

CONSORZIO DI BONIFICA DELLA BARAGGIA BIELLESE E VERCELLESE

RIFACIMENTO INVASO SUL TORRENTE SESSERA IN SOSTITUZIONE
DELL'ESISTENTE PER IL SUPERAMENTO DELLE CRISI
IDRICHE RICORRENTI, IL MIGLIORAMENTO DELL'EFFICIENZA IDRICA
DEGLI INVASI ESISTENTI SUI TORRENTI RAVASANELLA ED OSTOLA,
LA VALORIZZAZIONE AMBIENTALE DEL COMPRENSORIO

ATTIVITÀ DI PROGETTAZIONE



(dott. ing. Domenico Castelli)

NUOVA DIGA

RELAZIONE IDRAULICA

PROGETTO DEFINITIVO

DATA PROGETTO
APRILE 2010

AGGIORNAMENTO
PROGETTO

ELABORATO N.
RD3

PRATICA N°10131D
ARCH. N° IB080

MODIFICHE AGGIORNAMENTI	Aggiornamento	1°		
	Data	OTTOBRE 2010		
CONTROLLO		OPERATORE	CONTROLLO	APPROVAZIONE
	Firma	GV	DC	DC

INDICE

1	PREMessa	1
2	SCARICO DI SUPERFICIE.....	1
2.1	DIMENSIONAMENTO DELLO SFIORATORE	3
2.2	PROFILO DI TRACIMAZIONE	5
2.3	DISSIPATORE (TRAJECTORY BUCKET).....	6
3	SCARICO DI FONDO	13
3.1	CRITERI DI DIMENSIONAMENTO DELLO SCARICO DI FONDO	14
3.2	PERDITE DISTRIBUITE	15
3.3	PERDITE CONCENTRATE	16
3.4	CALCOLO DI PORTATA DELLO SCARICO	17
3.5	DIMENSIONAMENTO CONDOTTO AEROFORO	21
4	SCARICO DI MEZZOFONDO.....	22
4.1	PERDITE DISTRIBUITE	23
4.2	PERDITE CONCENTRATE	23
4.3	CALCOLO DI PORTATA DELLO SCARICO	25
4.4	DIMENSIONAMENTO CONDOTTO AEROFORO	28
5	ABACO DEGLI SCARICHI DI FONDO E MEZZO FONDO	29
5.1	SCARICO DI FONDO	29
5.2	SCARICO DI MEZZO FONDO	34
6	SVUOTAMENTO SERBATOIO	38
7	VOLUME DI LAMINAZIONE.....	40
8	DEVIAZIONE PROVVISORIA DEL CORSO D'ACQUA DURANTE I LAVORI.....	44
8.1	OPERE PROVVISORIE NELLA ZONA DI COSTRUZIONE DELLA DIGA	45
8.2	OPERE PROVVISORIE DELLA ZONA DELLA CENTRALE PIANCONE	47

1 PREMESSA

La presente relazione riguarda i calcoli idraulici di dimensionamento degli scarichi rispettivamente di superficie, fondo e mezzofondo dello sbarramento in progetto.

Definite le dimensioni e determinate le capacità di esitare le portate si è potuto calcolare il tempo di vuotatura del serbatoio.

Sono state analizzate inoltre le condizioni di deflusso delle portate di piena nell'alveo del torrente Sessera nella situazione di deviazione provvisoria delle acque durante i lavori di costruzione.

2 SCARICO DI SUPERFICIE

Lo scarico di superficie è costituito da uno sfioratore a soglia libera posizionato sul corpo centrale della diga.

Questo ha uno sviluppo di 58.98 m che, al netto delle pile, si riduce a 54.00 m con la soglia a quota 951.00 m s.l.m.m. determinante il livello di ritenuta normale a 6.40 m sotto il piano di coronamento della diga situato a quota 957.40 m s.l.m.m.

Pertanto l'altezza massima della vena fluida sulla soglia tracimante, rispettando il franco netto minimo regolamentare di 1.00 m sotto il coronamento della diga, è di 3.65 m.

Le acque sfiorate saranno allontanate dal manufatto mediante un canale di scivolo con muri laterali di contenimento aventi altezza di 3.50 m, canale che termina con un dissipatore a risvolto emergente.

La soluzione prospettata è stata scelta in base allo smaltimento della piena massima millenaria presumibile di $817 \text{ m}^3/\text{s}$; in caso di eventi ancor più eccezionali si potrà operare altresì sullo scarico di fondo.

Il franco ed il franco netto sono stati valutati in riferimento sia al Decreto 24 marzo 1982 “Norme Tecniche per la progettazione e la costruzione delle dighe di sbarramento” (di seguito D.M. 82) sia alla “Proposta di aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)” della Adunanza del 25 luglio 2008 allegato al protocollo 27/2008 (di seguito P.A.N.T.).

- Quota di massimo invaso

$$Q_{MI} = 954,65 \text{ m s.l.m.m.}$$

- Quota di massima regolazione

$$Q_{MR} = 951,00 \text{ m s.l.m.m.}$$

- Quota piano del coronamento

$$Q_{PC} = 957,40 \text{ m s.l.m.m.}$$

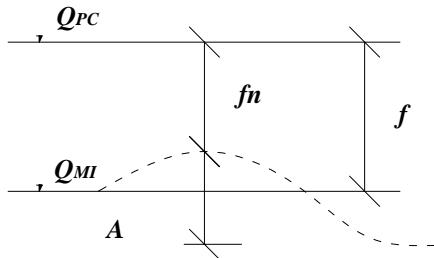
- Calcolo del franco e del franco netto in accordo al D.M. 82

- Franco

$$f = Q_{PC} - Q_{MI} = 957,40 - 954,65 = 2,75 \text{ m}$$

- Franco netto

$$f_n = Q_{PC} - \left(Q_{MI} + \frac{1}{2} A \right)$$



L'ampiezza massima A delle onde del serbatoio in accordo all'art. B1 della citata norma vale:

lunghezza massima del fetch: $L = 2 \text{ Km}$

velocità massima delle velocità medie del vento: $V = 100 \text{ Km/h}$

$$A = 1.151 \text{ m}$$

$$f_n = 957,40 - \left(954,65 + \frac{1}{2} \cdot 1,151 \right) = 957,40 - 955,41 \cong 2,0 \text{ m}$$

- Calcolo del franco e del franco netto in accordo al P.A.N.T.

- Franco

$$f = Q_{PC} - Q_{MI} = 2,75 \text{ m}$$

- Franco netto

$$f_n^{(1)} = Q_{PC} - \left(Q_{MI} + \frac{1}{2} A_v + R_u \right)$$

$$f_n^{(2)} = Q_{PC} - \left(Q_{MI} + \frac{1}{2} A_s + Q_u \right)$$

in accordo all'art. B1 della proposta P.A.N.T. l'ampiezza dell'onda da vento e da sisma è stata valutata in relazione ai dati della tabella di cui all'art. C.2:

lunghezza del fetch: $L = 2 \text{ Km}$

velocità massima del vento: $U = 100 \text{ Km/h}$

$$A = 0.38 \text{ m}$$

l'altezza del run-up vale: $R_u = 0,063 \text{ m}$

$$f_n^{(1)} = 957,40 - \left(954,65 + \frac{1}{2} \cdot 0,38 + 0,063 \right) = 957,40 - 954,91 = 2,49 \text{ m}$$

$$f_n^{(2)} = 957,40 - \left(951,00 + \frac{1}{2} \cdot 0,38 + 0,063 \right) = 957,40 - 951,26 = 6,14 \text{ m}$$

In riferimento alla normativa vigente il franco risulta essere pari a 2,75 m mentre il franco netto a 2,0 m. Tali valori sono da considerarsi estremamente cautelativi poiché sono stati calcolati in riferimento ad una lunghezza del fetch assunta pari a 2,0 Km mentre la lunghezza totale dei due rami dell'invaso artificiale è rispettivamente di 1,6 Km e 1,8 Km.

La portata che annulla il franco netto provoca un deflusso sullo sfioratore disturbato perché la vena fluida andrebbe ad incollarsi all'intradosso della passerella. La portata è stata quindi determinata mediante la legge di deflusso dello sfioratore nell'ipotesi di un tirante pari a 6,40 m; valore ottenuto come differenza tra la quota del piano di coronamento e la quota di massimo invaso.

Dalla scala di deflusso dello scarico di superficie si desume che la portata in parola è pari a circa 1900 m³/s (essendo il valore teorico calcolato pari a 1898 m³/s) che teoricamente corrisponderebbe ad un tempo di ritorno infinito (25.000.000 anni). Tale risultato chiaramente va oltre i limiti dell'applicazione della statistica in ambito idrologico, pertanto si ritiene che sia improbabile il verificarsi dell'annullamento del franco netto per afflussi gravosi, ad esso corrisponderebbe un deflusso medio areale pari a 37 m³/s Km².

2.1 Dimensionamento dello sfioratore

La tipologia di sfioratore è quella di Scimeni-Creager.

La relazione caratteristica dello sfioratore è rappresentata dalla nota formula:

$$Q = \mu \cdot L \cdot h \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \quad \text{dove}$$

L: lunghezza efficace dello sfioratore

h: innalzamento del pelo libero indistruttibile del serbatoio misurato a partire dal punto più elevato del ciglio sfiorante

μ : coefficiente di efflusso (nel nostro assume il valore di 0.49)

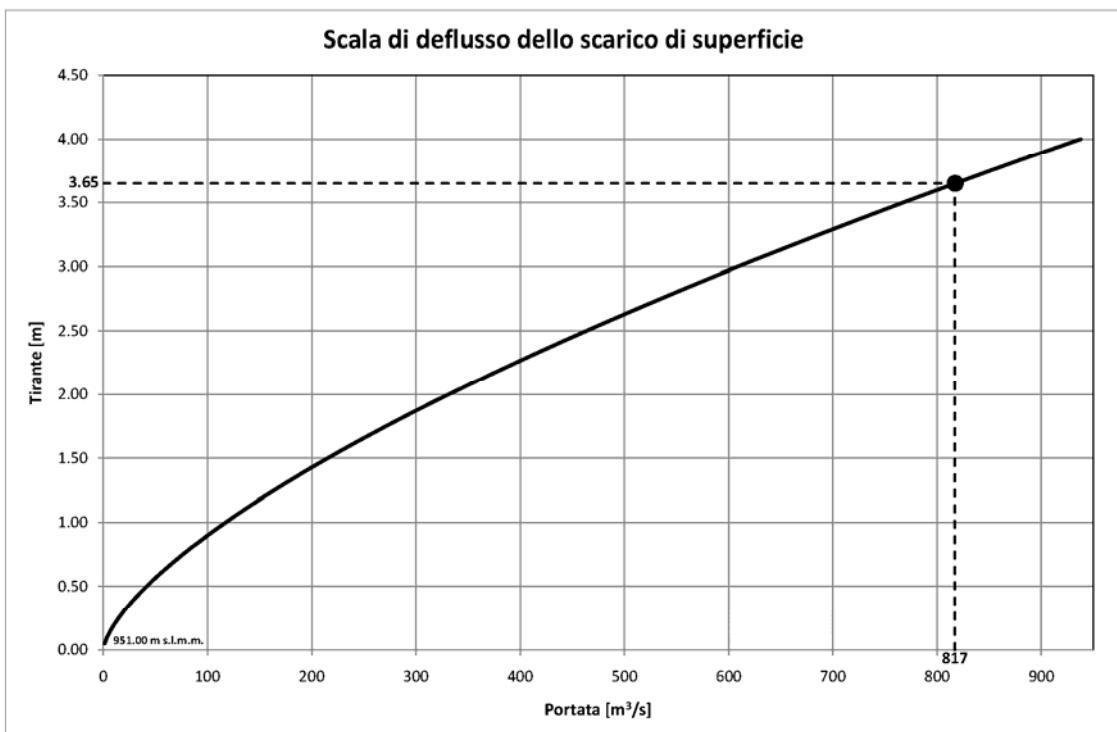
La lunghezza L nella legge generale d'efflusso è la lunghezza efficace dello sfioratore, cioè quella relativa alla luce libera dedotta l'ingombro delle pile.

Pertanto, detratti gli ingombri dovuti alle 3 pile, otterremo la seguente relazione:

$$Q = \mu \cdot L \cdot h \sqrt{2 \cdot g \cdot h} = 0,49 \cdot 54 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81} \cdot h^{3/2} = 117,20 \cdot h^{3/2}$$

con la quale si costruisce la scala delle portate che viene riportata nella tabella seguente:

Tirante [m]	Portata [m ³ /s]	Tirante [m]	Portata [m ³ /s]
0.05	1	2.05	344
0.10	4	2.10	357
0.15	7	2.15	369
0.20	10	2.20	382
0.25	15	2.25	396
0.30	19	2.30	409
0.35	24	2.35	422
0.40	30	2.40	436
0.45	35	2.45	449
0.50	41	2.50	463
0.55	48	2.55	477
0.60	54	2.60	491
0.65	61	2.65	506
0.70	69	2.70	520
0.75	76	2.75	534
0.80	84	2.80	549
0.85	92	2.85	564
0.90	100	2.90	579
0.95	109	2.95	594
1.00	117	3.00	609
1.05	126	3.05	624
1.10	135	3.10	640
1.15	145	3.15	655
1.20	154	3.20	671
1.25	164	3.25	687
1.30	174	3.30	703
1.35	184	3.35	719
1.40	194	3.40	735
1.45	205	3.45	751
1.50	215	3.50	767
1.55	226	3.55	784
1.60	237	3.60	801
1.65	248	3.65	817
1.70	260	3.70	834
1.75	271	3.75	851
1.80	283	3.80	868
1.85	295	3.85	885
1.90	307	3.90	903
1.95	319	3.95	920
2.00	332	4.00	938



2.2 Profilo di tracimazione

Il profilo di tracimazione USBR-WES, del tipo Scimeni-Creager , è descritto con parabola di equazione:

$$K \cdot \frac{y}{h'} = \left(\frac{x}{h'} \right)^n \quad \text{dove } K = 2.00, n = 1.85$$

L'origine degli assi x, y coincide con il punto più elevato della soglia che è a quota 951.00 m s.l.m.m.

Per un carico idraulico di 3,65 m sopra la soglia l'equazione della parabola diventa:

$$y = 0,166 \cdot x^{1,85}$$

Nella tabella 1 sono riportate le coordinate dei punti del parametro di valle in funzione delle quote assolute sino al raccordo con la retta inclinata del 70%.

n	1.85		
k	2		
hmax	3.65		
x [m]	y [m]	x [m]	y [m]
0.10	0.00	2.10	0.66
0.20	0.01	2.20	0.72
0.30	0.02	2.30	0.78
0.40	0.03	2.40	0.84
0.50	0.05	2.50	0.91
0.60	0.06	2.60	0.97
0.70	0.09	2.70	1.04
0.80	0.11	2.80	1.12
0.90	0.14	2.90	1.19
1.00	0.17	3.00	1.27
1.10	0.20	3.10	1.35
1.20	0.23	3.20	1.43
1.30	0.27	3.30	1.51
1.40	0.31	3.40	1.60
1.50	0.35	3.50	1.69
1.60	0.40	3.60	1.78
1.70	0.44	3.70	1.87
1.80	0.49	3.80	1.97
1.90	0.55	3.90	2.06
2.00	0.60	4.00	2.16

Tabella 1 – Profilo USBR-WES

Il punto di tangenza T del profilo $y = 0,166 \cdot x^{1,85}$ con la linea retta del parametro di valle di equazione $y = T + 1.732x$ si ottiene derivando le due equazioni ed uguagliando le due inclinazioni così ottenute:

$$1.732 = 0.308 \cdot x^{0,85} \text{ da cui}$$

$$x_t = 7.63 \text{ m} \quad y_t = 7.14 \text{ m}$$

e quindi il punto di tangenza T si trova a quota $(951.00 - 7.14) = 943.86 \text{ m s.l.m.m.}$

2.3 Dissipatore (*trajectory bucket*)

Date le buone caratteristiche meccaniche della roccia sempre presente in alveo è stato scelto un dissipatore di tipo a getto (*trajectory bucket*) a risvolto emergente.

Per quanto riguarda il dimensionamento delle pareti laterali dello scivolo per il contenimento della corrente si è tenuto conto del fenomeno di miscelamento della vena con l'aria.

A tale scopo si è calcolato il numero di Froude:

$$F_r = \frac{V^2}{g \cdot h} = \frac{39.39^2}{9.81 \cdot 0.367} \cong 431$$

dove h rappresenta il tirante d'acqua normale allo scivolo espresso in metri.

Facendo nostri i risultati ottenuti da Gumensky, la densità media del miscuglio acqua – aria risulta

$$\vartheta_m = \frac{1}{1 + 0,005F}$$

da cui si ottiene l'altezza totale dovuta al rigonfiamento della miscela emulsionata come riportato di seguito nei calcoli numerici.

Partendo dalla massima portata di piena riassumendo come valida l'espressione di Manning avremo, con $n = 0.012$, $q = 14.06 \text{ (m}^3/\text{s)}/\text{m}$ e $\alpha = 60^\circ$

$$h = \frac{(14.6 \cdot 0.012)^{0,6}}{\operatorname{sen}(60)^{0,3}} = 0,367 \text{ m}$$

essendo il raggio idraulico

$$R_i = \frac{0,367 \cdot 56}{2 \cdot 0,367 + 56} = 0,362 \text{ m}$$

ricaviamo la velocità media sullo scivolo che è uguale

$$u = \frac{0,362^{1/6}}{0,012} \sqrt{0,362 \cdot 0,866} = 39.39 \text{ m/s}$$

per cui il numero di Froude diventa

$$F_r = \frac{39.39^2}{9.81 \cdot 0.367} \cong 431$$

e di conseguenza

$$\vartheta_m^* = \frac{1}{1 + 0,005 \cdot 431} = 0,317 \text{ m} \quad \text{e} \quad h^* = \frac{0,367}{0,317} = 1.158 \text{ m}$$

Pur tuttavia, seguendo le indicazioni del Prof. Arredi (cfr. Costruzioni idrauliche Vol. IV Cap. XVIII dell'Autore), abbiamo assunto per i muri sopra citati l'altezza della corrente quale risulta dai calcoli precedentemente esposti, tenendo conto di una quantità di aria trasportata doppia di quella calcolata più, ancora, 1.50 m per cui

$$g_m^* = \frac{1}{1 + 0,005 \cdot 2 \cdot 431} = 0,188m$$

e quindi

$$h^* = \frac{0,367}{0,188} + 1,50 = 1,95 + 1,5 \cong 3,50m$$

In riferimento a tale ordine di grandezza, l'altezza dei muri laterali dello scivolo è stata assunta pari a 3,50 m, ritenendo tale valore sufficientemente cautelativo in confronto a dimensionamenti effettuati con altri criteri quali quelli proposti da U.S.B.R.

Trattandosi di risvolto a profilo emergente si è quindi passati a ricavare il profilo inferiore del getto per una portata sfiorante pari a quella massima prevista di 817 m³/s.

