



Provincia di Modena



Comune di Pavullo nel Frignano

# INTEGRAZIONI ALLO STUDIO D'IMPATTO AMBIENTALE

## IMPIANTO IDROELETTRICO DENOMINATO " MOLINO DELLE PALETTE " Sul fiume Panaro

COMMITTENTE:



Via C. Battisti 6- 25079 Vobarno (BS)  
Tel. 0365- 528013

PROGETTAZIONE E  
INTEGRAZIONI DOCUMENTALI



degli Ingg. Ivan Casoli e Ada Francesconi



**RILIEVI GEOLOGICI:**

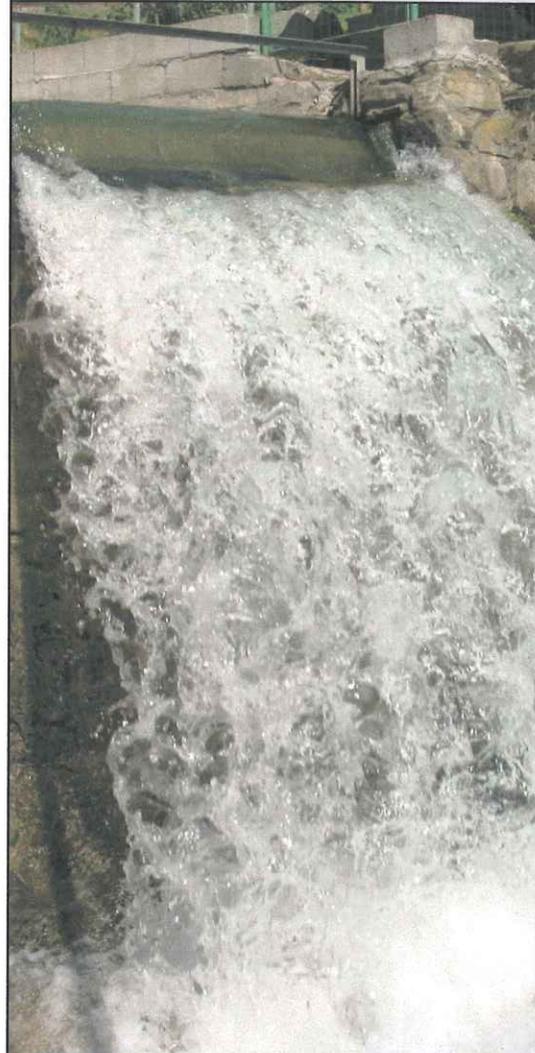
GEOLOG s.c.r.l.  
Via D'Azeglio, 74 - 40123 BOLOGNA  
Via Emilia all'angelo, 14 - 42100 REGGIO EMILIA  
Tel. 0522934730 (RE) - Tel. 051331209 (BO)

**RILIEVI TOPOGRAFICI:**

STUDIO TECNICO FUTURA  
Via del passetto, 1 - 42030 Villa Minozzo (RE)  
Tel. 0522 801770 - Fax. 0522720407

Tavola 1.2

Relazione  
idrologica-idraulica  
integrativa



Studio di progettazione A.I.S.E. engineering  
Via Unione Sovietica, 17 - 42123 Reggio Emilia  
Tel 0522/791093 - Fax/Tel 0522/1975501

e-mail: info@aiseengineering.com - C.F. e P.Iva 02012160350

Reggio Emilia, Settembre 2012

Y:\Ficci\Panaro\_vale\Integratori\_SIA\tavola\A) Relazione\Taselli.dwg - ocil.ctb - 1:1

## Sommario

<b>RELAZIONE IDROLOGICA.....</b>	<b>3</b>
1. Premessa.....	3
2. Dati idrologici .....	3
2.1. Limiti dei dati idrologici impiegati in precedenza .....	3
2.2. Dati idrologici e pubblicazioni recenti .....	4
2.2.1. Misure idrometriche a Ponte Samone.....	4
2.2.2. Pubblicazioni di settore .....	4
3. Approccio teorico ed elaborazioni .....	9
3.1. Rilevazioni idrometriche a Ponte Samone.....	9
3.2. Curva di durata media a Ponte Samone .....	11
4. Curva di durata di lungo periodo .....	13
5. Curve di durata per l’impianto in progetto .....	15
5.1. Curva di durata della risorsa alla sezione di presa.....	15
5.2. Rilascio del deflusso minimo vitale .....	16
5.3. Captazione prioritaria della derivazione esistente .....	16
5.4. Definizione della portata massima turbinabile.....	16
5.5. Curva di durata dell’impianto.....	17
5.6. Confronto con le precedenti elaborazioni.....	18
<b>RELAZIONE IDRAULICA .....</b>	<b>19</b>
1. Dimensionamenti idraulici .....	19
1.1. Opera di presa e canale di adduzione .....	19
1.1.1. Software impiegato.....	19
1.1.2. Modello idraulico .....	19

---

1.1.3.	Moto permanente .....	20
1.1.4.	Condizioni al contorno e modello geometrico.....	21
1.1.5.	Risultati .....	21
1.2.	Dissabbiatore e vasca di carico .....	24
1.2.1.	Canale di pulizia.....	24
1.2.2.	Stramazzi di troppo pieno .....	25
1.3.	Condotta adduttrice forzata.....	26
1.4.	Canale di scarico.....	27
2.	Andamento delle perdite di carico e dei salti netti.....	28
2.1.	Perdite di carico nella condotta forzata.....	28
2.2.	Altezze attese in vasca di scarico.....	29
2.3.	Andamento dei salti netti.....	29
3.	Producibilità attesa .....	30
4.	Determinazione del salto legale .....	31
5.	Dimensionamento della gaveta di magra per il rilascio del DMV.....	32
5.1.	Dimensionamento idraulico della gaveta di magra.....	33
6.	Analisi della dinamica fluviale ante opera e post opera .....	34
6.1.	Stima della portata di piena di riferimento .....	34
6.2.	Modello di calcolo .....	35
6.3.	Condizioni al contorno .....	35
6.4.	Modello geometrico .....	35
6.5.	Stato di fatto e stato di progetto.....	36
6.6.	Risultati e conclusioni .....	37

## RELAZIONE IDROLOGICA

### 1. Premessa

Nell’ambito dello sviluppo delle integrazioni richieste, sono stati condotti degli ulteriori approfondimenti di carattere idrologico. Alla luce dei nuovi dati disponibili, delle pubblicazioni di settore e dei cambiamenti climatici in atto, è stato indispensabile ridefinire ed aggiornare la curva di durata tenendo conto dei processi di alterazione del regime pluviometrico osservati e documentati nelle ultime decadi e valutare così le reali produzioni medie di lungo periodo, per stabilire l’effettiva sostenibilità economica dell’impianto in progetto.

### 2. Dati idrologici

#### **2.1. Limiti dei dati idrologici impiegati in precedenza**

Nel corso dello sviluppo progettuale del progetto definitivo, al fine di procedere ad una valutazione idrologica della risorsa disponibile, sono stati utilizzati i dati pubblicati dalla Regione Emilia-Romagna nell’ambito del Piano di Tutela delle Acque. I dati sono stati opportunamente elaborati per ragguagliarli alla sezione di interesse tramite degli specifici coefficienti. I dati di riferimento del PTA sono tarati su un periodo temporale (1991-2001) caratterizzato da precipitazioni inferiori rispetto a quelle di lungo periodo (1951-1981); pertanto in sede di progetto definitivo si è provveduto ad incrementare la curva di durata impiegando i dati pluviometrici storici registrati negli anni 1951-1980, al fine di rendere lo studio rappresentativo di un comportamento medio su un periodo più esteso e idrologicamente più rappresentativo.

Per una trattazione esaustiva della metodologia impiegata si rimanda alla Relazione Idrologica-Idraulica, paragrafo 1.2 (Elaborazioni idrologiche condotte) del progetto definitivo precedentemente consegnato.

Al momento della stesura erano stati considerati anche altri dati di riferimento, quali, ad esempio, la stazione di misura idrometrica di ponte Samone. Pur trovandosi nelle immediate vicinanze della sezione di presa, e pertanto con rilevazioni dirette e meno soggette ad errori legati all’introduzione di coefficiente di ragguaglio, i dati erano disponibili in numero assai esiguo per essere considerati rappresentativi.

In sede di integrazioni documentali si è proceduto ad una analisi dei dati successivamente resi disponibili.

Le precipitazioni medie annue attese sul bacino in esame nel periodo 1991-2001 sono state caratterizzate da un **decremento circa del 17%** rispetto al periodo più lungo 1951-2001 (1138.7 mm/anno contro 1379.4 mm/anno).

Tenendo presente che nel periodo 2002-2008 nel bacino di interesse si sono susseguiti ulteriori anni caratterizzati da apporti meteorici eccezionalmente scarsi, si ritiene che l’aver adeguato la curva di durata, in sede di progetto definitivo, con valori di precipitazione di lungo periodo **abbia portato ad una sovrastima della stessa.**

La possibilità di disporre di un set di dati recenti che, su quasi due decenni di misure (1991-2008), hanno evidenziato un significativo trend di calo negli apporti meteorici annui, ha portato alla conclusione che impiegare una curva di durata media con i dati di lungo periodo non sia effettivamente rappresentativo del regime idrologico caratterizzante la finestra temporale in cui sarà richiesta la concessione di derivazione.

Supponendo che la concessione di derivazione qui richiesta abbia validità a partire dal 2014, e che possa essere rinnovata sino al 2044, appare evidente che le prospettive di sfruttamento delle opere devono tener conto dei processi evolutivi, a livello climatico, ormai in atto.

## **2.2. Dati idrologici e pubblicazioni recenti**

### **2.2.1. Misure idrometriche a Ponte Samone**

A partire dal 2005 sono stati pubblicati all’interno degli annali idrologici i dati di misura di portata effettuata nella sezione di Ponte Samone, grazie ad un misuratore idrometrico. Ciò ha permesso di disporre di un quantitativo di registrazioni sufficientemente vasto. Considerando le misure storiche negli anni 1936-1940, alle quali si sommano le più recenti del periodo 2005-2010, è stato possibile impiegare ben 11 anni di dati.

È interessante evidenziare che, pur trattandosi di due set assai distanti temporalmente, entrambi hanno registrato sia anni ad elevata piovosità (1937, 1939, 2010) che anni eccezionalmente siccitosi (1938, 2006, 2007). Si ritiene quindi che le informazioni a disposizione, anche in virtù della coincidenza con la sezione di presa, possano rappresentare con maggior affidabilità l’andamento dei deflussi nell’alveo del fiume Panaro.

### **2.2.2. Pubblicazioni di settore**

La riduzione progressiva degli apporti meteorici sui bacini emiliani è stata oggetto di svariate pubblicazioni di settore, gran parte delle quali ad opera di ARPA Emilia-Romagna.

Tra i documenti più significativi occorre evidenziare il contenuto dell’*Atlante Idroclimatico dell’Emilia Romagna*, che analizza i dati regionali raccolti nel periodo 1961-2008, e fornisce interessanti sintesi a riguardo dei trend pluviometrici degli ultimi anni ed alcune previsioni di medio periodo. I contenuti salienti sono riportati nelle figure seguenti, ove è perimetrato anche il bacino captato dall’impianto in progetto (Figura 1, Figura 2, Figura 3, Figura 4, Figura 5).

