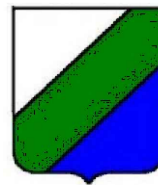




COMUNE DI
TOLLO
Provincia di Chieti



INTERVENTO DI MESSA IN SICUREZZA DELL'ALVEO DEL FIUME ARIELLI E DEL TORRENTE VENNA

PROGETTO DEFINITIVO\ESECUTIVO

Elab.	c	Relazione Idrologica ed Idraulica
Data:	Dicembre 2021	<div>I PROGETTISTI Ing. Nicola Masciarelli  Geom. Giandomenico Scioletti Arch. Giovina Scioletti COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN PROGETTAZIONE Geom. Gino Scioletti SUPPORTO AL RESPONSABILE UNICO DI PROGETTO Ing. Luigi Iubatti</div>
Rev:		

IL RESPONSABILE UNICO DEL
PROCEDIMENTO
Geom. Antonio Savini

INDICE

1.	PREMESSA	3
2.	CARATTERISTICHE DEL BACINO IDROGRAFICO D'INTERESSE	4
3.	PIANO DI ASSETTO IDROGEOLOGICO (P.A.I.)	6
4.	PIANO STRALCIO DIFESA ALLUVIONI (P.S.D.A.)	7
5.	DETERMINAZIONE DELLA CURVA DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA TORRENTE VENNA	8
6.	CARATTERISTICHE IDROLOGICHE BACINO TORRENTE VENNA	13
6.1	Determinazione del tempo di corrivazione	13
6.2	Caratteristiche del bacino tributario	13
6.3	Determinazione della portata massima con $T_r = 200$ anni	17
7.	VERIFICHE IDRAULICHE TORRENTE VENNA	18
7.1	Verifica idraulica attraversamento Ex-Sogeri	19
8.	DETERMINAZIONE DELLA CURVA DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA FIUME ARIELLI.....	21
9.	CARATTERISTICHE IDROLOGICHE BACINO FIUME ARIELLI.....	26
9.1	Determinazione del tempo di corrivazione	26
9.2	Caratteristiche del bacino tributario	26
9.3	Determinazione della portata massima con $T_r = 10$ anni	30
10.	VERIFICHE IDRAULICHE FIUME ARIELLI	31
10.1	Verifica idraulica Sez. A	32
10.2	Verifica idraulica Sez. B1	34
10.3	Verifica idraulica Sez. B2	37
10.4	Verifica idraulica Sez. B3	39
10.5	Verifica idraulica Sez. C1	41
10.6	Verifica idraulica Sez. C2	43
10.7	Verifica idraulica Sez. C3	46
10.8	Verifica idraulica Sez. D1	48
10.9	Verifica idraulica Sez. D2	51
10.10	Verifica idraulica Sez. E	53
10.11	Verifica idraulica Sez. F1.....	55
10.12	Verifica idraulica Sez. F2.....	57
10.13	Verifica idraulica Sez. G1	59
10.14	Verifica idraulica Sez. G2	62
10.15	Verifica idraulica Sez. G3.....	64
10.16	Verifica idraulica Sez. H1	66
10.17	Verifica idraulica Sez. H2	69
10.18	Verifica idraulica Sez. I.....	71
11.	CONCLUSIONI	74

1. **PREMESSA**

La presente Relazione è stata redatta allo scopo di verificare il livello del tirante idrico per un tempo di ritorno pari a 200 anni per la realizzazione di un nuovo attraversamento sul Torrente Venna nell'ambito del progetto di "Intervento di messa in sicurezza dell'alveo del Fiume Arielli e del Torrente Venna". A seguito quindi di uno studio dei bacini idrografici d'interesse e delle caratteristiche idrologiche della zona, è stata determinata per l'attraversamento la portata massima per un $T_r = 200$ anni tramite uno studio afflussi-deflussi. Tale portata è stata poi utilizzata per effettuare le verifiche idrauliche nella sezione rettangolare che va a schematizzare l'attraversamento in progetto.

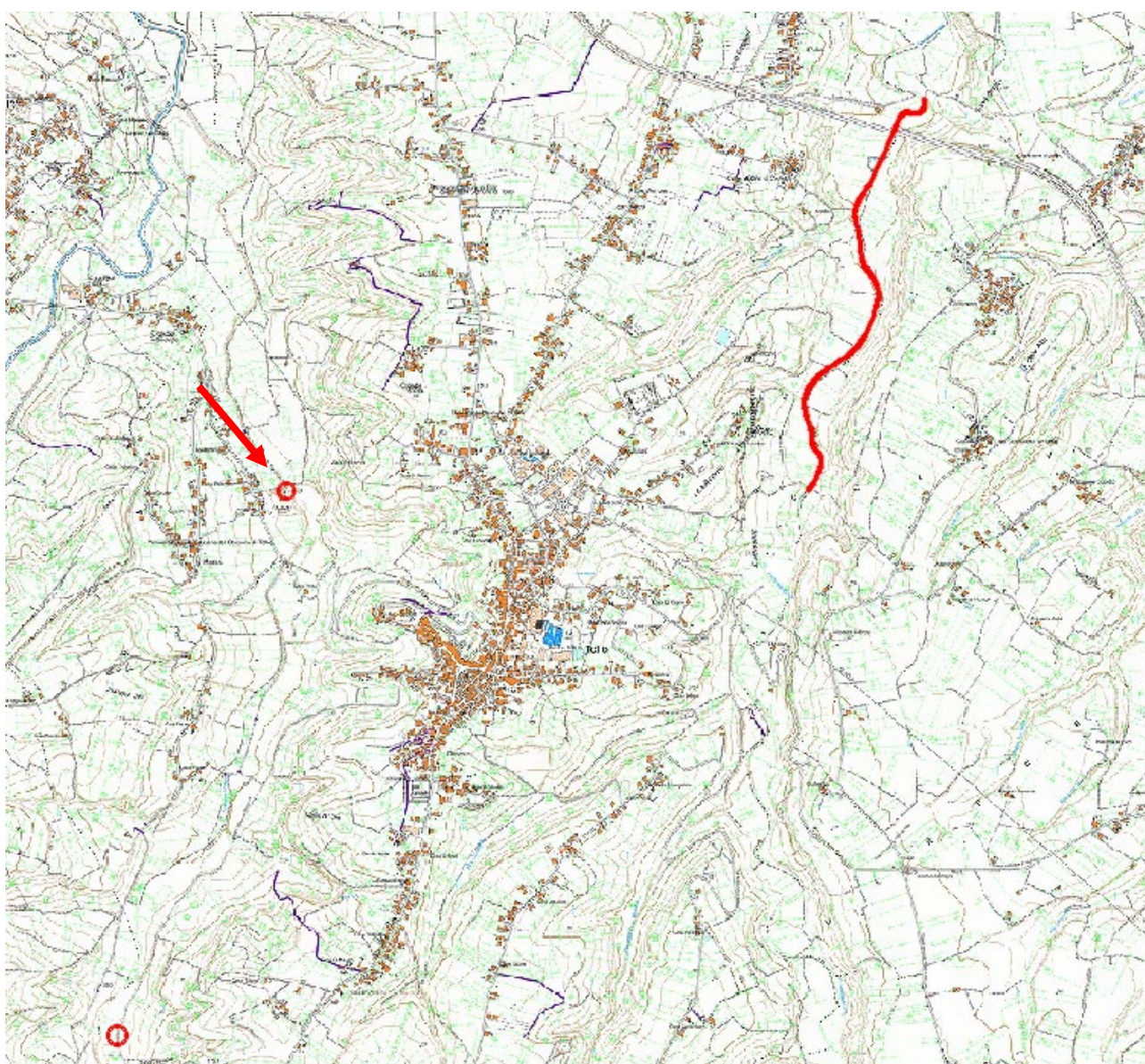


Figura 1: Inquadramento zona d'interesse

2. CARATTERISTICHE DEL BACINO IDROGRAFICO D'INTERESSE

Il reticolo idrografico è quello tipico di una valle alluvionale con un reticolo idrografico naturale e artificiale costituito da fossi di erosione che drenano le acque meteoriche, provenienti dalle colline al fiume. Le dinamiche idrologiche del fiume risentono fortemente dell'afflusso meteorico, alternando periodi di secca a periodi di deflusso abbondante.

Tramite programma è stata fatta un'analisi per calcolare la superficie del bacino idrografico alla sezione di chiusura d'interesse sul Torrente Venna, dove è risultata una superficie pari a 41,69 km² e sul Fiume Arielli, dove è risultata una superficie pari a 34,05 km² con riferimento ad una sezione di chiusura in corrispondenza della sezione D ed una superficie pari a 36,27 km² con riferimento ad una sezione di chiusura in corrispondenza della sezione I. Di seguito si riportano le immagini esplicative dell'estensione dei bacini analizzati:



Figura 2: Estensione bacino idrografico d'interesse sul Torrente Venna



Figura 3: Estensione bacino idrografico d'interesse sul Fiume Arielli alla sezione di chiusura D

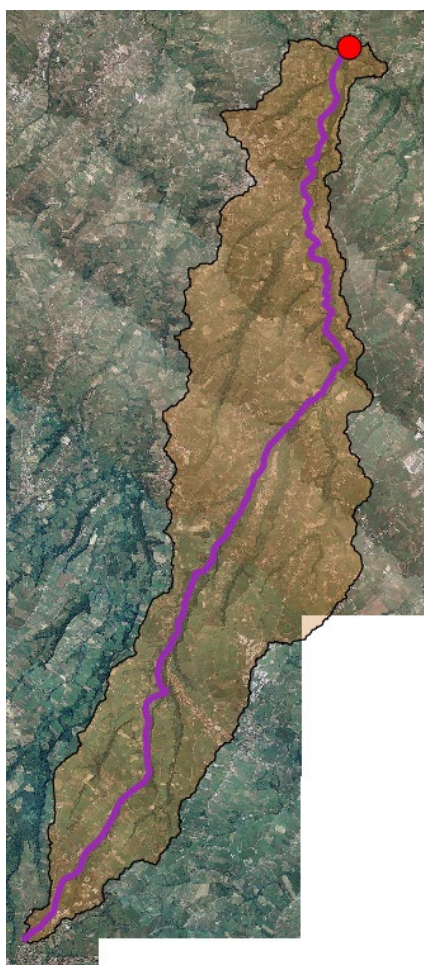


Figura 4: Estensione bacino idrografico d'interesse sul Fiume Arielli alla sezione di chiusura I

3. **PIANO DI ASSETTO IDROGEOLOGICO (P.A.I.)**

L'area d'interesse non è compresa nelle aree perimetrate dal PAI:

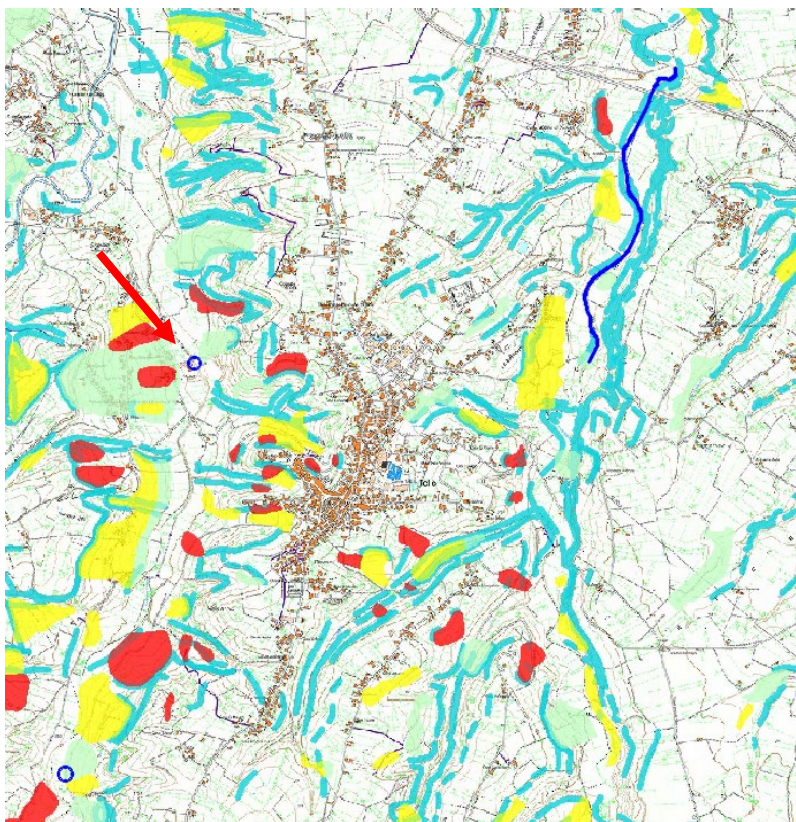


Figura 5: Carta P.A.I. – Pericolosità

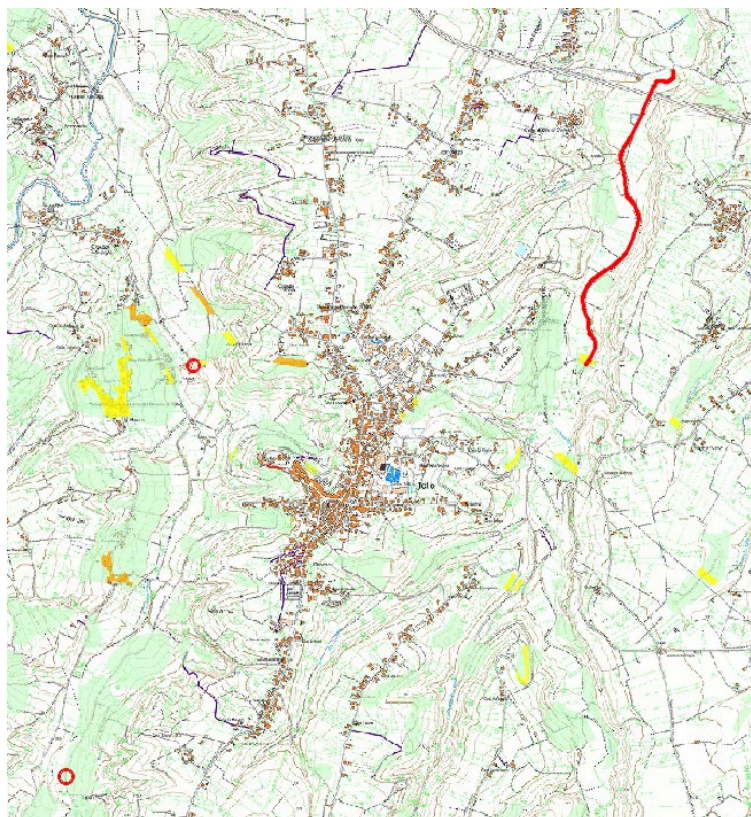


Figura 6: Carta P.A.I. - Rischio

4. **PIANO STRALCIO DIFESA ALLUVIONI (P.S.D.A.)**

L'area d'interesse non è compresa nelle aree perimetrate dal PSDA.



P.S.D.A. – Pericolosità

5. DETERMINAZIONE DELLA CURVA DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA TORRENTE VENNA

La curva di possibilità climatica esprime il legame fra altezze di pioggia e durata delle precipitazioni al variare del tempo di ritorno. Questa curva può essere espressa in termini matematici da una legge monomia del seguente tipo:

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

La determinazione dei parametri a e n della curva di possibilità climatica è condotta interpolando ai minimi quadrati, sul piano bilogaritmico, i punti rappresentativi dei dati osservati disponibili. Tali dati esprimono le altezze di pioggia di assegnata durata, misurate nel periodo fra gli anni 1968 e 2007, e forniti dal Servizio Idrografico e Mareografico di Pescara. Per la presente analisi è stata utilizzata la stazione pluviometrica di Lanciano in quanto è risultata essere la stazione più vicina alla zona d'interesse con sufficienti rilevazioni di pioggia.

Anno	Precipitazioni di massima intensità registrate ai pluviografi di LANCIANO				
	Intervallo di ore				
	1	3	6	12	24
	mm	mm	mm	mm	mm
1968	51,2	54	54,2	54,8	54,8
1969	36,4	69	106,6	135	167,6
1970	35	58,6	64,6	99	127,4
1971	14	25	31,4	31,4	48,6
1972	14,8	26	26	49,4	52,4
1973	31	45,8	55,4	56,8	60,4
1974	12	20	27,4	40	59,2
1975	15,2	31,2	40,4	51,4	52,6
1977	36	59,6	60,4	64,2	65,4
1979	47,2	63,8	66,8	71,6	77,8
1980	17,8	20,6	33	62	76
1982	27,8	34,8	34,8	38,4	54
1984	15	23,8	31,6	34	47
1985	13,2	39	49	65	77
1986	44	53,6	54	73	96,4
1987	47	55	55	62	70,8
1988	58	61,4	61,4	61,6	65,2
1989	51	67	84,6	98,8	116
1990	27	59	65	99,6	145,8
1991	30	36	36,4	39	54,6
1992	27,2	28,4	33	50	59
1993	14	23,4	29	35,6	35,6
1994	46,8	46,8	47,6	97	131
1995	16	35	39,2	41,8	42,4
1996	16	23	31	58	63,4

1997	22,4	31,4	37,4	44,2	50,2
1998	16	28,4	29,6	45,2	46
1999	14,2	31,6	40,6	51	71,4
2000	73,6	82,8	106,8	122,8	123
2001	8,2	18,4	32,6	37,8	38,6
2002	38,6	38,6	45,6	64	78,2
2003	37	41	44,8	44,8	47
2005	27,6	42,6	48,8	63	74,8
2007	16,4	26,6	30,6	31	39,4

Tabella 1: Altezze massime di precipitazione (mm)

Con riferimento ad una data durata si ha a disposizione una serie di N osservazioni che può essere interpretata come un campione (di dimensione N) di manifestazioni di una variabile casuale. Il problema è quello di scegliere una distribuzione di probabilità che ben si presti ad interpretare il campione. Poiché si tratta di valori massimi, risulta idonea la distribuzione di Gumbel, che ha la seguente espressione:

$$P(x) = \exp\{-\exp[-(x-u)/\alpha]\}$$

I parametri α e u vengono stimati con il metodo dei momenti:

$$\alpha = 1.282 / \sigma$$

$$u = \mu - 0.46 \sigma$$

dove: σ = scarto quadratico medio

$$\mu = \text{media}$$

Per ogni valore della durata di pioggia si considera la serie di dati a disposizione e se ne calcola la media e lo scarto quadratico medio; poi si risale ai parametri della Gumbel con le formule sopra riportate. Una volta valutati questi parametri, si stima l'altezza di pioggia di assegnata durata e tempo di ritorno con la seguente espressione:

$$h_{TR} = u - 1/\alpha \ln [-\ln(1-1/TR)]$$

con $TR = 200$ anni.

DURATE					
Anno	1h	3h	6h	12h	24h
1968	51,2	54	54,2	54,8	54,8
1969	36,4	69	106,6	135	167,6
1970	35	58,6	64,6	99	127,4
1971	14	25	31,4	31,4	48,6

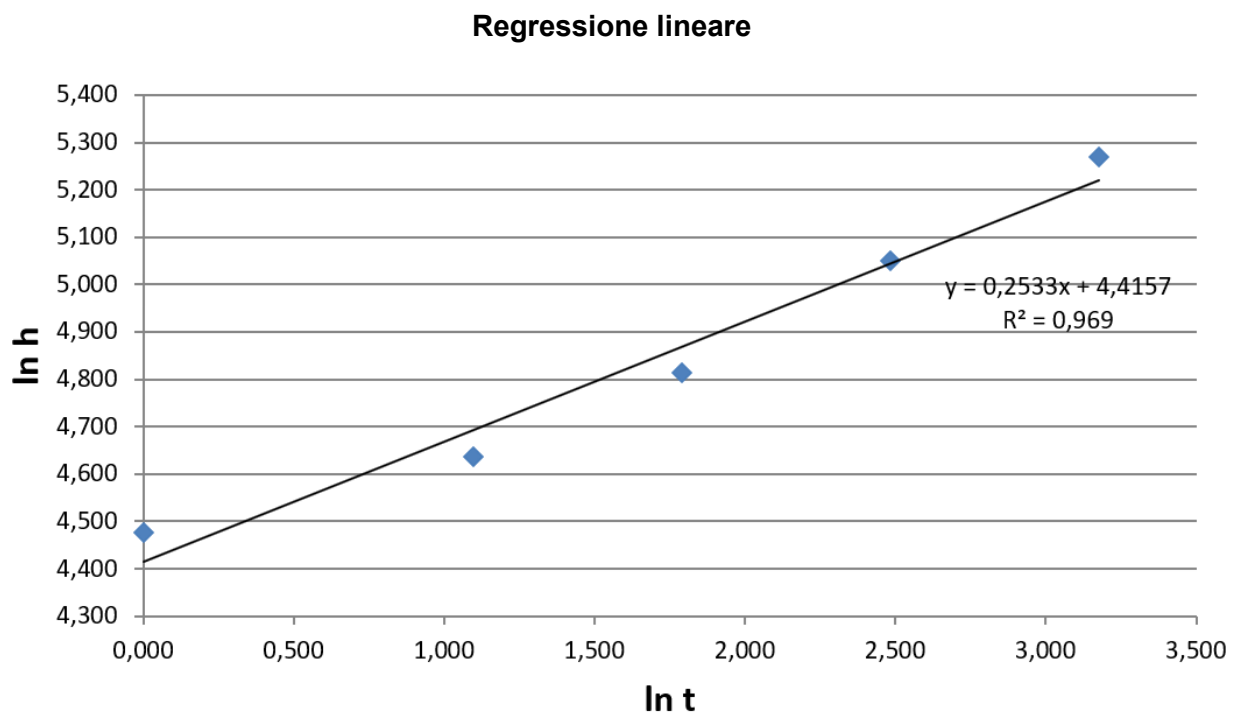
1972	14,8	26	26	49,4	52,4
1973	31	45,8	55,4	56,8	60,4
1974	12	20	27,4	40	59,2
1975	15,2	31,2	40,4	51,4	52,6
1977	36	59,6	60,4	64,2	65,4
1979	47,2	63,8	66,8	71,6	77,8
1980	17,8	20,6	33	62	76
1982	27,8	34,8	34,8	38,4	54
1984	15	23,8	31,6	34	47
1985	13,2	39	49	65	77
1986	44	53,6	54	73	96,4
1987	47	55	55	62	70,8
1988	58	61,4	61,4	61,6	65,2
1989	51	67	84,6	98,8	116
1990	27	59	65	99,6	145,8
1991	30	36	36,4	39	54,6
1992	27,2	28,4	33	50	59
1993	14	23,4	29	35,6	35,6
1994	46,8	46,8	47,6	97	131
1995	16	35	39,2	41,8	42,4
1996	16	23	31	58	63,4
1997	22,4	31,4	37,4	44,2	50,2
1998	16	28,4	29,6	45,2	46
1999	14,2	31,6	40,6	51	71,4
2000	73,6	82,8	106,8	122,8	123
2001	8,2	18,4	32,6	37,8	38,6
2002	38,6	38,6	45,6	64	78,2
2003	37	41	44,8	44,8	47
2005	27,6	42,6	48,8	63	74,8
2007	16,4	26,6	30,6	31	39,4
Media	29,3	41,2	48,1	61,0	72,6
S.q.m.	15,93	16,87	20,39	25,85	33,04
α	0,08	0,08	0,06	0,05	0,04
u	22,18	33,62	38,91	49,35	57,76
hTR	87,93	103,27	123,07	156,05	194,13

Passando ai logaritmi si ottiene:

$$\ln(h_{TR}) = \ln(a) + n \cdot \ln(t)$$

che è l'equazione di una retta di cui $\ln(a)$ rappresenta l'intercetta sull'asse delle ordinate e n il coefficiente angolare. Per trovare i due parametri la retta si utilizza il metodo dei minimi quadrati.

t [h]	ln t	hTR [mm]	ln hTR
1	0,000	87,93	4,477
3	1,099	103,27	4,637
6	1,792	123,07	4,813
12	2,485	156,05	5,050
24	3,178	194,13	5,269



Si ottiene:

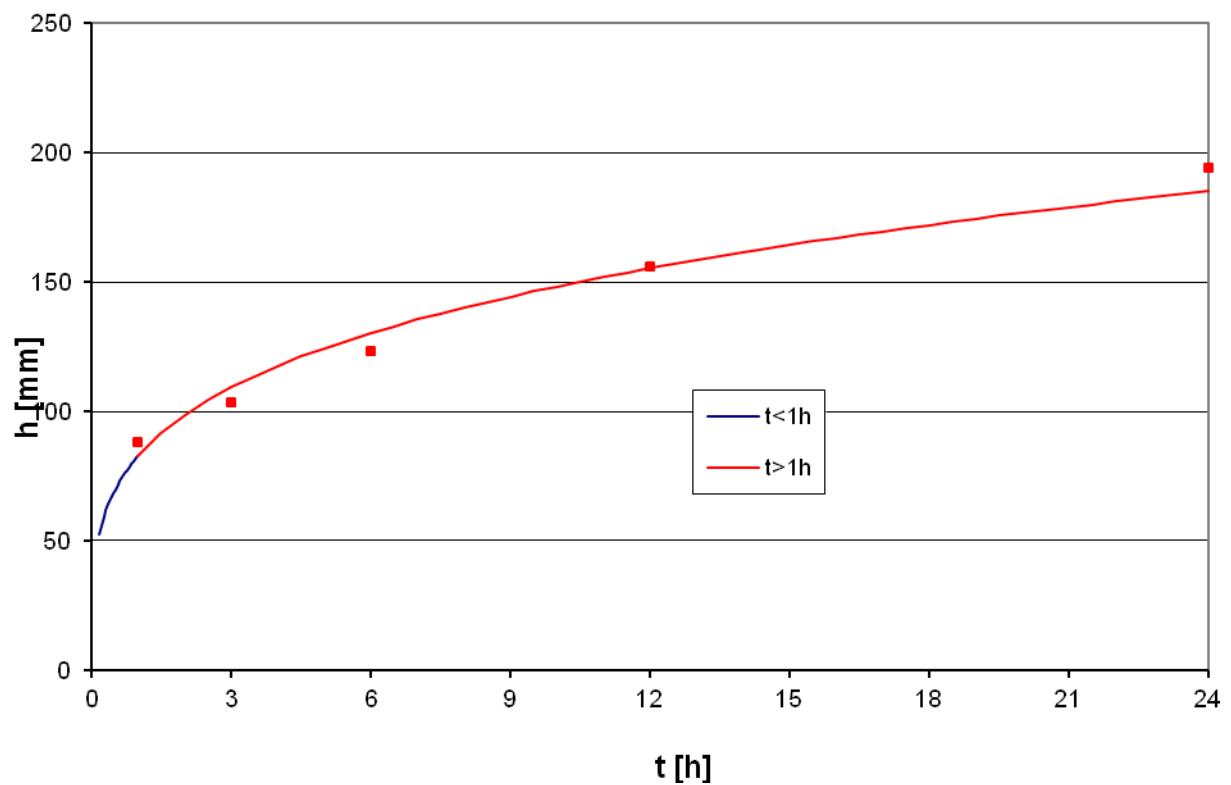
$$\ln(a'') = 4,4157 \quad \Rightarrow \quad a'' = 82,74 \text{ mm/h}^n$$
$$n'' = 0,25$$

Per i calcoli è stato scelto di adottare i valori di **a=82,74** ed **n=0,25** per $t > 1$ ora. Questo perché i dati pluviometrici per $t < 1$ ora risultano essere scarsi e porterebbero a valori di 'a' ed 'n' non corretti.

Per cui in definitiva si ha:

$$h = 82,74 t^{0,25}$$

Curva di possibilità climatica



6. CARATTERISTICHE IDROLOGICHE BACINO TORRENTE VENNA

6.1 Determinazione del tempo di corrivazione

Per il calcolo del tempo di corrivazione del bacino si utilizza la formula di Giandotti:

$$t_c = \frac{4 \cdot \sqrt{S} + 1,5L}{0,8 \cdot \sqrt{H_m - h_0}}$$

dove:

- S = area del bacino (km²);
- L = lunghezza dell'asta principale del bacino (km);
- H_m = altezza media del bacino rispetto alla sezione di chiusura (m).

I parametri precedentemente elencati sono stati ricavati tramite l'utilizzo del GIS, si è quindi ottenuto:

- A = 41,69 km²;
- L = 22,23 km;
- H_m = 218 m.

Pertanto **T_c = 5,01 ore.**

6.2 Caratteristiche del bacino tributario

Come è noto dallo studio dell'idrologia, non tutta l'acqua che cade su di un bacino sotto forma di precipitazione contribuisce al deflusso nel corso d'acqua. Una parte della precipitazione si infiltra nel suolo e può tornare in superficie a valle della sezione di chiusura considerata; una parte torna in atmosfera sotto forma di vapore acqueo per evaporazione dagli specchi d'acqua e per traspirazione dalle piante; una parte infine può rimanere immagazzinata nelle depressioni superficiali per un tempo più o meno lungo.

Ai fini del calcolo della portata di progetto non interessa conoscere nel dettaglio i meccanismi descritti, ma quantificare una grandezza detta coefficiente di deflusso C definita dal rapporto fra il volume di deflusso e il volume totale di pioggia caduto sul bacino (o, il che è lo stesso, dal rapporto fra la pioggia netta e la pioggia totale). Il coefficiente di deflusso dipende, attraverso la pioggia netta, dalle cause che portano alle perdite di bacino, e inoltre dipende dallo stato di umidità iniziale del suolo.

Nel caso in esame si è scelto di valutare il coefficiente di deflusso tramite il metodo del Curve Number (CN). Tale metodo, sviluppato dal Soil Conservation Service (SCS) del Dipartimento dell'Agricoltura degli Stati Uniti, viene considerato come uno dei più importanti modelli non deterministici utilizzabile per la stima dei deflussi superficiali tanto da essere inserito in modelli di tipo distribuito di previsione dei deflussi (Borselli et.al, 1989). Il metodo del Numero di Curva permette di determinare il deflusso diretto o pioggia efficace (P_e) cioè la frazione della pioggia totale (P) che direttamente e in maniera preponderante contribuisce alla formazione dell'evento di piena. Per il calcolo della pioggia efficace, il metodo SCS propone la seguente equazione:

$$P_e = \frac{P_n^2}{P_n + S} \qquad P_n = P - IA \qquad IA = k_{ia} \cdot S$$

dove:

- P = pioggia totale (mm)
- P_e = pioggia efficace o deflusso diretto (mm),
- P_n = la pioggia netta (mm),
- S = capacità idrica massima del suolo o volume specifico di saturazione (mm),
- IA = perdite iniziali (mm),
- k_{ia} = coefficiente di perdite iniziali.

Le perdite iniziali (IA) sono costituite da alcuni processi quali l'intercettazione della pioggia da parte delle chiome della vegetazione, dall'accumulo nelle locali depressioni del terreno e dall'imbibizione iniziale del terreno. Dai dati sperimentali tale parametro risulta correlato al volume specifico di saturazione o capacità idrica massima del suolo (S). La procedura proposta dal SCS, per l'ambiente agrario degli Stati Uniti, stima le perdite iniziali uguali ad un quinto del volume specifico di saturazione del terreno (S). Per la realtà italiana, si adotta un valore delle perdite iniziali pari alla decima parte della capacità idrica massima del suolo (S).

Pertanto:

$$P_n = \frac{(h - 0,1S)^2}{(h + 0,9S)} =$$

con:

$$S = 254 \left(\frac{100}{89,18} - 1 \right) =$$

CN è possibile ricavarlo dalla seguente tabella:

Tipo di copertura			Classe del suolo			
Uso del suolo	Trattamento o pratica	Condizione idrologica	A	B	C	D
Maggesi	a solchi diritti	–	77	86	91	94
Colture a solchi	a solchi diritti	cattiva	72	81	88	91
	a solchi diritti	buona	67	78	85	89
	a reggipoggio	cattiva	70	79	84	88
	a reggipoggio	buona	65	75	82	86
	a re. e terrazze	cattiva	66	74	80	82
	a re. e terrazze	buona	62	71	78	81
Grani piccoli	a solchi diritti	cattiva	65	76	84	88
	a solchi diritti	buona	63	75	83	87
	a reggipoggio	cattiva	63	74	82	85
	a reggipoggio	buona	61	73	81	84
	a re. e terrazze	cattiva	61	72	79	82
	a re. e terrazze	buona	59	70	78	81
Legumi seminati folti o prati in rotazione	a solchi diritti	cattiva	66	77	85	89
	a solchi diritti	buona	58	72	81	85
	a reggipoggio	cattiva	64	75	83	85
	a reggipoggio	buona	55	69	78	83
	a re. e terrazze	cattiva	63	73	80	83
	a re. e terrazze	buona	51	67	76	80
Pascoli		cattiva	68	79	86	89
		discreta	49	69	79	84
		buona	39	61	74	80
	a reggipoggio	cattiva	47	67	81	88
	a reggipoggio	discreta	25	59	75	83
	a reggipoggio	buona	6	35	70	79
Prati		buona	30	58	71	78
Boschi		cattiva	45	66	77	83
		discreta	36	60	73	79
		buona	25	55	70	77
Aziende agricole		–	59	74	82	86
Strade sterrate		–	72	82	87	89
Str. pavimentate		–	74	84	90	92

Tipo di suolo:

- A: elevata infiltrazione, per suoli con strati sabbiosi o di loess profondi, a siltosi aggregati (diametro 0,002-0,05 mm);
- B: infiltrazione moderata, per suoli con tessitura da moderatamente fine a moderatamente grossolana, quali limi sabbiosi;
- C: infiltrazione lenta, per suoli con tessitura fine, quali argille limose, deboli strati di limo sabbioso, suoli con debole contenuto organico;

- D: infiltrazione molto lenta, per argille plastiche e compatte.

Tale parametro va corretto in funzione delle piogge nei cinque giorni precedenti utilizzando le seguenti formule:

Classe <i>AMC</i>	Stagione di riposo	Stagione di crescita
I	< 12.7 mm	<35.5 mm
II	12.7-28.0 mm	35.5-53.3 mm
III	>28.0 mm	>53.3 mm

$$CN(I) = \frac{CN(II)}{2.3 - 0.013CN(II)}$$

$$CN(III) = \frac{CN(II)}{0.43 + 0.0057CN(II)}$$

Considerando che nel bacino è presente principalmente un tipo di suolo con infiltrazione moderata e che vi sono utilizzi del suolo variabili da bosco a prati e da pascoli a colture, è stato considerato un valore di CN=67.