Il profilo presenta una traiettoria parabolica secondo l'equazione riferita a due assi ortogonali (x orizzontale e y verticale) con origine al labbro superiore del bucket.

$$y = x \cdot \operatorname{tg} \varphi - \frac{g}{(2 \cdot V^2 \cdot \cos^2 \varphi) \cdot K} \cdot x^2 \quad \text{dove}$$

φ è l'angolo di inclinazione sull'orizzontale (inteso positivo verso l'alto) del labbro d'uscita;

x è la distanza orizzontale del labbro d'uscita;

y è l'altezza sopra il labbro d'uscita;

K è un fattore di dissipazione del getto in aria, assunto pari a 0,6.

Otteniamo pertanto:

$$y = \tan(30^\circ) \cdot x - \frac{9,81}{(2 \cdot 39,39^2 \cdot \cos(30)^2)} \cdot x^2$$

ovvero:

$$y = 0,577 \cdot x - 0,00422 \cdot x^2$$

per la portata massima di 817 m³/s e una corrispondente velocità di 39,39 m/s si ottiene una lunghezza del getto pari a 136,7 m (circa 140 m).

L'inclinazione del getto rispetto all'orizzontale all'impatto è ottenuta derivando l'equazione della traiettoria:

$$\left. \frac{dy}{dx} \right|_{x=L} = 0,577 - 0,00844x$$

di conseguenza l'angolo del getto con l'orizzontale nel punto di impatto vale:

$$\vartheta = \arctan \left(\left. \frac{dy}{dx} \right|_{x=L} \right) = \arctan(-0,6046) = -31,2^\circ$$

Il segno negativo dell'angolo è dovuto al sistema di riferimento adottato.

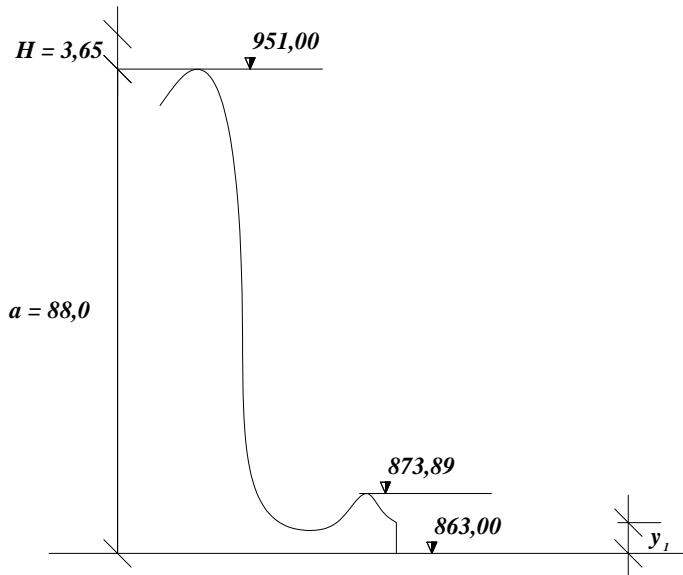
La massima altezza raggiunta dal getto si ha nel punto in cui si annulla la derivata prima della traiettoria:

$$\frac{dy}{dx} = 0 \quad x = 68,4 \text{ m}$$

per cui l'altezza massima riferita al labbro superiore del bucket è pari a 17,7 m.

L'altezza riferita al fondo alveo deve tenere conto del dislivello di 10,9 m tra il labbro ed il fondo alveo, per cui l'altezza assoluta del getto prodotto dal deflusso della portata millenaria è pari a $19,7 + 10,9 = 30,6$ m.

La velocità di impatto è stata determinante applicando il teorema della conservazione dell'energia:



$$H + a = y_1 + \frac{y_1^2}{2g} = y_1 + \frac{Q^2}{2g(y_1 \cdot L)^2}$$

essendo la lunghezza media dell'alveo, della zona di impatto L pari a circa 30 m.

Si può quindi scrivere l'equazione:

$$3,65 + 88,0 = y_1 + \frac{817^2}{2 \cdot 9,81 \cdot (y_1 \cdot 30)^2}$$

che esplicitata diviene:

$$81,65 = y_1 + \frac{667489}{17658 \cdot y_1^2} = 1618355,7 y_1^2 + 17658 y_1^3 + 667489$$

$$y_1^3 - 91,65 \cdot y_1^2 + 37,80$$

Equazione di terzo grado la cui soluzione transita per via numerica è:

$$y_1 = 0,65m$$

La velocità d'impatto risulta quindi essere:

$$U_v = \sqrt{2g(H + a - y_1)} = 42,3m/s$$

La spinta in corrispondenza dell'apice del getto è funzione della velocità di distacco per cui è:

$$S_g = pq \cdot V_{ix} = 10 \frac{817}{30} 39,39 \cdot \cos 30 = 9290 \frac{KN}{s^2}$$

La spinta in corrispondenza della sezione a monte della zona d'impatto in cui si la porzione del cuscino d'acqua vale:

$$S_m = \frac{1}{2} \gamma \cdot y_1^2 = \frac{1}{2} 10 \cdot 9,81 y_1^2 = 49,05 y_1^2 \frac{KN}{s^2}$$

La spinta a valle del getto invece è fornita dalla relazione:

$$S_v = p \frac{q^2}{y_2} + \frac{1}{2} \gamma \cdot y_2^2 = 10 \left(\frac{817}{30} \right)^2 \frac{1}{y_2} + \frac{1}{2} 10 \cdot 9,81 \cdot y_2^2 = 7416,55 \frac{1}{y_2} + 49,05 y_2^2$$

Dall'equilibrio delle spinte agenti si ottiene la seguente equazione, ossia:

$$S_g + S_m = S_v$$

$$9229 + 49,05 \cdot y_1^2 = 7416,55 \frac{1}{y_2} + 49,05 \cdot y_2^2$$

da risolvere nelle variabili y_1 e y_2 rispettivamente il tirante idrico a monte e a valle della zona d'impatto.

La risoluzione per via numerica dell'equazione fornisce i valori delle soluzioni per y_1 e y_2 :

$$y_1 \approx 0$$

$$y_2 \approx 1,0 \text{ m}$$

ossia a monte non si ha formazione del cuscino d'acqua.

I risultati forniti dai due approcci portano a ritenere che l'altezza dell'eventuale cuscino d'acqua a monte della zona di impatto abbia al più un tirante di circa 1 m.

Tenuto conto che l'altezza del labbro inferiore del bucket rispetto al fondo alveo è pari a circa 11 m non si ha interferenza alcuna con il buon funzionamento dello scarico.

La velocità della corrente a valle dell'impatto è determinabile come:

$$V_2 = \frac{q}{y_2} = \left(\frac{817}{30} \right) \frac{1}{1,0} = 27,3 \text{ m/s}$$

Di conseguenza con riferimento alle considerazioni fatte applicando il teorema di conservazione dell'energia si può ipotizzare che le velocità a valle dell'impatto siano comprese tra 27,3 e 42,3 m/s.

La valutazione del tirante di valle y_2 può essere effettuata, con buona approssimazione, utilizzando la relazione fornita a Paoletti (1979) basata su un'indagine sperimentale sui salti di fondo, ossia:

$$\frac{y_2}{h_m} = (0,566 - 0,021 F) \cdot \left(\frac{y_c}{h_m} \right)^{1,314-0,015 F}$$

dove:

h_m = rappresenta l'altezza massima raggiunta

F = il numero di Froude della corrente nella sezione in parola

y_c = il tirante critico della corrente

y_2 = il tirante a valle della zona di impatto del getto

La differenza tra il getto di fondo ed il getto qui analizzato risiede nel fatto che in corrispondenza della sezione in cui si ha h_m alla spinta S_y è da aggiungere la spinta statica pari a

$$S = \frac{1}{2} \gamma \cdot y_0^2 = 0,5 \cdot 10 \cdot 9,81 \cdot 0,70^2 = 24 \frac{KN}{S^2}$$

indicando con y_0 lo spessore del getto all'apice della traiettoria, per continuità pari a

$$y_0 = \frac{\left(\frac{817}{30} \right)}{39,39} = 0,70 \text{ m}$$

Si osserva che la spinta statica S è trascurabile se confrontata con quella dinamica S_g , essendo questa circa 390 volte più grande; pertanto la configurazione del getto può essere a ragione confusa con quella di un salto di fondo in corrente veloce a partire dall'apice del getto stesso.

In accordi alla formula di Paoletti essendo:

$$h_m = 30,6 \text{ m}$$

$$F = \frac{39,39}{\sqrt{9,81 \cdot 0,70}} = 15,1$$

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{\left(\frac{817}{30}\right)^2}{9,81}} = 4,2m$$

si ottiene

$$\begin{aligned} y_2 &= 30,6(0,566 - 0,021 \cdot 15,1) \cdot \left(\frac{4,2}{30,6}\right)^{1,314-0,015 \cdot 15,1} = 30,6 \cdot (0,566 - 0,137) \cdot 0,137^{1,0875} = \\ &= 30,6 \cdot 0,249 \cdot 0,115 = 0,88m \end{aligned}$$

a cui corrisponde una velocità a valle della zona di impatto

$$V_2 = \frac{\left(\frac{817}{30}\right)}{0,88} = 30,9 m/s$$

valore dello stesso ordine di grandezza di quella valutata tramite l'applicazione del teorema della quantità di moto e il teorema di conservazione dell'energia; in particolare il valore ottenuto con la formula di Paoletti è intermedio rispetto ai due valori calcolati in precedenza.

La forza complessiva di impatto del getto, in accordo con il teorema della quantità di moto, è pari, in relazione ai calcoli fin qui fatti, rispettivamente a:

$$S_1 = p \cdot Q \cdot V_{imp} = 1000 \cdot 817 \cdot 27,3 \cong 22305 KN$$

$$S_2 = 1000 \cdot 817 \cdot 30,9 \cong 25246 KN$$

$$S_3 = 1000 \cdot 817 \cdot 42,3 \cong 34560 KN$$

Si assume per la verifica la maggiore tra le tre spinte calcolate, tale spinta agisce, in accordo ai risultati sperimentali di Leske (1983) su un'area di lunghezza L_g pari a:

$$L_g = 4 \div 5 \cdot \frac{Q}{B_2 V_{imp}} \operatorname{sen} \vartheta_{imp} = 4 \div 5 \cdot \frac{817}{30 \cdot 42,3} \operatorname{sen} 31,2 = 4 \div 5 \cdot 0,65 \cdot 0,518 = 1,35 \div 1,68 m$$

Assunta una lunghezza $L_g = 1,50$ m la pressione media di impatto vale:

$$P_m = \frac{34560}{30 \cdot 1,5} = 768 \frac{KN}{m^2} = 0,768 MPa \cong 7,68 \frac{Ks}{cm^2}$$

mentre la pressione massima puntuale P_{max} , in corrispondenza del punto di stagionatura è pari a:

$$P_{max} = \frac{p \cdot V_{imp}^2}{2} = \frac{1000 \cdot 42,3}{2} = 895 \frac{KN}{m^2} = 0,895 MPa \cong 8,95 \frac{Kg}{cm^2}$$

in accordo con il teorema di Benoulli.

La pressione di impatto massima del getto nella roccia del letto dell'alveo è pari quindi a circa 1,0 MPa corrispondente a circa 10 Kg/cm². Valore ampiamente compatibile con le caratteristiche meccaniche delle rocce in situ.

3 SCARICO DI FONDO

Lo scarico di fondo, come si può desumere dall'analisi degli elaborati grafici allegati alla documentazione progettuale, è stato schematizzato come indicato nella figura seguente:

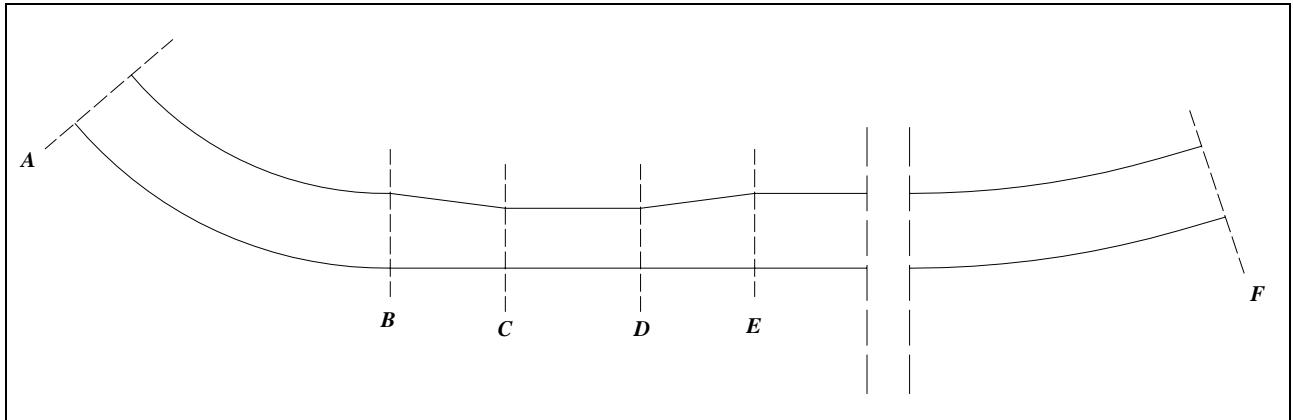
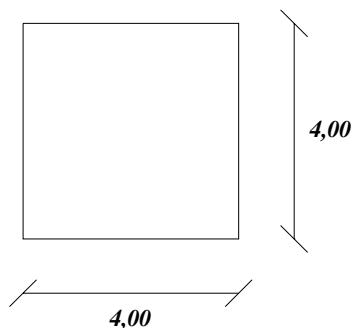
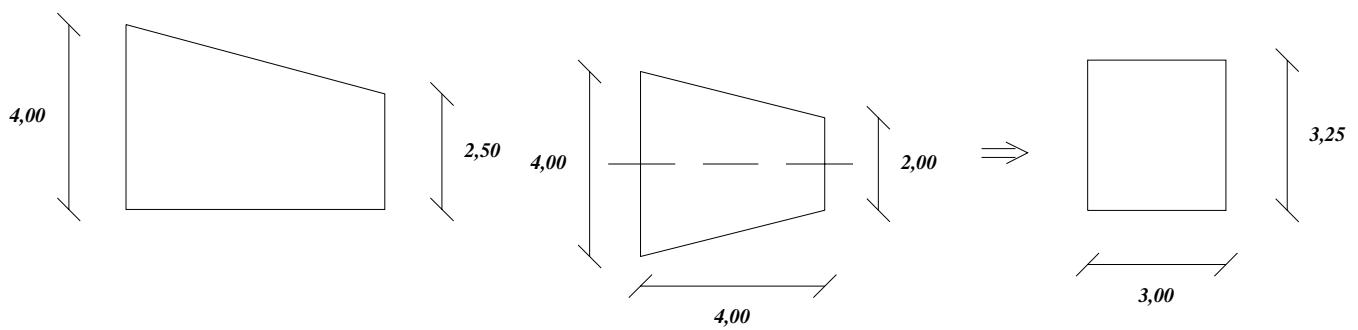


Figura 1: Schema dello scarico di fondo della diga in progetto

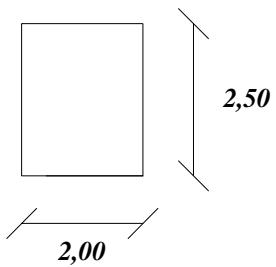
$$AB: \quad L_{AB} = 13,50 \text{ m}$$



$$BC: \quad L_{BC} = 4,00 \text{ m}$$

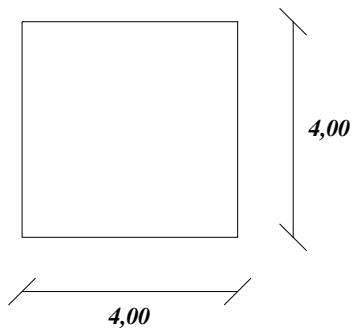


CD: $L_{CD} = 5,00 \text{ m}$



DE: come BC $L_{DE} = 4,00 \text{ m}$

EF: $L_{EF} \approx 66,50 \text{ m}$



Pendenza scarico:

$$\frac{864,00 - 862,80}{85,50} = \frac{1,20}{85,50} = 0,014$$

3.1 Criteri di dimensionamento dello scarico di fondo

Per il dimensionamento e la verifica dello scarico di fondo si applica il teorema di Bernoulli. Facendo riferimento alla Fig. 1, l'applicazione di tale teorema tra le sezioni di imbocco (Sez. A) e quella della vena affluente a pelo libero dopo la strettoia (Sez. E), in condizioni di totale apertura della paratoia conduce alla relazione:

$$Q = \mu A \sqrt{2g \cdot (H - \Delta h_{AD})}$$

dove Q è la portata effluente, μ è il coefficiente di efflusso pari a 0,90 (si ha contrazione della vena affluente altrimenti, nel caso in cui non si abbia, è posto pari a 1), A è l'area della sez. D, H è il carico a monte dell'imbocco rispetto al baricentro della sezione ristretta e $H - \Delta h_{AD}$ sono le perdite di carico complessive nel tratto in pressione.

Il termine Δh_{AD} comprende sia le perdite distribuite Δh_d che quelle concentrate e digerite.

3.2 Perdite distribuite

Le perdite distribuite lungo il percorso sono state valutate adottando la formula di Chézy:

$$V_c = \chi \sqrt{R_j}$$

dove V_c è la velocità media nel condotto che precede la paratoia.

L'indice di resistenza χ è stato valutato secondo Gauckler– Strickler con l'usuale formula:

$$\chi = K_s \cdot R^{1/6}$$

considerando $K_s = 62,5 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ (corrispondente a Manning $n = 0,016$), valore scelto tenendo presente che la corrente può trasportare materiali solidi alluvionali.

