

COMUNE DI CASTEGGIO
PROVINCIA DI PAVIA

INTERVENTI DI MANUTENZIONE E RIPRISTINO SPONDALE DEL RIO
RILE NEL COMUNE DI CASTEGGIO.

PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO

RELAZIONE IDROLOGICA-IDRAULICA

Voghera, agosto 2020

Dott. Ing. Giuseppe Barbero Ph.D.
Ordine degli Ingegneri di Pavia n.1340
Via Kennedy, 70 – 27058 Voghera

INDICE

1	PREMESSA.....	3
2	DESCRIZIONE DELL'AREA IN ESAME	4
2.1	INQUADRAMENTO DEL BACINO	4
2.2	BACINO IMBRIFERO DEL RIO RILE	5
2.2.1	<i>Calcolo del tempo di corrivazione T_c</i>	6
3	VERIFICA DELLE CONDIZIONI DI DEFLUSSO DEL RIO RILE.....	8
3.1	GENERALITÀ.....	8
3.2	CALCOLO DELLA PORTATA IDROLOGICA CON $T=100$ ANNI	8
3.2.1	<i>Curva di possibilità pluviometrica</i>	8
3.2.2	<i>Coefficiente d'afflusso</i>	9
3.2.3	<i>Ietogramma di progetto</i>	10
3.2.4	<i>Portata di piena per 100 anni di tempo di ritorno</i>	10
4	CALCOLO DEL PROFILO DI PIENA IN MOTO PERMANENTE NELLA CONDIZIONE ATTUALE E NELLA CONDIZIONE DI PROGETTO	11
4.1	STATO DI FATTO.....	11
4.1.1	<i>Geometria dell'alveo del tratto del rio Rile</i>	11
4.1.2	<i>Portata di calcolo</i>	11
4.1.3	<i>Coefficienti di scabrezza</i>	11
4.1.4	<i>Coefficienti di espansione e di contrazione</i>	11
4.1.5	<i>Condizioni al contorno</i>	12
4.1.6	<i>Risultati del calcolo</i>	12
4.2	STATO DI PROGETTO.....	13
4.2.1	<i>Geometria dell'alveo del tratto del rio Rile</i>	13
4.2.2	<i>Portata di calcolo</i>	14
4.2.3	<i>Coefficienti di scabrezza</i>	14
4.2.4	<i>Coefficienti di espansione e di contrazione</i>	14
4.2.5	<i>Condizioni al contorno</i>	14
4.2.6	<i>Calcolo del profilo di piena in moto permanente nella condizione di progetto</i>	14
4.2.7	<i>Risultati del calcolo</i>	15
4.3	CONFRONTO TRA LO STATO DI FATTO E LA CONDIZIONE DI PROGETTO	16
5	CONCLUSIONI	19

1 PREMESSA

Il rio Rile, corso d'acqua del reticolo idrico minore, nel suo tratto terminale ha presentato e presenta tuttora problemi di esondazione dall'alveo a monte della strada provinciale 198 della Valle Scuropasso con allagamenti della strada provinciale e delle abitazioni poste a valle. I problemi sono in larga parte dovuti all'insufficienza della tombinatura esistente di attraversamento della strada campestre che segue il corso d'acqua e in minore misura per la presenza di materiale solido proveniente da monte che determina una riduzione della capacità di deflusso.

Per mitigare il rischio di allagamento, il comune di Montalto ha, quindi, incaricato il sottoscritto per la predisposizione di un progetto definitivo della sistemazione di questo tratto d'alveo con la sostituzione dell'attuale tombinatura, la formazione di una piccola vasca di deposito del materiale all'imbocco della tombinatura e la risagomatura con rivestimento dell'alveo con massi.

Per valutare la condizione idraulica attuale e l'efficacia degli interventi proposti, è stata eseguita la verifica idraulica nelle due situazioni considerando il deflusso della piena con tempo di ritorno T pari a 100 anni, come previsto per corsi d'acqua minori come il rio Rile.

Dal momento che non sono disponibili misure dirette di portata nella sezione d'interesse, la portata naturale nel rio Rile di assegnato tempo di ritorno è stata calcolata per mezzo di un modello di piena per la trasformazione afflussi-deflussi.

La presente relazione idraulica illustra, quindi, i risultati del modello idrologico per il calcolo della portata di piena e delle simulazioni idrauliche condotte per verificare l'efficacia degli interventi previsti nel progetto definitivo di sistemazione del tratto finale del rio Rile.

2 DESCRIZIONE DELL'AREA IN ESAME

2.1 INQUADRAMENTO DEL BACINO

Il sito oggetto di studio è costituito dal bacino del rio Rile chiuso alla sezione di inizio del suo tratto tombinato; nelle figure seguenti si mostra un inquadramento corografico del bacino imbrifero (figura 2.1).



Fig. 2.1 - Inquadramento del bacino imbrifero dei rio Rile chiuso alla sezione di inizio della tombinatura.

Nella figura 2.2 è riportato il tratto d'alveo oggetto della progettazione e per il quale è stata eseguita la presente verifica idraulica.