Quindi:

$$\text{Quindi } CN(III) = 67 / (0.43 + 0.0057 \cdot 67) = 82,5$$

$$S = 254(100/CN - 1) = 254(100/82,5 - 1) = 53,79$$

$$P_n = (h - 0,1S)^2 / (h + 0,9S) = (123,79 - 0,1 \cdot 53,79)^2 / (123,79 + 0,9 \cdot 53,79) = 81,42 \text{ mm}$$

$$\text{con } h = at^n = 82,73 \cdot 5,01^{0,25} = \mathbf{123,79 \text{ m}}$$

A questo punto è possibile ricavare il coefficiente di deflusso $C = P^n / h = 81,42 / 123,79 = \mathbf{0,66}$.

6.3 *Determinazione della portata massima con $T_r = 200$ anni*

Il metodo adottato per la determinazione della portata di piena generata nell'area di interesse, in corrispondenza della sezione di chiusura con tempo di ritorno pari a 200anni, è il metodo razionale. Tale metodo è un procedimento particolarmente efficace per il calcolo della portata di picco con assegnato tempo di ritorno, valido per bacini di piccola estensione (< 100-200 km²).

Il metodo razionale si fonda sull'utilizzo della curva segnalatrice di probabilità pluviometrica e sulle seguenti ipotesi:

- Isofrequenza: piogge di tempo di ritorno T generano portate al picco di identico tempo di ritorno T ;
- A parità di tempo di ritorno T , la portata al colmo maggiore è quella determinata dall'evento di pioggia di durata pari al tempo di corrivazione (che diventa quindi tempo critico);
- La portata al colmo Q determinata da una pioggia di intensità costante e durata t_c è proporzionale al prodotto dell'intensità di pioggia ragguagliata all'area e dell'area del bacino A attraverso un coefficiente C che comprende l'effetto delle perdite per infiltrazione.

La formula del metodo razionale è la seguente, le variabili contenute in essa sono già state analizzate nei paragrafi precedenti:

$$Q(T) = C \frac{A \cdot h_r(t, T)}{t}$$

Pertanto la portata massima di piena per un tempo di ritorno pari a 200 anni, con cui verrà effettuata la verifica della sezione, è pari a $Q_{200\text{anni}} = 0,66 \cdot 41,69 \cdot 10^6 \cdot 123,79 \cdot 10^{-3} / (5,01 \cdot 3600) = 188,9 \text{ m}^3/\text{s}$.

7. VERIFICHE IDRAULICHE TORRENTE VENNA

Si effettua la verifica idraulica delle sezioni d'interesse utilizzando la portata di piena per un tempo di ritorno pari a 200 anni calcolata con il metodo del Prof. Giandotti tenendo conto della piovosità, dell'estensione del bacino in esame fino alla sezione indicata, della lunghezza dell'asta fluviale e dell'orografia.

Ciò premesso, nella presente verifica idraulica è stato fatto riferimento alle condizioni di moto uniforme, cioè di moto permanente con portata costante in ogni sezione, in alveo prismatico declive nel senso del moto e a pendenza costante, con pelo libero parallelo al fondo. Si utilizzano quindi le formule di corrente uniforme di Chezy:

$$V = \chi \cdot \sqrt{R \cdot J}$$

$$Q = A \cdot \chi \cdot \sqrt{R \cdot i_f}$$

Dove: A = area sezione bagnata (m²)

χ = coefficiente di scabrezza

R = A/B raggio idraulico della sezione (m)

B = contorno bagnato (m)

i_f = pendenza del fondo alveo

J = cadente piezometrica (nei canali J = tang dell'angolo del profilo liquido)

Il valore del coefficiente di scabrezza può essere espresso in funzione del coefficiente di Manning n nella forma:

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

Nel caso in esame è stato assegnato un valore del coefficiente di Manning medio pari a 0,017 in base alla tipologia di materiale sul quale scorre o può potenzialmente scorrere l'acqua.

A seguito del rilievo topografico e della ricostruzione della sezione longitudinale è stata determinata la pendenza media dell'alveo pari a 3,66%.

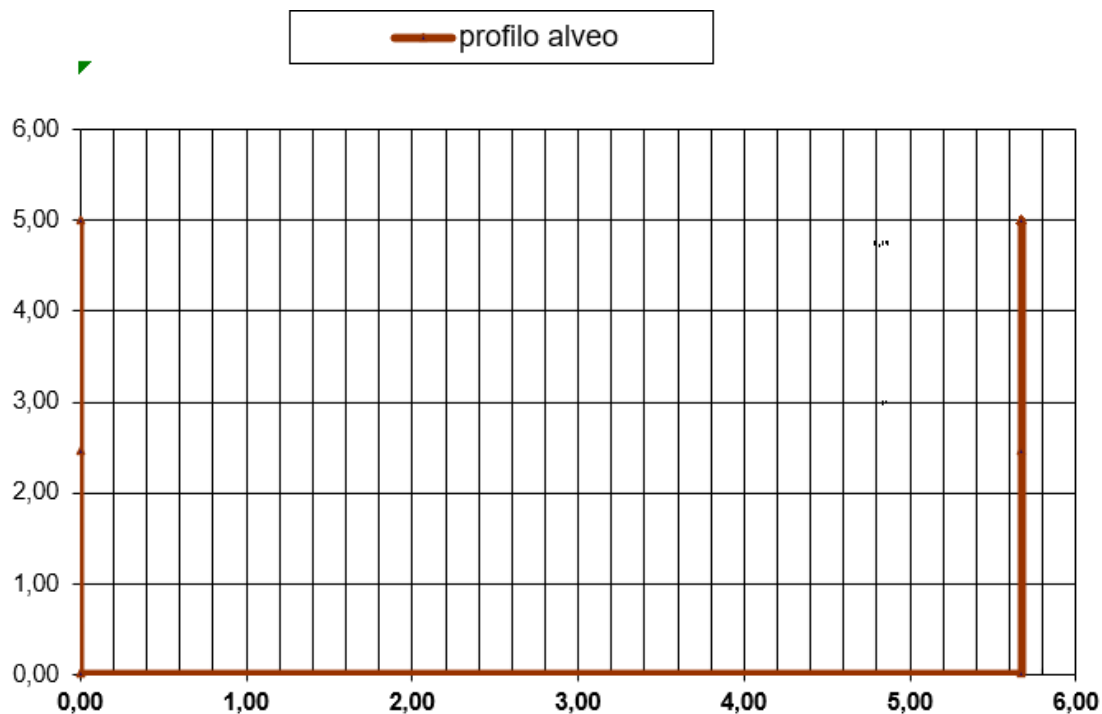
7.1 Verifica idraulica attraversamento Ex-Sogeri

È stata innanzitutto schematizzata la sezione del tubo in acciaio a sezione ribassata, da porre in opera, ad una sezione rettangolare equivalente e, in seguito, con l'ausilio del programma di calcolo si è proceduto alla verifica della sezione in esame per la portata $Q_{200\text{anni}} = 188,9 \text{ m}^3/\text{s}$.

La sintesi dei dati inseriti e dei risultati è riportata di seguito:

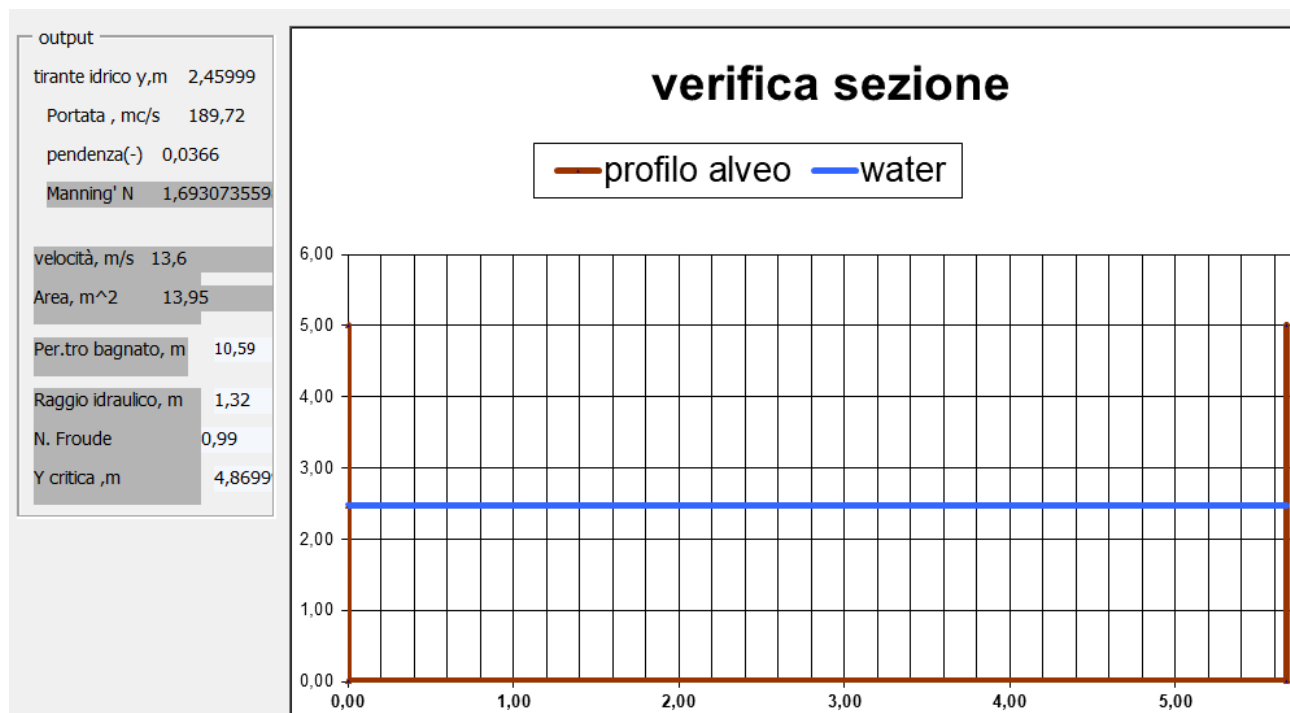
geometria

n. p.	PROG.	QUOTE	TRAT	Coeff. Manning. N
1,00	0,00	5,00		
2,00	0,00	0,00	1°	0,013
3,00	5,67	0,00	2°	0,020
4,00	5,67	5,00	3°	0,013



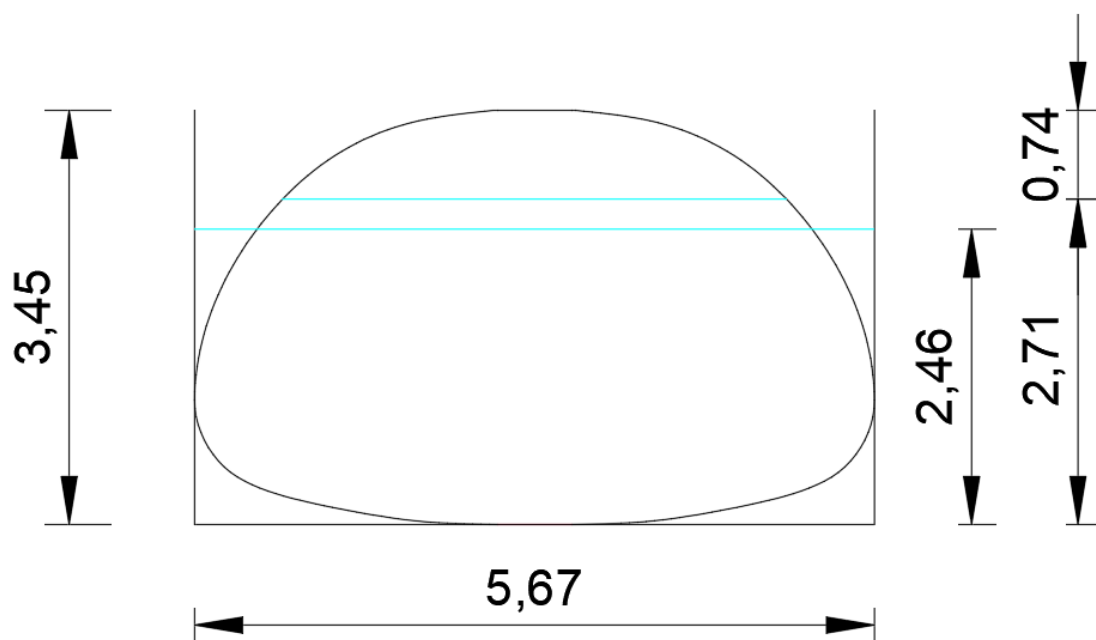
Si è proceduto quindi nell'inserimento dei dati di portata e di pendenza dell'alveo. Per semplicità di calcolo si è approssimata la sezione della tubazione in progetto ad una sezione rettangolare.

Per una portata pari a 188,9 m³/sec, per un tempo di ritorno di 200 anni si è ottenuto:



In tal modo si ottiene un tirante idrico pari a 2,46m.

A questo punto è stata effettuata l'equivalenza tra la sezione rettangolare e la sezione del tubo a sezione ribassata in progetto ottenendo un tirante idrico nella tubazione pari a 2,71m con conseguente franco massimo pari a 0,74m. Si riporta di seguito una figura esplicativa di quanto descritto:



8. DETERMINAZIONE DELLA CURVA DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA FIUME ARIELLI

La curva di possibilità climatica esprime il legame fra altezze di pioggia e durata delle precipitazioni al variare del tempo di ritorno. Questa curva può essere espressa in termini matematici da una legge monomia del seguente tipo:

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

La determinazione dei parametri a e n della curva di possibilità climatica è condotta interpolando ai minimi quadrati, sul piano bilogaritmico, i punti rappresentativi dei dati osservati disponibili. Tali dati esprimono le altezze di pioggia di assegnata durata, misurate nel periodo fra gli anni 1968 e 2007, e forniti dal Servizio Idrografico e Mareografico di Pescara. Per la presente analisi è stata utilizzata la stazione pluviometrica di Lanciano in quanto è risultata essere la stazione più vicina alla zona d'interesse con sufficienti rilevazioni di pioggia.

Anno	Precipitazioni di massima intensità registrate ai pluviografi di LANCIANO				
	Intervallo di ore				
	1	3	6	12	24
	mm	mm	mm	mm	mm
1968	51,2	54	54,2	54,8	54,8
1969	36,4	69	106,6	135	167,6
1970	35	58,6	64,6	99	127,4
1971	14	25	31,4	31,4	48,6
1972	14,8	26	26	49,4	52,4
1973	31	45,8	55,4	56,8	60,4
1974	12	20	27,4	40	59,2
1975	15,2	31,2	40,4	51,4	52,6
1977	36	59,6	60,4	64,2	65,4
1979	47,2	63,8	66,8	71,6	77,8
1980	17,8	20,6	33	62	76
1982	27,8	34,8	34,8	38,4	54
1984	15	23,8	31,6	34	47
1985	13,2	39	49	65	77
1986	44	53,6	54	73	96,4
1987	47	55	55	62	70,8
1988	58	61,4	61,4	61,6	65,2
1989	51	67	84,6	98,8	116
1990	27	59	65	99,6	145,8
1991	30	36	36,4	39	54,6
1992	27,2	28,4	33	50	59
1993	14	23,4	29	35,6	35,6
1994	46,8	46,8	47,6	97	131
1995	16	35	39,2	41,8	42,4
1996	16	23	31	58	63,4
1997	22,4	31,4	37,4	44,2	50,2

1998	16	28,4	29,6	45,2	46
1999	14,2	31,6	40,6	51	71,4
2000	73,6	82,8	106,8	122,8	123
2001	8,2	18,4	32,6	37,8	38,6
2002	38,6	38,6	45,6	64	78,2
2003	37	41	44,8	44,8	47
2005	27,6	42,6	48,8	63	74,8
2007	16,4	26,6	30,6	31	39,4

Tabella 2: Altezze massime di precipitazione (mm)

Con riferimento ad una data durata si ha a disposizione una serie di N osservazioni che può essere interpretata come un campione (di dimensione N) di manifestazioni di una variabile casuale. Il problema è quello di scegliere una distribuzione di probabilità che ben si presti ad interpretare il campione. Poiché si tratta di valori massimi, risulta idonea la distribuzione di Gumbel, che ha la seguente espressione:

$$P(x) = \exp\{-\exp[-(x-u)/\alpha]\}$$

I parametri α e u vengono stimati con il metodo dei momenti:

$$\alpha = 1.282 / \sigma$$

$$u = \mu - 0.46 \sigma$$

dove: σ = scarto quadratico medio

μ = media

Per ogni valore della durata di pioggia si considera la serie di dati a disposizione e se ne calcola la media e lo scarto quadratico medio; poi si risale ai parametri della Gumbel con le formule sopra riportate. Una volta valutati questi parametri, si stima l'altezza di pioggia di assegnata durata e tempo di ritorno con la seguente espressione:

$$h_{TR} = u - 1/\alpha \ln [-\ln(1-1/TR)]$$

con $TR = 10$ anni, nel caso del Fiume Arielli è stato considerato tale tempo di ritorno in quanto ritenuto il più opportuno per il miglior rapporto costi benefici possibile.

DURATE					
Anno	1h	3h	6h	12h	24h
1968	51,2	54	54,2	54,8	54,8
1969	36,4	69	106,6	135	167,6
1970	35	58,6	64,6	99	127,4
1971	14	25	31,4	31,4	48,6
1972	14,8	26	26	49,4	52,4
1973	31	45,8	55,4	56,8	60,4
1974	12	20	27,4	40	59,2
1975	15,2	31,2	40,4	51,4	52,6

1977	36	59,6	60,4	64,2	65,4
1979	47,2	63,8	66,8	71,6	77,8
1980	17,8	20,6	33	62	76
1982	27,8	34,8	34,8	38,4	54
1984	15	23,8	31,6	34	47
1985	13,2	39	49	65	77
1986	44	53,6	54	73	96,4
1987	47	55	55	62	70,8
1988	58	61,4	61,4	61,6	65,2
1989	51	67	84,6	98,8	116
1990	27	59	65	99,6	145,8
1991	30	36	36,4	39	54,6
1992	27,2	28,4	33	50	59
1993	14	23,4	29	35,6	35,6
1994	46,8	46,8	47,6	97	131
1995	16	35	39,2	41,8	42,4
1996	16	23	31	58	63,4
1997	22,4	31,4	37,4	44,2	50,2
1998	16	28,4	29,6	45,2	46
1999	14,2	31,6	40,6	51	71,4
2000	73,6	82,8	106,8	122,8	123
2001	8,2	18,4	32,6	37,8	38,6
2002	38,6	38,6	45,6	64	78,2
2003	37	41	44,8	44,8	47
2005	27,6	42,6	48,8	63	74,8
2007	16,4	26,6	30,6	31	39,4
Media	29,3	41,2	48,1	61,0	72,6
S.q.m.	15,93	16,87	20,39	25,85	33,04
α	0,08	0,08	0,06	0,05	0,04
u	22,18	33,62	38,91	49,35	57,76
hTR	50,12	63,22	74,67	94,69	115,71

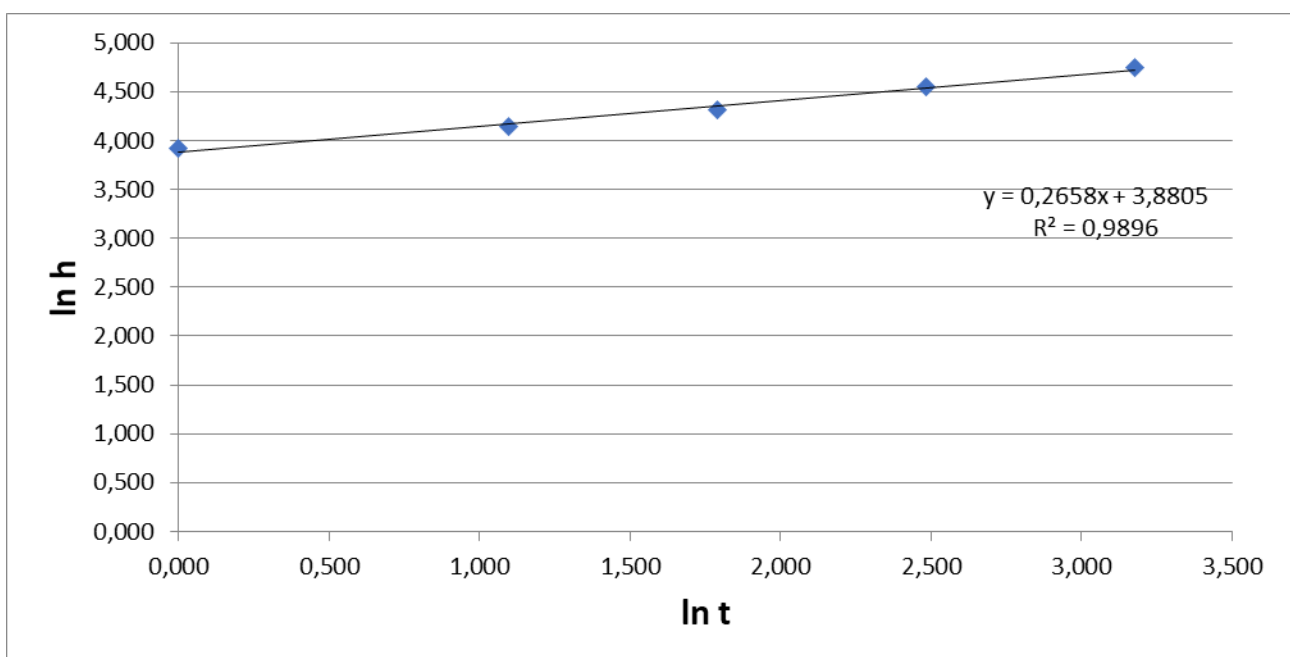
Passando ai logaritmi si ottiene:

$$\ln(h_{TR}) = \ln(a) + n \cdot \ln(t)$$

che è l'equazione di una retta di cui $\ln(a)$ rappresenta l'intercetta sull'asse delle ordinate e n il coefficiente angolare. Per trovare i due parametri la retta si utilizza il metodo dei minimi quadrati.

t [h]	ln t	h _{TR} [mm]	ln h _{TR}
1	0,000	50,12	3,914
3	1,099	63,22	4,147
6	1,792	74,67	4,313
12	2,485	94,69	4,551
24	3,178	115,71	4,751

Regressione lineare



Si ottiene:

$$\ln(a'') = 3,8805 \quad \Rightarrow \quad a'' = 48,45 \text{ mm/h}^n$$

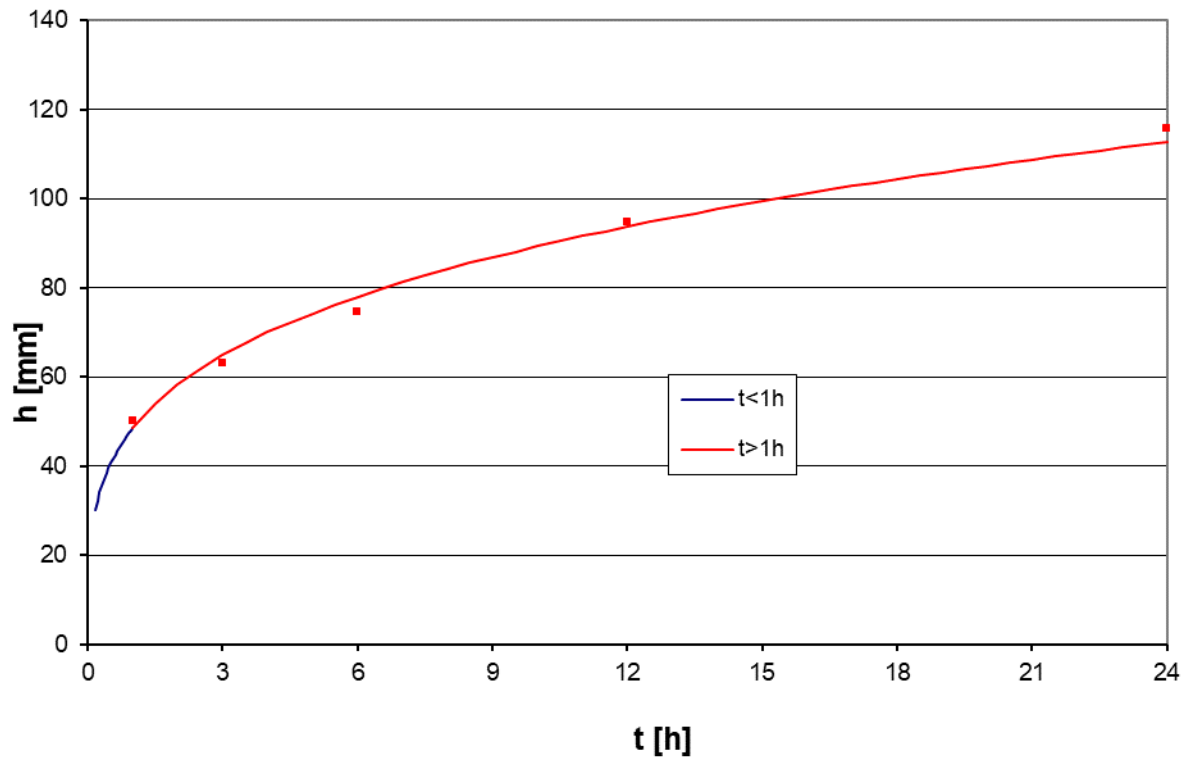
$$n'' = 0,2658$$

Per i calcoli è stato scelto di adottare i valori di **a=48,85** ed **n=0,2658** per $t > 1$ ora. Questo perché i dati pluviometrici per $t < 1$ ora risultano essere scarsi e porterebbero a valori di 'a' ed 'n' non corretti.

Per cui in definitiva si ha:

$$h = 48,85 t^{0,2658}$$

Curva di possibilità climatica



9. CARATTERISTICHE IDROLOGICHE BACINO FIUME ARIELLI

9.1 Determinazione del tempo di corrivazione

Per il calcolo del tempo di corrivazione del bacino si utilizza la formula di Giandotti:

$$t_c = \frac{4 \cdot \sqrt{S} + 1,5L}{0,8 \cdot \sqrt{H_m - h_0}}$$

dove:

- S = area del bacino (km²);
- L = lunghezza dell'asta principale del bacino (km);
- H_m = altezza media del bacino rispetto alla sezione di chiusura (m).

I parametri precedentemente elencati sono stati ricavati tramite l'utilizzo del GIS, si è quindi ottenuto:

- A = 34,05 km²;
- L = 19,88 km;
- H_m = 168 m.

Pertanto **T_c = 5,12 ore.**

9.2 Caratteristiche del bacino tributario

Come è noto dallo studio dell'idrologia, non tutta l'acqua che cade su di un bacino sotto forma di precipitazione contribuisce al deflusso nel corso d'acqua. Una parte della precipitazione si infiltra nel suolo e può tornare in superficie a valle della sezione di chiusura considerata; una parte torna in atmosfera sotto forma di vapore acqueo per evaporazione dagli specchi d'acqua e per traspirazione dalle piante; una parte infine può rimanere immagazzinata nelle depressioni superficiali per un tempo più o meno lungo.

Ai fini del calcolo della portata di progetto non interessa conoscere nel dettaglio i meccanismi descritti, ma quantificare una grandezza detta coefficiente di deflusso C definita dal rapporto fra il volume di deflusso e il volume totale di pioggia caduto sul bacino (o, il che è lo stesso, dal rapporto fra la pioggia netta e la pioggia totale). Il coefficiente di deflusso dipende, attraverso la pioggia netta, dalle cause che portano alle perdite di bacino, e inoltre dipende dallo stato di umidità iniziale del suolo.

Nel caso in esame si è scelto di valutare il coefficiente di deflusso tramite il metodo del Curve Number (CN). Tale metodo, sviluppato dal Soil Conservation Service (SCS) del Dipartimento dell'Agricoltura degli Stati Uniti, viene considerato come uno dei più importanti modelli non deterministici utilizzabile per la stima dei deflussi superficiali tanto da essere inserito in modelli di tipo distribuito di previsione dei deflussi (Borselli et.al, 1989). Il metodo del Numero di Curva permette di determinare il deflusso diretto o pioggia efficace (P_e) cioè la frazione della pioggia totale (P) che direttamente e in maniera preponderante contribuisce alla formazione dell'evento di piena. Per il calcolo della pioggia efficace, il metodo SCS propone la seguente equazione:

$$P_e = \frac{P_n^2}{P_n + S} \qquad P_n = P - IA \qquad IA = k_{ia} \cdot S$$

dove:

- P = pioggia totale (mm)
- P_e = pioggia efficace o deflusso diretto (mm),
- P_n = la pioggia netta (mm),
- S = capacità idrica massima del suolo o volume specifico di saturazione (mm),
- IA = perdite iniziali (mm),
- k_{ia} = coefficiente di perdite iniziali.

Le perdite iniziali (IA) sono costituite da alcuni processi quali l'intercettazione della pioggia da parte delle chiome della vegetazione, dall'accumulo nelle locali depressioni del terreno e dall'imbibizione iniziale del terreno. Dai dati sperimentali tale parametro risulta correlato al volume specifico di saturazione o capacità idrica massima del suolo (S). La procedura proposta dal SCS, per l'ambiente agrario degli Stati Uniti, stima le perdite iniziali uguali ad un quinto del volume specifico di saturazione del terreno (S). Per la realtà italiana, si adotta un valore delle perdite iniziali pari alla decima parte della capacità idrica massima del suolo (S).

Pertanto:

$$P_n = \frac{(h - 0,1S)^2}{(h + 0,9S)} =$$

con:

$$S = 254 \left(\frac{100}{89,18} - 1 \right) =$$

CN è possibile ricavarlo dalla seguente tabella:

Tipo di copertura			Classe del suolo			
Uso del suolo	Trattamento o pratica	Condizione idrologica	A	B	C	D
Maggesi	a solchi diritti	–	77	86	91	94
Colture a solchi	a solchi diritti	cattiva	72	81	88	91
	a solchi diritti	buona	67	78	85	89
	a reggipoggio	cattiva	70	79	84	88
	a reggipoggio	buona	65	75	82	86
	a re. e terrazze	cattiva	66	74	80	82
	a re. e terrazze	buona	62	71	78	81
Grani piccoli	a solchi diritti	cattiva	65	76	84	88
	a solchi diritti	buona	63	75	83	87
	a reggipoggio	cattiva	63	74	82	85
	a reggipoggio	buona	61	73	81	84
	a re. e terrazze	cattiva	61	72	79	82
	a re. e terrazze	buona	59	70	78	81
Legumi seminati folti o prati in rotazione	a solchi diritti	cattiva	66	77	85	89
	a solchi diritti	buona	58	72	81	85
	a reggipoggio	cattiva	64	75	83	85
	a reggipoggio	buona	55	69	78	83
	a re. e terrazze	cattiva	63	73	80	83
	a re. e terrazze	buona	51	67	76	80
Pascoli		cattiva	68	79	86	89
		discreta	49	69	79	84
		buona	39	61	74	80
	a reggipoggio	cattiva	47	67	81	88
	a reggipoggio	discreta	25	59	75	83
	a reggipoggio	buona	6	35	70	79
Prati		buona	30	58	71	78
Boschi		cattiva	45	66	77	83
		discreta	36	60	73	79
		buona	25	55	70	77
Aziende agricole		–	59	74	82	86
Strade sterrate		–	72	82	87	89
Str. pavimentate		–	74	84	90	92

Tipo di suolo:

- A: elevata infiltrazione, per suoli con strati sabbiosi o di loess profondi, a siltosi aggregati (diametro 0,002-0,05 mm);
- B: infiltrazione moderata, per suoli con tessitura da moderatamente fine a moderatamente grossolana, quali limi sabbiosi;
- C: infiltrazione lenta, per suoli con tessitura fine, quali argille limose, deboli strati di limo sabbioso, suoli con debole contenuto organico;

- D: infiltrazione molto lenta, per argille plastiche e compatte.

Tale parametro va corretto in funzione delle piogge nei cinque giorni precedenti utilizzando le seguenti formule:

Classe <i>AMC</i>	Stagione di riposo	Stagione di crescita
I	< 12.7 mm	<35.5 mm
II	12.7-28.0 mm	35.5-53.3 mm
III	>28.0 mm	>53.3 mm

$$CN(I) = \frac{CN(II)}{2.3 - 0.013CN(II)}$$

$$CN(III) = \frac{CN(II)}{0.43 + 0.0057CN(II)}$$

Considerando che nel bacino è presente principalmente un tipo di suolo con infiltrazione moderata e che vi sono utilizzi del suolo variabili da bosco a prati e da pascoli a colture, è stato considerato un valore di CN=67.

Quindi:

$$\text{Quindi } CN(III) = 67 / (0.43 + 0.0057 \cdot 67) = 82,5$$

$$S = 254(100/CN - 1) = 254(100/82,5 - 1) = 53,79$$

$$P_n = (h - 0,1S)^2 / (h + 0,9S) = (74,78 - 0,1 \cdot 53,79)^2 / (74,78 + 0,9 \cdot 53,79) = 39,09 \text{ mm}$$

$$\text{con } h = at^n = 48,45 \cdot 5,12^{0,2658} = \mathbf{74,78 \text{ m}}$$

A questo punto è possibile ricavare il coefficiente di deflusso $C = P_n/h = 39,09/74,78 = \mathbf{0,52}$.

9.3 Determinazione della portata massima con $T_r = 10$ anni

Il metodo adottato per la determinazione della portata di piena generata nell'area di interesse, in corrispondenza della sezione di chiusura con tempo di ritorno pari a 10 anni, è il metodo razionale. Tale metodo è un procedimento particolarmente efficace per il calcolo della portata di picco con assegnato tempo di ritorno, valido per bacini di piccola estensione ($< 100-200 \text{ km}^2$).

Il metodo razionale si fonda sull'utilizzo della curva segnalatrice di probabilità pluviometrica e sulle seguenti ipotesi:

- Isofrequenza: piogge di tempo di ritorno T generano portate al picco di identico tempo di ritorno T ;
- A parità di tempo di ritorno T , la portata al colmo maggiore è quella determinata dall'evento di pioggia di durata pari al tempo di corrivazione (che diventa quindi tempo critico);
- La portata al colmo Q determinata da una pioggia di intensità costante e durata t_c è proporzionale al prodotto dell'intensità di pioggia ragguagliata all'area e dell'area del bacino A attraverso un coefficiente C che comprende l'effetto delle perdite per infiltrazione.