Le perdite distribuite, riferendosi alla Figura 1, valgono:

$$[1] \quad \Delta h_d = Q^2 \left(\frac{L_{AB}}{A_{AB}^2 \cdot R_{AB}^{4/3} \cdot K_s^2} + \frac{L_{BC}}{A_{BC}^2 \cdot R_{BC}^{4/3} \cdot K_s^2} + \frac{L_{CD}}{A_{CD}^2 \cdot R_{CD}^{4/3} \cdot K_s^2} \right)$$

Le lunghezze e le dimensioni dei diversi tratti della galleria sono i seguenti:

Tratto	Lunghezza [m]	Tipo sezione	Larghezza [m]	Altezza [m]
A-B	13.50	rettangolare	4.00	4.00
B-C	4.00	rettangolare ¹	3.00	3.25
C-D	5.00	rettangolare	3.00	2.50
D-E	4.00	rettangolare ¹	3.00	3.25
E-F	66.50	rettangolare	4.00	4.00

Utilizzando l'equazione [1] si calcolano le seguenti perdite distribuite dallo scarico:

Tratto	Lunghezza [m]	Area [m ²]	Contorno bagnato [m]	Raggio idraulico [m]
A-B	13.50	16.00	16.00	1.000
B-C	4.00	9.75	12.50	0.780
C-D	5.00	5.00	9.00	0.556

¹ La sezione assunta per i tratti convergente e divergente è quella media del tratto.

$$\begin{aligned}\Delta h_d &= Q^2 \left(\frac{13,50}{16,00^2 \cdot 1^{4/3} \cdot 62,5^2} + \frac{4,00}{9,75^2 \cdot 0,780^{4/3} \cdot 62,5^2} + \frac{5,00}{5^2 \cdot 0,556^{4/3} \cdot 62,5^2} \right) = \\ &= Q^2 (1,350 \cdot 10^{-5} + 1,500 \cdot 10^{-5} + 1,120 \cdot 10^{-4}) = 1,405 \cdot 10^{-4} Q^2 (m)\end{aligned}$$

3.3 Perdite concentrate

La valutazione delle perdite di carico concentrate nei tratti interessati da singolarità sono state calcolate utilizzando le seguenti espressioni determinate in base alla geometria dell'opera ed alla conseguente configurazione della corrente (Fig. 1):

- Perdite concentrate all'imbocco della galleria:

$$\Delta h_{C,1} = K_1 \frac{V_1^2}{2_g}$$

con $K_1 = 0.20$ dove $V_1 = \frac{Q}{A}$ (Q = portata allo scarico e A = sezione media di riferimento)

- Perdite concentrate per effetto del tratto convergente:

$$\Delta h_{C,2} = K_2 \frac{V_2^2}{2_g}$$

con $K_2 = 0.30$

- Perdite concentrate ai gargami delle paratoie:

$$\Delta h_{C,3} = K_3 \frac{V_3^2}{2_g}$$

con $K_3 = 0.15$

Tenuto conto che in corrispondenza dell'efflusso con concentrazione di vena si può scaricare:

$$Q = a_C \cdot V_P$$

dove V_P è la velocità nella sezione contratta delle paratoie e a_C l'area della sezione contratta si possono esprimere le perdite concentrate totali:

$$\begin{aligned}
\Delta h_C &= \Delta h_{C,1} + \Delta h_{C,2} + \Delta h_{C,3} = K_1 \frac{V_1^2}{2_g} + K_2 \frac{V_2^2}{2_g} + K_3 \frac{V_3^2}{2_g} = \\
&= K_1 \frac{\left(\frac{Q}{A_1}\right)^2}{2_g} + K_2 \frac{\left(\frac{Q}{A_2}\right)^2}{2_g} + K_3 \frac{\left(\frac{Q}{A_3}\right)^2}{2_g} = \frac{Q^2}{2_g} \left(K_1 \frac{1}{A_1^2} + K_2 \frac{1}{A_2^2} + K_3 \frac{1}{A_3^2} \right) \\
\Delta h_C &= \frac{Q^2}{19,62} \left[0,20 \frac{1}{(4,4)^2} + 0,30 \frac{1}{(3,00 \cdot 3,25)^2} + 2 \cdot 0,15 \frac{1}{(0,9 \cdot 2,0 \cdot 2,5)^2} \right] = \\
&= \frac{Q^2}{19,62} (7,813 \cdot 10^{-4} + 3,156 \cdot 10^{-3} + 1,481 \cdot 10^{-2})^2 = 9,555 \cdot 10^{-4} Q^2 (m)
\end{aligned}$$

3.4 Calcolo di portata dello scarico

Sostituendo i valori precedentemente trovati, che esprimono l'entità delle perdite di carico concentrate e distribuite in funzione della portata esitata nella relazione di partenza dedotta dall'applicazione del teorema di Benoulli, si ottiene l'equazione della portata dello scarico alle paratoie in funzione del carico idraulico agente nel baricentro della sezione contratta di esse.

L'equazione:

$$Q = \mu \cdot A \sqrt{2g \cdot (H - \Delta h_{AD})} = \mu \cdot A \sqrt{2g \cdot [H - (\Delta h_d + \Delta h_c)]}$$

può, quindi, essere scritta come:

$$\begin{aligned}
Q &= 0,90 \cdot 2,00 \cdot 2,50 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot [H - (1,405 \cdot 10^{-4} Q^2 + 9,555 \cdot 10^{-4} Q^2)]} = \\
&= 19,933 \sqrt{H - 0,00110 \cdot Q^2}
\end{aligned}$$

$$Q^2 = 19,933^2 \cdot (H - 0,00110 \cdot Q^2)$$

$$Q^2 = 19,933^2 H - 0,437 \cdot Q^2$$

$$1,437 \cdot Q^2 = 19,933^2 \cdot H$$

$$Q = \frac{19,933}{\sqrt{1,437}} \sqrt{H} = 16,628 \sqrt{H} \quad (m^3 / s)$$

Da questa equazione si ricavano le portate corrispondenti alle quote di massimo invaso e di massima regolazione:

- **Quota di massimo invaso**

La quota di massimo invaso è pari a 954.65 m s.l.m.m. per cui il carico idraulico agente nel baricentro della sezione ristretta vale:

$$H = 954.65 - \left(864.00 - 19.50 \cdot 0.014 + 0.95 \frac{2.50}{2} \right) = 954.65 - 864.91 = 89.74 \text{ m}$$

A tale valore del carico corrisponde una portata esitata di:

$$Q = 16.628\sqrt{89.74} = 157.5 \text{ m}^3 / \text{s}$$

- **Quota massima di regolazione**

La quota di massima regolazione è di 951.00 m s.l.m.m. cui corrisponde un carico idraulico di 86.09 m. La portata esitata alla quota in parola è pari a:

$$H = 951.00 - 864.91 = 86.09 \text{ m}$$

$$Q = 16.628\sqrt{86.09} = 154.3 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Immediatamente a valle della sezione ristretta si instaura una corrente a pelo libero avente le caratteristiche idrauliche riferite alla portata $Q = 96.7 \text{ m}^3/\text{s}$:

- Energia specifica

$$E_D = H - 0.00110 \cdot Q^2 = 89.74 - 0.00110 \cdot 157.5^2 = 89.74 - 27.29 = 62.45 \text{ m}$$

- Tirante idraulico

Dall'equazione dell'energia si ha che:

$$E = h + \frac{V^2}{2g} = h + \frac{Q^2}{2gA^2}$$

$$E = h + \frac{Q^2}{2g \cdot b^2 h^2}$$

$$E = \frac{2g \cdot b^2 h^3 + Q^2}{2g \cdot b^2 h^2}$$

$$2g \cdot b^2 h^2 - 2g \cdot b^2 E h^2 + Q^2 = 0$$

$$2 \cdot 9.81 \cdot 2.0^2 h^3 + 2 \cdot 9.81 \cdot 2.0^2 \cdot 62.45 \cdot h^2 + 157.5^2 = 0$$

$$78.48 \cdot h^3 - 4901.076 \cdot h^2 + 24806.25 = 0$$

che risolta iterativamente in via numerica fornisce la soluzione per il corrispondente valore del tirante idrico nella sezione D:

$$h_D = 2.30 \text{ m}$$

- Velocità media

$$V_D = \frac{Q}{A} = \frac{157.5}{2.30 \cdot 2.00} = 34.2 \text{ m/s}$$

- Numero di Froude

$$Fr_D = \frac{V_D}{\sqrt{gh_D}} = \frac{34.2}{\sqrt{9.81 \cdot 2.30}} = 7.20$$

Eguagliando l'espressione dell'energia specifica della corrente nella sezione E della Fig. 1 all'energia nella sezione D meno la perdita di carico Δh_{DE} lungo il tratto divergente tra le sezioni D ed E si ricava l'altezza della corrente h_E nella sezione E.

L'equazione di bilancio dell'energia può essere scritta come:

$$E_E = E_D - \Delta h_{DE}$$

Nella quale le perdite Δh_{DE} sono espresse:

$$\Delta h_{DE} = 0.5 \frac{(V_D - V_E)^2}{2g}$$

Ricordando che $V_E = \frac{Q}{b_E \cdot h_E}$ è possibile, con una serie di passaggi algebrici, scrivere

l'equazione risolutiva dell'altezza h_E nella forma:

$$b_E^2 \cdot h_E^3 + \left(\frac{V_D^2}{4g} - E_D \right) \cdot b_E^2 \cdot h_E^2 - \frac{V_D \cdot Q \cdot b_E}{2g} h_E + \frac{3}{4g} Q^2 = 0$$

Essendo note le seguenti grandezze:

$$b_E = 4.00 \text{ m}$$

$$V_D = 34.20 \text{ m/s}$$

$$E_D = 62.45 \text{ m}$$

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

$$Q = 157.50 \text{ m}^2/\text{s}$$

Si può scrivere l'equazione risolutiva nella forma:

$$16 \cdot h_E^3 - 32.64 \cdot h_E^2 - 1098.17 \cdot h_E + 1896.50 = 0$$

la cui soluzione reale è $h_E = 1.71 \text{ m}$

Nota l'altezza della corrente h_E nella sezione E si ricavano i seguenti dati:

- Velocità media: $V_E = \frac{Q}{A_E} = \frac{157.5}{4.00 \cdot 1.71} = 23.1 \text{ m/s}$
- Energia specifica: $E_E = h_E + \frac{V_E^2}{2g} = 1.71 + \frac{23.1^2}{2.00 \cdot 9.81} = 28.91 \text{ m}$
- Numero di Froude: $Fr = \frac{V_E}{\sqrt{gh_E}} = \frac{23.1}{\sqrt{9.81 \cdot 1.71}} = 5.64$

Essendo l'altezza critica K e quella di moto uniforme h_0 , ricavata dalla formula di Chezy, rispettivamente pari a:

$$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gB^2}} = \sqrt[3]{\frac{157.5^2}{9.81 \cdot 4.00^2}} = 5.41 \text{ m}$$

$$h_0 = 6.39 \text{ m}$$

risulta che la galleria a pelo libero è a debole pendenza ($K < h_0$).

Poiché $h_E < K$ si realizza l'unico caso di corrente veloce in un alveo a debole pendenza (Fig. 2)

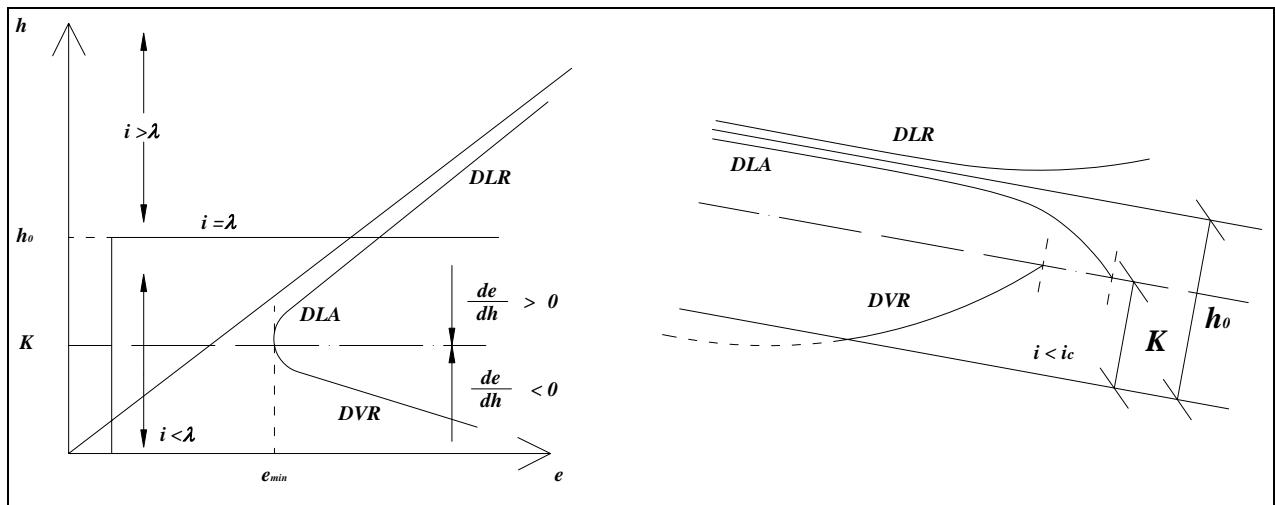


Figura 2: Caratteristiche energetiche di una corrente a pelo libero in una sezione

e pertanto risulta

$$\frac{d_e}{d_h} < 0$$

La corrente di moto permanente, essendo arrivata da una velocità media superiore a quella di moto uniforme ($V_0 = 8.5 \text{ m/s}$), poiché $h < h_0$, è caratterizzata da maggiori dissipazioni energetiche

rispetto alla corrente di moto uniforme per cui risulta $\lambda > i$, dove λ si è indicata la caduta della linea dei carichi totali. Dall'equazione differenziale del moto permanente non uniforme di una corrente a pelo libero:

$$\frac{d_h}{d_s} = \frac{i - \lambda}{\frac{d_e}{d_h}}$$

essendo $\frac{d_e}{d_h} < 0$ e $i - \lambda < 0$ risulta $\frac{d_h}{d_s} > 0$ cioè la corrente di moto permanente che si instaura in

galleria è veloce e con tiranti che crescono nel verso del moto, è quindi una corrente ritardata con profilo DVR. La galleria è dunque sufficiente.

3.5 Dimensionamento condotto aeroforo

Il dimensionamento dell'aeroforo è stato condotto in modo da garantire un adeguato approvvigionamento d'aria alla condotta nella galleria orizzontale in modo che il moto di mantenga a pelo libero.

Per il dimensionamento è stata utilizzata la relazione empiristica proposta da U.S. Army Engineers che esprime il rapporto β tra le portate d'aria e d'acqua in funzione del numero di Froude di quest'ultima:

$$\beta = 0.03 \cdot (Fr - 1)^{1.06}$$

Il numero di Froude, calcolato in corrispondenza della sezione contratta a valle della sezione D (Fig. 1) vale 9.69. Quindi:

$$\beta = 0.03 \cdot (5.64 - 1)^{1.06} = 0.153$$

e la portata d'aria:

$$Q_{aria} = \beta \cdot Q = 0.153 \cdot 157.5 = 24.1 m^3 / s$$

La canna aerofora sarà realizzata a sezione circolare con un valore massimo consentito dalla velocità della corrente d'aria nell'aeroforo di 50 m/s (essendo i valori tipici compresi nell'intervallo tra 40 e 100 m/s) avrà quindi un diametro teorico pari a:

$$D_{aria} = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{aria}}{\pi \cdot V_{aria}}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 24.1}{\pi \cdot 50}} = 0.78 m$$

$$\frac{\pi D^2}{4} = 0.48 m^2$$

Cui corrisponde un'area minima per la sezione del condotto pari a 0.48 m².

4 SCARICO DI MEZZOFONDO

Lo scarico di mezzofondo, come si può desumere dall'analisi degli elaborati grafici allegati alla documentazione progettuale. È stato schematizzato come indicato nella figura seguente:

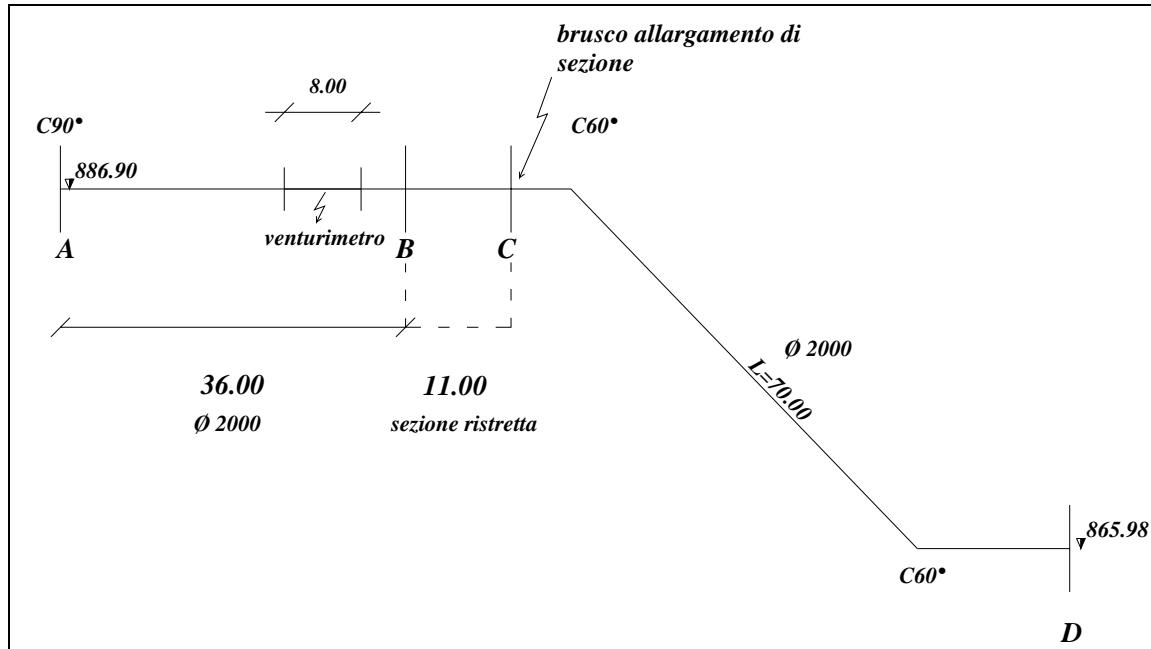


Figura 3: Schema dello scarico di mezzofondo della diga in progetto

Tratto	Lunghezza [m]	Sezione [m ²]	
A-B	36.00	3.14	
B-C	11.00	3.20	
C-D	70.00	3.14	

Per il dimensionamento e la verifica dello scarico di mezzofondo si applica il teorema di Benoulli così come è stato fatto per lo scarico di fondo.

