piena sono estremamente modeste.

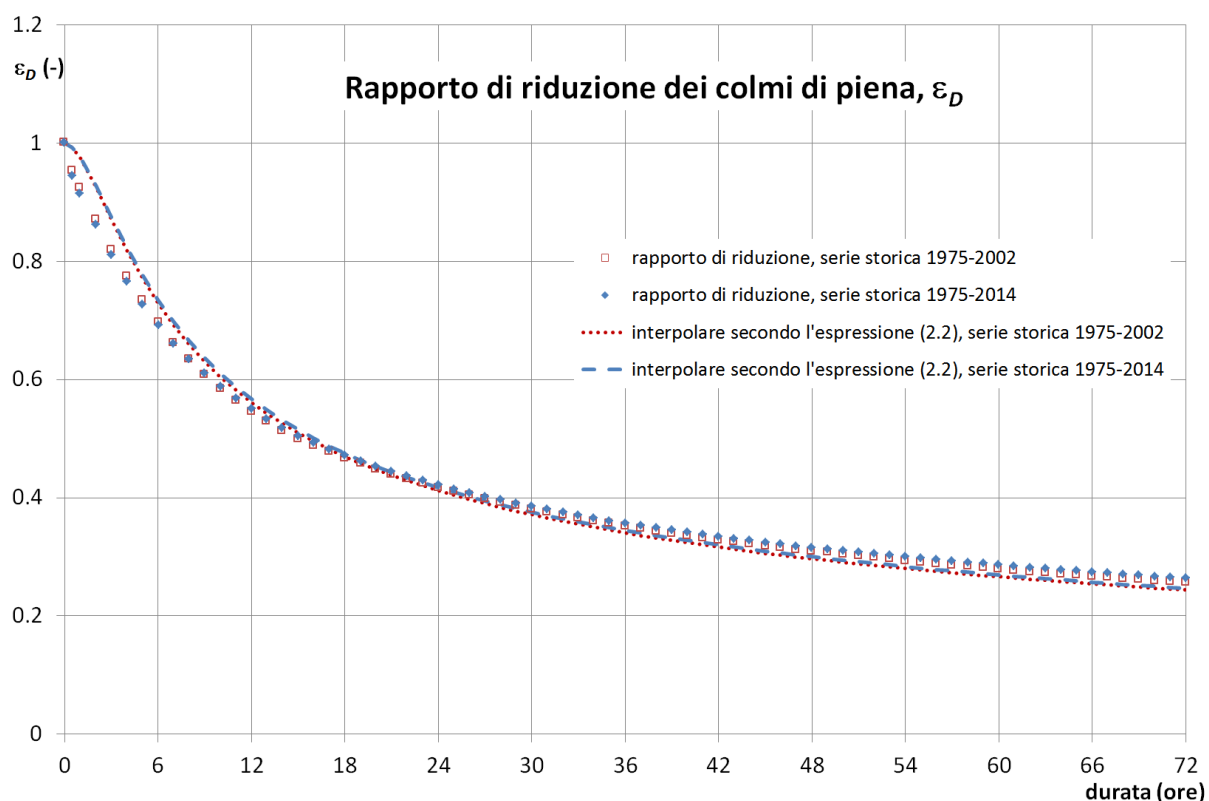


Figura 2-10 – Rapporto di riduzione dei colmi di piena: valori puntuali ed interpolari per le due serie storiche considerate.

Anche per quanto riguarda la posizione media del picco (Figura 2-11) le variazioni sono modeste. I singoli valori dei parametri dell'espressione interpolare 2.4 sono in realtà molto diversi rispetto a quelli ricavati per la serie storica limitata al 2002⁴. Tuttavia, la nuova espressione interpolare differisce poco da quella a suo tempo individuata per esprimere in via analitica la posizione del picco al variare della durata, che interpreta quindi ancora ottimamente anch'essa l'andamento della posizione media del picco della serie storica estesa 1975-2014⁵.