La formula del metodo razionale è la seguente, le variabili contenute in essa sono già state analizzate nei paragrafi precedenti:

$$Q(T) = C \frac{A \cdot h_r(t, T)}{t}$$

Pertanto la portata massima di piena **alla sezione di chiusura D** per un tempo di ritorno pari a 10 anni (è stato considerato tale tempo di ritorno in quanto ritenuto il più opportuno per il miglior rapporto costi benefici possibile), con cui verrà effettuata la verifica della sezione, è pari a $Q_{D10\text{anni}} = 0,52 \cdot 34,05 \cdot 10^6 \cdot 74,78 \cdot 10^{-3} / (5,12 \cdot 3600) = 72,22 \text{ m}^3/\text{s}$.

Proporzionalmente all'area del bacino è stata in seguito calcolata la portata massima di piena **alla sezione di chiusura I** per un tempo di ritorno pari a 10 anni:

$$A_D: Q_{D10\text{anni}} = A_I: Q_{I10\text{anni}} \Rightarrow$$

$$Q_{I10\text{anni}} = A_I \cdot Q_{D10\text{anni}} / A_D = 36,27 \cdot 72,22 / 34,05 = 76,59 \text{ m}^3/\text{s}.$$

con: A_D = Area bacino idrografico alla sezione di chiusura D

A_I = Area bacino idrografico alla sezione di chiusura I

$Q_{D10\text{anni}}$ = Portata di massima piena alla sezione di chiusura D per un tempo di ritorno pari a 10

$Q_{I10\text{anni}}$ = Portata di massima piena alla sezione di chiusura I per un tempo di ritorno pari a 10.

10. VERIFICHE IDRAULICHE FIUME ARIELLI

Si effettua la verifica idraulica delle sezioni d'interesse utilizzando la portata di piena per un tempo di ritorno pari a 200 anni calcolata con il metodo del Prof. Giandotti tenendo conto della piovosità, dell'estensione del bacino in esame fino alla sezione indicata, della lunghezza dell'asta fluviale e dell'orografia.

Ciò premesso, nella presente verifica idraulica è stato fatto riferimento alle condizioni di moto uniforme, cioè di moto permanente con portata costante in ogni sezione, in alveo prismatico declive nel senso del moto e a pendenza costante, con pelo libero parallelo al fondo. Si utilizzano quindi le formule di corrente uniforme di Chezy:

$$V = \chi \cdot \sqrt{R \cdot J}$$

$$Q = A \cdot \chi \cdot \sqrt{R \cdot i_f}$$

Dove: A = area sezione bagnata (m²)

χ = coefficiente di scabrezza

R = A/B raggio idraulico della sezione (m)

B = contorno bagnato (m)

i_f = pendenza del fondo alveo

J = cadente piezometrica (nei canali J = tang dell'angolo del profilo liquido)

Il valore del coefficiente di scabrezza può essere espresso in funzione del coefficiente di Manning n nella forma:

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

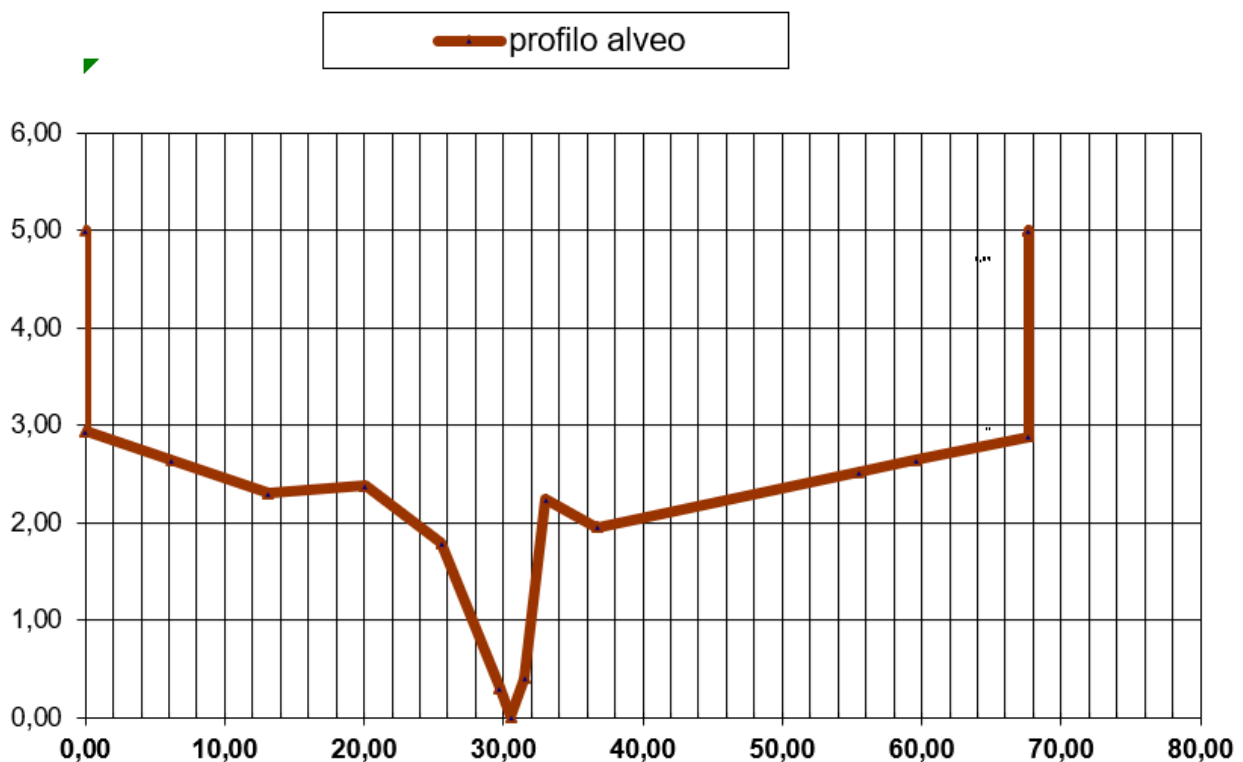
A seguito del rilievo topografico e della ricostruzione della sezione longitudinale è stata determinata la pendenza media dell'alveo pari a 0,90%.

Si riportano pertanto di seguito le verifiche delle varie sezioni d'interesse nell'area d'intervento, sino alla sezione D è stata effettuata la verifica con una portata pari a $Q_{D10\text{anni}} = 72,22 \text{ m}^3/\text{s}$, mentre per le sezioni più a valle fino alla sezione I è stata effettuata la verifica con una portata pari a $Q_{I10\text{anni}} = 76,59 \text{ m}^3/\text{s}$.

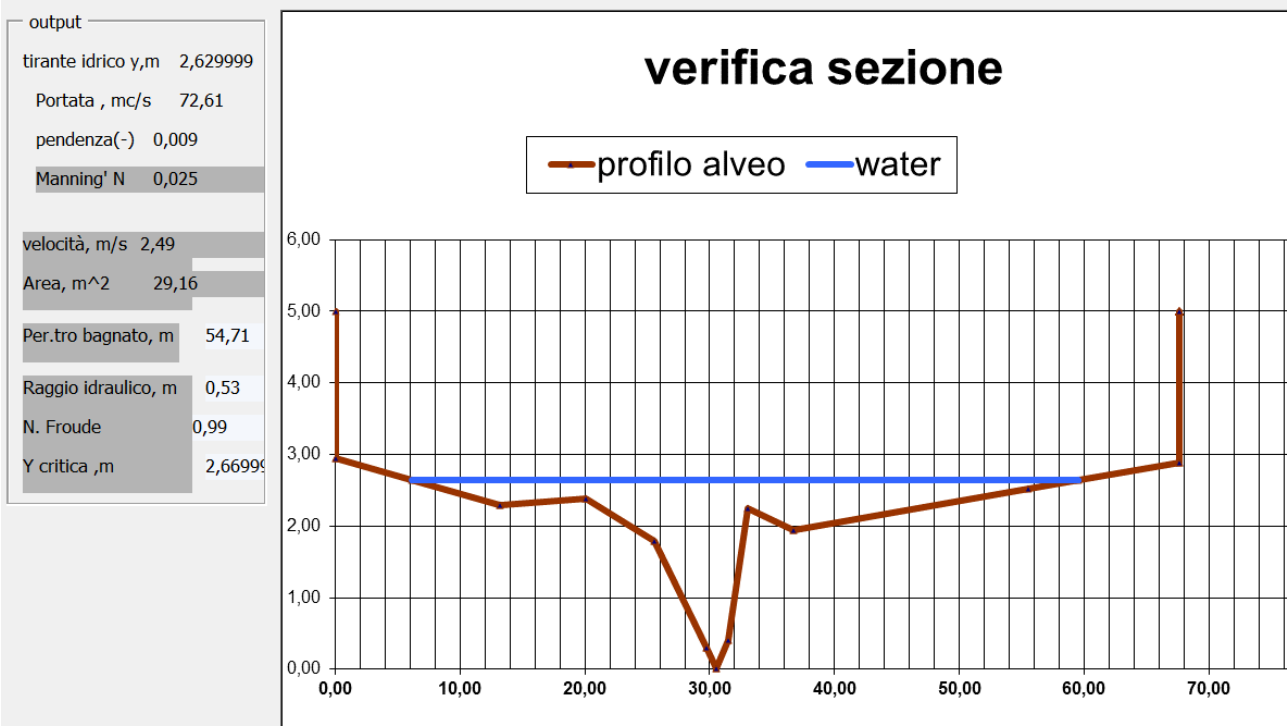
10.1 Verifica idraulica Sez. A

La sintesi dei dati inseriti e dei risultati è riportata di seguito:

n. p.	PROG.	QUOTE	TRAT	Coeff. Manning.
1,00	0,00	5,00		
2,00	0,00	2,94	1°	0,025
3,00	13,15	2,30	2°	0,025
4,00	20,07	2,38	3°	0,025
5,00	25,57	1,79	4°	0,025
6,00	29,72	0,30	5°	0,025
7,00	30,50	0,01	6°	0,025
8,00	31,48	0,40	7°	0,025
9,00	33,01	2,24	8°	0,025
10,00	36,70	1,95	9°	0,025
11,00	55,53	2,52	10°	0,025
12,00	67,64	2,88	11°	0,025
13,00	67,64	5,00	12°	0,025



Si è proceduto quindi nell’inserimento dei dati di portata e di pendenza dell’alveo.
Per una portata pari a 72,22 m³/sec, per un tempo di ritorno di 10 anni si è ottenuto:



In tal modo si ottiene un tirante idrico pari a 2,63m.
Si riportano di seguito la sezione di fatto e di progetto a seguito della verifica idraulica effettuata:

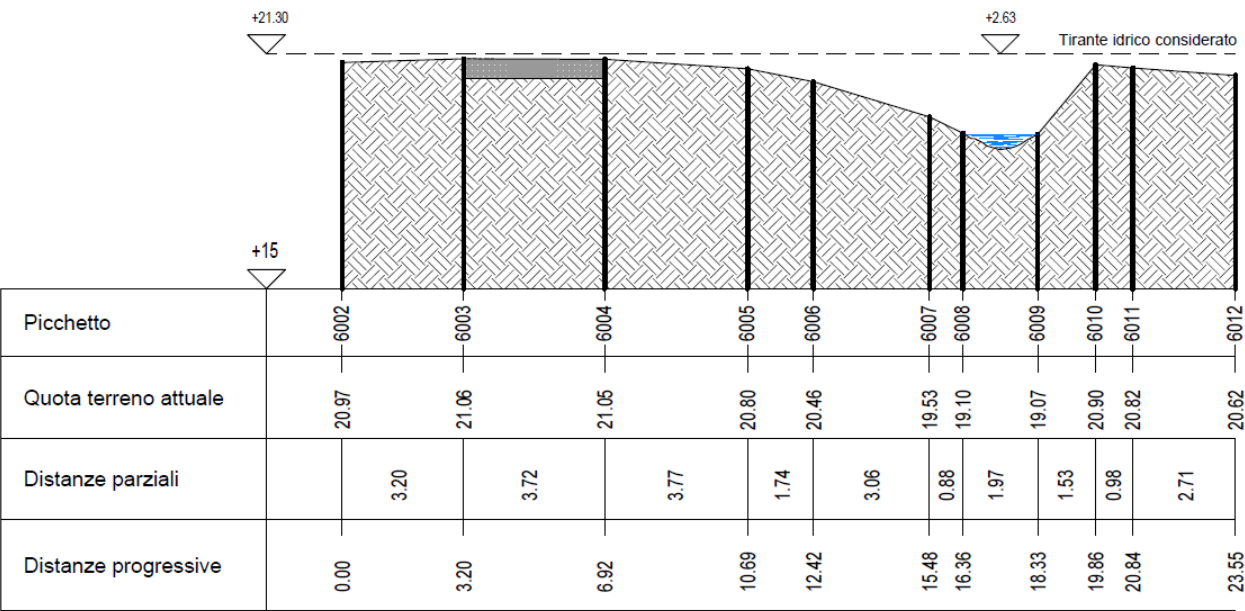


Figura 7: Sezione A stato di fatto con indicazione tirante idrico con $Tr=10$ anni

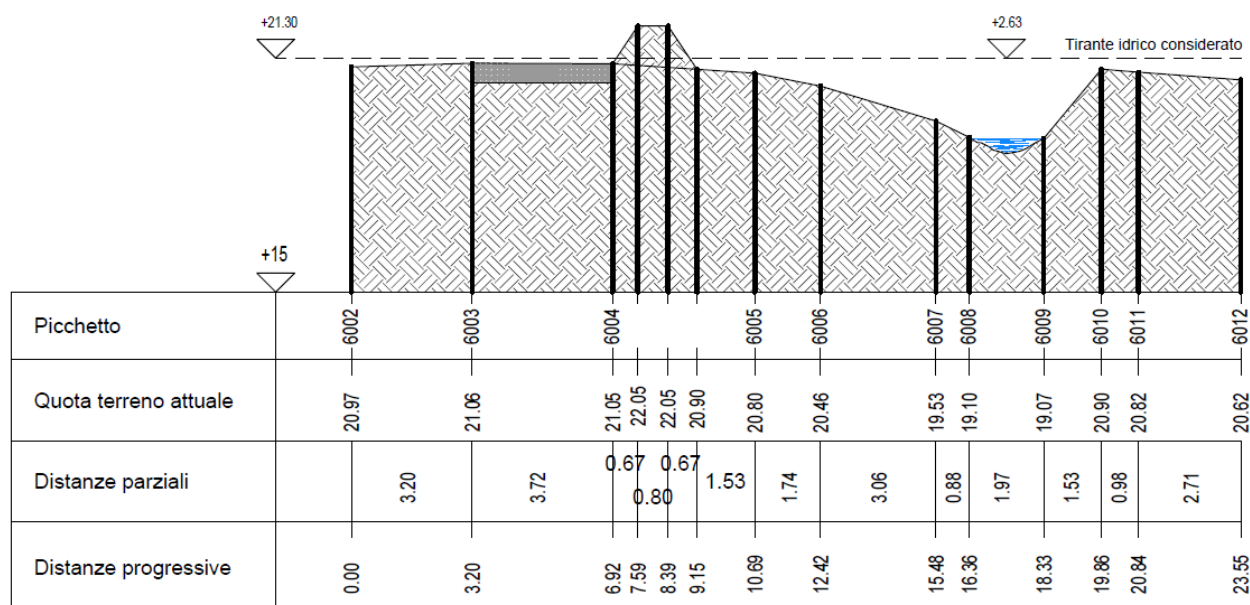
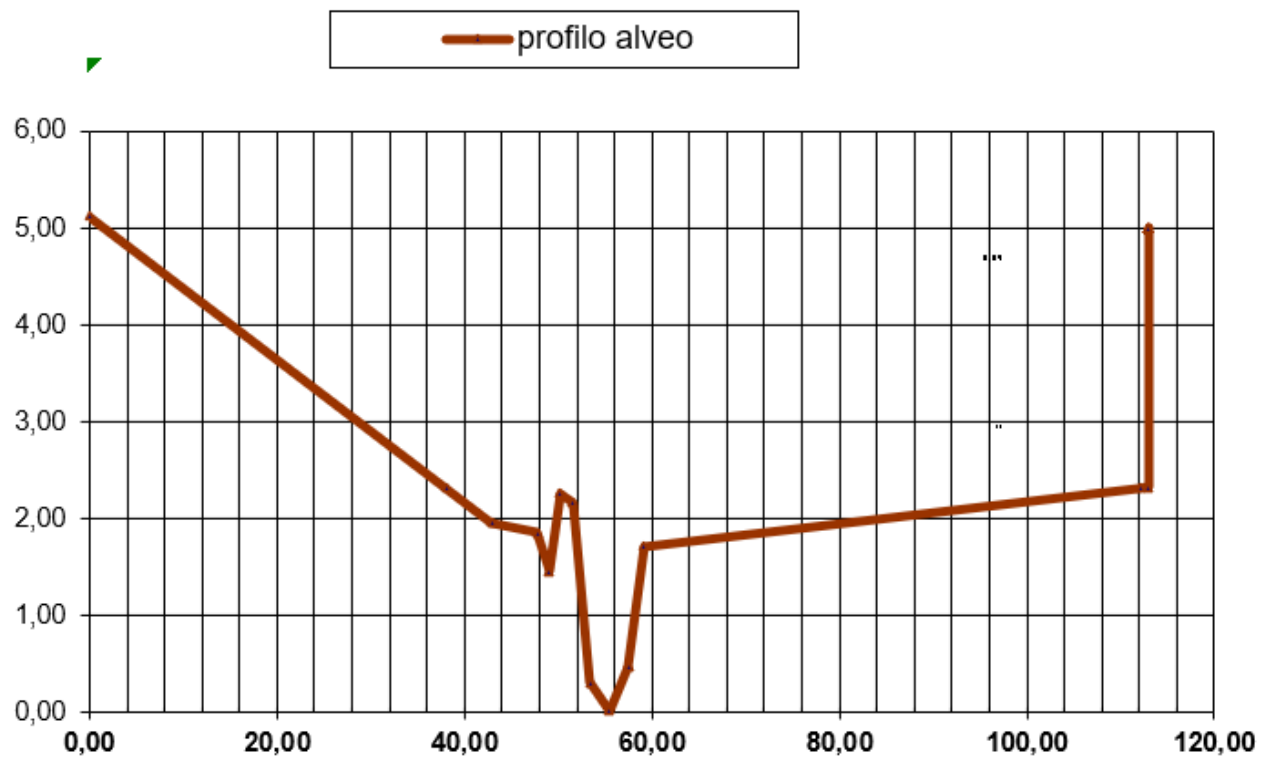


Figura 8: Sezione A stato di progetto con indicazione tirante idrico con $T_r=10$ anni

10.2 Verifica idraulica Sez. B1

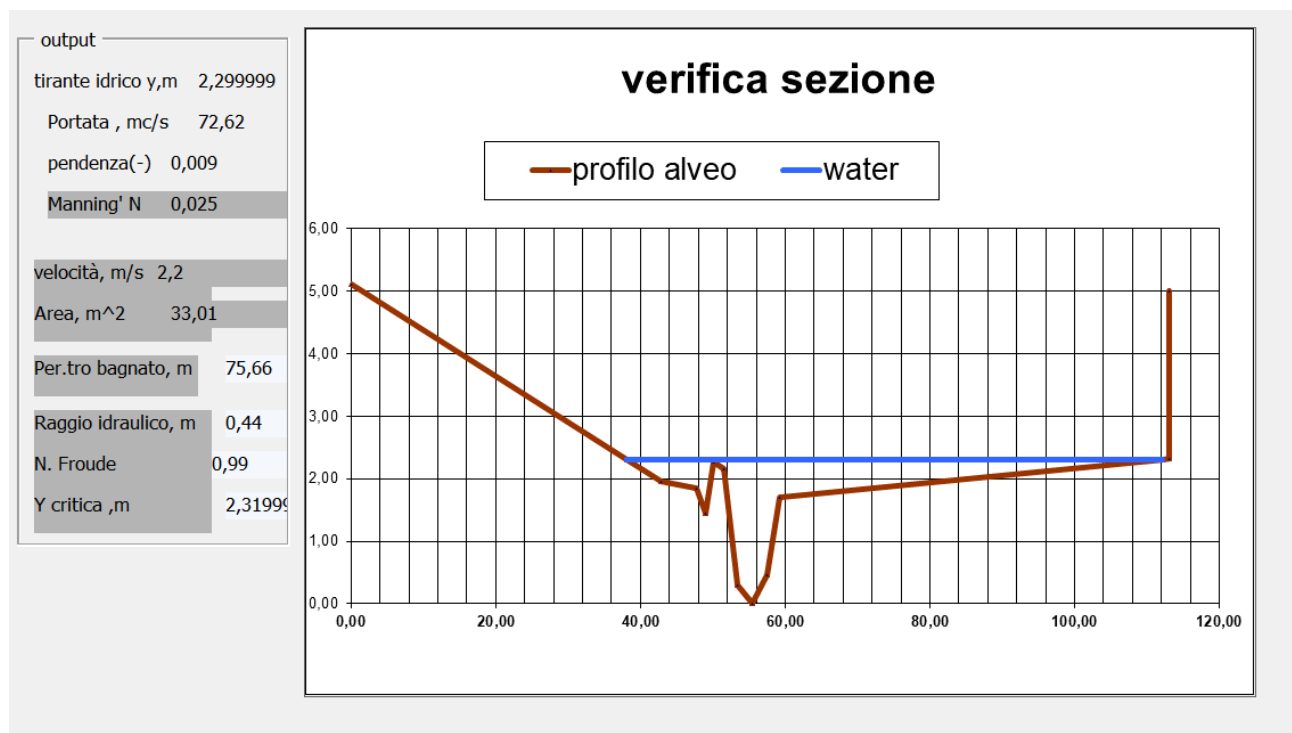
La sintesi dei dati inseriti e dei risultati è riportata di seguito:

n. p.	PROG.	QUOTE	TRAT	Coeff. Manning.
1,00	0,00	5,12		
2,00	42,93	1,95	1°	0,025
3,00	47,73	1,85	2°	0,025
4,00	49,03	1,45	3°	0,025
5,00	50,16	2,26	4°	0,025
6,00	51,53	2,16	5°	0,025
7,00	53,39	0,30	6°	0,025
8,00	55,45	0,01	7°	0,025
9,00	57,51	0,46	8°	0,025
10,00	59,18	1,71	9°	0,025
11,00	113,00	2,32	10°	0,025
12,00	113,00	5,00	11°	0,025



Si è proceduto quindi nell'inserimento dei dati di portata e di pendenza dell'alveo.

Per una portata pari a 72,22 m³/sec, per un tempo di ritorno di 10 anni si è ottenuto:



In tal modo si ottiene un tirante idrico pari a 2,30m.
 Si riportano di seguito la sezione di fatto e di progetto a seguito della verifica idraulica effettuata:

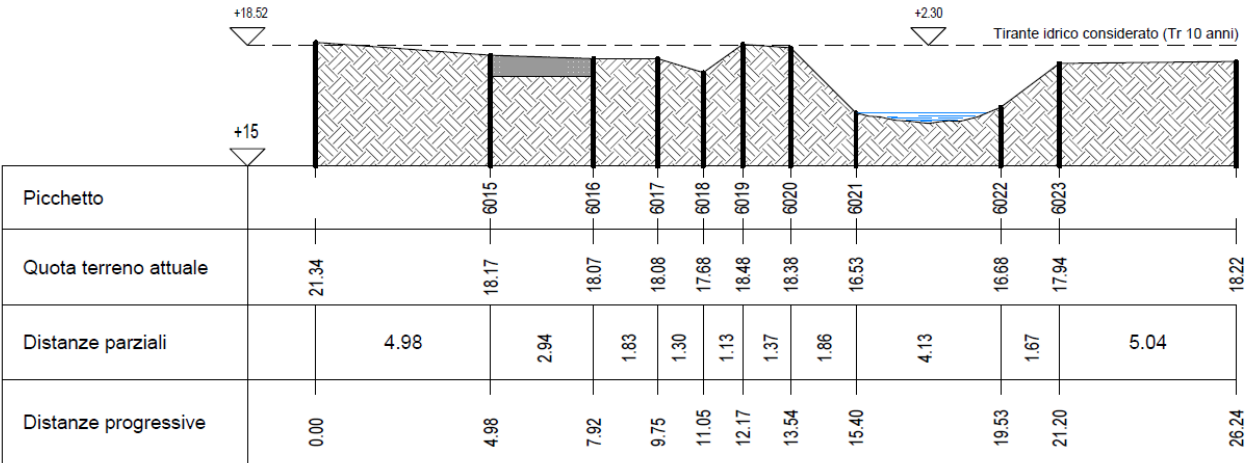


Figura 9: Sezione B1 stato di fatto con indicazione tirante idrico con Tr=10 anni

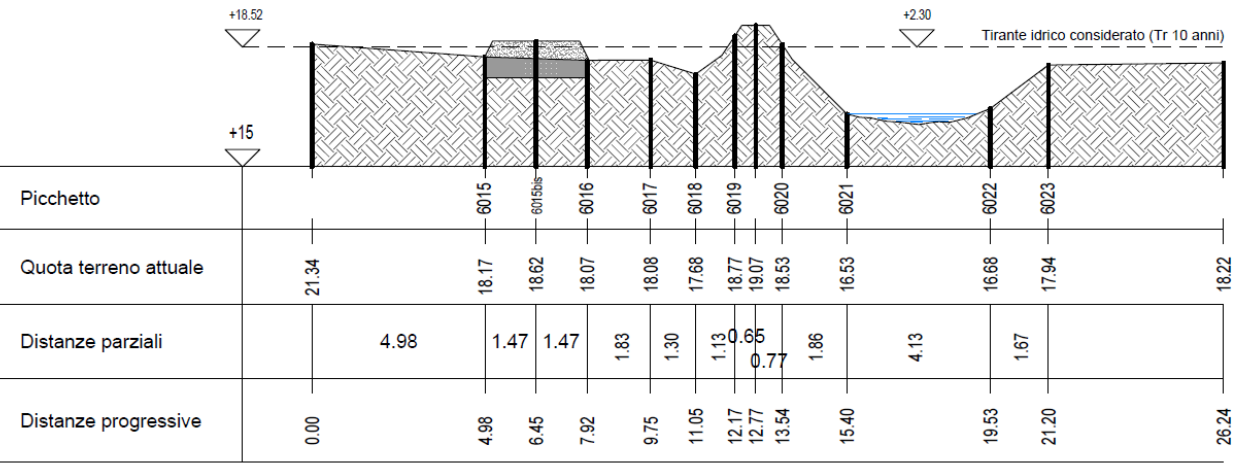
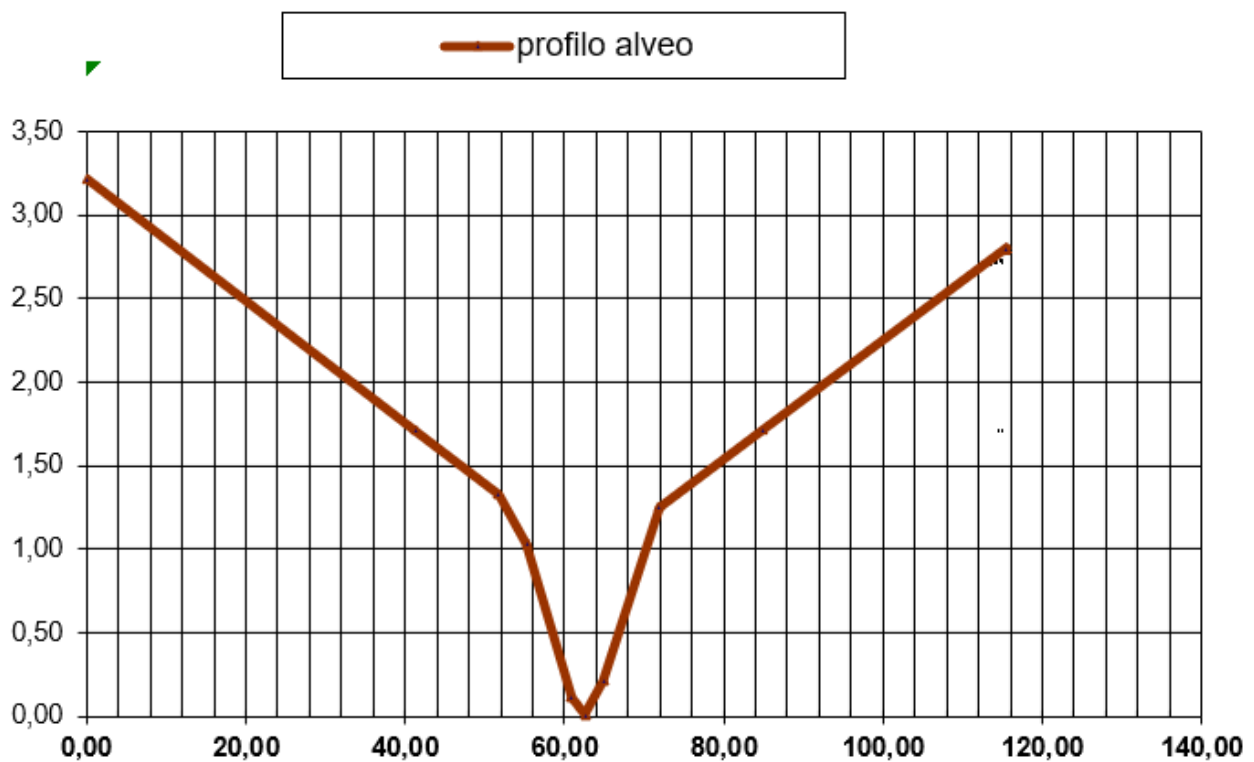


Figura 10: Sezione B1 stato di progetto con indicazione tirante idrico con Tr=10 anni

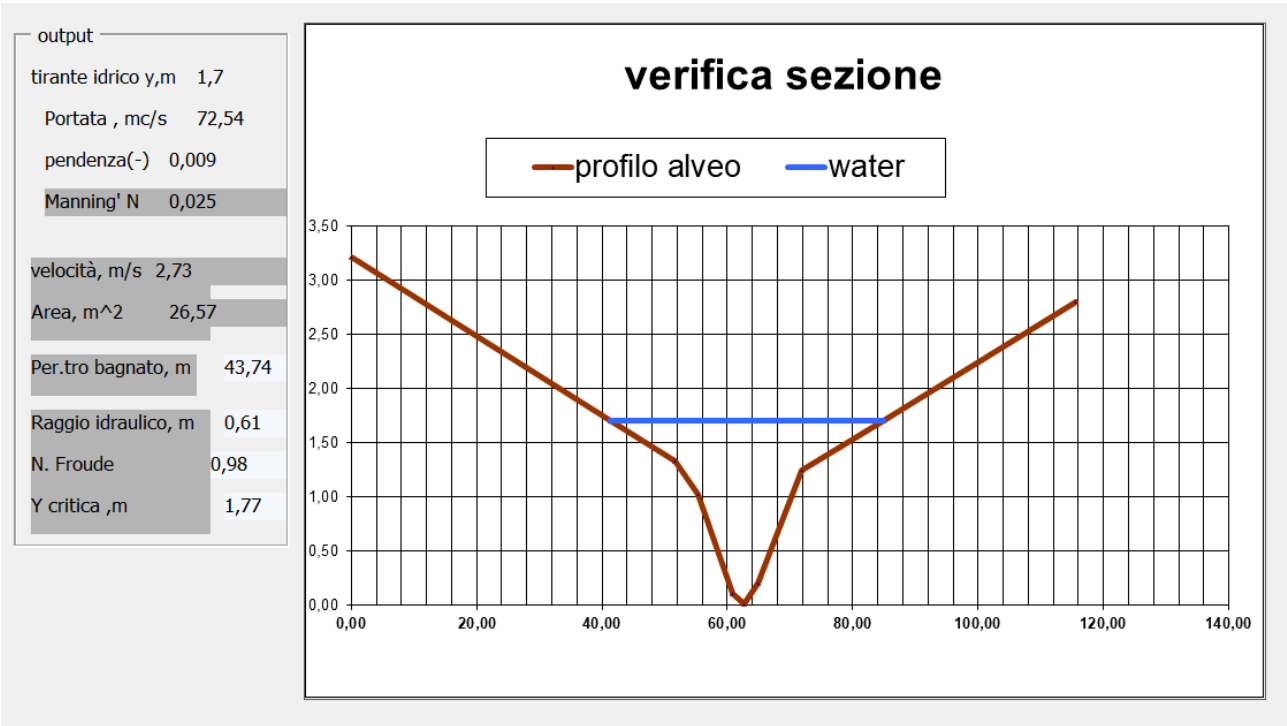
10.3 Verifica idraulica Sez. B2

La sintesi dei dati inseriti e dei risultati è riportata di seguito:

n. p.	PROG.	QUOTE	TRAT	Coeff. Manning.
1,00	0,00	3,22		
2,00	51,68	1,33	1°	0,025
3,00	55,30	1,03	2°	0,025
4,00	60,91	0,11	3°	0,025
5,00	62,58	0,01	4°	0,025
6,00	64,86	0,21	5°	0,025
7,00	71,90	1,25	6°	0,025
8,00	115,48	2,80	7°	0,025



Si è proceduto quindi nell’inserimento dei dati di portata e di pendenza dell’alveo.
Per una portata pari a 72,22 m³/sec, per un tempo di ritorno di 10 anni si è ottenuto:



In tal modo si ottiene un tirante idrico pari a 1,70m.
Si riportano di seguito la sezione di fatto e di progetto a seguito della verifica idraulica effettuata:

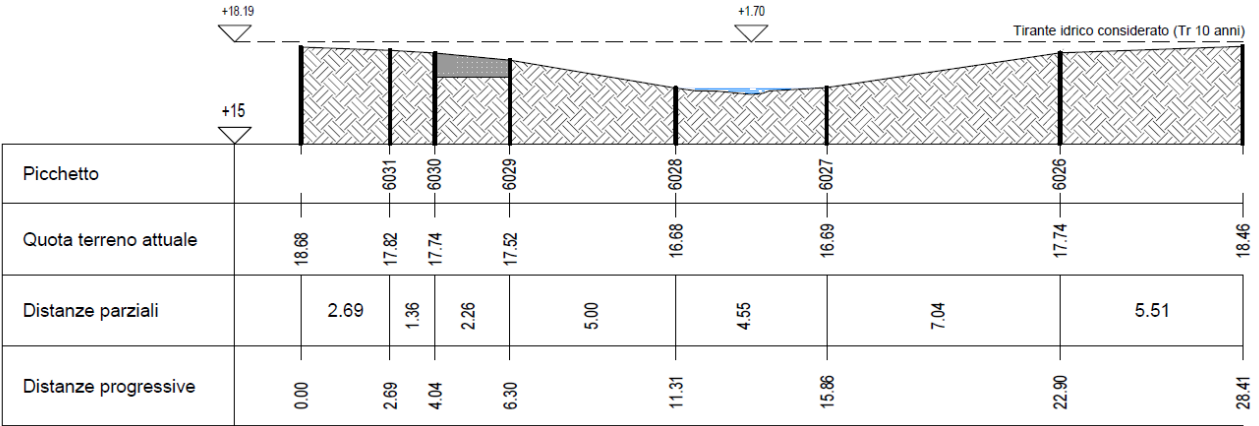


Figura 11: Sezione B2 stato di fatto con indicazione tirante idrico con Tr=10 anni

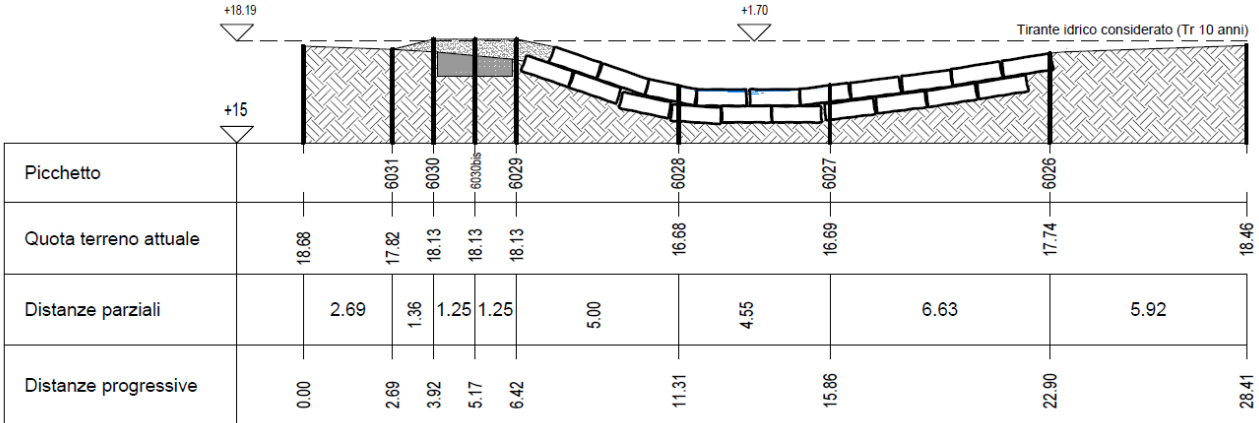
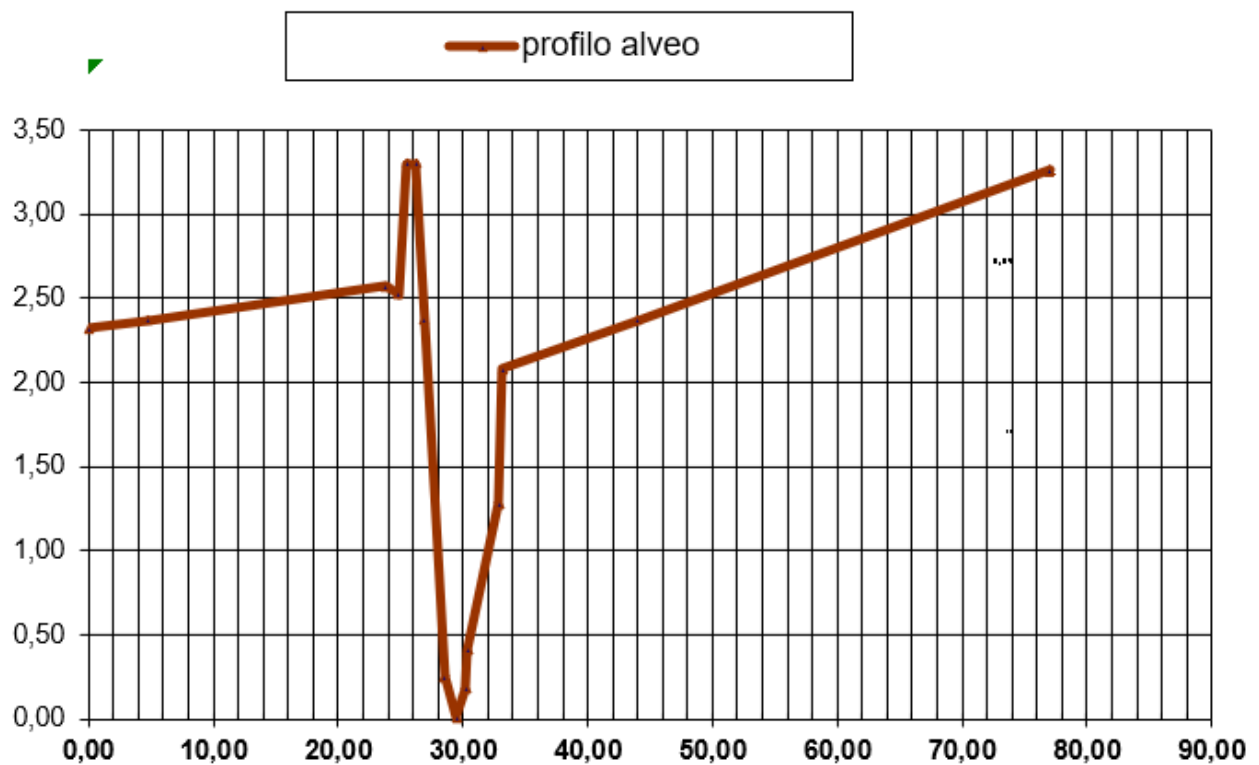


Figura 12: Sezione B2 stato di progetto con indicazione tirante idrico con Tr=10 anni

10.4 Verifica idraulica Sez. B3

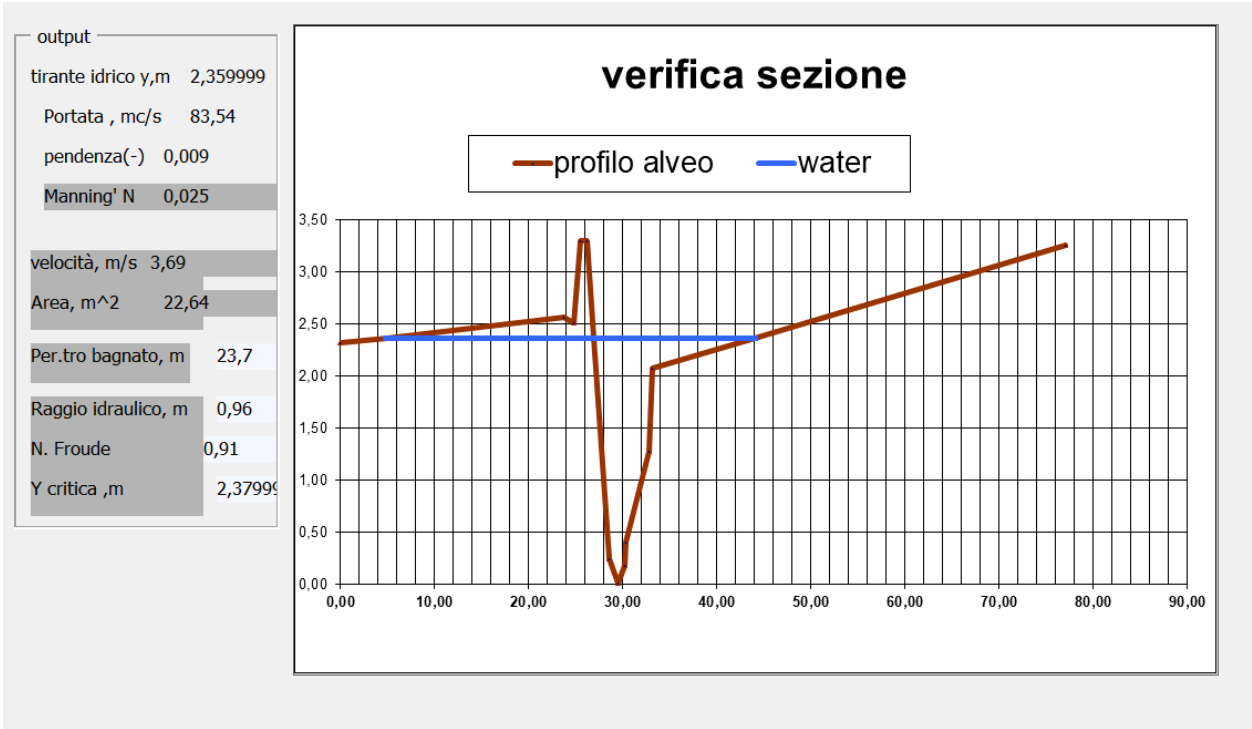
La sintesi dei dati inseriti e dei risultati è riportata di seguito:

n. p.	PROG.	QUOTE	TRAT	Coeff. Manning.
1,00	0,00	2,32		
2,00	23,80	2,57	1°	0,025
3,00	24,83	2,52	2°	0,025
4,00	25,51	3,30	3°	0,025
5,00	26,23	3,30	4°	0,025
6,00	28,56	0,25	5°	0,025
7,00	29,51	0,01	6°	0,025
8,00	30,21	0,18	7°	0,025
9,00	30,36	0,41	8°	0,025
10,00	32,86	1,28	9°	0,025
11,00	33,20	2,08	10°	0,025
12,00	77,04	3,26	11°	0,025



Si è proceduto quindi nell'inserimento dei dati di portata e di pendenza dell'alveo.

Per una portata pari a 72,22 m³/sec, per un tempo di ritorno di 10 anni si è ottenuto:



In tal modo si ottiene un tirante idrico pari a 2,36m.

Si riportano di seguito la sezione di fatto e di progetto a seguito della verifica idraulica effettuata:

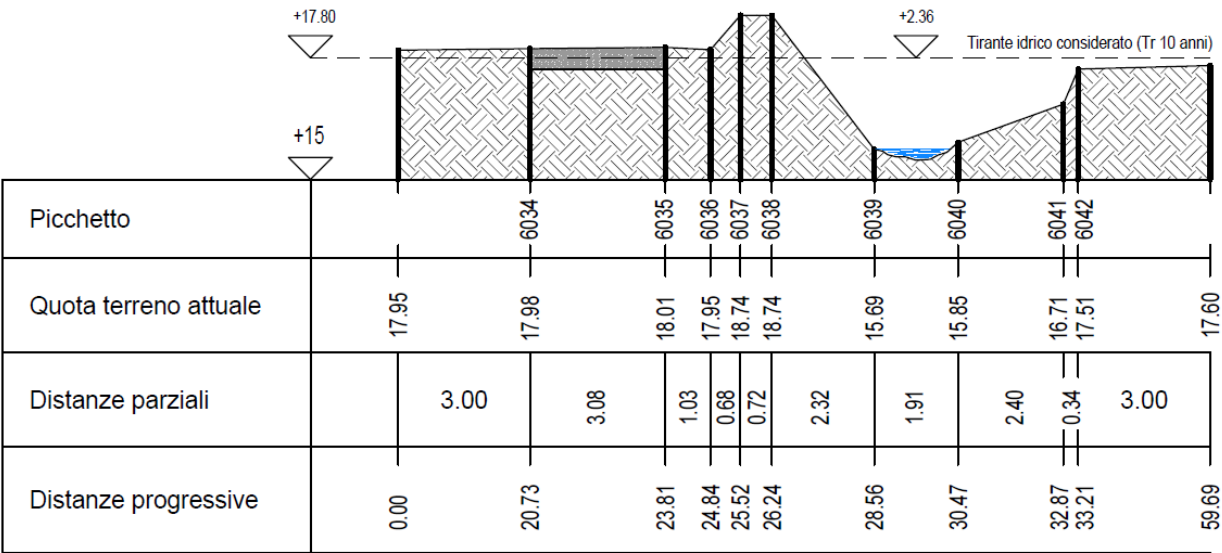


Figura 13: Sezione B3 stato di fatto con indicazione tirante idrico con Tr=10 anni

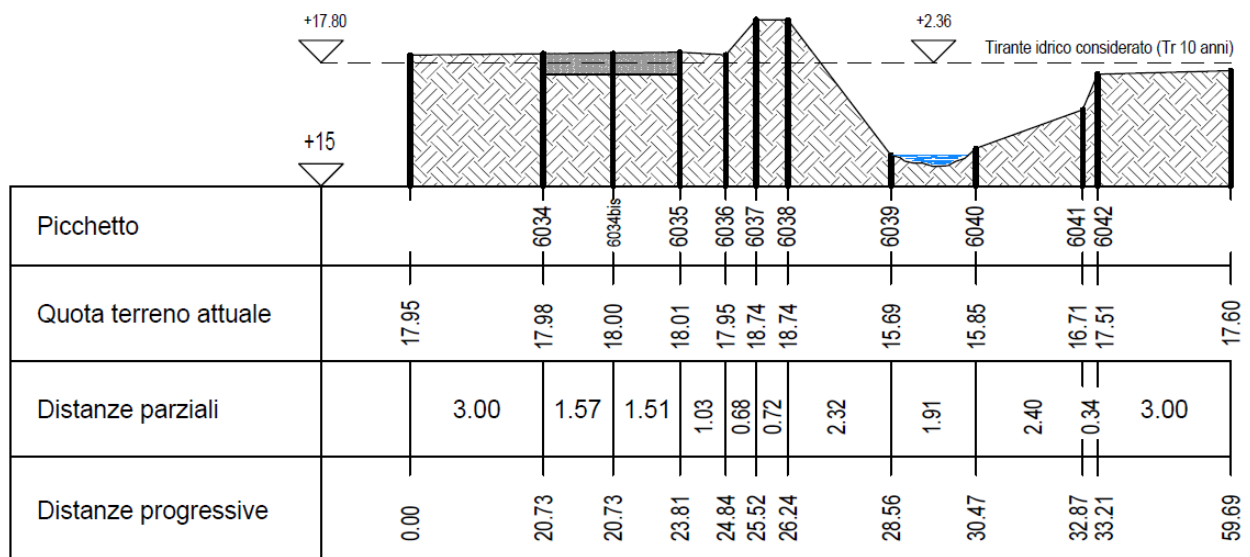
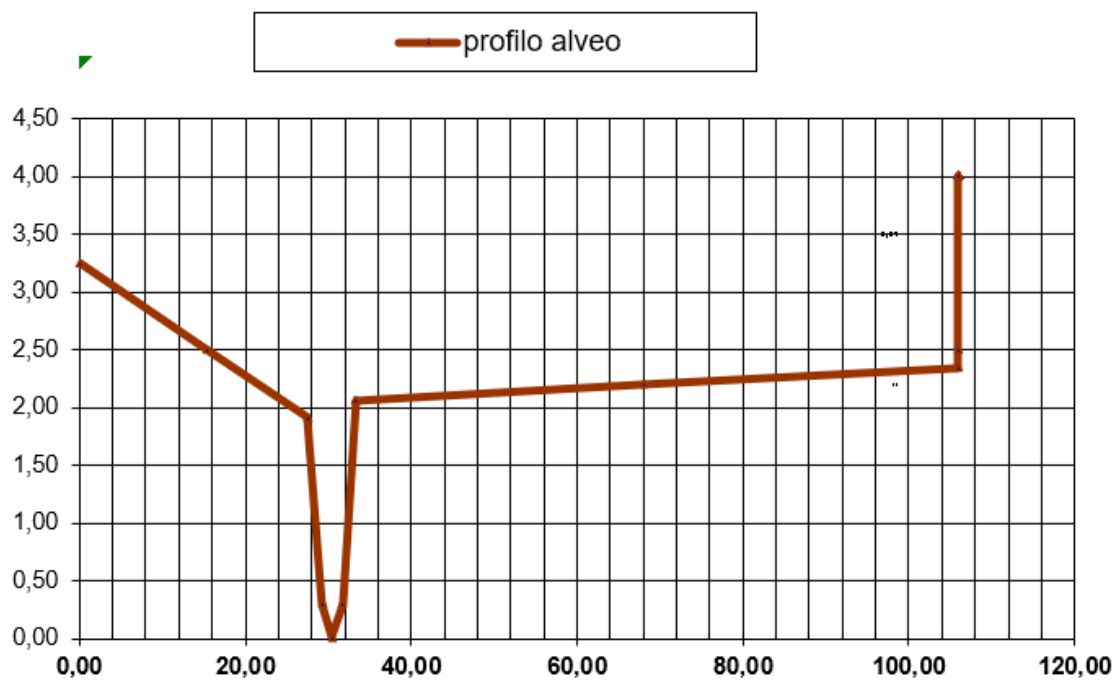


Figura 14: Sezione B3 stato di progetto con indicazione tirante idrico con $Tr=10$ anni

10.5 Verifica idraulica Sez. C1

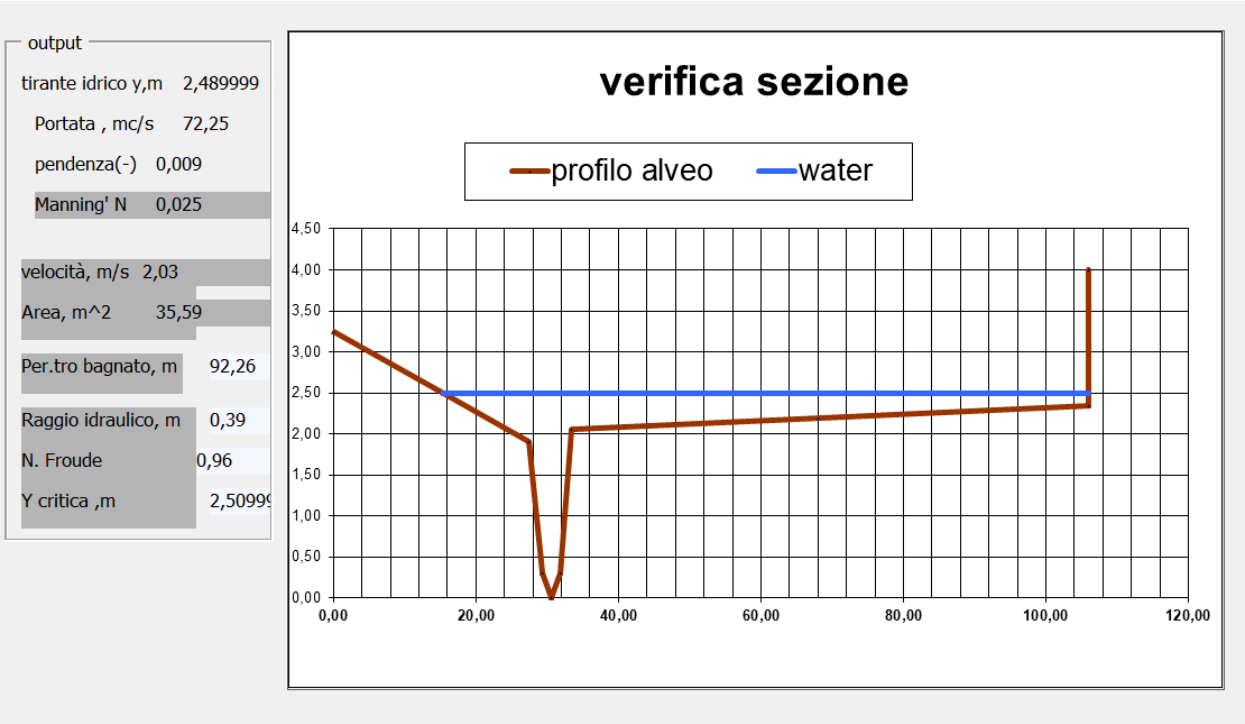
La sintesi dei dati inseriti e dei risultati è riportata di seguito:

n. p.	PROG.	QUOTE	TRAT	Coeff. Manning.
1,00	0,00	3,25		
2,00	27,50	1,91	1°	0,025
3,00	29,25	0,30	2°	0,025
4,00	30,51	0,01	3°	0,025
5,00	31,78	0,30	4°	0,025
6,00	33,36	2,06	5°	0,025
7,00	68,00	2,20	6°	0,025
8,00	106,00	2,34	7°	0,025
9,00	106,00	4,00	8°	0,025



Si è proceduto quindi nell’inserimento dei dati di portata e di pendenza dell’alveo.

Per una portata pari a 72,22 m³/sec, per un tempo di ritorno di 10 anni si è ottenuto:



In tal modo si ottiene un tirante idrico pari a 2,49m.

Si riportano di seguito la sezione di fatto e di progetto a seguito della verifica idraulica effettuata:

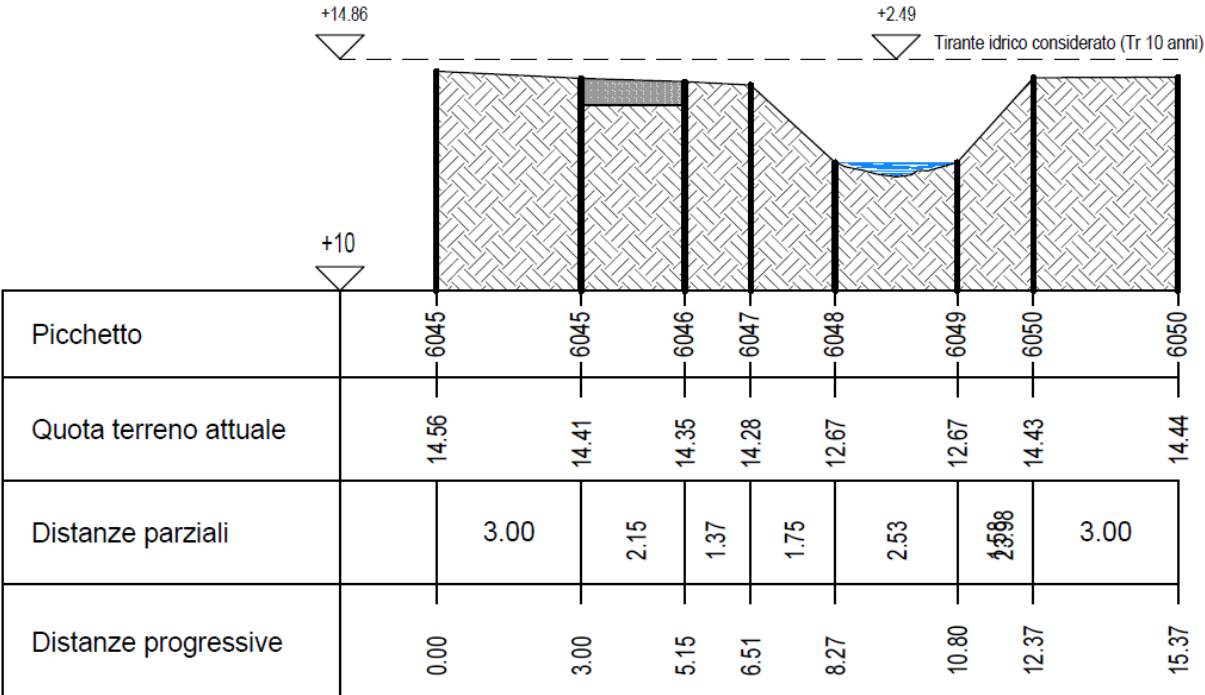


Figura 15: Sezione C1 stato di fatto con indicazione tirante idrico con Tr=10 anni

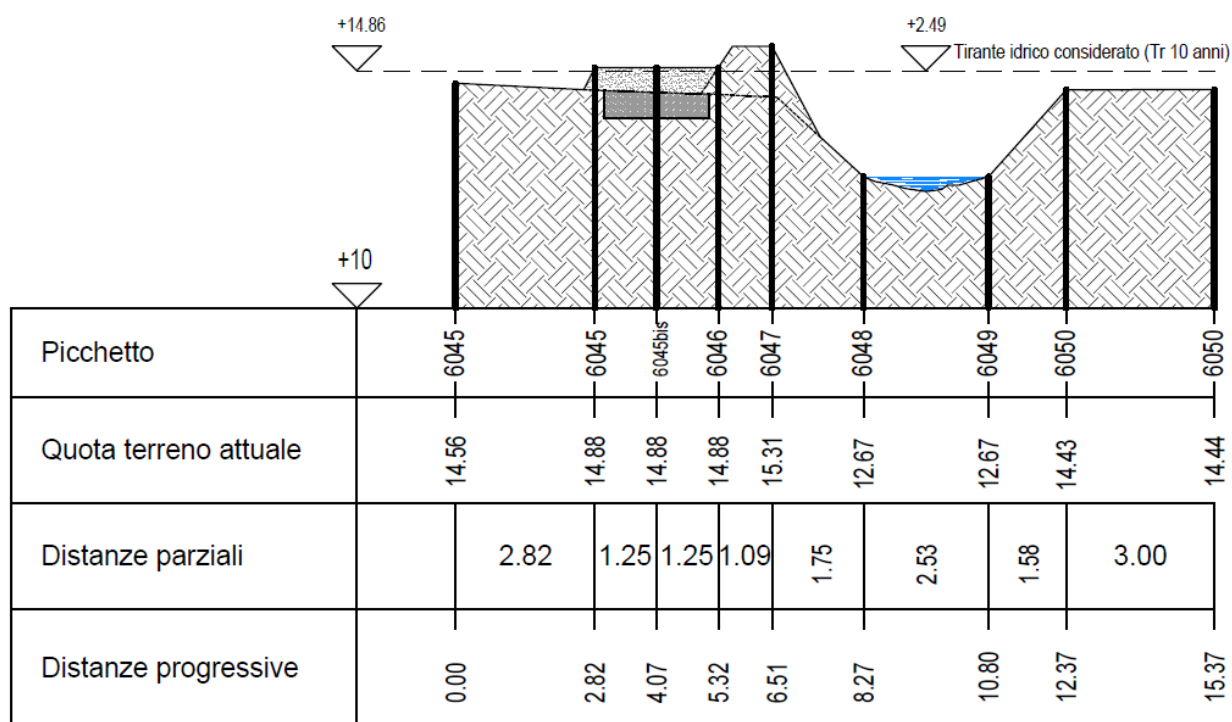
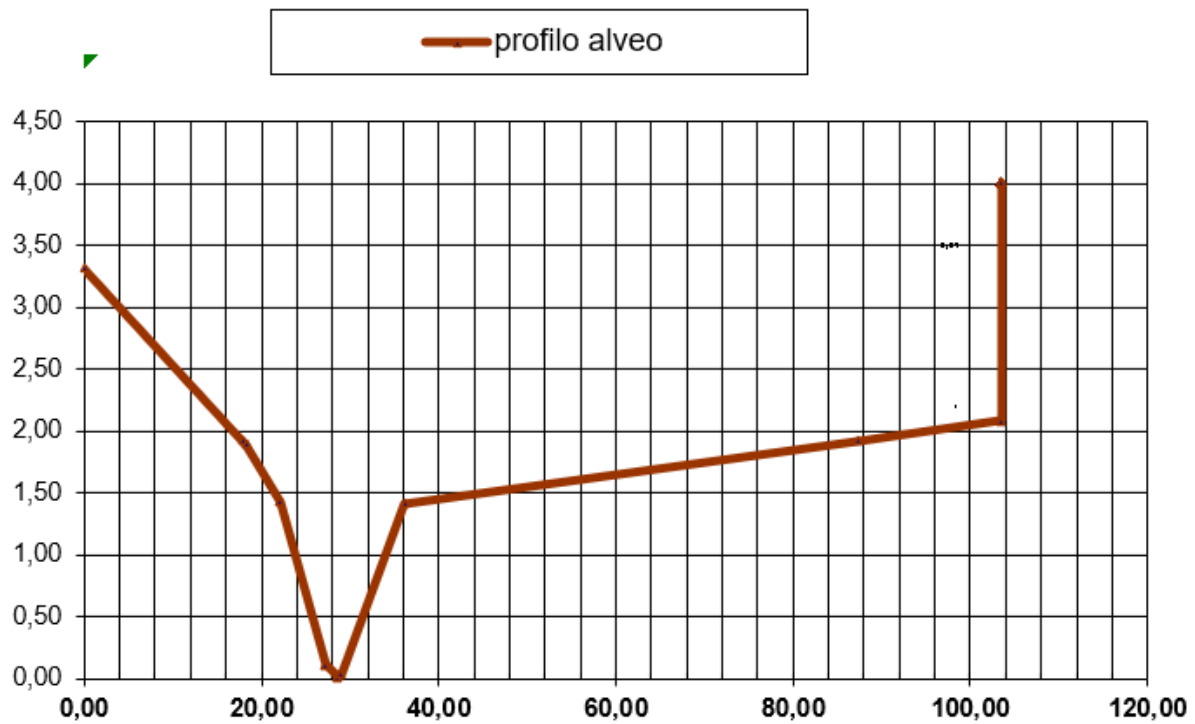


Figura 16: Sezione C1 stato di progetto con indicazione tirante idrico con $Tr=10$ anni

10.6 Verifica idraulica Sez. C2

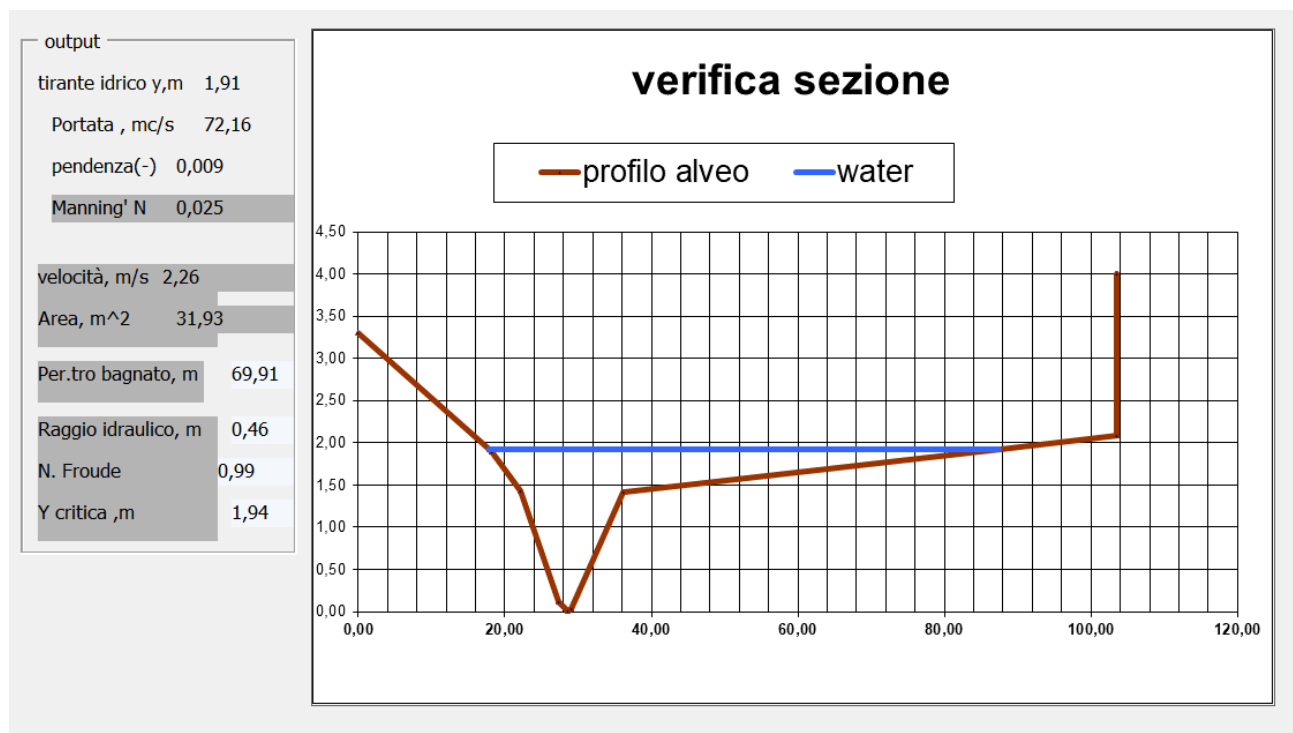
La sintesi dei dati inseriti e dei risultati è riportata di seguito:

n. p.	PROG.	QUOTE	TRAT	Coeff. Manning.
1,00	0,00	3,31		
2,00	18,24	1,89	1°	0,025
3,00	22,07	1,43	2°	0,025
4,00	27,25	0,11	3°	0,025
5,00	28,58	0,01	4°	0,025
6,00	28,99	0,03	5°	0,025
7,00	36,20	1,41	6°	0,025
8,00	103,50	2,08	7°	0,025
9,00	103,50	4,00	8°	0,025



Si è proceduto quindi nell'inserimento dei dati di portata e di pendenza dell'alveo.

Per una portata pari a $72,22 \text{ m}^3/\text{sec}$, per un tempo di ritorno di 10 anni si è ottenuto:



In tal modo si ottiene un tirante idrico pari a 1,91m.