4.1 Perdite distribuite

Le perdite distribuite sono state valutate adottando la legge di Chezy. L'indice di resistenza è stato valutato secondo Gauckler– Strickler tenendo presente che la corrente può trasportare materiali solidi alluvionali. In seguito a tali considerazioni si è considerato un valore di $K_s = 62.5 m^{1/3} s^{-1}$. Le perdite distribuite, riferendosi alla Figura 3, valgono:

$$[2] \quad \Delta h_d = Q^2 \left(\frac{L_{AB}}{A_{AB}^2 \cdot R_{AB}^{4/3} \cdot K_s^2} + \frac{L_{BC}}{A_{BC}^2 \cdot R_{BC}^{4/3} \cdot K_s^2} \right)$$

Le lunghezze e le dimensioni dei diversi tratti della galleria sono i seguenti:

Tratto	Lunghezza [m]	Tipo sezione	Larghezza [m]	Altezza [m]	Diametro [m]
A-B	36.00	circolare	-----	-----	2.00
B-C	11.00	rettangolare	1.60	1.60	-----

Utilizzando l'equazione [2] si calcolano le seguenti perdite distribuite dallo scarico:

	Lunghezza [m]	Area [m ²]	Contorno bagnato [m]	Raggio idraulico [m]
A-B	36.00	3.14	6.28	0.500
B-C	11.00	2.56	6.40	0.400

$$\Delta h_d = Q^2 \left(\frac{36,00}{3,14^2 \cdot 0,500^{4/3} \cdot 62,5^2} + \frac{11,00}{2,56^2 \cdot 0,400^{4/3} \cdot 62,5^2} \right) = 3,813 \cdot 10^{-3} Q^2 (m)$$

4.2 Perdite concentrate

La valutazione delle perdite concentrate nei tratti interessati da singolarità sono state calcolate utilizzando le seguenti espressioni determinate in base alla geometria dell'opera ed alla conseguente configurazione della corrente (Fig. 3):

- Perdite concentrate all'imbocco della galleria compresa la griglia protettiva:

$$\Delta h_{C,1} = K_1 \frac{V_1^2}{2_g}$$

con $K_1 = 1.20$

- Perdite concentrate per effetto della curva a 90°:

$$\Delta h_{C,2} = K_2 \frac{V_2^2}{2_g}$$

con $K_2 = 0.24$ (curva a 60°: $K_1 = 0.16$)

- Perdite concentrate per effetto del venturimetro:

$$\Delta h_{C,3} = K_3 \frac{V_3^2}{2_g}$$

con $K_3 = 0.15$

- Perdite concentrate per effetto del tratto convergente:

$$\Delta h_{C,4} = K_4 \frac{V_4^2}{2_g}$$

con $K_4 = 0.30$

- Perdite concentrate ai gargami delle paratoie:

$$\Delta h_{C,5} = K_5 \frac{V_5^2}{2_g}$$

con $K_5 = 0.15$

Tenuto conto che in corrispondenza dell'efflusso con concentrazione di vena si può scaricare:

$$Q = a_C \cdot V_P$$

dove V_P è la velocità nella sezione contratta delle paratoie e a_C l'area della sezione contratta si possono esprimere le perdite concentrate totali:

$$\begin{aligned} \Delta h_C &= \Delta h_{C,1} + \Delta h_{C,2} + \Delta h_{C,3} + \Delta h_{C,4} + \Delta h_{C,5} = K_1 \frac{V_1^2}{2_g} + K_2 \frac{V_2^2}{2_g} + K_3 \frac{V_3^2}{2_g} + K_4 \frac{V_4^2}{2_g} + K_5 \frac{V_5^2}{2_g} = \\ &= \frac{Q^2}{2_g} \left(K_1 \frac{1}{A_1^2} + K_2 \frac{1}{A_2^2} + K_3 \frac{1}{A_3^2} + K_4 \frac{1}{A_4^2} + K_5 \frac{1}{A_5^2} \right) = \\ &= \frac{Q^2}{2 \cdot 9,81} \left[\frac{1,2}{3,14^2} + \frac{0,24}{3,14^2} + \frac{0,15}{3,14^2} + \frac{0,30}{2,56^2} + 2 \cdot \frac{0,15}{2,56^2} \right] = \\ &= 1,289 \cdot 10^{-2} Q^2 (m) \end{aligned}$$

4.3 Calcolo di portata dello scarico

Sostituendo i valori precedentemente trovati, che esprimono l'entità delle perdite di carico concentrate e distribuite in funzione della portata esitata nella relazione di partenza dedotta dall'applicazione del teorema di Benoulli, si ottiene l'equazione della portata dello scarico alle paratoie in funzione del carico idraulico agente nel baricentro della sezione contratta di esse.

L'equazione:

$$Q = \mu \cdot A \sqrt{2g \cdot (H - \Delta h_{AD})} = \mu \cdot A \sqrt{2g \cdot [H - (\Delta h_d + \Delta h_c)]}$$

può, quindi, essere scritta come:

$$\begin{aligned} Q &= 0.90 \cdot 1.60 \cdot 1.60 \sqrt{2 \cdot 9.81 \cdot [H - (3.813 \cdot 10^{-3} Q^2 + 1.289 \cdot 10^{-2} Q^2)]} = \\ &= 10.205 \sqrt{H - 0.0167 \cdot Q^2} \end{aligned}$$

$$Q^2 = 10.205^2 \cdot (H - 0.0167 \cdot Q^2)$$

$$Q^2 = 10.205^2 H - 1.739 \cdot Q^2$$

$$2.739 \cdot Q^2 = 10.205^2 \cdot H.$$

$$Q = \frac{10.205}{\sqrt{2.739}} \sqrt{H} = 6.166 \sqrt{H} \quad (m^3 / s)$$

Da questa equazione si ricavano le portate corrispondenti alle quote di massimo invaso e di massima regolazione:

- **Quota di massimo invaso**

La quota di massimo invaso è pari a 954.65 m s.l.m.m. per cui il carico idraulico agente nel baricentro della sezione ristretta vale:

$$H = 954.65 - \left(866.40 - 41.50 \cdot 2.00 \cdot 10^{-3} + 0.95 \frac{1.60}{2} \right) = 954.50 - 867.08 = 87.42 \text{ m}$$

A tale valore del carico corrisponde una portata esitata di:

$$Q = 6.166 \sqrt{H} = 6.166 \sqrt{87.42} = 6.166 \cdot 9.350 = 57.6 \text{ m}^3 / \text{s}$$

- **Quota massima di regolazione**

La quota di massima regolazione è di 951.00 m s.l.m.m. cui corrisponde un carico idraulico agente sul baricentro di della sezione ristretta di 83.92 m. La portata esitata alla quota in parola e pari a:

$$Q = 6.166\sqrt{83.92} = 6.166 \cdot 9.161 = 56.5 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Immediatamente a valle della sezione ristretta (sez. C) si instaura una corrente a pelo libero avente le caratteristiche idrauliche riferite alla portata $Q = 50.6 \text{ m}^3/\text{s}$:

- Energia specifica

$$E_C = H - 0.0167 \cdot Q^2 = 87.42 - 0.0167 \cdot 57.6^2 = 32.01 \text{ m}$$

- Tirante idraulico

Dall'equazione dell'energia si ha che:

$$2 \cdot g \cdot b^2 \cdot h^2 - 2 \cdot g \cdot b^2 \cdot E \cdot h^2 + Q^2 = 0$$

$$2 \cdot 9.81 \cdot 1.6^2 h^3 - 2 \cdot 9.81 \cdot 1.6^2 \cdot 32.01 \cdot h^2 + 57.6^2 = 0$$

$$50.227 \cdot h^3 - 1607.773 \cdot h^2 + 3317.760 = 0$$

che risolta iterativamente in via numerica fornisce la soluzione per il corrispondente valore del tirante idrico nella sezione C:

$$h_C = 1.47 \text{ m}$$

- Velocità media

$$V_C = \frac{Q}{A} = \frac{57.6}{1.60 \cdot 1.47} = 24.49 \text{ m/s}$$

- Numero di Froude

$$Fr_D = \frac{V_C}{\sqrt{gh_C}} = \frac{24.49}{\sqrt{9.81 \cdot 1.47}} = 6.45$$

Eguagliando l'espressione dell'energia specifica della corrente nella sezione ristretta C della Fig. 3 all'energia nella sezione allargata immediatamente a valle (sez. C⁺) si ricava l'altezza della corrente a valle delle paratoie.

L'equazione di bilancio dell'energia può essere scritta come:

$$E_{C^+} = E_{C^-} - \Delta h_{ba}$$

Nella quale le perdite per brusco allargamento sono espresse:

$$\Delta h_{ba} = \xi \frac{(V_D - V_E)^2}{2g}$$

con $\xi = 1.0 \div 1.1$

Ricordando che $V = \frac{Q}{A}$ è possibile, con una serie di passaggi algebrici, scrivere l'equazione risolutiva dell'altezza h_{C^+} nella forma:

$$h_{C^+} + (1 + \xi) \frac{Q^2}{2g} \cdot \frac{1}{A(h_{C^+})^2} - \xi \cdot V_C - Q \frac{1}{A(h_{C^+})} = E_C - \frac{\xi \cdot V_{C^-}^2}{2g}$$

L'area del segmento circolare del tratto a valle della sez. C può essere calcolata con la formula

$$A(h_{C^+}) = \frac{R^2}{2} (\alpha - \sin \alpha)$$

nella quale si esprime per il tramite dell'angolo α l'altezza del tirante idrico h_{C^+} , vale infatti la seguente relazione

$$\alpha = \arccos\left(\frac{R - h_{C^+}}{\sqrt{R^2 - h_{C^+}^2}}\right)$$

Essendo note le seguenti grandezze:

$$\xi = 1.1$$

$$Q = 50.6 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{C^-} = V_C = 21.37 \text{ m/s}$$

$$E_C = 24.66 \text{ m}$$

$$R = 1.0 \text{ m}$$

è possibile calcolare per via numerica il valore del tirante h_{C^+} , che risulta essere pari a circa 0.88 m.

Nota l'altezza della corrente h_{C^+} nella sezione immediatamente a valle della sezione C si ricavano i seguenti dati:

- Velocità media: $V_C = \frac{Q}{A_{C^+}}$

L'area del segmento circolare corrispondente a $h_{C^+} = 0.88 \text{ m}$ vale $A_{C^+} = 1.33 \text{ m}^2$

Per cui la velocità media assume il valore di

$$V_{C^+} = \frac{57.6}{1.33} = 43.31 \text{ m/s}$$

- Energia specifica: $E_{C^+} = h_{C^+} + \frac{V_{C^+}^2}{2g} = 0.88 + \frac{43.31^2}{2 \cdot 9.81} = 96.48 \text{ m}$
- Numero di Froude: $Fr_C = \frac{V_{C^+}}{\sqrt{gh_{C^+}}} = \frac{43.31}{\sqrt{9.81 \cdot 0.88}} = 14.74$

L'altezza critica K della sezione circolare coincide con l'altezza d'acqua per cui viene soddisfatta la relazione:

$$\frac{A^3}{B} = \alpha \frac{Q^2}{g}$$

Ponendo $\alpha = 1$ si ottiene:

$$[3] \quad \frac{A^3}{B} = \frac{Q^2}{g}$$

Sia l'area che la lunghezza in superficie B sono funzione di h ricordando le seguenti espressioni:

$$\alpha(h) = a \cos\left(\frac{R-h}{2}\right)$$

$$A(\alpha) = \frac{R^2}{2} (\alpha - \sin \alpha)$$

$$A(h) = 2\sqrt{2Rh - h^2}$$

Valutando A e B per diversi valori h di tentativo si ottiene la soluzione richiesta quando il tirante d'acqua soddisfa la relazione [3].

Il valore K ottenuto per via numerica è pari a circa 1.25 m

4.4 Dimensionamento condotto aeroforo

Il dimensionamento dell'aeroforo è stato condotto secondo le modalità descritte nel capitolo 1.5.

Il numero di Froude, calcolato in corrispondenza della sezione contratta a valle della sezione C (Fig. 3) vale 14.74. Quindi:

$$\beta = 0.03 \cdot (14.74 - 1)^{1.06} = 0.482$$

e la portata d'aria:

$$Q_{aria} = \beta \cdot Q = 0.482 \cdot 57.6 = 27.76 \text{ m}^3 / \text{s}$$

La canna avrà quindi un diametro teorico pari a:

$$D_{aria} = \sqrt{\frac{4 \cdot 27.76}{3.14 \cdot 50}} = 0.84m$$

Cui corrisponde un area minima per la sezione del condotto pari a 0.55 m^2 .

5 ABACO DEGLI SCARICHI DI FONDO E MEZZO FONDO

Gli abachi degli scarichi sono stati ricavati generalizzando le formule determinate nei capitoli precedenti relativi al dimensionamento degli scarichi medesimi.

Lo scarico di fondo per livelli compresi tra quota 951.00 m s.l.m.m. e quota 871.19 m s.l.m.m. produce un efflusso sotto battente comandato dalla sezione ristretta localizzata in corrispondenza delle paratoie. Per livelli compresi tra quota 871.19 e 866.58 m s.l.m.m. il deflusso è governato dalla legge dello stramazzo a larga soglia.

Lo scarico di mezzo fondo presenta uno schema di funzionamento analogo: per livelli compresi tra quota 951.00 e 887.88 m s.l.m.m. avviene sotto battente mentre i livelli compresi tra quota 887.88 e 886.28 m s.l.m.m. la bocca di presa dello scarico viene scoperta e si ha deflusso a pelo libero secondo la legge dello stramazzo a larga soglia.

Gli abachi degli scarichi sono stati calcolati nell'ipotesi di funzionamento sotto battente.

La formula che lega la portata effluente al grado di apertura della paratoia è stata ricavata per il tramite dell'applicazione del Teorema di Bernoulli.

$$Q = \mu \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (H - \Delta h)}$$

5.1 Scarico di fondo

L'equazione generale, che lega la portata affluente al grado di apertura della paratoia, può essere riscritta nel caso specifico come indicato di seguito:

$$Q = \sqrt{\frac{63.584h^2(H - 863.727 - 0.4754)}{1 + 0.07h^2}}$$

dove con h si è indicato il grado di apertura della paratoia e con H la quota del livello dell'invaso.

Nelle tabelle a seguire sono riportate le portate esitate dallo scarico al variare del grado di apertura della paratoia in funzione del livello dell'invaso.

Livello dell'invaso [m s.l.m.m.]	Grado di apertura paratoia									
	55% 1.375 m	60% 1.5 m	65% 1.625 m	70% 1.75 m	75% 1.875 m	80% 2 m	85% 2.125 m	90% 2.25 m	95% 2.375 m	100% 2.5 m
948	94.22	101.63	108.78	115.67	122.30	128.67	134.78	140.62	146.22	151.56
949	94.78	102.23	109.43	116.36	123.03	129.44	135.58	141.47	147.09	152.47
950	95.34	102.84	110.07	117.05	123.76	130.21	136.39	142.30	147.96	153.37
951	95.90	103.43	110.72	117.73	124.48	130.97	137.18	143.14	148.83	154.27
952	96.45	104.03	111.35	118.41	125.20	131.72	137.98	143.96	149.69	155.16
953	97.00	104.62	111.99	119.09	125.92	132.48	138.77	144.79	150.55	156.05
954	97.54	105.21	112.62	119.76	126.63	133.22	139.55	145.61	151.40	156.93
954.65	97.89	105.59	113.03	120.19	127.09	133.71	140.06	146.14	151.95	157.50

5.2 Scarico di mezzo fondo

Analogamente a quanto fatto per lo scarico di fondo si determina la relazione che lega la portata affluente al grado di apertura della paratoia dello scarico di mezzofondo:

$$Q = \sqrt{\frac{40.694 h^2 (H - 866.317 - 0.4754)}{1 + 0.680 h^2}}$$

Nelle tabelle a seguire sono riportate le portate esitate dallo scarico al variare del grado di apertura della paratoia in funzione del livello dell'invaso.

Livello dell'invaso [m s.l.m.m.]	Grado di apertura paratoia									
	5% 0.08 m	10% 0.16 m	15% 0.24 m	20% 0.32 m	25% 0.4 m	30% 0.48 m	35% 0.56 m	40% 0.64 m	45% 0.72 m	50% 0.8 m
887.88	2.36	4.69	6.96	9.13	11.20	13.15	14.97	16.65	18.19	19.61
888	2.37	4.70	6.98	9.16	11.23	13.19	15.01	16.69	18.24	19.66
889	2.42	4.81	7.13	9.37	11.49	13.49	15.36	17.08	18.67	20.12
890	2.48	4.92	7.29	9.57	11.75	13.79	15.69	17.46	19.08	20.56
891	2.53	5.02	7.44	9.78	11.99	14.08	16.03	17.83	19.48	21.00
892	2.58	5.12	7.59	9.97	12.24	14.36	16.35	18.19	19.88	21.43
893	2.63	5.22	7.74	10.17	12.47	14.64	16.67	18.54	20.27	21.85
894	2.68	5.32	7.89	10.36	12.71	14.92	16.98	18.89	20.65	22.26
895	2.73	5.41	8.03	10.54	12.94	15.19	17.29	19.23	21.02	22.66
896	2.77	5.51	8.17	10.73	13.16	15.45	17.59	19.57	21.39	23.06
897	2.82	5.60	8.30	10.91	13.38	15.71	17.89	19.90	21.75	23.45
898	2.86	5.69	8.44	11.08	13.60	15.97	18.18	20.23	22.11	23.83
899	2.91	5.78	8.57	11.26	13.81	16.22	18.47	20.55	22.46	24.21
900	2.95	5.87	8.70	11.43	14.02	16.47	18.75	20.86	22.80	24.58
901	3.00	5.95	8.83	11.60	14.23	16.71	19.03	21.17	23.14	24.95

6 SVUOTAMENTO SERBATOIO

Lo svuotamento del serbatoio avviene in una serie di fasi successive in funzione dei livelli idrometrici:

- Il deflusso, per livelli compresi tra quota 951.00 e quota 887.88 m s.l.m.m., avviene sotto battente ed è comandato dalla sezione ristretta rispettivamente dello scarico di fondo Q_f e di mezzo fondo Q_{mf} con leggi di efflusso determinate in precedenza:

$$Q_f = 16.628 \cdot \sqrt{H} \left(m^3 / s \right)$$

$$Q_{mf} = 6.166 \cdot \sqrt{H} \left(m^3 / s \right)$$

- Per livelli compresi tra quota 887.88 e 886.28 m s.l.m.m. il livello del serbatoio è disceso fino a scoprire la bocca di presa dello scarico di mezzo fondo; il deflusso, per lo scarico in parola, avviene a pelo libero. La legge di deflusso ipotizzata è quella dello stramazzo a larga soglia espresso con la seguente:

$$Q_{mf} = 0.385 \cdot L_i \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \left(m^3 / s \right)$$

dove $H = L - 886.28$

Lo scarico di fondo esita la portata sottobattente ed è comandato dalla rispettiva sezione ristretta.

- Al di sotto di quota 886.28 m s.l.m.m. e fino a quota 871.19 resta attivo il solo scarico di fondo, il cui afflusso continua ad essere regolato dalla legge sotto battente determinata.

Lo svuotamento del serbatoio è stato calcolato integrando l'equazione di continuità:

$$\frac{Q_e(t) + Q_e(t + \Delta t)}{2} - \frac{Q_u(t) + Q_u(t + \Delta t)}{2} = \frac{W(t + \Delta t) - W(t)}{\Delta t}$$

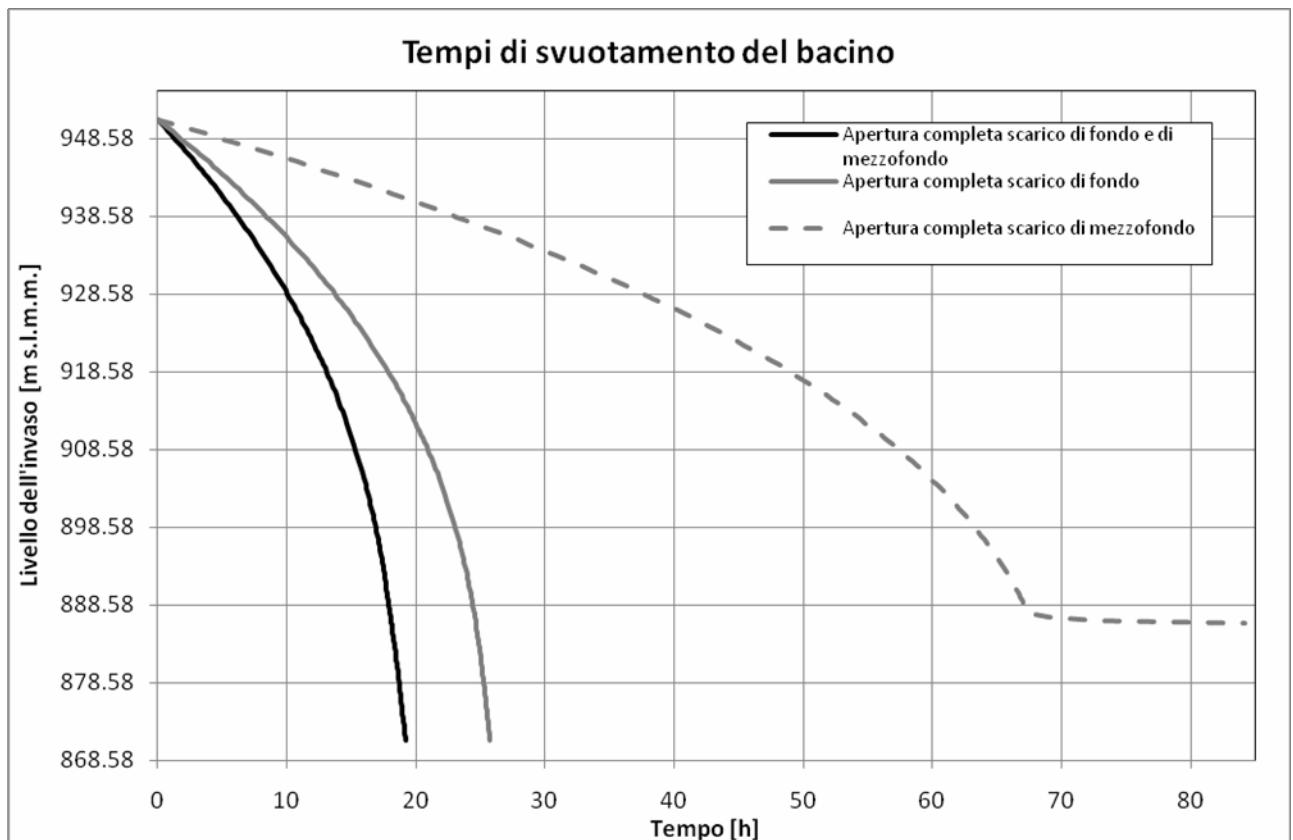
dove con Q_e e Q_u si sono indicate le portate entranti ed uscenti dal serbatoio, espresse dalle leggi di efflusso caratteristiche delle varie fasi di funzionamento analizzate, nonché la legge quota-volume determinata dall'analisi della morfologia del bacino.

