

DISMISSIONE DELLA DIGA DI BUNNARI BASSO E PROGETTAZIONE DELLE OPERE DI SISTEMAZIONE IDRAULICA CONNESSE

STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA

MANDATARIA:

 **Lombardi**

Lombardi Ingegneria S.r.l.
Ing. Carlo SILVESTRI

MANDANTI:

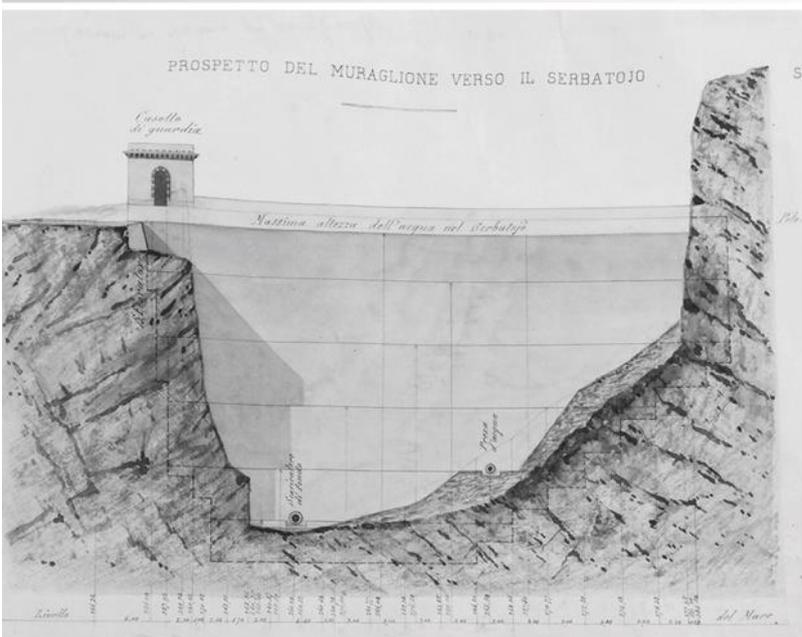
 **TECENTRAL**

 **Metassociati**
architettura ingegneria urbanistica

 **Lombardi**

Lombardi SA Ingegneri Consulenti

Archeologo N. FADDA



IDROLOGIA E IDRAULICA

Relazione idraulica

2020_0275_002_IDR_R002_0



COMUNE DI SASSARI

SETTORE LAVORI PUBBLICI E MANUTENZIONE
DEL PATRIMONIO COMUNALE

DISMISSIONE DELLA DIGA DI BUNNARI BASSO E PROGETTAZIONE DELLE OPERE
DI SISTEMAZIONE IDRAULICA CONNESSE
STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA

Versione	Data	Modifica	Redatto	Verificato	Approvato
0	24.06.2021	Versione iniziale	G. Massera / M. Lora	M. Lora	C. Silvestri

MANDATARIA:

MANDANTI:

 **Lombardi**

Lombardi Ingegneria S.r.l.

 **ESSENTIAL**

 **Metassociati**
architettura ingegneria urbanistica

 **Lombardi**

Lombardi SA Ingegneri Consulenti

ARCHEOLOGO
N. FADDA



Indice

1	INTRODUZIONE	1
2	APPROCCIO METODOLOGICO	5
2.1	Stima dell'idrogramma di afflusso a Bunnari Basso	5
2.2	Dimensionamento del by-pass di Bunnari Basso	5
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
4	STIMA DELL'IDROGRAMMA DI AFLUSSO A BUNNARI BASSO	6
4.1	Curve caratteristiche dell'invaso di Bunnari Alto	6
4.2	Scarico di superficie della diga di Bunnari Alto	11
4.2.1	<i>Condizioni dell'invaso</i>	11
4.2.2	<i>Geometria dello sfioratore</i>	11
4.2.3	<i>Studio idraulico dello sfioratore di Bunnari Alto (Porcheddu 1998, Integrazioni)</i>	12
4.2.4	<i>Rivalutazione dello studio idraulico</i>	14
4.3	Calcolo della capacità di laminazione per Bunnari Alto	16
4.4	Stima dell'idrogramma di efflusso da Bunnari Alto per $Tr = 500, 1000$ anni	17
4.5	Stima dell'idrogramma di afflusso a Bunnari Basso	19
5	DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA DI DIVERSIONE	20
5.1	Dimensionamento dell'opera di captazione	23
5.2	Dimensionamento dello scivolo di raccordo	24
5.3	Dimensionamento della galleria di evacuazione	25
5.4	Dimensionamento dell'opera di dissipazione	26
6	BIBLIOGRAFIA	31
7	APPENDICE A - SOLUZIONE A	32
7.1	Vasca collettrice di portata	35
7.1.1	<i>Equazione dell'energia</i>	35
7.1.2	<i>Equazione della quantità di moto</i>	36
7.1.3	<i>Scelta del metodo di calcolo</i>	37
7.1.4	<i>Calcolo numerico</i>	38
7.2	Canale fugatore	39
7.3	Opera di dissipazione	40
8	APPENDICE B - SOLUZIONE C	42



COMUNE DI SASSARI

SETTORE LAVORI PUBBLICI E MANUTENZIONE
DEL PATRIMONIO COMUNALE

**DISMISSIONE DELLA DIGA DI BUNNARI BASSO E PROGETTAZIONE DELLE OPERE
DI SISTEMAZIONE IDRAULICA CONNESSE**

STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA

8.1	Dimensionamento dell'opera di captazione	44
8.2	Dimensionamento dello scivolo di raccordo	45
8.3	Dimensionamento della galleria di evacuazione	46
8.4	Dimensionamento dell'opera di dissipazione	47

MANDATARIA:

 **Lombardi**
Lombardi Ingegneria S.r.l.

MANDANTI:



 **Metassociati**
architettura ingegneria urbanistica

 **Lombardi**
Lombardi SA Ingegneri Consulenti

ARCHEOLOGO
N. FADDA



1 INTRODUZIONE

Nella presente relazione si riporta l'analisi idraulica propedeutica alla progettazione di un by-pass per la diga di Bunnari Basso sul rio Bunnari, in provincia di Sassari, Sardegna. A partire dall'analisi idrologica che ha determinato gli idrogrammi di piena corrispondenti al tempo di ritorno cinquecentenario e millenario nel bacino afferente alla diga di Bunnari Alto e nell'interbacino compreso fra le due dighe, l'obiettivo primario dell'analisi è quello di stimare il valore della portata al colmo in arrivo a Bunnari Basso. Successivamente, tale portata sarà utilizzata per dimensionare il diversivo di by-pass della vecchia diga di Bunnari Basso.

La soluzione di by-pass prescelta deriva da un'analisi multicriteria nella quale sono state poste a confronto n°3 soluzioni alternative, così richiamate:

- SOLUZIONE A
- SOLUZIONE B
- SOLUZIONE C.

La RELAZIONE GENERALE pone a confronto le n°3 soluzioni, enunciandone i rispettivi vantaggi e svantaggi, ed arrivando ad individuare la soluzione preferibile, corrispondente alla SOLUZIONE B. Nella parte centrale della presente relazione si espongono pertanto le verifiche idrauliche relative a tale soluzione; in appendice, viene invece riportata, per completezza, l'analisi idraulica riferita alle restanti due alternative, sviluppate per il rispettivo dimensionamento.

Il Rio Bunnari è un affluente in destra del Rio Màscari, il quale a sua volta è un affluente in destra del Mannu di Porto Torres, uno dei corsi d'acqua più importanti della Sardegna. Si riporta brevemente in questa prima sezione la ricostruzione storica che ha portato alla realizzazione di questo sistema.

Lo sbarramento di Bunnari Basso, completato nel 1878, fu l'elemento essenziale del sistema acquedottistico idropotabile della città di Sassari.



Figura 1-1 – Vista del paramento di valle e dello scarico di fondo della diga Bunnari Basso

Esso fu infatti concepito in modo da garantire la portata minima di approvvigionamento e venne realizzato assieme all'edificio di filtrazione, posto immediatamente a valle della diga, e al tunnel/acquedotto, lungo circa 5 km, che riforniva il serbatoio di arrivo a servizio della rete di distribuzione della città. Si tratta della terza diga realizzata in Italia, con tecnologie oramai superate; questa è una diga a gravità, con corpo realizzato in pietrame trachitico e malta di calce, con rivestimento interno intonacato ed esterno in muratura faccia a vista listata. Il coronamento della diga presenta uno sviluppo rettilineo (Figura 1-1).

Lo sbarramento di Bunnari Alto venne invece terminato nel 1932, per sopperire alle carenze idriche della città. Questo fu realizzato a meno di 1 km verso monte dalla diga di Bunnari Basso e, per oltre 70 anni, ha permesso di risolvere i problemi idrici della città.

Anche questa è una diga a gravità, realizzata in pietrame e cemento, con paramento interno intonacato ed esterno in muratura faccia a vista listata. Il raggio di curvatura planimetrico in corrispondenza del coronamento è di 1.5 km (Figura 1-2).



Figura 1-2 – Vista del paramento di valle e degli organi di sfioro della diga Bunnari Alto

Un inquadramento planimetrico esplicativo che permette di inquadrare il sistema delle due dighe rispetto all'abitato di Sassari è mostrato in Figura 1-3.

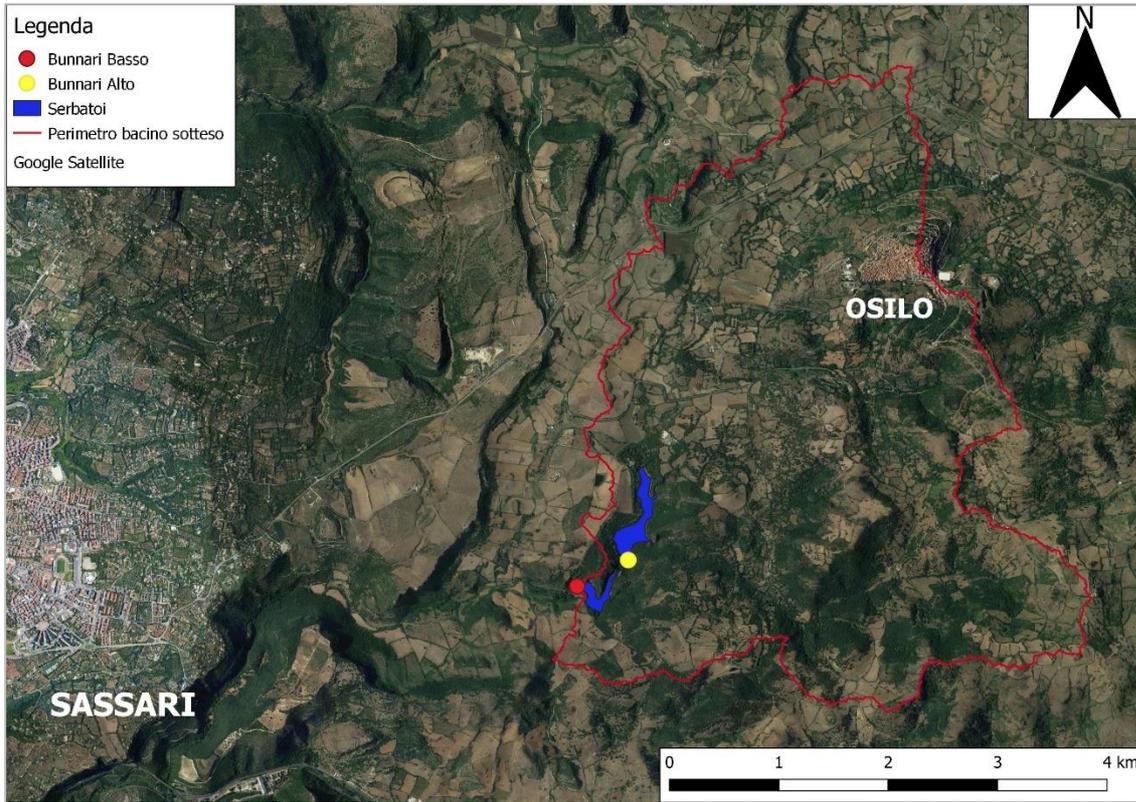


Figura 1-3 – Localizzazione delle dighe e del bacino sotteso rispetto alla città di Sassari



2 APPROCCIO METODOLOGICO

La presente relazione è suddivisa essenzialmente in due parti principali: una parte di modellazione idraulica che consente di individuare la portata in arrivo a Bunnari Basso (§4) ed una parte di descrizione e dimensionamento dell'opera di by-pass, che avrà la funzione di diversivo delle portate in arrivo alla diga di Bunnari Basso.

2.1 STIMA DELL'IDROGRAMMA DI AFFLUSSO A BUNNARI BASSO

La portata in arrivo a Bunnari Basso è determinata da due contributi: quello principale e più consistente, ovvero la portata scaricata dalla diga di Bunnari Alto, e uno secondario, ovvero la portata dovuta al contributo dell'interbacino compreso tra Bunnari Alto e Basso, la cui asta principale si estende lungo un percorso differente rispetto al diretto corso del rio Bunnari tra le due dighe. Il primo contributo è legato al funzionamento degli organi di sfioro della diga di Bunnari Alto e deve tenere conto delle relative leggi di efflusso, secondo il seguente procedimento di calcolo:

- si calcolano le curve caratteristiche delle superfici dello specchio liquido e dei volumi dell'invaso, sulla base dei dati disponibili nella documentazione pregressa. Nello studio dell'Ing. Porcheddu datato 2001 riguardo il calcolo del deflusso delle due dighe si trovano i coefficienti che descrivono queste curve e che sono revisionati nel presente documento, per essere utilizzate nelle successive verifiche numeriche;
- si riportano le verifiche numeriche condotte sulla capacità di scarico dello sfioratore di superficie di Bunnari Alto con l'idrogramma di piena cinquecentenaria e millenaria, in conformità alla NTD 2014.

La formulazione analitica su cui si basa questa verifica numerica è l'equazione dei serbatoi, per la quale la variazione di portata tra ingresso e uscita dal serbatoio è pari alla variazione di volume immagazzinato.

Lo scenario scelto presuppone come quota iniziale dell'invaso quella di massima regolazione e non valuta il contributo dello scarico di fondo.

Una volta ottenuto l'idrogramma di piena in uscita da Bunnari Alto, viene sommato quello generato sull'interbacino: questa operazione viene effettuata considerando i rispettivi tempi di generazione dei due differenti idrogrammi.

2.2 DIMENSIONAMENTO DEL BY-PASS DI BUNNARI BASSO

L'opera di by-pass idraulica prevede la realizzazione di due principali componenti d'opera, rappresentate rispettivamente dal diversivo e dall'opera di ritenuta idraulica, necessaria per generare il tirante idraulico sufficiente ad alimentare il diversivo medesimo nel caso di transito della portata di punta.

Il dimensionamento dell'opera è svolto secondo la portata millenaria, riferita ad evento meteorico con periodo di ritorno $T_r=1000$.



3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Per stabilire la conformità dell'intervento di messa in sicurezza idraulica della diga di Bunnari Basso alle norme tecniche attualmente vigenti in materia di progettazione, costruzione ed esercizio di sbarramenti di ritenuta, non si può prescindere dal riferirsi sostanzialmente al seguente:

- D. M. 26 giugno 2014 - "Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)".

4 STIMA DELL'IDROGRAMMA DI AFFLUSSO A BUNNARI BASSO

4.1 CURVE CARATTERISTICHE DELL'INVASO DI BUNNARI ALTO

Per una descrizione geometrica dell'invaso di Bunnari Alto possono essere utilizzate le funzioni $S(z)$ e $V(z)$, le quali permettono di rappresentare, rispettivamente, l'andamento della superficie dello specchio liquido e del volume dell'invaso, in funzione della quota relativa z [m].

La quota relativa è ricavata sottraendo dalla quota assoluta H [m s.m.m.] una quota presa arbitrariamente come riferimento, in questo caso pari a $H_{ref} = 291.15$ m s.m.m., che corrisponde alla quota del fondo della condotta dello scarico di fondo in corrispondenza della paratoia di regolazione.

Per determinare queste curve sono stati considerati i dati provenienti dallo studio dell'Ing. Porcheddu del 2001 riguardo il calcolo del deflusso del serbatoio di Bunnari Alto, il quale offre dati di superficie e volume dell'invaso per un intervallo di quote compreso tra $H = 290 \div 316$ m s.m.m..

La funzione $S(z)$ (e allo stesso modo $V(z)$) può essere ricavata, interpolando con notevole accuratezza i dati disponibili attraverso un polinomio. L'esperienza mostra come sia sufficiente spesso limitarsi a considerare solo i termini fino al terzo grado usando la relazione seguente:

$$V(z) = \sum_{n=0}^3 a_n z^n$$

dove a_n [-] rappresenta i coefficienti dei termini del polinomio e z^n i termini di n-esimo grado considerati.

Nello studio dell'Ing. Porcheddu del 2001 si trovano le curve caratteristiche dell'invaso in funzione della quota assoluta H (Tabella 4-1, Figura 4-1), riferibili ai seguenti polinomi:

- Superficie: $S(H) [m^2] = 0.002 \cdot H^3 - 1.64 \cdot H^2 + 455.29 \cdot H - 42374$
- Volumi: $V(H) [m^3] = 0.058 \cdot H^3 - 49.17 \cdot H^2 + 13914.37 \cdot H - 1311492$.



Tabella 4-1 – Coefficienti dei polinomi che rappresentano la curva delle superfici e dei volumi dell'invaso (Porcheddu 2001)

Bunnari alto (Porcheddu 2001)				
	quota assoluta	quota relativa	specchio liquido	volume progressivo
	H [m s.m.m.]	z [m]	Superfici [m ²]	Volumi [m ³]
Piano di riferimento	291.15	0.00	483.81	6'700.29
	292.00	0.85	3'514.26	9'177.86
	293.00	1.85	7'252.36	14'949.64
	294.00	2.85	11'188.62	24'139.99
	295.00	3.85	15'334.92	37'096.25
	296.00	4.85	19'703.11	54'165.73
	297.00	5.85	24'305.08	75'695.75
	298.00	6.85	29'152.69	102'033.65
	299.00	7.85	34'257.80	133'526.73
	300.00	8.85	39'632.30	170'522.32
	301.00	9.85	45'288.05	213'367.74
	302.00	10.85	51'236.93	262'410.31
	303.00	11.85	57'490.79	317'997.36
	304.00	12.85	64'061.52	380'476.20
	305.00	13.85	70'960.98	450'194.16
	306.00	14.85	78'201.04	527'498.55
	307.00	15.85	85'793.57	612'736.70
	308.00	16.85	93'750.44	706'255.94
	309.00	17.85	102'083.53	808'403.57
	310.00	18.85	110'804.70	919'526.93
	311.00	19.85	119'925.83	1'039'973.34
	312.00	20.85	129'458.77	1'170'090.11
Massima regolazione	312.18	21.03	131'219.35	1'194'564.92
	313.00	21.85	139'415.41	1'310'224.56
Massimo invaso	313.43	22.28	143'829.99	1'373'648.81
	314.00	22.85	149'807.62	1'460'724.03
	315.00	23.85	160'647.25	1'621'935.82

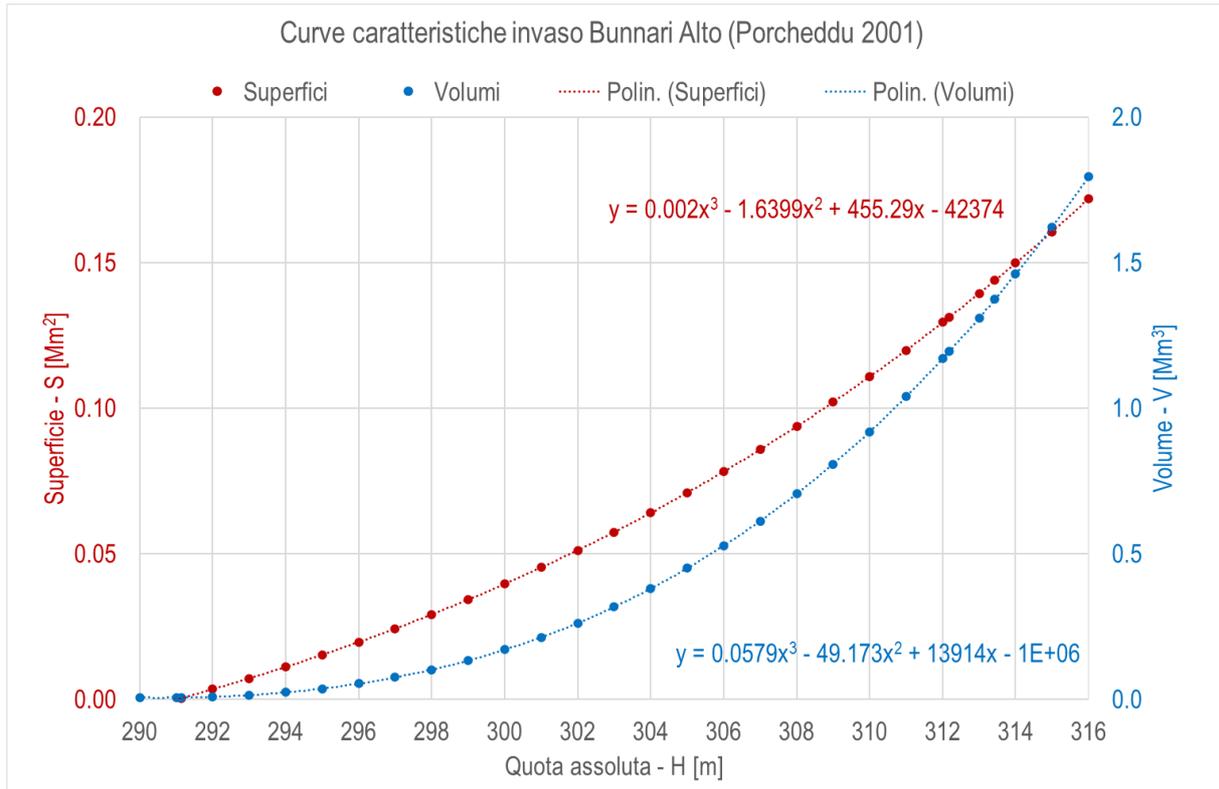


Figura 4-1 – Curve caratteristiche dell'invaso di Bunnari Alto (Porcheddu, 2001)

I punti ricavabili dalle curve caratteristiche illustrate sono stati utilizzati per ricavare la rappresentazione delle stesse in funzione della quota relativa z [m] (Tabella 4-2, Figura 4-2, Figura 4-3), da cui sono stati ottenuti i seguenti polinomi:

- Superficie: $S(z) [m^2] = 100.110 \cdot z^3 - 2575.1 \cdot z^2 + 110699 \cdot z$
- Volumi: $V(z) [m^3] = 739.67 \cdot z^3 + 25935 \cdot z^2 + 139836 \cdot z$.