Si riportano di seguito la sezione di fatto e di progetto a seguito della verifica idraulica effettuata:

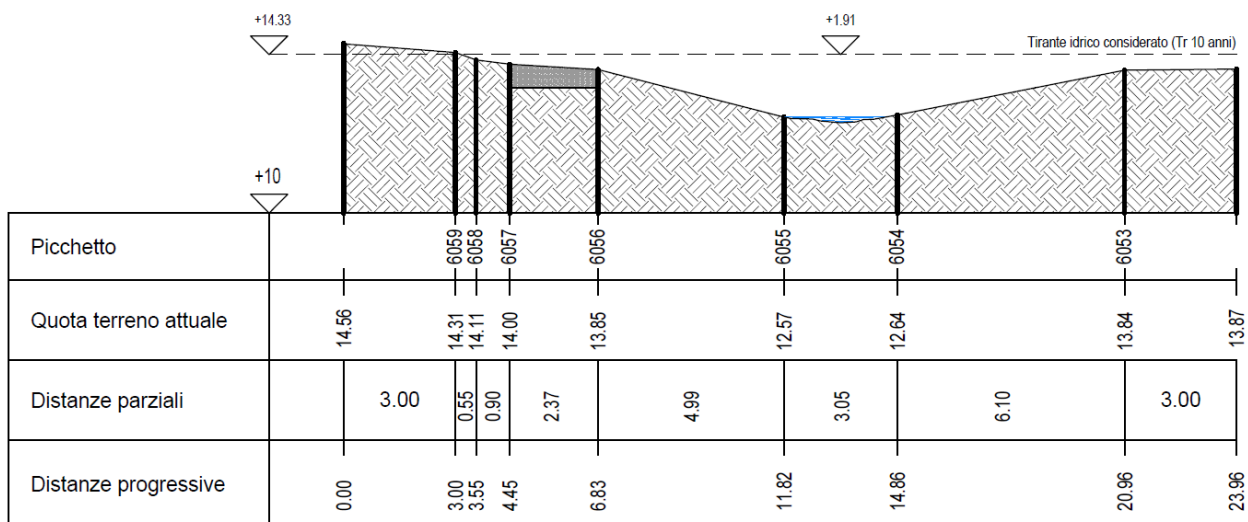


Figura 17: Sezione C2 stato di fatto con indicazione tirante idrico con $Tr=10$ anni

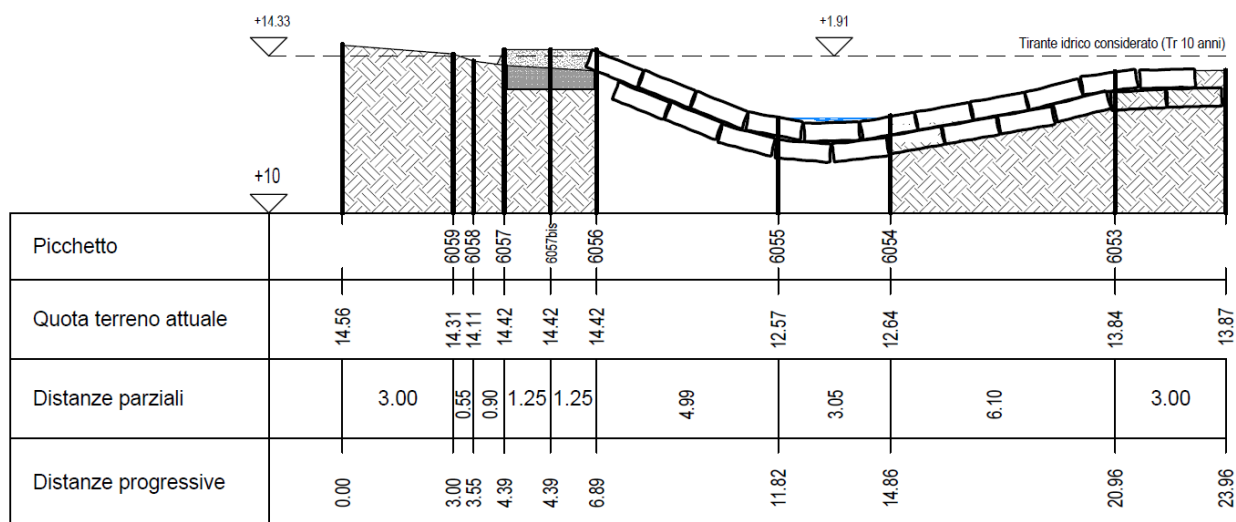
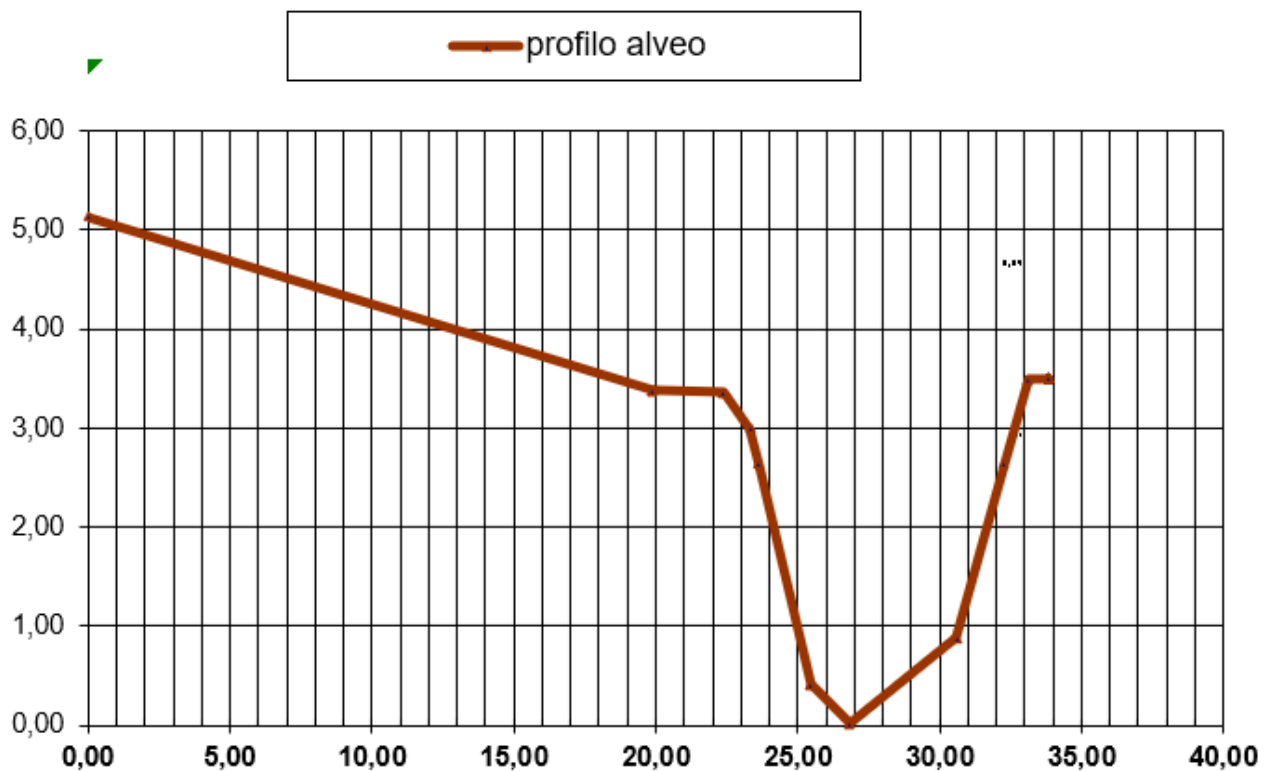


Figura 18: Sezione C2 stato di progetto con indicazione tirante idrico con $Tr=10$ anni

10.7 Verifica idraulica Sez. C3

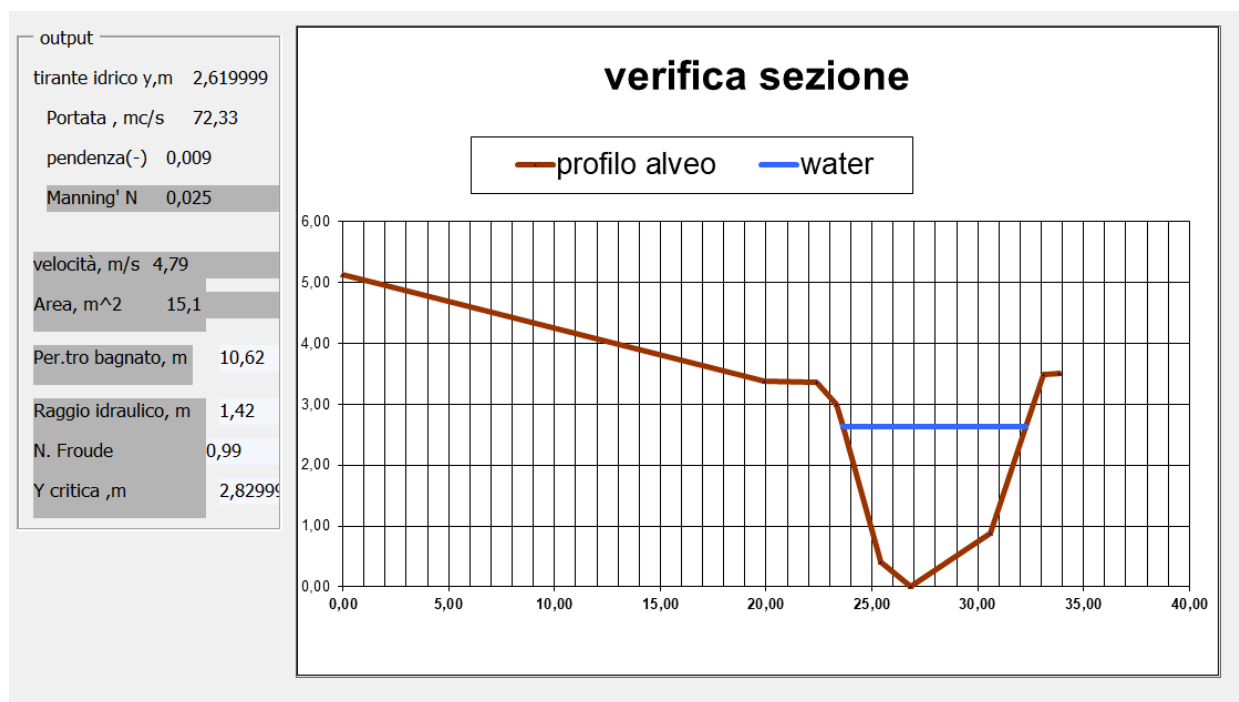
La sintesi dei dati inseriti e dei risultati è riportata di seguito:

n. p.	PROG.	QUOTE	TRAT	Coeff. Manning.
1,00	0,00	5,13		
2,00	19,90	3,38	1°	0,025
3,00	22,36	3,36	2°	0,025
4,00	23,33	2,99	3°	0,025
5,00	25,44	0,41	4°	0,025
6,00	26,84	0,01	5°	0,025
7,00	30,60	0,88	6°	0,025
8,00	33,12	3,49	7°	0,025
9,00	33,83	3,50	8°	0,025



Si è proceduto quindi nell'inserimento dei dati di portata e di pendenza dell'alveo.

Per una portata pari a 72,22 m³/sec, per un tempo di ritorno di 10 anni si è ottenuto:



In tal modo si ottiene un tirante idrico pari a 2,62m.

Si riportano di seguito la sezione di fatto e di progetto a seguito della verifica idraulica effettuata:

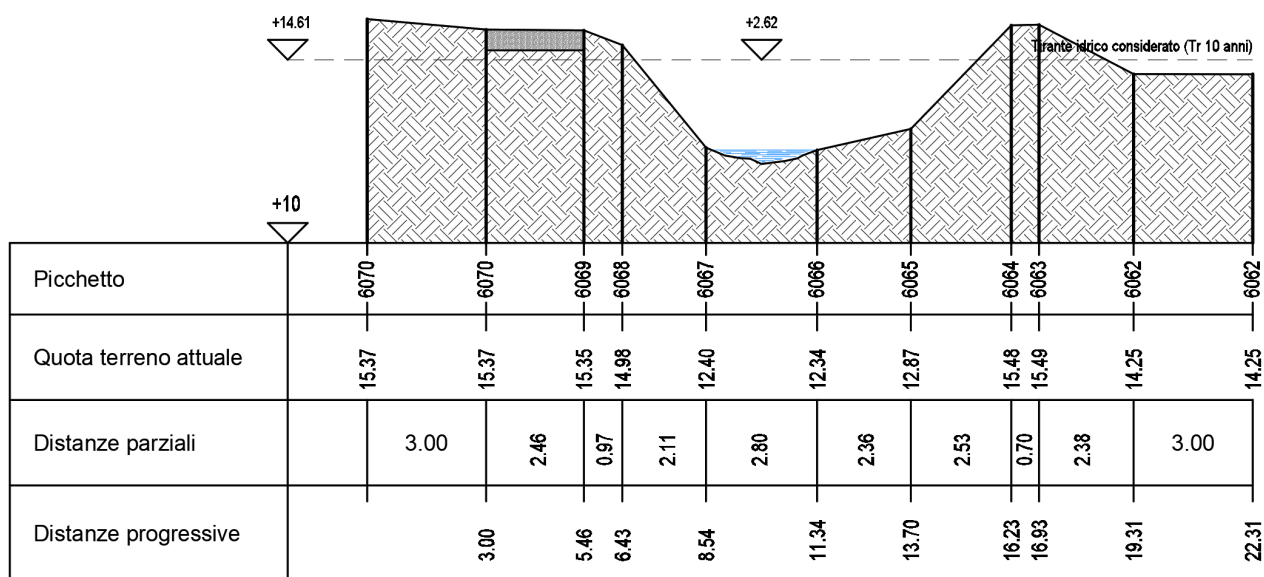


Figura 19: Sezione C3 stato di fatto con indicazione tirante idrico con Tr=10 anni

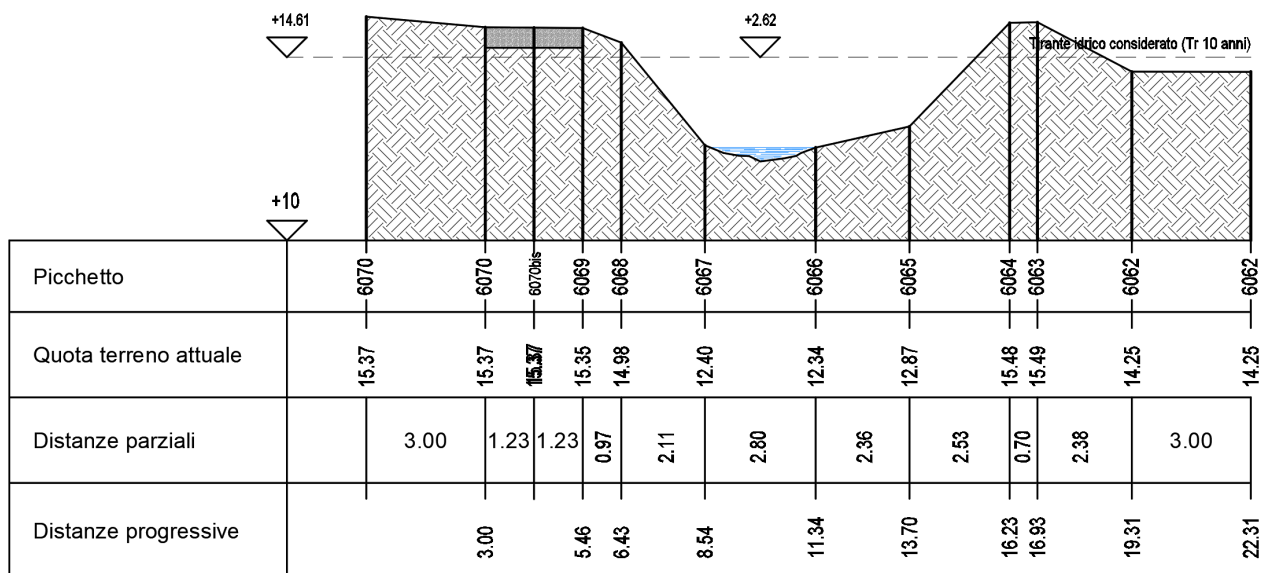
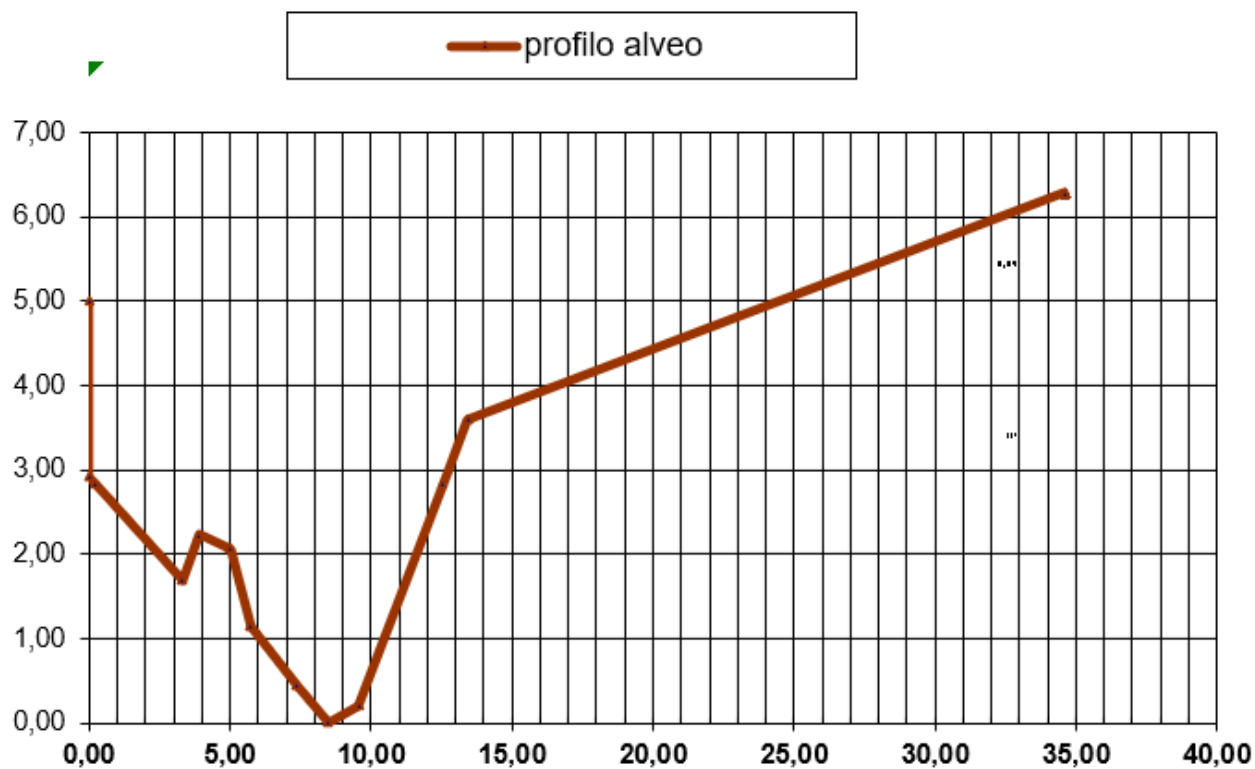


Figura 20: Sezione C3 stato di progetto con indicazione tirante idrico con Tr=10 anni

10.8 Verifica idraulica Sez. D1

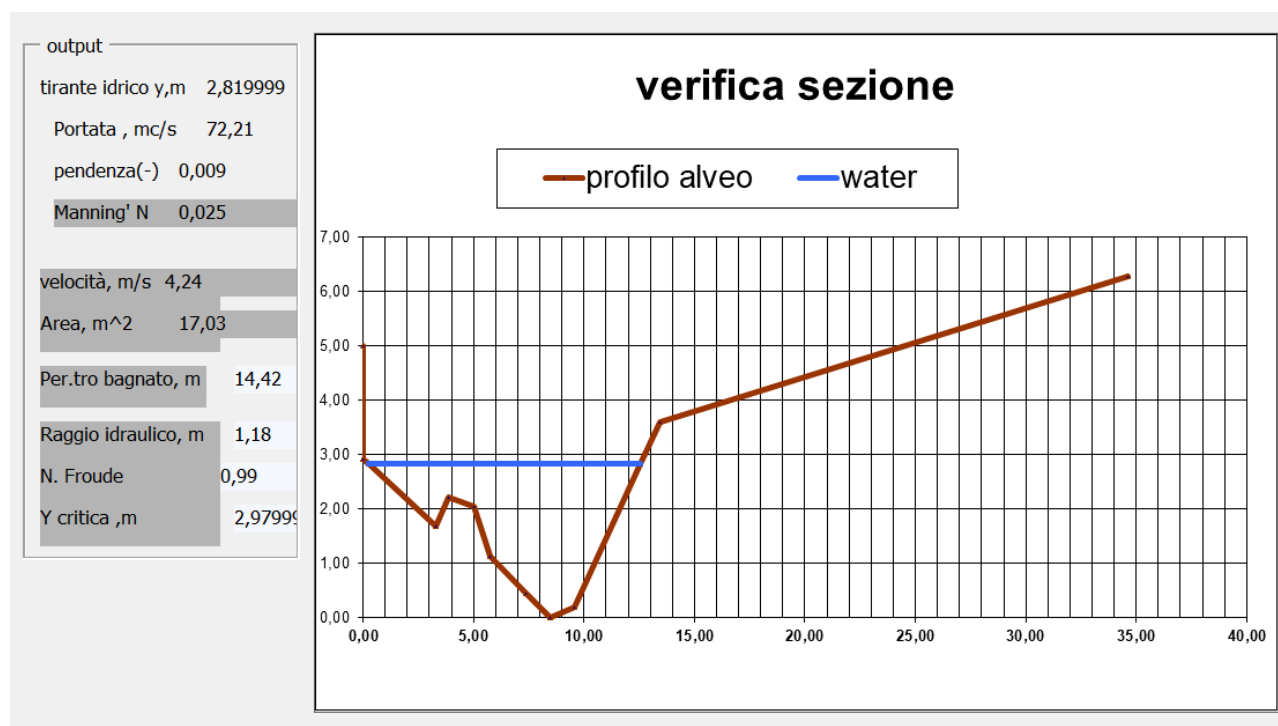
La sintesi dei dati inseriti e dei risultati è riportata di seguito:

n. p.	PROG.	QUOTE	TRAT	Coeff. Manning.
1,00	0,00	5,00		
2,00	0,00	2,92	1°	0,025
3,00	3,30	1,69	2°	0,025
4,00	3,89	2,23	3°	0,025
5,00	5,00	2,06	4°	0,025
6,00	5,74	1,14	5°	0,025
7,00	7,38	0,45	6°	0,025
8,00	8,48	0,01	7°	0,025
9,00	9,58	0,20	8°	0,025
10,00	13,42	3,60	9°	0,025
11,00	34,60	6,28	10°	0,025



Si è proceduto quindi nell'inserimento dei dati di portata e di pendenza dell'alveo.

Per una portata pari a 72,22 m³/sec, per un tempo di ritorno di 10 anni si è ottenuto:



In tal modo si ottiene un tirante idrico pari a 2,82m.

Si riportano di seguito la sezione di fatto e di progetto a seguito della verifica idraulica effettuata:

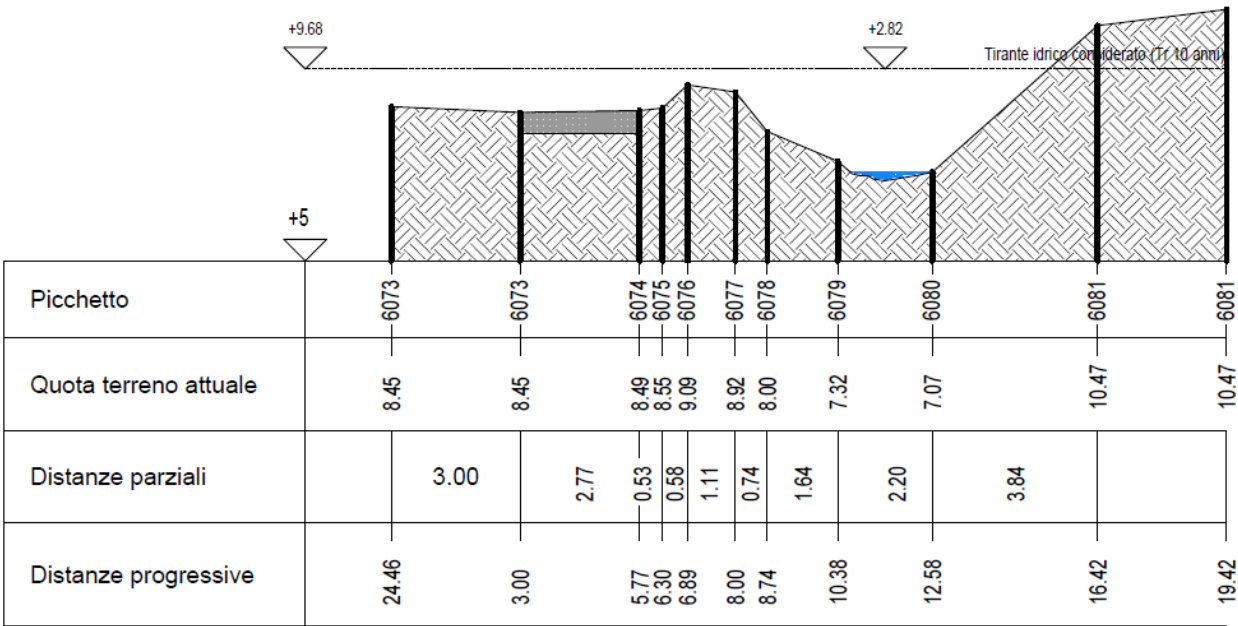


Figura 21: Sezione D1 stato di fatto con indicazione tirante idrico con Tr=10 anni

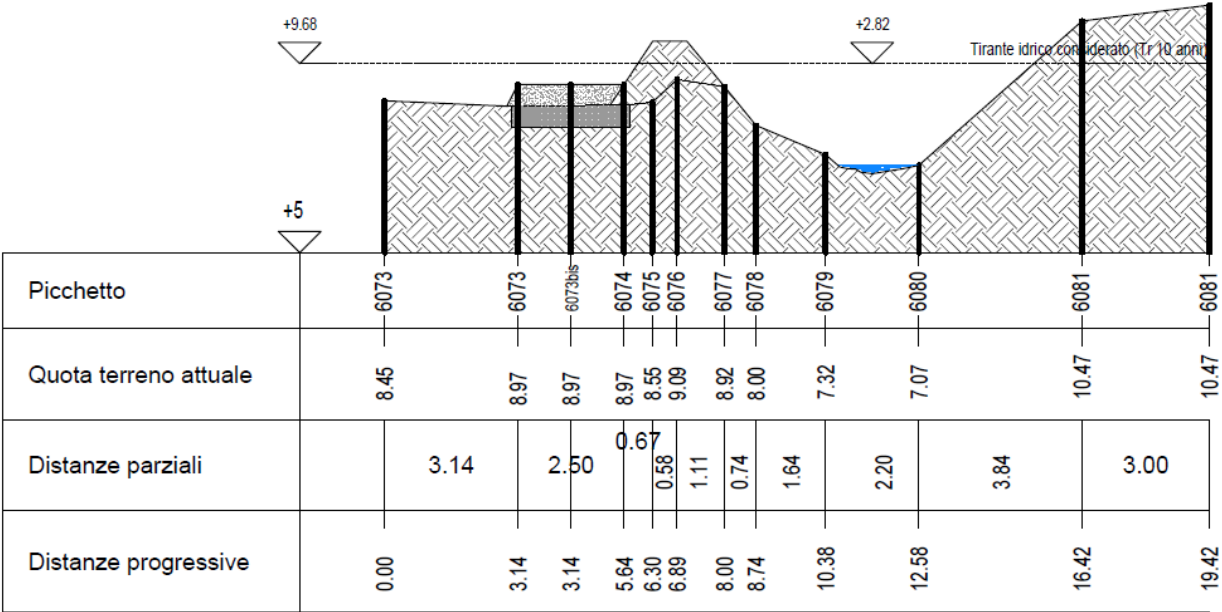
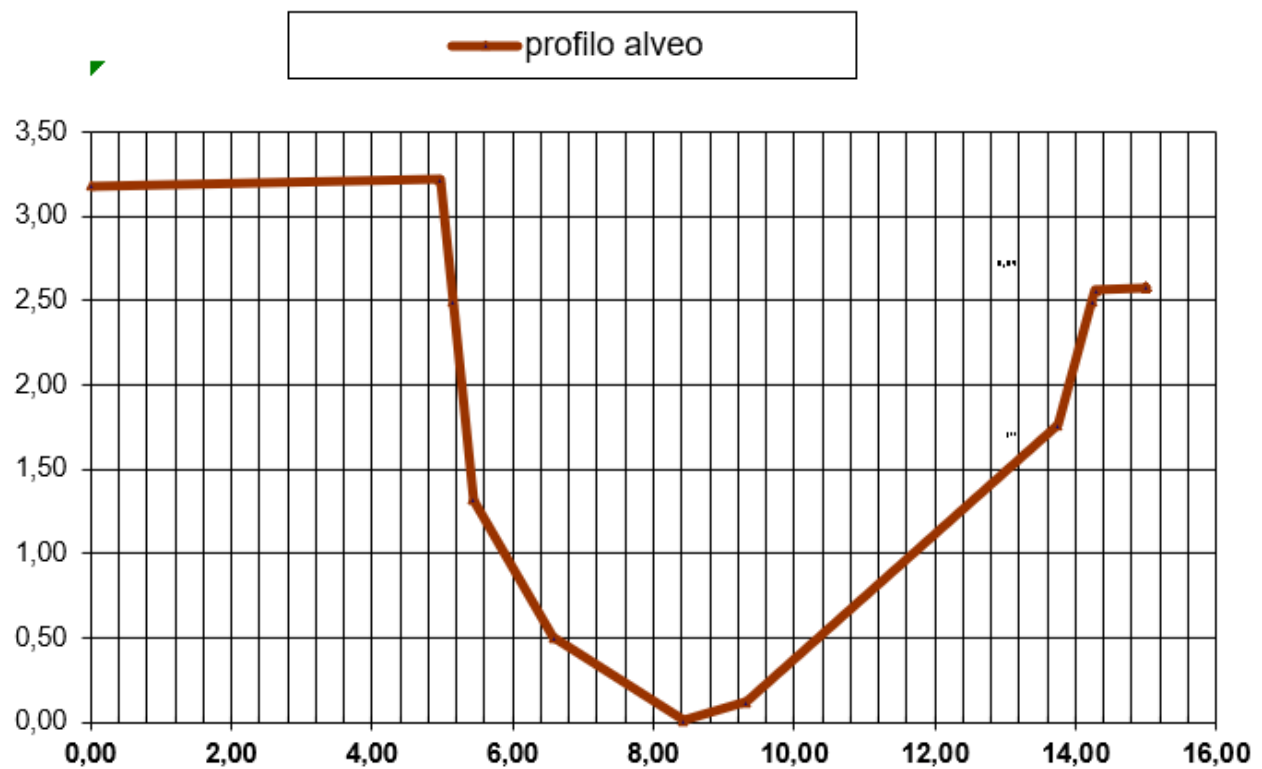


Figura 22: Sezione D1 stato di progetto con indicazione tirante idrico con Tr=10 anni

10.9 Verifica idraulica Sez. D2

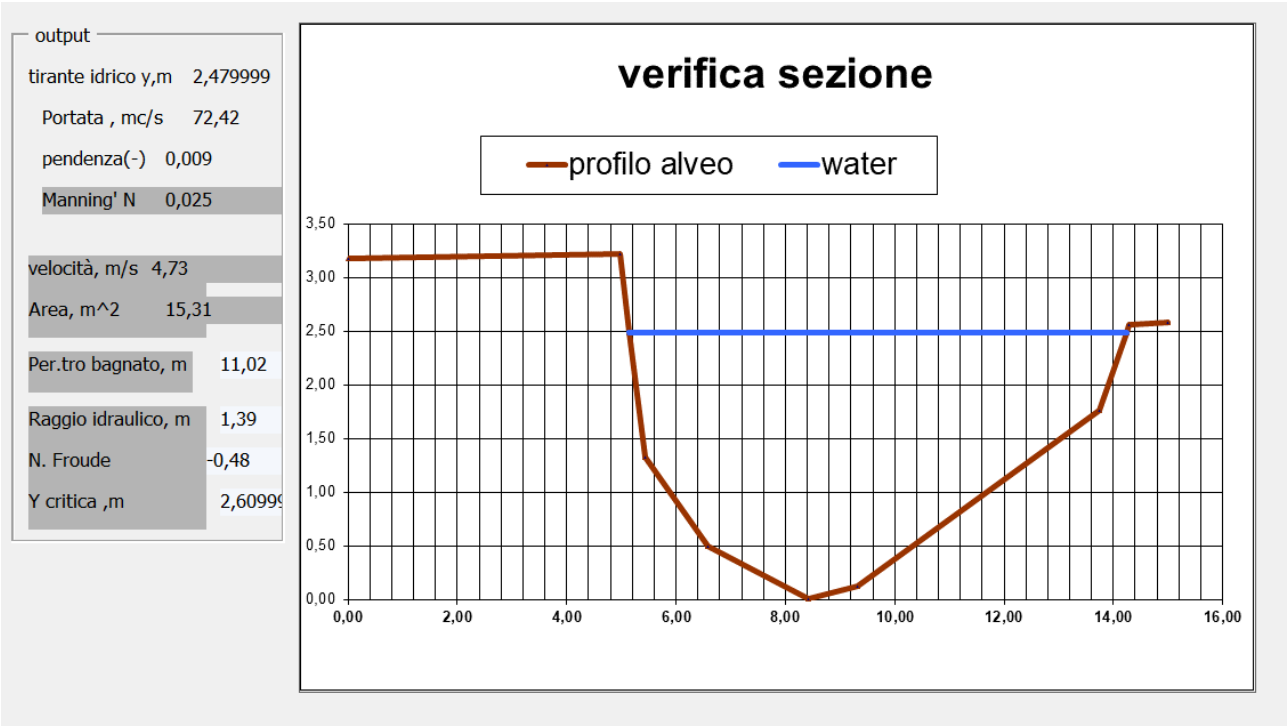
La sintesi dei dati inseriti e dei risultati è riportata di seguito:

n. p.	PROG.	QUOTE	TRAT	Coeff. Manning.
1,00	0,00	3,18		
2,00	4,97	3,22	1°	0,025
3,00	5,44	1,32	2°	0,025
4,00	6,58	0,50	3°	0,025
5,00	8,43	0,01	4°	0,025
6,00	9,32	0,12	5°	0,025
7,00	13,75	1,76	6°	0,025
8,00	14,28	2,56	7°	0,025
9,00	15,00	2,58	8°	0,025



Si è proceduto quindi nell'inserimento dei dati di portata e di pendenza dell'alveo.