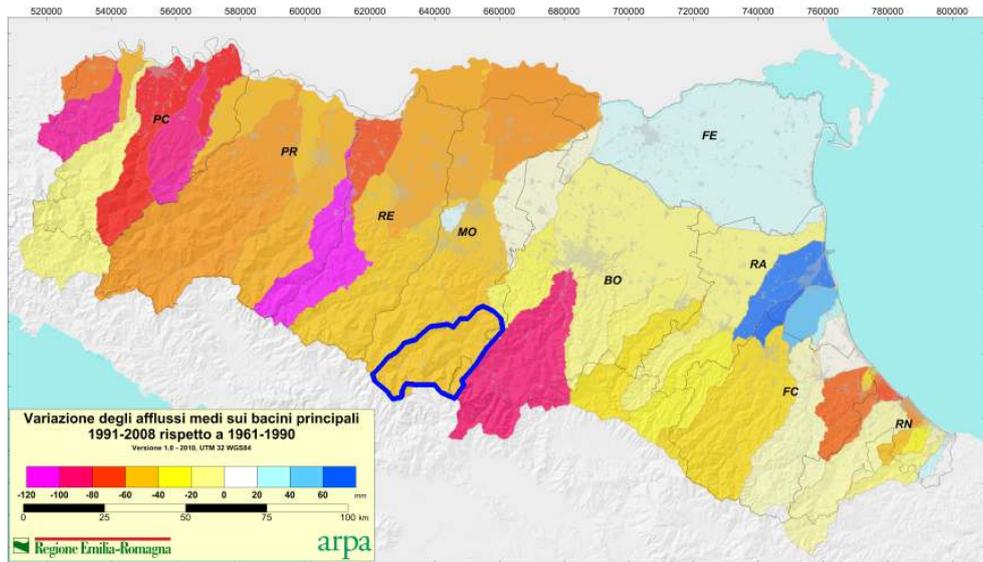


Figura 1: Variazione degli afflussi medi sul bacino

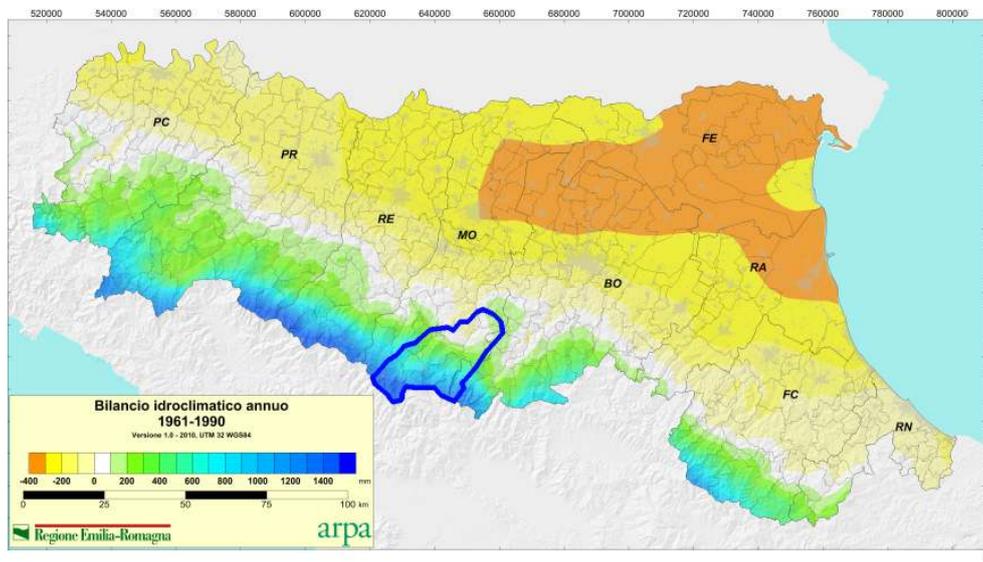


Figura 2: Bilancio idroclimatico annuo medio 1961-1990

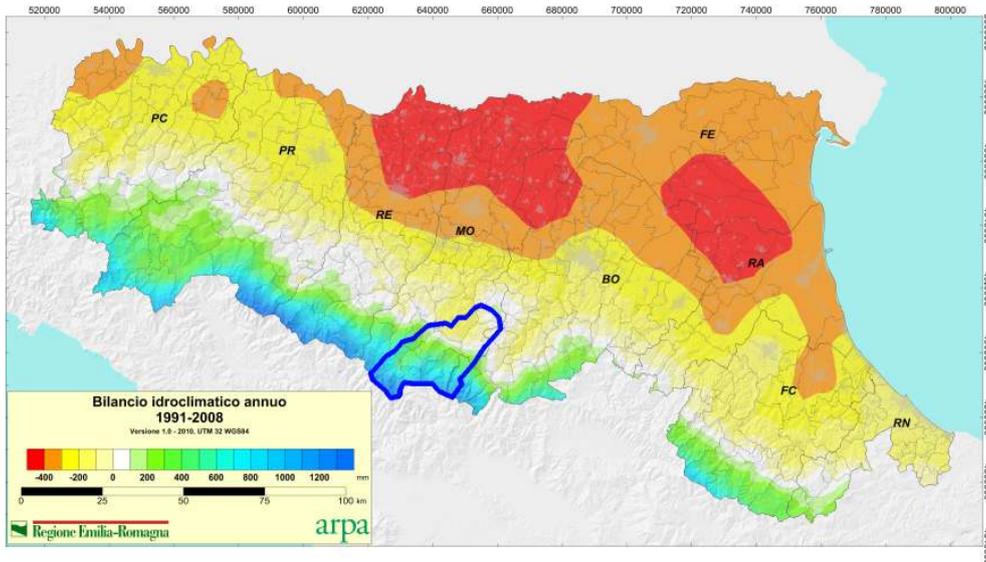


Figura 3: Bilancio idroclimatico annuo medio 1991-2008

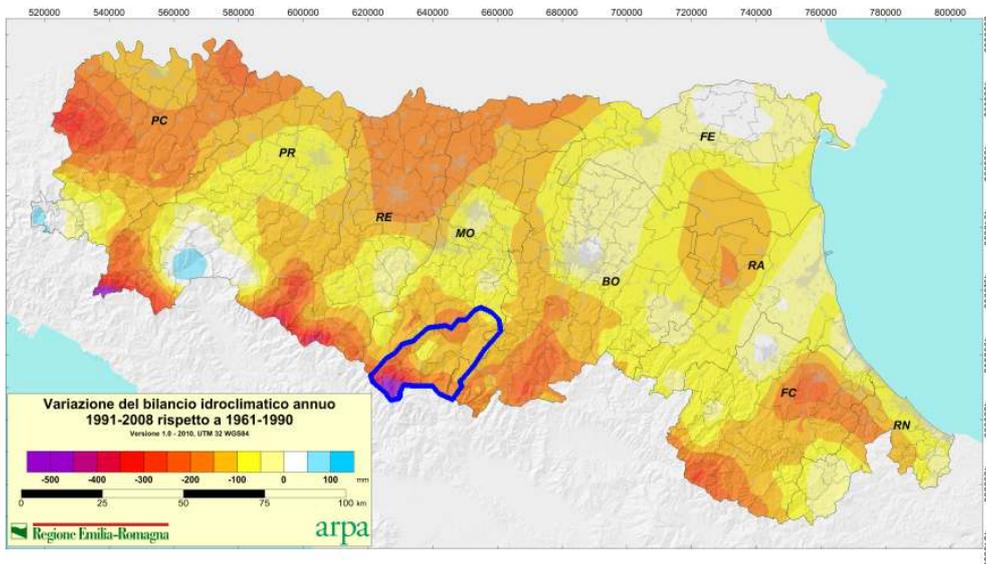


Figura 4: Variazione del bilancio idroclimatico annuo

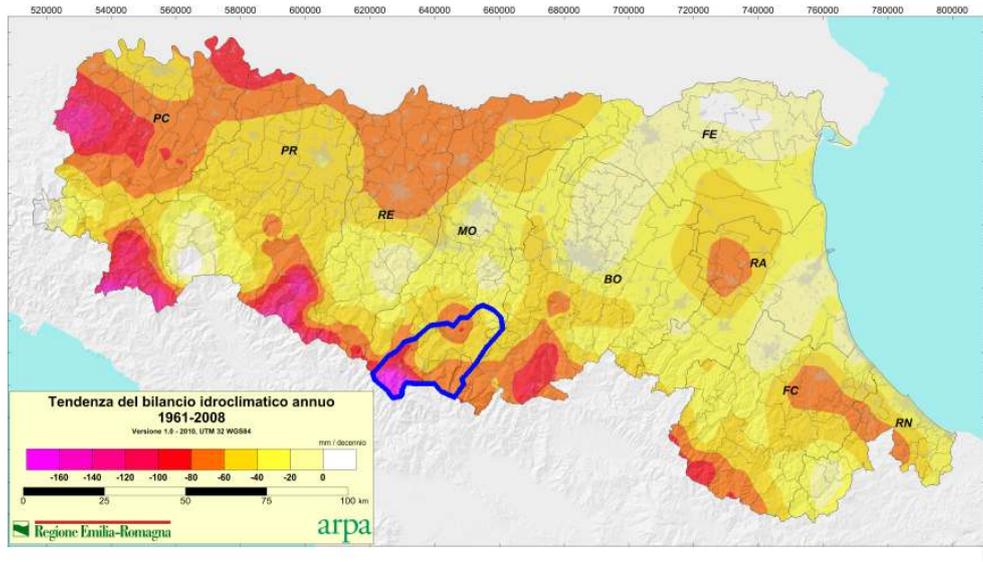


Figura 5: Tendenza del bilancio idroclimatico annuo

Il lavoro evidenzia come le precipitazioni nel periodo 1991-2008 rispetto al periodo 1961-1990 presentino un netto calo. I dati sono stati presentati anche nel convegno “Evoluzione del clima in Emilia-Romagna”, in particolare nel corso dell’intervento del Direttore Arpa-Simc, Carlo Cacciamani.

Analogamente nell’ambito del medesimo intervento precedentemente citato il relatore ha esposto i dati pluviometrici di svariate stazioni di misura. A titolo d’esempio, la stazione di Pievepalago (situata all’interno del bacino in esame) nel periodo 91-08 ha presentato una riduzione delle precipitazioni medie annue superiore a 350 mm rispetto ai 1950 mm circa storici registrati nel periodo 61-90 (**riduzione pari circa al 18%**). Si riporta in Figura 6 un estratto della presentazione.

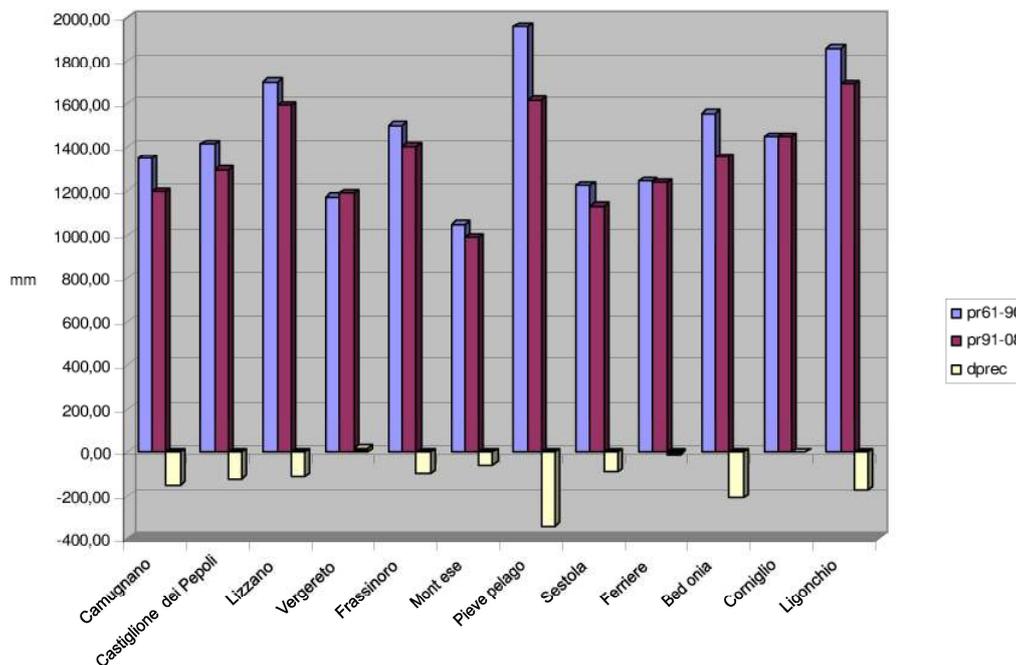


Figura 6: Andamento delle precipitazioni su alcune stazioni pluviometriche nei periodi 1961-1990 e 1991-2008

La pubblicazione *Cambiamenti climatici, impatti e adattamento* identifica nel valore di 100 mm la diminuzione degli apporti meteorici annui sul territorio dell’Emilia Romagna tra il periodo 1961-1985 e quello 1986-2010. Oltre ad esplicitare questo andamento, l’articolo pone l’accento anche sulle variazioni osservabili a livello di distribuzione delle precipitazioni. Si sottolinea, infatti, una riduzione delle piogge estive, ed un aumento degli eventi estremi, in particolare nel periodo primaverile. Ciò si traduce soprattutto su impianti sottesi a bacini di piccole e medie dimensioni, in una drastica riduzione della curva di durata effettivamente sfruttabile. La risorsa idrica, infatti, non viene adeguatamente accumulata all’interno del bacino (sotto forma di manto nevoso o tramite l’infiltrazione in falda) ma tende a perdersi rapidamente per ruscellamento ed evapotraspirazione. Così facendo si modifica la forma della curva di durata, accentuandosi gli eventi di piena ma risultando più bassa nella porzione centrale, ovvero in corrispondenza delle portate medie per cui l’impianto è effettivamente dimensionato. Questo fenomeno è stato confermato più volte anche in altre pubblicazioni di ARPA EMR<sup>ii,iii</sup>. Quanto precedentemente descritto è stato sostanzialmente validato anche dal progetto integrato *Ensembles*, un lavoro patrocinato dall’Unione Europea per la previsione di medio e lungo periodo dei cambiamenti climatici in atto sul continente. Dalla comparazione di svariati modelli predittivi si prospetta uno scenario futuro che include, per l’Italia settentrionale, un aumento delle temperature ed una riduzione delle precipitazioni, con tendenza ad eventi meteorici intensi seguiti da periodi siccitosi<sup>iv</sup>.

Dal momento che tutte le fonti sopra esposte considerano, per le proiezioni, delle finestre temporali comprese tra il 2021 ed il 2099, è importante che l’impianto in progetto sia dimensionato in modo da essere rispondente alle evoluzioni climatiche attese.

### 3. Approccio teorico ed elaborazioni

Alla luce delle risultanze individuate precedentemente si ritiene maggiormente rispondente alle effettive condizioni idrologiche attese, procedere ad una rivisitazione della curva di durata delle portate naturali, alla base poi di una ridefinizione dei dati oggetto di richiesta di concessione.

Si è quindi ritenuto utile riportare, accanto alla curva di durata presa in considerazione nello studio idrologico originario, anche curve ricostruite grazie alla pubblicazione da parte di ARPA Sim di dati idrologici più recenti. In particolare è stata presa in considerazione la già citata stazione di misura di Ponte Samone che risulta essere una stazione storica del SIMN funzionante nel periodo dal 1936 al 1940 e successivamente riattivata da parte del servizio Idro-meteo di ARPA dal 2005. I dati che è stato possibile reperire ad oggi risultano pertanto quelli sui periodi precedentemente indicati fino all’anno 2010 compreso.