⁴ Ciò è dovuto al fatto che la funzione interpolare scelta presenta ben quattro gradi di libertà. I parametri (a, b, c, d) non hanno comunque un preciso significato fisico.

⁵ È appena il caso di osservare che talvolta si assume addirittura, per la posizione media del picco, un valore costante con la durata, pari al valore medio. Tale è, ad esempio, l'approccio utilizzato per pervenire a ietogrammi di pioggia tipo "Chicago".

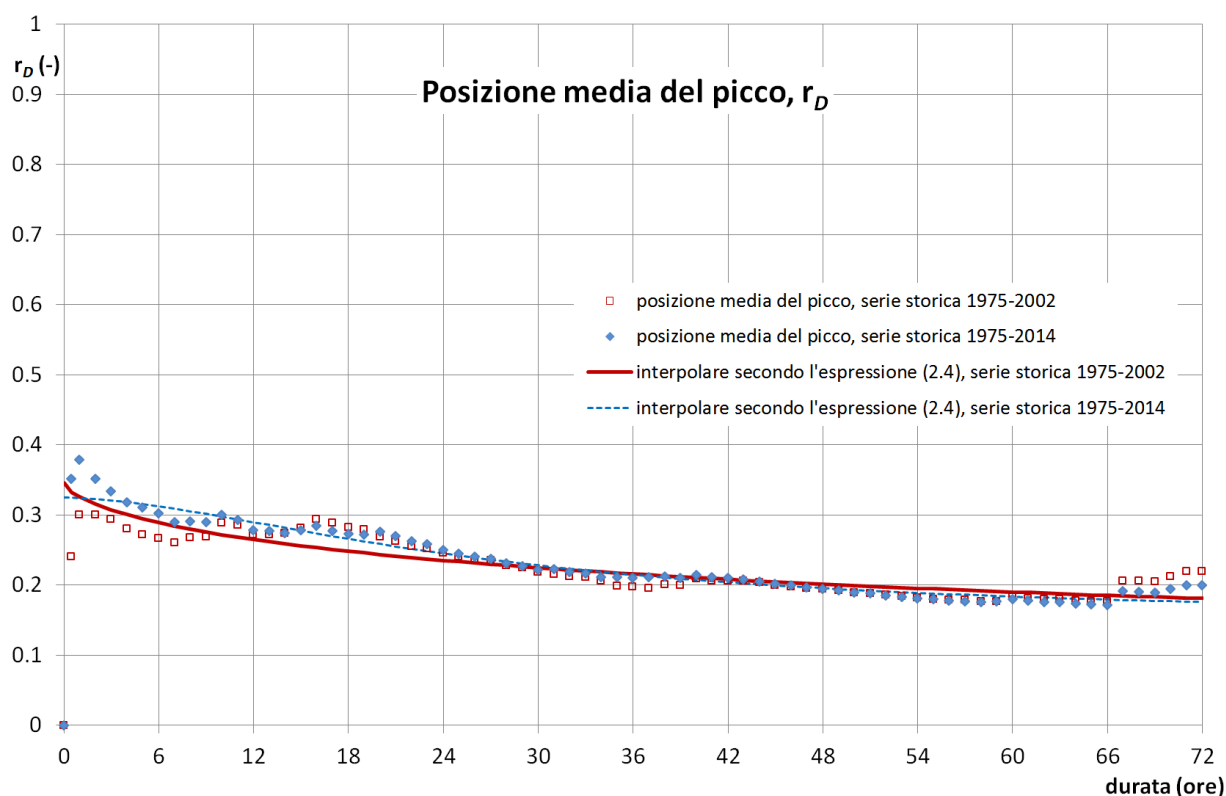


Figura 2-11 – Posizione media del picco al variare della durata: valori puntuali ed espressioni interpolari per le due serie storiche considerate.