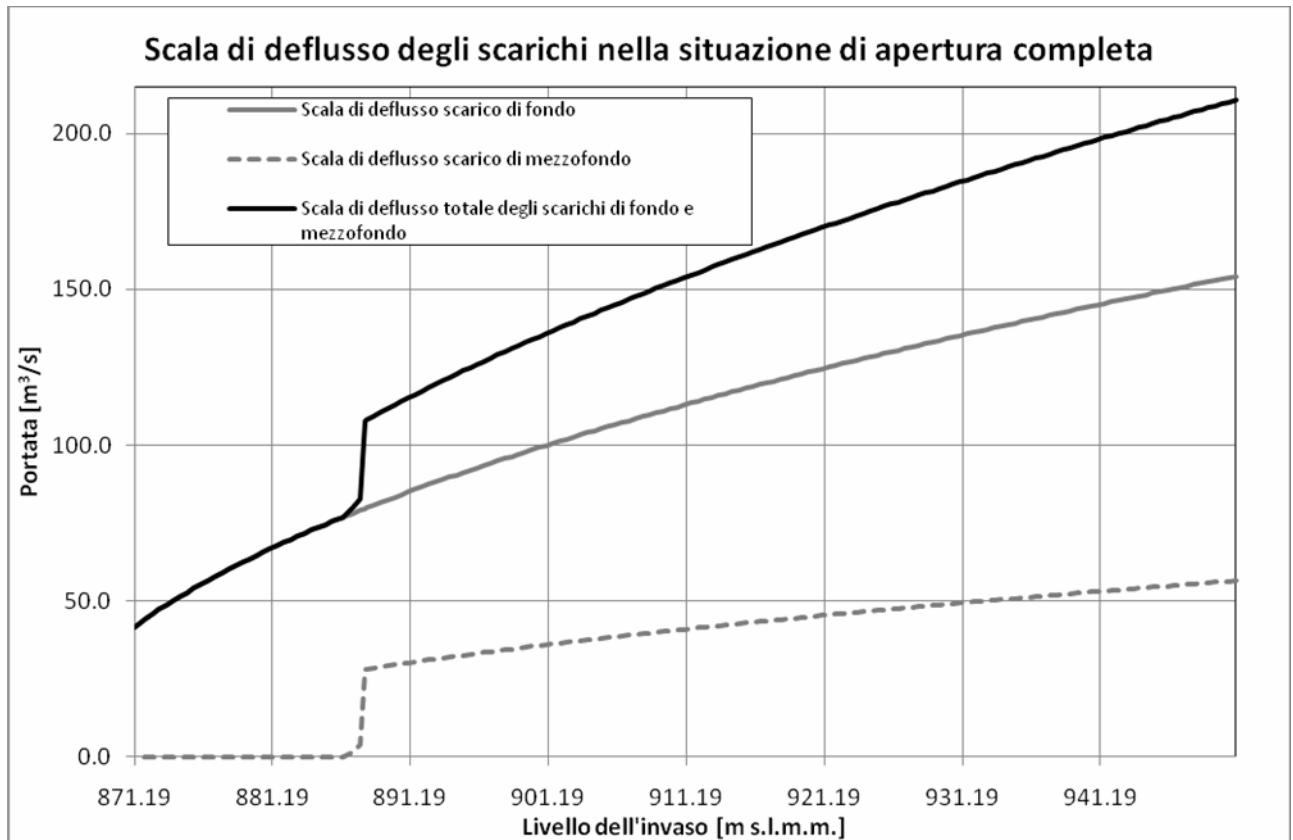
I tempi di svuotamento all'istante i -esimo si calcolano scrivendo l'equazione di continuità dell'invaso nella forma:

$$t_i = t_{i-1} + \frac{W_{i-1} - W_i}{(Q_{i-1} + Q_i) \cdot 0.5}$$

La risoluzione per via numerica dell'equazione di continuità ha permesso di stimare il tempo di svuotamento nella situazione per la quale si abbia l'apertura completa degli scarichi di fondo e di mezzo fondo in circa 19 ore, mentre nella condizione di apertura del solo scarico di fondo in circa 25 ore ed in quella di apertura del solo scarico di mezzo fondo in circa 67 ore.

Nelle figure a seguire sono rappresentati i tempi di vuotatura del bacino nell'ipotesi di apertura completa degli scarichi e le rispettive scale di deflusso.





7 VOLUME DI LAMINAZIONE

Lo studio della laminazione conseguente all'espansione delle correnti di piena, per la presenza della nuova diga, è stata condotta nell'ipotesi di funzionamento statico; ossia la velocità di espansione della corrente presenta praticamente velocità trascurabile.

Il transitorio è caratterizzato da una traslazione verticale della superficie orizzontale di pelo libero (cosiddetto funzionamento statico): verso l'alto, nelle fasi di riempimento, verso il basso, nelle fasi di svuotamento.

In relazione a tale comportamento lo studio della laminazione è stato condotto con il classico modello dell'equazione di continuità dei serbatoi.

I fattori che influiscono nell'effetto di laminazione operato da un invaso di tipo statico sono il volume massimo da esso contenibile, la sua geometria e le caratteristiche delle opere di scarico.

Il processo di laminazione nel tempo t è descritto matematicamente dal seguente sistema di equazioni:

- equazione differenziale di continuità

$$[3] \quad Q_e(t) - Q_u(t) = \frac{dW(t)}{dt}$$

- legge di deflusso che governa l'opera di scarico superficiale libero

$$[4] \quad Q_u[H(t)] = \mu \cdot L \cdot h(t)^{3/2} \cdot \sqrt{2 \cdot g}$$

- legge d'invaso del bacino naturale, esprime il legame geometrico tra il volume invasato ed il battente idrico h nell'invaso:

$$[5] \quad W = W[h(t)]$$

dove $Q_e(t)$ rappresenta la portata entrante, $Q_u(t)$ quella uscente, $W(t)$ il volume invasato, $H(t)$ il battente idrico nell'invaso.

Note l'onda di piena entrante [3], la legge di deflusso [4] e la curva dei volumi [5], l'integrazione del sistema delle tre equazioni ricordate permette di calcolare le funzioni incognite $Q_u(t)$, $H(t)$ e $W(t)$.

Il calcolo è stato riferito all'idrogramma di piena associato al tempo di ritorno di 1000 anni.

La determinazione della portata uscente è stata calcolata risolvendo il sistema delle equazioni di continuità [3] e di deflusso dallo sfioratore superficiale libero [4] mediante il metodo delle differenze finite considerando che $W(t)$ è pari a:

$$W[h(t)] = \int_0^h S(h) dh$$

La superficie del lago artificiale creato dalla diga in corrispondenza della quota del ciglio sfiorante (quota massima di regolazione) ha un'estensione di $4,29 \cdot 10^5 m^2$; alla quota di massimo invaso vale $4,48 \cdot 10^5 m^2$. Essendo la variazione percentuale delle aree trascurabile si è ammesso che la superficie alla quota di massima regolazione e oltre sia costante e pari a $4,38 \cdot 10^5 m^2$.

Ammettendo inoltre che il coefficiente di deflusso dello sfioratore sia pari a 0,48 si può risolvere iterativamente l'equazione:

$$[6] \quad \frac{Q_e(t) + Q_e(t + \Delta t)}{2} - \frac{Q_u(t) + Q_e(t + \Delta t)}{2} = S \cdot \frac{h_e(t + \Delta t) - h(t)}{2}$$

Ricavando l'espressione di $h(t)$ dall'equazione di deflusso e sostituendola nell'equazione [4] si ottiene:

$$[7] \quad \begin{aligned} Q_u(t + \Delta t) &= -Q_u(t) + [Q_e(t) + Q_e(t + \Delta t)] + \\ &+ 2 \cdot \frac{S}{\Delta t (\mu \cdot L \cdot \sqrt{2 \cdot g})^{2/3}} \cdot [Q_u(t)^{2/3} - Q_u(t + \Delta t)^{2/3}] \end{aligned}$$

Scelto un Δt di integrazione pari a 7 minuti si è risolta per via numerica l'equazione [7] ipotizzando come condizione iniziale $Q_u(0) = 0$ e ricavando di conseguenza il valore della portata sfiorata ad istanti successivi. Si ottiene quindi l'andamento del volume invasato, e mediante la [5] l'andamento del tirante idrico sulla soglia determinate che siano le portate sfiorate.

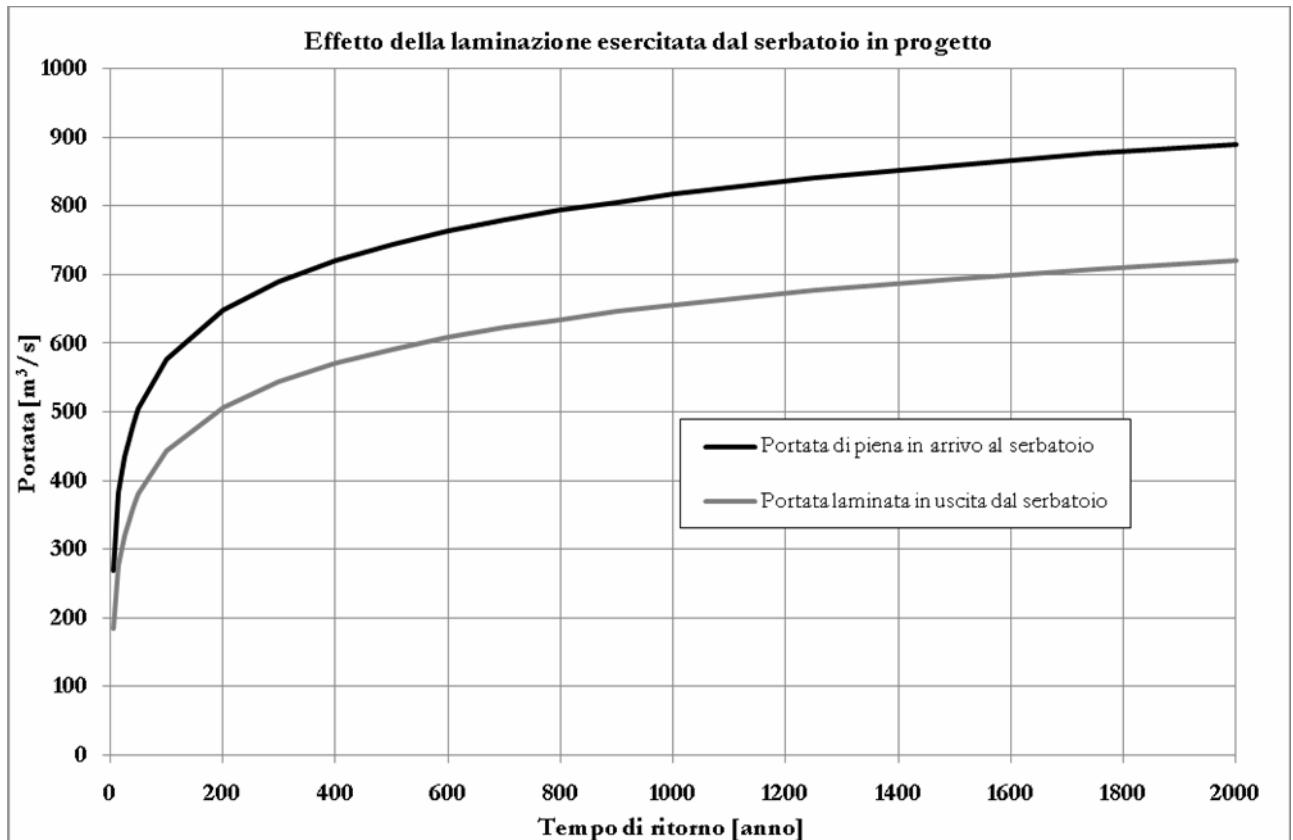
La capacità di laminazione del nuovo invaso è stata valutata risolvendo il sistema formato dalle equazioni [3], [4] e [5] per gli idrogrammi in ingresso associati ad una serie significativa di tempi di ritorno (indicati nella tabella riepilogativa delle portate massime entranti ed uscenti).

Nella tabella seguente sono indicati per ogni tempo di ritorno i corrispondenti valori di portata massima entrante ed uscente nel serbatoio. Il rapporto di laminazione η è definito come il rapporto tra la portata massima uscente $Q_{\max,u}$ e quella massima entrante $Q_{\max,e}$:

$$\eta = \frac{Q_{\max,u}}{Q_{\max,e}}$$

Tempo di ritorno [anno]	Q_e [m³/s]	Q_u [m³/s]	η
5	269	184	0.685
15	382	276	0.723
25	434	320	0.737
40	482	361	0.750
50	505	381	0.755
100	576	443	0.769
200	648	506	0.781
300	690	544	0.788
400	720	570	0.792
500	744	591	0.795
600	763	608	0.797
700	779	623	0.799
800	793	635	0.800
900	806	646	0.802
1000	817	656	0.803
1250	841	677	0.805
1500	860	694	0.807
1750	876	709	0.809
2000	890	721	0.810

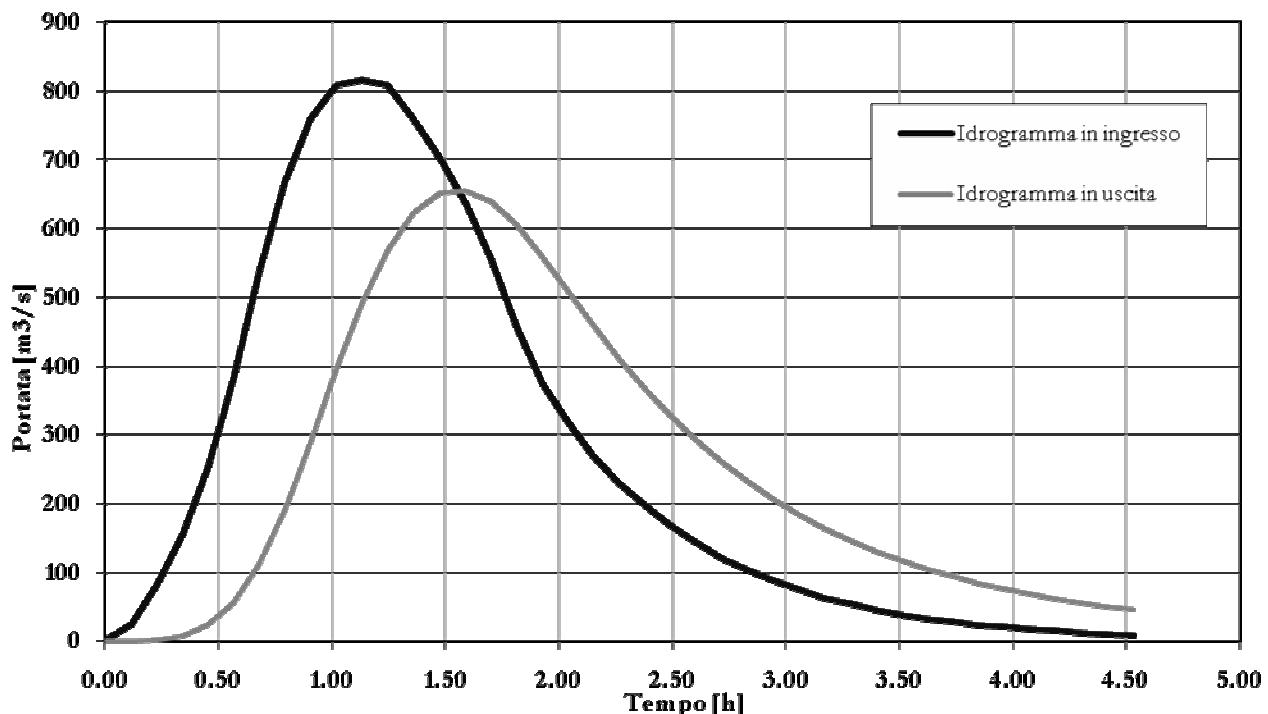
Gli effetti della laminazione esercitati dal serbatoio in progetto sono stati rappresentati graficamente nella figura seguente, nella quale per ogni tempo di ritorno sono riportati i corrispondenti valori delle portate massime rispettivamente entranti ed uscenti.



Il valore di picco dell'idrogramma di ingresso della portata millenaria è pari a $817 \text{ m}^3/\text{s}$ mentre il corrispondente in uscita è $656 \text{ m}^3/\text{s}$. Il corrispondente rapporto di laminazione vale circa 0.80.

Per completezza di trattazione di riporta a titolo esemplificativo il grafico della laminazione dell'idrogramma di piena della portata di progetto assunta con tempo di ritorno pari a 1000 anni.

Laminazione dell'idrogramma di piena associato al tempo di ritorno di 1000 anni



8 DEVIAZIONE PROVVISORIA DEL CORSO D'ACQUA DURANTE I LAVORI

La morfologia della valle del torrente Sessera, tipicamente alpina, si presenta con sponde alte e strette che vanno ad aprirsi progressivamente salendo di quota formando una V.

La natura della valle costituisce senza dubbio una forzante naturale che vincola e condiziona i processi antropici legati all'erezione delle opere sia dal punto di vista cantieristico che logistico.

Dal punto di vista cantieristico si ravvisa la necessità di predisporre una deviazione provvisoria delle acque del T. Sessera per consentire le lavorazioni.