#### 3.1. Rilevazioni idrometriche a Ponte Samone

In prima analisi si è proceduto a raccogliere i dati giornalieri di portata registrati dalla stazione idrometrica di Ponte Samone. Si possono osservare, in Figura 7, le curve di durata ricavate per ogni anno di misura.

### Curve di durata registrate a Ponte Samone

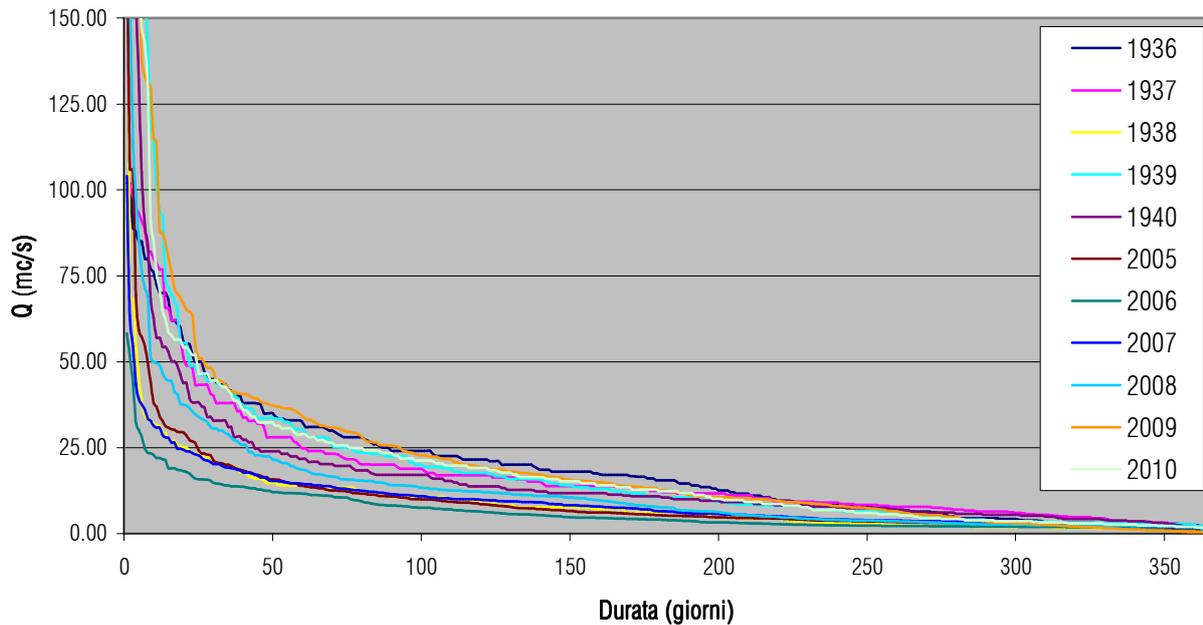


Figura 7: Curve di durata rilevate dalla stazione idrometrica di Ponte Samone

Come accennato in precedenza, i dati coprono diversi scenari, che vanno dagli anni siccitosi a quelli caratterizzati da apporti meteorici sopra la media. In particolare l’andamento delle piovosità e delle portate medie negli anni di misurazione sono rappresentate rispettivamente in Figura 8 e Figura 9.

*Si evidenzia che la piovosità media sul bacino nel periodo di misurazione è pari a 1393.1 mm/anno, un dato assolutamente in linea con i 1379.4 mm/anno stimati in sede di progettazione definitiva e relativi agli apporti meteorici attesi nel lungo periodo.*

Le misurazioni, nel complesso, non fanno riferimento ad anni particolarmente siccitosi, ma restituiscono una tendenza di lungo periodo, non significativamente cautelativa.

### Piovosità annue

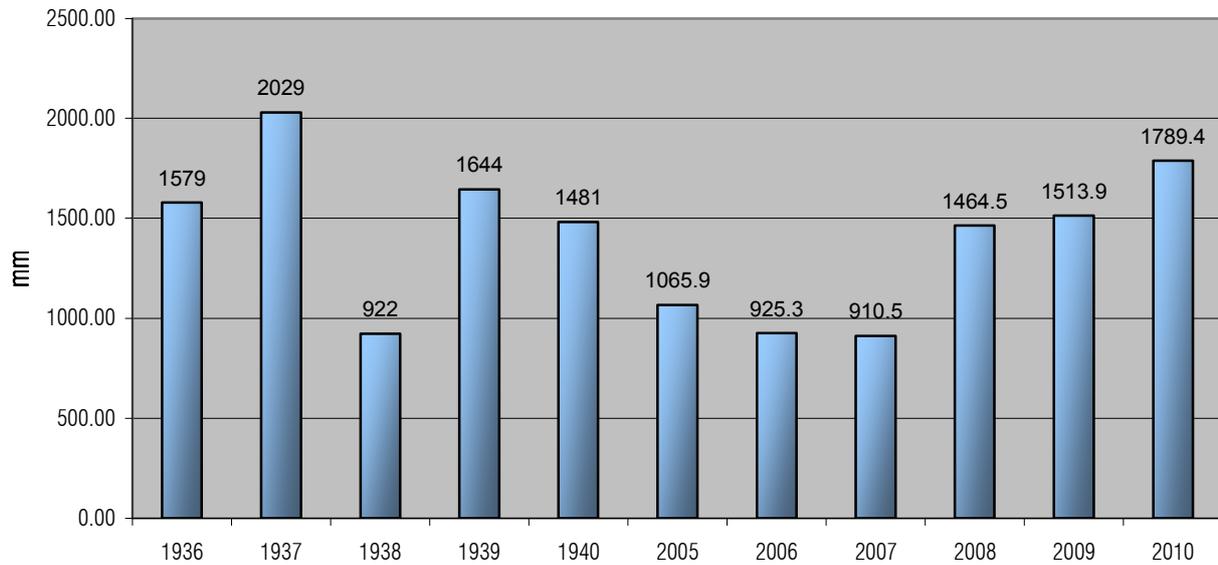


Figura 8: Piovosità annue registrate sul bacino

### Portate medie annue

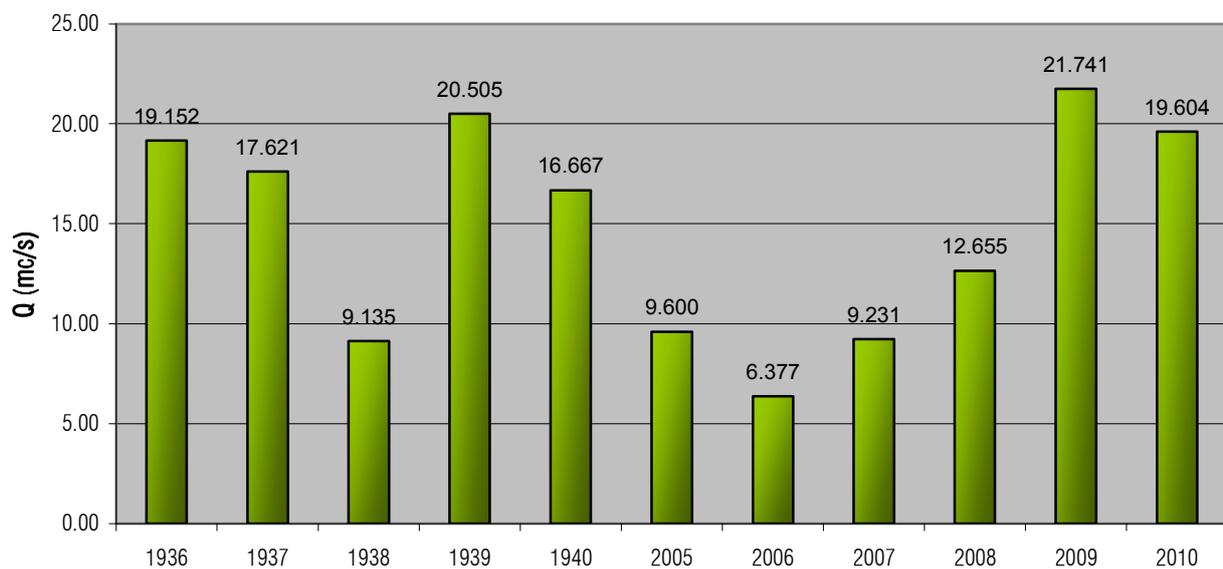


Figura 9: Portate medie annue defluite alla sezione di Ponte Samone

### 3.2. Curva di durata media a Ponte Samone

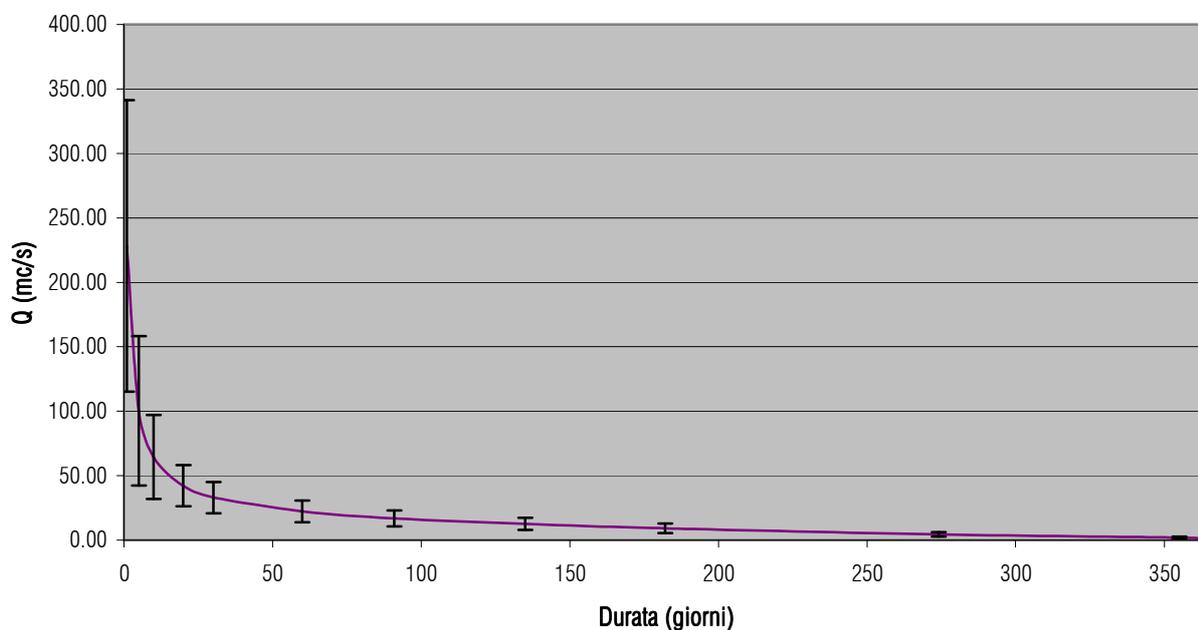
Grazie ai dati sopra esposti, è stata ricostruita la curva di durata come media delle portate alle durate notevoli. Per valutare l'andamento della dispersione delle misurazioni, è stata computata anche la deviazione standard

rispetto alle singole durate. Il risultato è riproposto di seguito sia in forma tabellare (Tabella 1) che in forma grafica (Figura 10).

Durata (giorni)	Portata (mc/s)	Deviazione standard (mc/s)
1	228.29	113.02
5	100.14	57.90
10	64.42	32.73
20	42.05	16.07
30	32.92	12.01
60	22.26	8.35
91	16.94	6.22
135	12.65	4.79
182	9.28	3.73
274	4.45	1.71
355	1.99	0.73
365	1.32	0.51

**Tabella 1:** Curva di durata ricavata dalle misure idrometriche di Ponte Samone e deviazione standard

### Curve di durata media a Ponte Samone



**Figura 10:** Curva di durata media a Ponte Samone e barre d’errore pari alla deviazione standard

Come è plausibile attendersi, la deviazione standard presenta valori assai elevati in corrispondenza delle portate di piena, per ridursi in modo significativo a partire dalla porzione centrale della curva di durata.

#### 4. Curva di durata di lungo periodo

L’analisi statistica applicata ad un campione di dati porta ad identificare nella curva media decurtata dello scarto quadratico medio un limite inferiore. A tale rappresentazione analitica, infatti, corrisponde una probabilità statistica pari al 30% circa che il fenomeno si presenti con valori inferiori (ciò nell’ipotesi che il parametro statistico portata media sia distribuito secondo una distribuzione probabilistica normale o di Gauss).

Si può ritenere pertanto statisticamente che le curve di durata ridotte dello scarto quadratico medio rappresentino un regime idrologico che mediamente nell’arco di 30 anni viene ad essere superato, in termini di valori di portata registrati, per circa 20 anni. In tale ottica si ritiene accettabile assumere un rischio nel dimensionamento delle opere e nella valutazione del ritorno economico dell’investimento prendendo a riferimento la curva di durata media ridotta dello scarto quadratico medio. Questo fatto è ben evidenziato in Figura 11, ove si può apprezzare con la curva Q-sigma coincide, di fatto, con i deflussi registrati in almeno 3 anni di osservazioni, e sovrasta ampiamente l’annualità più siccitosa.

Il confronto tra la curva di durata media e quella ridotta della deviazione standard è riportato in forma tabellare in Tabella 2.