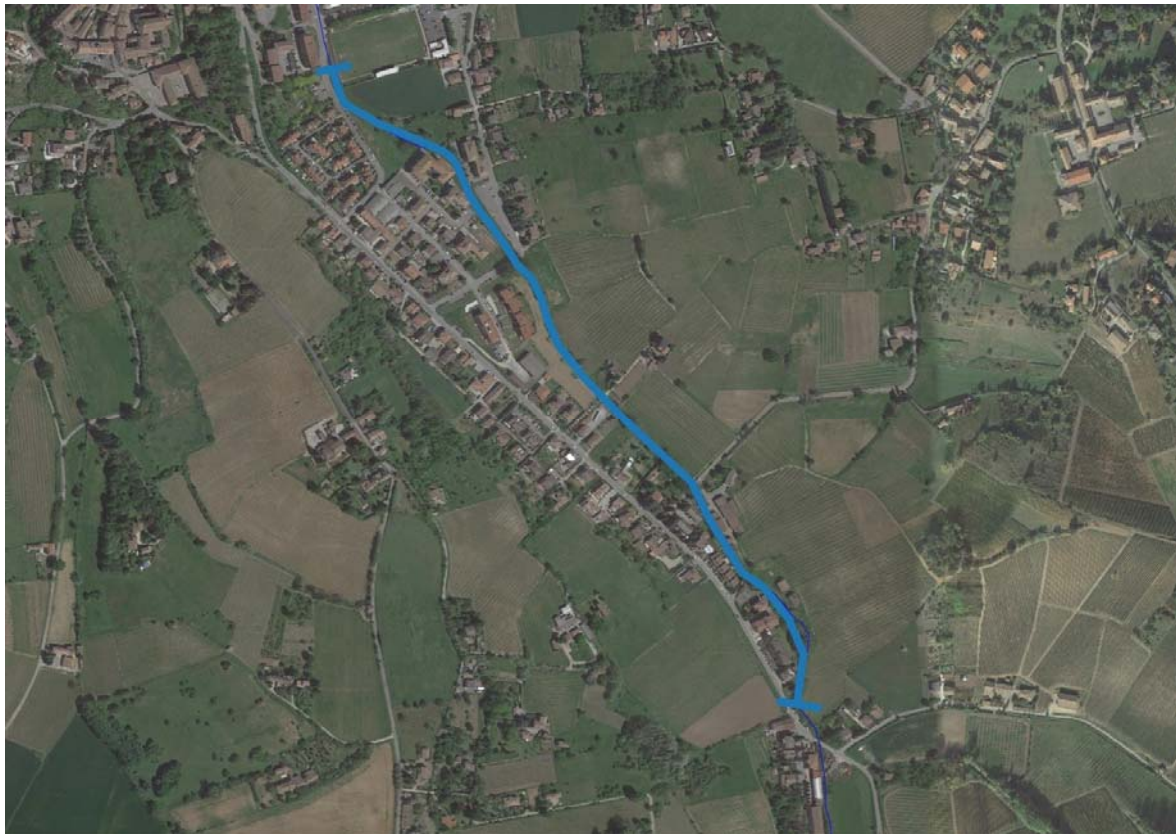


Fig. 2.2 - Inquadramento del tratto d'intervento [Google Earth]

2.2 BACINO IMBRIFERO DEL RIO RILE

Il rio Rile ha un andamento con direzione SE-NO per il tratto di monte del suo corso; dall'immissione del suo affluente principale, la direzione diventa più marcatamente S-N. In corrispondenza del campo sportivo di Casteggio il Rile diventa tombinato fino all'inizio di via Truffi. Dopo la ferrovia, il Rile piega verso ovest e si immette nel torrente Coppa.

La lunghezza complessiva dell'asta torrentizia (chiuso alla foce in Coppa) è di 6.13 km e la lunghezza dell'asta alla sezione di chiusura del bacino di monte (prima della tombinatura) è di circa 4.58 km.

Il Rile ha un andamento abbastanza regolare, tipico di un ambiente collinare.

Il bacino chiuso alla sezione di inizio del tratto tombinato (il bacino considerato ai fini del calcolo per il progetto) ha una superficie di circa 7.62 km² ed è quasi totalmente coperto da superfici agricole con modeste porzioni di bosco e di incolti.

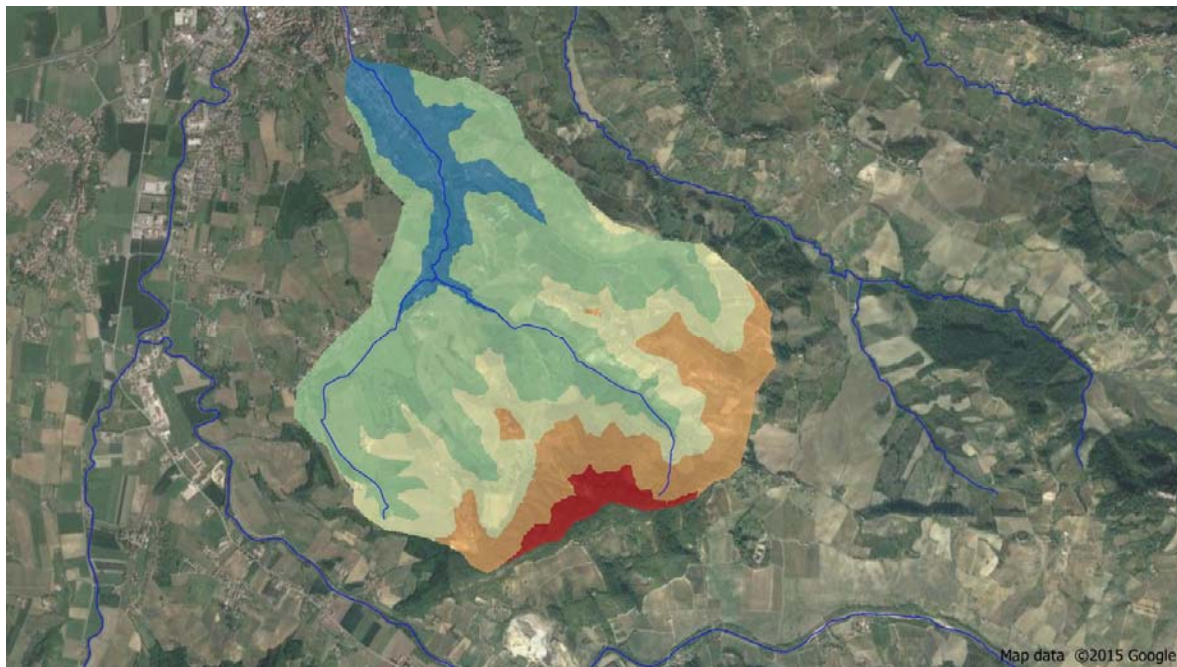


Fig. 2.3 - Bacino imbrifero del rio Rile chiuso alla sezione di inizio della tombinatura.

Le caratteristiche morfometriche del bacino sono quindi:

- superficie $S = 7.62 \text{ km}^2$,
- lunghezza asta principale $L = 4.58 \text{ km}$,
- altezza media del bacino rispetto alla sezione di chiusura $h_m = 210.5 \text{ m}$, calcolata dalla curva ipsografica,
- quota massima del bacino in $h_{\max} = 430 \text{ m s.l.m.}$,
- quota della sezione di chiusura in $m \text{ s.l.m. } h_0 = 97 \text{ m s.l.m.}$

L'altezza media è stata calcolata dalla curva ipsografica del bacino, il cui andamento è riportato nella seguente figura 2.4.

2.2.1 Calcolo del tempo di corrivazione T_c

La portata è funzione della precipitazione di durata totale pari al tempo di corrivazione del bacino imbrifero. Il tempo di corrivazione può essere stimato con diverse formule empiriche e, tra queste, è stata scelta la classica formula di Giandotti:

$$(3.2) \quad T_c = \frac{1.5L + 4\sqrt{S}}{0.8\sqrt{h_m}},$$

dove:

- T_c tempo di corrivazione in ore,
- L lunghezza dell'asta principale in km,
- S superficie del bacino in km^2 ,
- h_m altezza media del bacino rispetto alla sezione di chiusura in m,

Inserendo i valori calcolati, si ottiene un tempo di corrivazione pari a 2.1 ore.