Dal punto di vista logistico la pressoché totale indisponibilità di spazi adeguati alla predisposizione delle necessarie aree di immagazzinamento e movimentazione dei materiali ha comportato la realizzazione di opere provvisorie in seno all'alveo del T. Sessera in modo tale da recuperare gli spazi minimi necessari.

Le opere previste sono:

- la realizzazione di uno scatolare di dimensioni interne 6.0x4.0 m per una lunghezza di circa 120 m per permettere il deflusso delle portate in alveo nel sito di costruzione della diga;
- la realizzazione di una tombinatura del T. Sessera per una lunghezza di 35 m nei pressi

della centrale Piancone ottenuta mediante la realizzazione di due setti di calcestruzzo in alveo di larghezza 1,3 m. Le luci nette tra i due setti sono pari a circa 9,8 m. La quota dell'intradosso della soletta di copertura è a 599,25 m s.l.m.m..

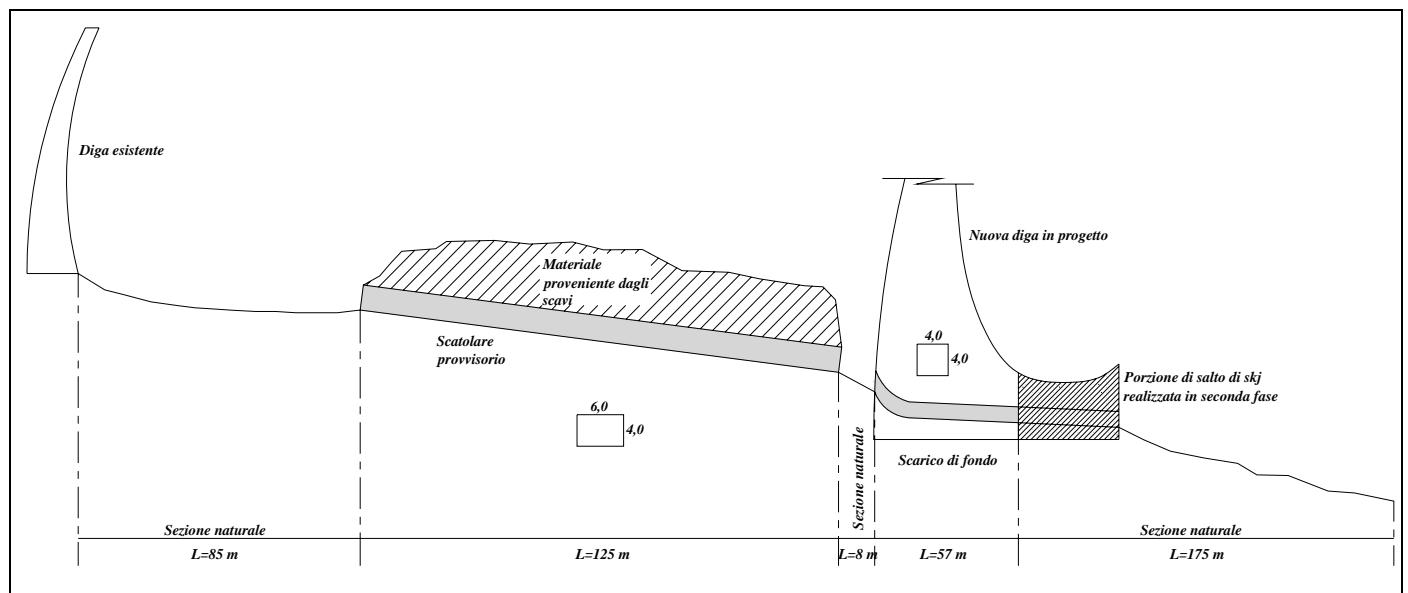
Il comportamento del deflusso delle portate in alveo delle strutture provvisorie è stato analizzato predisponendo due modelli idraulici che, al fine di caratterizzare al meglio la prestazionalità dei due interventi, sono stati allestiti a scala diversa.

Lo studio dello scatolare previsto in corrispondenza dell'area di costruzione della diga è stato condotto con un modello locale che si estende per circa 450 m, mentre la tombinatura in corrispondenza della Centrale del Piancone è stata analizzata con il modello a grande scala proposto nel capitolo 8.

8.1 Opere provvisorie nella zona di costruzione della diga

Nella zona di imposta della diga è stata prevista la realizzazione di uno scatolare che permette di conseguire il duplice scopo di veicolare le acque e di ottenere un'area di stoccaggio dei materiali provenienti dagli scavi della roccia di fondazione.

Le acque raccolte dallo scatolare saranno convogliate in un bacinetto a monte della diga e allontanate attraverso lo scarico di fondo. Lo schema previsto e analizzato è illustrato per sommi capi nella figura seguente:



Schema delle opere provvisorie di deviazione delle acque

L'analisi del sistema è stata condotta allestendo un modello di dettaglio impiegando EPA-SWMM.

La scabrezza secondo Manning adottata per le sezioni naturali in roccia è pari a 0.0333 mentre quella adottata per il calcestruzzo è 0.0125.

Il modello del sistema di derivazione delle acque è stato studiato con un'analisi di moto vario nelle condizioni di deflusso di un idrogramma di piena rettangolare e di uno ottenuto attraverso l'idrogramma unitario di Mockus.

L'idrogramma rettangolare simula una situazione oltremodo gravosa perché ipotizza un deflusso costante della portata di piena per tutta la durata della simulazione che è pari a 12 ore. L'idrogramma di Mockus invece permette di considerare in ingresso l'onda di piena per associato tempo di ritorno che si presenta alla sezione di imposta della diga in progetto senza tenere conto degli effetti di laminazione della diga esistente.

I tempi di ritorno analizzati sono stati: 5, 15, 25, 40 e 50 anni.

I valori delle portate riferite ai tempi di ritorno anzidetti sono stati calcolati in accordo alla metodologia illustrata nella relazione idrologica. Nella tabella a seguire sono riportati i valori delle portate al colmo di piena calcolati secondo il metodo SCS-CN:

Tempo di ritorno [anno]	Portate al colmo di piena [m³/s]
5	269
15	382
25	434
40	482
50	505

I valori di portata considerati sono riepilogativi ed esplicativi di una attenta analisi del funzionamento idraulico del sistema per varie condizioni di deflusso.

Per portate inferiori ad un tempo di ritorno di 5 anni il deflusso nello scatolare avviene completamente a pelo libero e progressivamente al crescere del tempo di ritorno si instaura un deflusso in pressione, completamente sviluppato per portate associate ad un tempo di ritorno pari a 15 anni. Per portate crescenti (e quindi per tempi di ritorno crescenti) si ha la formazione di un rigurgito che si estende progressivamente a monte verso la diga esistente. Si ha una formazione completa di questo per portate pari a quella associata al tempo di ritorno di 40 anni.

Le portate associate a tempi di ritorno superiori effluiranno analogamente provocando un progressivo innalzamento del pelo libero.

I risultati della modellazione della propagazione degli idrogrammi di piena sono stati sintetizzati nella tabella seguente dove sono messi in evidenza i tiranti idrici che si instaurano nel tratto di alveo naturale compreso tra la diga esistente e lo scatolare provvisorio.

Tempo di ritorno [anno]	Tirante idrico per	
	Idrogramma rettangolare [m]	Idrogramma di Mockus [m]
5	2,60	2,63
15	3,35	3,40
25	4,07	4,08
40	4,85	3,93
50	5,30	5,43

I tiranti idrici ottenuti sono da considerarsi come valori massimi al deflusso della piena corrispondente. La differenza tra i due casi proposti sta nel fatto che nel caso di idrogramma rettangolare si ipotizza tale livello costante nel tempo mentre nel caso più realistico dell'idrogramma di Mockus il livello calcolato assume il significato di limite superiore che viene progressivamente raggiunto per poi diminuire nel tempo.

Le opere provvisorie predisposte sono adeguate, alla luce dei risultati ottenuti, all'esitazione delle portate considerate.

In allegato alla presente relazione sono riportati i risultati della modellazione idraulica effettuata per ogni caso considerato.

8.2 **Opere provvisorie della zona della centrale Piancone**

Nei pressi della centrale Piancone è stata prevista la realizzazione di una tombinatura del T. Sessera per una lunghezza di 35 m ottenuta mediante la realizzazione di due setti di calcestruzzo in alveo di larghezza 1.3 m.; le luci nette tra i setti sono di circa 9.8 m. La quota di intradosso della soletta di copertura è a 599,25 m s.l.m.m. mentre quella dell'estradosso a 601.75 m s.l.m.m.

L'influenza in alveo delle portate di piena associate ai tempi di ritorno di 5, 15, 25, 40 e 50 anni è stata condotta utilizzando il modello idraulico descritto nel capitolo 8; e pertanto si rimanda ad esso per una decisione del modello.

La struttura è stata schematizzata utilizzando l'oggetto bridge facente parte della libreria di HEC-RAS.

Tale struttura è stata inserita in prossimità della centrale idroelettrica esistente tra le sezioni n.

148 e n. 147,6.

L'analisi è stata condotta in moto permanente, e si è scelto di utilizzare l'intero modello dell'asta al fine di caratterizzare al meglio il comportamento idraulico della struttura.

Nella tabella a seguire sono riportati come sintesi dei risultati della modellazione i tiranti idrici ed i corrispondenti valori di franco al deflusso delle portate considerate. Il fondo alveo medio di riferimento per i calcoli del tirante idrico medio è a quota 590.64 m s.l.m.m.

Tempo di ritorno [anno]	Portata [m³/s]	Quota del pelo libero [m s.l.m.m.]	Tirante idrico [m]	Franco [m]
5	269	592.87	2.23	6.38
15	382	593.46	2.82	5.79
25	434	593.71	3.07	5.54
40	482	593.93	3.29	5.32
50	505	593.04	3.40	5.21

Come si evince dall'analisi dei risultati ottenuti il deflusso delle portate di piena per i tempi di ritorno considerati non è ostacolato dalla presenza del manufatto in alveo, peraltro provvisorio.

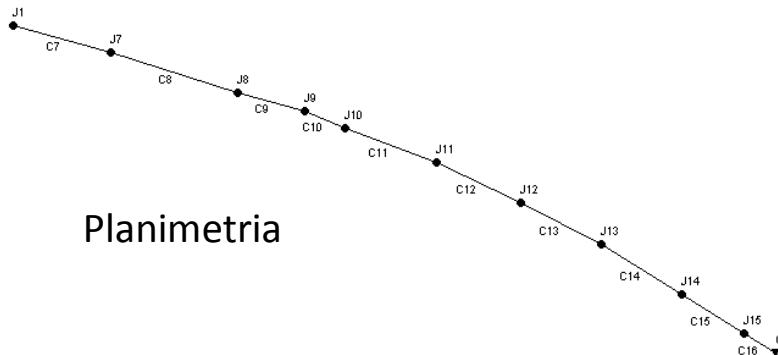
In allegato alla presente relazione sono riportati i risultati della modellazione idraulica effettuata per ogni caso considerato.

ALLEGATO 1

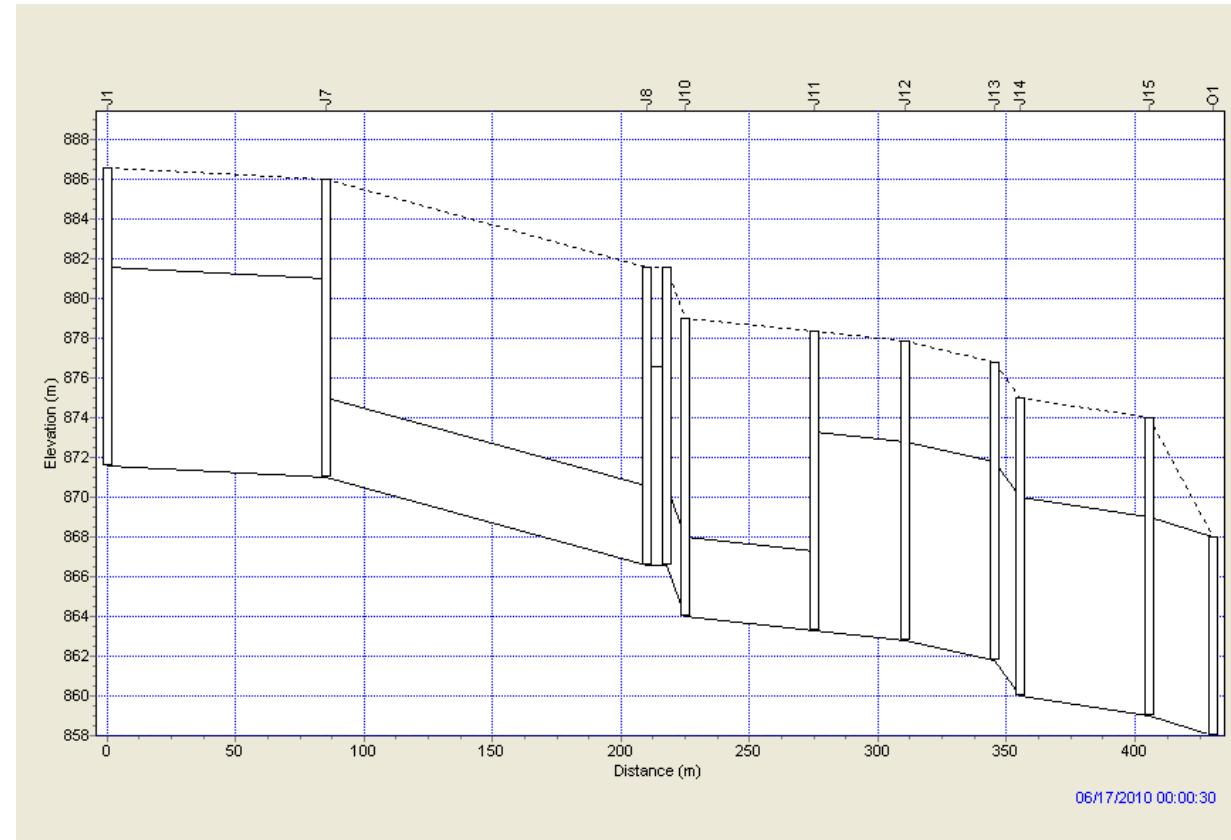
Deviazione provvisoria del corso d'acqua durante i lavori nella zona di costruzione della diga.

Risultati della modellazione idraulica.

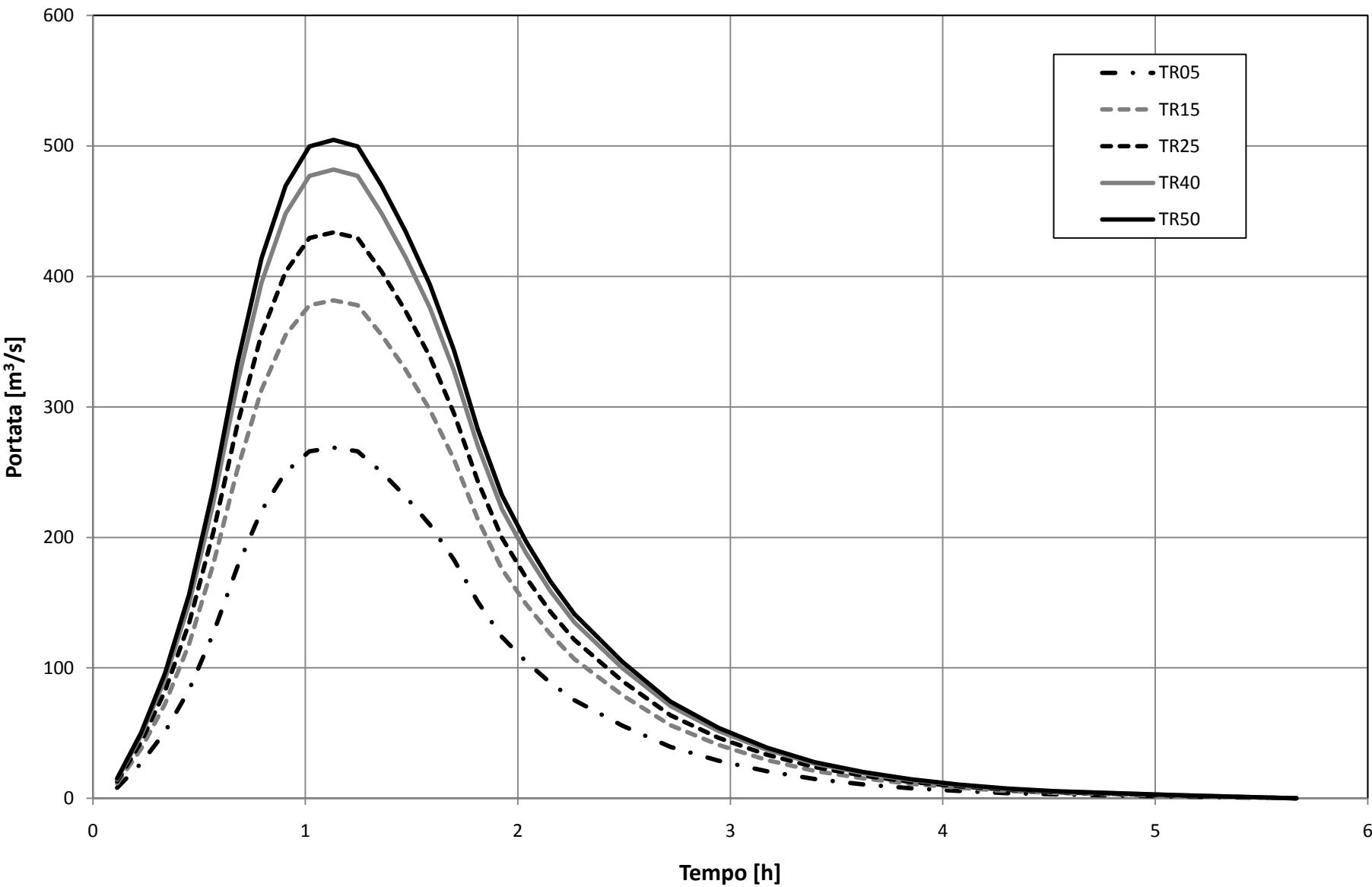
Schema del modello idraulico delle opere provvisorie di deviazione delle acque