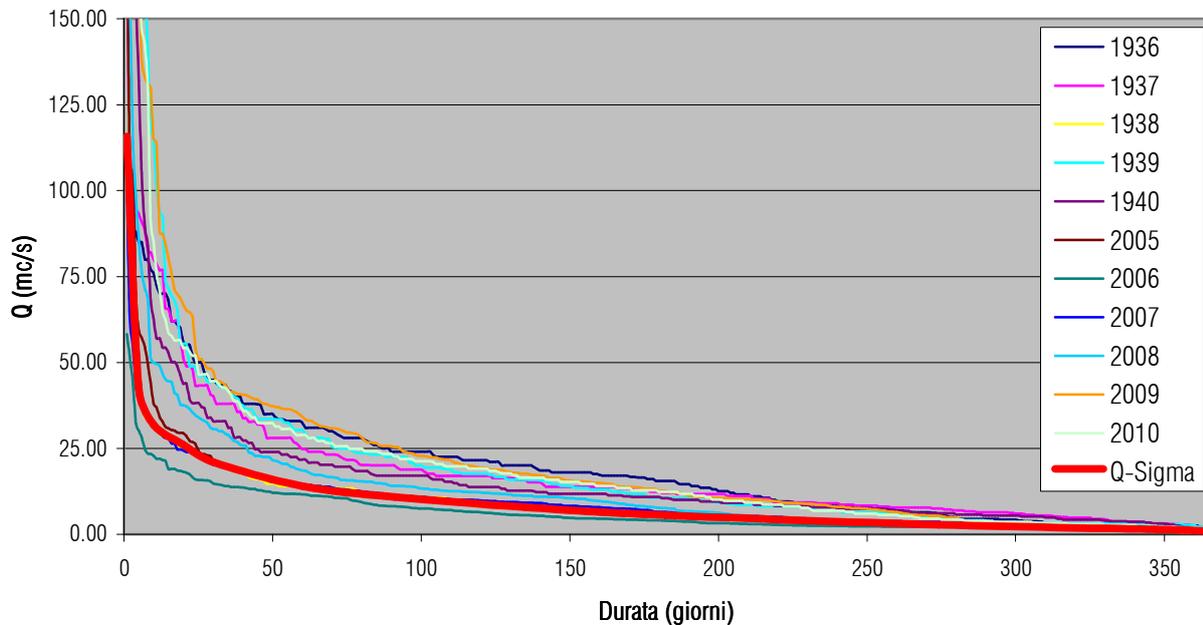
Durata (giorni)	Portate medie (mc/s)	Q-sigma (mc/s)
1	228.29	115.271
5	100.14	42.231
10	64.42	31.688
20	42.05	25.989
30	32.92	20.911
60	22.26	13.917
91	16.94	10.721
135	12.65	7.866
182	9.28	5.551
274	4.45	2.737

355	1.99	1.265
365	1.32	0.807

**Tabella 2:** Portate medie e medie-scarto quadratico medio a Ponte Samone

Alla luce delle osservazioni sulle alterazioni del regime climatico, già ampiamente trattate nei paragrafi precedenti, e del fatto che il campione di dati, nel complesso, rappresenta una distribuzione media e non siccitosa (paragrafo 3.1), tale criterio progettuale appare ancor più giustificato, in quanto consentirebbe di introdurre un equo margine di sicurezza rispetto all’impoverimento della risorsa atteso nel periodo di sfruttamento.

### Curve di durata registrate a Ponte Samone



**Figura 11:** Confronto tra curva Q-sigma e dati annuali registrati

## 5. Curve di durata per l’impianto in progetto

### 5.1. Curva di durata della risorsa alla sezione di presa

Dal momento che i dati di riferimento sono stati acquisiti in una sezione fluviale pressoché coincidente con la sezione di presa e che il campione ben rappresenta uno scenario di lungo periodo, non sono stati introdotti coefficienti di ragguaglio rispetto agli apporti meteorici attesi né alle percentuali defluite.

L’unico coefficiente introdotto è il ragguaglio areale, derivante dall’aver assunto una estensione del bacino captato pari a 586.29 km<sup>2</sup> e quella del bacino sotteso alla stazione di misura pari a 584.00 km<sup>2</sup>.

La curva di durata calcolata è riportata in Tabella 3.

Durata	Portate alla sezione di presa	Volumi naturali cumulati
giorni	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup>
1	115.72	9'998'502
5	42.40	37'321'713
10	31.81	53'350'970
20	26.09	78'365'306
30	20.99	98'705'816
60	13.97	144'019'841
91	10.76	177'143'281
135	7.90	212'611'038
182	5.57	239'959'718
274	2.75	273'028'864
355	1.27	287'086'230
365	0.81	287'984'713

Tabella 3: Curva di durata del fiume Panaro alla sezione di captazione

Dalla curva di durata assunta si stima un volume annuo defluito alle sezione di presa pari a 287'984'713 m<sup>3</sup>, ai quali corrisponde una portata media annua di 9.132 m<sup>3</sup>/s.

## **5.2. Rilascio del deflusso minimo vitale**

A differenza di quanto riportato nello Studio di Impatto Ambientale (Tavola 1.4 - Progetto Definitivo), si è scelto di incrementare ulteriormente il rilascio ecologico, raggiungendo un valore costante su base annua e pari a  $2.10 \text{ m}^3/\text{s}$ , corrispondente al doppio della componente idrologica prescritta dal Piano di Tutela delle Acque (PTA).

Si precisa che la componente idrologica di cui sopra è stata stimata a partire da una portata media naturale pari a  $14.852 \text{ m}^3/\text{s}$  (Progetto definitivo, Tavola 1.2, par. 1.3), derivante da analisi di lungo periodo. **Ciò comporta il rilascio, per la sola componente idrologica, di un valore superiore di 417 l/s rispetto al regime atteso nel lungo periodo (poiché si ha un calo non trascurabile della portata media). Dal momento che il DMV è stato assunto pari al doppio della componente idrologica, il target qui definito ( $2.10 \text{ m}^3/\text{s}$ ) risulta maggiore di 833 l/s rispetto a quanto stimabile grazie alle nuove curve di durata.**

Il rilascio del deflusso minimo ecologico avverrà nella misura di 150 l/s attraverso la scala di risalita per la fauna ittica, mentre la parte restante defluirà attraverso una gaveta di magra appositamente risagomata e sita al centro della briglia (Relazione Idraulica, cap. 5.1)

## **5.3. Captazione prioritaria della derivazione molitoria esistente**

Dal momento che, come meglio esplicitato nella relazione tecnica integrativa, la derivazione a scopo idroelettrico sottenderà una concessione assentita dal Servizio Tecnico di Bacino a favore di Rapini Eleonora con determinazione n. 2082 del 28/02/2011, sarà necessario, al fine di garantire il corretto funzionamento del mulino esistente, prevedere ad assicurare la portata concessionata al medesimo (pari a  $0.600 \text{ m}^3/\text{s}$ ) prioritariamente rispetto alla derivazione in progetto. Pertanto tale valore andrà a ridurre la risorsa effettivamente disponibile per il prelievo. Cautelativamente, pur essendo il dato di portata media concessionato agli esercenti il mulino di 300 l/s, si è considerato di rilasciare lungo tutto l’arco dell’anno una portata pari a quella massima da essi derivabile ovvero 600 l/s.

## **5.4. Definizione della portata massima turbinabile**

La nuova curva di durata ha assunto un ruolo centrale nella ridefinizione del target della portata massima derivata, dal momento che appare evidente la riduzione della risorsa, soprattutto per la parte iniziale della curva. Per rendere l’investimento economicamente sostenibile e realizzare un’opera compatibile con il contesto ambientale ove sarà realizzata, la portata massima derivata è stata ridotta in modo significativo, assumendo un

valore di 10.70 m<sup>3</sup>/s. Rispetto ai precedenti 18 m<sup>3</sup>/s, si accetta una riduzione percentuale di circa il 40%; tale valore di portata si attende disponibile in alveo tra i 60 ed i 91 giorni l’anno.

### **5.5. Curva di durata dell’impianto**

Assunte una portata massima derivabile pari a 10.70 m<sup>3</sup>/s, una portata minima turbinabile pari a 1.070 m<sup>3</sup>/s, un DMV costante pari a 2.10 m<sup>3</sup>/s, e il valore di 0.600 m<sup>3</sup>/s da riservare al mulino esistente, si ottiene la curva di durata dell’impianto riportata in Tabella 4.

Durata	Portata naturale	Portata disponibile	Portata derivata	Volumi derivati cumulati	Portata rilasciata
Giorni	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup> /s
1	115.72	113.02	10.70	924'480	104.42
5	42.40	39.70	10.70	4'622'400	31.10
10	31.81	29.11	10.70	9'244'800	20.51
20	26.09	23.39	10.70	18'489'600	14.79
30	20.99	18.29	10.70	27'734'400	9.69
60	13.97	11.27	10.70	55'468'800	2.67
91	10.76	8.06	8.06	80'595'772	2.10
135	7.90	5.20	5.20	105'799'209	2.10
182	5.57	2.87	2.87	122'183'729	2.10
241	3.77	1.07	1.07	132'183'726	2.10
240	3.77	0.00	0.00	132'183'726	3.17
274	2.75	0.00	0.00	132'183'726	2.15
355	1.27	0.00	0.00	132'183'726	1.27
365	0.81	0.00	0.00	132'183'726	0.81

Volumi annui	132'183'726 m <sup>3</sup>	139'497'307 m <sup>3</sup>
<b>Portata media annua</b>	<b>4.191 m<sup>3</sup>/s</b>	<b>4.423 m<sup>3</sup>/s</b>

**Tabella 4:** Curva di durata dell’impianto “Molino delle Palette”

Come sopra esplicitato, l’impianto sarà in esercizio mediamente per 241 giorni l’anno, derivando una portata media pari a 4.191 m<sup>3</sup>/s e rilasciando mediamente 4.423 m<sup>3</sup>/s (medie su base annua). Quest’ultimo valore è da intendersi già al netto dei 600 l/s derivati dal mulino esistente.

## 5.6. Confronto con le precedenti elaborazioni

Come evidenziato graficamente in Figura 12, la curva di durata delle portate naturali esplicitata in sede di progettazione definitiva risulta essere sovrastante la corrispondente curva di durata media delle portate naturali derivate dai dati registrati a Ponte Samone e decurtata dello scarto quadratico medio.

Tale fatto è assolutamente giustificabile, poiché la prima non tiene conto delle modificazioni climatiche e della riduzione della risorsa nel lungo periodo.

La seconda, al contrario, è maggiormente rappresentativa delle effettive condizioni idrologiche attualmente caratterizzanti l'area.

Confronto tra la curve di durata adottate in sede progettuale

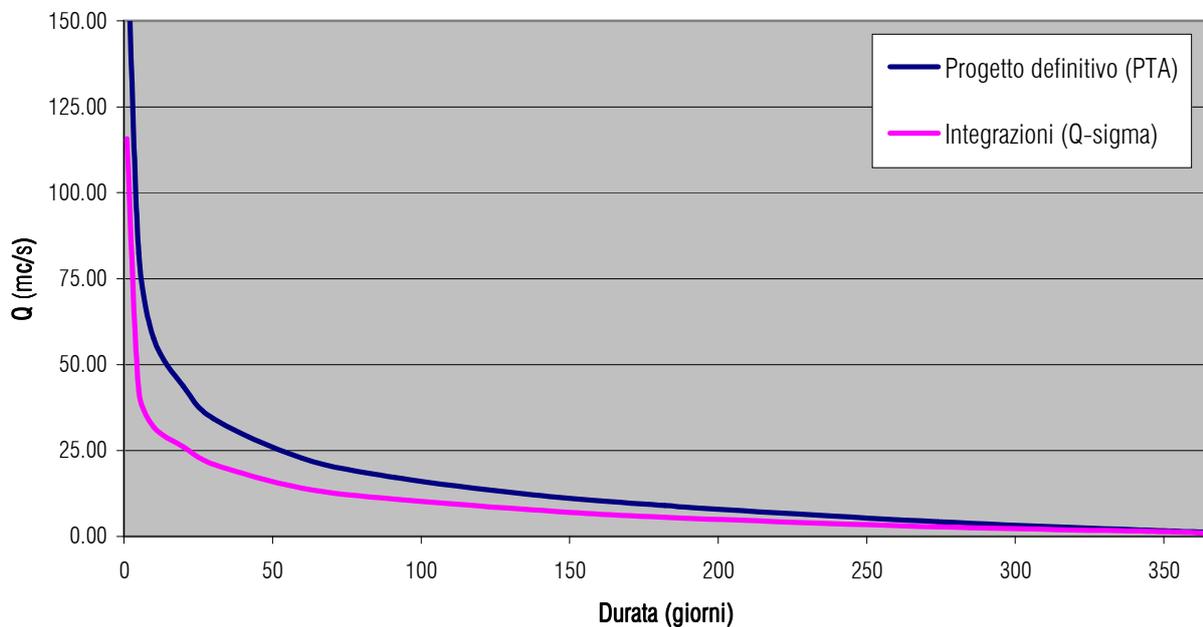


Figura 12: Confronto tra le curve di durata adottate in sede progettuale

## RELAZIONE IDRAULICA

### 1. Dimensionamenti idraulici

#### 1.1. *Opera di presa e canale di adduzione*

Date le variazioni progettuali introdotte, legate principalmente alla ridefinizione della portata massima turbinabile ed all’innalzamento delle quote di scorrimento, è stato necessario verificare il comportamento idraulico del sistema di derivazione. Sono state condotte verifiche idrauliche di maggior dettaglio, dalle quali è emerso che, nonostante la diminuzione della portata massima transitante ridotta da 18.00 m<sup>3</sup>/s a 11.30 m<sup>3</sup>/s (portata massima turbinabile dall’impianto e derivazione molitoria), non saranno introdotte variazioni dimensionali alle opere.