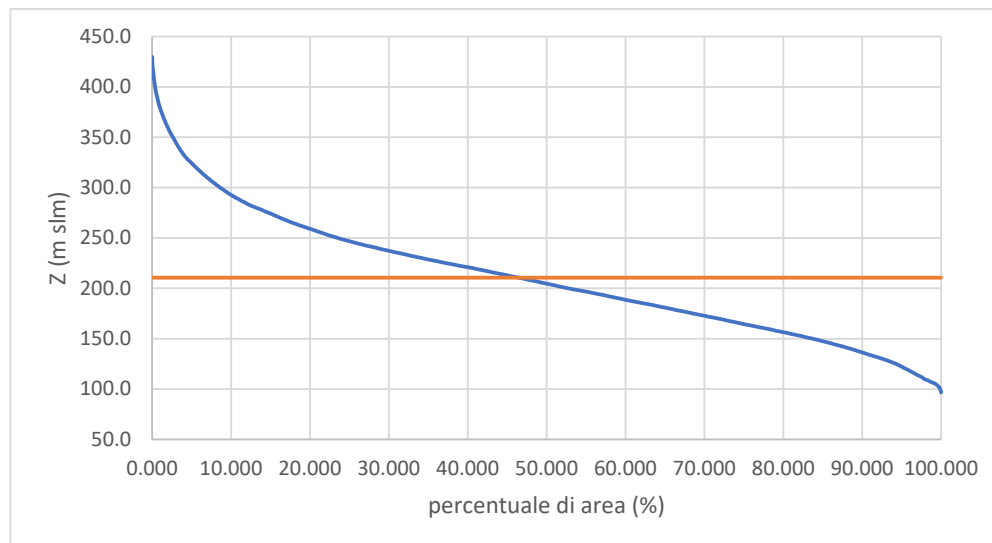


Fig. 2.4 – Curva ipsografica del bacino

3 VERIFICA DELLE CONDIZIONI DI DEFLUSSO DEL RIO RILE

3.1 GENERALITÀ

La verifica idraulica del rio Rile nello stato di fatto e nella situazione di progetto è stata eseguita nella condizione di deflusso della portata di piena in moto permanente, cioè non considerando la variazione nel tempo delle variabili idrauliche quali portata e altezza d'acqua.

Inoltre, in caso di esondazione dall'alveo non è stata considerata la riduzione della portata nel tratto a valle della/e sezione/i in cui si è verificata la fuoriuscita dell'acqua.

La portata di piena utilizzata nel calcolo è caratterizzata dal tempo di ritorno T pari a 100 anni.

3.2 CALCOLO DELLA PORTATA IDROLOGICA CON $T=100$ ANNI

La portata al colmo per il tempo di ritorno fissato è stata stimata applicando un modello di trasformazione afflussi-deflussi per il quale la portata è calcolata a partire dalla conoscenza della precipitazione netta che l'ha generata; si fa l'ipotesi che la pioggia e la portata abbiano lo stesso tempo di ritorno. Il calcolo della portata massima è stato qui condotto utilizzando il modello dell'idrogramma unitario istantaneo di Nash e la stima dei suoi parametri n e k con il metodo di Mc Sparran semplificato (Moisello,)

$$(3.1) \quad h(t) = \frac{t^{n-1}}{\Gamma(n)k^n} e^{-t/k}$$

$\Gamma(n)$ è la funzione gamma.

La portata per assegnato tempo di ritorno T in una fissata sezione di chiusura del bacino è data dall'integrale di convoluzione:

$$(3.2) \quad Q(t, T) = \int_0^t P(\tau) h(t - \tau) d\tau,$$

con

$$(3.3) \quad P(t, T) = \varphi i(t, T) S$$

dove:

- φ = coefficiente di deflusso;
- i = intensità media ragguagliata della precipitazione (mm/h);
- S = superficie del bacino (km²);

3.2.1 Curva di possibilità pluviometrica

Il calcolo della portata massima con il metodo razionale richiede di conoscere la curva di possibilità pluviometrica per i prefissati tempi di ritorno. Dal sito dell'Arpa Lombardia si ricavano i parametri della curva di possibilità pluviometrica relativa all'area in esame. L'altezza di pioggia h , data dalla seguente relazione:

L'altezza di pioggia h , data dalla seguente relazione:

$$(3.4) \quad h(Tc, T) = a_1 \times W_T \times Tc^n$$

Considerando il ragguaglio della pioggia sull'area la curva diventa:

$$(3.5) \quad h_R(Tc, T) = R \times a_1 \times W_T \times Tc^n$$

dove:

- a_1 è pari a 24.51 mm;
- W_T dipende dal tempo di ritorno: $W_T = 2.446$ per $T = 100$ anni;
- n è uguale a 0.305 ed è valido per durate di pioggia superiori a 1 ora,
- Tc è il tempo di corrivazione calcolato con l'equazione (3.2) e vale 2.1 ore;
- R è il coefficiente di ragguaglio della pioggia all'area il cui valore può essere minore o uguale a 1 e dipende dall'estensione del bacino e dalla durata della pioggia ed è considerato indipendente da tempo di ritorno T .

Il coefficiente di ragguaglio R è stato calcolato con la formula del National Water Council del Regno Unito:

$$(3.6) \quad R(t, A) = 1 - at^b$$

In cui i parametri a e b sono stati stimati con la formula ricavata da Barbero et al. sulla base di dati di precipitazione dell'area milanese; il valore di R per la durata t pari al tempo di corrivazione Tc è uguale a 0.95.

3.2.2 Coefficiente d'afflusso

Il bacino del rio Rile è essenzialmente costituito da superfici coltivate e da terreni di natura poco permeabili. Il valore del coefficiente d'afflusso φ è stato stimato con il metodo del numero di curva del Soil Conservation Service degli Stati Uniti (SCS).

$$(3.7) \quad \varphi = \frac{h_{Rn}}{h_R}$$

dove h_R è la pioggia lorda ragguagliata e h_{Rn} è la pioggia netta ragguagliata per la durata pari al tempo di corrivazione Tc . Si definisce, mediante apposite tabelle dell'USSCS il numero di curva CN , in funzione dell'uso del suolo, del tipo di drenaggio, delle condizioni idrologiche e del tipo di terreno. Si ricava quindi la capacità di ricarica del terreno S , che rappresenta l'altezza di pioggia immagazzinabile nel terreno:

$$(3.8) \quad S = \frac{25400}{CN} - 254$$

Il metodo del numero di curva ipotizza che il deflusso diretto abbia inizio solo dopo che si è verificata una perdita iniziale:

$$(3.9) \quad I_a = 0.2S$$

La pioggia netta ragguagliata è data dalla relazione:

$$(3.9) \quad h_{Rn} = \frac{(h_n - 0.2S)^2}{h_n + 0.8S}$$

Nel caso in esame il valore di CN è stato fissato pari a 84, per terreni di classe C (tasso d'infiltrazione basso) e utilizzo del suolo a vigneto e coltivazione. Il coefficiente d'afflusso per il tempo di ritorno 100 anni risulta uguale a 0.58.