Tabella 4-2 – Coefficienti dei polinomi che rappresentano la curva delle superfici e dei volumi dell'invaso

Bunnari alto (Rivalutazione idraulica)				
quota assoluta	quota relativa	specchio liquido	volume progressivo	
H [m s.m.m.]	z [m]	Superfici [m ²]	Volumi [m ³]	
Piano di riferimento	291.15	0.00	0.00	0.00
	292.00	0.85	3'155.16	4'204.41
	293.00	1.85	7'016.22	11'678.79
	294.00	2.85	11'051.75	22'243.77
	295.00	3.85	15'275.73	36'275.79
	296.00	4.85	19'702.13	54'151.28
	297.00	5.85	24'344.92	76'246.68
	298.00	6.85	29'218.08	102'938.41
	299.00	7.85	34'335.57	134'602.92
	300.00	8.85	39'711.36	171'616.64
	301.00	9.85	45'359.44	214'355.99
	302.00	10.85	51'293.77	263'197.42
	303.00	11.85	57'528.32	318'517.36
	304.00	12.85	64'077.08	380'692.24
	305.00	13.85	70'953.99	450'098.50
	306.00	14.85	78'173.06	527'112.57
	307.00	15.85	85'748.23	612'110.89
	308.00	16.85	93'693.49	705'469.88
	309.00	17.85	102'022.80	807'565.99
	310.00	18.85	110'750.15	918'775.64
	311.00	19.85	119'889.50	1'039'475.28
	312.00	20.85	129'454.82	1'170'041.32
Massima regolazione	312.18	21.03	131'222.90	1'194'620.08
	313.00	21.85	139'460.09	1'310'850.22
Massimo invaso	313.43	22.28	143'901.10	1'374'640.96
	314.00	22.85	149'919.28	1'462'278.40
	315.00	23.85	160'846.36	1'624'702.30

In Figura 4-2 sono rappresentati i dati disponibili dalla batimetria e le funzioni calcolate. In Figura 4-3 sono rappresentate le curve caratteristiche delle superfici e dei volumi dell'invaso di Bunnari Alto rispetto alla quota assoluta del livello idraulico.



Curve caratteristiche invaso Bunnari Alto

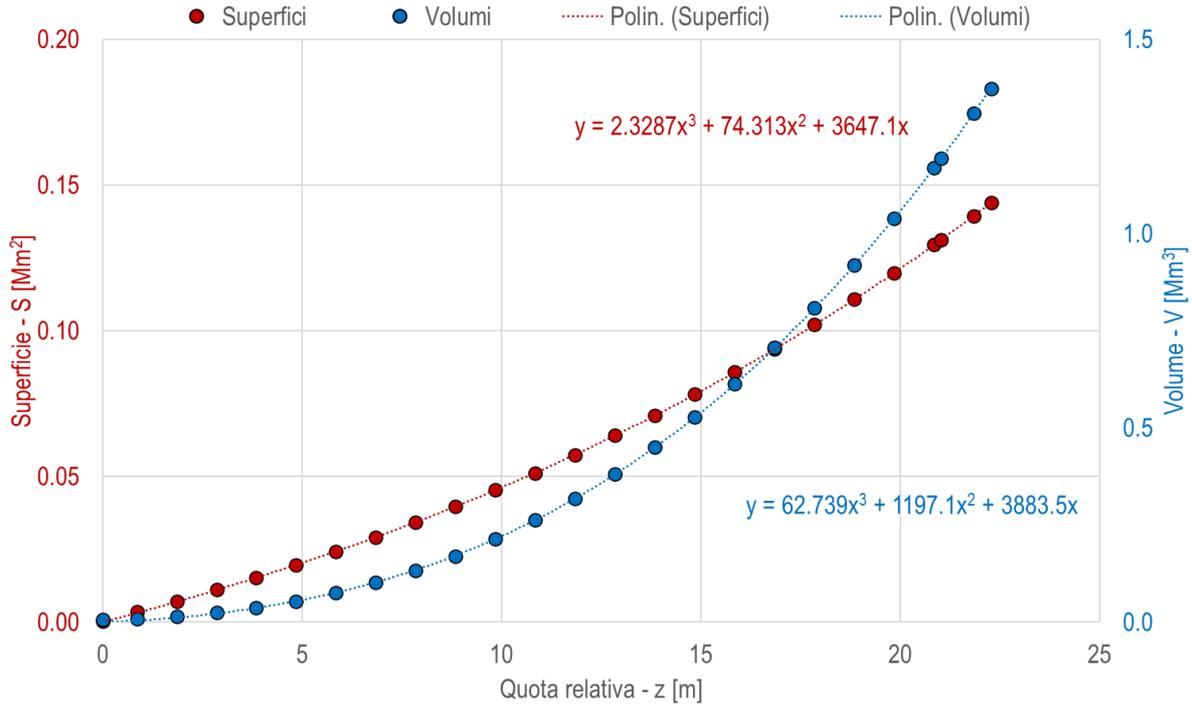


Figura 4-2 – Curve caratteristiche dell'invaso di Bunnari Alto

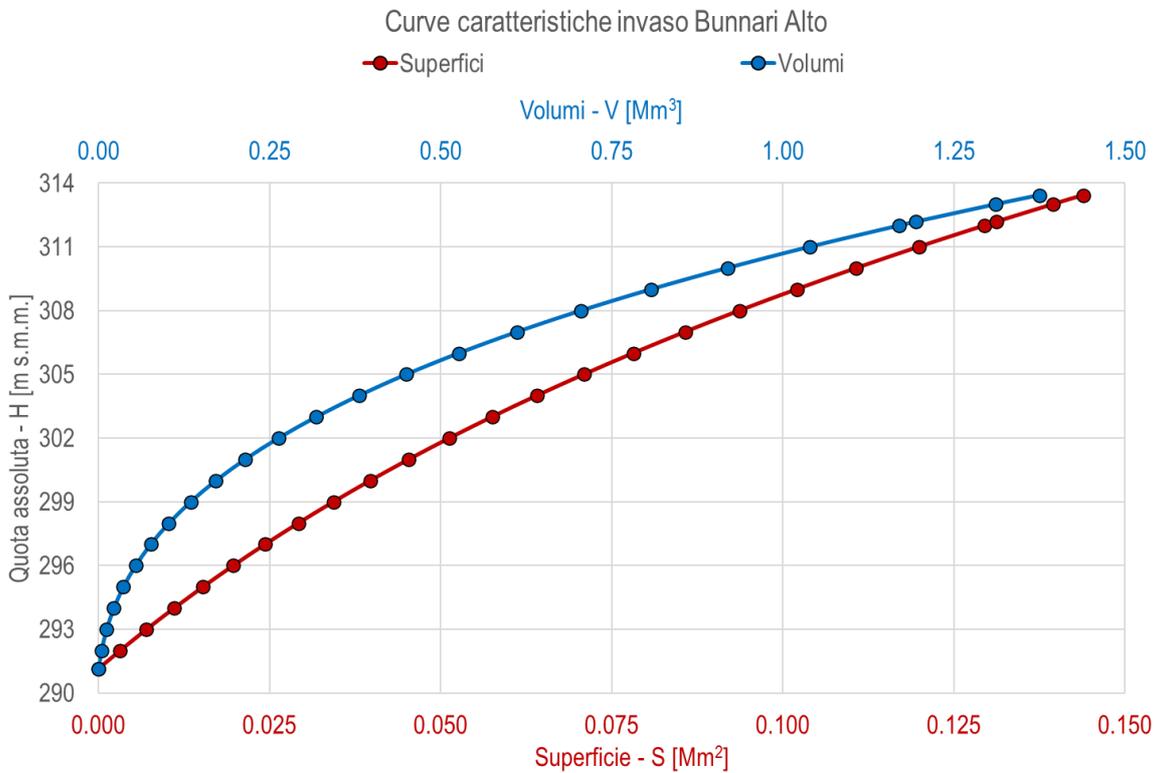


Figura 4-3 - Curve delle superfici (in blu) e dei volumi (in rosso) dell'invaso rispetto alla quota assoluta del livello idraulico

4.2 SCARICO DI SUPERFICIE DELLA DIGA DI BUNNARI ALTO

Il calcolo della portata di efflusso dall'invaso di Bunnari Alto è determinato dalle caratteristiche dello sfioratore di superficie e dal tipo di legge di efflusso che viene scelta. In questo paragrafo si espongono, innanzitutto, le caratteristiche principali dell'invaso e dello sfioro dal punto di vista geometrico. Successivamente, viene esposta la metodologia utilizzata negli studi pregressi per determinare la portata di efflusso e quella adottata dal presente studio.

4.2.1 Condizioni dell'invaso

I dati principali, dichiarati nello "Studio idrologico e idraulico" del Servizio Nazionale Dighe, datato 24/09/1998, relativi alle quote di riferimento per l'invaso di Bunnari Alto sono le seguenti:

- **Quota di massima regolazione:** $H_{reg} = 312.18 \text{ m s.m.m.}$
- **Quota di massimo invaso:** $H_{inv} = 313.43 \text{ m s.m.m.}$

Le rispettive curve di volume $V [m^3]$ e dello specchio liquido del serbatoio $S [m^2]$ in funzione del livello idraulico sono riprese dalla Figura 4-3. Le relative espressioni sono da riferirsi alla quota relativa $z[m]$ del livello idraulico, rispetto alla quota assoluta $H = 291.15 \text{ m s.m.m.}$, riportate nel paragrafo precedente.

4.2.2 Geometria dello sfioratore

Le opere di scarico superficiale consistono in uno sfioratore sagomato con un profilo Creager-Scimemi, costituito da un unico settore di sfioro, suddiviso in 5 luci. La lunghezza lorda del petto sfiorante è pari a 37 m, mentre quella netta è di 35 m, con una lunghezza di ciascuna luce pari a 7 m, le quali sono separate da 4 pile di diametro 0.5 m ciascuna.



Figura 4-4 – Vista da monte dello sfioratore di superficie della diga di Bunnari Alto



Figura 4-5 – Vista del paramento di valle della diga di Bunnari Alto

4.2.3 Studio idraulico dello sfioratore di Bunnari Alto (Porcheddu 1998, Integrazioni)

L'equazione di efflusso allo sfioratore fisso considerata in questo studio assume la seguente forma:

$$Q = c \left(\frac{h}{h_0} \right) \cdot L' \cdot h \cdot \sqrt{2gh}$$

nella quale:

- Q è la portata sfiorata (di efflusso);
- h è il carico idraulico effettivo, ovvero l'altezza corrente del carico idraulico che insiste sullo stramazzo all'istante considerato. Tale grandezza è misurata dal vertice superiore del profilo di sfioro;
- h_0 è il carico idraulico di progetto, misurato da vertice superiore del profilo di sfioro;
- $C \left(\frac{h}{h_0} \right)$ è il coefficiente di deflusso, funzione di $h = h_0$;
- L' è la lunghezza efficace dello sfioro, condizionata dal numero e forma delle pile e delle spalle presenti.

In questa formula assume particolare importanza la scelta del carico idraulico di progetto, del coefficiente di deflusso che si utilizza quando si instaura il carico di progetto e della legge di variazione del coefficiente di deflusso in funzione del carico.

Per quantificare il coefficiente di deflusso, venne utilizzata l'espressione fornita da Brundenell e riportata da Arredi (Costruzioni idrauliche, volume secondo, tomo secondo pag. 1494):

$$C = C_0 \left(\frac{h}{h_0} \right)^{0.12}$$

La determinazione del coefficiente di deflusso si basò sul seguente procedimento:

- il profilo reale di sfioro si ritenne assimilabile ad un profilo teorico del tipo Creager-Scimemi, che viene tracciato in funzione di un carico di riferimento;
- la corrispondenza tra il profilo reale e quello teorico venne ricercata costruendo diversi profili, per ognuno dei quali si impose la coincidenza in un punto con quello reale.

In particolare, furono costruite 3 curve paraboliche (y_1 , y_2 , y_3), utilizzando un sistema di riferimento cartesiano con origine degli assi sul vertice della soglia di sfioro e imponendo la tangenza di ciascuna curva in un punto del profilo reale, rispettivamente $x = 1, 2, 3$ (Figura 4-6). Oltre ad essi, viene anche rappresentato il profilo del carico effettivo massimo ricavato dall'analisi idraulica, che fu condotta nello studio.

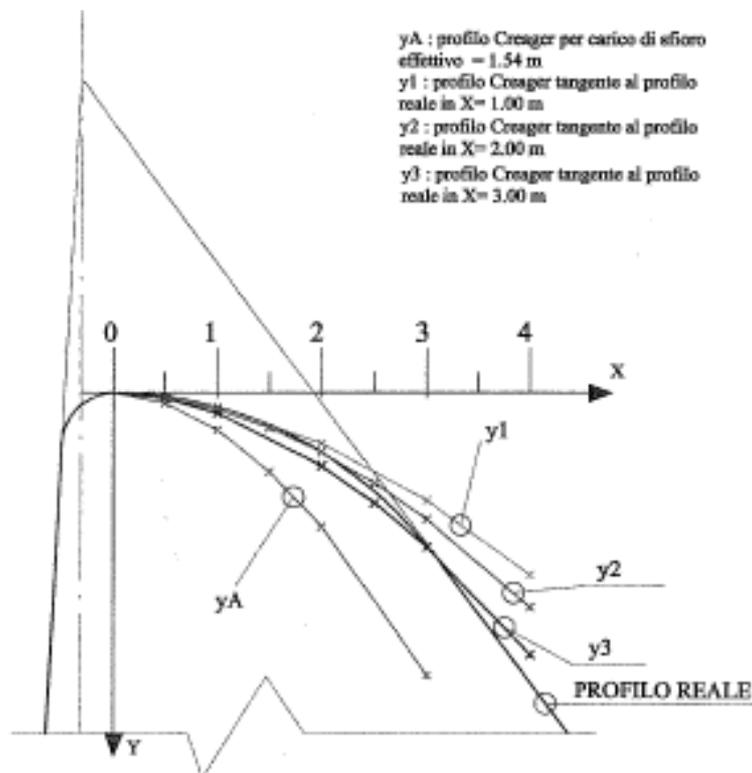


Figura 4-6 – Schema in cui sono rappresentati il profilo reale (linea continua) e i 3 profili tangenti al profilo reale in $x = 1, 2$ e 3 , denominati rispettivamente y_1, y_2 e y_3 ed il profilo rispetto al carico effettivo, denominato y_A (Porcheddu 1998, Integrazioni)

Venne scelto il profilo che apparve più simile a quello reale, in modo da valutare la variazione del coefficiente di deflusso in funzione del carico effettivo previsto sulla soglia di sfioro, in questo caso quello denominato “ y_2 ”.

Le curve paraboliche rappresentato furono definite per mezzo della seguente equazione:

$$\frac{Y}{h} = 0.5 \left(\frac{x}{h} \right)^{1.85}$$

Dal momento che nel profilo scelto per $x = 2 \text{ m}$ (punto di tangenza per il profilo y_2) si ottiene $y = 0.569 \text{ m}$, la precedente equazione diventa:

$$h_0 = \left(\frac{x^{1.85}}{2 * Y} \right)^{1/0.85} = 3.883 \text{ m}$$

che venne considerato il carico di progetto e inserito nell'equazione che valuta il coefficiente di deflusso.



Nel calcolo della portata di efflusso dallo sfioratore di superficie è presente, inoltre, la lunghezza efficace dello sfioro L' , la quale valuta gli effetti di contrazione, comunque limitati per il caso di studio, della vena idraulica per la presenza delle pile e delle spalle. Gli effetti possono essere conteggiati valutando la lunghezza efficace come (Design of Small Dams, 1987, United States Department of the Interior):

$$L' = L - 2(N \cdot K_p + K_a)h$$

nella quale:

- L è la lunghezza netta della luce sfiorante;
- N è il numero di pile;
- K_p è il coefficiente di contrazione determinato dalle pile, pari a 0.01 per pile arrotondate;
- K_a è il coefficiente di contrazione determinato dalle spalle, assunto pari a 0.10.

L'applicazione della formula per il presente caso rappresentato da 5 luci divenne:

$$L' = L - 2(N \cdot K_p + K_a)h = 35 - 2(4 \cdot 0.01 + 0.1)h$$

Nello studio di Porcheddu 1991 fu riportato che, con un carico effettivo $H_e = 1.5$ m, la lunghezza efficace si riduce a 34.58 m.

4.2.4 Rivalutazione dello studio idraulico

Nel presente paragrafo si pone l'obiettivo di verificare l'attendibilità delle ipotesi assunte nel precedente studio riguardo il calcolo della portata di efflusso dallo sfioratore di Bunnari Alto, dato fondamentale per la determinazione della portata di progetto per l'opera di bypass della diga di Bunnari Basso.

In particolare, posto che il carico di progetto sia $h_0 = 3.883$ m come calcolato nello studio pregresso, è stato calcolato il coefficiente di deflusso variabile in funzione del carico effettivo, modificando le ipotesi riguardo i seguenti punti:

1. valore del coefficiente di deflusso di riferimento: C_0 è stato posto pari a 0.492, sulla base delle indicazioni fornite in Design of small dams, p. 414 (United States Department of Interior, 1987);
2. legge di variazione del coefficiente di deflusso: il coefficiente di portata $C\left(\frac{h}{h_0}\right)$, che varia in funzione del rapporto tra il carico idraulico effettivo h e quello di progetto h_0 , si può ricavare considerando l'andamento proposto dallo United States Department of the Interior (Figura 4-7), che può essere facilmente riprodotto con il seguente polinomio:

$$\frac{C}{C_0} = -0.063 \cdot \left(\frac{h}{h_0}\right)^2 + 0.2683 \cdot \frac{h}{h_0} + 0.7986 .$$

Osservando Figura 4-7, si nota che il valore del coefficiente di deflusso per carichi effettivi prossimi allo 0 sono è pari a $C = 0.8 \cdot C_0 = 0.8 \cdot 0.492 = 0.39$: tale valore è assimilabile al coefficiente di deflusso per stramazzone in parete grossa, generalmente assunto pari a 0.385.

In Figura 4-8 sono riportate le curve di efflusso relative all'intero sfioratore e al singolo settore, ed in Tabella 4-3 i valori delle portate sfiorate alle quote notevoli.