Le dimensioni dell’opera di presa e del canale di adduzione vengono confermati rispetto a quanto presentato nel progetto definitivo (sezione rettangolare 4.00x2.20 m). La presa sarà, di fatto, integrata all’interno del canale stesso, rendendo l’elemento nel suo complesso un’opera a sviluppo prettamente lineare.

Le elaborazioni svolte sono state finalizzate a determinare il profilo del pelo libero in condizioni di moto permanente, e sono qui di seguito descritte.

##### 1.1.1. *Software impiegato*

La simulazione è stata condotta applicando un modello di tipo monodimensionale. Questa ipotesi può essere accettata in considerazione del fatto che il tracciato presenta uno sviluppo sostanzialmente rettilineo. Si è assunto il modello HEC-RAS, prodotto dall’United States Army Corps of Engineers – Hydrologic Engineering Centre. Di seguito si riporta una breve descrizione del modello di simulazione utilizzato.

##### 1.1.2. *Modello idraulico*

Il modello idraulico utilizzato in questo studio, denominato HEC-RAS, è stato sviluppato dall’US Army Corps Of Engineers; è in grado di effettuare simulazioni di tipo monodimensionale per lo studio di correnti a pelo libero, in condizioni di moto permanente oppure vario. Perché ciò sia possibile devono essere fornite tutte le informazioni necessarie, ed in particolare le condizioni al contorno e la geometria di un numero sufficiente di sezioni trasversali.

### 1.1.3. Moto permanente

Per l’analisi in moto permanente HEC-RAS determina il profilo del pelo libero tra una sezione e la successiva mediante la procedura iterativa denominata standard step, risolvendo l’equazione del bilancio energetico:

$$Y_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} - h_e \quad (1)$$

dove:

$Y_2$  e  $Y_1$  sono le altezze d’acqua riferite al fondo dell’alveo;

$Z_2$  e  $Z_1$  sono le altezze del fondo rispetto ad una quota di riferimento;

$V_2$  e  $V_1$  sono le velocità medie della corrente nelle due sezioni estreme del tronco fluviale considerato;

$\alpha_2$  e  $\alpha_1$  sono coefficienti di ragguglio delle potenze cinetiche;

$h_e$  è la perdita di carico tra le due sezioni considerate.

Il termine  $h_e$  dipende sia dalle perdite per attrito che da quelle per contrazione ed espansione. Si può valutare mediante la relazione:

$$h_e = L \cdot \bar{S}_f + C \cdot \left( \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right) \quad (2)$$

dove:

L è la lunghezza del tronco considerato;

$\bar{S}_f$  è la cadente media tra le due sezioni;

C è il coefficiente di perdita di carico per contrazione o espansione.

Il primo termine rappresenta la perdita totale per attrito, prodotto tra la distanza tra le due sezioni e la cadente media. Il programma prevede diverse possibilità di calcolo della cadente, che viene determinata presupponendo una suddivisione dell’alveo in sottosezioni all’interno dei quali la velocità possa ritenersi con buona approssimazione costante.

Il secondo termine della equazione per il calcolo delle perdite di carico rappresenta invece il contributo dovuto alla contrazione ed espansione dell’area bagnata; tali perdite sorgono nel momento in cui si abbia un allargamento o restringimento della sezione che determini una situazione di corrente non lineare. Il coefficiente

C varia in un intervallo compreso tra 0.1 e 1 per correnti subcritiche, mentre in caso di correnti veloci generalmente si assumono valori inferiori.

L'altezza del pelo libero, in riferimento ad una assegnata sezione, viene determinato mediante una risoluzione iterativa delle equazioni (1) e (2). Il modello fornisce inoltre i valori dell'altezza critica nelle diverse sezioni fluviali. Qualora si verificano transizioni da corrente lenta e veloce o viceversa, in tali segmenti di asta fluviale l'equazione di bilancio energetico è sostituita dall'equazione globale di equilibrio dinamico.

#### 1.1.4. *Condizioni al contorno e modello geometrico*

Le condizioni al contorno variano in base al tipo di simulazione. Per una analisi in moto permanente è sufficiente assegnare un valore di portata, una condizione al contorno di valle (in presenza di una corrente lenta) ed una condizione al contorno di monte (per il calcolo di una corrente veloce). La presenza simultanea di entrambe le condizioni permette il calcolo per un regime transcritico. Per lo studio di un moto vario occorre specificare le condizioni di monte e valle per l'intera durata della simulazione. HEC-RAS ammette la definizione delle condizioni al contorno attraverso la specifica di un valore di altezza assegnato, oppure imponendo il passaggio del profilo per l'altezza critica, oppure per l'altezza di moto uniforme.

Per poter procedere con una simulazione attendibile sono state inserite diverse sezioni a partire dall'alveo fluviale circa 65 m a monte della briglia di presa. È stata riportata la geometria del canale d'invito in materiali sciolti, della bocca di presa e del canale sino alla sezione terminale del dissabbiatore. Ipotizzando di impiegare degli elementi scolorari prefabbricati (di sezione rettangolare 4.00x2.20) m per la realizzazione del canale, è stato adottato un coefficiente di scabrezza pari a  $70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  (più cautelativo ed attendibile rispetto ai  $90 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  utilizzati nel progetto definitivo per tenere in considerazione anche la presenza di numerosi giunti fra gli scolorari). Per il tratto in materiali sciolti si è scelto un coefficiente di scabrezza pari a  $40 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ .

È stato poi imposto il transito di  $11.30 \text{ m}^3/\text{s}$  ed una quota del pelo libero all'interno del dissabbiatore pari a 214.26 m s.l.m. (valore di esercizio coincidente con quello del progetto definitivo).

#### 1.1.5. *Risultati*

I risultati sono riportati in forma grafica in Figura 13, ove si può apprezzare il profilo di moto permanente e l'andamento dei carichi totali. Con le condizioni progettuali attuali, la portata captata transita in corrispondenza

della briglia di monte con un franco di appena 7 cm, indispensabili per contenere l’eventuale sovrizzo indotto dalle perdite di carico non conteggiate (es: presenza di paratronchi, presenza di paratoie, ecc.).

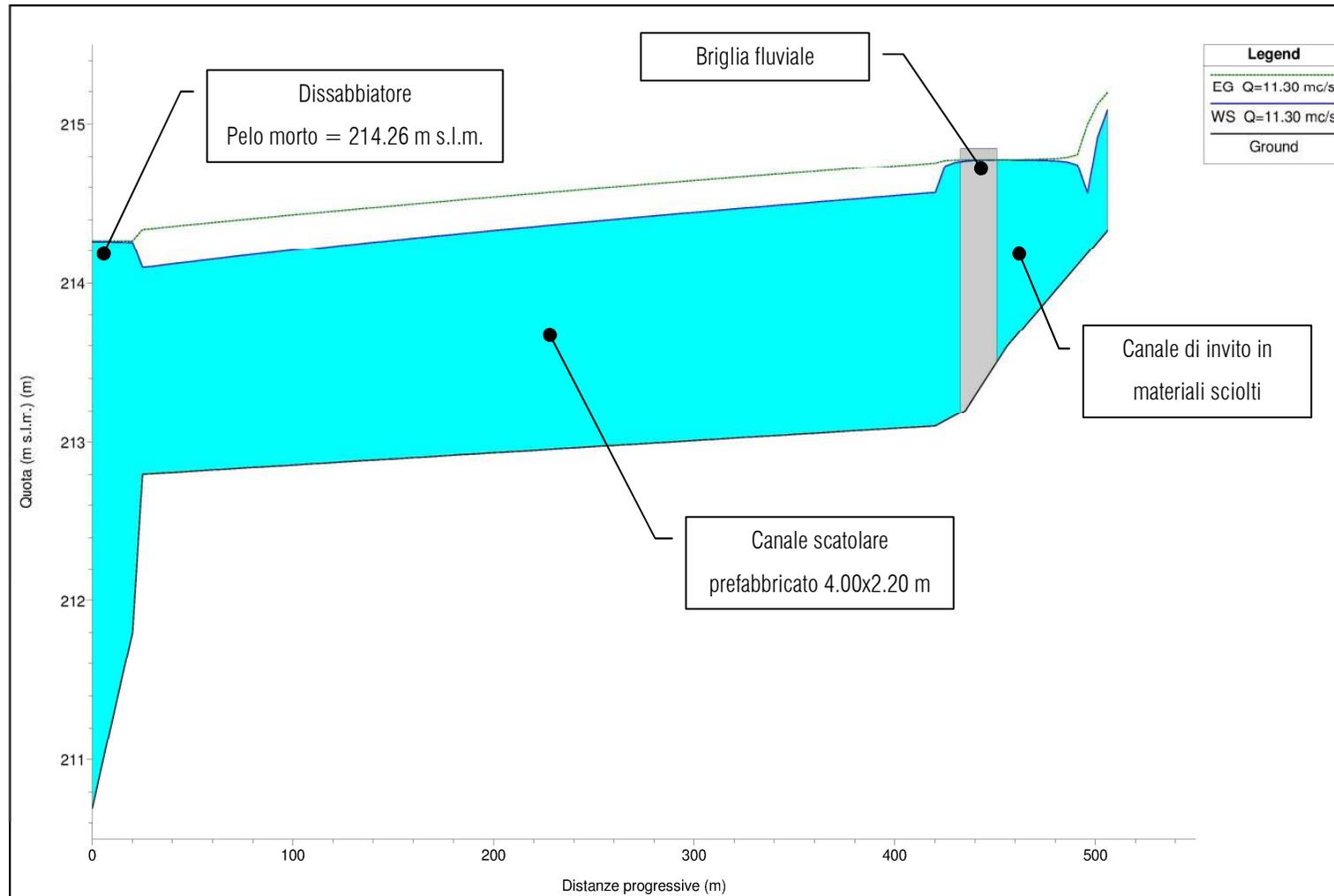


Figura 13: Profilo di moto permanente nel sistema di adduzione (opera di presa – canale scatolare prefabbricato – dissabbiatore)

## 1.2. Dissabbiatore e vasca di carico

Come descritto in Tavola 1.1 e mostrato negli elaborati grafici, il dissabbiatore non subirà alcuna variazione in termini di localizzazione ed ingombri planimetrici. Le quote di fondo del dissabbiatore sono state riviste in modo da consentire un agevole scarico a fiume del materiale sedimentato al fondo, e contestualmente adeguare l’opera in modo da renderla congrua con il nuovo riferimento di portata massima derivabile e ridurre i volumi di scavo.

I procedimenti di verifica adottati sono i medesimi impiegati in sede di progettazione definitiva (Tavola 1.2, par. 2.2).

Imponendo una quota pari a 210.70 m s.l.m. in corrispondenza della paratoia di scarico del dissabbiatore secondario, si apprezza una altezza media del battente pari a 3.00 m. Lasciando invariate le altre condizioni al contorno (larghezza del dissabbiatore, peso specifico del materiale, dimensione dei grani, ecc.) le formule da letteratura suggeriscono, in presenza di 11.30 m<sup>3</sup>/s, le seguenti lunghezze:

- |  |         |
|--|---------|
| - Dimensionamento tramite il concetto di carico idraulico                    | 7.40 m  |
| - Formula sperimentale di Egiazaroff   | 11.69 m |
| - Metodo proposto sul manuale di ingegneria civile volume I della Zanichelli | 9.40 m  |

Dal momento che il dissabbiatore secondario presenta una lunghezza pari a 11.00 m, la nuova definizione delay out ipotizzata figura idonea per la procedura di dissabbiatura.

### 1.2.1. Canale di pulizia

Le operazioni di pulizia ordinaria e straordinaria continueranno ad essere garantite grazie alla presenza di un apposito canale destinato all’allontanamento degli inerti. Questo elemento, realizzato con conci prefabbricati, presenta una sezione quadrata 2.00x2.00 m, e mette in connessione le paratoie di fondo del dissabbiatore con le quote dell’alveo. Il suo funzionamento è relativamente semplice: qualora diventi necessario allontanare il materiale accumulatosi per sedimentazione all’interno del dissabbiatore, l’apertura delle paratoie di fondo genera un flusso transitorio, regolato dal livello di monte (ossia il livello di invaso al momento dell’apertura) e dal livello di valle.

Per un corretto funzionamento dell'opera è indispensabile che il transitorio idraulico raggiunga delle velocità rilevanti, in modo che la corrente abbia energia sufficiente per movimentare anche gli inerti più grossolani.

### 1.2.2. *Stramazzi di troppo pieno*

Gli stramazzi di troppo pieno sono realizzati nella porzione sommitale del dissabbiatore e permettono di allontanare nel canale di scarico, in caso di malfunzionamento o eventi di piena catastrofici, la portata eccedente.

Garantiscono complessivamente una lunghezza di sfioro pari a 16 m. La quota del ciglio sfiorante è posta a 214.85 m s.l.m., ovvero alla medesima altezza della quota della gaveta della briglia di presa. In questo modo, qualora si dovesse verificare un malfunzionamento con conseguente aumento del battente idraulico all'interno del dissabbiatore, la portata inizierebbe a stramazze contemporaneamente sia dagli stramazzi che alla sezione di derivazione. Sono presenti complessivamente 4 stramazzi, ciascuno di dimensioni pari a 4.00x1.15 m.