3.2.3 Ietogramma di progetto

Nel calcolo della portata di piena si è adottato uno ietogramma di progetto a intensità variabile nel tempo. Per il caso in esame è stato scelto lo ietogramma di tipo Chicago molto utilizzato nell'ambito delle trasformazioni afflussi deflussi. Questo ietogramma è ricavato dalla curva di possibilità pluviometrica ed ha la caratteristica che per ogni sotto durata l'altezza di pioggia è pari a quella ricavabile dalla curva di possibilità pluviometrica.

Lo ietogramma si costruisce fissando una durata totale che deve essere maggiore o uguale al tempo di corivazione, l'intervallo elementare (per la discretizzazione dello ietogramma) e la posizione del picco. La durata, come si vede nella figura 3.1, è stata assunta pari a 6 ore e l'intervallo elementare pari a 15 minuti.

La posizione del picco r è un parametro dello ietogramma e nel caso specifico il coefficiente r è uguale a 0.5, cioè il picco si trova in corrispondenza della durata di 3 ore.

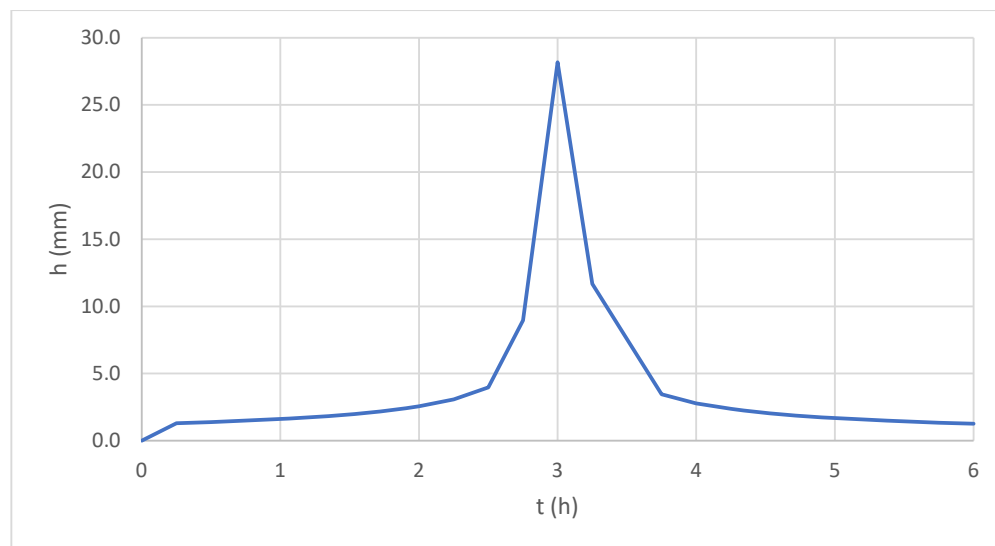


Fig. 3.1 – Ietogramma Chicago per $T = 100$ anni

3.2.4 Portata di piena per 100 anni di tempo di ritorno

Il valore della portata per il tempo di ritorno di 100 anni calcolato dalla soluzione dell'integrale di convoluzione della formula 3.2 è risultato pari a $43.2 \text{ m}^3/\text{s}$.

4 CALCOLO DEL PROFILO DI PIENA IN MOTO PERMANENTE NELLA CONDIZIONE ATTUALE E NELLA CONDIZIONE DI PROGETTO

4.1 STATO DI FATTO

La capacità di deflusso dell'alveo del rio Rile nel tratto compreso tra la sezione in corrispondenza del ponte sulla via Vigorelli, a monte, e la sezione 21 del rilievo in corrispondenza dell'imbocco della tombinatura del rio, a valle, è stato l'oggetto dell'analisi idraulica nello stato di fatto e nella situazione di progetto.

Le verifiche idrauliche in moto stazionario (steady flow) sono state effettuate mediante la modellizzazione con il codice di calcolo HEC-RAS vers. 5.07 del US ARMY CORPS OF ENGINEERS.

4.1.1 Geometria dell'alveo del tratto del rio Rile

La geometria dell'alveo nella zona interessata dallo scarico è stata oggetto di un rilievo topografico a terra effettuato per il presente progetto. Sono state utilizzate 20 sezioni trasversali: la prima sezione di monte (sezione 2 del rilievo e sezione -2 nel modello di calcolo) è posta a circa 50 metri a valle del ponte della via Vigorello e l'ultima sezione (sezione 21 del rilievo e -21 del modello) è posta a circa 25 metri dall'inizio della tombinatura.

Nel tratto sono presenti quattro ponti di piccole dimensioni e senza pile in alveo.

La pendenza media del fondo alveo è pari a circa 0.012 m/m (1.2 %).

4.1.2 Portata di calcolo

La portata di calcolo è stata determinata con le modalità illustrate nel capitolo 3 della relazione; il valore ricavato è pari a 43.1 m³/s per tempo di ritorno 100 anni.

4.1.3 Coefficienti di scabrezza

La scabrezza dell'alveo, come viene fatto usualmente, è stata definita attraverso il coefficiente di resistenza di Manning n . Il coefficiente di scabrezza pari a 0.03 m^{-1/3}s, sulla scorta dei valori della *tabella 2 – Valori dei coefficienti di scabrezza per i corsi d'acqua naturali* della citata Direttiva 4 dell'AdBpo; tale valore è riportato nella parte di tabella che riguarda i corsi d'acqua minori di pianura e montani ed è valido nel caso di alvei regolari con ghiaia e ciottoli e irregolarità modeste.

4.1.4 Coefficienti di espansione e di contrazione

I coefficienti di espansione e di contrazione sono utilizzati dal codice di calcolo per simulare gli effetti della corrente in prossimità di bruschi restringimenti della sezione trasversale.

I valori dei coefficienti sono stati definiti sulla base delle indicazioni contenute nei manuali di utilizzo di HEC-RAS.

Per tutte le sezioni di calcolo sono stati adottati i seguenti valori (valori di default del codice HEC-RAS):

- Coefficiente di contrazione: 0.1;
- Coefficiente di espansione: 0.3.

4.1.5 Condizioni al contorno

Il codice di calcolo utilizzato permette di calcolare il profilo di moto permanente in condizioni di corrente subcritica, supercritica o mista.