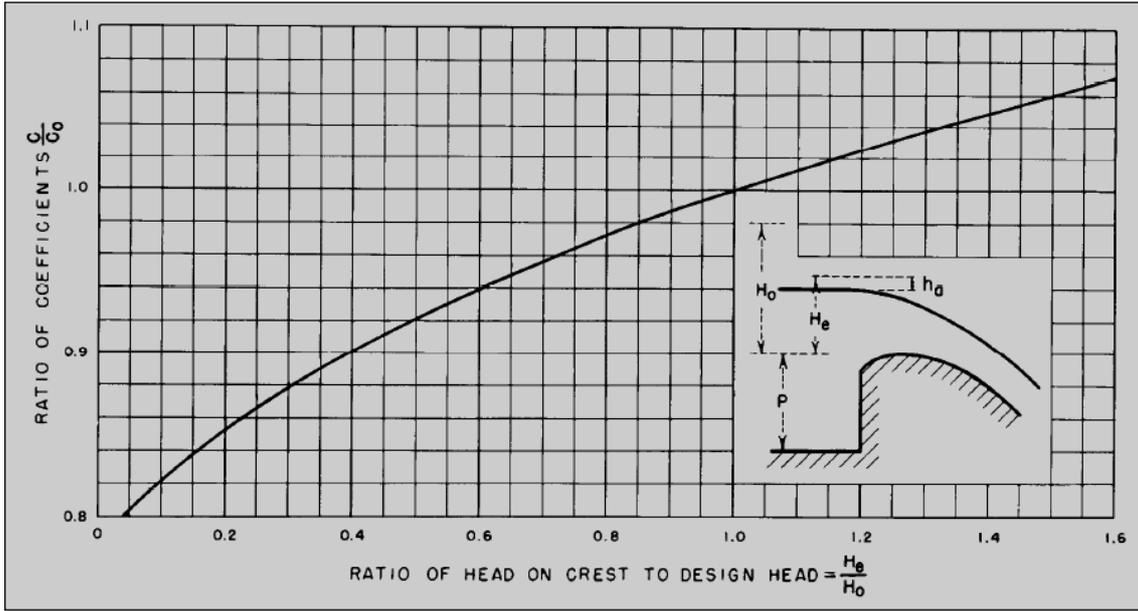


Figura 4-7 – Andamento del coefficiente di portata in funzione del carico idraulico sulla soglia sfiorante

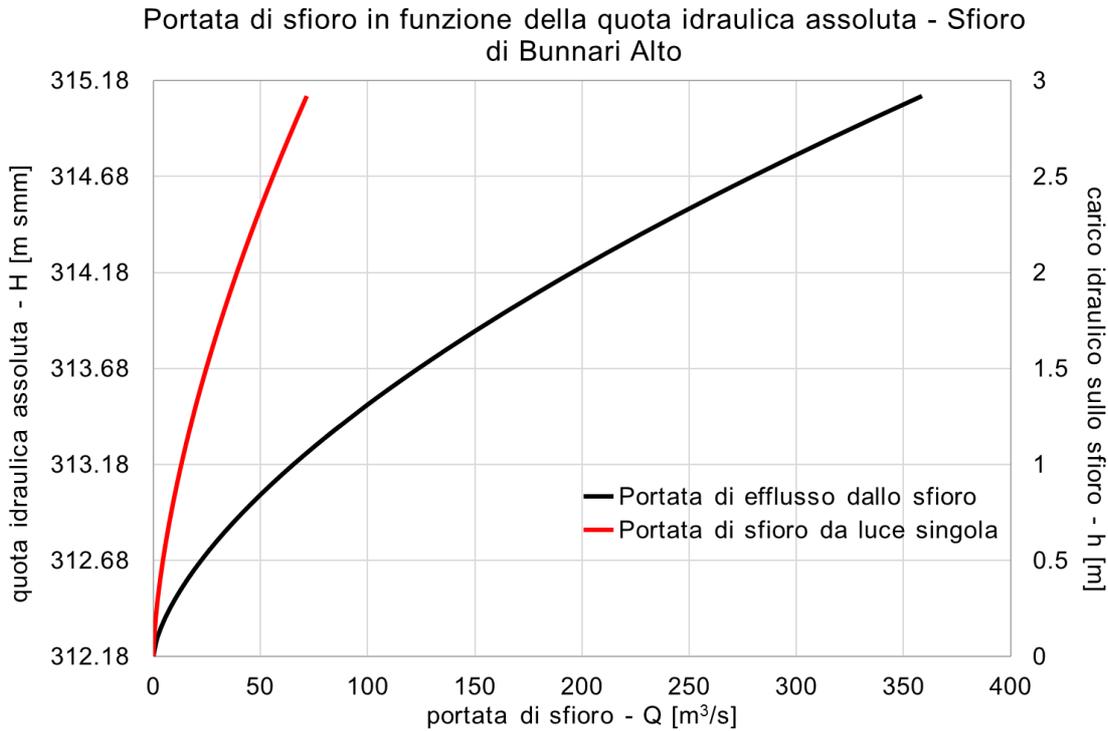


Figura 4-8 – Curva di efflusso per una luce singola (linea rossa) e per l'intero sfioratore di superficie di Bunnari Alto (linea nera)



Tabella 4-3 – Principali valori considerati per il calcolo delle portate di sfioro di Bunnari Alto

Portate evacuate dallo sfioro di superficie			
quota idraulica assoluta		H [m s.m.m.]	
carico idraulico		h [m]	
coefficiente di portata		C	
portata sfiorata		Q [m ³ /s]	
quota di massima regolazione		312.18 m s.m.m.	
quota di massimo invaso		313.43 m s.m.m.	
quota di coronamento		315.10 m s.m.m.	
H [m s.m.m.]	h [m]	C	Q [m ³ /s]
312.18	0.00	0.393	0.00
313.43	1.25	0.434	98.59
315.10	2.92	0.475	358.52

4.3 CALCOLO DELLA CAPACITÀ DI LAMINAZIONE PER BUNNARI ALTO

In conformità a quanto disposto nelle NTD 2014, la simulazione della portata evacuata dallo sfioratore di Bunnari Alto viene svolta considerando la capacità di laminazione del serbatoio. Viene quindi implementato un codice di calcolo che restituisce la portata sfiorata durante l'evento di piena al variare del tempo.

La simulazione è svolta ricorrendo alla nota equazione dei serbatoi:

$$Q_a - Q_e = S \cdot \frac{dz}{dt}$$

di cui le variabili sono le seguenti:

- Q_a portata affluente alla diga, ricavata dalle elaborazioni idrologiche
- Q_e portata in uscita dal serbatoio
- S superficie dello specchio liquido d'acqua
- z quota dello specchio liquido d'acqua nel serbatoio.

Il metodo alle differenze finite consente di discretizzare la variabile temporale e derivare la quota dello specchio liquido in determinati istanti separati da intervalli temporali costanti:

- $\bar{Q}_a - \bar{Q}_e = \bar{S} \cdot \frac{\Delta z}{\Delta t}$, da cui $\Delta z = \frac{(\bar{Q}_a - \bar{Q}_e)\Delta t}{\bar{S}}$
- \bar{Q}_a portata affluente media nell'intervallo di tempo Δt
- \bar{Q}_e portata scaricata media nel tempo Δt
- \bar{S} superficie dello specchio liquido d'acqua media nel tempo Δt .

La portata affluente corrisponde all'evento meteorico di piena, assunto per verificare la capacità di laminazione del serbatoio.

Le variabili di superficie $S(z)$ e di portata effluente $Q_e(z)$ invece sono calcolate come valori mediati nell'intervallo di variazione della quota dello specchio liquido, afferente al passo temporale assunto.

Tali valori sono ottenuti da sequenze iterative: al tempo iniziale $t = t_0$ risulta essere $z = z_0$ e $S = S_0$.

Nell'intervallo Δt assunto:

$$\bar{Q}_e^{[1]} = Q_e(z = z_0) \quad \bar{S}^{[1]} = S_0 \quad \Delta z^{[1]} = \frac{\bar{Q}_a - \bar{Q}_e^{[1]}}{\bar{S}^{[1]}} \cdot \Delta t$$

da cui si ricavano stime migliorate della portata effluente e della superficie dello specchio liquido d'acqua:

$$\bar{Q}_e^{[2]} = Q_e\left(z = \frac{z_0 + (z_0 + \Delta z^{[1]})}{2}\right)$$

$$\bar{S}^{[2]} = S\left(z = \frac{z_0 + (z_0 + \Delta z^{[1]})}{2}\right)$$

$$\Delta z^{[2]} = \frac{\bar{Q}_a - \bar{Q}_e^{[2]}}{\bar{S}^{[2]}} \cdot \Delta t.$$

Si procede in questo modo fino ad una tolleranza accettabile.

4.4 STIMA DELL'IDROGRAMMA DI EFFLUSSO DA BUNNARI ALTO PER TR = 500, 1000 ANNI

Come suddetto, vengono verificati gli idrogrammi di piena di progetto corrispondente ad un evento con periodo di ritorno cinquecentenario e millenario, ottenuti dall'analisi idrologica e visibili in Figura 4-9.

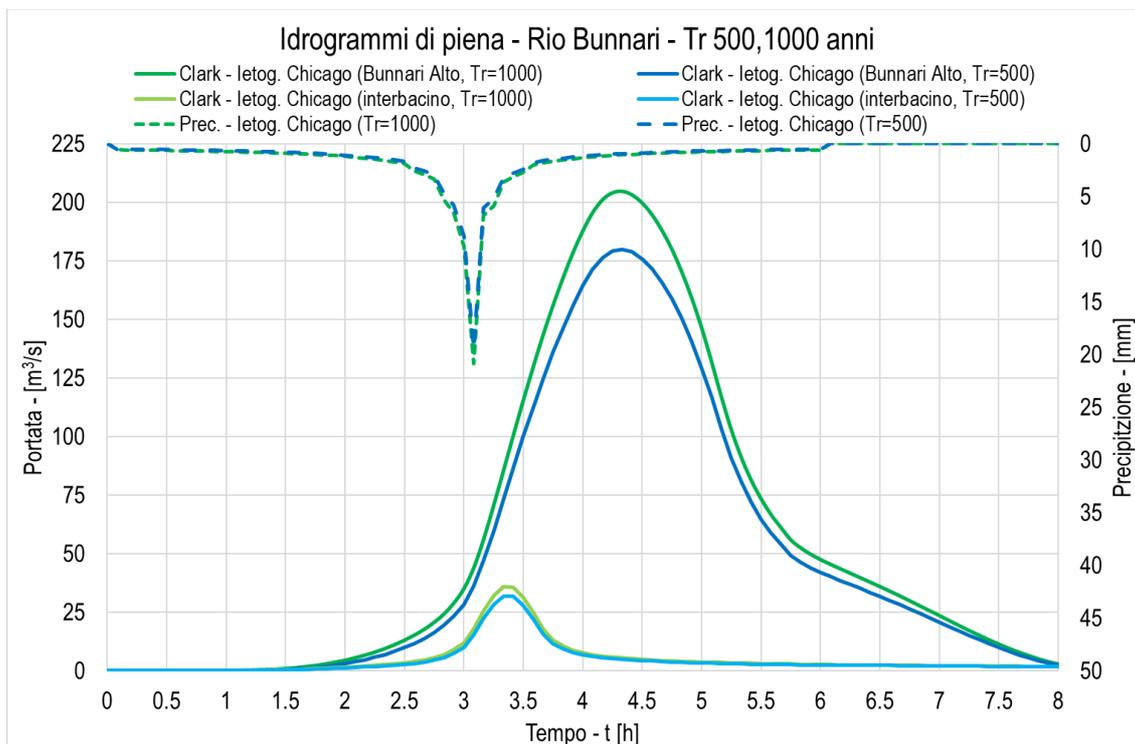


Figura 4-9 – Idrogrammi di piena risultanti dallo studio idrologico per i tempi di ritorno $Tr = 500, 1000$ anni

In particolare, gli idrogrammi di piena in arrivo a Bunnari Alto (linee continue, in verde $Tr = 1000$ anni, in blu $Tr = 500$ anni) vengono utilizzati come afflusso alle verifiche idrauliche dello sfioratore di superficie di Bunnari



Alto; gli idrogrammi di pieni prodotti nell'interbacino vengono, invece, sommati all'idrogramma di efflusso da Bunnari Alto, al fine di ottenere l'idrogramma di afflusso a Bunnari Alto.

Le verifiche idrauliche riguardo l'invaso di Bunnari Alto vengono svolte elaborando il processo di calcolo su descritto, ponendo le seguenti ipotesi:

- Quota iniziale dell'invaso pari alla quota di massima regolazione $H_{reg} = 312.18 \text{ m s. m.}$;
- Scarico di fondo completamente chiuso.

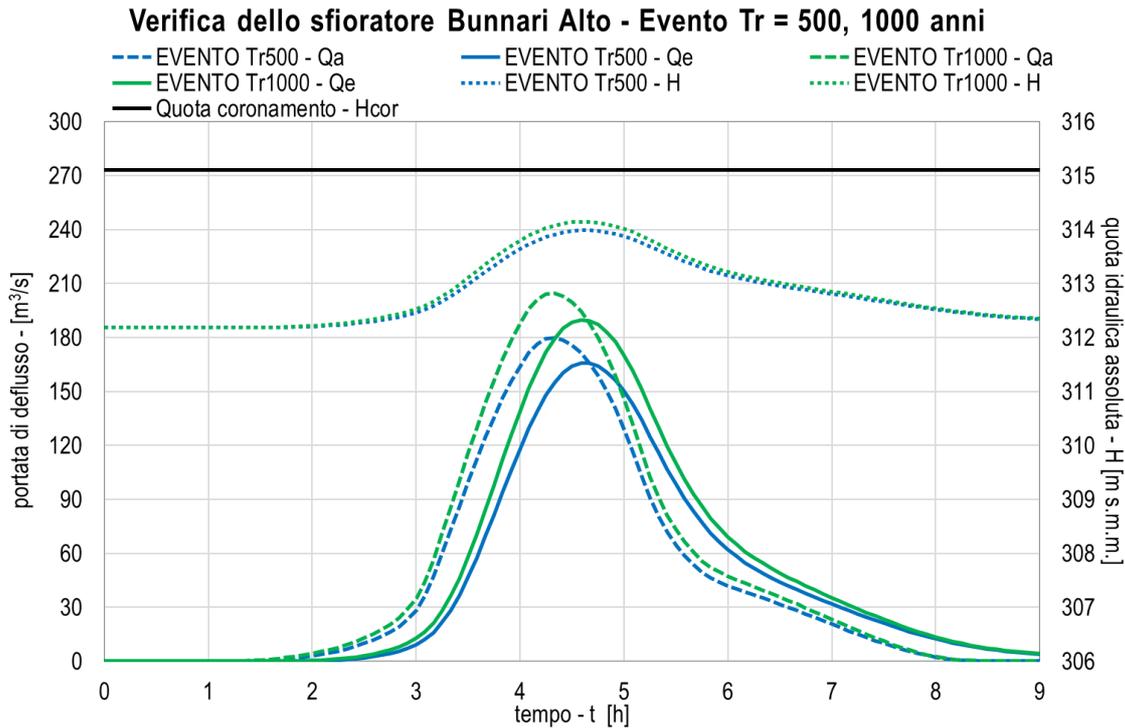


Figura 4-10 – Idrogrammi di afflusso a Bunnari Alto (linea tratteggiata), di efflusso dallo sfioro superficiale (linea continua), livello nell'invaso (linea a punti) e quota del coronamento (linea continua nera). Il colore verde fa riferimento al $Tr = 1000$ anni, il blu a $Tr = 500$ anni.

I principali valori di riferimento riguardo le portate evacuate dallo sfioratore superficiale e le quote raggiunte dall'invaso di Bunnari Alto sono riportate in Tabella 4-4

Tabella 4-4 – Principali valori della verifica idraulica dello sfioro di Bunnari Alto

Portate evacuate dallo sfioro di superficie - Bunnari Alto			
massima portata di afflusso	Q_{a-MAX} [m^3/s]		
massima portata di efflusso	Q_{e-MAX} [m^3/s]		
massimo livello idraulico raggiunto durante l'evento	H_{max} [m s.m.]		
EVENTO	Q_{a-MAX} [m^3/s]	Q_{e-MAX} [m^3/s]	H_{max} [m s.m.]
EVENTO Tr500	179.90	165.67	313.98
EVENTO Tr1000	204.70	189.87	314.14

4.5 STIMA DELL'IDROGRAMMA DI AFFLUSSO A BUNNARI BASSO

Una volta ottenuto l'idrogramma di efflusso dagli organi di scarico superficiale di Bunnari Alto per i tempi di ritorno considerati, è possibile ottenere quelli di afflusso a Bunnari Basso, sommando a tali idrogrammi quelli idrologici prodotti nell'interbacino compreso tra le due dighe. In particolare, questo ultimo contributo è visibile in Figura 4-9, dove rispettivamente si indica in blu l'andamento della portata per il $Tr = 500$ anni e in verde quello per $Tr = 1000$ anni.

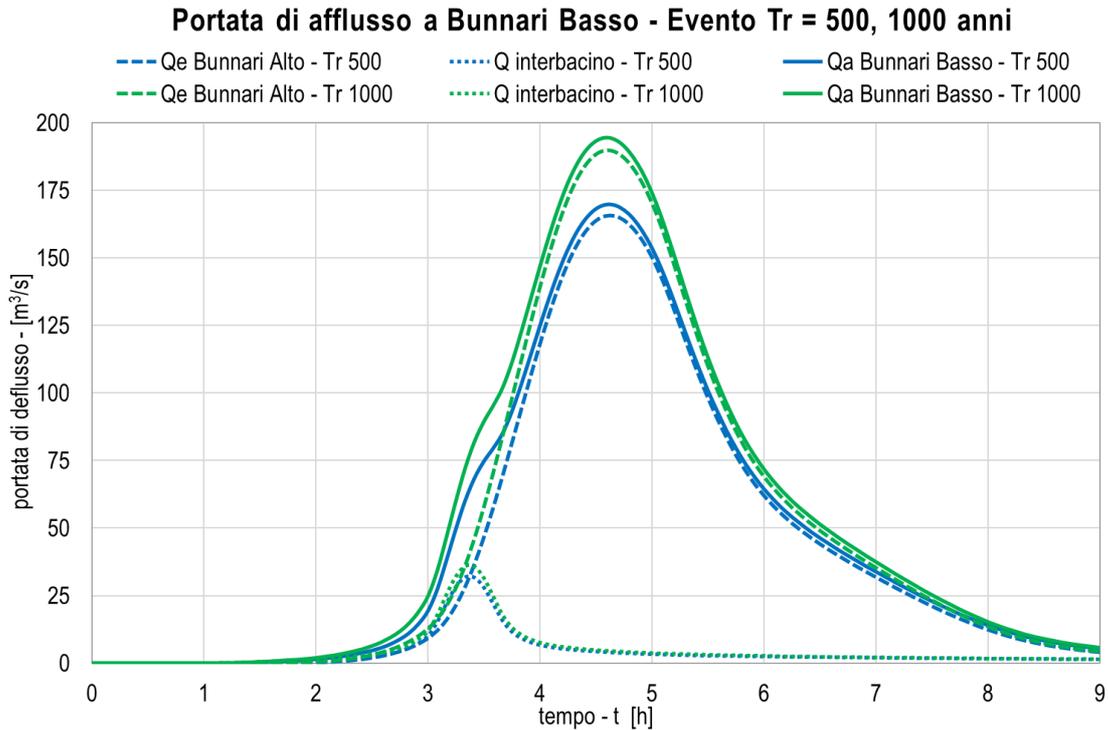


Figura 4-11 – Idrogrammi di efflusso da Bunnari Alto (linea tratteggiata), idrologici per l'interbacino (linea a punti) e di afflusso a Bunnari Basso (linea continua). Il colore verde fa riferimento al $Tr = 1000$ anni, il blu a $Tr = 500$ anni.

Il valore di massima portata in afflusso a Bunnari Basso per il tempo di ritorno cinquecentenario è $Q = 169.74 \frac{m^3}{s}$, mentre per il **tempo di ritorno millenario** risulta pari a $Q = 194.47 \frac{m^3}{s}$. Quest'ultimo valore è la portata di progetto per il dimensionamento dell'opera di bypass della diga di Bunnari Basso.



- Quota di fondo dell'invaso in prossimità dell'opera di presa e dell'opera di ritenuta pari a circa 271 m s.m.m.
- Quota di sfioro dell'opera di captazione e corrispondente al livello di massima regolazione pari a 275 m s.m.m..
- Quota di massimo vaso corrispondente al carico idraulico massimo di sfioro, che si genera in caso di evento millenario (Tr=1000) pari a 277.9 m s.m.m.
- Quota di coronamento del corpo arginale di ritenuta idraulica, pari a 279.6 m s.m.m.
- Quota di fondo della vasca di carico, corrispondente alla quota iniziale dello scivolo di raccordo, pari a 269 m s.m.m.
- Quota inferiore dello scivolo pari a 266.5 m s.m.m.
- Quota iniziale di scorrimento della galleria con sezione a ferro di cavallo pari a 266 m s.m.m..

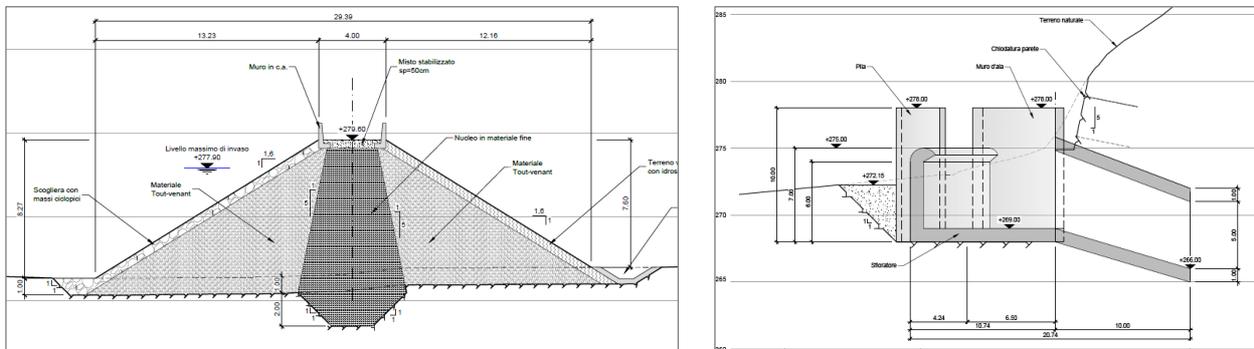


Figura 5-2 – Sezioni verticali delle opere che compongono la SOLUZIONE B

L'opera di ritenuta, costituita dal rilevato arginale, possiede un'altezza pari a 8.27 m, nella definizione introdotta nella L 21 ottobre 1994, n. 584 e ripresa nel Decreto 26 giugno 2014 (NTD 2014), ovvero:

- Differenza tra la quota del piano di coronamento e quella del punto più depresso dei paramenti.