3 CONCLUSIONI

Gli approfondimenti idrologici condotti sui coefficienti di riduzione dei colmi di piena e sulla posizione del picco considerando anche gli eventi del periodo 2003-2014 per il Baganza a Ponte Nuovo, sulla base delle onde di piena fornite da ARPAE, hanno condotto ad individuare modestissimi scostamenti (+2 %) sul parametro temporale θ della formula (2.4) (Figura 2-10) ed altrettanto piccole (ed ancor meno significative) variazioni della posizione del picco (Figura 2-11).

4 BIBLIOGRAFIA

- [1] DICATeA-RER Servizio Provinciale Difesa del Suolo Risorse Idriche e Forestali (2003) "Studio della messa in sicurezza del territorio parmense, con particolare riferimento alla realizzazione della cassa di espansione sul Torrente Baganza- Relazione Idrologica".
- [2] DICATeA-RER Servizio Provinciale Difesa del Suolo Risorse Idriche e Forestali (2003) "Studio della messa in sicurezza del territorio parmense, con particolare riferimento alla realizzazione della cassa di espansione sul Torrente Baganza- Relazione Idraulica".
- [3] DICATeA-AIPo (2012) "Aggiornamento delle analisi idrologiche e revisione del progetto preliminare della cassa di espansione sul torrente Baganza".
- [4] DICATeA-AIPo (2015) "Completamento delle attività propedeutiche alla realizzazione della cassa di espansione sul torrente Baganza".
- [5] Bacchi B., Brath A., Kottegoda N.T. (1992). Analysis of the Relationships Between Flood Peaks and Flood Volumes Based on Crossing Properties of River Flow Processes, *Water Resources Research*, 28(10), p. 2773-2782.
- [6] M. D'Oria, P. Mignosa, M.G. Tanda, Bayesian estimation of inflow hydrographs in ungauged sites of multiple reach systems using downstream level data, *Advances in Water Resources* 63 (2014) 143–151.
- [7] Maione, U., Mignosa, P., and Tomirotti, M.: Regional estimation of synthetic design hydrographs, *Int. J. River Basin Manage.*, 1, 151–163, 2003.
- [8] NERC (National Environmental Research Council) (1975), *Flood Studies Report*, v.1, London.

ALLEGATO 6: Metodo di Runge Kutta e listato Fortran

METODO DI RUNGE-KUTTA

Vengono di seguito brevemente esposte le relazioni del Metodo di Runge-Kutta al 4° ordine, utilizzato nel programma di laminazione.

Partendo dal sistema di equazioni, che esprime l'equazione di continuità per ciascuna cassa

$$\begin{cases} \frac{dz_1(t)}{dt} = \frac{Q_e(t) - Q_1(t) - Q_{12}(t)}{S_1(z_1)} \\ \frac{dz_2(t)}{dt} = \frac{Q_{12}(t) - Q_2(t)}{S_2(z_2)} \end{cases} \quad (A.1)$$

la soluzione procede dal tempo t al tempo $t + \Delta t$ in 4 passi ricavando delle opportune correzioni nelle incognite z_1 e z_2 secondo le seguenti relazioni.

1° passo

Dal sistema (A.1) discretizzato si ottiene un primo valore delle correzioni Δz_{11} e Δz_{21}

$$\begin{cases} \Delta z_{11} = \Delta t \frac{Q_e(t) - Q_1(z_1) - Q_{12}(z_1, z_2)}{S_1(z_1)} \\ \Delta z_{21} = \Delta t \frac{Q_{12}(z_1, z_2) - Q_2(z_2)}{S_2(z_2)} \end{cases} \quad (A.2)$$

dove le portate e le superfici idriche sono calcolate con i valori al tempo t ed con le quote idriche z_1 e z_2 all'inizio del passo.