Nel caso in esame si è deciso di effettuare il calcolo in condizioni di corrente mista. Ciò richiede la definizione di una condizione al contorno a monte e di una a valle. Quale condizione di monte, si è considerata la pendenza locale del fondo che vale 0.01 m/m; quale condizione di valle si è assunta l'altezza pari al riempimento del 95% della tombinatura.

4.1.6 Risultati del calcolo

Nella tabella 4.1 sono riassunti i risultati della simulazione idraulica nello stato di fatto senza scarico attivato con il codice di calcolo HEC-RAS per la piena con tempo di ritorno pari a 100 anni.

River Sta	Q Total (m3/s)	Cum Ch Len (m)	Min Ch El (m)	Invert Slope	W.S. Elev (m)	Max Chl Dpth (m)	Crit W.S. (m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Froude # Chl
-2	43.10	1109.65	109.03	0.0072	111.88	2.85	110.99	2.32	18.93	0.60
-3	43.10	1072.07	108.76	0.0120	111.29	2.53	111.29	3.46	12.46	1.00
-4	43.10	1015.33	108.08	0.0123	110.97	2.89	110.50	2.34	21.48	0.69
-5	43.10	915.08	106.85	0.0324	109.58	2.73	109.58	4.13	10.43	1.01
-6	43.10	879.62	105.70	0.0000	109.85	4.15	108.60	1.74	24.73	0.42
-6.25	Bridge									
-6.5	43.10	871.62	105.70	0.0042	108.04	2.34	108.59	5.77	7.47	1.56
-7	43.10	831.42	105.53	0.0112	109.04	3.51	108.25	2.36	18.24	0.59
-8	43.10	777.04	104.92	0.0076	108.95	4.03		2.00	21.59	0.43
-9	43.10	744.06	104.67	0.0000	108.93	4.26	107.71	1.69	25.47	0.37
-9.25	Bridge									
-9.5	43.10	734.06	104.67	0.0395	106.96	2.29	107.71	6.00	7.18	1.70
-10	43.10	708.26	103.65	0.0101	105.82	2.17	106.47	6.25	6.89	1.70
-11	43.10	632.13	102.88	0.0051	106.18	3.30	106.03	2.55	16.89	0.80
-12	43.10	568.95	102.56	0.0000	106.13	3.57	105.32	1.63	26.38	0.40
-12.25	Bridge									
-12.5	43.10	558.95	102.56	0.0149	104.85	2.29	105.32	4.90	8.79	1.54
-13	43.10	512.04	101.86	0.0121	104.51	2.65	104.55	2.91	14.79	1.08
-14	43.10	439.21	100.98	0.0106	104.22	3.24	103.86	1.98	21.75	0.58
-15	43.10	354.62	100.08	-0.0047	104.21	4.13	102.89	1.11	38.94	0.26
-15.25	Bridge									
-15.5	43.10	342.62	100.08	0.0376	102.13	2.05	102.89	6.06	7.12	1.85
-16	43.10	308.84	98.81	0.0110	101.17	2.36	101.65	5.57	7.73	1.58
-17	43.10	249.48	98.16	0.0026	101.58	3.42	100.90	2.05	21.06	0.74
-18	43.10	215.34	98.07	0.0240	100.61	2.54	100.61	4.07	10.58	1.00
-19	43.10	136.11	96.17	0.0104	98.28	2.11	98.82	5.73	7.52	1.62
-20	43.10	56.14	95.34	0.0087	97.87	2.53	97.87	3.27	13.17	1.00
-21	43.10		94.85		96.71	1.86	96.91	4.37	9.87	1.22

Tab. 4.1 – Risultati del calcolo nello stato di fatto per la piena con $T = 100$ anni.

Nella figura 4.1 è riportato il profilo di moto permanente nello stato di fatto per $T = 100$ anni.

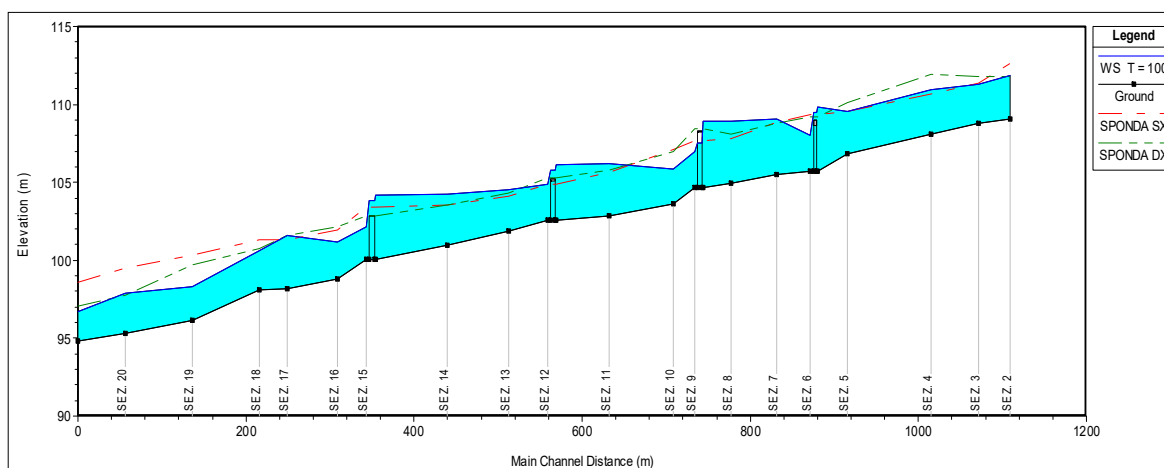


Fig. 4.1 – Profilo di moto permanente per la portata con $T = 100$ anni nello stato di fatto.

È evidente che, soprattutto a monte dei ponti si hanno delle insufficienze e dei superamenti delle sponde del corso d'acqua. Per tutti i quattro ponti presenti nel tratto si ha una condizione critica: si verifica il sormonto delle strutture nelle sezioni 6, 12 e 15 mentre nella sezione 9 si ha la formazione di un risalto idraulico a monte del ponte che provoca l'esondazione da entrambe le sponde del corso d'acqua.

È stata anche verificata la condizione in cui in nessuna sezione dell'alveo si ha esondazione; la portata che defluisce nell'alveo senza provocare esondazione è risultata pari a $15 \text{ m}^3/\text{s}$ a cui si assegna, nella metodologia utilizzata e descritta nel capitolo precedente, un tempo di ritorno pari a 5 anni.

4.2 STATO DI PROGETTO

Il progetto per la messa in sicurezza del tratto di rio Rile comprende (per i dettagli si rimanda alla relazione tecnica del progetto e le tavole di progetto):

1. La formazione di opere di sostegno e difesa di sponda in gabbioni e in massi,
2. La sistemazione di tratti d'alveo con la rimozione di materiale inerte depositato e il ripristino di sezione d'alveo di maggiore capacità di deflusso delle portate di piena.