Il volume idraulico e lo specchio idraulico sottesi dall'argine di ritenuta corrispondono ai dati e diagrammi esposti in Tabella 5-1 e Figura 5-3, dedotti dalle elaborazioni svolte con DTM proveniente dal rilievo eseguito. Le curve caratteristiche derivate per interpolazione dei dati desunti dal rilievo possono essere espresse con i seguenti polinomi:

$$S[m^2] = -11.793 \cdot z^3 + 296.48 \cdot z^2 - 211.17 \cdot z - 0.00 \quad (\text{dimensione dello specchio liquido sotteso})$$

$$V[m^3] = 14.898 \cdot z^3 + 627.16 \cdot z^2 - 2062.40 \cdot z - 0.00 \quad (\text{dimensione volume idraulico sotteso})$$

Nelle quali z rappresenta la quota del livello assunto rispetto al piano di riferimento coincidente con la quota 270 m s.m.m..

Con riferimento alla quota di massima regolazione, pari a 275 m s.m.m., il volume idraulico sotteso è stimato pari a 7,229.25 m³.



Tabella 5-1 – Dati relativi alle curve caratteristiche degli invasi sottesi dall'opera di ritenuta prevista nella SOLUZIONE B

SERBATOIO BUNNARI - SOLUZIONE B				
piano di riferimento 270 m s.l.m.		soluzione B		
quota assoluta	quota relativa	specchio liquido	volume parziale	volume progressivo
h [m s.m.m.]	z [m]	S [m ²]	ΔV [m ³]	V [m ³]
270.00	0.00			
272.00	2.00	277.47	15.13	15.13
274.00	4.00	3,229.45	2,906.73	2,921.86
276.00	6.00	6,874.49	9,771.82	12,693.68
278.00	8.00	11,547.32	17,642.17	30,335.85
280.00	10.00	15,801.39	26,235.48	56,571.33
282.00	12.00	19,302.40	36,928.81	93,500.14
284.00	14.00	23,015.98	40,420.82	133,920.96
coefficienti equazioni serbatoio				
	a1 (z ³)	a2 (z ²)	a3 (z)	a4
z-S	-11.793	296.480	-211.170	0.000
z-V	14.898	627.160	-2062.400	0.000

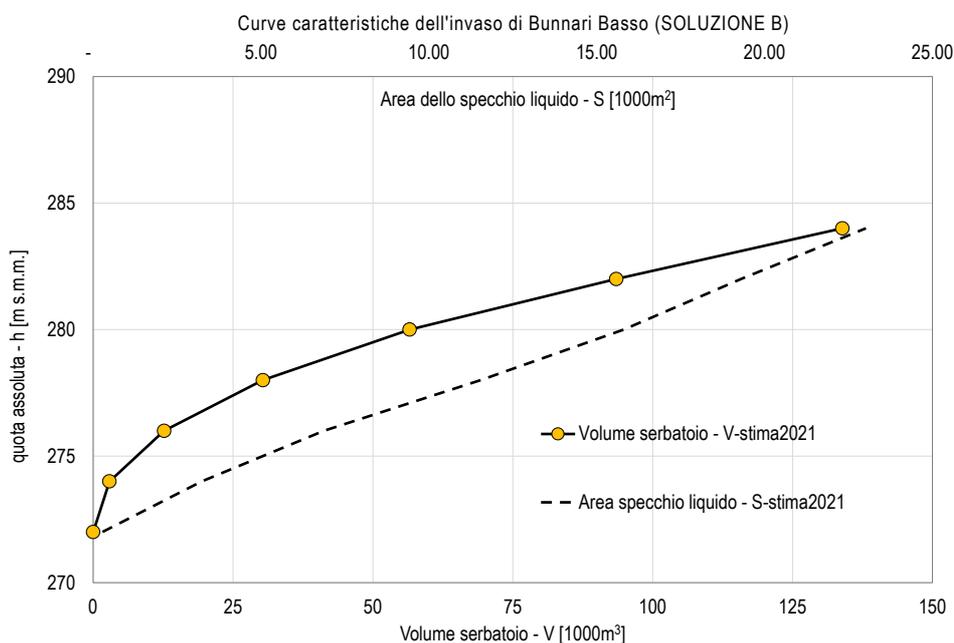


Figura 5-3 – Diagrammi delle curve caratteristiche del serbatoio sotteso dall'opera di ritenuta prevista nella SOLUZIONE B

Nel seguito si riportano i riferimenti adottati per il dimensionamento delle opere componenti la soluzione B, in particolare:

- L'opera di captazione

- Lo scivolo di raccordo
- La galleria di evacuazione
- L'opera di dissipazione.

5.1 DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA DI CAPTAZIONE

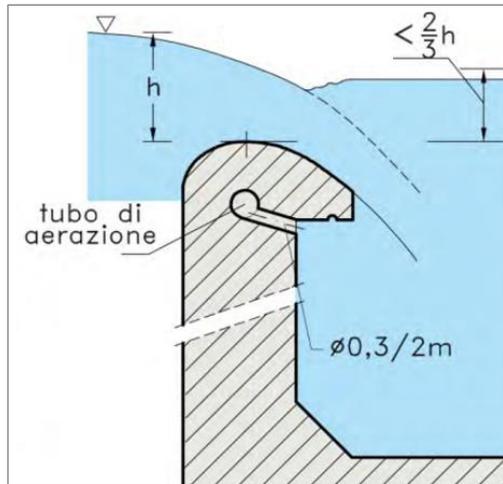


Figura 5-4 – Rappresentazione di muro sfiorante con profilo superiore a Creager-Scimemi

L'opera di captazione è costituita da muro in elevazione con profilo superiore sagomato secondo l'equazione di Creager-Scimemi (Figura 5-4), ovvero:

$$\frac{y}{h_0} = 0.5 \left(\frac{x}{h_0} \right)^{1.85}$$

nella quale

- x e y sono le coordinate cartesiane con origine nel punto di vertice del profilo
- $h_0 = 2.9 \text{ m}$ è il carico fondamentale conteggiato in corrispondenza del vertice del profilo, e pari alla differenza tra la quota di massimo invaso (277.9 m s.m.m.) e la quota di sfioro (275 m s.m.m.).

L'equazione relativa alla portata captata deriva dalla formula della foronomia applicata ad uno stramazzo superficiale, ovvero:

$$Q = C_q \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot h^{3/2}$$

nella quale

Q è la portata derivata dallo stramazzo

C_q è il coefficiente di deflusso

L è la lunghezza totale netta dello sfioro

h è il carico idraulico valutato rispetto al vertice dello sfioro.

C_q viene valutato ricorrendo al diagramma di Figura 5-5 (Design of Small Dams, USBR, 1987): considerando $p = 275 - 271 = 4 \text{ m}$ ed il carico fondamentale $h_0 = 2.9 \text{ m}$, ne deriva un valore dal diagramma pari a 3.88 (US system), che rispetto alla formula su riportata corrisponde a $C_q = 0.483$. Ne deriva che la portata millenaria pari a $Q = 194.47 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$ viene derivata con $h_0 = 2.9 \text{ m}$.

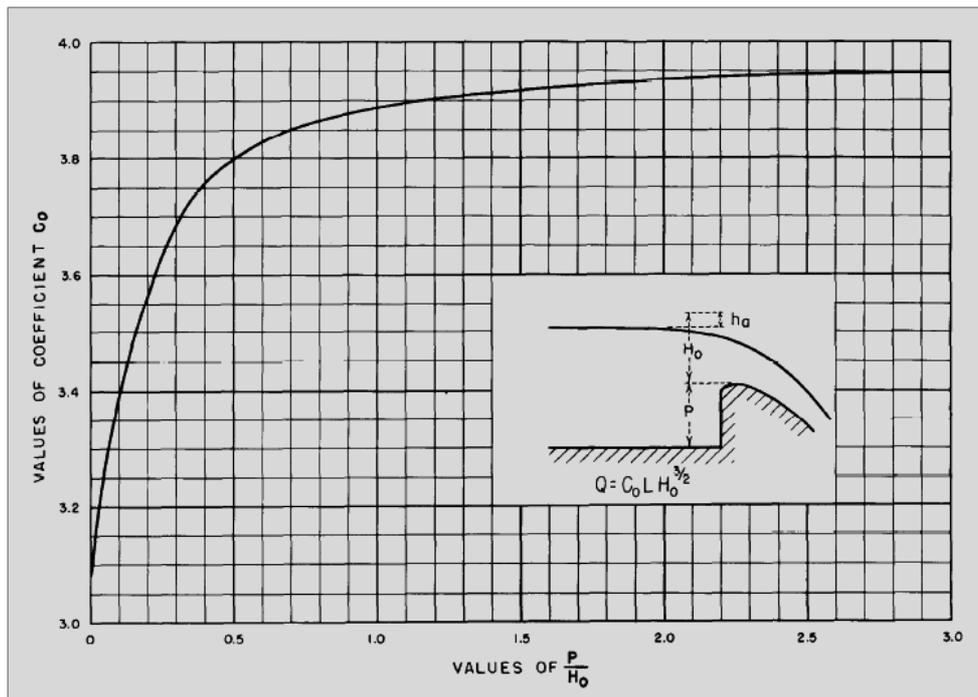


Figura 5-5 – Diagrammi delle curve caratteristiche del serbatoio sotteso dall'opera di ritenuta prevista nella SOLUZIONE B

5.2 DIMENSIONAMENTO DELLO SCIVOLO DI RACCORDO

Il tratto di raccordo che segue la vasca di carico possiede larghezza iniziale pari a 6.8 m, fino a restringersi a 5.5 m in corrispondenza dell'ingresso in galleria, di dimensione trasversale ancora pari a 5.5 m.

La pendenza del tratto di raccordo tra la vasca di carico e la galleria è pari a (Figura 5-2) $\frac{269-266}{10} = 30\%$, ed è necessaria per imporre la condizione critica ed instaurare regime supercritico nel tratto di valle. Il corretto dimensionamento dell'opera di raccordo deve assolvere a n°2 condizioni di verifica:

- a) l'altezza critica y_c nella sezione iniziale del raccordo dev'essere inferiore a $\frac{2}{3}H_0 + (275 - 269)$, con H_0 corrispondente al carico idraulico sullo stramazzo. Si evita così di creare rigurgito al livello dell'invaso. La verifica è conseguita secondo i seguenti valori:

$$\bullet \quad y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{B^2 \cdot g}} = \sqrt[3]{\frac{194.47^2}{6.8^2 \cdot g}} = 4.37 \text{ m} < \frac{2}{3}H_0 + (275 - 269) = \frac{2}{3}(277.9 - 275) + (275 - 269) = 7.93 \text{ m}$$

- b) Non deve generarsi risalto idraulico lungo il tratto di raccordo e all'ingresso in galleria. Si evita così il funzionamento in pressione dell'imbocco galleria, con le annesse problematiche di rigurgito idraulico che ne potrebbero derivare. Dallo sviluppo del modello in HEC-RAS, descritto e presentato al paragrafo successivo, e con riferimento alla Figura 5-6, si hanno:

$$\bullet \quad H_1 = 6.56 \text{ m}$$

- $H_2 = 9.13 = H_1 - \Delta H_{1-2} + \Delta z = 6.56 - 0.43 + 3$. La perdita di carico $\Delta H_{1-2} = C_c \cdot \left(\frac{v_2^2}{2g} - \frac{v_1^2}{2g} \right) \cong 0.1 \cdot \left(\frac{10.67^2}{2g} - \frac{6.54^2}{2g} \right)$ è di entità trascurabile; si evita così il raggiungimento della condizione critica $H_{2-cr} = \frac{3}{2} y_{2-cr} = 7.55 \text{ m}$
- $H_3 = 9.61 = H_2 - \Delta H_{2-3} + \Delta z = 9.13 - 0.02 + 0.5$. In tal caso, è stato scelto di introdurre un salto di fondo pari a 0.5 m per compensare le perdite di carico al passaggio dalla sezione rettangolare a quella a ferro di cavallo.

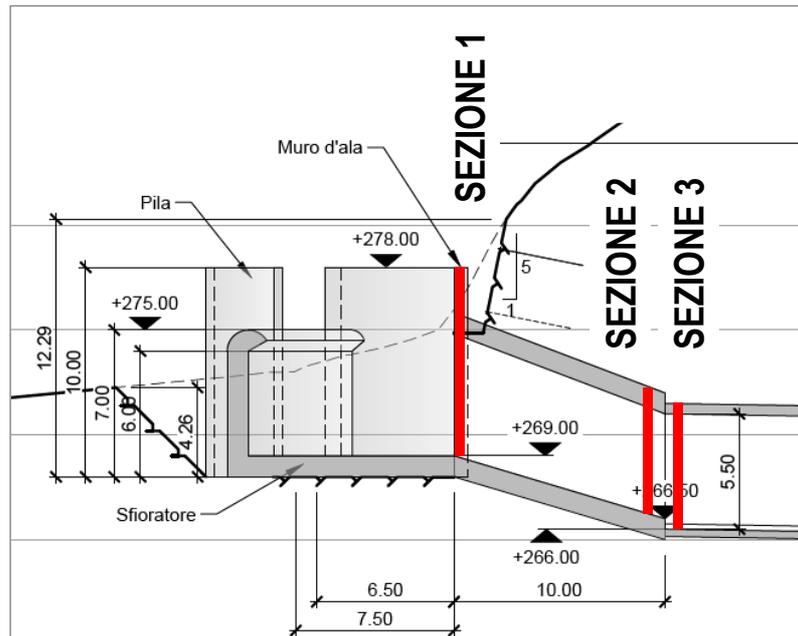


Figura 5-6 – Sezione longitudinale dell'opera di imbocco con indicazione delle sezioni notevoli

5.3 DIMENSIONAMENTO DELLA GALLERIA DI EVACUAZIONE

Il tratto in galleria è costituito da una sezione a ferro di cavallo (Figura 5-7), di dimensione e pendenza definiti al fine di assolvere ai seguenti criteri:

- Velocità di deflusso pari a circa 10 m/s
- Grado di riempimento massimo pari a circa 70%.

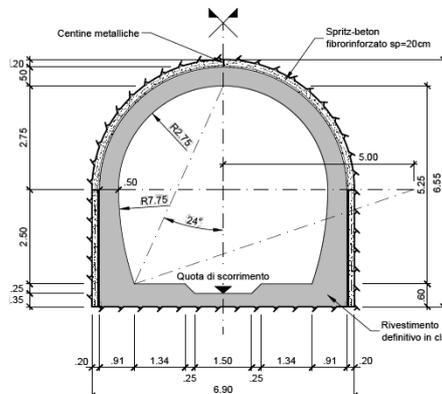


Figura 5-7 – Sezione a ferro di cavallo assegnata alla galleria di evacuazione

MANDATARIA:

MANDANTI:

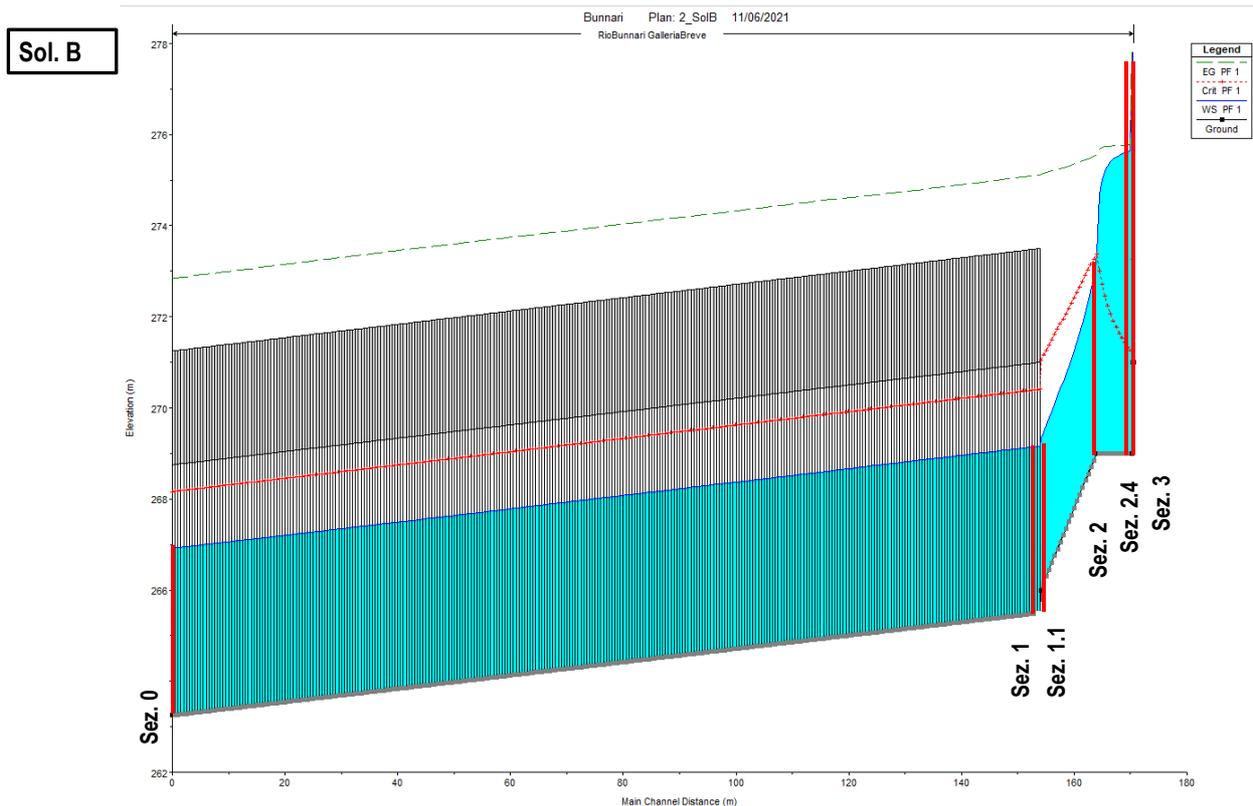
In condizioni di moto uniforme, con pendenza $i=2\%$ e grado di riempimento pari a 70% , si ha:

$$\frac{A}{D^2} = 0.6312 \text{ ovvero } A = 19.1 \text{ m}^2$$

$$\frac{R_H}{D} = 0.2995 \text{ ovvero } R_H = 1.65 \text{ m}^2$$

$$Q = A \cdot R_H^{\frac{2}{3}} \cdot K_S \cdot \sqrt{i} = 264 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}, \text{ con scabrezza } K_S = 70 \frac{\text{m}^{1/3}}{\text{s}}.$$

La portata così garantita è superiore alla piena millenaria, di valore $194.47 \text{ m}^3/\text{s}$. La verifica svolta con HEC-RAS e presentata nel seguito conferma il rispetto dei criteri di cui sopra.



5.4 DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA DI DISSIPAZIONE

Il manufatto di dissipazione prescelto è riconducibile ad una vasca di dissipazione (stilling basin) anticipata da salto di fondo e di larghezza maggiorata rispetto alla larghezza di deflusso in galleria.

Lo schema è riportato in Figura 5-9.

Con riferimento a tale schema, il dimensionamento del salto idraulico è svolto in modo da generare alla sezione 3 l'energia idraulica minima, ovvero quella critica, e favorire il raccordo con le condizioni idrauliche di valle.

La dissipazione del deflusso in ingresso alla vasca (sezione 1 in Figura 5-9) è garantita da blocchi sporgenti dimensionati secondo la tipologia di dissipatore USBR-III (Figura 5-10), a cui ricorrere per Fr in ingresso compresi tra 4.5 e 17.