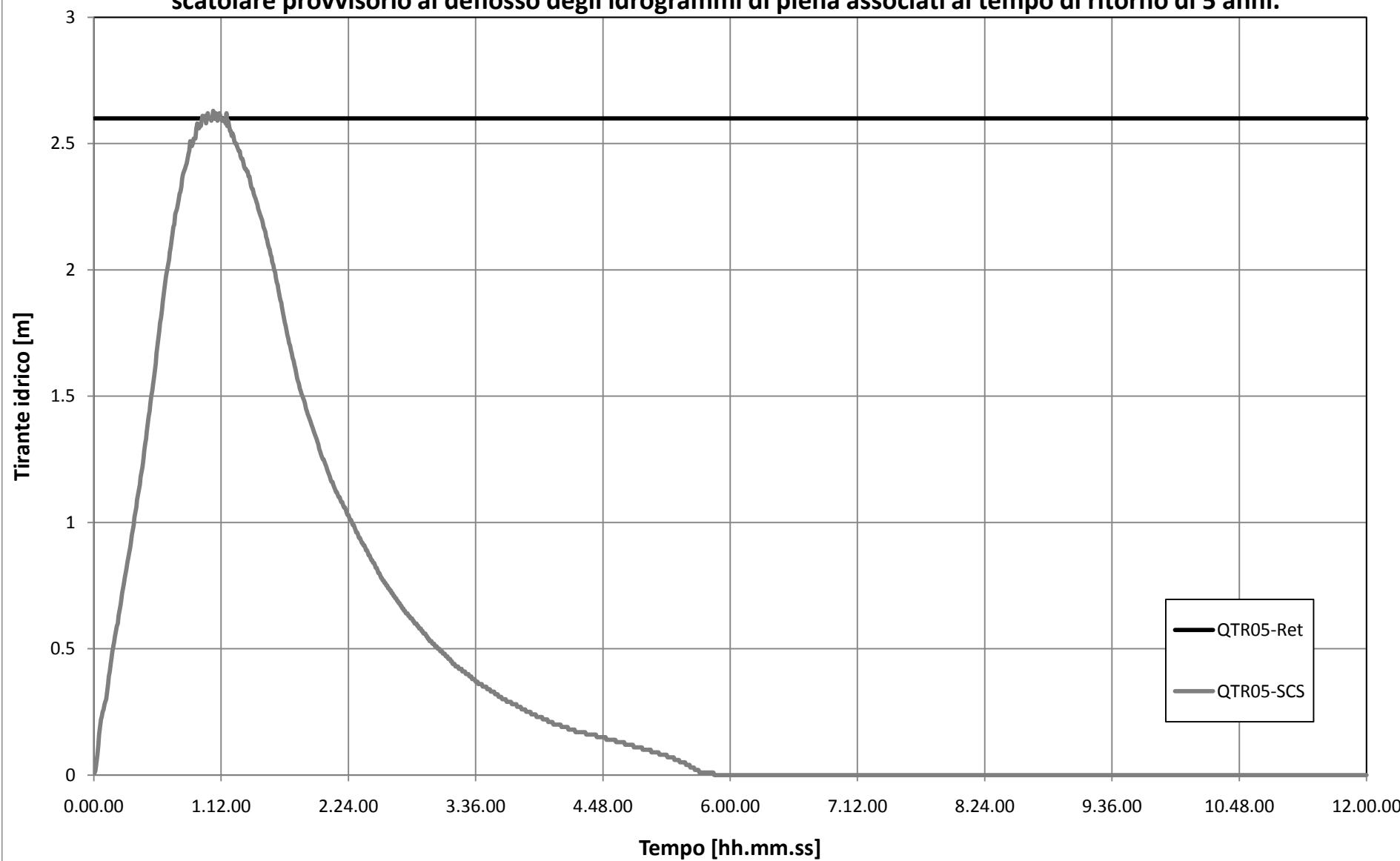
Profilo



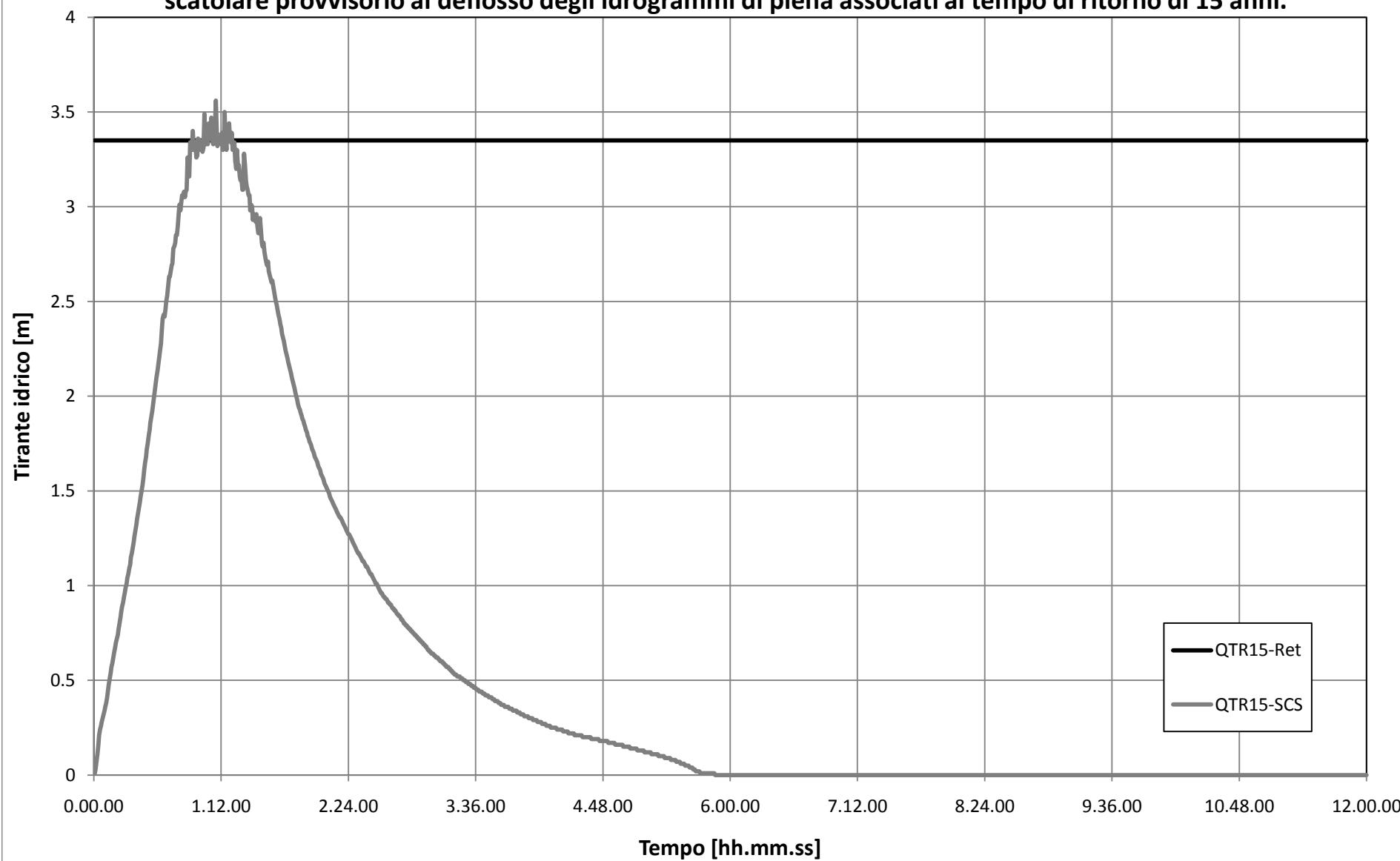
Idrogramma di piena calcolati in accordo al metodo SCS-CN per associato tempo di ritorno



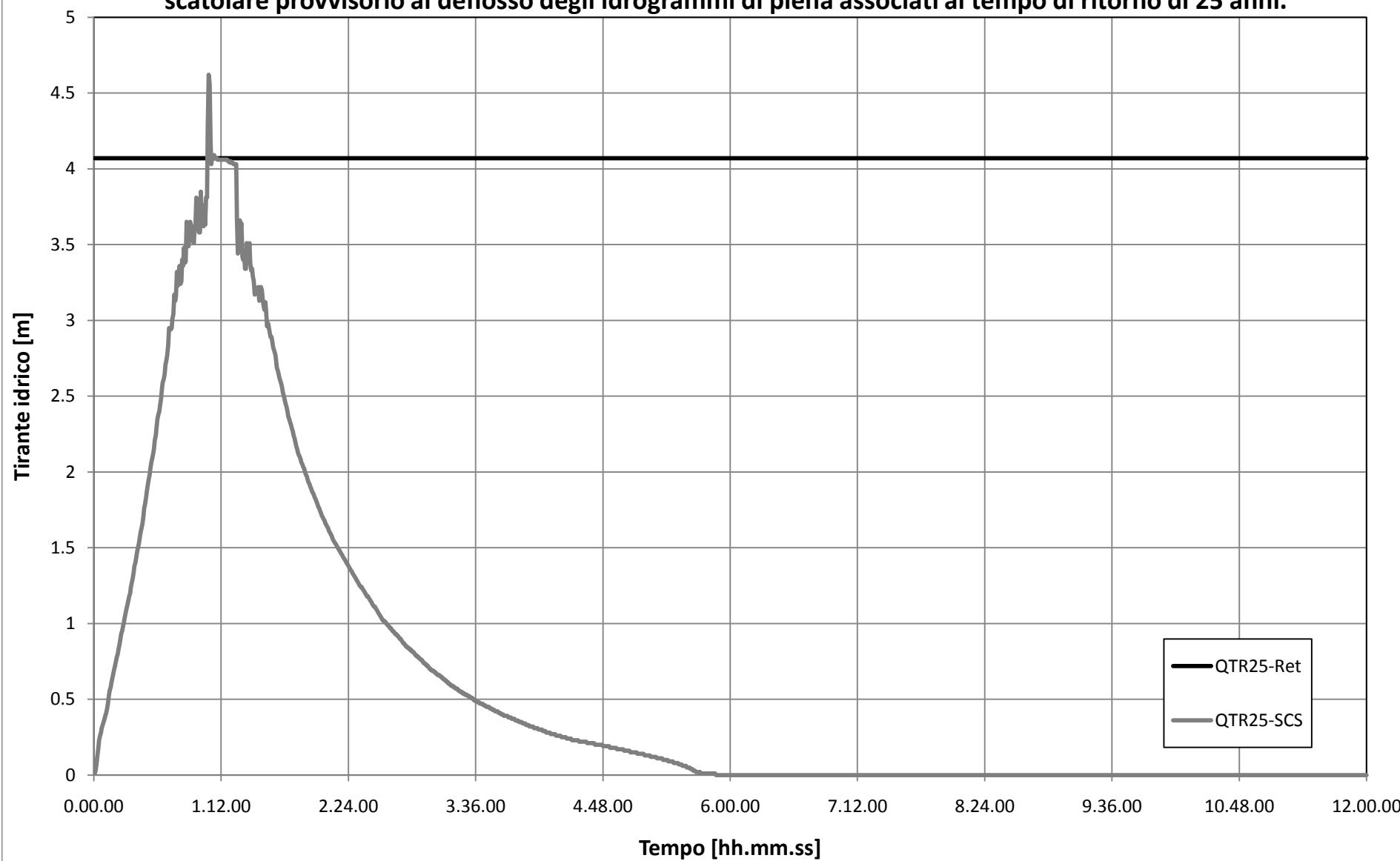
Tiranti idrici che si instaurano nel tratto di alveo naturale compreso tra la diga esistente e lo scatolare provvisorio al deflusso degli idrogrammi di piena associati al tempo di ritorno di 5 anni.



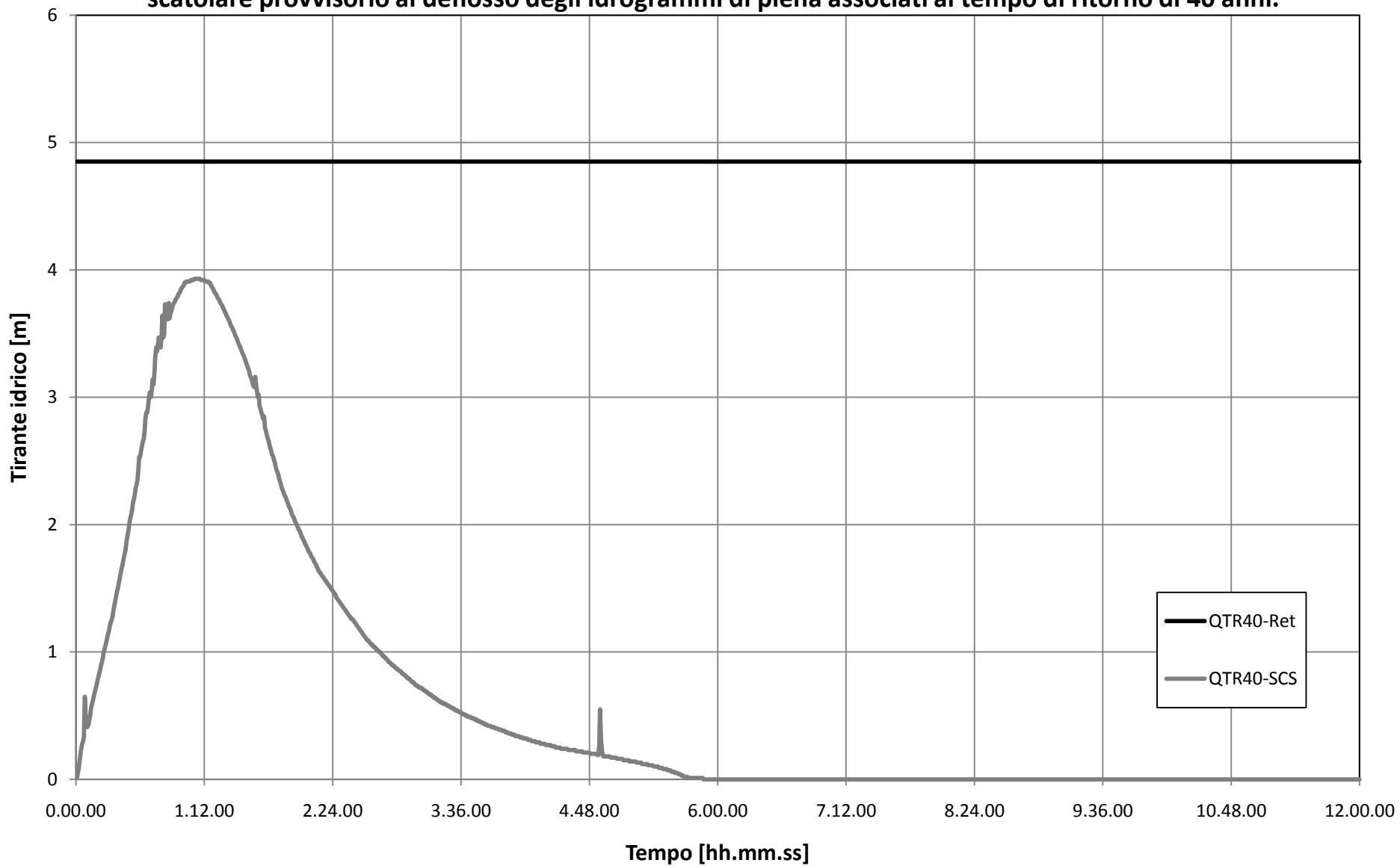
Tiranti idrici che si instaurano nel tratto di alveo naturale compreso tra la diga esistente e lo scatolare provvisorio al deflusso degli idrogrammi di piena associati al tempo di ritorno di 15 anni.



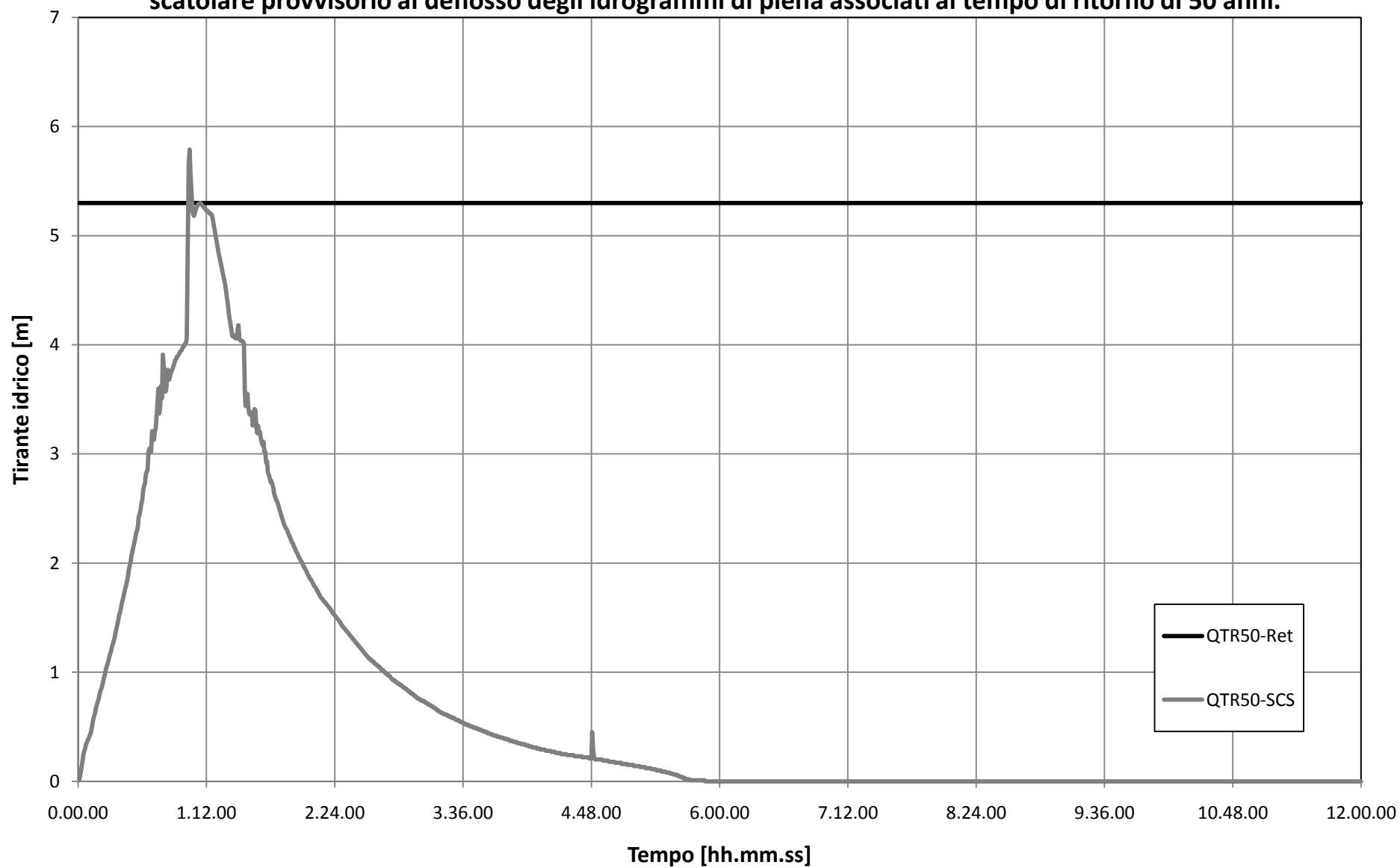
Tiranti idrici che si instaurano nel tratto di alveo naturale compreso tra la diga esistente e lo scatolare provvisorio al deflusso degli idrogrammi di piena associati al tempo di ritorno di 25 anni.