4.2.1 Geometria dell'alveo del tratto del rio Rile

Parte delle sezioni trasversali di progetto sono state modificate rispetto allo stato di fatto sia come forma, sia come materiale costituente l'alveo dal quale risulta la modifica del coefficiente di scabrezza; dalla sezione 8 alla sezione a monte dell'imbocco della tombinatura le dimensioni delle sezioni d'alveo sono rimaste inalterate mentre è stato previsto il rivestimento i massi; nel tratto fino all'imbocco della tombinatura (sezione 7) le sezioni sono variate nelle dimensioni ed è previsto il rivestimento dell'alveo; dalla sezione di sbocco del tombino (sezione 5) fino alla sezione 4, la sezione è modificata ed è previsto il rivestimento; dalla sezione 4 le sezioni non sono modificate.

Il tombino in progetto è lungo 16.5 metri ed è formato da scatolari portanti in c.a. le cui dimensioni sono: larghezza 3.5 m e altezza 1.5 m.

4.2.2 Portata di calcolo

La portata di calcolo è stata determinata con le modalità illustrate nel capitolo 3 della relazione; il valore ricavato è pari a $16.9 \text{ m}^3/\text{s}$ per tempo di ritorno 100 anni.

4.2.3 Coefficienti di scabrezza

La scabrezza dell'alveo, come viene fatto usualmente, è stata definita attraverso il coefficiente di resistenza di Manning n . Il coefficiente di scabrezza è stato fissato pari a $0.025 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ per il tratto d'alveo rivestito con massi e $0.03 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ per il restante tratto di valle.

Per il tombino è stato considerato un coefficiente di scabrezza di Manning n pari a $0.012 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$.

4.2.4 Coefficienti di espansione e di contrazione

I coefficienti di espansione e di contrazione sono utilizzati dal codice di calcolo per simulare gli effetti della corrente in prossimità di bruschi restringimenti della sezione trasversale.

I valori dei coefficienti sono stati definiti sulla base delle indicazioni contenute nei manuali di utilizzo di HEC-RAS.

Per tutte le sezioni di calcolo sono stati adottati i seguenti valori (valori di default del codice HEC-RAS):

- Coefficiente di contrazione: 0.1;
- Coefficiente di espansione: 0.3.

4.2.5 Condizioni al contorno

Il codice di calcolo utilizzato permette di calcolare il profilo di moto permanente in condizioni di corrente subcritica, supercritica o mista.

Nel caso in esame si è deciso di effettuare il calcolo in condizioni di corrente mista. Ciò richiede la definizione di una condizione al contorno a monte e di una a valle. Quale condizione di monte, si è considerata la pendenza locale del fondo che vale 0.0236 m/m ; quale condizione di valle si è assunta l'altezza di stato critico.

4.2.6 Calcolo del profilo di piena in moto permanente nella condizione di progetto

Con le medesime condizioni poste nel caso esaminato di profilo in moto permanente nella condizione attuale per la portata di piena con $T = 100$ anni è stato verificato l'effetto degli interventi previsti sul regime idraulico del rio Rile. Le verifiche idrauliche in moto stazionario (steady flow) sono state effettuate, anche in questo caso, mediante la modellizzazione con il codice di calcolo HEC-RAS ver. 4.1. del US ARMY CORPS OF ENGINEERS.

4.2.7 Risultati del calcolo

Nella tabella 4.2 sono riassunti i risultati della simulazione idraulica nello stato di fatto senza scarico attivato con il codice di calcolo HEC-RAS per la piena con tempo di ritorno pari a 100 anni.

River Sta	Q Total (m ³ /s)	Cum Ch Len (m)	Min Ch El (m)	Invert Slope	W.S. Elev (m)	Max Chl Dpth (m)	Crit W.S. (m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Froude # Chl
-2	43.10	1109.65	109.03	0.0072	112.01	2.98	110.99	1.91	24.42	0.65
-3	43.10	1072.07	108.76	0.0120	111.29	2.53	111.29	3.46	12.46	1.00
-4	43.10	1015.33	108.08	0.0123	111.09	3.01	110.16	1.47	29.38	0.62
-5	43.10	915.08	106.85	0.0324	109.59	2.74	109.59	4.11	10.48	1.00
-6	43.10	879.62	105.70	0.0000	109.23	3.53	107.84	2.06	20.91	0.53
-6.25	Bridge									
-6.5	43.10	871.62	105.70	0.0042	108.78	3.08		2.55	16.89	0.54
-7	43.10	831.42	105.53	0.0112	108.32	2.79		3.37	12.79	0.80
-8	43.10	777.04	104.92	0.0076	107.93	3.01	107.62	3.33	12.95	0.85
-9	43.10	744.06	104.67	0.0000	107.88	3.21	107.03	2.60	16.60	0.64
-9.25	Bridge									
-9.5	43.10	734.06	104.67	0.0395	106.67	2.00	107.03	5.20	8.29	1.32
-10	43.10	708.26	103.65	0.0101	105.28	1.63	105.90	6.23	6.91	1.72
-11	43.10	632.13	102.88	0.0051	106.18	3.30	106.03	2.55	16.89	0.80
-12	43.10	568.95	102.56	0.0000	106.13	3.57	105.32	1.63	26.38	0.40
-12.25	Bridge									
-12.5	43.10	558.95	102.56	0.0149	104.85	2.29	105.32	4.90	8.79	1.54
-13	43.10	512.04	101.86	0.0121	104.40	2.54	104.64	3.97	12.60	0.99
-14	43.10	439.21	100.98	0.0106	104.17	3.19	103.91	2.44	20.84	0.56
-15	43.10	354.62	100.08	-0.0047	104.21	4.13	102.89	1.11	38.94	0.26
-15.25	Bridge									
-15.5	43.10	342.62	100.08	0.0376	102.13	2.05	102.89	6.06	7.12	1.85
-16	43.10	308.84	98.81	0.0110	101.17	2.36	101.65	5.57	7.73	1.58
-17	43.10	249.48	98.16	0.0026	101.45	3.29	100.50	2.03	21.20	0.61
-18	43.10	215.34	98.07	0.0240	100.54	2.47	100.54	4.09	10.53	1.00
-19	43.10	136.11	96.17	0.0104	97.86	1.69	98.48	6.17	6.98	1.82
-20	43.10	56.14	95.34	0.0087	97.73	2.39	97.73	3.67	11.75	1.01
-21	43.10		94.85		96.70	1.85	96.91	4.42	9.75	1.24

Tab. 4.2 – Risultati del calcolo nella condizione di progetto per la piena con $T = 100$ anni.