Per una portata pari a 72,22 m³/sec, per un tempo di ritorno di 10 anni si è ottenuto:



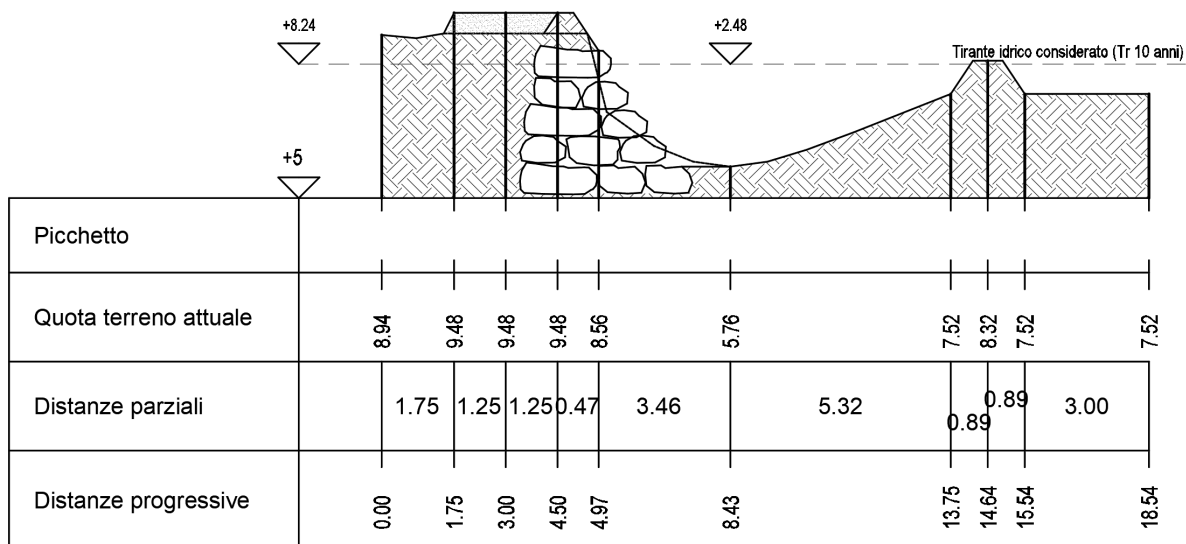
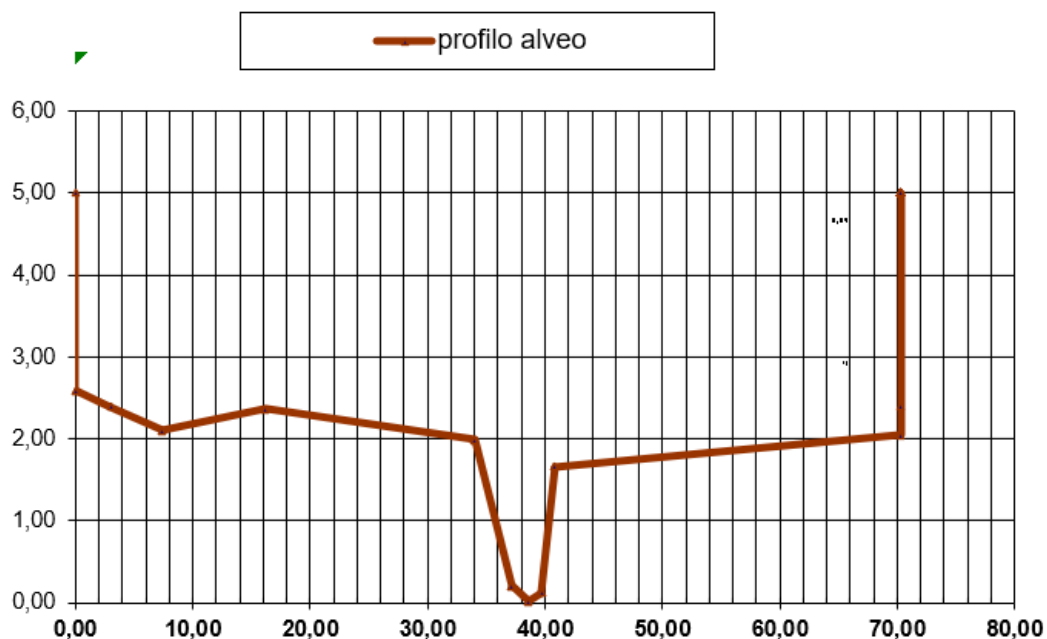


Figura 24: Sezione D2 stato di progetto con indicazione tirante idrico con Tr=10 anni

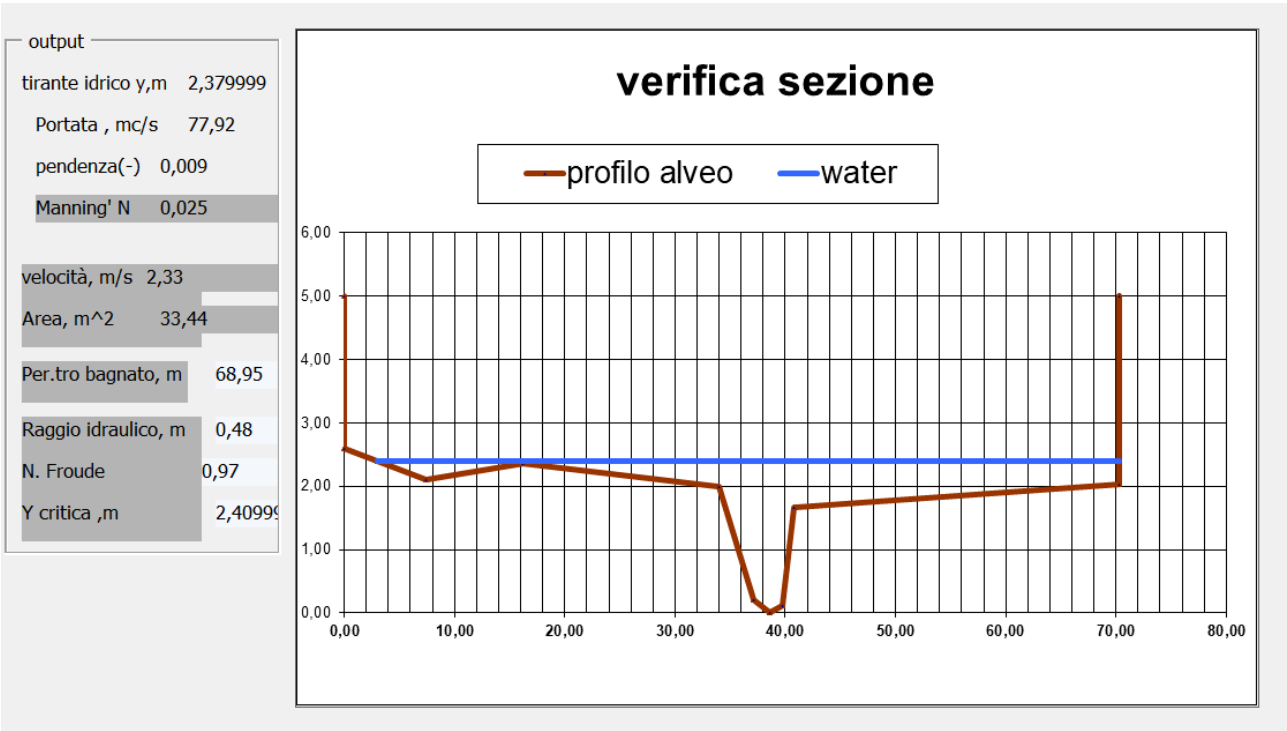
10.10 Verifica idraulica Sez. E

La sintesi dei dati inseriti e dei risultati è riportata di seguito:

n. p.	PROG.	QUOTE	TRAT	Coeff. Manning.
1,00	0,00	5,00		
2,00	0,00	2,59	1°	0,025
3,00	7,41	2,10	2°	0,025
4,00	16,21	2,36	3°	0,025
5,00	33,99	1,99	4°	0,025
6,00	37,16	0,20	5°	0,025
7,00	38,62	0,01	6°	0,025
8,00	39,72	0,12	7°	0,025
9,00	40,81	1,66	8°	0,025
10,00	70,32	2,04	9°	0,025
11,00	70,32	5,00	10°	0,025



Si è proceduto quindi nell'inserimento dei dati di portata e di pendenza dell'alveo.
 Per una portata pari a 72,22 m³/sec, per un tempo di ritorno di 10 anni si è ottenuto:



In tal modo si ottiene un tirante idrico pari a 2,38m.
 Si riportano di seguito la sezione di fatto e di progetto a seguito della verifica idraulica effettuata:

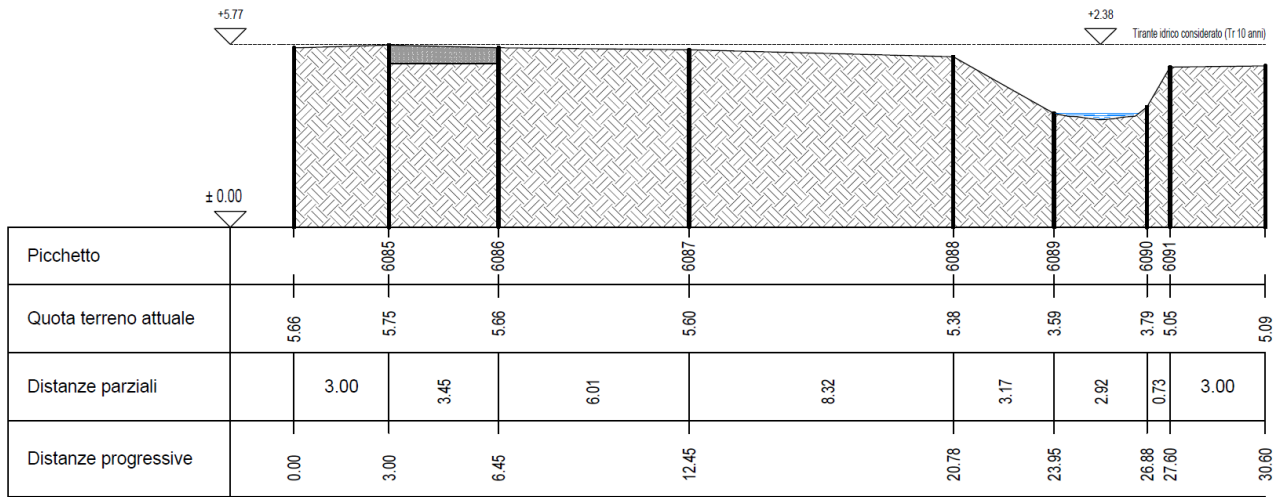


Figura 25: Sezione E stato di fatto con indicazione tirante idrico con Tr=10 anni

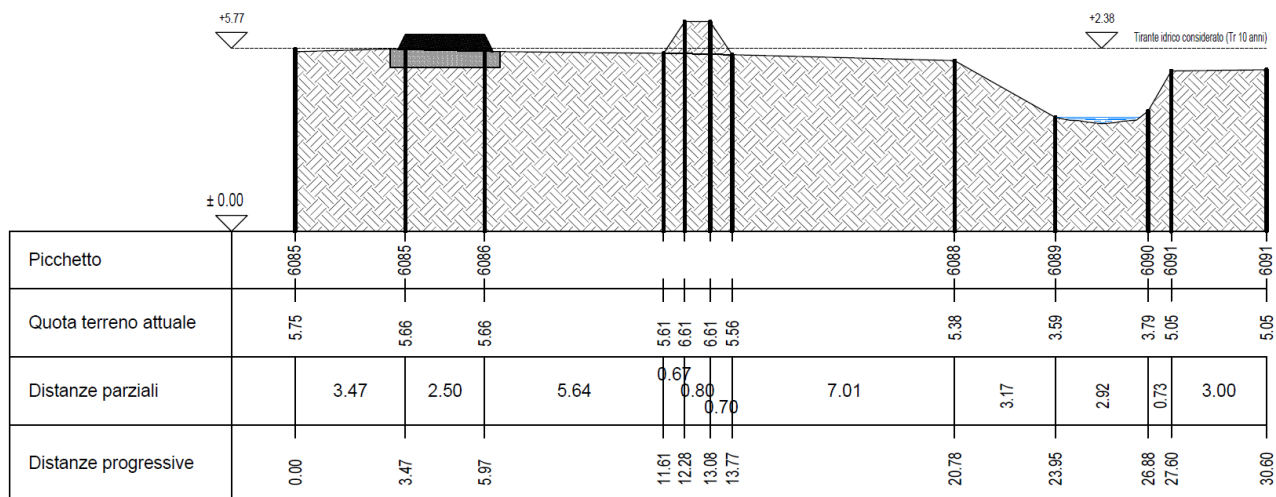
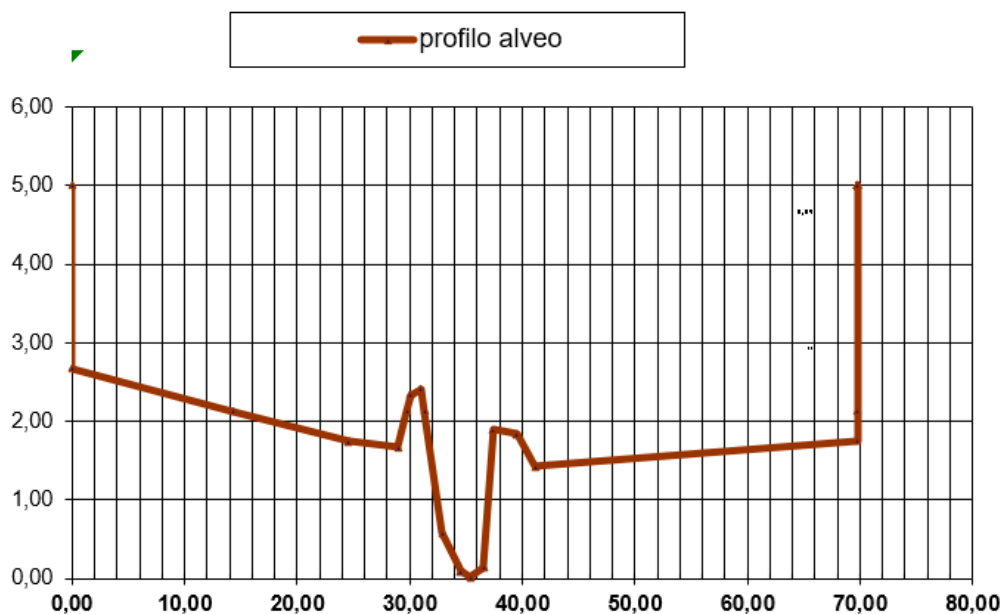


Figura 26: Sezione E stato di progetto con indicazione tirante idrico con $Tr=10$ anni

10.11 Verifica idraulica Sez. F1

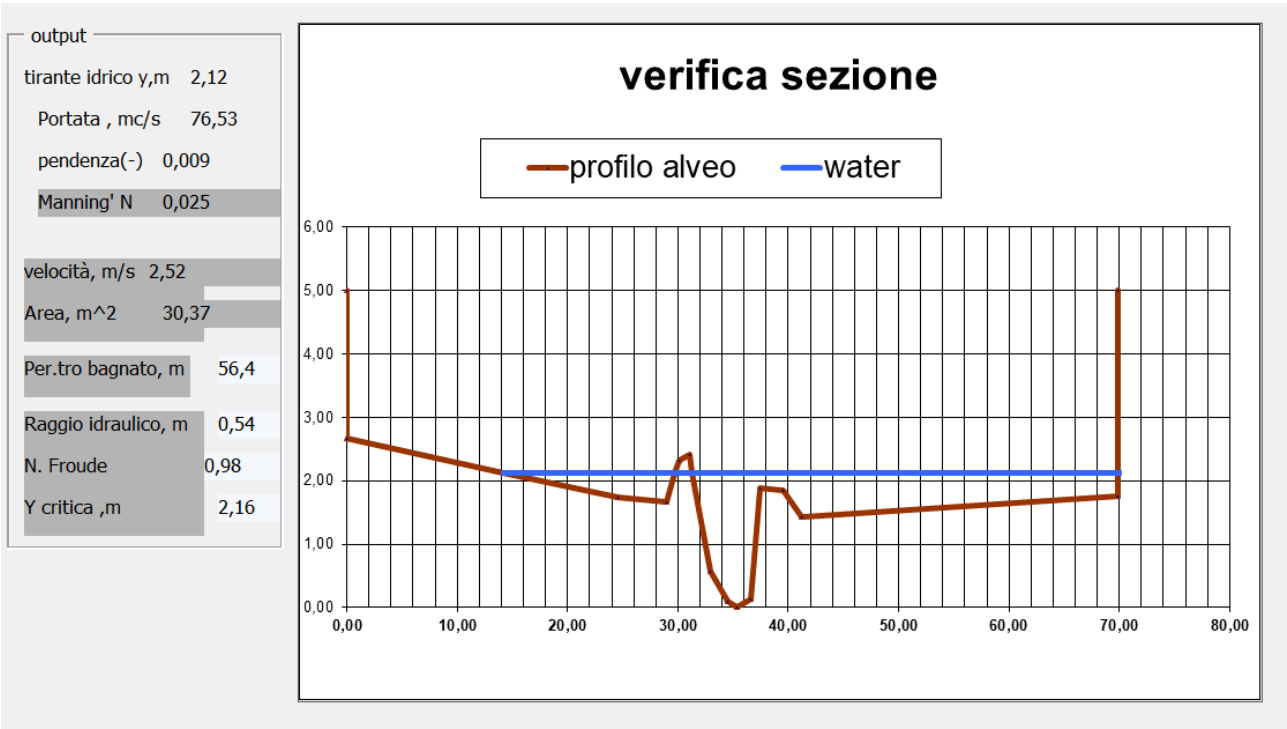
La sintesi dei dati inseriti e dei risultati è riportata di seguito:

n. p.	PROG.	QUOTE	TRAT	Coeff. Manning.
1,00	0,00	5,00		
2,00	0,00	2,67	1°	0,025
3,00	24,57	1,74	2°	0,025
4,00	28,98	1,67	3°	0,025
5,00	30,08	2,33	4°	0,025
6,00	31,01	2,41	5°	0,025
7,00	32,91	0,58	6°	0,025
8,00	34,50	0,09	7°	0,025
9,00	35,40	0,01	8°	0,025
10,00	36,58	0,14	9°	0,025
11,00	37,39	1,89	10°	0,025
12,00	39,50	1,84	11°	0,025
13,00	41,16	1,42	12°	0,025
14,00	69,82	1,75	13°	0,025
15,00	69,82	5,00	14°	0,025



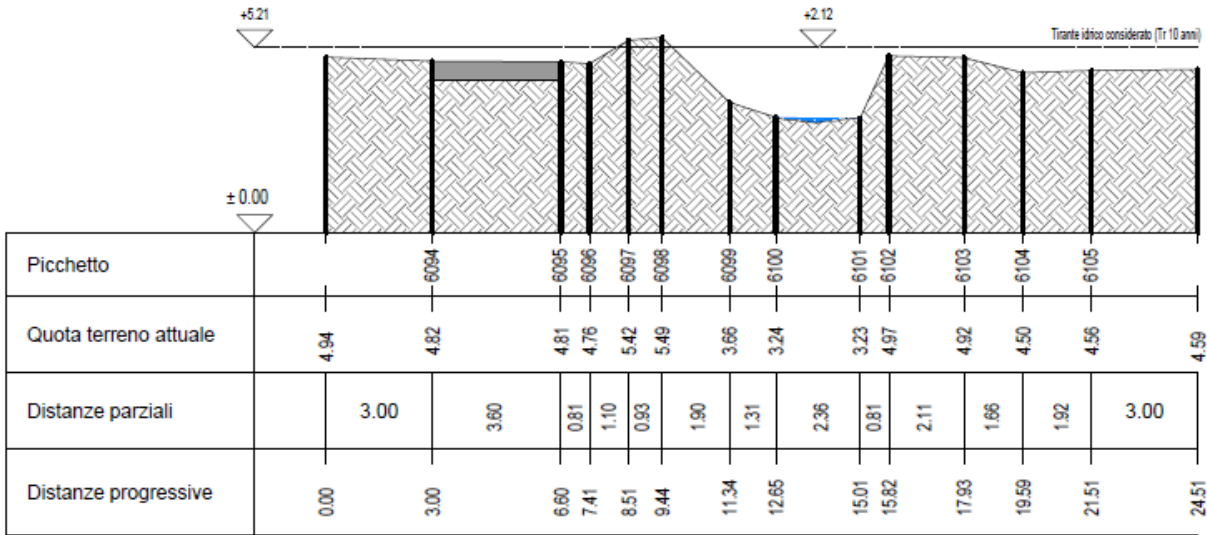
Si è proceduto quindi nell’inserimento dei dati di portata e di pendenza dell’alveo.

Per una portata pari a 76,59 m³/sec, per un tempo di ritorno di 10 anni si è ottenuto:



In tal modo si ottiene un tirante idrico pari a 2,12m.

Si riportano di seguito la sezione di fatto e di progetto a seguito della verifica idraulica effettuata:



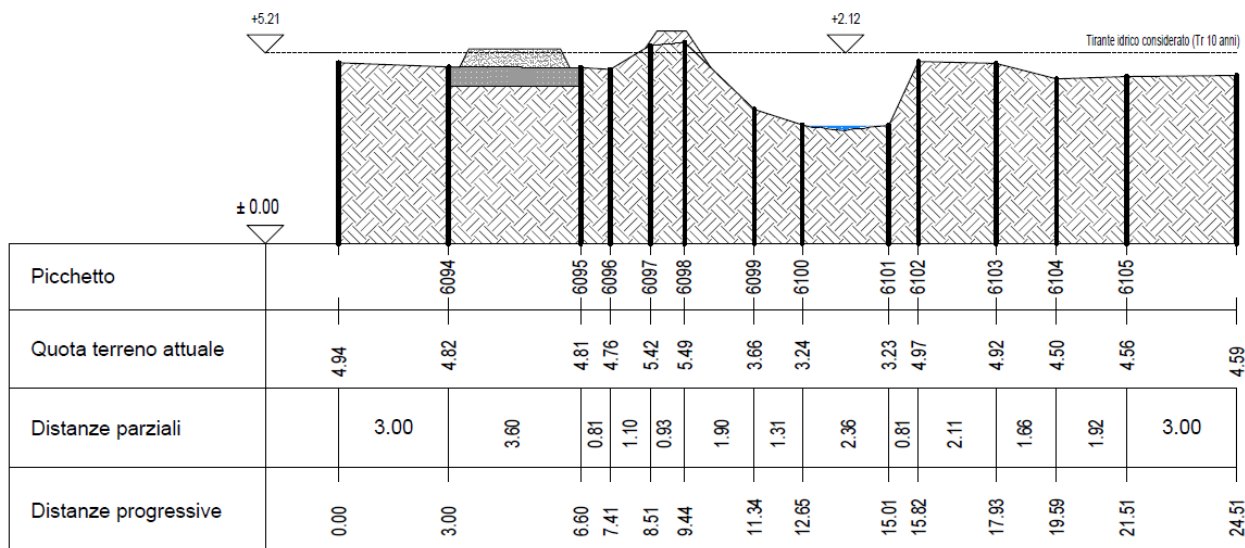
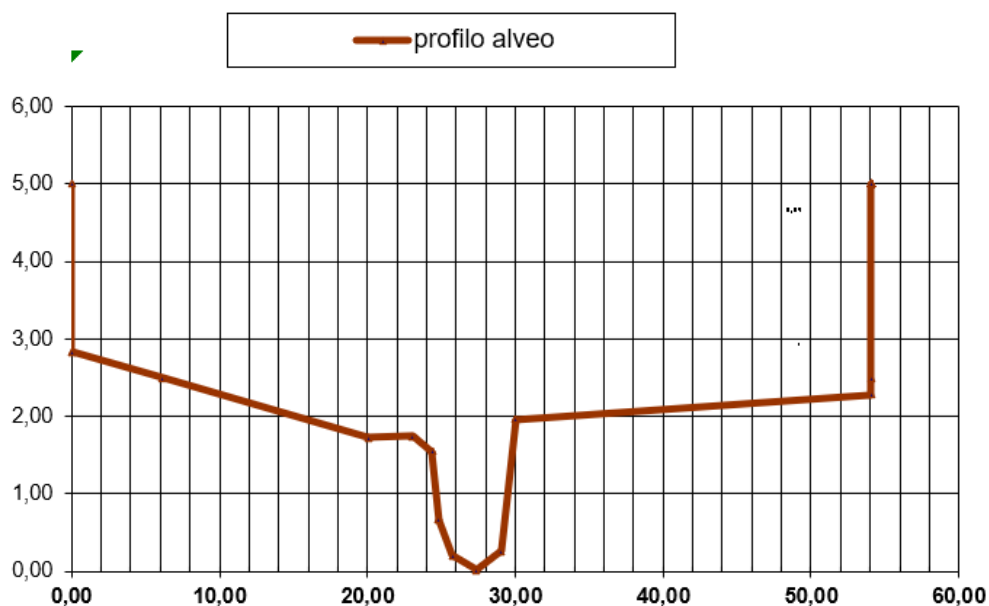


Figura 28: Sezione F1 stato di progetto con indicazione tirante idrico con $Tr=10$ anni

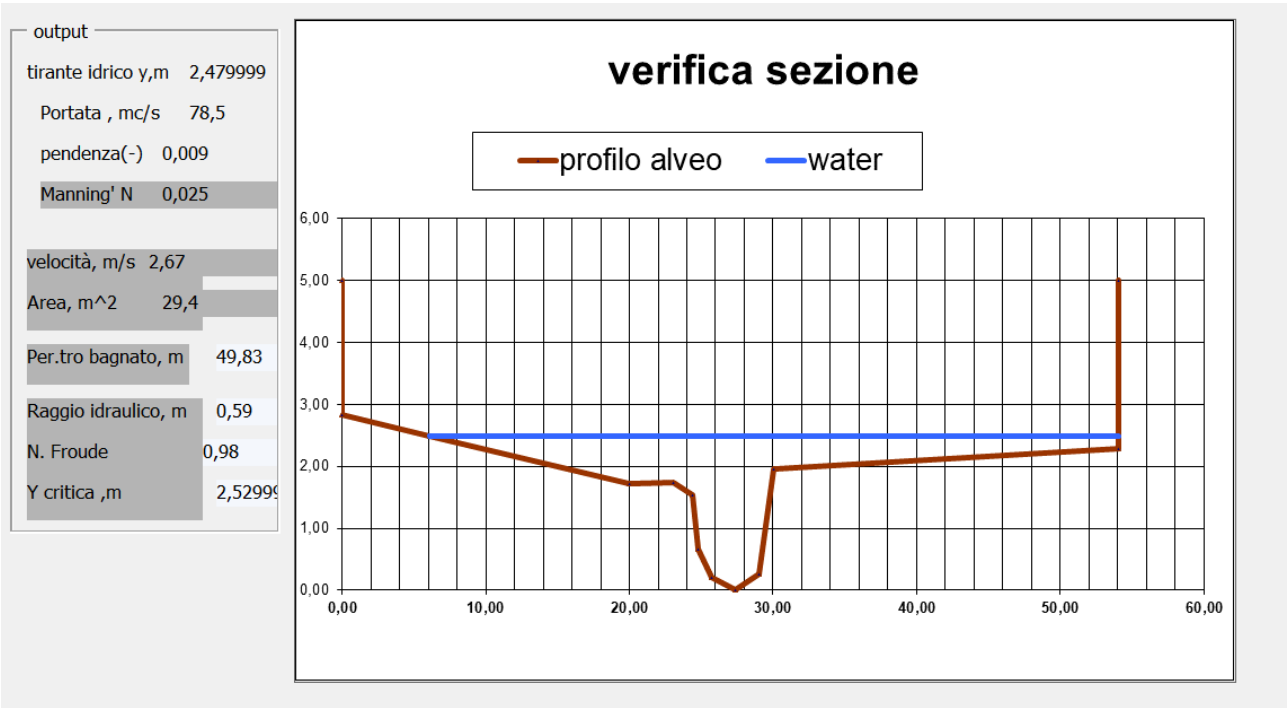
10.12 Verifica idraulica Sez. F2

La sintesi dei dati inseriti e dei risultati è riportata di seguito:

n. p.	PROG.	QUOTE	TRAT	Coeff. Manning.
1,00	0,00	5,00		
2,00	0,00	2,83	1°	0,025
3,00	20,03	1,72	2°	0,025
4,00	23,04	1,74	3°	0,025
5,00	24,38	1,54	4°	0,025
6,00	24,80	0,66	5°	0,025
7,00	25,73	0,20	6°	0,025
8,00	27,39	0,01	7°	0,025
9,00	29,05	0,26	8°	0,025
10,00	30,05	1,96	9°	0,025
11,00	54,05	2,28	10°	0,025
12,00	54,05	5,00	11°	0,025



Si è proceduto quindi nell’inserimento dei dati di portata e di pendenza dell’alveo.
 Per una portata pari a 76,59 m³/sec, per un tempo di ritorno di 10 anni si è ottenuto:



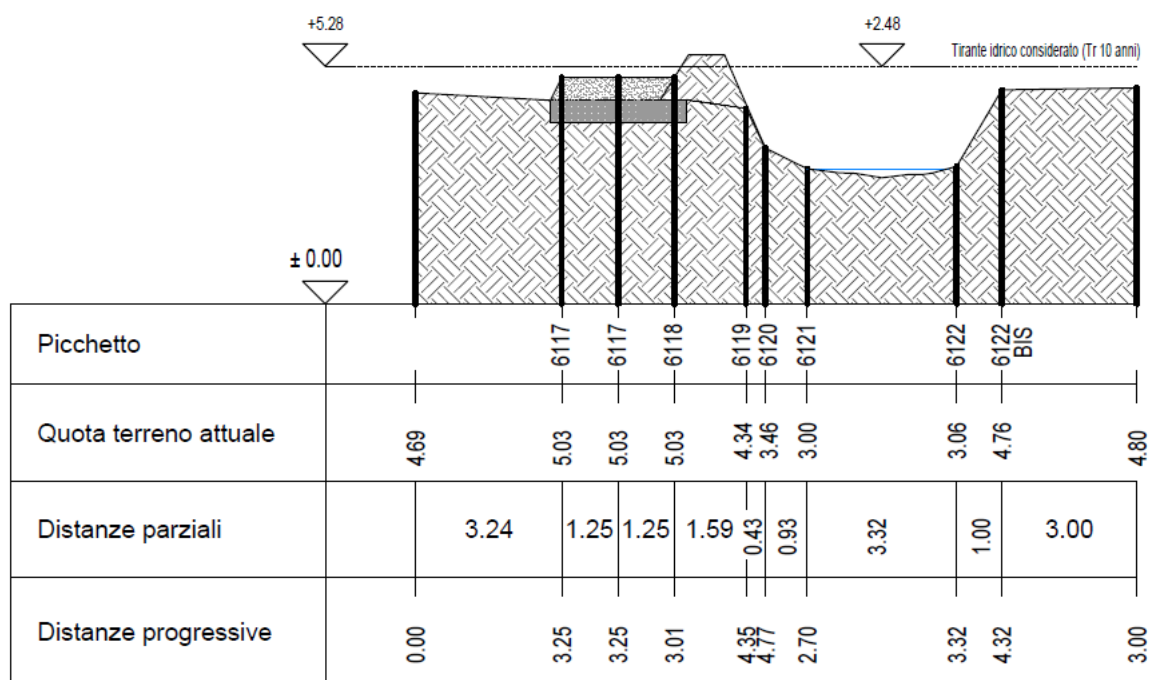
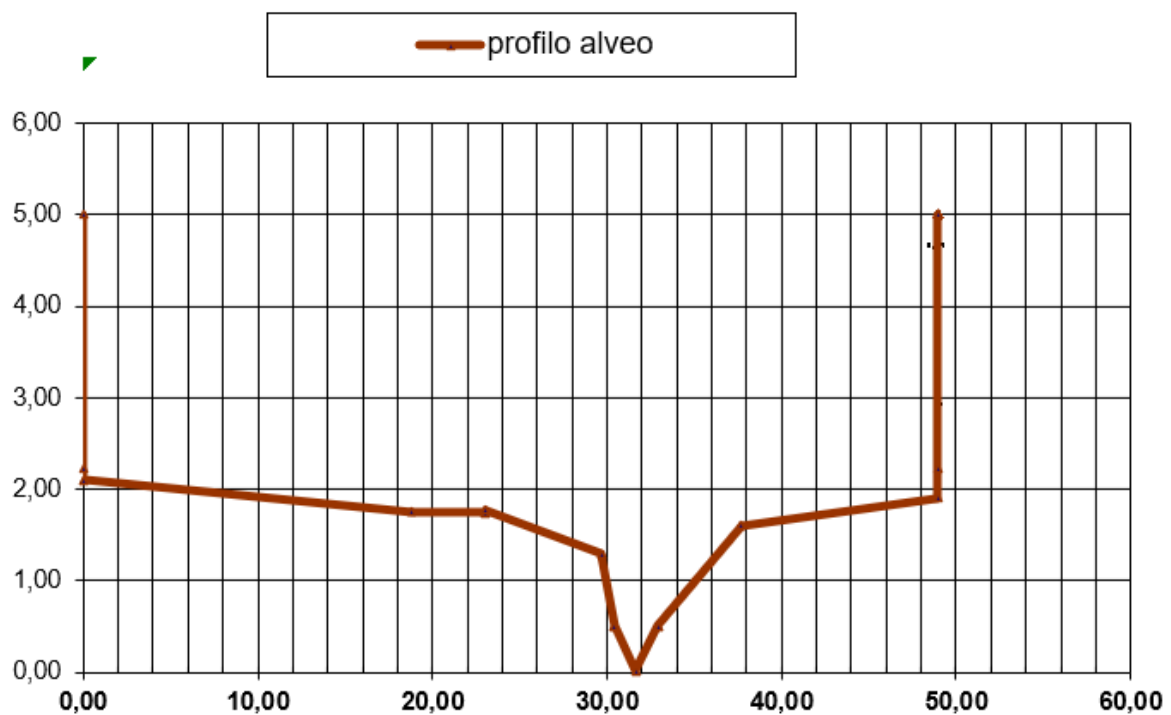


Figura 30: Sezione F2 stato di progetto con indicazione tirante idrico con Tr=10 anni

10.13 Verifica idraulica Sez. G1

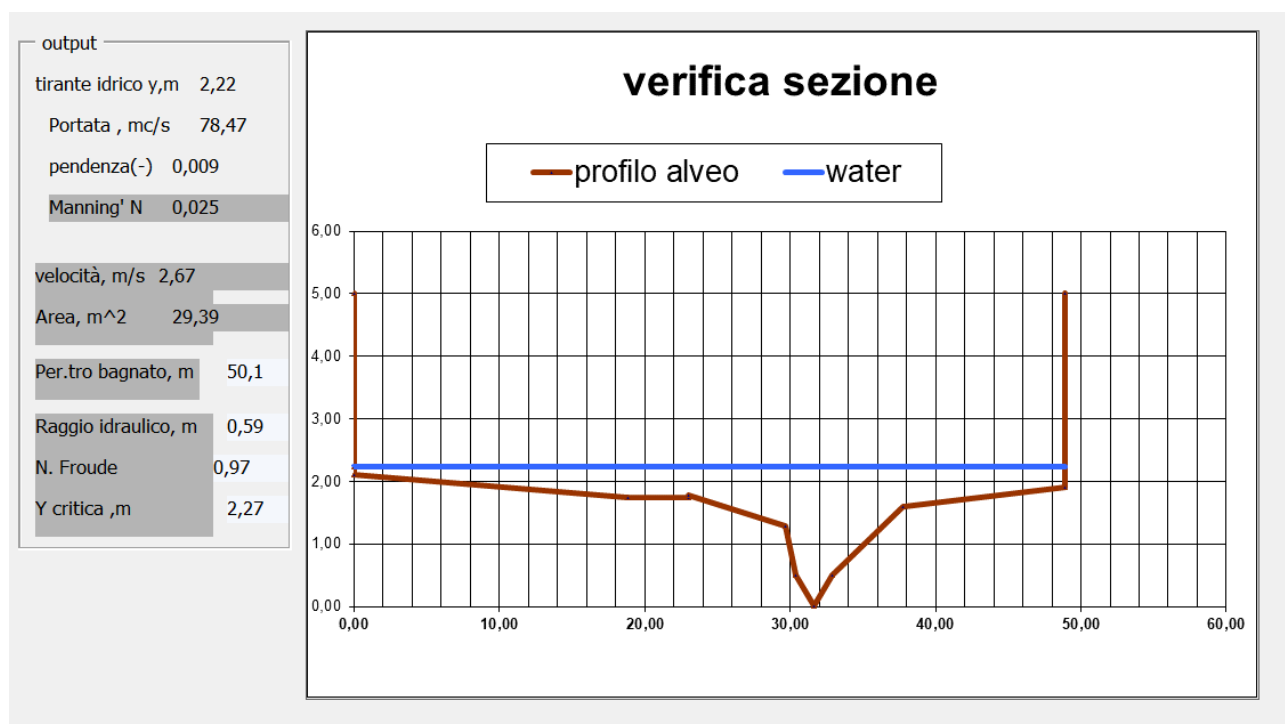
La sintesi dei dati inseriti e dei risultati è riportata di seguito:

n. p.	PROG.	QUOTE	TRAT	Coeff. Manning.
1,00	0,00	5,00		
2,00	0,00	2,10	1°	0,025
3,00	18,81	1,75	2°	0,025
4,00	23,04	1,74	3°	0,025
5,00	23,04	1,77	4°	0,025
6,00	29,70	1,29	5°	0,025
7,00	30,42	0,50	6°	0,025
8,00	31,67	0,01	7°	0,025
9,00	32,92	0,50	8°	0,025
10,00	37,72	1,60	9°	0,025
11,00	48,93	1,90	10°	0,025
12,00	48,93	5,00	11°	0,025



Si è proceduto quindi nell'inserimento dei dati di portata e di pendenza dell'alveo.