2° passo

Dal sistema (A.1) discretizzato si ottiene un secondo valore delle correzioni Δz_{12} e Δz_{22}

$$\begin{cases} \Delta z_{12} = \Delta t \frac{Q_e\left(t + \frac{\Delta t}{2}\right) - Q_1\left(z_1 + \frac{\Delta z_{11}}{2}\right) - Q_{12}\left(z_1 + \frac{\Delta z_{11}}{2}; z_2 + \frac{\Delta z_{21}}{2}\right)}{S_1\left(z_1 + \frac{\Delta z_{11}}{2}\right)} \\ \Delta z_{22} = \Delta t \frac{Q_{12}\left(z_1 + \frac{\Delta z_{11}}{2}; z_2 + \frac{\Delta z_{21}}{2}\right) - Q_2\left(z_2 + \frac{\Delta z_{21}}{2}\right)}{S_2\left(z_2 + \frac{\Delta z_{21}}{2}\right)} \end{cases} \quad (A.3)$$

dove le portate e le superfici idriche sono calcolate con i valori al tempo $t + \frac{\Delta t}{2}$ e con le quote idriche

$$z_1 + \frac{\Delta z_{11}}{2} \text{ e } z_2 + \frac{\Delta z_{21}}{2}$$

3° passo

Dal sistema (A.1) discretizzato si ottiene un terzo valore delle correzioni Δz_{13} e Δz_{23}

$$\begin{cases} \Delta z_{13} = \Delta t \frac{Q_e\left(t + \frac{\Delta t}{2}\right) - Q_1\left(z_1 + \frac{\Delta z_{12}}{2}\right) - Q_{12}\left(z_1 + \frac{\Delta z_{12}}{2}; z_2 + \frac{\Delta z_{22}}{2}\right)}{S_1\left(z_1 + \frac{\Delta z_{12}}{2}\right)} \\ \Delta z_{23} = \Delta t \frac{Q_{12}\left(z_1 + \frac{\Delta z_{12}}{2}; z_2 + \frac{\Delta z_{22}}{2}\right) - Q_2\left(z_2 + \frac{\Delta z_{22}}{2}\right)}{S_2\left(z_2 + \frac{\Delta z_{22}}{2}\right)} \end{cases} \quad (A.4)$$

dove le portate e le superfici idriche sono calcolate con i valori al tempo $t + \frac{\Delta t}{2}$ e con le quote idriche

$$z_1 + \frac{\Delta z_{12}}{2} \text{ e } z_2 + \frac{\Delta z_{22}}{2}$$

4° passo

Dal sistema (A.1) discretizzato si ottiene un quarto valore delle correzioni Δz_{14} e Δz_{24}

$$\begin{cases} \Delta z_{14} = \Delta t \frac{Q_e(t + \Delta t) - Q_1(z_1 + \Delta z_{13}) - Q_{12}(z_1 + \Delta z_{13}; z_2 + \Delta z_{23})}{S_1(z_1 + \Delta z_{13})} \\ \Delta z_{23} = \Delta t \frac{Q_{12}(z_1 + \Delta z_{13}; z_2 + \Delta z_{23}) - Q_2(z_2 + \Delta z_{23})}{S_2(z_2 + \Delta z_{23})} \end{cases} \quad (\text{A.5})$$

dove le portate e le superfici idriche sono calcolate con i valori al tempo $t + \Delta t$ e con le quote idriche $z_1 + \Delta z_{13}$ e $z_2 + \Delta z_{23}$

Soluzione

La soluzione al termine del passo $t + \Delta t$ viene calcolata con l'espressione

$$\begin{cases} z_1(t + \Delta t) = z_1(t) + \frac{1}{6}(\Delta z_{11} + 2\Delta z_{12} + 2\Delta z_{13} + \Delta z_{14}) \\ z_2(t + \Delta t) = z_2(t) + \frac{1}{6}(\Delta z_{21} + 2\Delta z_{22} + 2\Delta z_{23} + \Delta z_{24}) \end{cases} \quad (\text{A.6})$$