Nella figura 4.2 è riportato il profilo di moto permanente nello stato di progetto.

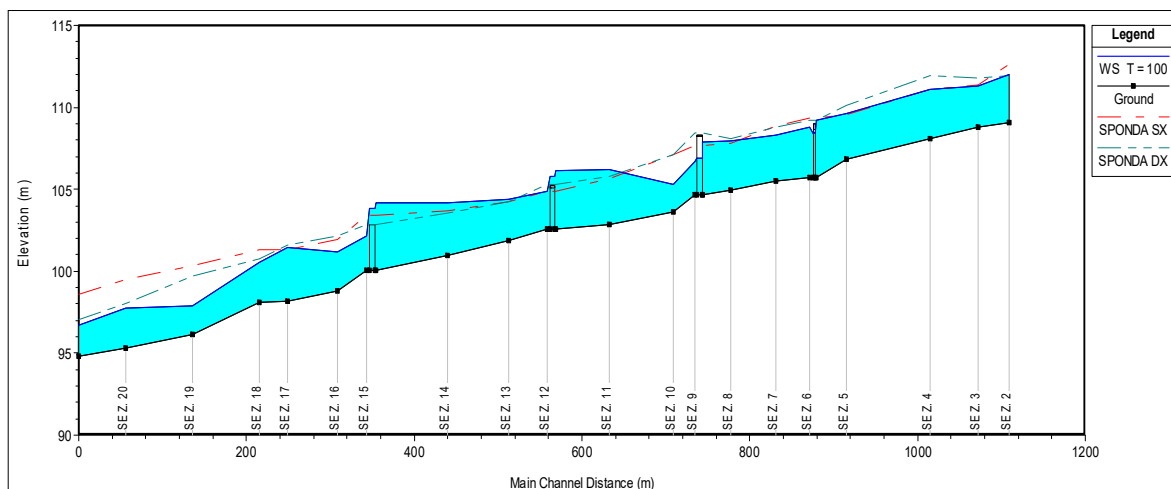


Fig. 4.2 – Profilo di moto permanente per la portata con $T = 100$ anni nella situazione di progetto.

Si osserva che nelle zone d'intervento si ha una riduzione del livello di piena; in corrispondenza del ponte nella sezione 6 non si verifica il sormonto della struttura e non si ha più la formazione del risalto a monte. Nella sezione 9 il livello a monte del ponte si mantiene al di sotto della quota d'intradosso.

4.3 CONFRONTO TRA LO STATO DI FATTO E LA CONDIZIONE DI PROGETTO

Il confronto tra le due simulazioni ci consente di valutare l'effetto degli interventi previsti. Il risultato del confronto tra le due simulazioni è riportato nella tabella 4.3.

River Sta	Plan	Q Total (m ³ /s)	Cum Ch Len (m)	Min Ch El (m)	Invert Slope	W.S. Elev (m)	Max Chl Dpth (m)	Crit W.S. (m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Froude # Chl
-2	Stato di fatto	43.10	1109.65	109.03	0.0072	112.01	2.98	110.99	1.91	24.42	0.65
-2	Progetto	43.10	1109.65	109.03	0.0072	112.01	2.98	110.99	1.91	24.42	0.65
-3	Stato di fatto	43.10	1072.07	108.76	0.0120	111.29	2.53	111.29	3.46	12.46	1.00
-3	Progetto	43.10	1072.07	108.76	0.0120	111.29	2.53	111.29	3.46	12.46	1.00
-4	Stato di fatto	43.10	1015.33	108.08	0.0123	111.12	3.04	110.90	1.50	28.74	0.64
-4	Progetto	43.10	1015.33	108.08	0.0123	111.09	3.01	110.16	1.47	29.38	0.62
-5	Stato di fatto	43.10	915.08	106.85	0.0324	109.58	2.73	109.58	4.13	10.43	1.01
-5	Progetto	43.10	915.08	106.85	0.0324	109.59	2.74	109.59	4.11	10.48	1.00
-6	Stato di fatto	43.10	879.62	105.70	0.0000	109.85	4.15	108.60	1.74	24.73	0.42
-6	Progetto	43.10	879.62	105.70	0.0000	109.23	3.53	107.84	2.06	20.91	0.53
-6.25	Bridge										
-6.5	Stato di fatto	43.10	871.62	105.70	0.0042	108.04	2.34	108.59	5.77	7.47	1.56
-6.5	Progetto	43.10	871.62	105.70	0.0042	108.78	3.08		2.55	16.89	0.54
-7	Stato di fatto	43.10	831.42	105.53	0.0112	109.04	3.51	108.25	2.36	18.24	0.59
-7	Progetto	43.10	831.42	105.53	0.0112	108.32	2.79		3.37	12.79	0.80
-8	Stato di fatto	43.10	777.04	104.92	0.0076	108.95	4.03		2.00	21.59	0.43
-8	Progetto	43.10	777.04	104.92	0.0076	107.93	3.01	107.62	3.33	12.95	0.85
-9	Stato di fatto	43.10	744.06	104.67	0.0000	108.93	4.26	107.71	1.69	25.47	0.37
-9	Progetto	43.10	744.06	104.67	0.0000	107.88	3.21	107.03	2.60	16.60	0.64
-9.25	Bridge										
-9.5	Stato di fatto	43.10	734.06	104.67	0.0395	106.96	2.29	107.71	6.00	7.18	1.70
-9.5	Progetto	43.10	734.06	104.67	0.0395	106.67	2.00	107.03	5.20	8.29	1.32
-10	Stato di fatto	43.10	708.26	103.65	0.0101	105.82	2.17	106.47	6.25	6.89	1.70
-10	Progetto	43.10	708.26	103.65	0.0101	105.28	1.63	105.90	6.23	6.91	1.72
-11	Stato di fatto	43.10	632.13	102.88	0.0051	106.18	3.30	106.03	2.55	16.89	0.80
-11	Progetto	43.10	632.13	102.88	0.0051	106.18	3.30	106.03	2.55	16.89	0.80
-12	Stato di fatto	43.10	568.95	102.56	0.0000	106.13	3.57	105.32	1.63	26.38	0.40
-12	Progetto	43.10	568.95	102.56	0.0000	106.13	3.57	105.32	1.63	26.38	0.40