Per una portata pari a $76,59 \text{ m}^3/\text{sec}$, per un tempo di ritorno di 10 anni si è ottenuto:



In tal modo si ottiene un tirante idrico pari a 2,22m.

Si riportano di seguito la sezione di fatto e di progetto a seguito della verifica idraulica effettuata:

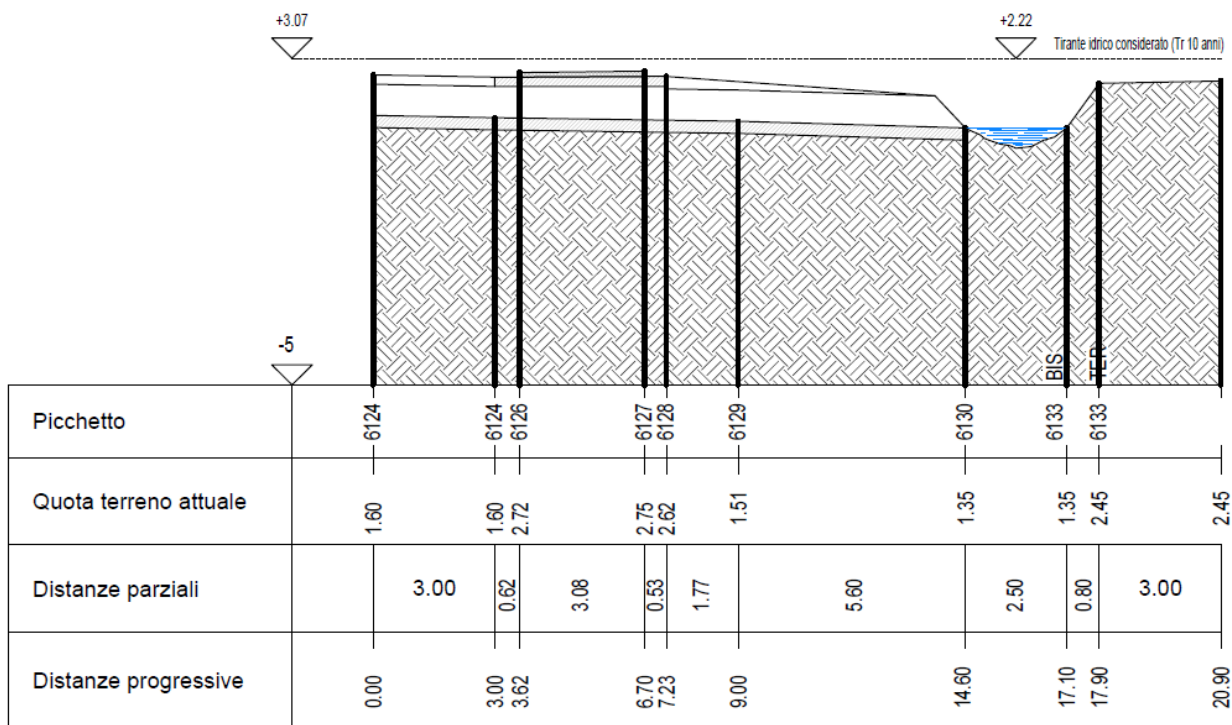


Figura 31: Sezione G1 stato di fatto con indicazione tirante idrico con $T_r=10$ anni

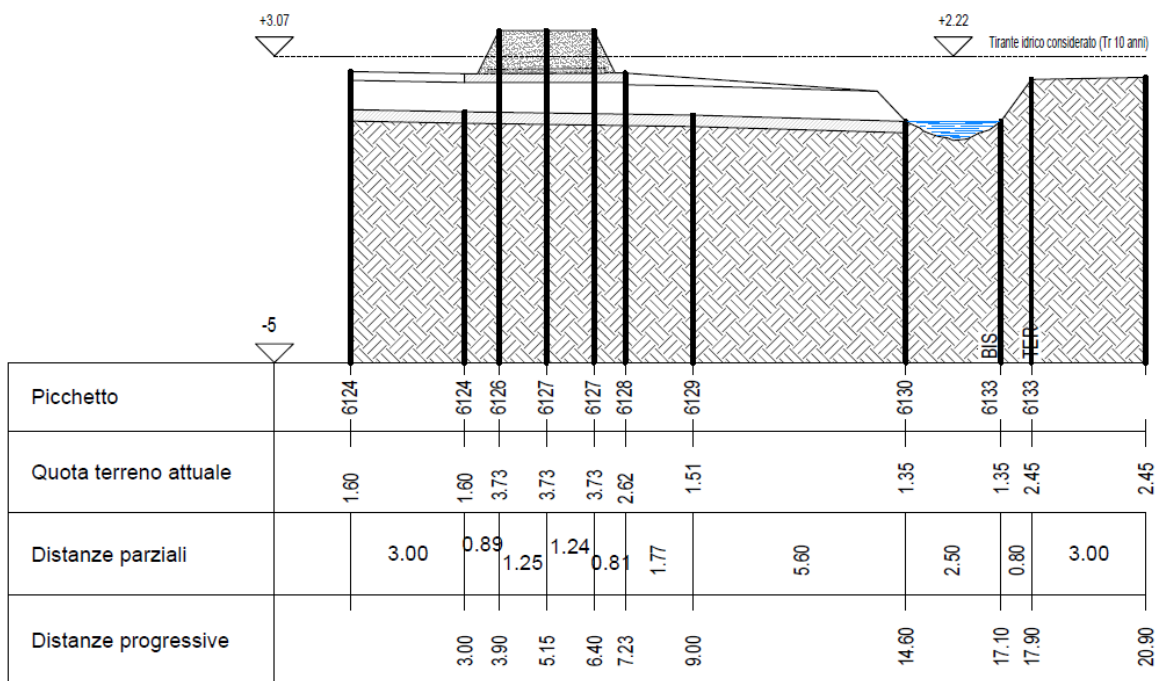
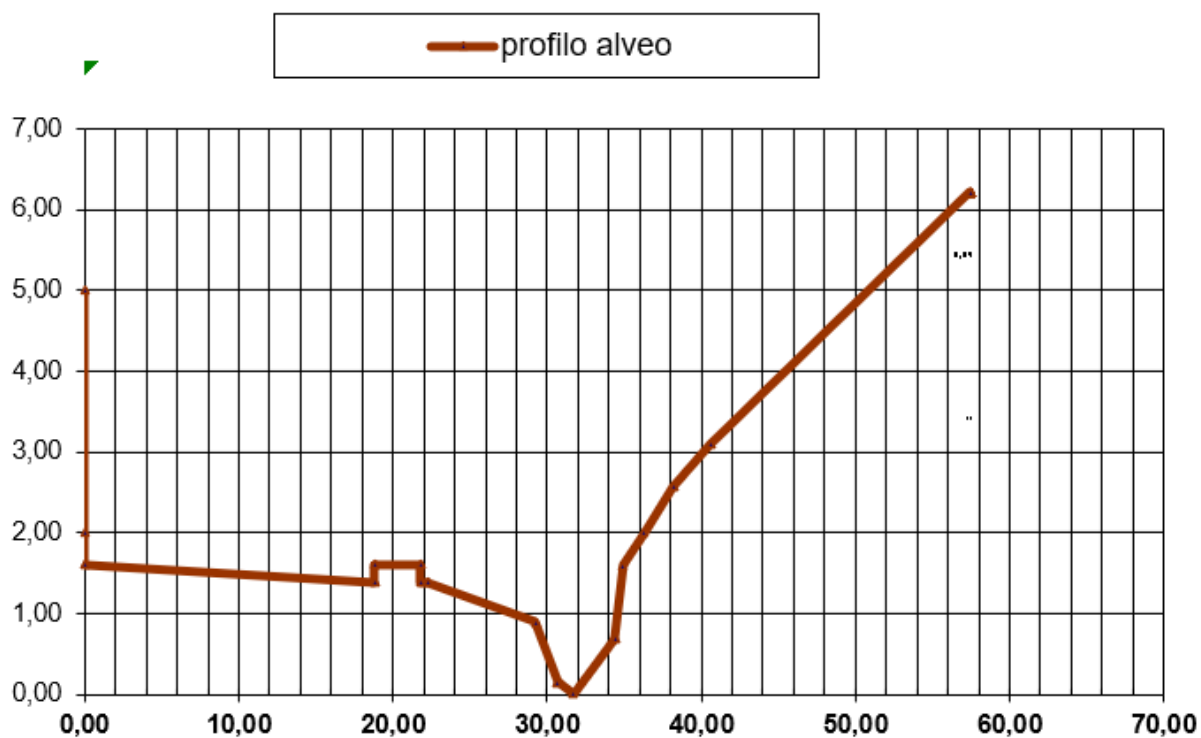


Figura 32: Sezione G1 stato di progetto con indicazione tirante idrico con $T_r=10$ anni

10.14 Verifica idraulica Sez. G2

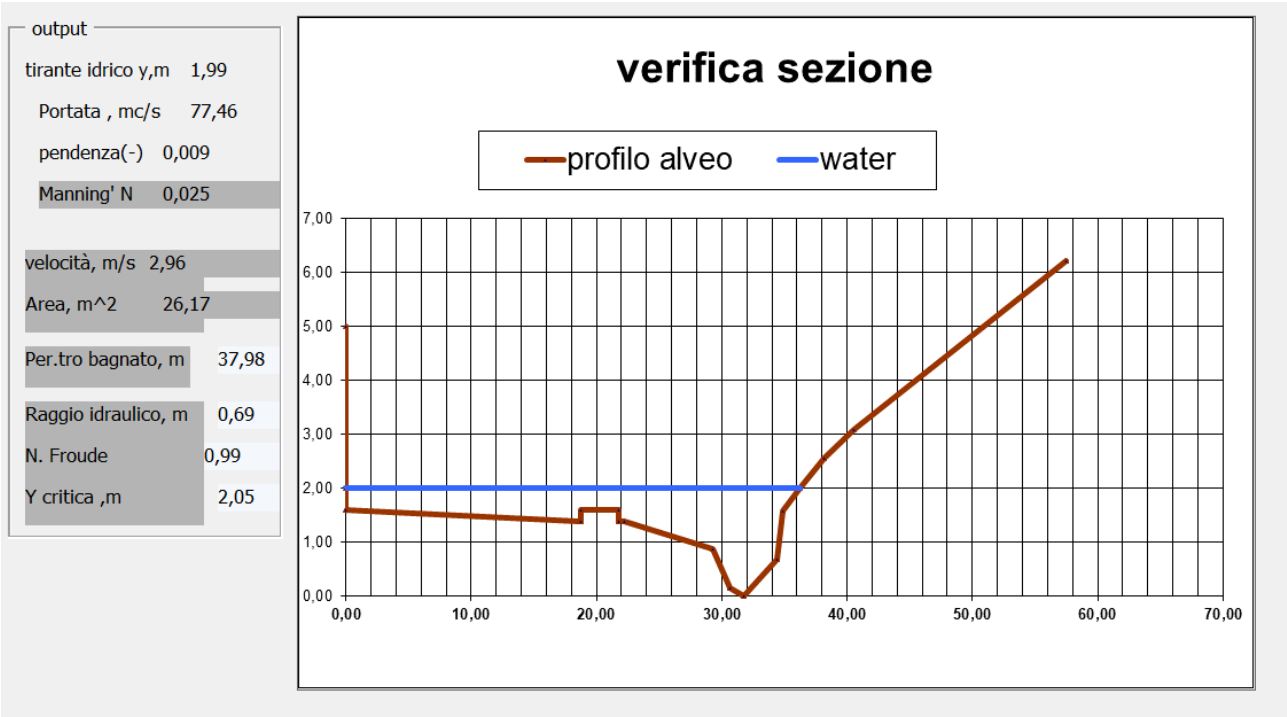
La sintesi dei dati inseriti e dei risultati è riportata di seguito:

n. p.	PROG.	QUOTE	TRAT	Coeff. Manning.
1,00	0,00	5,00		
2,00	0,00	1,61	1°	0,025
3,00	18,78	1,39	2°	0,025
4,00	18,78	1,60	3°	0,025
5,00	21,78	1,60	4°	0,025
6,00	21,78	1,39	5°	0,025
7,00	22,27	1,39	6°	0,025
8,00	29,25	0,89	7°	0,025
9,00	30,66	0,15	8°	0,025
10,00	31,73	0,01	9°	0,025
11,00	34,42	0,69	10°	0,025
12,00	34,91	1,59	11°	0,025
13,00	38,19	2,57	12°	0,025
14,00	40,58	3,09	13°	0,025
15,00	57,48	6,22	14°	0,025



Si è proceduto quindi nell'inserimento dei dati di portata e di pendenza dell'alveo.

Per una portata pari a 76,59 m³/sec, per un tempo di ritorno di 10 anni si è ottenuto:



In tal modo si ottiene un tirante idrico pari a 1,99m.

Si riportano di seguito la sezione di fatto e di progetto a seguito della verifica idraulica effettuata:

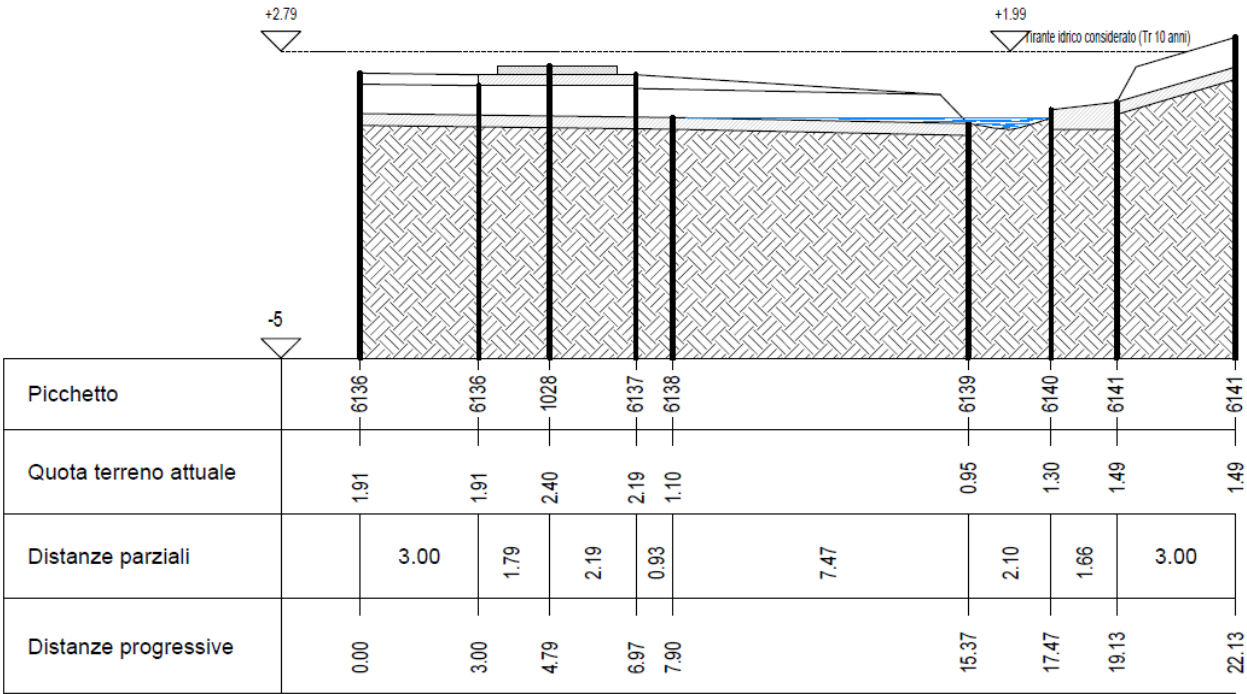


Figura 33: Sezione G2 stato di fatto con indicazione tirante idrico con Tr=10 anni

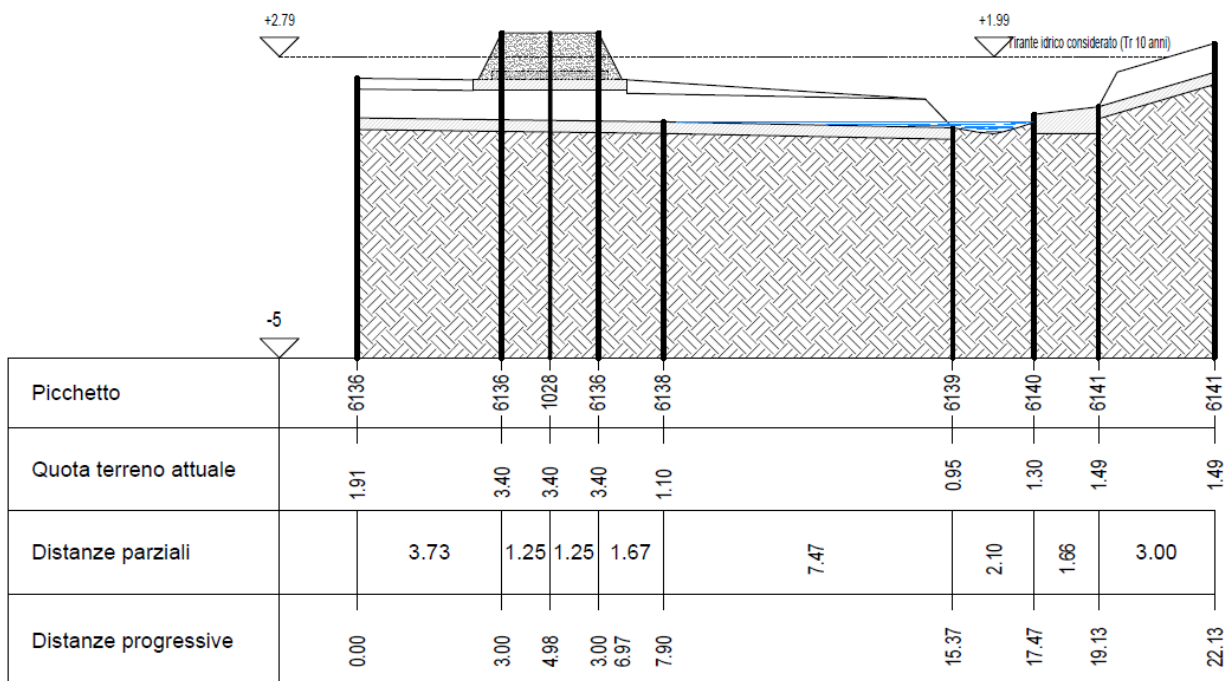
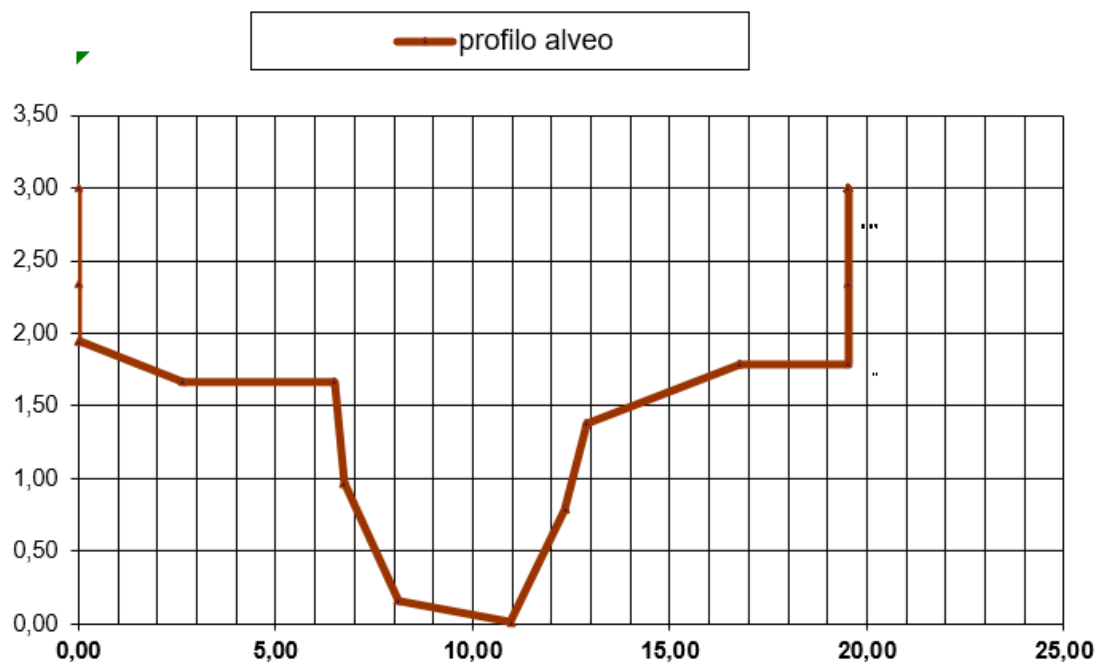


Figura 34: Sezione G2 stato di progetto con indicazione tirante idrico con $Tr=10$ anni

10.15 Verifica idraulica Sez. G3

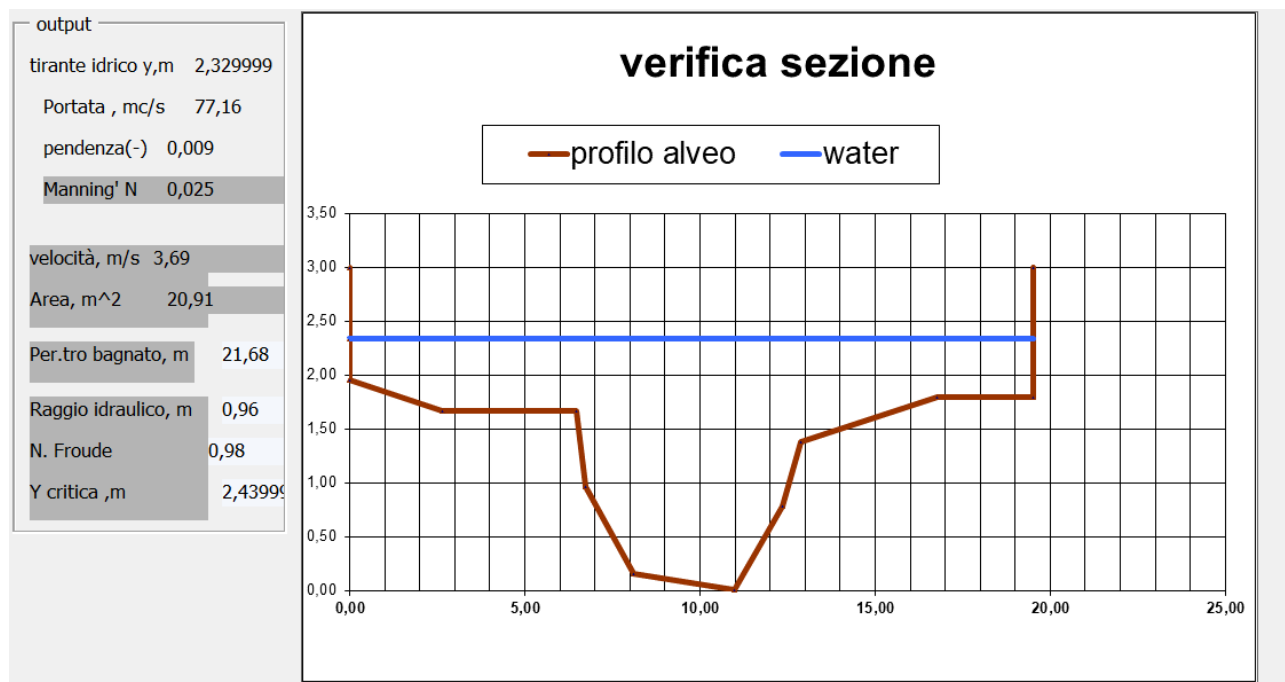
La sintesi dei dati inseriti e dei risultati è riportata di seguito:

n. p.	PROG.	QUOTE	TRAT	Coeff. Manning.
1,00	0,00	3,00		
2,00	0,00	1,95	1°	0,025
3,00	2,64	1,67	2°	0,025
4,00	6,48	1,67	3°	0,025
5,00	6,73	0,97	4°	0,025
6,00	8,12	0,16	5°	0,025
7,00	10,97	0,01	6°	0,025
8,00	12,34	0,79	7°	0,025
9,00	12,89	1,38	8°	0,025
10,00	16,77	1,79	9°	0,025
11,00	19,52	1,79	10°	0,025
12,00	19,52	3,00	11°	0,025



Si è proceduto quindi nell'inserimento dei dati di portata e di pendenza dell'alveo.

Per una portata pari a $76,59 \text{ m}^3/\text{sec}$, per un tempo di ritorno di 10 anni si è ottenuto:



In tal modo si ottiene un tirante idrico pari a 2,33m.

Si riportano di seguito la sezione di fatto e di progetto a seguito della verifica idraulica effettuata:

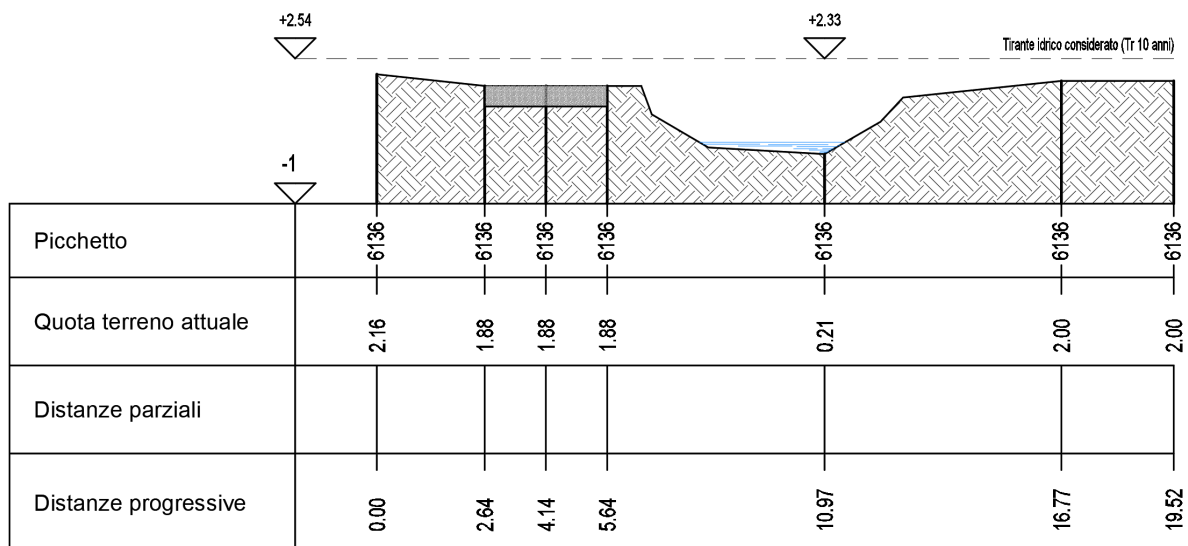


Figura 35: Sezione G3 stato di fatto con indicazione tirante idrico con Tr=10 anni

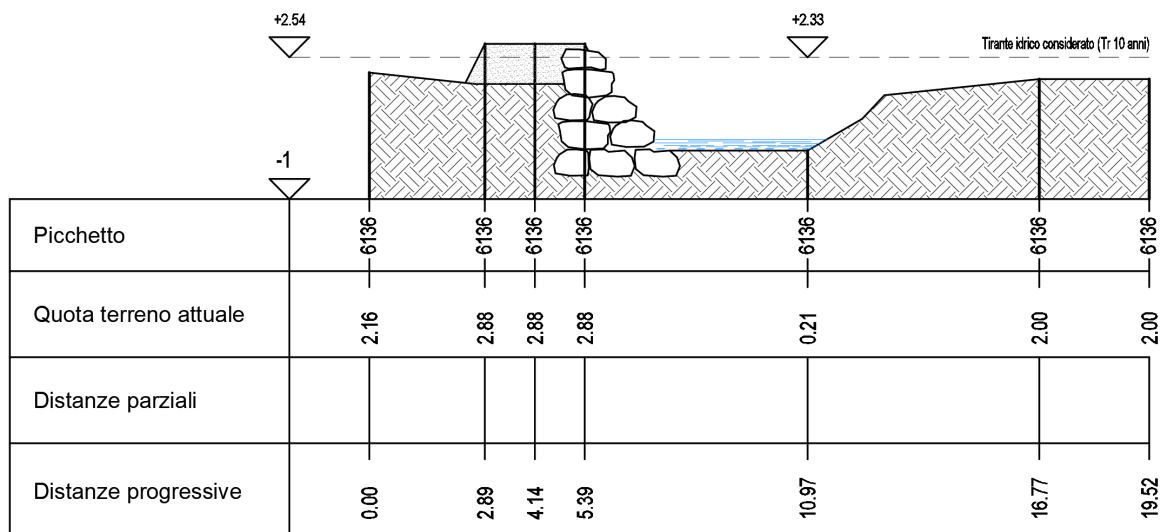
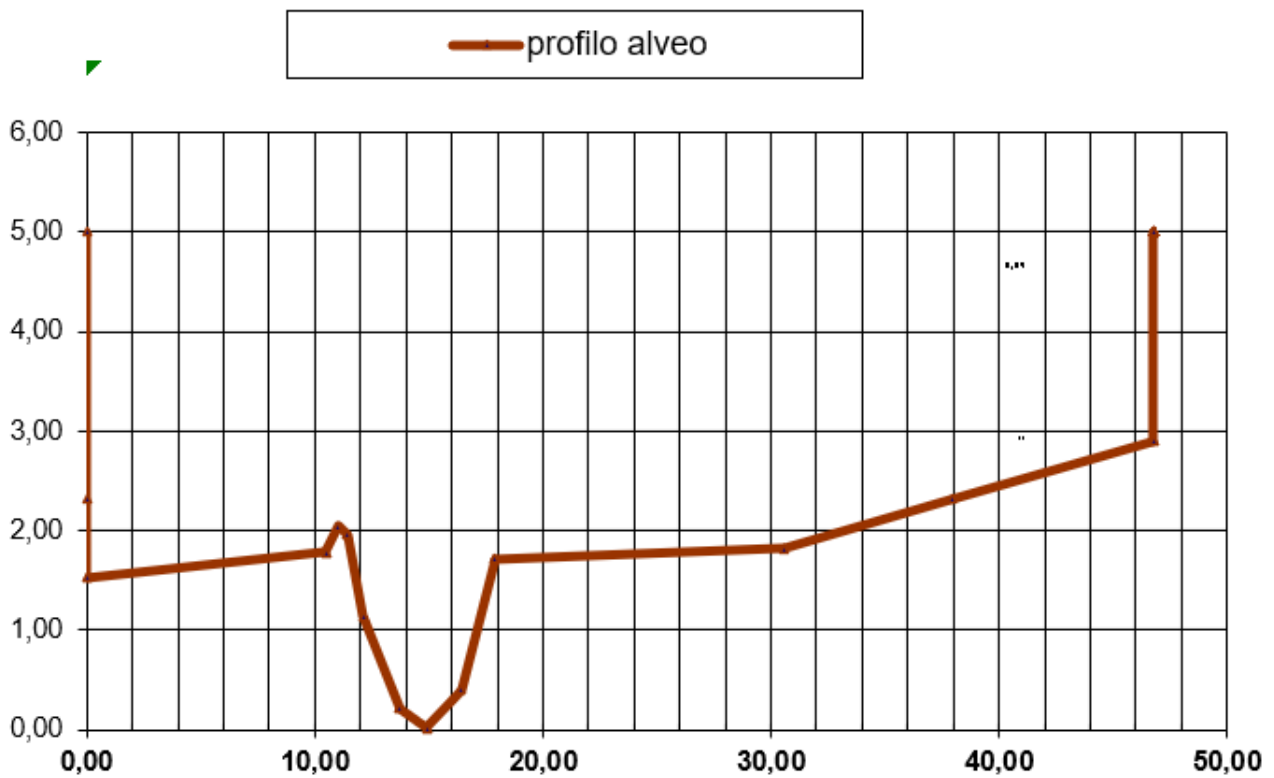