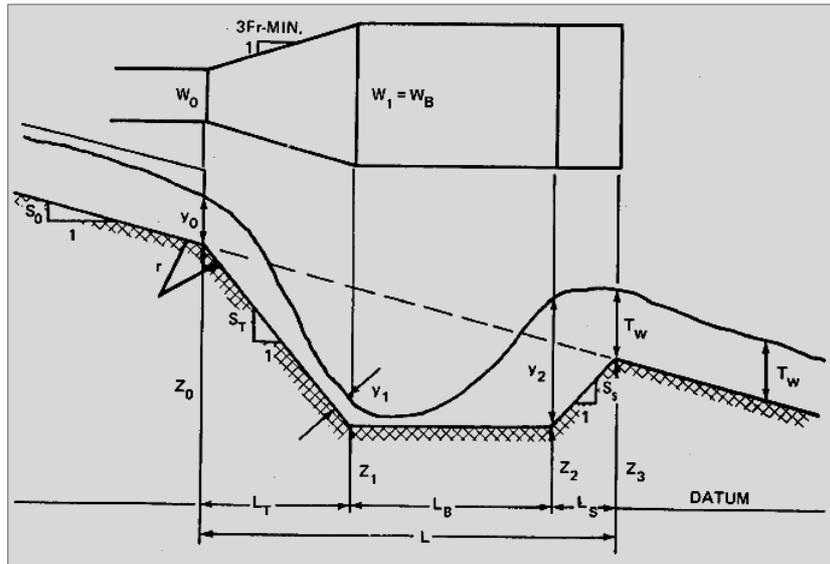


Figura 5-9 – Schema della vasca di dissipazione e indicazione dei parametri geometrici (Hydraulic Design of Energy Dissipators for Culverts and Channels, NHI, 2006)

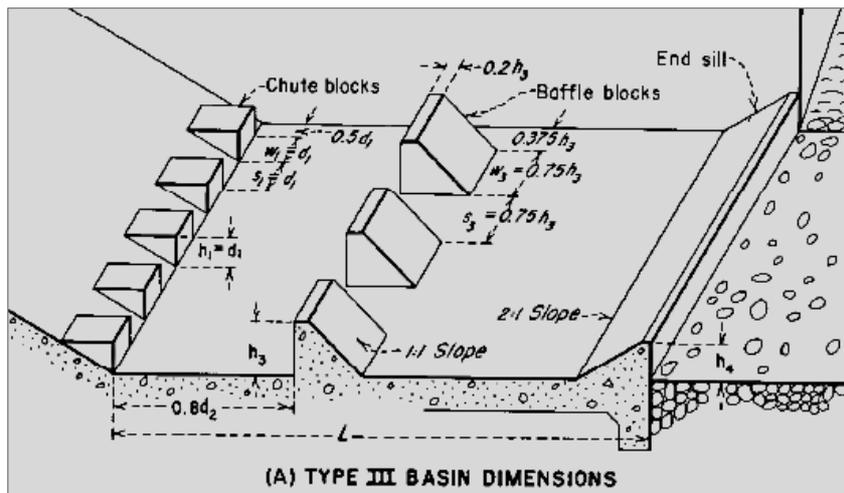


Figura 5-10 – Schema di dissipatore USBR tipo III

Considerando in prima approssimazione i seguenti valori del deflusso in uscita dalla galleria (sezione 0 in Figura 5-9):

$$W_0 = 5.5 \text{ m}$$

$$v_0 = 10.75 \text{ m/s}$$

$$F_{r0} = 1.79$$

$$y_0 = 3.5 \text{ m}$$

$$H_0 = 9.39 \text{ m.}$$

La larghezza della vasca W_B risulta:



$$W_B \leq W_0 + \frac{2L_T \sqrt{S_T^2 + 1}}{3F_{r0}} = 13.50 \text{ m}$$

nella quale

$L_T = 19.2 \text{ m}$ è la lunghezza del tratto di espansione

$S_T = 0.5$ è il parametro di inclinazione dello scivolo in ingresso alla vasca di dissipazione

$F_{r0} = 1.79$ è in numero di Froude alla sezione 0, corrispondente all'uscita della galleria.

Al fine di rispettare la condizione sopra riportata, si impone quindi una larghezza della vasca W_B pari a 13.0 m. Tra la sezione 0 e la sezione 1, può porsi la seguente equazione di bilancio, nell'ipotesi cautelativa di conservazione dell'energia:

$$H_1 = H_0 + z_0 - z_1,$$

da cui derivare i parametri cinetici di corrente supercritica alla sezione 1, considerando $H_1 = y_1 + \frac{v_1^2}{2g} =$

$$y_1 + \frac{Q^2}{b_1^2 \cdot y_1^2 \cdot 2g} \text{ e } F_{r1} = \frac{v_1}{\sqrt{g y_1}}:$$

$$H_1 = 18.44 \text{ m}$$

$$y_1 = 0.80 \text{ m}$$

$$v_1 = 18.60 \text{ m/s}$$

$$F_{r1} = 6.6.$$

Ai fini della dissipazione, è richiesto che si instauri la corrente subcritica mediante risalto. Il tirante della corrente subcritica y_2 è derivato dal calcolo dell'altezza coniugata, mediante il bilancio della quantità di moto tra le sezioni 1 e 2:

$$y_2 = \frac{1}{2} y_1 \left(-1 + \sqrt{1 + 8 \cdot F_{r1}^2} \right) = 7.14 \text{ m}$$

con

$$v_2 = 2.02 \text{ m/s}$$

$$F_{r2} = 0.24 .$$

$$H_2 = 7.35 \text{ m}.$$

Secondo il diagramma di Figura 5-11, ne deriva una lunghezza della vasca di dissipazione pari a circa 20 m. si sceglie di estendere la vasca per complessivi 25 m.

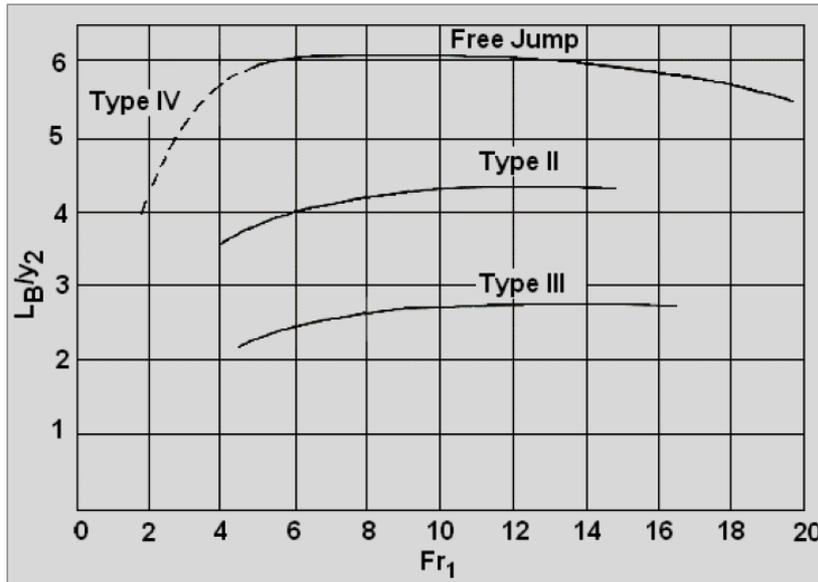


Figura 5-11 – Diagramma per la stima della lunghezza del risalto idraulico in un piano orizzontale

$$y_{3-c} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{W_B^2 g}} = 2.84 \text{ m}$$

$$v_{3-c} = \sqrt{g \cdot y_{3-c}} = 5.27 \text{ m/s}$$

$$H_{3-c} = \frac{3}{2} y_{3-c} = 4.25.$$

Il livello idraulico alla sezione 2 corrisponde al livello in sezione 3 (con riferimento alla Figura 5-9), dove è stata imposta la condizione critica. Ne derivano le seguenti dimensioni della vasca di dissipazione, rappresentate in Figura 5-12.

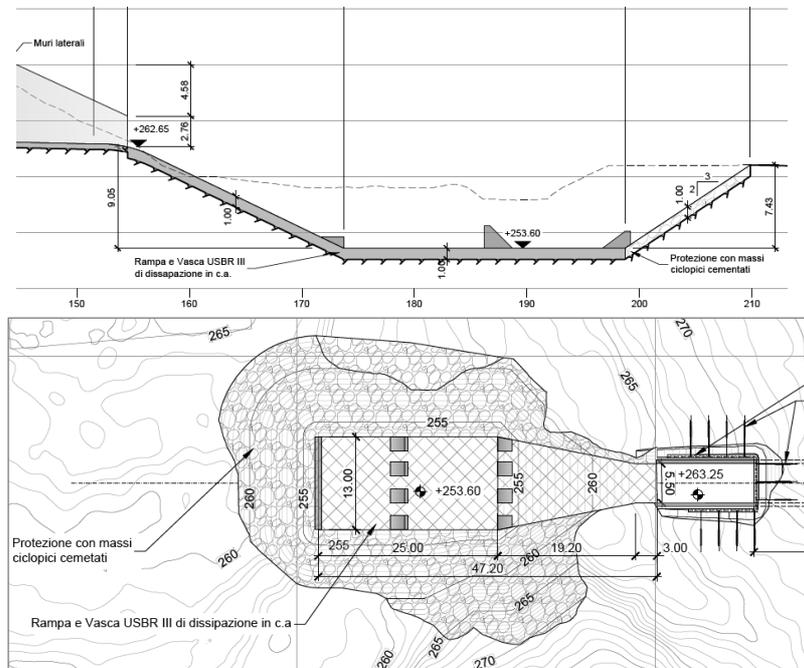


Figura 5-12 – Vasca di dissipazione prevista per la SOLUZIONE B



La dimensione minima dei massi da disporre in corrispondenza dello sbocco della vasca di dissipazione viene determinata sulla base della seguente formula:

$$v_{cr} = 4\sqrt{d}$$

dove v_{cr} corrisponde alla velocità critica necessaria a mettere in moto un sedimento avente diametro pari a d .

In corrispondenza della sezione di uscita della vasca, la velocità risulta esser pari a $v_{3-c} = \sqrt{g \cdot y_{3-c}} = 5.27 \text{ m/s}$ che determina quindi un diametro minimo del masso pari a 1.70m. Si decide quindi di posizionare massi aventi diametro pari a 1.0 m cementati in modo da garantirne la stabilità.



6 BIBLIOGRAFIA

- Ministero delle infrastrutture e dei Trasporti. Decreto 26 giugno 2014. Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)
- United States Department of the Interior. Hydraulic Design of Stilling Basins and energy Dissipators, 1984
- United States Department of the Interior. Design of Small Dams, Third Edition, 1987
- Defina, A. (2010). Profili di moto permanente, Alcuni appunti. DICEA, Padova
- Da Deppo L., Datei C., Salandin P. (2012). Sistemazione dei corsi d'acqua. Edizioni Progetto, Padova
- Da Deppo L., Salandin P. (2014). Opere di scarico e presa per dighe, traverse e canali. Edizioni Progetto, Padova
- Ghetti, A. (1983). Idraulica. Edizioni Libreria Cortina, Padova
- Ven Te Chow, Ph.D. (1959). Open Channel Hydraulics. McGraw Hill Book Company
- Corps of Engineers Hydraulic Design Criteria, prepared for Office of the Chief of Engineers, U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss., 1952
- Novak P., Moffat A.I.B., Nalluri C. e Narayanan R. (2007). Hydraulic Structures, fourth edition
- USACE, Hydrologic Modeling System HEC-RAS. Users Manual, 2020
- USACE, Hydrologic Modeling System HEC-RAS. Applications Guide, 2017
- USACE, Hydraulic Design of Reservoir Outlet Works, 1980
- U.S. Department of Transportation. Hydraulic Design of Energy Dissipators for Culverts and Channels, Third Edition, 2006
- U.S. Department of Transportation. Hydraulic Design of Highway Culverts, Third Edition, 2012



7 APPENDICE A - SOLUZIONE A

La soluzione A si basa sulla realizzazione di un'opera di ritenuta idraulica che fissa la quota di massima regolazione a 279.7 m s.m.m., generando uno specchio d'acqua (12,964.31 m²) che si estende per una notevole porzione nell'invaso sotteso, con il beneficio di generare una risorsa idraulica semipermanente ad arricchimento del contesto ambientale e paesaggistico rinnovato dalle opere in progetto.

In tal senso, la valorizzazione della SOLUZIONE A, richiede necessariamente la disponibilità di una risorsa idrica proveniente da monte, ovvero da Bunnari Alto, al fine di generare lo specchio idraulico fino alla quota di 279.7 m s.m.m., corrispondente alla quota di sfioro dell'opera di captazione.

La SOLUZIONE A si compone dei seguenti corpi d'opera (Figura 7-1):

- Argine di ritenuta idraulica;
- Opera di sfioro laterale, costituita da muro con stramazzo superiore sagomato a Scimemi-Creager, che si sviluppa per un'estensione di 50 m;
- vasca collettoria di portata, costituita da un canale a sezione rettangolare leggermente inclinato, allo scopo di raccogliere la portata in ingresso dallo sfioratore laterale e trasferirla verso il canale fuggatore;
- canale fuggatore, caratterizzato anch'esso da una sezione rettangolare di pendenza superiore a quella della vasca;
- opera di dissipazione a valle, costituita da rampa parabolica che accelera la corrente e da un dissipatore a sci che indirizza la corrente verso l'alto.

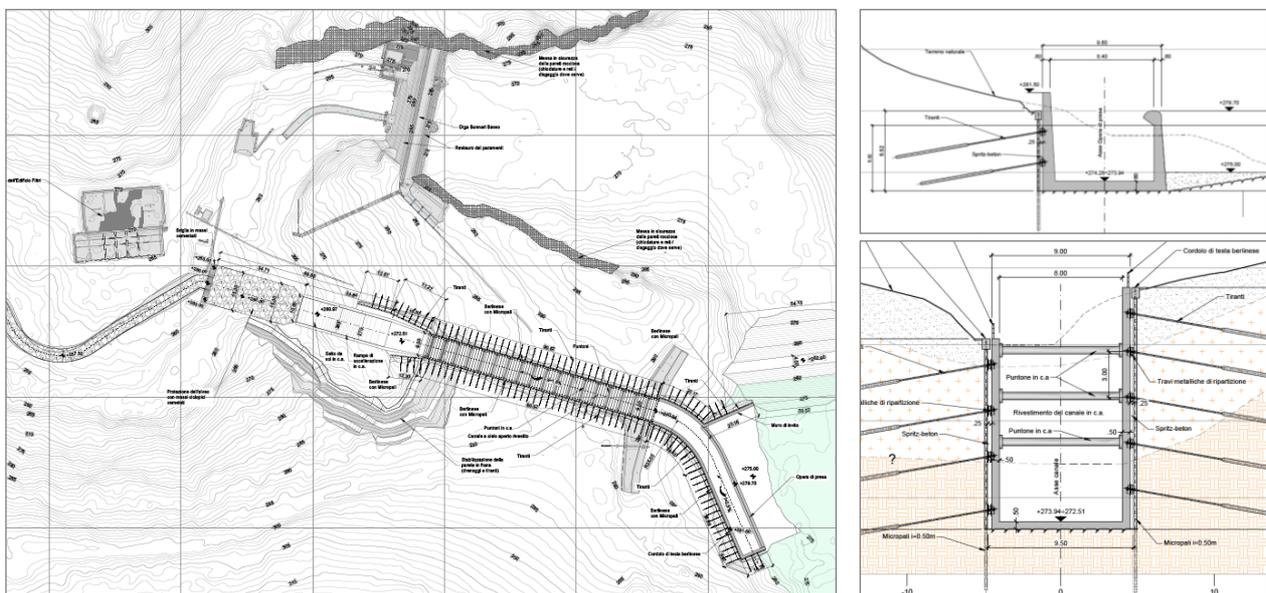


Figura 7-1 – Planimetrie d'insieme delle opere che compongono la SOLUZIONE A, sezione del canale collettore e del canale fuggatore

La SOLUZIONE A, per l'ubicazione assegnata, è caratterizzata dai seguenti livelli (Figura 5-2):

- Quota di fondo dell'invaso in prossimità dell'opera di presa e dell'opera di ritenuta pari a circa 272 m s.m.m.;
- Quota di sfioro dell'opera di captazione laterale e corrispondente al livello di massima regolazione pari a 279.7 m s.m.m.;
- Quota di massimo invaso corrispondente al carico idraulico massimo di sfioro, che si genera in caso di evento millenario ($Tr=1000$) pari a 281.20 m s.m.m.;
- Quota di coronamento del corpo arginale di ritenuta idraulica, pari a 282.90 m s.m.m.;
- Quota di fondo iniziale della vasca collettoria di portata, corrispondente alla sezione di monte della stessa, pari a 274.28 m s.m.m.;
- Quota di fondo finale della vasca collettoria di portata, corrispondente alla sezione di valle della stessa, pari a 273.94 m s.m.m., che corrisponde alla quota di monte del canale fuggatore.

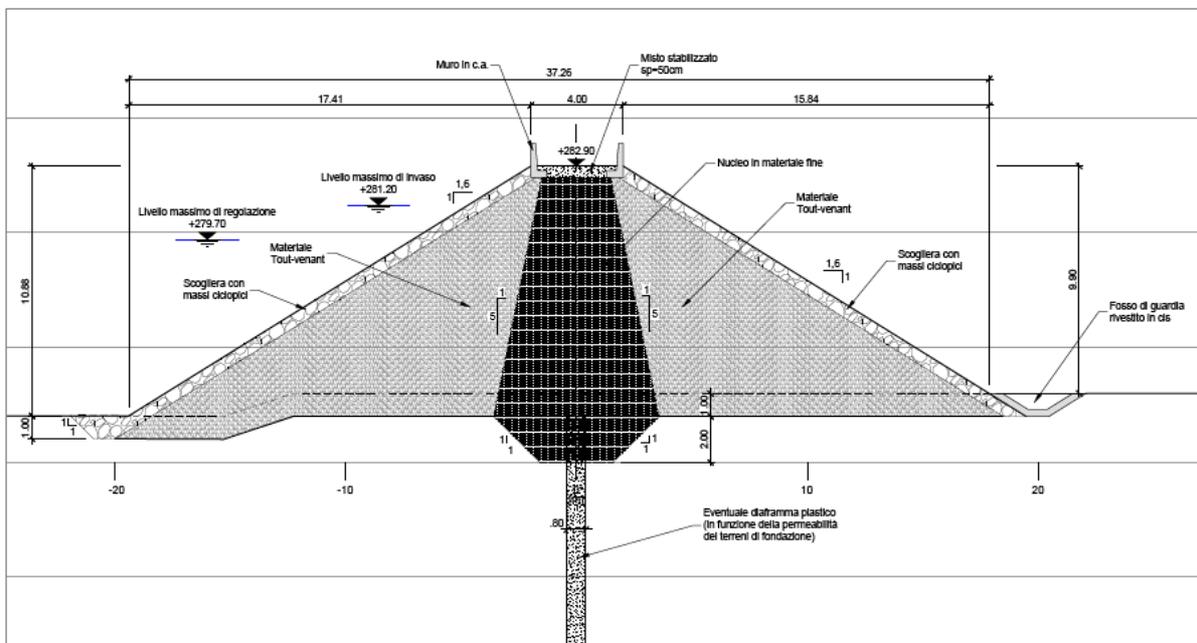


Figura 7-2 – Sezione trasversale dell'opera di ritenuta

L'opera di ritenuta, costituita dal rilevato arginale, possiede un'altezza pari a 10.88 m, nella definizione introdotta nella L 21 ottobre 1994, n. 584 e ripresa nel Decreto 26 giugno 2014 (NTD 2014), ovvero:

- Differenza tra la quota del piano di coronamento e quella del punto più depresso dei paramenti.

Il volume idraulico e lo specchio idraulico sottesi dall'argine di ritenuta corrispondono ai dati e diagrammi esposti in Tabella 7-1 e Figura 7-3, dedotti dalle elaborazioni svolte con DTM proveniente dal rilievo eseguito. Le curve caratteristiche derivate per interpolazione dei dati desunti dal rilievo possono essere espresse con i seguenti polinomi:

$$S[m^2] = -4.187 \cdot z^3 + 96.92 \cdot z^2 + 1269.4 \cdot z - 4646.8 \quad (\text{dimensione dello specchio liquido sotteso})$$

$$V[m^3] = -4.09 \cdot z^3 + 1112.7 \cdot z^2 - 7643.4 \cdot z + 14201 \quad (\text{dimensione volume idraulico sotteso})$$



nelle quali z rappresenta la quota del livello assunto rispetto al piano di riferimento coincidente con la quota 270 m s.m.m..

Con riferimento alla quota di massima regolazione, pari a 279.7 m s.m.m., il volume idraulico sotteso è stimato pari a 41'021.13 m³.