PROGRAMMA DI LAMINAZIONE (2 VASCHE) CON IL METODO DI RUNGE-KUTTA DEL QUARTO ORDINE

```
USE DFPOR
IMPLICIT DOUBLE PRECISION (A-H,O-Z)
PARAMETER (MAXT=5000, MAXZ=100)
DIMENSION TIN(MAXT),QIN(MAXT),QOUT1(MAXZ),QOUT2(MAXZ),
1          Z1(MAXZ),Z2(MAXZ),S1(MAXZ),S2(MAXZ)
REAL LC1,LC12,MUF1,MUF2,MUC1,MUC12,MUC21
CHARACTER RISP*1, FILEIN*20, FILEOUT*20
COMMON /CASSA1/AF1,MUF1,LC1,MUC1
COMMON /CASSA2/AF2,MUF2
COMMON /SCAMBIO12/ZC12,LC12,MUC12,MUC21
```

Apertura del file di INPUT con l'onda di piena in ingresso
i tempi TIN sono in ore

```
5  WRITE(*,280)
    READ(*,'(A)') FILEIN
    OPEN(UNIT=7,FILE=FILEIN,STATUS='OLD',ERR=5)
    NUMT=0
    DO 10 I=1,MAXT
        READ(7,*,END=20)TIN(I),QIN(I)
        TIN(I)=TIN(I)*3600.
        NUMT=NUMT+1
10  CONTINUE
20  CLOSE(UNIT=7)
```

Apertura del file di INPUT con le curve quote-aree-portate uscenti
delle due casse
le aree sono in ettari

```
    OPEN(UNIT=7,FILE='CASSA.ZSQ',STATUS='OLD')
    READ(7,*)NUMZ1,NUMZ2
    DO 30 I=1,NUMZ1
        READ(7,*)Z1(I),S1(I),QOUT1(I)
        S1(I)=S1(I)*10000.
30  CONTINUE
    DO 35 I=1,NUMZ2
        READ(7,*)Z2(I),S2(I),QOUT2(I)
        S2(I)=S2(I)*10000.
35  CONTINUE
    CLOSE(UNIT=7)
```

Apertura del file di INPUT con le caratteristiche degli organi di
scarico
e di scambio tra le due casse

```
    OPEN(UNIT=7,FILE='SCARICHI.GEO',STATUS='OLD')
    READ(7,*)AF1,MUF1,ZC1,LC1,MUC1
    READ(7,*)AF2,MUF2
    READ(7,*)ZC12,LC12,MUC12,MUC21
    CLOSE(UNIT=7)
```

Apertura del file di INPUT con le caratteristiche di calcolo
TLAST é in ore, DT e DTOUT in minuti

```
    OPEN(UNIT=7,FILE='CASSA.CAL',STATUS='OLD')
    READ(7,*)TLAST,DT,DTOUT
```

```

TLAST=TLAST*3600.
DT=DT*60.
DTOUT=DTOUT*60.
CLOSE(UNIT=7)

```

Apertura del file di OUTPUT

```

25  WRITE(*,290)
    READ(*,'(A)')FILEOUT
    OPEN(UNIT=11,STATUS='NEW',FILE=FILEOUT,ERR=200)
    GOTO 50
200 WRITE(*,430)
    READ(*,'(A)')RISP
    CALL U_CASE(RISP)
    IF(RISP.EQ.'S')THEN
        CALL DELFILESQQ(FILEOUT)
        OPEN(UNIT=11,STATUS='NEW',FILE=FILEOUT,ERR=200)
        GOTO 50
    ELSE
        GOTO 25
    ENDIF

```

Ipotesi: le condizioni iniziali sono:

ZZ1= quota idrica nella cassa 1 ipotizzando una situazione di moto
permanente preesistente