Figura 36: Sezione G3 stato di progetto con indicazione tirante idrico con Tr=10 anni

10.16 Verifica idraulica Sez. H1

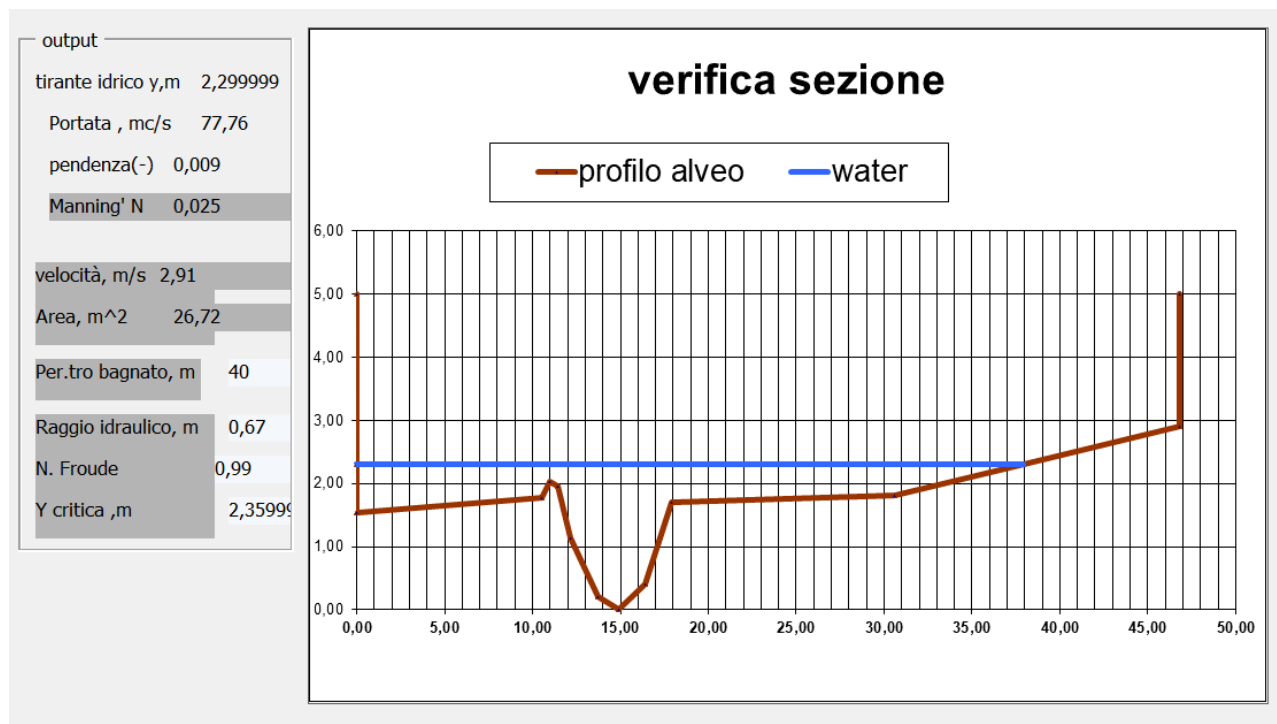
La sintesi dei dati inseriti e dei risultati è riportata di seguito:

n. p.	PROG.	QUOTE	TRAT	Coeff. Manning.
1,00	0,00	5,00		
2,00	0,00	1,53	1°	0,025
3,00	10,50	1,78	2°	0,025
4,00	11,00	2,04	3°	0,025
5,00	11,43	1,96	4°	0,025
6,00	12,13	1,14	5°	0,025
7,00	13,71	0,21	6°	0,025
8,00	14,89	0,01	7°	0,025
9,00	16,42	0,40	8°	0,025
10,00	17,91	1,71	9°	0,025
11,00	30,59	1,82	10°	0,025
12,00	46,78	2,90	11°	0,025
13,00	46,78	5,00	12°	0,025



Si è proceduto quindi nell'inserimento dei dati di portata e di pendenza dell'alveo.

Per una portata pari a $76,59 \text{ m}^3/\text{sec}$, per un tempo di ritorno di 10 anni si è ottenuto:



In tal modo si ottiene un tirante idrico pari a 2,30m.

Si riportano di seguito la sezione di fatto e di progetto a seguito della verifica idraulica effettuata:

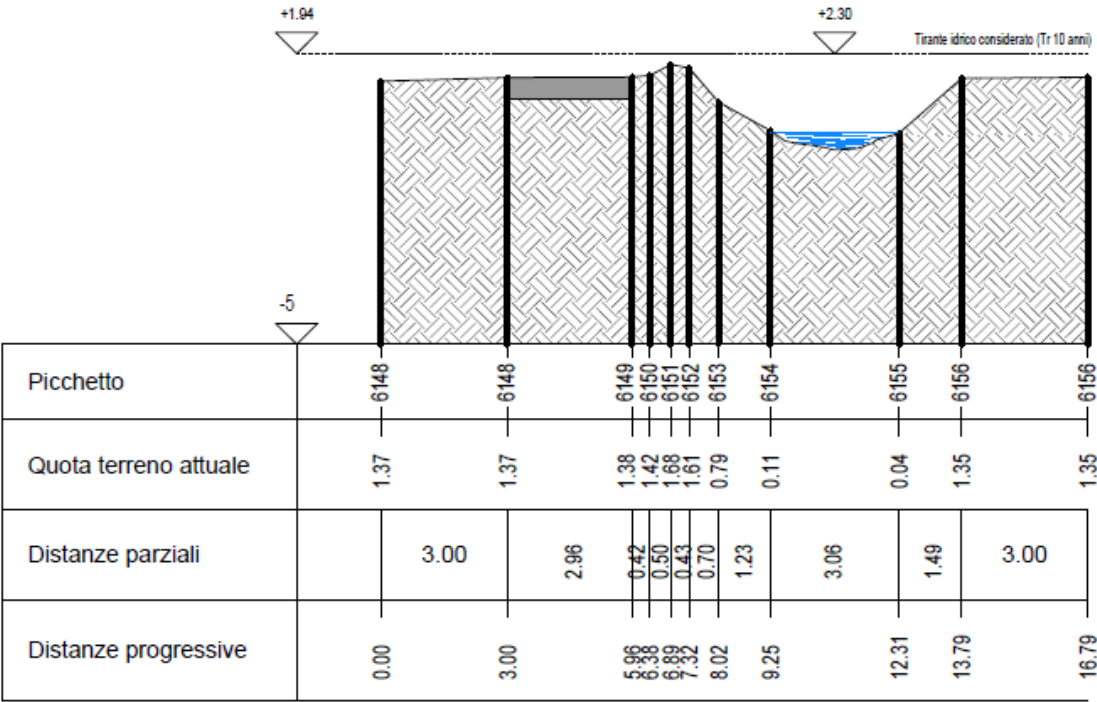


Figura 37: Sezione H1 stato di fatto con indicazione tirante idrico con $Tr=10$ anni

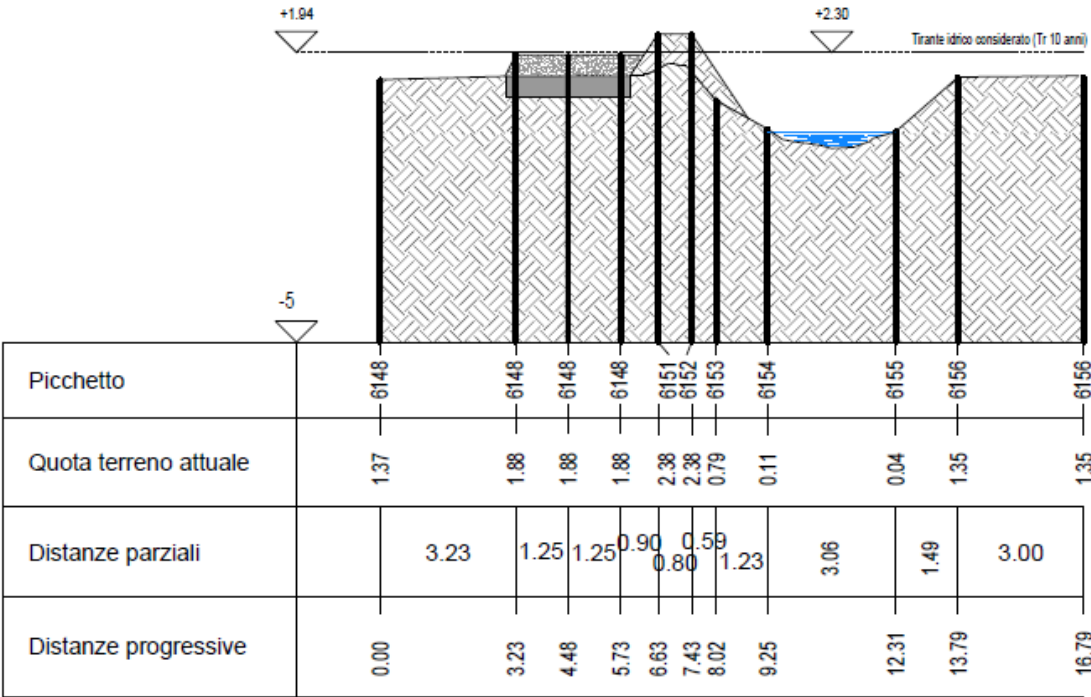
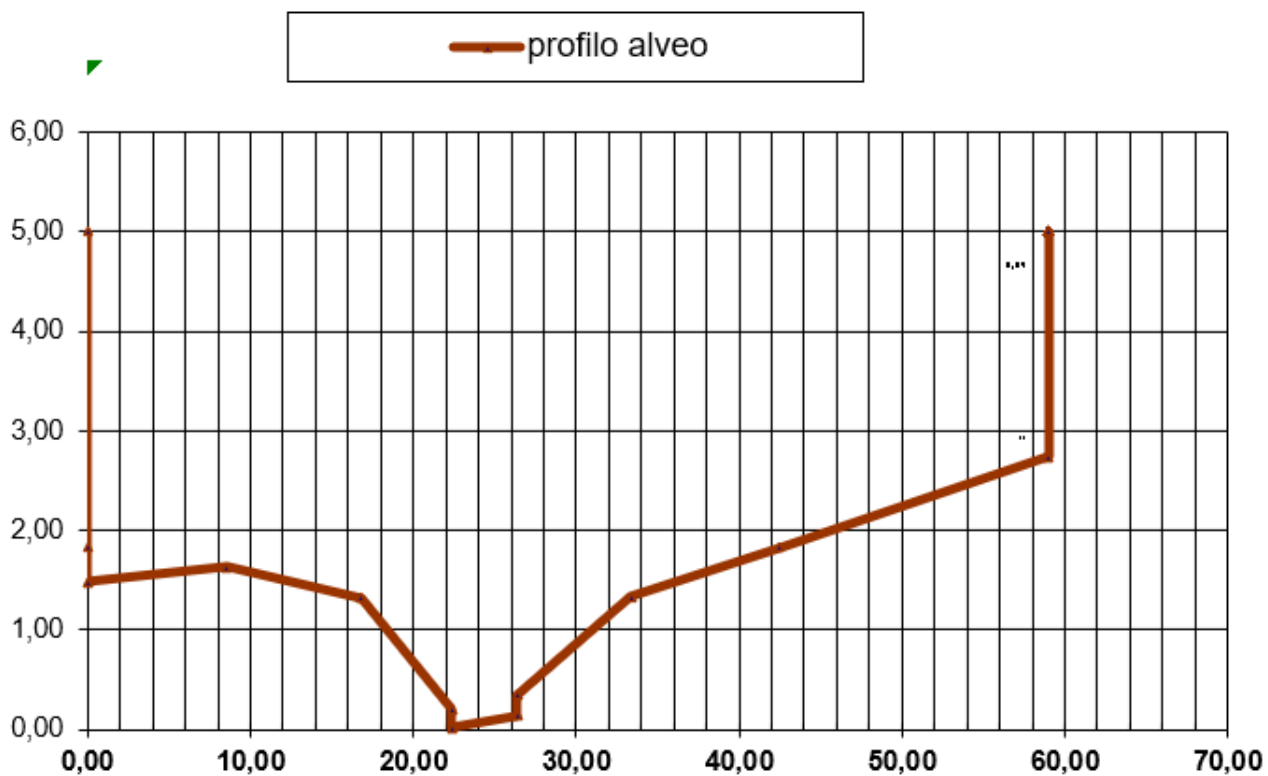


Figura 38: Sezione H1 stato di progetto con indicazione tirante idrico con $Tr=10$ anni

10.17 Verifica idraulica Sez. H2

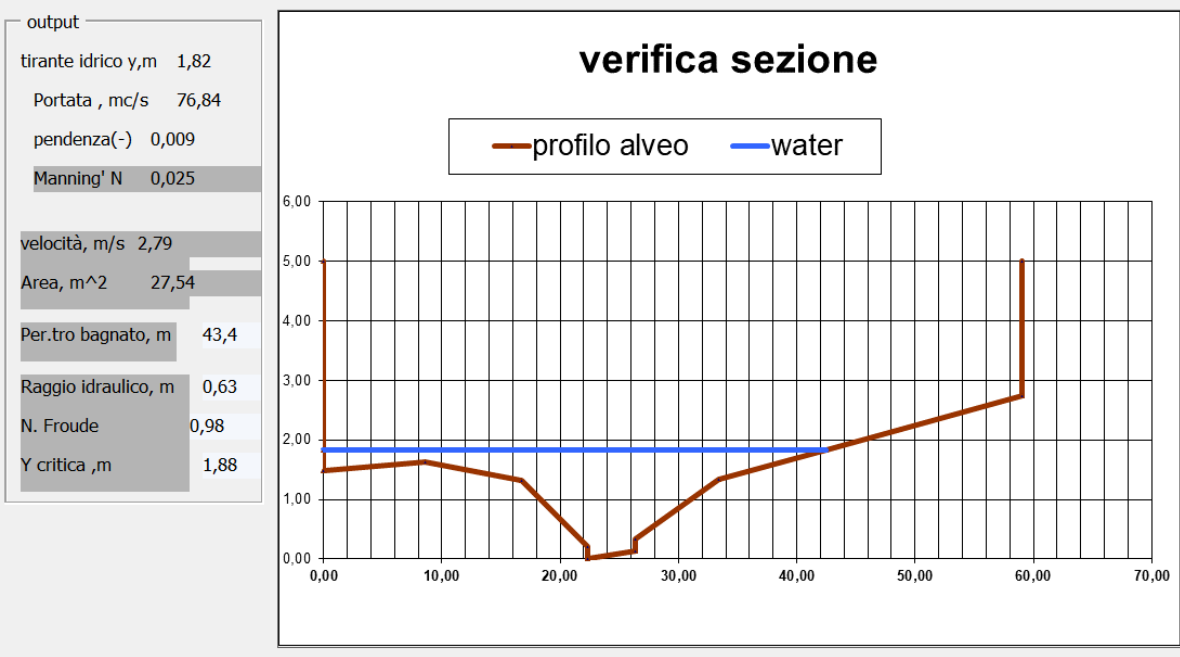
La sintesi dei dati inseriti e dei risultati è riportata di seguito:

n. p.	PROG.	QUOTE	TRAT	Coeff. Manning.
1,00	0,00	5,00		
2,00	0,00	1,48	1°	0,025
3,00	8,57	1,63	2°	0,025
4,00	16,77	1,32	3°	0,025
5,00	22,34	0,20	4°	0,025
6,00	22,34	0,01	5°	0,025
7,00	26,38	0,14	6°	0,025
8,00	26,38	0,34	7°	0,025
9,00	33,37	1,33	8°	0,025
10,00	58,99	2,74	9°	0,025
11,00	58,99	5,00	10°	0,025



Si è proceduto quindi nell'inserimento dei dati di portata e di pendenza dell'alveo.

Per una portata pari a 76,59 m³/sec, per un tempo di ritorno di 10 anni si è ottenuto:



In tal modo si ottiene un tirante idrico pari a 1,82m.

Si riportano di seguito la sezione di fatto e di progetto a seguito della verifica idraulica effettuata:

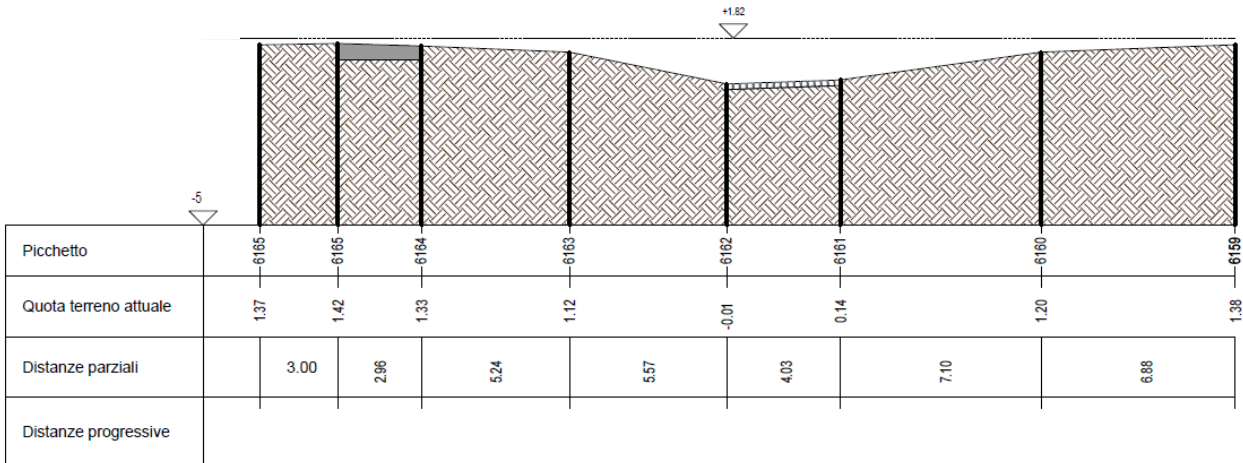


Figura 39: Sezione H2 stato di fatto con indicazione tirante idrico con $Tr=10$ anni

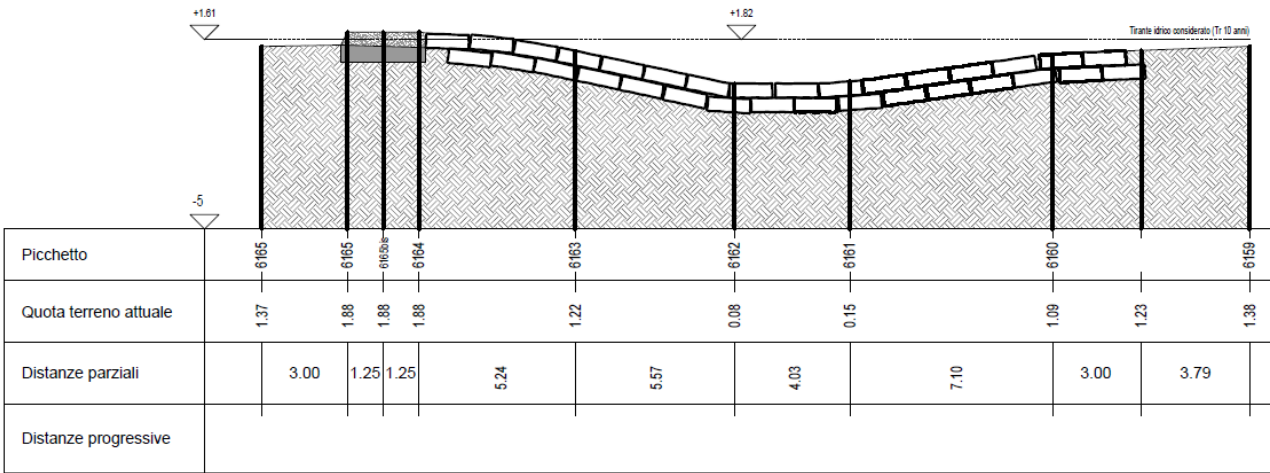
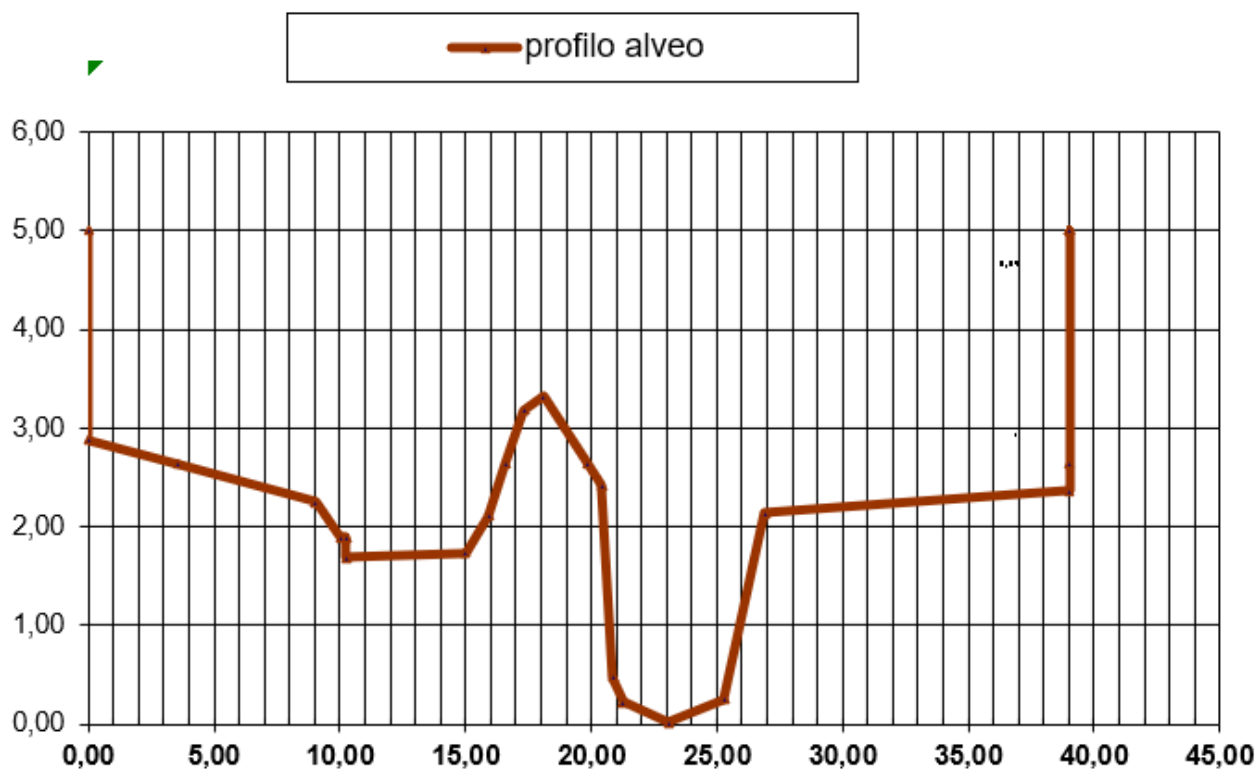


Figura 40: Sezione H2 stato di progetto con indicazione tirante idrico con $Tr=10$ anni

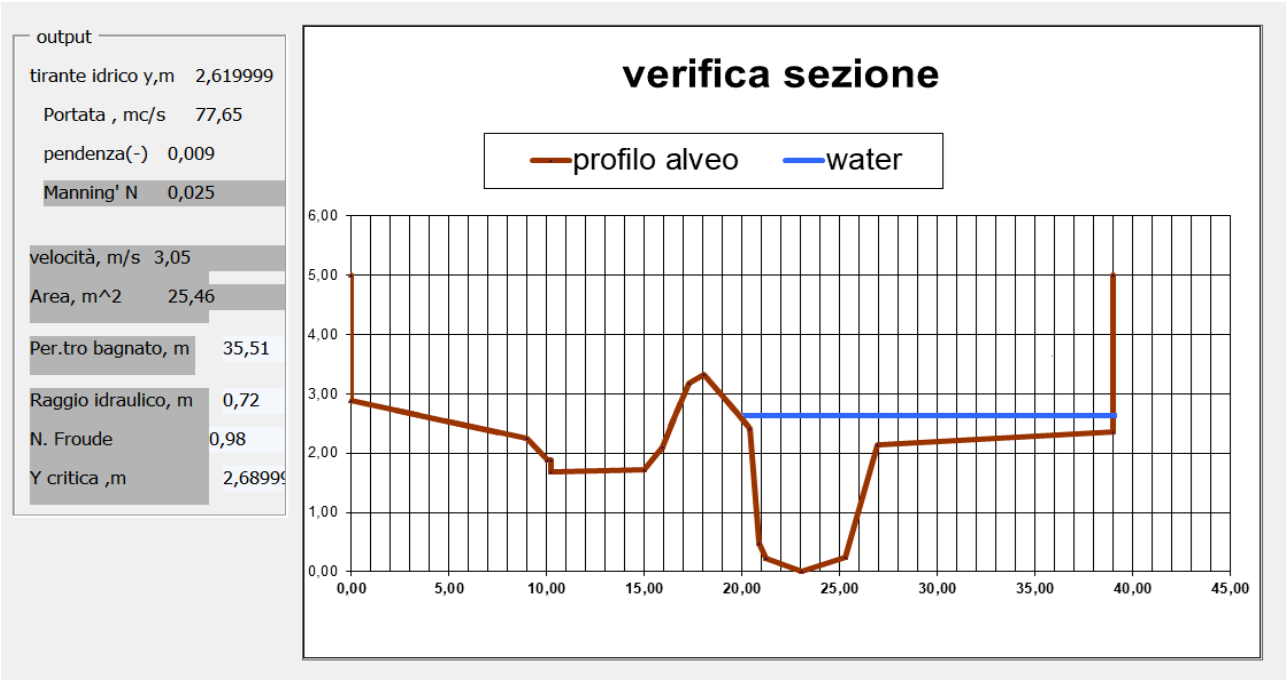
10.18 Verifica idraulica Sez. I

La sintesi dei dati inseriti e dei risultati è riportata di seguito:

n. p.	PROG.	QUOTE	TRAT	Coeff. Manning.
1,00	0,00	5,00		
2,00	0,00	2,88	1°	0,025
3,00	9,02	2,25	2°	0,025
4,00	10,03	1,89	3°	0,025
5,00	10,23	1,89	4°	0,025
6,00	10,23	1,69	5°	0,025
7,00	15,00	1,73	6°	0,025
8,00	15,92	2,11	7°	0,025
9,00	17,32	3,18	8°	0,025
10,00	18,08	3,32	9°	0,025
11,00	20,43	2,42	10°	0,025
12,00	20,87	0,48	11°	0,025
13,00	21,26	0,22	12°	0,025
14,00	23,07	0,01	13°	0,025
15,00	25,28	0,25	14°	0,025
16,00	26,92	2,14	15°	0,025
17,00	39,02	2,36	16°	0,025
18,00	39,02	5,00	17°	0,025



Si è proceduto quindi nell’inserimento dei dati di portata e di pendenza dell’alveo.
 Per una portata pari a 76,59 m³/sec, per un tempo di ritorno di 10 anni si è ottenuto:



In tal modo si ottiene un tirante idrico pari a 2,62m.
 Si riportano di seguito la sezione di fatto e di progetto a seguito della verifica idraulica effettuata:

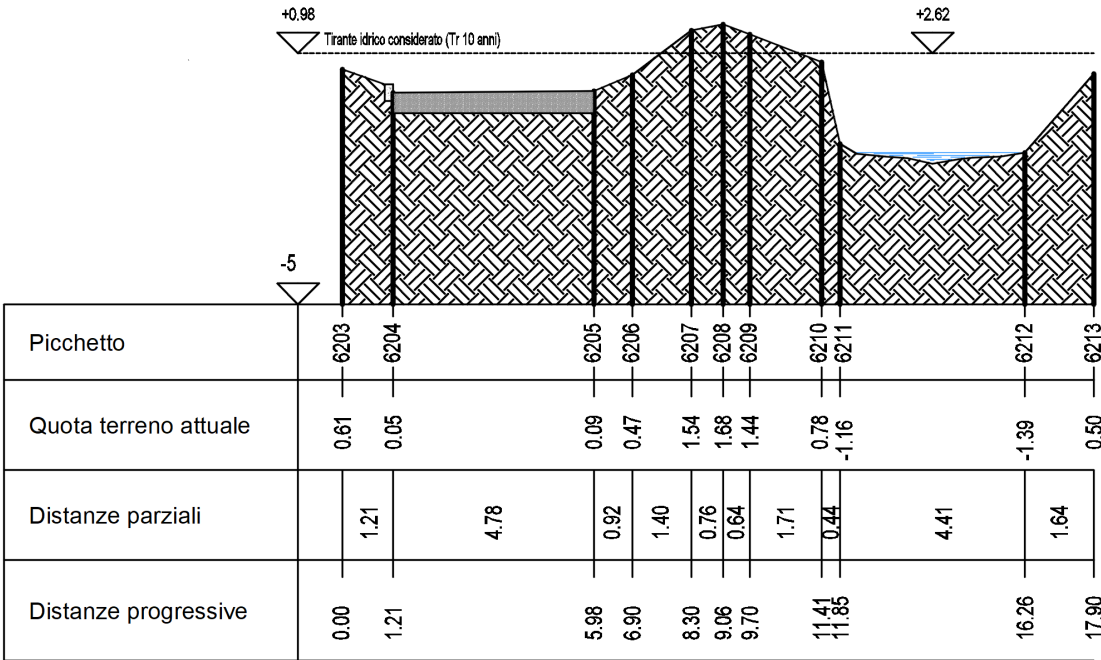


Figura 41: Sezione I stato di fatto con indicazione tirante idrico con Tr=10 anni

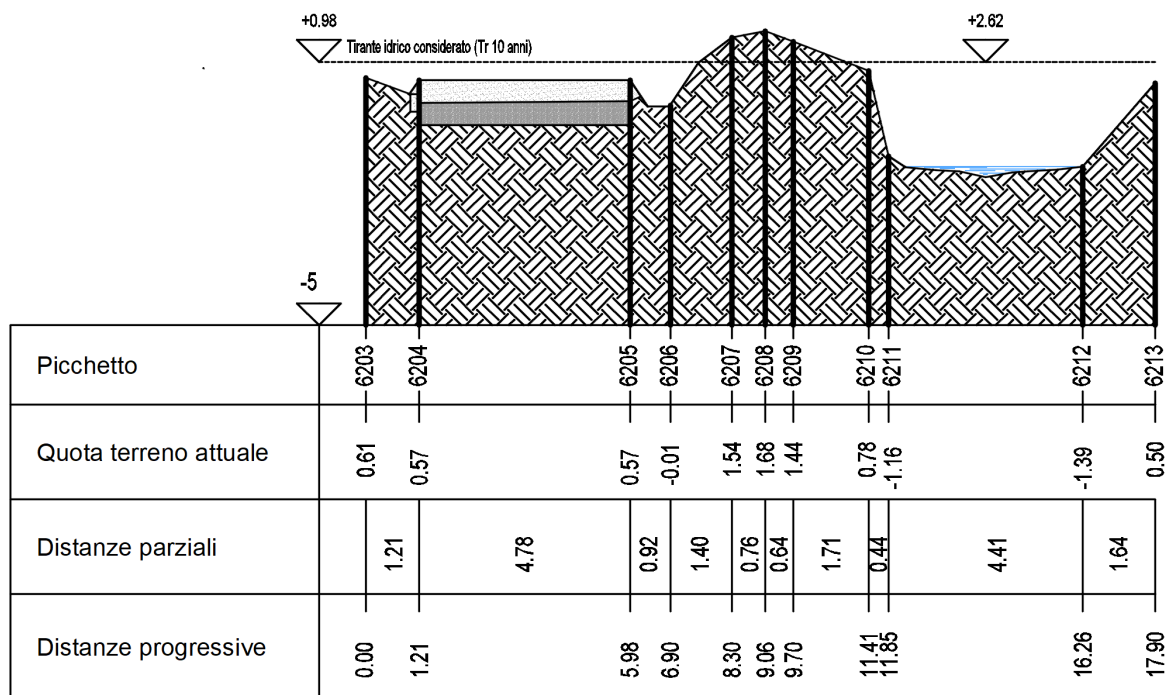


Figura 42: Sezione I stato di progetto con indicazione tirante idrico con $Tr=10$ anni

11. CONCLUSIONI

A seguito dello studio effettuato con un tempo di ritorno pari a 200 anni si può notare come il tirante idrico, nel caso dell'attraversamento sul Torrente Venna – Ex Sogeri, sia pari a 2,71m. Pertanto oltre ad essere ampiamente soddisfatta la relativa verifica idraulica è garantito il passaggio di eventuale materiale, come ad esempio tronchi, trasportato dal corso d'acqua.

Per quanto riguarda le verifiche idrauliche effettuate lungo il fiume Arielli si è invece provveduto alla sistemazione dell'argine esistente e della pista ciclabile al fine di evitare l'esondazione del Fiume su quest'ultima con un tempo di ritorno pari a 10 anni, tempo ritenuto il più adatto per il miglior rapporto costi-benefici.