Per analizzare con precisione il funzionamento del sistema in presenza di eventi straordinari (portata di piena a fiume, chiusura rapida delle paratoie a guardia della condotta forzata, ecc), è stato impiegato un apposito software denominato SWMM, sviluppato dall'US Army Corps of Engineers. Il codice di calcolo consente di risolvere i profili idraulici lungo sezioni prismatiche, anche in presenza di moto vario. Viene sfruttato un modello di calcolo denominato *Dynamic wave routing*, che risolve il sistema di equazioni di De Saint-Venant, in regime monodimensionale. È possibile inserire nel modello la presenza di organi mobili, serbatoi d'accumulo, perdite di carico localizzate. Il software è inoltre in grado di computare sia un moto a pelo libero che in pressione.

Sono state condotte svariate simulazioni; i cui risultati hanno sostanzialmente riconfermato le dimensioni geometriche ed il lay out ipotizzato per il manufatto.

### 1.3. Condotta adduttrice forzata

Il dimensionamento della condotta forzata è stato eseguito supponendo il transito di una portata massima pari a 11.30 m<sup>3</sup>/s. Il valore scelto deriva dal massimo valore preso in carico dalla tubazione, ovvero in presenza sia della massima portata turbinabile dall’impianto in progetto (10.70 m<sup>3</sup>/s) che della derivazione del mulino (0.600 m<sup>3</sup>/s). Si impone di voler contenere il valore delle perdite distribuite nell’ordine del 10% del salto idraulico disponibile lungo il tracciato, avente una lunghezza pari a 940 metri circa. La condotta forzata risulterà posata con livellette variabili lungo il tracciato per seguire meglio gli andamenti del terreno naturale. La pendenza minima della stessa risulta essere pari al 2 per mille.

Al fine di pervenire alla definizione delle perdite di carico si è utilizzata la formulazione proposta da Chezy:

$$\Delta H_{distr} = L \cdot J = L \cdot \left(\frac{Q}{A}\right)^2 \cdot \frac{1}{k_s^2 \cdot R^{4/3}}$$

Dove:

$\Delta H_{distr}$ : perdite di carico distribuite

$L$ : lunghezza del tracciato

$J$ : cadente idraulica

$Q$ : portata transitante

$A$ : area del condotto

$k_s$ : coefficiente di scabrezza nella formulazione di Gauckler-Strickler

$R$ : raggio idraulico

Per l’impianto oggetto di studio si osserva che una condotta di sezione nominale pari a 2555 mm garantirebbe delle perdite distribuite pari a 1.02 m, corrispondenti al 9% del salto idraulico disponibile (al transito della portata massima) considerando un coefficiente di scabrezza di 90 m<sup>1/3</sup>/s.

Il tracciato della condotta forzata è stato individuato al fine di non interessare aree geologicamente instabili, così come meglio dettagliato nella relazione geologica e nelle tavole progettuali allegate, e per minimizzare gli

impatti ambientali. Si rimanda alla relazione geologica allegata per ulteriori considerazioni in merito alla stabilità della zona ed alle modalità di posa in opera della condotta.

### **1.4. Canale di scarico**

Il canale di scarico sarà realizzato per un primo tratto (circa 500 m) in elementi scatolari prefabbricati (sezione interna 4x2 m), mentre la porzione terminale (circa 300 m) assumerà l’aspetto di un invito a fiume in materiali sciolti.

In corrispondenza della sezione fluviale di restituzione sarà raggiunta una quota al fondo pari a circa 200.50 m s.l.m.. L’intero canale presenterà una pendenza costante pari all’1 per mille, valore oculatamente scelto al fine di ottimizzare i dislivelli e massimizzare le produzioni.

Saranno infatti le quote e le caratteristiche del canale di scarico a determinare l’altezza del pelo libero all’interno della vasca di scarico della centrale.

In corrispondenza di quest’ultima il fondo canale sarà posto a quota 201.30 m s.l.m.

Data la lunghezza complessiva di tale elemento, è ammissibile ipotizzare la presenza della quota di moto uniforme all’interno del canale. Questa viene solitamente stimata con la formula:

$$Q = k_s \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot \sqrt{i}$$

Dove:

$Q$ : portata transitante

$k_s$ : coefficiente di scabrezza nella formulazione di Gauckler-Strickler, assunto pari a 70 m<sup>1/3</sup>/s

$R$ : raggio idraulico

$A$ : area bagnata

$i$ : pendenza al fondo

Dal momento che l’efflusso dalla vasca di scarico delle turbine al canale di scarico avviene in assenza di dissipazioni energetiche e che all’interno della vasca di scarico le velocità sono pressoché trascurabili, si assume che il pelo libero a valle dei gruppi idroelettrici coincida con l’energia posseduta dalla corrente nella prima sezione del canale di scarico:

$$E = h + \frac{v^2}{2g}$$

*E*: altezza energetica pari al pelo libero nella vasca di scarico

*h*: altezza di moto uniforme nel canale di scarico

*v*: velocità di moto uniforme nel canale di scarico

## 2. Andamento delle perdite di carico e dei salti netti

Adottando le metodologie di calcolo descritte al capitolo 1, è stato possibile stimare i salti netti al variare della portata derivata.

### 2.1. Perdite di carico nella condotta forzata

Le perdite di carico dovute al transito all’interno della condotta forzata sono riportate in Tabella 5. Dal momento che quota parte destinata la mulino esistente sarà spillata poco a monte della centrale di produzione, la portata transitante deriva dalla somma tra la derivazione molitoria e la derivazione a scopi idroelettrici.

Durata	Portata naturale	Portata transitante	Perdite a monte
giorni	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /s	m
1	115.72	11.30	1.02
5	42.40	11.30	1.02
10	31.81	11.30	1.02
20	26.09	11.30	1.02
30	20.99	11.30	1.02
60	13.97	11.30	1.02
91	10.76	8.66	0.60
135	7.90	5.80	0.27
182	5.57	3.47	0.10
241	3.77	1.67	0.02
240	3.77	0.60	0.00
274	2.75	0.60	0.00
355	1.27	0.00	0.00
365	0.81	0.00	0.00

**Tabella 5:** Andamento delle perdite di carico in condotta forzata

## 2.2. Altezze attese in vasca di scarico

Adottando il procedimento descritto al paragrafo 1.4 sono state stimate le quote del pelo libero all’interno della vasca di scarico. Le portate, in questo caso, sono pari a quelle turbinate, dal momento che i 600 l/s destinati al mulino saranno immessi sufficientemente a valle da non risultare influenti sul regime di deflusso. I risultati sono mostrati in Tabella 6.

Durata	Portata scaricata	H uniforme	V uniforme	E uniforme	Quota pelo libero
giorni	m <sup>3</sup> /s	m	m/s	m	m s.l.m.
1	10.70	1.382	1.935	1.573	202.873
5	10.70	1.382	1.935	1.573	202.873
10	10.70	1.382	1.935	1.573	202.873
20	10.70	1.382	1.935	1.573	202.873
30	10.70	1.382	1.935	1.573	202.873
60	10.70	1.382	1.935	1.573	202.873
91	8.06	1.131	1.782	1.293	202.593
135	5.20	0.835	1.556	0.959	202.259
182	2.87	0.562	1.278	0.645	201.945
241	1.07	0.297	0.899	0.339	201.639
240	0.00	-	-	-	-
274	0.00	-	-	-	-
355	0.00	-	-	-	-
365	0.00	-	-	-	-
<b>Q media</b>	4.192	0.722	1.451	0.830	<b>202.130</b>

**Tabella 6:** andamento dei livelli attesi in vasca di scarico

## 2.3. Andamento dei salti netti

L’andamento dei salti netti monte-valle dei gruppi idroelettrici alle varie portate è facilmente stimabile a partire dai dati riportati nei paragrafi precedenti. Sono esplicitati in Tabella 7.

Durata	Portata	Livello nel dissabbiatore	Perdite a monte	Quota allo scarico	Salto utile
giorni	m <sup>3</sup> /s	m s.l.m.	m	m s.l.m.	m
1	10.70	214.26	1.02	202.873	10.362
5	10.70	214.26	1.02	202.873	10.362

10	10.70	214.26	1.02	202.873	10.362
20	10.70	214.26	1.02	202.873	10.362
30	10.70	214.26	1.02	202.873	10.362
60	10.70	214.26	1.02	202.873	10.362
91	8.06	214.26	0.60	202.593	11.065
135	5.20	214.26	0.27	202.259	11.732
182	2.87	214.26	0.10	201.945	12.218
241	1.07	214.26	0.02	201.639	12.599
240	0.00	-	-	-	-
274	0.00	-	-	-	-
355	0.00	-	-	-	-
365	0.00	-	-	-	-

**Tabella 7:** andamento dei salti netti monte-valle del gruppo idroelettrico alle varie portate

### 3. Producibilità attesa

Note le portate turbinata, l’andamento del salto idraulico disponibile ed i coefficienti di rendimento, è possibile definire la producibilità annua attesa dell’impianto moltiplicando la potenza sviluppata per le ore di funzionamento. I dati riepilogativi sono riportati in Tabella 8. Si è supposto un rendimento costante pari 0.83 per computare le dissipazioni del gruppo turbina, dell’alternatore e del generatore.

Durata	Portata turbinata	Salto utile	Produzione media di periodo	Produzione cumulata
giorni	m <sup>3</sup> /s	m	kWh	kWh
1	10.70	10.362	21'657	21'657
5	10.70	10.362	86'630	108'287
10	10.70	10.362	108'287	216'575
20	10.70	10.362	216'575	433'150
30	10.70	10.362	216'575	649'725
60	10.70	10.362	649'725	1'299'450
91	8.06	11.065	605'799	1'905'249
135	5.20	11.732	645'376	2'550'625
182	2.87	12.218	440'987	2'991'612

241	1.07	12.599	278'564	3'270'176
240	0.00	-	0	3'270'176
274	0.00	-	0	3'270'176
355	0.00	-	0	3'270'176
365	0.00	-	0	<b>3'270'176</b>

Tabella 8: Produzioni attese

#### 4. Determinazione del salto legale

Il salto legale è definito sulla base del pelo morto a monte ed a valle del meccanismo motore, al transito della portata media annua turbinata.

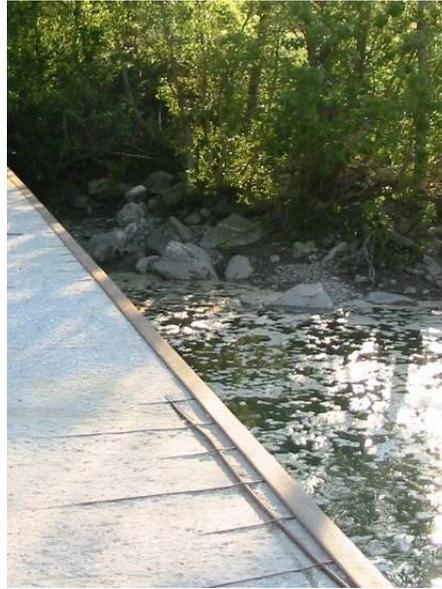
Assunto che:

- il pelo morto a monte del meccanismo motore è pari a **214.260 m s.l.m.** (quota costante all’interno del dissabbiatore)
- il pelo morto a valle del meccanismo motore calcolato all’interno della vasca di scarico è pari a **202.130 m s.l.m.** (come evidenziato al par. 2.2)

**il salto legale dell’impianto così rivisitato coincide con 12.13 m.**

## 5. Dimensionamento della gaveta di magra per il rilascio del DMV

In seguito ad ulteriori rilievi topografici di dettaglio, è stato possibile rilevare quote in corrispondenza del centro briglia inferiori rispetto alla quota di esercizio impianto prevista, pari a 214.85 m s.l.m. In seguito agli effetti erosivi della corrente, in alcuni punti la soglia orizzontale della traversa presenta depressioni nell’ordine di circa 50 cm, con contestuale messa a nudo dei ferri d’armatura (Figura 14).



**Figura 14:** Messa a nudo dei ferri d’armatura

Al fine di mantenere la quota di esercizio prevista, realizzare un idoneo sistema di rilascio del DMV, nonché eseguire un intervento conservativo, il presente progetto prevede di eseguire una apposita risagomatura della sommità della briglia stessa. In corrispondenza del centro alveo, ovvero dei punti maggiormente depressi, verrà ricavata, per semplice rasatura della struttura esistente, una gaveta di magra impostata alla quota di 214.50 m s.l.m., per una larghezza di 6.00 m. Sulla restante porzione centrale della traversa, si provvederà ad una risagomatura del paramento che verrà regolarizzato e portato a quota 214.85 m s.l.m. Questo assetto permetterà di rilasciare, in condizioni di esercizio ordinario, una portata pari a 1.95 m<sup>3</sup>/s attraverso la gaveta di magra, che sommati ai 150 l/s defluenti attraverso la scala di risalita garantiscono un DMV complessivo pari a 2.10 m<sup>3</sup>/s.

I profili della briglia allo stato attuale ed allo stato di progetto sono riportati in Tavola 10 e qui di seguito richiamati in Figura 15.

Particolare gaveta di magra - giallo/rosso  
Scala 1:100

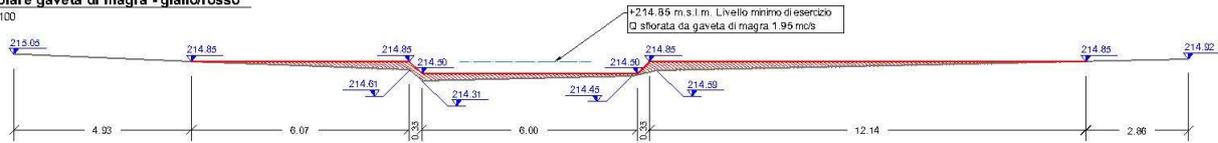


Figura 15: risagomatura soglia traversa per regolarizzazione.