ZZ2= quota idrica nella cassa 2 corrispondente a cassa vuota

```

50  ZZ2=Z2(1)
    ZZ1=40.
    CALL INTERPOL(NUMZ1,QOUT1,Z1,QIN(1),ZZ1)

```

```

TPREC=0.
T=0.
ZZ1PREC=ZZ1
ZZ2PREC=ZZ2

```

Ricava e scrive le condizioni al tempo T=0

```

CALL INTERPOL(NUMT,TIN,QIN,TPREC,QINT)
CALL INTERPOL(NUMZ1,Z1,QOUT1,ZZ1,QOUT1T)
CALL INTERPOL(NUMZ2,Z2,QOUT2,ZZ2,QOUT2T)
CALL FIND_Q12(ZZ1,ZZ2,Q12T)
CALL INTERPOL(NUMZ1,Z1,S1,ZZ1,S1PREC)
CALL INTERPOL(NUMZ2,Z2,S2,ZZ2,S2PREC)
CALL VOL_INIZ(NUMZ1,Z1,S1,ZZ1,VOL1,S1PREC)
CALL VOL_INIZ(NUMZ2,Z2,S2,ZZ2,VOL2,S2PREC)
WRITE(11,320)
WRITE(11,310)T/3600.,QINT,QOUT1T,QOUT2T,QOUT1T+QOUT2T,
1          Q12T,ZZ1,ZZ2,VOL1/1000000.,VOL2/1000000.

```

NDTOUT=Numero degli intervalli di stampa

NDTOUT=1

CICLO PRINCIPALE

DO WHILE (T.LE.TLAST)

T=TPREC+DT

Applica RUNGE-KUTTA al terzo ordine

Primo passo

```
CALL INTERPOL(NUMT,TIN,QIN,TPREC,QINT)
CALL FIND_QOUT1(ZZ1PREC,QOUT1T)
CALL FIND_QOUT2(ZZ2PREC,QOUT2T)
CALL INTERPOL(NUMZ1,Z1,QOUT1,ZZ1PREC,QOUT1T)
CALL INTERPOL(NUMZ2,Z2,QOUT2,ZZ2PREC,QOUT2T)
CALL FIND_Q12(ZZ1PREC,ZZ2PREC,Q12T)
CALL INTERPOL(NUMZ1,Z1,S1,ZZ1PREC,S1T)
CALL INTERPOL(NUMZ2,Z2,S2,ZZ2PREC,S2T)
DZ11=DT*((QINT-QOUT1T-Q12T)/S1T)
DZ21=DT*((Q12T-QOUT2T)/S2T)
```

Secondo passo

```
CALL INTERPOL(NUMT,TIN,QIN,TPREC+DT/2.,QINT)
CALL FIND_QOUT1(ZZ1PREC+DZ11/2.,QOUT1T)
CALL FIND_QOUT2(ZZ2PREC+DZ21/2.,QOUT2T)
CALL INTERPOL(NUMZ1,Z1,QOUT1,ZZ1PREC+DZ11/2.,QOUT1T)
CALL INTERPOL(NUMZ2,Z2,QOUT2,ZZ2PREC+DZ21/2.,QOUT2T)
CALL FIND_Q12(ZZ1PREC+DZ11/2.,ZZ2PREC+DZ21/2.,Q12T)
CALL INTERPOL(NUMZ1,Z1,S1,ZZ1PREC+DZ11/2.,S1T)
CALL INTERPOL(NUMZ2,Z2,S2,ZZ2PREC+DZ21/2.,S2T)
DZ12=DT*((QINT-QOUT1T-Q12T)/S1T)
DZ22=DT*((Q12T-QOUT2T)/S2T)
```