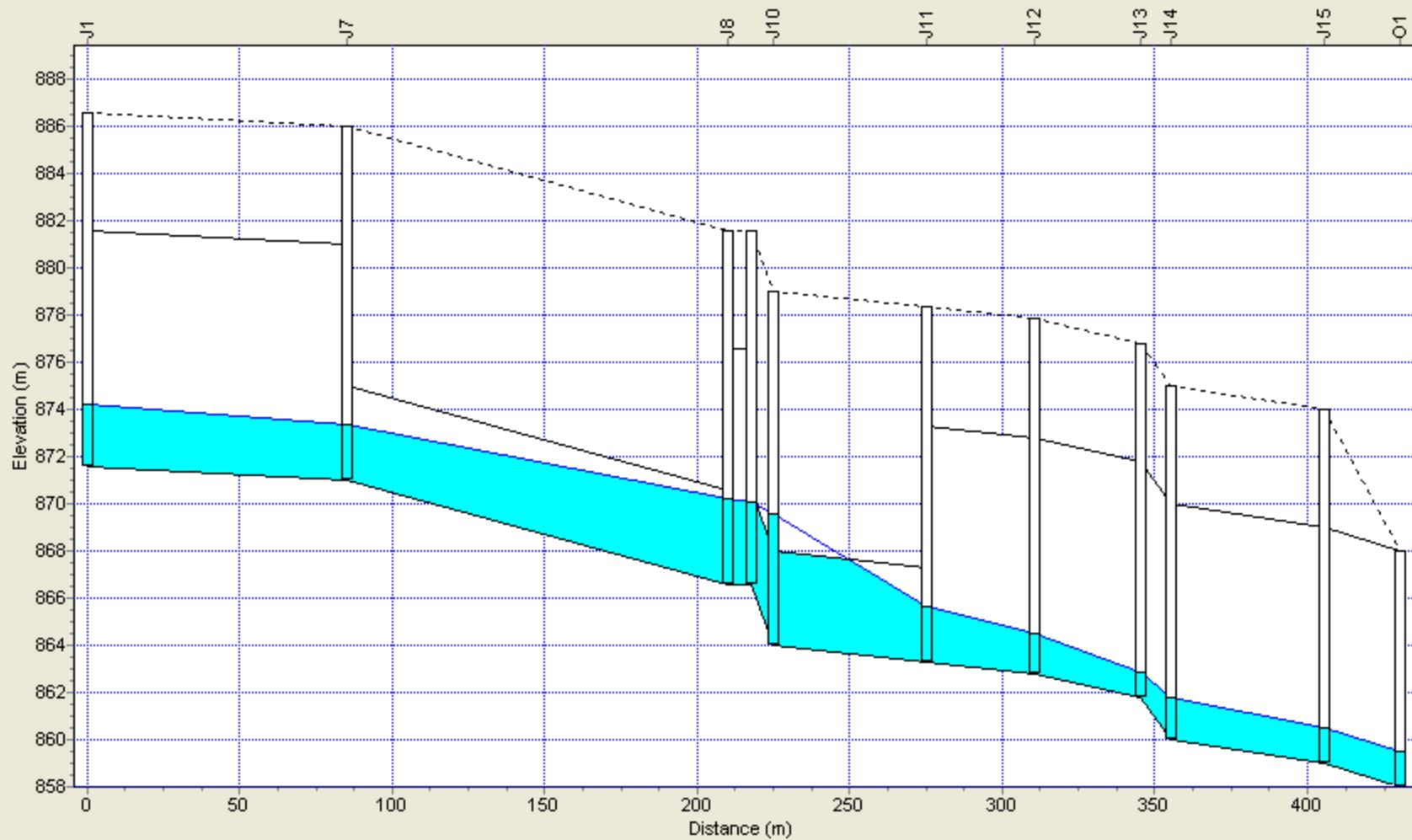
Tiranti idrici che si instaurano nel tratto di alveo naturale compreso tra la diga esistente e lo scatolare provvisorio al deflusso degli idrogrammi di piena associati al tempo di ritorno di 40 anni.



Tiranti idrici che si instaurano nel tratto di alveo naturale compreso tra la diga esistente e lo scatolare provvisorio al deflusso degli idrogrammi di piena associati al tempo di ritorno di 50 anni.

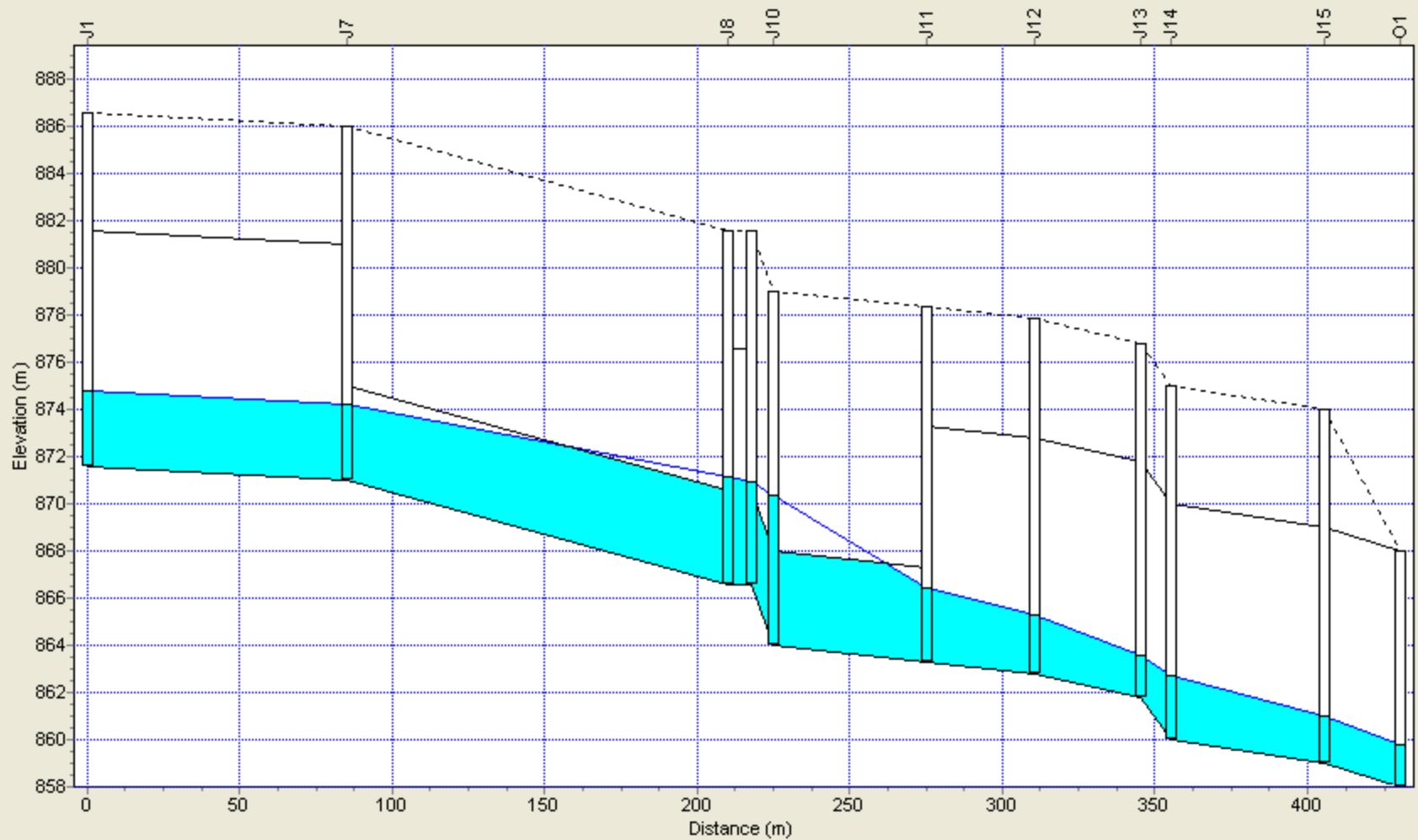


Idrogramma di piena SCS-CN per tempo di ritorno di 5 anni



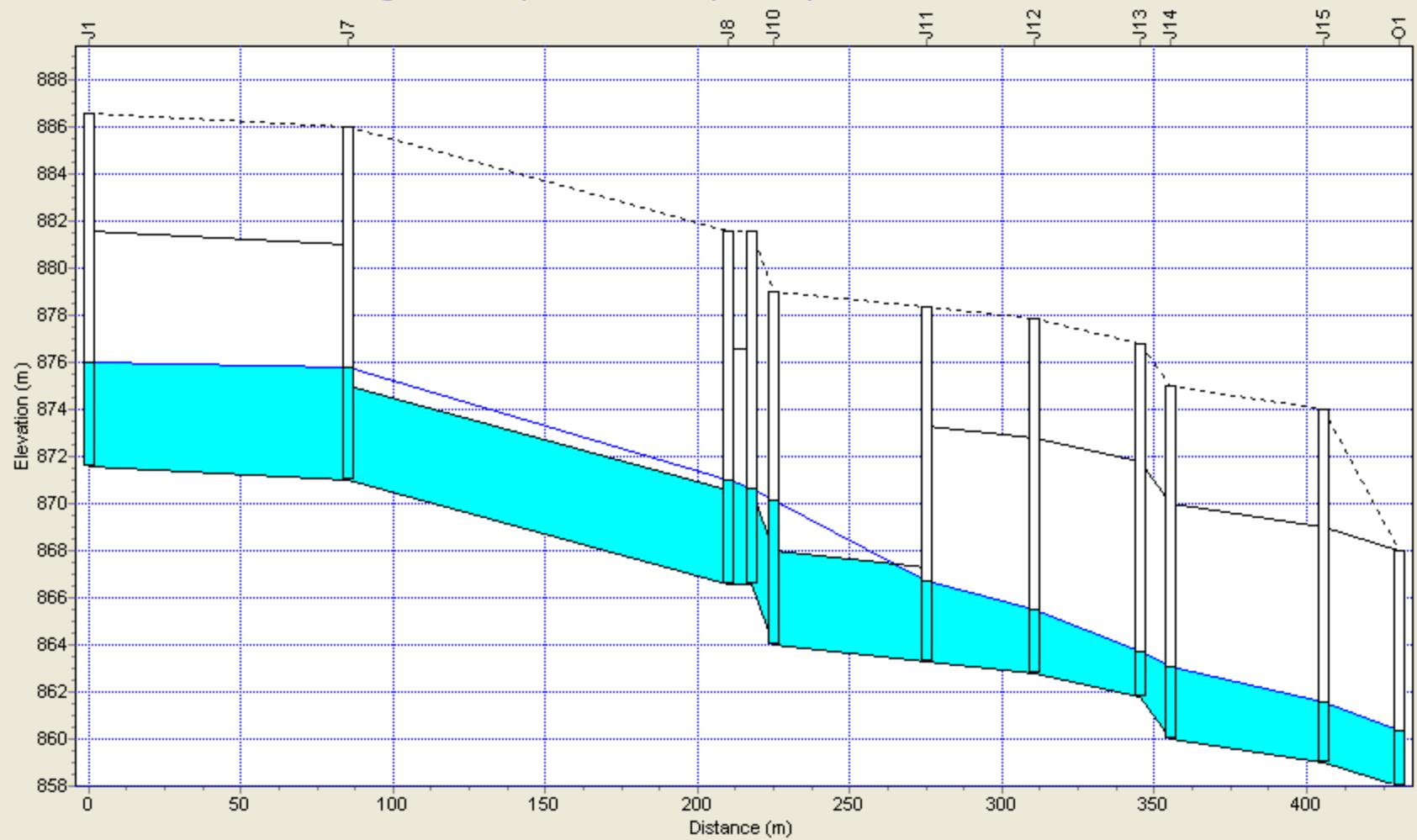
06/17/2010 01:22:00

Idrogramma di piena SCS-CN per tempo di ritorno di 15 anni



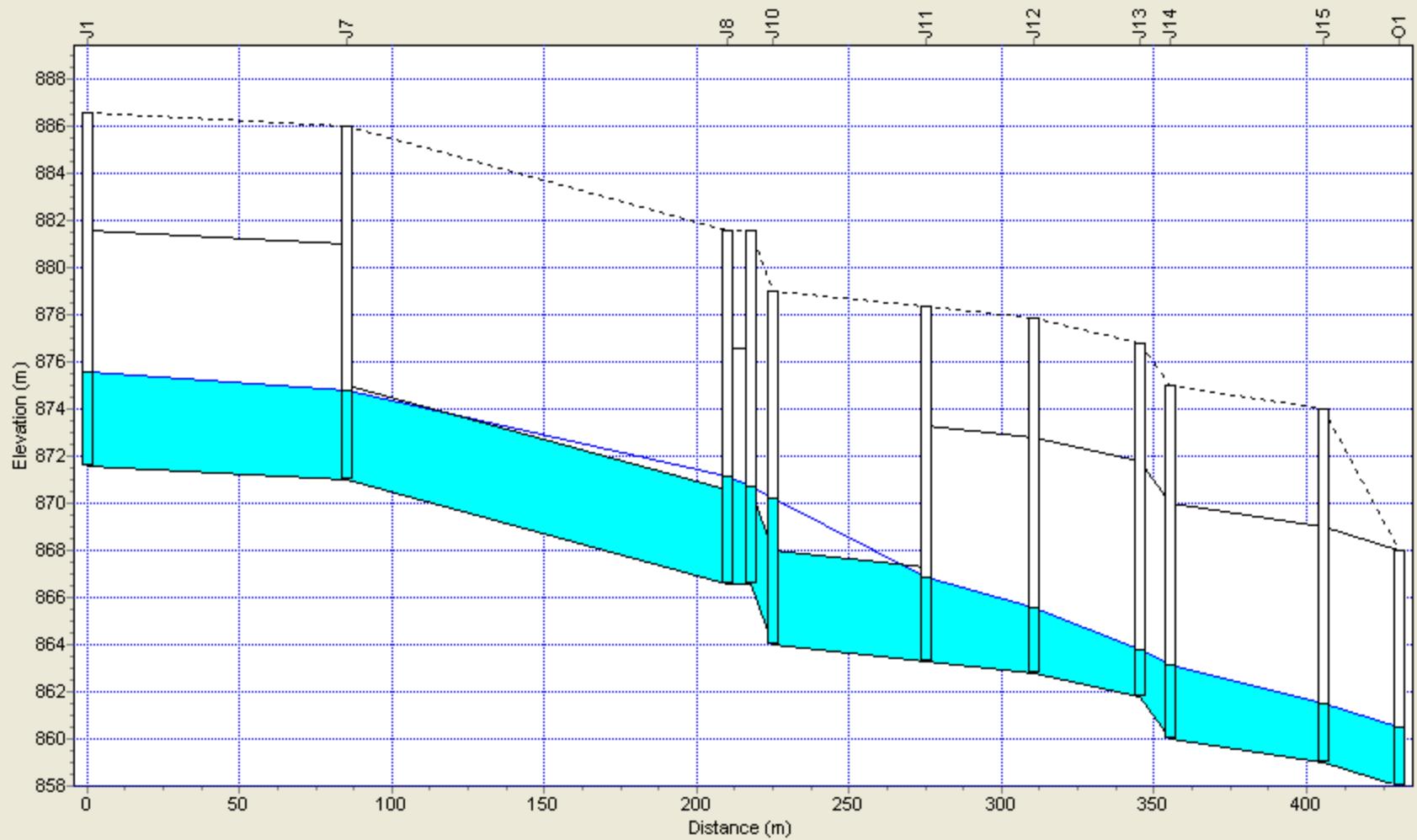
06/17/2010 01:25:30

Idrogramma di piena SCS-CN per tempo di ritorno di 25 anni



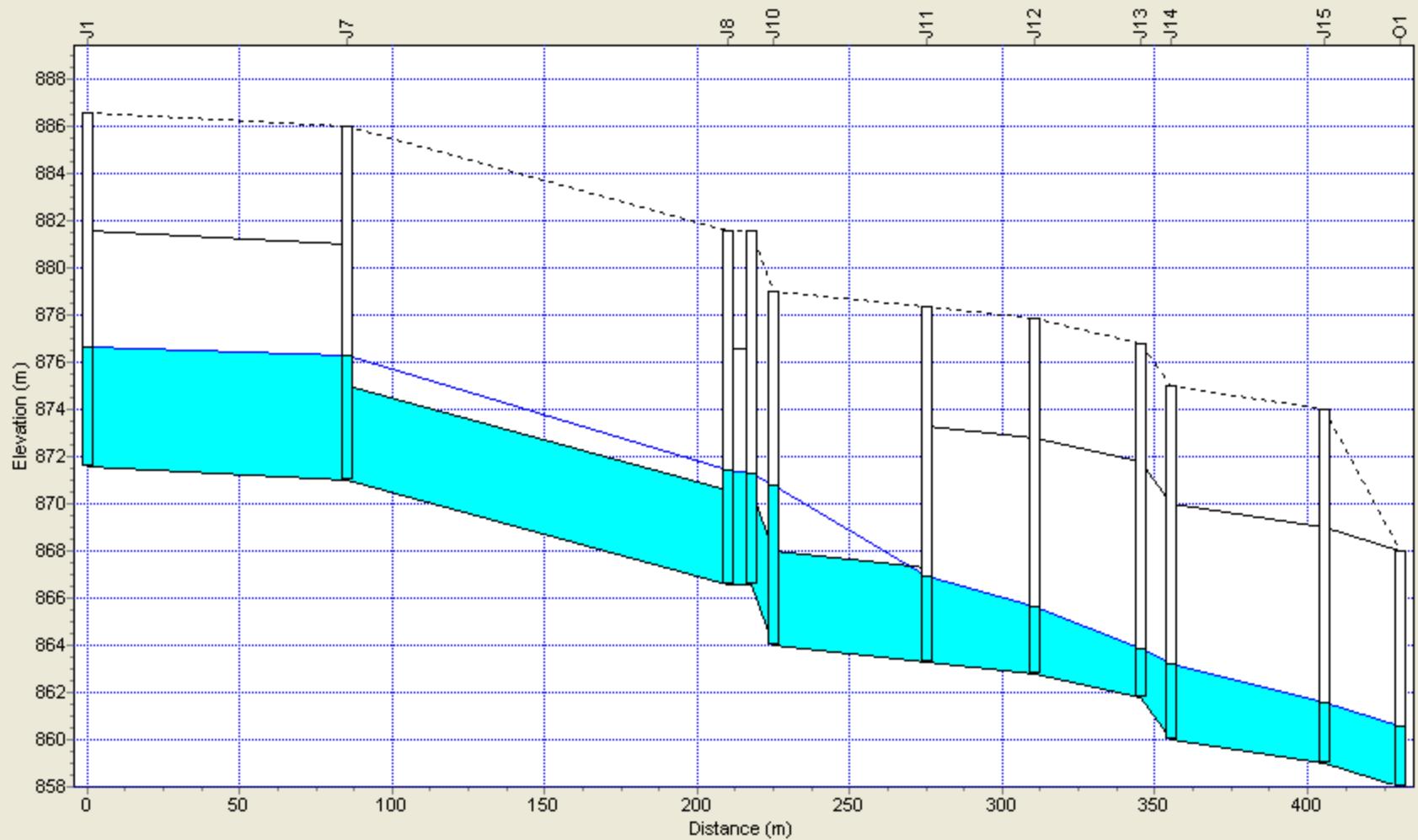
06/17/2010 01:05:00

Idrogramma di piena SCS-CN per tempo di ritorno di 40 anni



06/17/2010 01:15:30

Idrogramma di piena SCS-CN per tempo di ritorno di 50 anni



06/17/2010 01:14:30

ALLEGATO 2

Deviazione provvisoria del corso d'acqua durante i lavori nella zona della centrale Piancone.

Risultati della modellazione idraulica.

Rappresentazione dei livelli idrici in corrispondenza della tombinatura
sul T. Sessera.