Dal punto di vista strutturale, il tipo di intervento è puramente conservativo, dal momento che non occorre agire in modo distruttivo sulla gaveta.

### 5.1. Dimensionamento idraulico della gaveta di magra

Il dimensionamento della gaveta di magra è stato condotto adottando l’equazione di efflusso in parete in presenza di un battente pari a 35 cm. Assumendo infatti la seguente espressione:

$$Q = \mu \cdot L \cdot h^{1.5} \cdot \sqrt{2 \cdot g}$$

Dove:

Q: portata effluente

$\mu$ : coefficiente d’efflusso (assunto pari 0.355)

L: larghezza della soglia stramazzante (pari a 6.00 m)

h: tirante idraulico a monte della sezione contratta (pari a 0.35 m)

g: accelerazione gravitazionale

si desume che la gaveta di magra così riprofilata è in grado di allontanare 1.95 m<sup>3</sup>/s. Data la natura incerta del comportamento idraulico e delle condizioni di velocità e trasporto della corrente si procederà, una volta realizzato l’intervento, a procedere ad una taratura della sezione tramite misure di portata con mulinelli idraulici certificati al fine di verificare il valore teorico di calcolo.

## 6. Analisi della dinamica fluviale ante operam e post operam

Dal momento che alcune opere richiedono l’intervento e la modesta trasformazione di aree prospicienti l’alveo fluviale, è stata condotta una analisi al fine di quantificare i possibili effetti indotti sulla dinamica fluviale al transito di portate di piena.

### 6.1. Stima della portata di piena di riferimento

Sulla base dei nuovi riferimenti normativi, ed in particolare in seguito alla pubblicazione da parte dell’Autorità di Bacino del Fiume Po del Piano Stralcio per l’Assetto Idrogeologico (PAI), contenente, tra gli altri elaborati, la Direttiva sulla piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica, è stata assunta come riferimento progettuale la portata avente tempo di ritorno pari a 200 anni.

Tale portata non era stata quantificata nel progetto definitivo. Si è scelto di verificare la compatibilità delle opere in progetto adottando i dati pubblicati in Tabella 31 allegata alla direttiva di cui sopra, e qui riproposta (Figura 16).

Tabella 31: portate di piena per i corsi d’acqua principali del bacino del Panaro (Panaro, Tiepido)

Bacino	Corso d’acqua	Sezione			Superficie km <sup>2</sup>	Q20 m <sup>3</sup> /s	Q100 m <sup>3</sup> /s	Q200 m <sup>3</sup> /s	Q500 m <sup>3</sup> /s	Idrometro Denominazione
		Progr.( km)	Cod.	Denomin.						
Panaro	Panaro	84.029	175	Marano sul P.	696	960	1180	1380	1550	
Panaro	Panaro	104.273	136	San Cesario	759	1030	1270	1480	1660	
Panaro	Panaro	113.283	117	Saliceto P.	1043	780	880	940	-	
Panaro	Panaro	174.940	3	Confl. in Po	1070	780	880	940	-	
Panaro	Tiepido	12.643	31	Gorzano	44	100	155	175	210	
Panaro	Tiepido	25.965	11	San Damaso	67	120	180	200	240	

Figura 16: Portata di riferimento progettuale

Non essendo disponibile una sezione in corrispondenza dell’impianto in progetto, è stato identificato quale riferimento progettuale il valore di **1380 mc/s**, ovvero la portata duecentennale attesa presso Marano sul Panaro. Si precisa che tale valore è assolutamente cautelativo, dal momento che il bacino di riferimento è circa 200 km<sup>2</sup> superiore a quello sotteso al punto di derivazione; in corrispondenza delle opere in progetto, pertanto, sono attese portate di piena minori rispetto a 1380 mc/s. Tra la sezione di riferimento e la sezione di presa non sono presenti opere idrauliche di dimensioni tali da indurre effetti di laminazione (es: casse di espansione).

## 6.2. Modello di calcolo

Anche in questo caso il calcolo dei tiranti attesi lungo il tratto di asta interessato dall’impianto è stato condotto applicando il modello monodimensionale HEC-RAS, già descritto in precedenza. Questa ipotesi può essere accettata in considerazione del fatto che il fiume Panaro, nella porzione analizzata, presenta uno sviluppo prettamente lineare.

## 6.3. Condizioni al contorno

Per l’analisi specifica quali condizioni al contorno di monte e di valle è stata imposta la presenza di un battente idraulico pari all’altezza di moto uniforme. In entrambe le sezioni tale altezza è stata calcolata supponendo una pendenza del fondo pari allo 0.6%.

## 6.4. Modello geometrico

Il modello geometrico è stato costruito grazie al rilievo di 7 sezioni fluviali (mostrate in Tavola 4), battute a partire a monte della briglia di presa sino a valle del punto di scarico, coprendo complessivamente un tratto di asta lungo 2300 m. A partire dalle sezioni note, per raffinare il calcolo, sono state introdotte delle sezioni interpolate ogni 10 m. Il risultato del dominio geometrico di calcolo è mostrato in Figura 17.

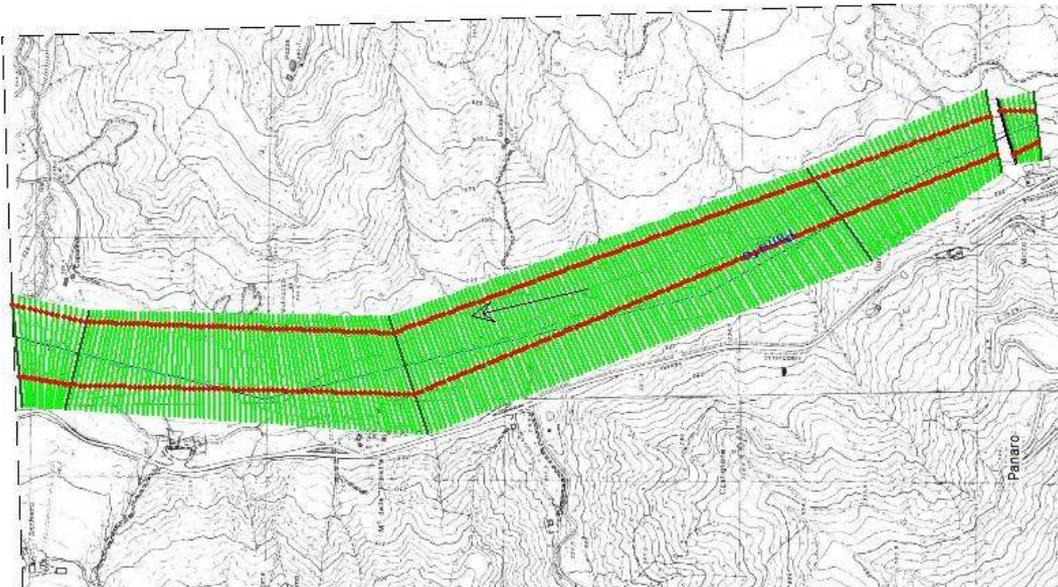


Figura 17: Sezioni di calcolo impiegate

All’interno delle sezioni è stata distinta la porzione preferenziale ai fini del deflusso dalle aree golenali; per la prima è stato assunto un coefficiente di scabrezza pari a  $0.035 \text{ s/m}^{1/3}$  mentre per le seconde  $0.050 \text{ s/m}^{1/3}$ .

Entrambi i valori sono da intendersi nella formulazione di Manning, e derivano da valori forniti in letteratura<sup>v</sup> per la tipologia fluviale qui simulata.

### 6.5. Stato di fatto e stato di progetto

Al fine di confrontare le eventuali ripercussioni indotte dagli interventi prospettati sulla dinamica fluviale, è stato realizzato anche un modello geometrico ad hoc in grado di riprodurre lo stato di progetto. Si precisa che gli interventi andranno a creare modifiche solo in corrispondenza dell’opera di presa e del dissabbiatore. In Figura 18 e Figura 19 sono mostrate tali sezioni ante e post operam.

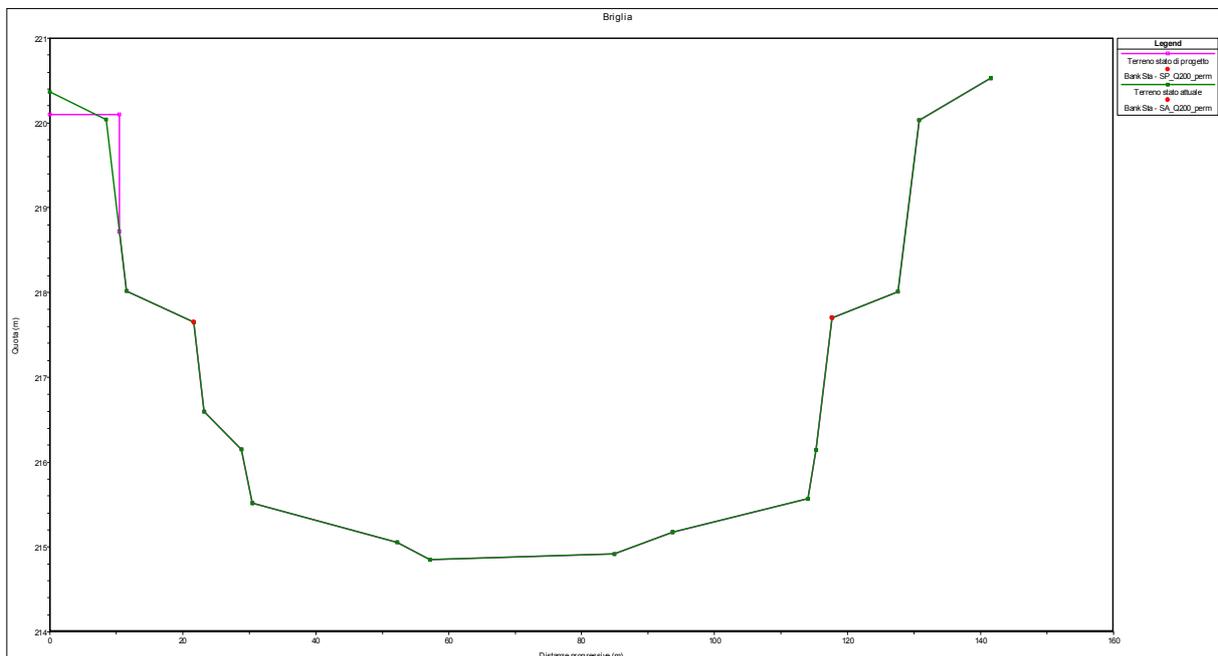


Figura 18: Sezione di captazione (SA\_2): stato attuale e stato di progetto

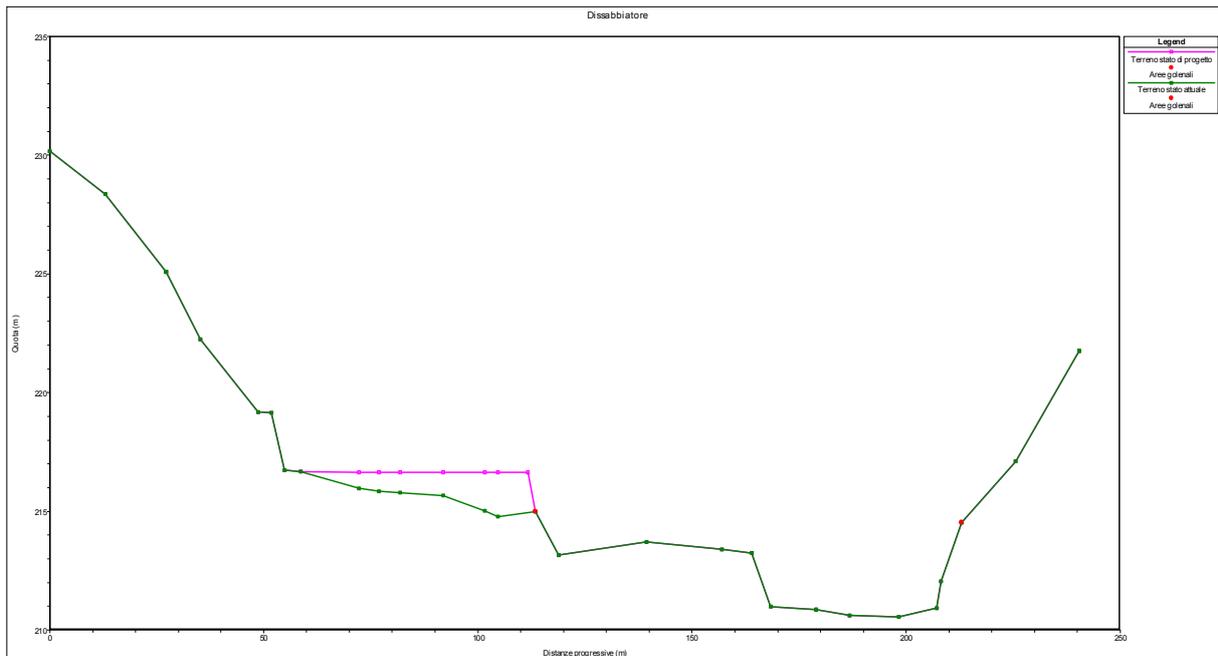


Figura 19: Dissabbiatore (SA\_4): stato attuale e stato di progetto

## 6.6. Risultati e conclusioni

L’analisi ha permesso sia di ricavare i livelli attesi in presenza di un evento di piena che di confrontare la dinamica fluviale ante e post operam. Si può pertanto desumere:

- che le opere (opera di presa, dissabbiatore, centrale di produzione) **sono adeguatamente protette**, in quanto localizzate in aree non interessate dal deflusso di piena
- che gli interventi **non inducono alcun cambiamento apprezzabile** in termini di innalzamento dei battenti o riduzione della capacità di invaso della sezione trasversale

I risultati sono mostrati in forma grafica a seguire, in particolare:

- in Figura 20 sono mostrati i profili idraulici di stato attuale e stato di progetto
- in Figura 21 e Figura 22 sono riportati i livelli e le aree bagnate rispettivamente presso l’opera di presa ed il dissabbiatore

Come osservabile, i livelli sono pressoché coincidenti, tanto che non si apprezza alcuna variazione sensibile.