Tabella 7-1 – Dati relativi alle curve caratteristiche degli invasi sottesi dall'opera di ritenuta prevista nella SOLUZIONE A

SERBATOIO BUNNARI - SOLUZIONE A				
piano di riferimento 270 m s.l.m.		soluzione A		
quota assoluta	quota relativa	specchio liquido	volume parziale	volume progressivo
h [m s.m.m.]	z [m]	S [m ²]	ΔV [m ³]	V [m ³]
270.00	0.00			
272.00	2.00		-	
274.00	4.00	1'794.16	950.12	950.12
276.00	6.00	5'321.89	7'173.25	8'123.37
278.00	8.00	9'688.74	13'797.12	21'920.49
280.00	10.00	13'773.44	22'306.03	44'226.52
282.00	12.00	17'024.79	32'254.20	76'480.72
284.00	14.00	20'722.49	37'307.76	113'788.48
coefficienti equazioni serbatoio				
	a1 (z ³)	a2 (z ²)	a3 (z)	a4
z-S	-4.187	96.920	1269.400	-4646.800
z-V	-4.090	1112.700	-7643.400	14201.000

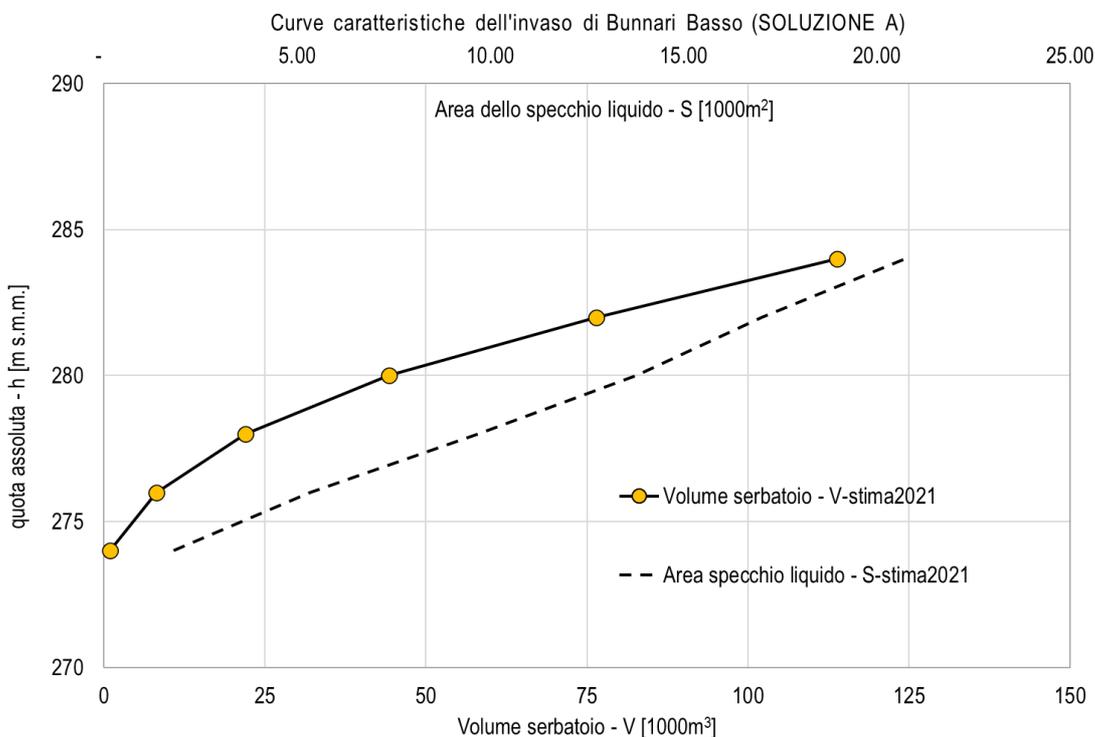


Figura 7-3 – Diagrammi delle curve caratteristiche del serbatoio sotteso dall'opera di ritenuta prevista nella SOLUZIONE A

MANDATARIA:

MANDANTI:



Si riportano nel seguito i riferimenti adottati per il dimensionamento delle opere componenti la SOLUZIONE A, in particolare:

- La vasca collettoria di portata;
- Il canale fagatore;
- L'opera di dissipazione.

7.1 VASCA COLLETRICE DI PORTATA

La portata che deve by-passare la diga di Bunnari Basso viene raccolta in una vasca collettoria attraverso uno sfioratore laterale sagomato. Per calcolare il profilo della corrente che si instaura lungo la vasca, si considera il fenomeno dell'afflusso laterale di portata, che può essere schematizzato con molteplici strumenti di analisi, la cui scelta è subordinata alle semplificazioni che si possono ritenere plausibili per l'applicazione in esame. Di seguito sono esposti i due metodi di analisi che solitamente si impiegano nel calcolo dei moti a portata variabile rispettivamente per immissione di portata.

7.1.1 *Equazione dell'energia*

Il fenomeno della sottrazione di portata da un canale prismatico viene usualmente indagato ricorrendo alla soluzione numerica dell'equazione dell'energia, applicabile al caso in cui la portata immessa sia trascurabile rispetto alla portata di deflusso in canale. Nell'ipotesi semplificativa assunta nell'impiego dell'equazione dell'energia, si considera che il processo dell'immissione di portata non determini ulteriori dissipazioni di energia rispetto a quelle continue.

L'equazione risoltrice si riconduce quindi alla classica equazione di seguito esposta:

$$\frac{dE}{dx} = -j$$

nella quale

$$E = z + y + \frac{v^2}{2g} = z + H$$

rappresenta l'energia specifica posseduta dal deflusso con z quota di fondo assoluta, y tirante idraulico, $\frac{v^2}{2g}$ altezza cinetica e H energia specifica dal fondo canale.

L'equazione si sviluppa come di seguito:

$$\frac{dE}{dx} = \frac{dz}{dx} + \frac{dH}{dx} = -j.$$

Assumendo $\frac{dz}{dx} = -i_f$ e $\frac{dH}{dx} = \frac{dy}{dx} - \frac{\partial}{\partial Q} \left(\frac{Q^2}{2gA^2} \right) \frac{dQ}{dx} + \frac{\partial}{\partial A} \left(\frac{Q^2}{2gA^2} \right) \frac{dA}{dy} \frac{dy}{dx}$, con $\frac{dA}{dy} = B$, si ottiene:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{i_f - j + \frac{Q}{gA^2} \frac{dQ}{dx}}{1 - F_r^2}$$

nella quale:

$$F_r^2 = \frac{Q^2 B}{gA^3}.$$

L'equazione sopra esposta esplicita l'andamento del profilo libero determinato da un moto a portata variabile, che è riconducibile all'equazione di un moto a portata costante se si assume $\frac{dQ}{dx} = 0$.

7.1.2 Equazione della quantità di moto

Generalmente, l'equilibrio delle spinte prodotte dalla quantità di moto è impiegato per schematizzare il fenomeno dell'immissione di portata in un canale prismatico, perché le ipotesi annesse all'impiego dell'equazione dell'energia, possibile strumento alternativo per indagare il moto a portata variabile, si dimostrano poco plausibili per l'applicazione ricercata.

Il teorema della quantità di moto è basato sulla definizione delle spinte statiche e dinamiche sollecitanti una massa fluida; tale schematizzazione non richiede la valutazione delle dissipazioni di energia, elemento di difficile computazione nei fenomeni di immissione di portata.

Si considera il bilancio tra le forze esterne e le quantità di moto agenti su un volume fluido (Figura 7-4) delimitato da due facce laterali ortogonali alla direzione del deflusso e a distanza infinitesima δx .

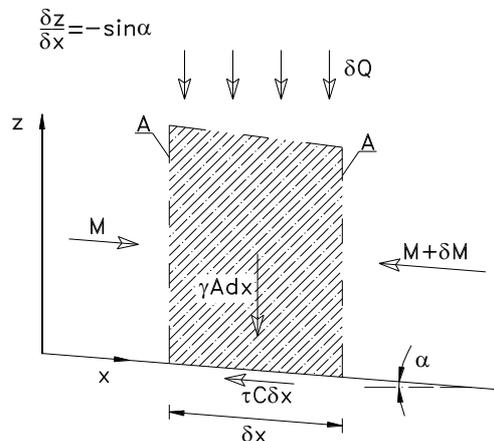


Figura 7-4 – Tratto elementare di corrente con alimentazione di portata

Il teorema della quantità di moto si esprime dal bilancio delle forze agenti sul tratto elementare di corrente:

$$-\gamma \delta M - \gamma A \delta x \frac{\delta z}{\delta x} - \tau C \delta x = 0$$

nella quale C è il contorno del volume di controllo del corpo fluido.

Si introduce l'ipotesi di moto uniforme per esplicitare gli sforzi tangenziali agenti sul contorno:

$$\tau = \gamma R_{HJ} = \gamma \frac{A}{C} j$$

da cui deriva:

$$\frac{\delta M}{\delta x} = A(i_f - j)$$

Imponendo il limite $\delta x \rightarrow 0$, il rapporto incrementale si traduce in derivata:

$$\lim_{\delta x \rightarrow 0} \frac{\delta M}{\delta x} = \frac{dM}{dx} = A(i_f - j)$$

Si calcola poi la medesima derivata dell'espressione della spinta totale M :

$$M = y_G A + \frac{Q^2}{gA}$$

della quale le variabili del problema sono le seguenti:

$$y = y(x); A = A(y); Q = Q(x) \text{ e } y_G A = S(y)$$

che è il momento statico dell'area bagnata.

La derivata della quantità di moto diventa:

$$\frac{dM}{dx} = \frac{d(y_G A)}{dy} \frac{dy}{dx} + \frac{2Q}{gA} \frac{dQ}{dx} + \frac{d}{dA} \left(\frac{1}{A} \right) \frac{Q^2}{g} \frac{dA}{dy} \frac{dy}{dx}$$

La derivata del momento statico e dell'area (Figura 7-5) si possono ricavare geometricamente:

$$d(y_G A) = (y_G + dy)A + \frac{dy^2}{2} B - Ay_G \cong dyA; \frac{dA}{dy} = B$$

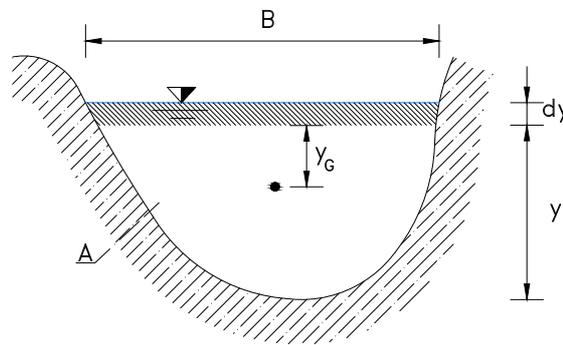


Figura 7-5 – Sezione generica trasversale di deflusso

La derivata della quantità di moto assume pertanto la seguente forma:

$$\frac{dM}{dx} = A \frac{dy}{dx} - \frac{2Q}{gA} \frac{dQ}{dx} - \frac{Q^2 B}{gA^2} \frac{dy}{dx}$$

Combinando le precedenti equazioni, si ricava l'equazione che esprime l'andamento del profilo libero di un canale con immissione continua di portata:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{i_f - j + 2 \frac{Q}{gA^2} \frac{dQ}{dx}}{1 - F_r^2}$$

7.1.3 Scelta del metodo di calcolo

Le equazioni del profilo del moto a portata variabile, derivate rispettivamente dal bilancio di energia piuttosto che dal bilancio della quantità di moto sopra esposti, differiscono del termine $\frac{Q}{gA^2} \frac{dQ}{dx}$, che, sommato alla rispettiva equazione dell'energia, restituisce l'equazione della quantità di moto. Il profilo libero desunto dall'equazione della quantità di moto può quindi essere ottenuto sostituendo alla j dell'equazione dell'energia una cadente piezometrica fittizia $j^* = j + \frac{Q}{gA^2} \frac{dQ}{dx} = \frac{dE}{dx}$, che dimostra come le dissipazioni computate dal bilancio della quantità di moto siano imputabili, oltre che alle perdite continue, alla variazione di portata nel moto. L'applicazione dell'equazione dell'energia, in alternativa al bilancio della quantità di moto, è quindi giustificata solo nel caso in cui l'entità delle perdite totali di energia sia prevalentemente costituita dalle perdite continue.



Tale condizione risulta plausibile nei fenomeni di portata sottratta trascurabile rispetto alla portata di deflusso in alveo.

Nel contesto del dimensionamento della vasca collettrice di portata per il bypass di Bunnari Basso, i criteri di progettazione prevedono che il valore di portata raccolta nella vasca sia confrontabile con la portata di deflusso in alveo: di fatto, si tratta dell'intera portata in arrivo che viene sfiorata lateralmente in questo caso.

Si ritiene quindi che lo strumento di analisi corretto del fenomeno consista nell'equazione della quantità di moto.

7.1.4 Calcolo numerico

Il procedimento numerico adottato per il calcolo del profilo libero della corrente a moto vario deriva dall'integrazione alle differenze finite dell'equazione dell'energia, nella quale, in sostituzione a j si considera il parametro fittizio $j^* = j + \frac{Q}{gA^2} \frac{dQ}{dx} = \frac{dE}{dx}$, che consente di ricondurre la schematizzazione del fenomeno al teorema della quantità di moto.

L'equazione di integrazione $\frac{dE}{dx} = -j^*$ viene discretizzata nella seguente forma:

$\frac{E_{i+1} - E_i}{|\Delta x|} = \frac{1}{2}(j_{i+1}^* + j_i^*)$ con il significato dei pedici che è legato alla numerazione delle sezioni j -esime a partire dalla sezione di valle e procedendo verso monte.

Nella precedente equazione si intende:

$$E_k = h_k + \frac{Q_k^2}{2gA_k^2} \text{ e } j_k^* = j + \frac{Q}{gA^2} \frac{dQ}{dx} = \frac{Q_k^2}{K_s^2 R_{h,k}^{4/3} A_k^2} + \frac{Q}{gA^2} \frac{dQ}{dx}$$

Di seguito si elencano i parametri caratteristici del problema:

- $h_k = z_k + y_k$ quota geodetica assoluta del pelo libero
- z_k quota assoluta del fondo
- y_k tirante idraulico
- Q_k portata di deflusso in alveo
- A_k area idraulica
- $R_{h,k}$ raggio idraulico
- K_s scabrezza.

L'equazione si risolve esplicitando la quota geodetica assoluta del pelo libero h_{i+1} :

$$h_{i+1} = -\frac{Q_{i+1}^2}{2gA_{i+1}^2} + h_i + \frac{Q_i^2}{2gA_i^2} + \frac{|\Delta x|}{2}(j_{i+1}^* + j_i^*)$$

nella quale per Q_{i+1} si assume $Q_{i+1} = Q_i + \Delta Q_i$ con $\Delta Q_i = \frac{1}{2}|\Delta x|[C_q\sqrt{2g}(h_{i+1} - p)^{3/2} + C_q\sqrt{2g}(h_i - p)^{3/2}]$ e con p si considera la quota assoluta della soglia dell'opera di presa.

Nell'integrazione del profilo idraulico, il coefficiente di portata C_q viene normalmente assunto pari 0.48.

Il risultato del calcolo del profilo del pelo libero all'interno della vasca collettrice di portata è riportato in Figura 7-6.

Soluzione A - Profilo del pelo libero nella vasca collettrice

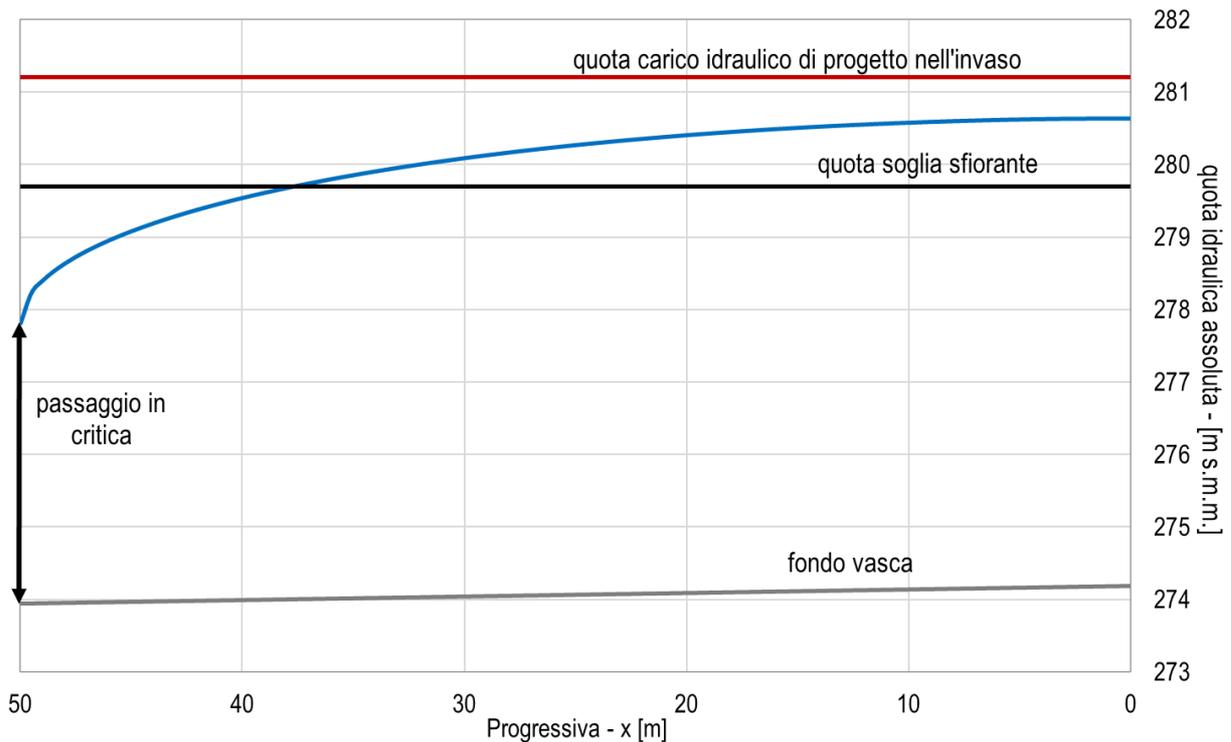


Figura 7-6 – Profilo del pelo libero all'interno della vasca collettrice di portata

Si nota, inoltre, che la quota massima del pelo libero nella sezione di monte della vasca ($x = 0$), risulta essere pari a 280.6 m s.m.m., che è inferiore alla quota idraulica determinata da un tirante di 2/3 del carico di progetto sullo sfioro, ovvero 280.7 m s.m.m.. Questo risultato mostra che il possibile effetto di rigurgito del profilo sfiorato viene evitato.

7.2 CANALE FUGATORE

Il canale fugatore deve permettere il trasferimento della portata sfiorata nella vasca collettrice verso valle. La pendenza del canale viene imposta in modo da garantire che la corrente sia rapida: in tal modo il profilo lungo il canale collettore si raccorda al profilo nel canale fugatore con passaggio allo stato critico. Inoltre, la geometria del canale viene mantenuta costante, ovvero con una sezione rettangolare di larghezza pari a 8 m.

La quota iniziale del fondo del canale è a 273.94 m s.m.m. e la pendenza che viene imposta è del 1.58 %. Il profilo risultante è stato calcolato attraverso l'utilizzo del modello numerico HEC-RAS, in cui è stato inserito anche il tratto della vasca collettrice. La portata che transita nel canale fugatore è pari a quella con tempo di ritorno millenario per Bunnari Basso, ovvero pari a $Q = 194.47 \text{ m}^3/\text{s}$, mentre la scabrezza del canale è stata imposta pari a $k_s = 70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

Il risultato è visibile in Figura 7-7.

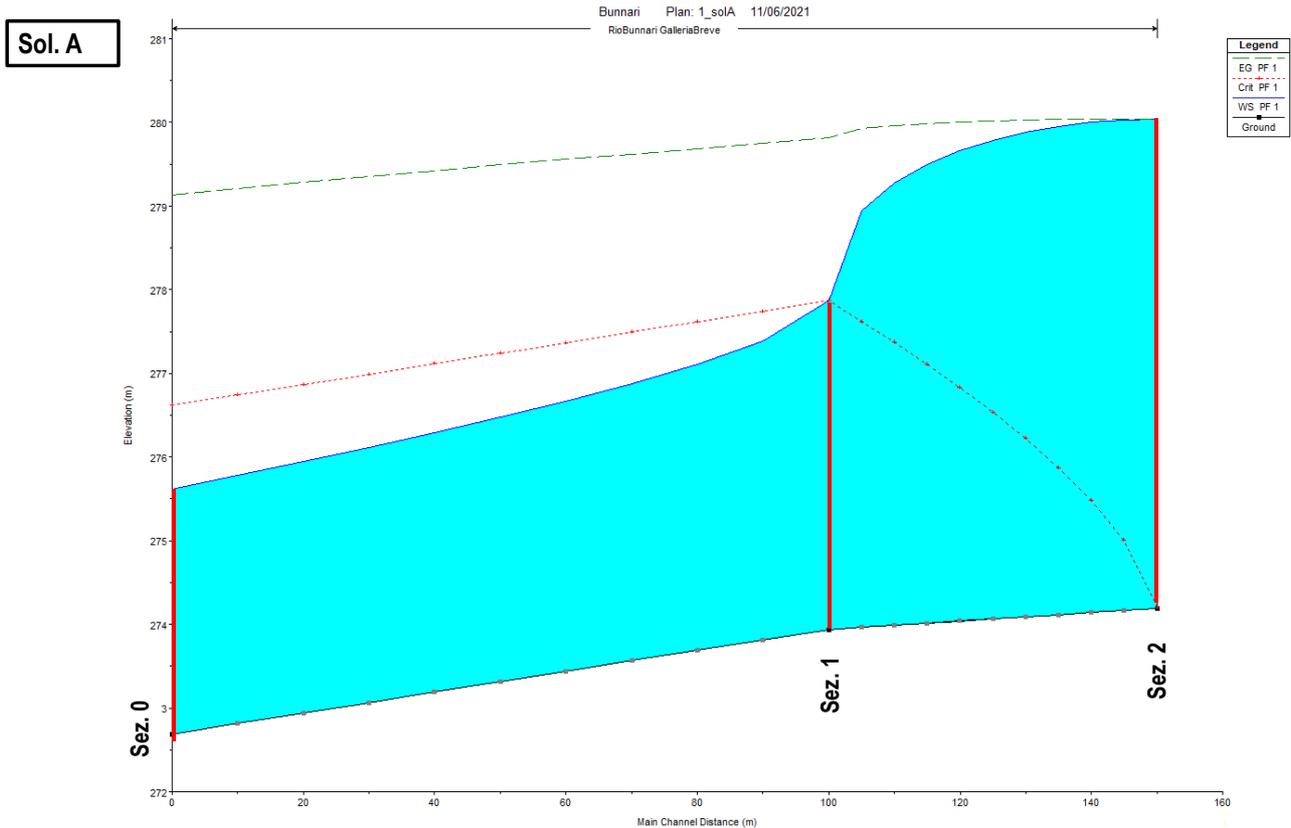


Figura 7-7 – Profilo del pelo libero nelle opere definite per la SOLUZIONE A

7.3 OPERA DI DISSIPAZIONE

L'opera di dissipazione è riconducibile ad un salto di sci, o *flip bucket*, che ha lo scopo di dissipare l'energia della lama d'acqua in arrivo dal canale fugatore indirizzando il getto idraulico verso l'alto. Nello specifico, le parti che compongono questa opera sono le seguenti (visibili in Figura 7-8):

- Rampa di accelerazione, posta a partire dalla sezione in cui termina il canale fugatore e rappresentata sulla base di equazione parabolica (come suggerito da *Hydraulic design of reservoir outlet works*, USACE, 1980). La rampa determina un salto idraulico di 11.54 m
- Salto di sci, o *flip bucket*, costituito da un arco di raggio pari a 12 m che si estende per un'ampiezza di $40^\circ + 35^\circ = 75^\circ$ e una rampa che indirizza la lama d'acqua verso l'alto con un'inclinazione di 35° rispetto all'orizzontale.