Terzo passo

```
CALL INTERPOL(NUMT,TIN,QIN,TPREC+DT/2.,QINT)
CALL FIND_QOUT1(ZZ1PREC+DZ12/2.,QOUT1T)
CALL FIND_QOUT2(ZZ2PREC+DZ22/2.,QOUT2T)
CALL INTERPOL(NUMZ1,Z1,QOUT1,ZZ1PREC+DZ12/2.,QOUT1T)
CALL INTERPOL(NUMZ2,Z2,QOUT2,ZZ2PREC+DZ22/2.,QOUT2T)
CALL FIND_Q12(ZZ1PREC+DZ12/2.,ZZ2PREC+DZ22/2.,Q12T)
CALL INTERPOL(NUMZ1,Z1,S1,ZZ1PREC+DZ12/2.,S1T)
CALL INTERPOL(NUMZ2,Z2,S2,ZZ2PREC+DZ22/2.,S2T)
DZ13=DT*((QINT-QOUT1T-Q12T)/S1T)
DZ23=DT*((Q12T-QOUT2T)/S2T)
```

Quarto passo

```
CALL INTERPOL(NUMT,TIN,QIN,T,QINT)
CALL FIND_QOUT1(ZZ1PREC+DZ13,QOUT1T)
CALL FIND_QOUT2(ZZ2PREC+DZ23,QOUT2T)
CALL INTERPOL(NUMZ1,Z1,QOUT1,ZZ1PREC+DZ13,QOUT1T)
CALL INTERPOL(NUMZ2,Z2,QOUT2,ZZ2PREC+DZ23,QOUT2T)
CALL FIND_Q12(ZZ1PREC+DZ13,ZZ2PREC+DZ23,Q12T)
CALL INTERPOL(NUMZ1,Z1,S1,ZZ1PREC+DZ13,S1T)
CALL INTERPOL(NUMZ2,Z2,S2,ZZ2PREC+DZ23,S2T)
DZ14=DT*((QINT-QOUT1T-Q12T)/S1T)
DZ24=DT*((Q12T-QOUT2T)/S2T)
```

Soluzione

```
ZZ1=ZZ1PREC+(1./6.)*(DZ11+2.*DZ12+2.*DZ13+DZ14)
ZZ2=ZZ2PREC+(1./6.)*(DZ21+2.*DZ22+2.*DZ23+DZ24)
```

Calcola le grandezze alla fine del passo

```
CALL INTERPOL(NUMZ1,Z1,QOUT1,ZZ1,QOUT1T)
CALL INTERPOL(NUMZ2,Z2,QOUT2,ZZ2,QOUT2T)
CALL FIND_Q12(ZZ1,ZZ2,Q12T)
CALL INTERPOL(NUMZ1,Z1,S1,ZZ1,S1T)
CALL INTERPOL(NUMZ2,Z2,S2,ZZ2,S2T)
VOL1=VOL1+(ZZ1-ZZ1PREC)*(S1T+S1PREC)/2.
VOL2=VOL2+(ZZ2-ZZ2PREC)*(S2T+S2PREC)/2.
```

Scrivi i risultati su file

```
TPRINT=DTOUT*NDTOUT
IF(T.GE.TPRINT)THEN
1  WRITE(11,310)T/3600.,QINT,QOUT1T,QOUT2T,QOUT1T+QOUT2T,
    Q12T,ZZ1,ZZ2,VOL1/1000000.,VOL2/1000000.
    NDTOUT=NDTOUT+1
ENDIF
```

Scrivi i valori attuali nei valori PREC

```
TPREC=T
ZZ1PREC=ZZ1
ZZ2PREC=ZZ2
S1PREC=S1T
S2PREC=S2T
ENDDO
```

FINE CICLO PRINCIPALE

```
280  FORMAT(1X,'Nome del file di INPUT con l''onda di piena iningresso:
',\ )
290  FORMAT(1X,'Nome del file di OUTPUT : ',\ )
310  FORMAT(1X,F7.3,5(1X,F10.2),2(1X,F8.3),2(1X,F10.3))
320  FORMAT(1X,'  Tempo      Qin      Qout1      Qout2  ',
1  'Qoul+Qou2      Q1-2      Z1      Z2      W1      W2',
1  ',,1X,' (ore)      (mc/s)      (mc/s)      (mc/s)  ',
1  ' (mc/s)      (mc/s)      (m)      (m)      (mil.m3)      (mil.m3)')
430  FORMAT(1X,'Il File Risultati esiste gia''. Riutilizzarlo? '
1  ' <S/N>? ',\ )
CLOSE(UNIT=11)
STOP
END
```