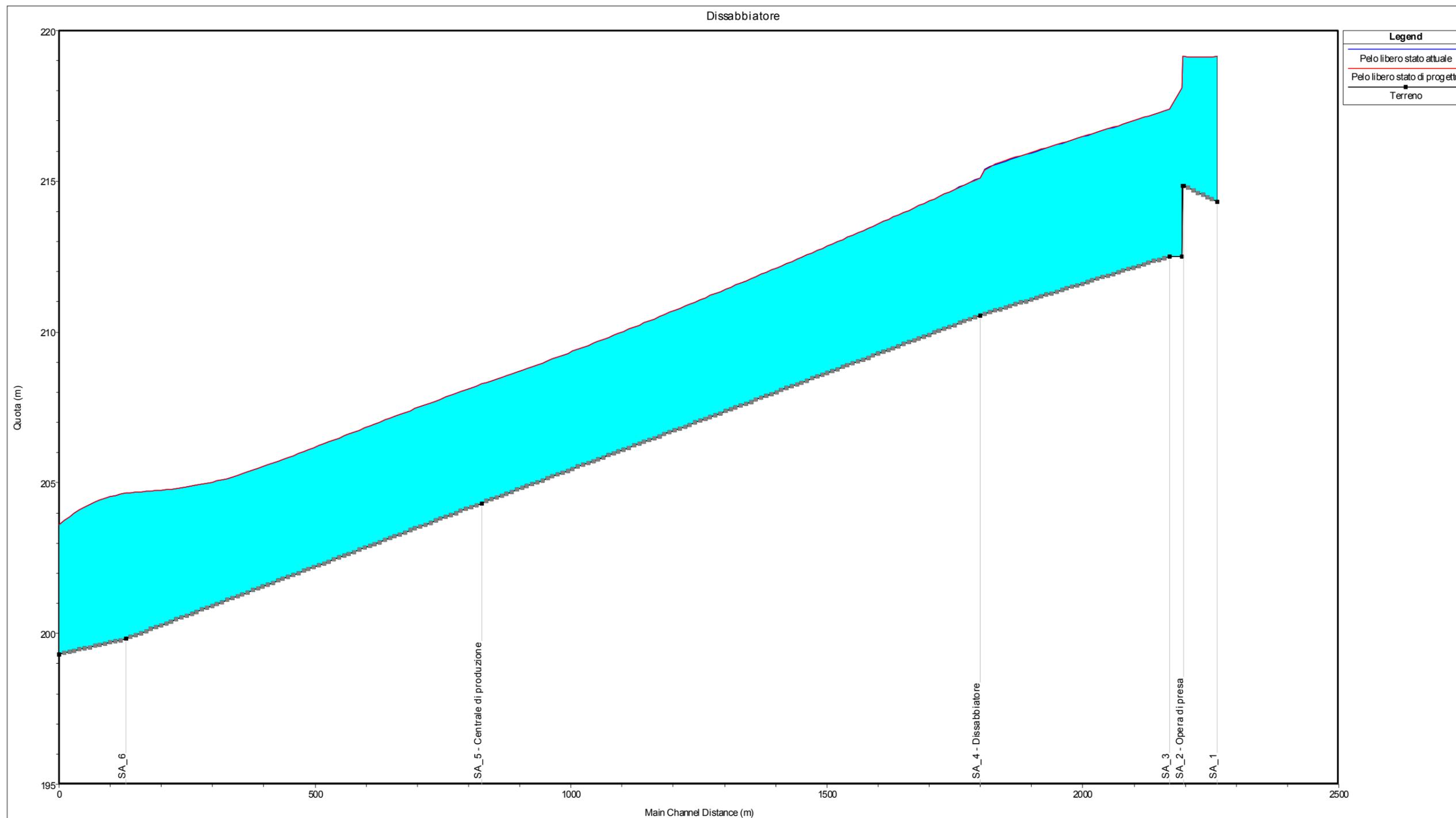


Figura 20: Profilo di stato attuale e stato di progetto in presenza di Q200

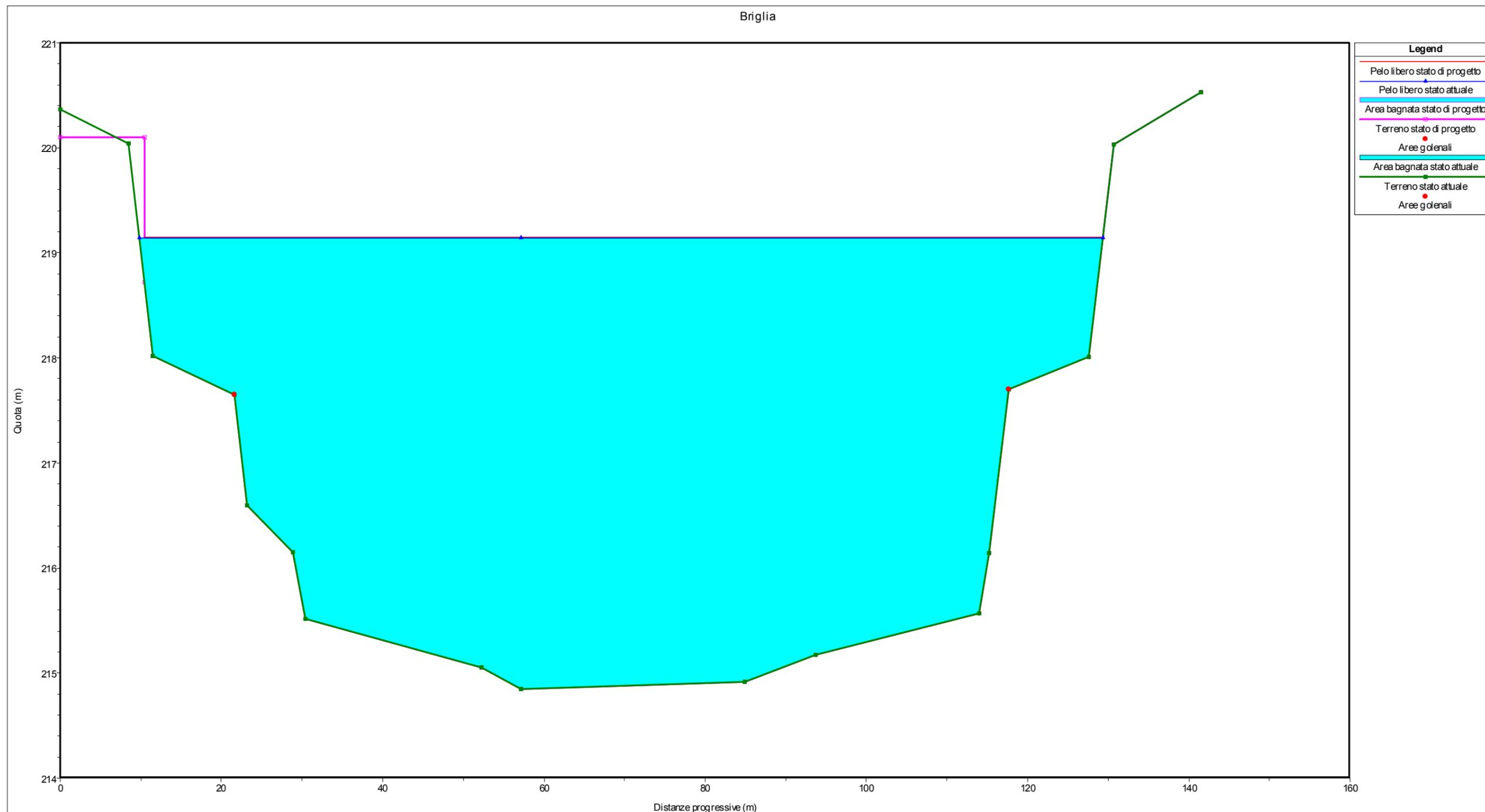


Figura 21: Sezione di presa (SA\_2): livelli di stato attuale e stato di progetto in presenza di Q200

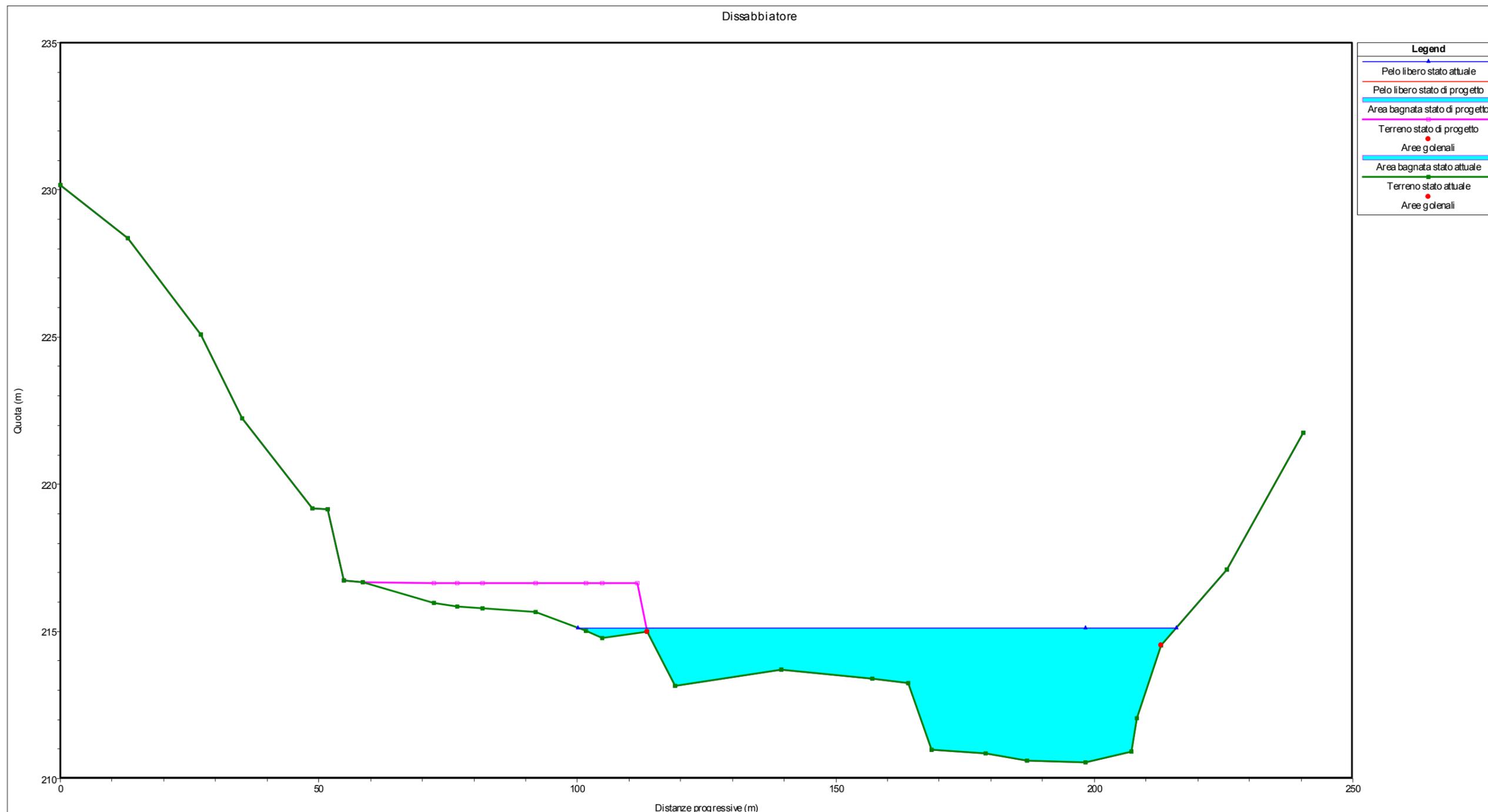


Figura 22: Dissabbiatore (SA\_4): Livello di stato attuale e stato di progetto in presenza di Q200

- <sup>i</sup> *Cambiamenti climatici, impatti e adattamento*, Cacciamani, Pavan, Tomozeiu - *Ecoscienza* n° 2/2010
- <sup>ii</sup> *Come cambia la siccità in Emilia-Romagna*, Praticcoli - *ARPA Rivista* n° 6/2008
- <sup>iii</sup> *Siccità e grande neve anomalie o normalità?*, Grazzini, Praticcoli, Tomei - *Ecoscienza* n° 1/2012
- <sup>iv</sup> *Summary of research and results from the ENSEMBLES project* - <http://www.ensembles-eu.org/>
- <sup>v</sup> *HEC-RAS User's Manual, Version 4.1* – US Army Corps of Engineers