La geometria del profilo del getto libero è derivabile dalle seguenti equazioni:

$$\begin{cases} \frac{dv_y}{dt} = \frac{d^2y}{dt^2} = -g \\ v_x = \frac{dx}{dt} = v_0 \cdot \cos\theta \end{cases}$$

nelle quali le coordinate x e y sono prese dal punto di distacco del getto, ovvero dall'unghia dello scivolo (*flip bucket lip*); $\theta = 35^\circ$ è l'angolo di uscita rispetto all'orizzontale.

La combinazione delle equazioni di cui prima, con la sostituzione $v_0 = \sqrt{2gH}$, restituisce l'equazione della traiettoria:



$$y = x \cdot \tan \theta - \frac{1}{4} \cdot \frac{x^2}{H \cdot (\cos \theta)^2}$$

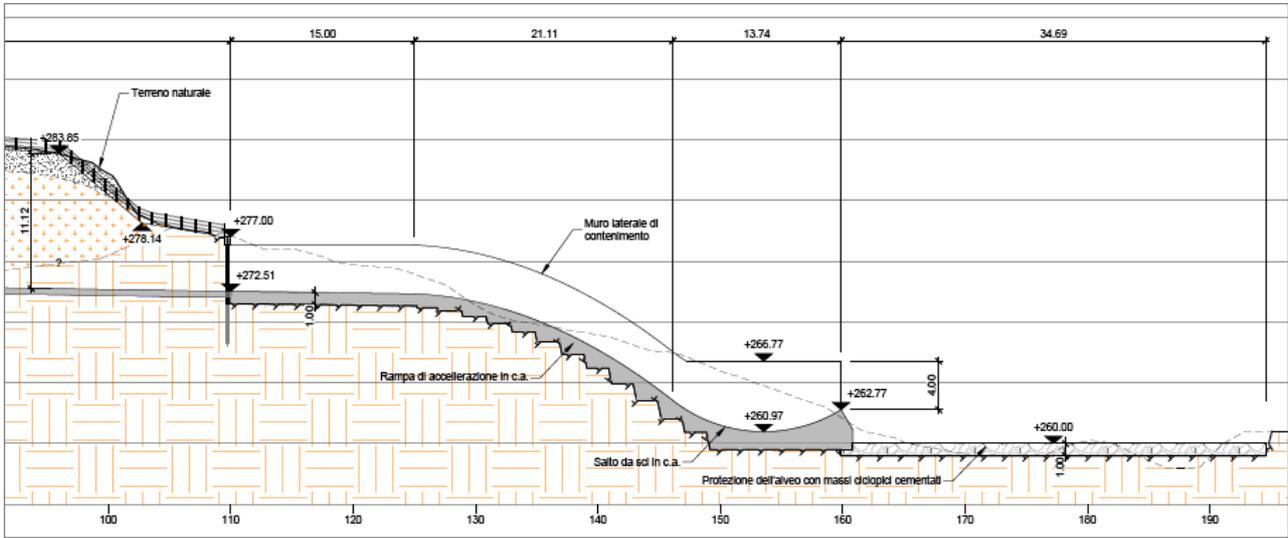


Figura 7-8 – Profilo longitudinale dell'opera di dissipazione

Il risultato del profilo del getto libero è riportato in Figura 7-9. L'impatto con il fondo alveo a valle dell'opera è a quota 260 m s.m.m. e la distanza longitudinale rispetto alla fine della rampa è di circa 35 m. Considerando le elevate velocità ed il conglobamento di aria durante la traiettoria parabolica, può assumersi sufficiente prevedere un rivestimento del fondo esteso a 35 m a valle del salto di sci.

Profilo del getto libero

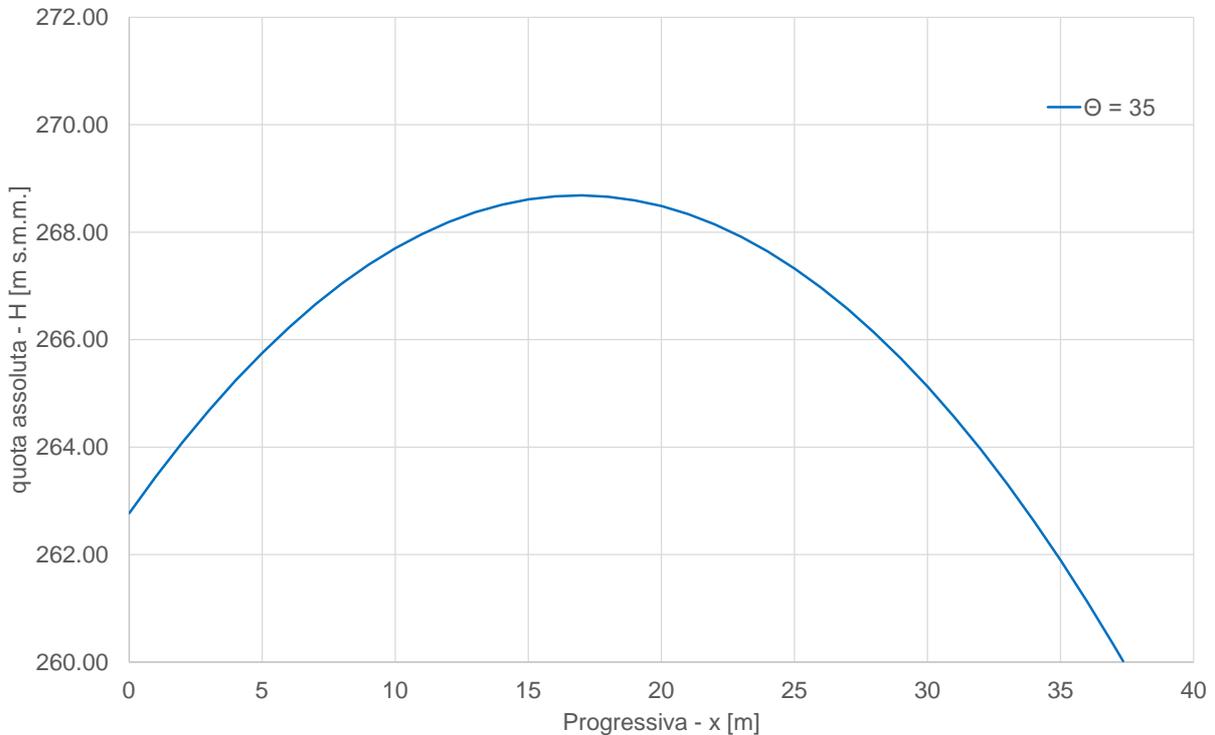


Figura 7-9 – Profilo longitudinale del getto libero a partire dalla rampa del salto di sci inclinata di 35°

MANDATARIA:

MANDANTI:

8 APPENDICE B - SOLUZIONE C

La soluzione C si contraddistingue perché composta da soglia di sfioro all'opera di presa posta a quota pari a 269.88 m s.m.m., corrispondente approssimativamente alla quota di fondo invaso nell'area di ubicazione delle relative opere.

Non si ha pertanto la generazione di una ritenuta idraulica in condizioni ordinarie, come nei casi precedenti di SOLUZIONE A e B, e si evitano opere in elevazione all'imbocco. Infatti, al fine di sfruttare efficacemente la derivazione di portata, le opere di imbocco risultano derivate in scavo.

La SOLUZIONE C si compone dei seguenti corpi d'opera (Figura 8-1):

- Argine di ritenuta idraulica
- Opera di captazione, ricavata con intervento locale di approfondimento del fondo invaso, e pertanto riconducibile ad un salto di fondo che genera una vasca di carico
- Scivolo di raccordo tra la vasca di carico e la sezione iniziale della galleria ricavata in roccia
- Galleria a sezione di ferro di cavallo
- Opera di dissipazione costituita da bacino di smorzamento dimensionato secondo la tipologia CSU (Colorado State University).

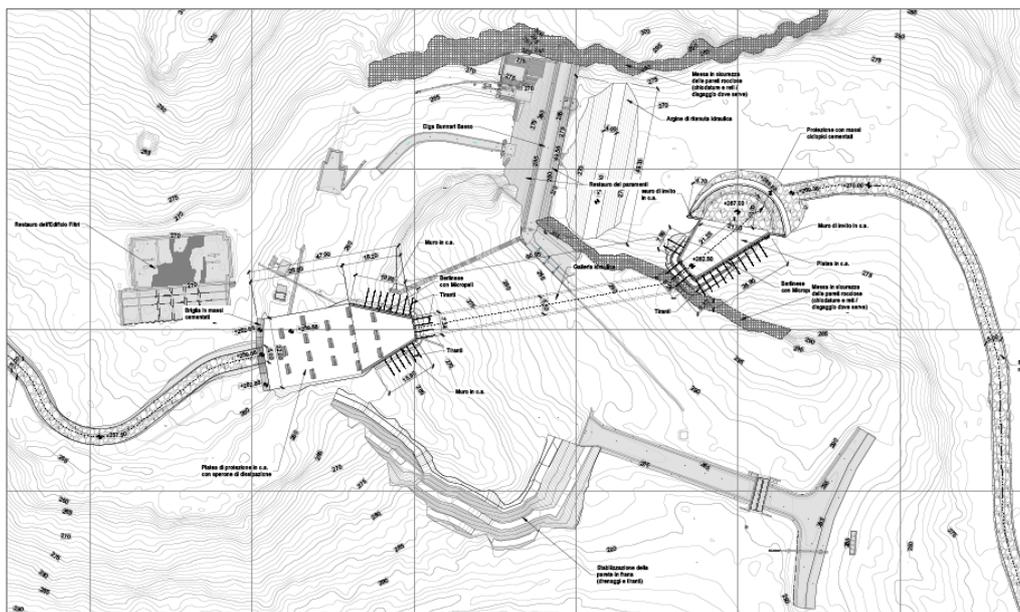


Figura 8-1 – Planimetria d'insieme delle opere che compongono la SOLUZIONE C

La SOLUZIONE C, per l'ubicazione assegnata, è caratterizzata dai seguenti livelli (Figura 5-2):

- Quota approssimativa di fondo dell'invaso in prossimità dell'opera di presa e dell'opera di ritenuta pari a 267-270 m s.m.m.
- Quota di sfioro dell'opera di captazione e corrispondente pari a 269.88 m s.m.m.
- Quota di massimo invaso corrispondente al carico idraulico massimo di sfioro, che si genera in caso di evento millenario ($T_r=1000$) pari a 272 m s.m.m.



- Quota di coronamento del corpo arginale di ritenuta idraulica, pari a 273 m s.m.m.
- Quota di fondo della vasca di carico, corrispondente alla quota iniziale dello scivolo di raccordo, pari a 267 m s.m.m.
- Quota inferiore dello scivolo pari a 262.5 m s.m.m.
- Quota iniziale di scorrimento della galleria pari a 262 m s.m.m..

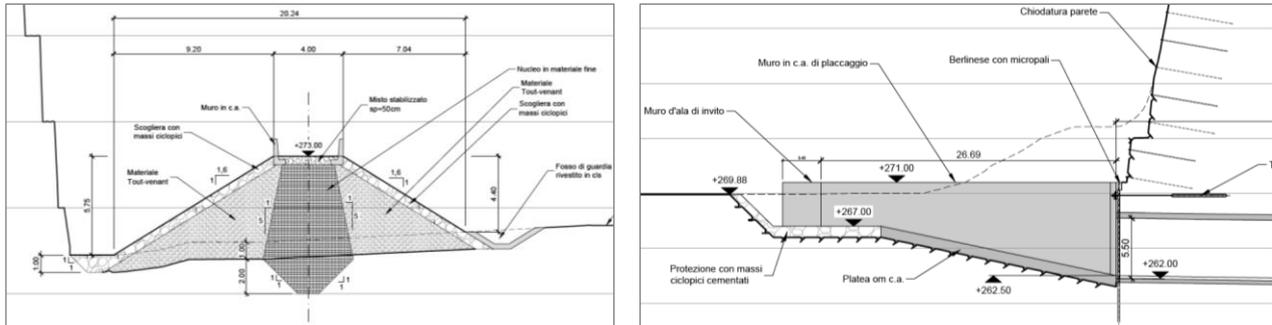


Figura 8-2 – Sezioni verticali delle opere che compongono la SOLUZIONE C

L'opera di ritenuta, costituita dal rilevato arginale, possiede un'altezza pari a circa 5.75 m, nella definizione introdotta nella L 21 ottobre 1994, n. 584 e ripresa nel Decreto 26 giugno 2014 (NTD 2014), ovvero:

- Differenza tra la quota del piano di coronamento e quella del punto più depresso dei paramenti.

Il volume idraulico e lo specchio idraulico sottesi dall'argine di ritenuta corrispondono ai dati e diagrammi esposti in Tabella 5-1 e Figura 5-3, dedotti dalle elaborazioni svolte con DTM proveniente dal rilievo eseguito. Le curve caratteristiche derivate per interpolazione dei dati desunti dal rilievo possono essere espresse con i seguenti polinomi:

$$S[m^2] = -6.51 \cdot z^3 + 142.97 \cdot z^2 + 1452.10 \cdot z + 2247.00 \quad (\text{dimensione dello specchio liquido sotteso})$$

$$V[m^3] = -4.485 \cdot z^3 + 1255.20 \cdot z^2 + 657.44 \cdot z + 1426.60 \quad (\text{dimensione volume idraulico sotteso})$$

Nelle quali z rappresenta la quota del livello assunto rispetto al piano di riferimento coincidente con la quota 270 m s.m.m..

Con riferimento alla quota di massima regolazione, pari a 270 m s.m.m., il volume idraulico sotteso è stimato pari a circa 1,000 m³.

Nel seguito si riportano i riferimenti adottati per il dimensionamento delle opere componenti la soluzione B, in particolare:

- L'opera di captazione
- Lo scivolo di raccordo
- La galleria di evacuazione
- L'opera di dissipazione.



Tabella 8-1 – Dati relativi alle curve caratteristiche degli invasi sottesi dall'opera di ritenuta prevista nella SOLUZIONE B

SERBATOIO BUNNARI - SOLUZIONE C				
piano di riferimento 270 m s.l.m.		soluzione C		
quota assoluta	quota relativa	specchio liquido	volume parziale	volume progressivo
h [m s.m.m.]	z [m]	S [m ²]	ΔV [m ³]	V [m ³]
270.00	0.00	2,186.14		1,098.11
272.00	2.00	5,877.40	7,290.26	8,388.37
274.00	4.00	9,844.52	15,432.18	23,820.55
276.00	6.00	14,304.75	25,364.24	49,184.79
278.00	8.00	20,077.71	35,728.10	84,912.89
280.00	10.00	24,731.01	43,256.99	128,169.88
282.00	12.00	28,640.96	55,398.46	183,568.34
284.00	14.00	32,860.12	60,290.15	243,858.49
coefficienti equazioni serbatoio				
	a1 (z ³)	a2 (z ²)	a3 (z)	a4
z-S	-6.510	142.970	1452.100	2247.000
z-V	-4.485	1255.200	657.440	1426.600

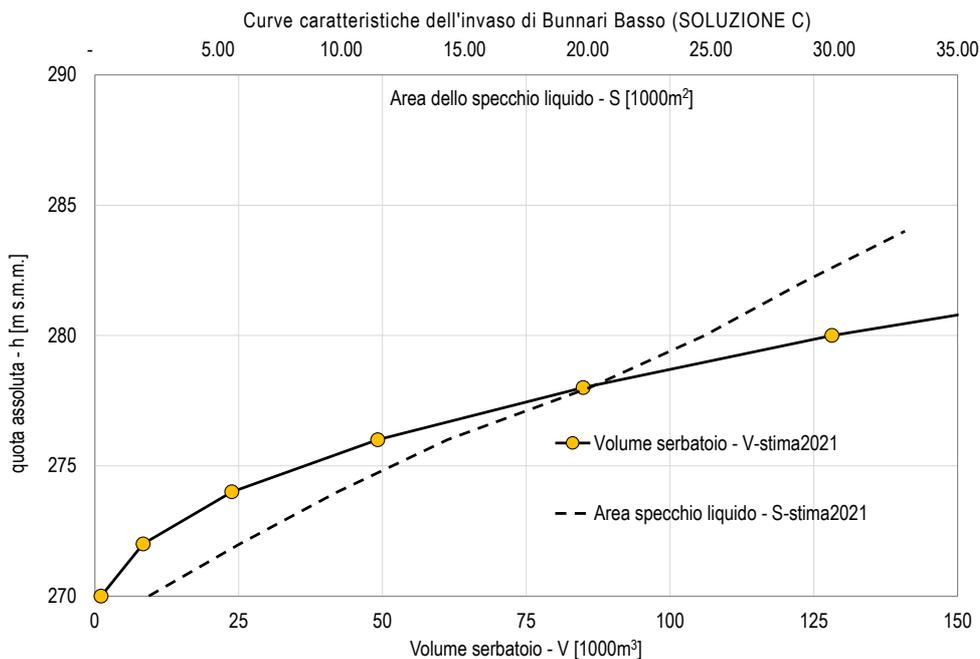


Figura 8-3 – Diagrammi delle curve caratteristiche del serbatoio sotteso dall'opera di ritenuta prevista nella SOLUZIONE B

8.1 DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA DI CAPTAZIONE

L'opera di captazione è costituita da uno scavo di approfondimento del fondo invaso, e pertanto è riconducibile ad un salto di fondo con quota superiore pari a 269.88 m s.m.m. e quota inferiore pari a 267 m s.m.m.. In corrispondenza della soglia superiore del salto si instaura la corrente critica, similmente ad un profilo in parete grossa (broad crested weir).



L'equazione relativa alla portata captata deriva dalla formula della foronomia applicata ad uno stramazzo in parete grossa, ovvero:

$$Q = C_q \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot h^{3/2}$$

nella quale

Q è la portata derivata dallo stramazzo

C_q è il coefficiente di deflusso pari a 0.385

L è la lunghezza totale netta dello sfioro

h è il carico idraulico valutato rispetto al vertice dello sfioro.

Considerando la geometria circolare che si assegna all'opera di imbocco, è sufficiente una semicirconferenza di diametro pari a 26 m per assicurare la captazione della portata millenaria.

8.2 DIMENSIONAMENTO DELLO SCIVOLO DI RACCORDO

Il tratto di raccordo che segue la vasca di carico possiede larghezza iniziale pari a 21 m, fino a restringersi a 5.5 m in corrispondenza dell'ingresso in galleria, di dimensione trasversale ancora pari a 5.5 m.

La pendenza media del tratto di raccordo tra la vasca di carico e la galleria è pari a (Figura 8-1) $\frac{267-262.5}{21.25} = 21.18\%$, ed è necessaria per imporre la condizione critica ed instaurare regime supercritico nel tratto di valle. Il corretto dimensionamento dell'opera di raccordo deve assolvere a n°2 condizioni di verifica, ugualmente a quanto già previsto per la SOLUZIONE B:

- a) L'altezza critica y_c nella sezione iniziale del raccordo dev'essere inferiore a $\frac{2}{3}H_0 + (270 - 267)$, con H_0 corrispondente al carico idraulico che insiste sulla soglia dell'opera di presa. Si evita così di creare rigurgito al livello dell'invaso. La verifica è conseguita secondo i seguenti valori:

$$\bullet \quad y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{B^2 \cdot g}} = \sqrt[3]{\frac{194.47^2}{21^2 \cdot g}} = 2.06 \text{ m} < \frac{2}{3}H_0 + (270 - 267) = \frac{2}{3}(2) + (270 - 267) = 4.33 \text{ m}$$

- b) Non deve generarsi risalto idraulico lungo il tratto di raccordo e all'ingresso in galleria. Si evita così il funzionamento in pressione dell'imbocco galleria, con le annesse problematiche di rigurgito idraulico derivanti. Dallo sviluppo del modello in HEC-RAS, descritto e presentato al paragrafo successivo, e con riferimento alla Figura 8-4, si hanno:

- $H_1 = 4.77 \text{ m}$
- $H_2 = 8.73 = H_1 - \Delta H_{1-2} + \Delta z = 4.77 - 0.54 + 4.5$. La perdita di carico $\Delta H_{1-2} = C_c \cdot \left(\frac{v_2^2}{2g} - \frac{v_1^2}{2g} \right) \cong 0.1 \cdot \left(\frac{10.14^2}{2g} - \frac{5.28^2}{2g} \right)$ consente di scongiurare il raggiungimento della condizione critica $H_{2-cr} = \frac{3}{2}y_{2-cr} = 7.55 \text{ m}$
- $H_3 = 9.22 = H_2 - \Delta H_{2-3} + \Delta z = 8.73 - 0.01 + 0.5$. In tal caso, è stato scelto di introdurre un salto di fondo pari a 0.5 m per compensare le perdite di carico al passaggio dalla sezione rettangolare a quella a ferro di cavallo.