River Sta	Plan	Q Total (m3/s)	Cum Ch Len (m)	Min Ch El (m)	Invert Slope	W.S. Elev (m)	Max Chl Dpth (m)	Crit W.S. (m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Froude # Chl
-12.25		Bridge									
-12.5	Stato di fatto	43.10	558.95	102.56	0.0149	104.85	2.29	105.32	4.90	8.79	1.54
-12.5	Progetto	43.10	558.95	102.56	0.0149	104.85	2.29	105.32	4.90	8.79	1.54
-13	Stato di fatto	43.10	512.04	101.86	0.0121	104.51	2.65	104.55	2.91	14.79	1.08
-13	Progetto	43.10	512.04	101.86	0.0121	104.40	2.54	104.64	3.97	12.60	0.99
-14	Stato di fatto	43.10	439.21	100.98	0.0106	104.22	3.24	103.86	1.98	21.75	0.58
-14	Progetto	43.10	439.21	100.98	0.0106	104.17	3.19	103.91	2.44	20.84	0.56
-15	Stato di fatto	43.10	354.62	100.08	-0.0047	104.21	4.13	102.89	1.11	38.94	0.26
-15	Progetto	43.10	354.62	100.08	-0.0047	104.21	4.13	102.89	1.11	38.94	0.26
-15.25		Bridge									
-15.5	Stato di fatto	43.10	342.62	100.08	0.0376	102.13	2.05	102.89	6.06	7.12	1.85
-15.5	Progetto	43.10	342.62	100.08	0.0376	102.13	2.05	102.89	6.06	7.12	1.85
-16	Stato di fatto	43.10	308.84	98.81	0.0110	101.17	2.36	101.65	5.57	7.73	1.58
-16	Progetto	43.10	308.84	98.81	0.0110	101.17	2.36	101.65	5.57	7.73	1.58
-17	Stato di fatto	43.10	249.48	98.16	0.0026	101.58	3.42	100.90	2.05	21.06	0.74
-17	Progetto	43.10	249.48	98.16	0.0026	101.45	3.29	100.50	2.03	21.20	0.61
-18	Stato di fatto	43.10	215.34	98.07	0.0240	100.61	2.54	100.61	4.07	10.58	1.00
-18	Progetto	43.10	215.34	98.07	0.0240	100.54	2.47	100.54	4.09	10.53	1.00
-19	Stato di fatto	43.10	136.11	96.17	0.0104	98.28	2.11	98.82	5.73	7.52	1.62
-19	Progetto	43.10	136.11	96.17	0.0104	97.86	1.69	98.48	6.17	6.98	1.82
-20	Stato di fatto	43.10	56.14	95.34	0.0087	97.73	2.39	97.73	3.66	11.77	1.00
-20	Progetto	43.10	56.14	95.34	0.0087	97.73	2.39	97.73	3.67	11.75	1.01
-21	Stato di fatto	43.10		94.85		96.69	1.84	96.91	4.43	9.73	1.24
-21	Progetto	43.10		94.85		96.70	1.85	96.91	4.42	9.75	1.24

Tab. 4.3 – Confronto tra i risultati del calcolo nello stato di fatto e di progetto per la piena con $T = 100$ anni.

Come è evidente nella tabella, i risultati mostrano che con gli interventi di risezionamento dell'alveo si ottiene un abbassamento del livello idrico per la piena con $T = 100$ anni.

In particolare nelle zone d'intervento si hanno i seguenti risultati: dalla sezione 6 (ponte privato) fino alla sezione 10 (a valle del ponte di via delle Mollie) si ha un abbassamento del livello fino a poco più di 1 metro; dalla sezione 17 alla sezione 19 si ha un abbassamento del livello fino a più di circa 60 cm nella sezione 19. Viceversa nelle sezioni in cui non si prevede di intervenire nel presente progetto, il livello si mantiene inalterato.

Nella figura 4.3 è rappresentato il confronto tra il profilo di moto nello stato di fatto e nella condizione di progetto.

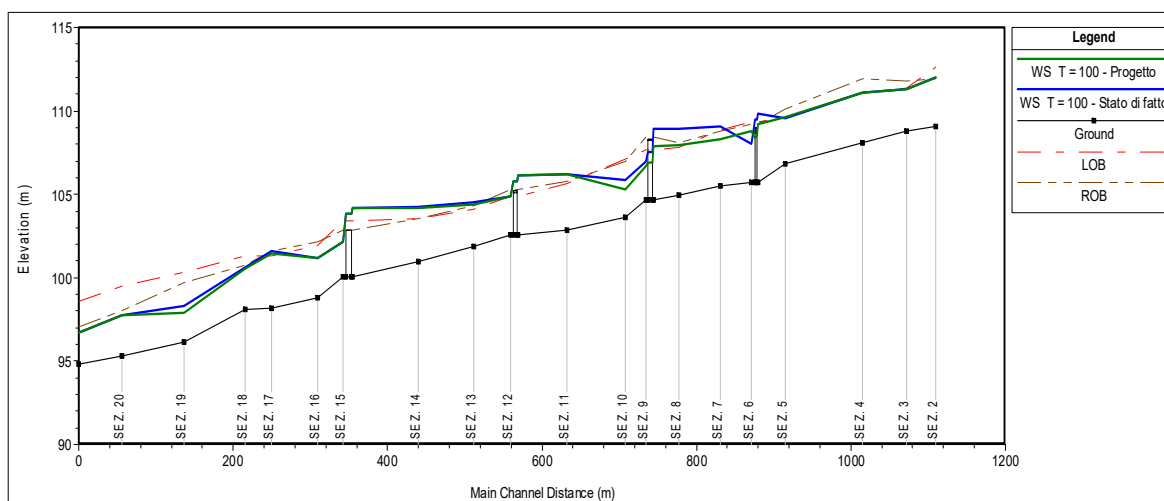


Fig. 4.3 – Profilo di moto permanente di confronto tra lo stato di fatto e di progetto per la portata con $T = 100$ anni.

5 CONCLUSIONI

La verifica idraulica per la valutazione dell'efficacia degli interventi, soprattutto la sistemazione e il risezionamento dell'alveo sul tratto di alveo del rio Rile.

La simulazione del profilo di moto permanente nella situazione attuale ha confermato l'insufficienza idraulica di diversi tratti dell'alveo per la piena caratterizzata dal tempo di ritorno $T = 100$ anni. La conformazione attuale del tratto d'alveo consente il passaggio della portata con circa 20 anni di tempo di ritorno, senza che si verifichi l'insufficienza della tombinatura e l'esondazione dall'alveo.

La simulazione del profilo di moto permanente nella situazione di progetto ha confermato che la sistemazione dell'alveo la riduzione delle insufficienze e la riduzione del rischio idraulico nel caso della piena caratterizzata dal tempo di ritorno $T = 100$ anni.

Le simulazioni dimostrano che è necessario prevedere altri interventi in quei tratti d'alveo che hanno mostrato problematiche di esondazione e sui quali non si è potuto procedere con la progettazione.

Voghera, agosto 2020

Dott. Ing. Giuseppe Barbero Ph.D.
Ordine degli Ingegneri di Pavia n.1340
Via Kennedy, 70 – 27058 Voghera