Calcola le portate di scambio. Se l'efflusso è rigurgitato applica
un coefficiente di riduzione FI

```
C  SUBROUTINE FIND_Q12(ZZ1,ZZ2,Q12)
    IMPLICIT DOUBLE PRECISION (A-H,O-Z)
    REAL LC12,MUC12,MUC21
    COMMON /SCAMBIO12/ZC12,LC12,MUC12,MUC21
    IF (ZZ1.GE.ZZ2)THEN
```

Q12>=0

```
IF(ZZ1.LE.ZC12)THEN
    Q12=0.
```



```

ELSE
  IF((ZZ2-ZC12).GT.0.81*(ZZ1-ZC12))THEN

    Efflusso rigurgitato

    HVHM=(ZZ2-ZC12)/(ZZ1-ZC12)
    FI=(1.-HVHM)/(0.9109-0.89*HVHM)
  ELSE

    Efflusso non rigurgitato

    FI=1.
  ENDIF
  Q12=FI*MUC12*LC12*SQRT(2.*9.81)*(ZZ1-ZC12)**1.5
ENDIF
ELSE

  Q12<=0

  IF(ZZ2.LE.ZC12)THEN
    Q12=0.
  ELSE
    IF((ZZ1-ZC12).GT.0.81*(ZZ2-ZC12))THEN

      Efflusso rigurgitato

      HVHM=(ZZ1-ZC12)/(ZZ2-ZC12)
      FI=(1.-HVHM)/(0.9109-0.89*HVHM)
    ELSE

      Efflusso non rigurgitato

      FI=1.
    ENDIF
    Q12=-FI*MUC21*LC12*SQRT(2.*9.81)*(ZZ2-ZC12)**1.5
  ENDIF
ENDIF
RETURN
END

```

Interpola l'onda

```

SUBROUTINE INTERPOL(NDATI,X,Y,XCORR,YINT)
IMPLICIT DOUBLE PRECISION (A-H,O-Z)
PARAMETER (NDATIMAX=5000)
DIMENSION X(NDATIMAX),Y(NDATIMAX)

DO 20 J=2,NDATI
  IF(X(J).GT.XCORR) GOTO 30
20 CONTINUE
30 YINT=Y(J-1)+(Y(J)-Y(J-1))/(X(J)-X(J-1))*(XCORR-X(J-1))
RETURN
END

```

Calcola il volume iniziale

```

SUBROUTINE VOL_INIZ(NDATI,Z,S,ZCORR,VOL,SCORR)
IMPLICIT DOUBLE PRECISION (A-H,O-Z)
PARAMETER (MAXZ=100)
DIMENSION Z(MAXZ),S(MAXZ)

```

```

VOL=0.
NN=1
IF(ZCORR.GT.Z(1))THEN
  DO 20 J=2,NDATI
    IF(Z(J).LT.ZCORR) THEN
      VOL=VOL+0.5*(S(J-1)+S(J))*(Z(J)-Z(J-1))
      NN=J
    ENDIF
20  CONTINUE
    VOL=VOL+0.5*(SCORR+S(NN))*(ZCORR-Z(NN))
  ENDIF
  RETURN
END
*****

```

Converte in maiuscolo una lettera minuscola

```

SUBROUTINE U_CASE(TYPE)
CHARACTER*1 TYPE
NUM=ICHAR(TYPE)
IF(NUM.GT.90)NUM=NUM-32
TYPE=CHAR(NUM)
RETURN
END

```