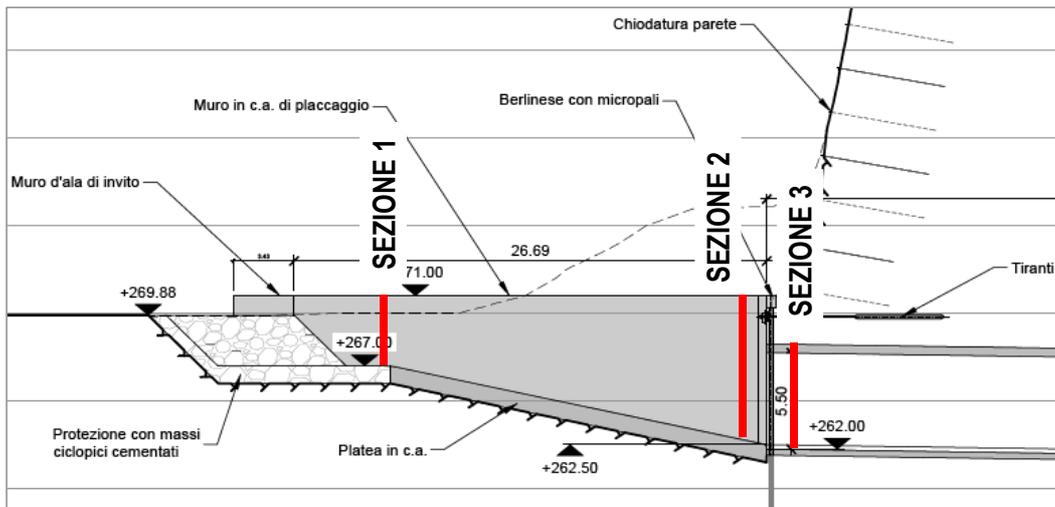


Figura 8-4 – Sezione longitudinale dell'opera di imbocco con indicazione delle sezioni notevoli

8.3 DIMENSIONAMENTO DELLA GALLERIA DI EVACUAZIONE

Analogamente al caso della SOLUZIONE B, il tratto in galleria è costituito da una sezione a ferro di cavallo (Figura 8-5), di dimensione e pendenza definiti al fine di assolvere ai seguenti criteri:

- Velocità di deflusso pari a circa 10 m/s
- Grado di riempimento massimo pari a circa 70%.

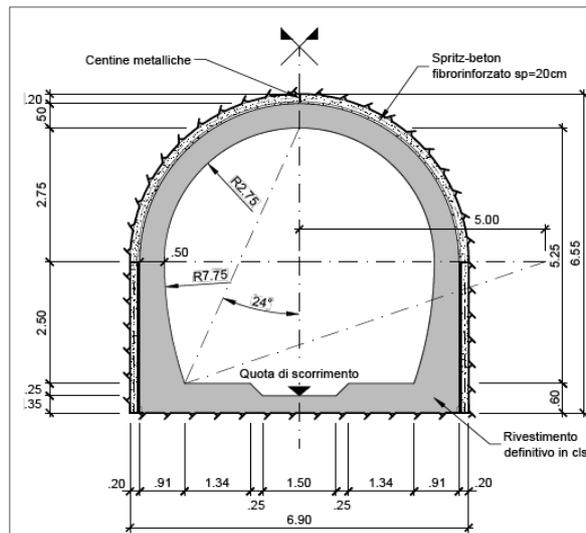


Figura 8-5 – Sezione a ferro di cavallo assegnata alla galleria di evacuazione

In condizioni di moto uniforme, con pendenza $i=1.15\%$ e grado di riempimento pari a 70%, si ha:

$$\frac{A}{D^2} = 0.6312 \text{ ovvero } A = 19.1 \text{ m}^2$$

$$\frac{R_H}{D} = 0.2995 \text{ ovvero } R_H = 1.65 \text{ m}^2$$

$$Q = A \cdot R_H^{\frac{2}{3}} \cdot K_s \cdot \sqrt{i} = 200 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}, \text{ con scabrezza } K_s = 70 \frac{\text{m}^{1/3}}{\text{s}}.$$

La portata così garantita è superiore alla piena millenaria, di valore 194.47 m³/s. La verifica svolta con HEC-RAS e presentata nel seguito conferma il rispetto dei criteri di cui sopra.

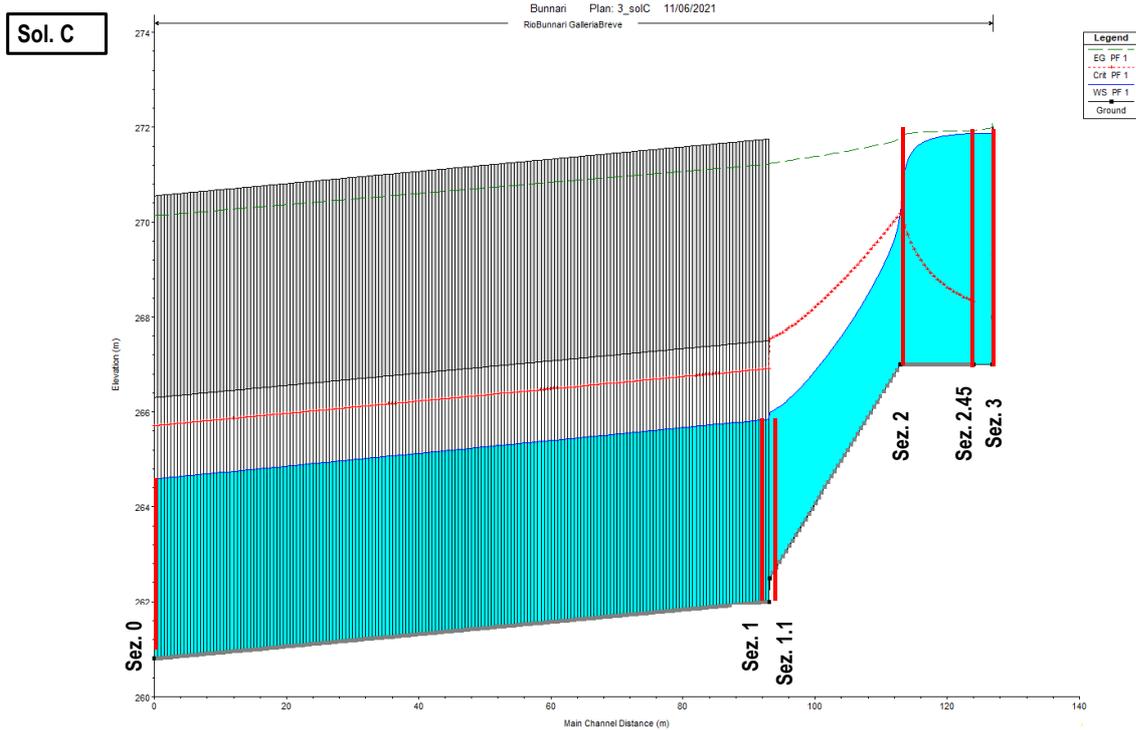


Figura 8-6 – Profilo idraulico ricavato con simulazione in HEC-RAS relativo alla SOLUZIONE C

8.4 DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA DI DISSIPAZIONE

Il manufatto di dissipazione prescelto è del tipo CSU (Colorado State University, Simons, 1970), schematizzato in Figura 8-7. Tale manufatto consente la dissipazione del getto idraulico in uscita dalla galleria senza l'introduzione di salti di fondo: la dissipazione viene generata dalla divergenza delle sponde e dalla disposizione di elementi (roughness elements) sporgenti che aumentano la scabrezza della platea di scorrimento.

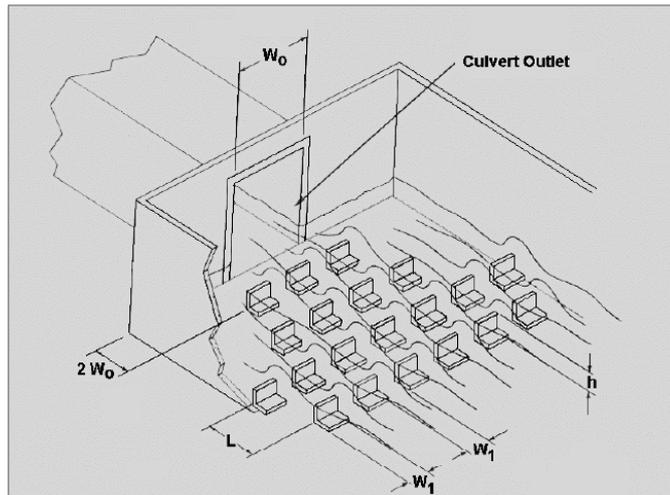


Figura 8-7 – Schema della vasca di dissipazione del tipo CSU- Colorado State University (Hydraulic Design of Energy Dissipators for Culverts and Channels, NHI, 2006)

L'equazione che governa il fenomeno è da ricondursi al bilancio della quantità di moto, nel seguito espressa con riferimento allo schema di Figura 8-8.

$$\rho V_0 Q + C_p \gamma \left(\frac{y_0^2}{2} \right) W_0 = C_B A_F N \rho \frac{V_A^2}{2} + \rho V_B Q + \frac{\gamma Q^2}{2 V_B^2 W_B}$$

nella quale:

$y_0 = 3.66 \text{ m}$, corrisponde al tirante idraulico in corrispondenza della sezione 0, in uscita della galleria con sezione a ferro di cavallo

$V_0 = 10.43 \text{ m/s}$, corrisponde alla velocità idraulica alla sezione 0

$W_0 = 5.5 \text{ m}$, corrisponde alla larghezza idraulica alla sezione 0

$V_A = 11.76 \text{ m/s}$, corrisponde alla velocità idraulica alla sezione A, lontana $2W_0 = 11 \text{ m}$ dalla sezione di uscita della galleria. Tale valore di velocità è calcolato secondo la trattazione di Watts, 1968, che pone $\frac{V_A}{V_0} = 1.65 + 0.3 \cdot F_{r0}$, valida per canali con espansione brusca

$V_B = 4.92 \text{ m/s}$, corrisponde alla velocità idraulica alla sezione B. Tale valore è posto corrispondente alla condizione critica, collocata al termine della vasca di dissipazione, così da favorire il raccordo con le condizioni idrauliche di valle. La larghezza della sezione terminale della vasca è posta pari a $W_B/W_0 = 4$ (Figura 8-11)

$W_B = 22 \text{ m}$

$N = 17$ è il numero degli elementi sporgenti nella vasca di dissipazione

$A_F = 2.73 \text{ m}^2$ è l'area frontale del singolo elemento sporgente nella vasca di dissipazione

$C_B = 0.28$ è il coefficiente della resistenza (drag coefficient) generata dagli elementi sporgenti, risultante dalla Tabella 8-2

$C_p = 0.7$, coefficiente correttivo della pressione all'uscita dalla galleria (si veda Figura 8-10)

$\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$ densità dell'acqua

$\gamma = 9810 \text{ N/m}^3$ peso specifico dell'acqua.

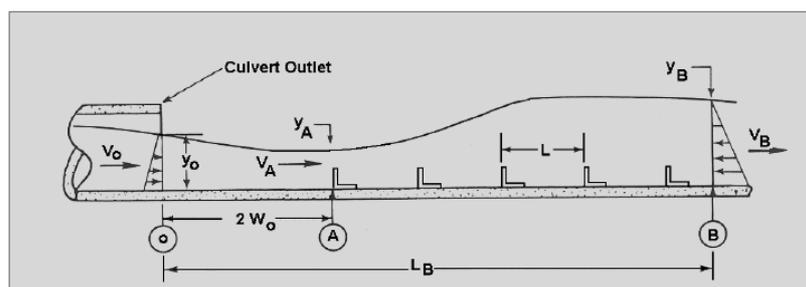


Figura 8-8 – Schema della vasca di dissipazione ai fini dell'impostazione dell'equazione di bilancio della quantità di moto

Con riferimento al tirante idraulico in corrispondenza della sezione A, ci si può avvalere del grafico di Figura 8-9, che mostra l'andamento del tirante medio in un canale divergente a distanza variabile dall'uscita dello scatolare.

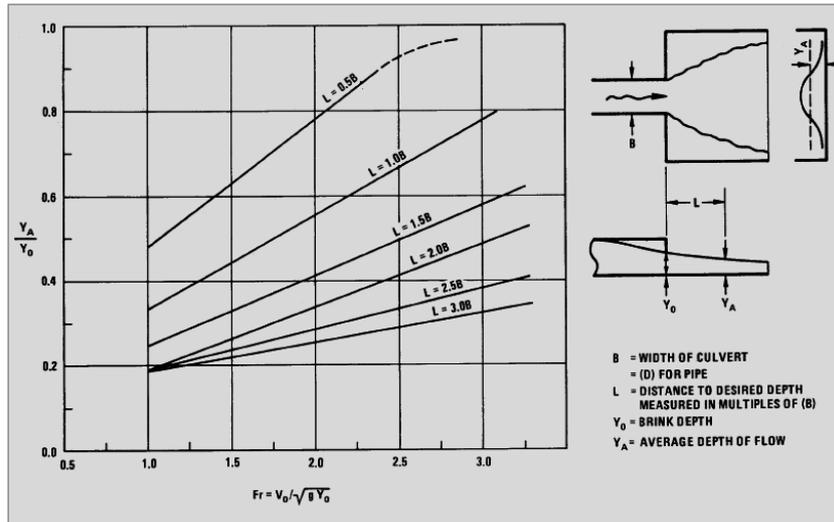


Figura 8-9 – Tirante idraulico medio in corrispondenza di sezione divergente a valle di box culvert (Watts, 1968)

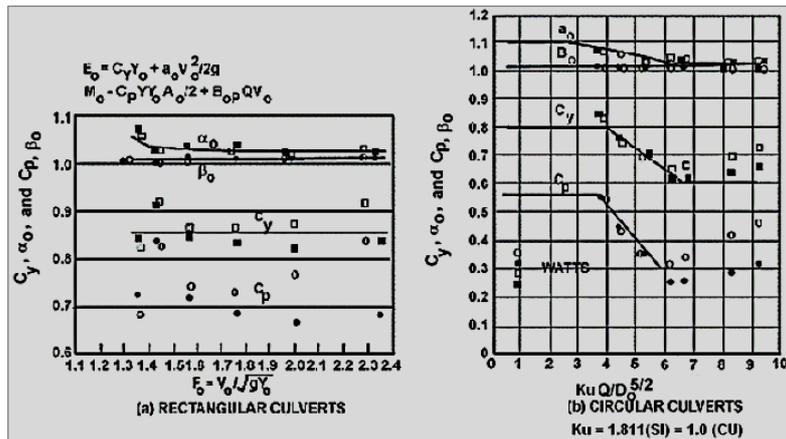


Figura 8-10 – Coefficiente di energia e della quantità di moto (Simons, 1970)

Il dimensionamento dell'opera si affronta ricavando il trinomio $[C_B A_F N]_1$ dall'equazione di bilancio di cui sopra dopo aver esplicitato i restanti parametri, e confrontando il relativo valore con il trinomio $[C_B A_F N]_2$ desunto dalla Tabella 8-2 sulla base della configurazione scelta (Figura 8-2). Quando $[C_B A_F N]_2 > [C_B A_F N]_1$ la verifica risulta soddisfatta.

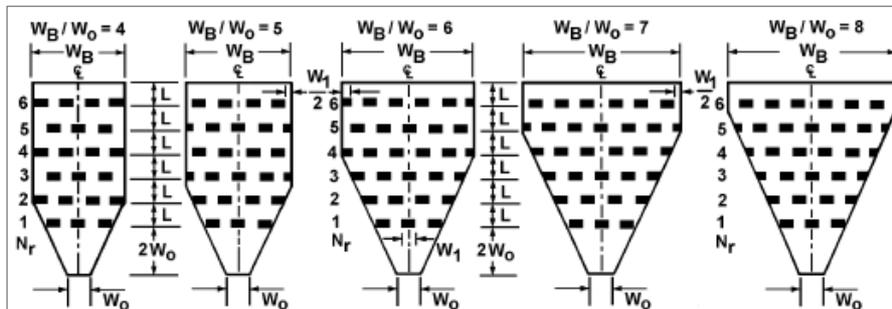


Figura 8-11 – Configurazioni del dissipatore tipo CSU

MANDATARIA:

MANDANTI:



Tabella 8-2 – Valori di progetto rappresentativi della scabrezza attribuiti al dissipatore secondo le configurazioni di Figura 8-11

W_B/W_0		2 to 4			5			6			7		8	
W_1/W_0		0.57			0.63			0.6			0.58		0.62	
Rows (N_r)		4	5	6	4	5	6	4	5	6	5	6	6	
Elements (N)		14	17	21	15	19	23	17	22	27	24	30	30	
RECTANGULAR	h/y_A	Basin Drag Coefficient, C_B												
	L/h	6	0.32	0.28	0.24	0.32	0.28	0.24	0.31	0.27	0.23	0.26	0.22	0.22
	0.91	6	0.44	0.40	0.37	0.42	0.38	0.35	0.40	0.36	0.33	0.34	0.31	0.29
	0.48	12	0.60	0.55	0.51	0.56	0.51	0.47	0.53	0.48	0.43	0.46	0.39	0.35
	0.37	12	0.68	0.66	0.65	0.65	0.62	0.60	0.62	0.58	0.55	0.54	0.50	0.45
CIRCULAR	0.91	6	0.21	0.20	0.48	0.21	0.19	0.17	0.21	0.19	0.17	0.18	0.16	
	0.71	6	0.29	0.27	0.40	0.27	0.25	0.23	0.25	0.23	0.22	0.22	0.20	
	0.31	6	0.38	0.36	0.34	0.36	0.34	0.32	0.34	0.32	0.30	0.30	0.28	
	0.48	12	0.45	0.42	0.25	0.40	0.38	0.36	0.36	0.34	0.32	0.30	0.28	
	0.37	12	0.52	0.50	0.18	0.48	0.46	0.44	0.44	0.42	0.40	0.38	0.36	

Nel presente caso, con riferimento alla Tabella 8-2, si considera la configurazione relativa a:

$$\frac{W_B}{W_0} = 4$$

$$\frac{W_1}{W_0} = 0.57$$

$$N_r = 5$$

$$N = 17$$

$$\frac{h}{y_A} = 0.91$$

$$\frac{L}{h} = 6.$$

Ne consegue $[C_B A_F N]_2 = 17.89 > 14.31 = [C_B A_F N]_1$, a verifica del corretto dimensionamento dell'opera.

Ne derivano le seguenti dimensioni della vasca di dissipazione, rappresentate in Figura 8-12.

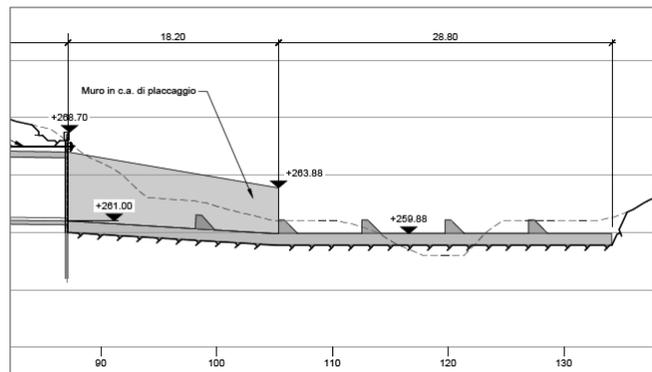
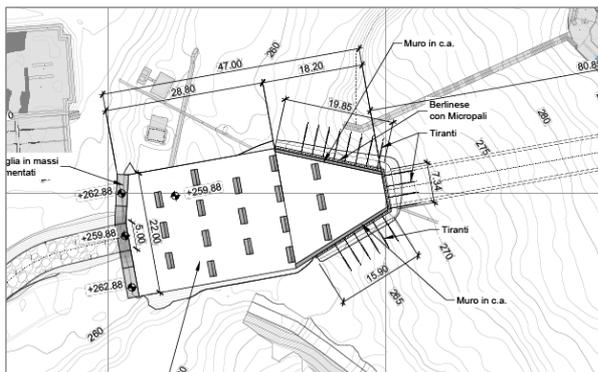


Figura 8-12 – Vasca di dissipazione prevista per la SOLUZIONE B

MANDATARIA:

MANDANTI:



COMUNE DI SASSARI

SETTORE LAVORI PUBBLICI E MANUTENZIONE
DEL PATRIMONIO COMUNALE

**DISMISSIONE DELLA DIGA DI BUNNARI BASSO E PROGETTAZIONE DELLE OPERE
DI SISTEMAZIONE IDRAULICA CONNESSE**

STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA

2020_0275_002_IDR_R002_0 RELAZIONE IDRAULICA

MANDATARIA:

 **Lombardi**
Lombardi Ingegneria S.r.l.

MANDANTI:



 **Metassociati**
architettura ingegneria urbanistica

 **Lombardi**
Lombardi SA Ingegneri Consulenti

ARCHEOLOGO
N. FADDA