



TORINO - IVREA - QUINCINETTO

IVREA - SANTHIA'

SISTEMA AUTOSTRADALE  
TANGENZIALE DI TORINO

VISTO per ATIVA S.p.A.



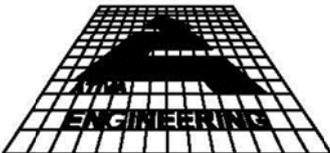
*Amministratore Delegato*  
Dott. Ing. LUIGI CRESTA

## **AUTOSTRADA A4/A5 - A5 TORINO QUINCINETTO IVREA SANTHIA'**

### ***NODO IDRAULICO DI IVREA 2° FASE DI COMPLETAMENTO***

### ***PROGETTO DEFINITIVO***

### ***STUDIO IDRAULICO GENERALE Idrografia minore - Relazione idrologica e idraulica***

IL PROGETTISTA	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO
  <i>Il Direttore Tecnico</i>  Dott. Ing. ROBERTO PETRALI ordine degli Ingegneri di Milano n° 14638	HYDRODATA M. Cargnelutti	HYDRODATA R. Dutto	ATIVA ENGINEERING V. Palmisano
	DATA GIUGNO 2012	REVISIONE	DATA
	SCALA -		
	UFFICIO SSP0101A0500000PDIDR106--	COMMESSA	N° PROGETTO



## INDICE

1. PREMESSA	1
2. DELIMITAZIONE DEI BACINI IDROGRAFICI	1
3. ANALISI IDROLOGICA	4
3.1 Pluviometria	4
3.1.1 Elaborazione statistica	5
3.1.2 Curve di possibilità climatica nelle stazioni di misura utilizzate	6
3.1.3 Regionalizzazione delle curve di possibilità climatica	6
4. DETERMINAZIONE DELLE PORTATE DI PIENA	13
4.1 Metodo razionale	13
4.2 Determinazione del tempo di corrivazione	14
4.3 Determinazione del coefficiente di deflusso	15
4.4 Risultati ottenuti	16
5. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI DI SISTEMAZIONE IDRAULICA	18
5.1 Rio Acque Rosse ramo 2 (attraversamento progr. 43+660)	18
5.2 Rio Acque Rosse ramo 2 (attraversamento progr. 41+546)	18
5.3 Rio Ribes (deviazione attraversamento progr. 37+425)	19
6. VERIFICHE IDRAULICHE	19
6.1 Messa a punto del modello numerico e schematizzazione adottata	19
6.1.1 Schematizzazione modellistica delle strutture di attraversamento e delle opere idrauliche di controllo del fondo alveo	20
6.2 Condizioni al contorno e resistenze distribuite	20
6.3 Coefficienti di resistenza distribuiti (scabrezze)	21
6.4 Verifiche idrauliche sul torrente Assa - Progr. km 45+366	21
6.4.1 Schematizzazione geometrica del modello numerico	21
6.4.2 Verifiche idrauliche	22
6.5 Verifiche idrauliche sul rio Acque Rosse (ramo 1) – Progr. km 44+077	29
6.5.1 Schematizzazione geometrica del modello numerico	29
6.5.2 Verifiche idrauliche	30
6.6 Verifiche idrauliche sul rio Acque Rosse (rami 1-2) – Progr. km 43+660	36
6.6.1 Schematizzazione geometrica del modello numerico	36
6.6.2 Verifiche idrauliche	38

### ALLEGATO 1 - Descrizione del modello numerico di simulazione MIKE 11



## 1. PREMESSA

La presente relazione idrologica e idraulica descrive le modalità di studio ed i risultati ottenuti in merito al calcolo delle portate per tempo di ritorno assegnato e al dimensionamento e relative verifiche idrauliche degli attraversamenti sui corsi d'acqua minori, interferenti con l'autostrada A5 Torino-Aosta in adeguamento.

Lo studio idrologico costituisce inoltre il supporto per le analisi di tipo ambientale eseguite nell'ambito della stesura del presente progetto.

In particolare le opere di attraversamento sono costituite da tombini scatolari e ponti previsti in corrispondenza dell'intersezione con i corsi d'acqua naturali interferiti dall'autostrada.

Gli attraversamenti sui corsi d'acqua minori sono stati dimensionati per portate di piena determinate in modo coerente e congruente con quanto prescritto nella "Direttiva sulla piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica", emanata dall'Autorità di Bacino del Fiume Po ai sensi dell'art.10 delle Norme di Attuazione del Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico, e della Deliberazione 11 maggio 1999 dell'Autorità di Bacino del Fiume Po – aggiornata con deliberazione n.10 del Comitato Istituzionale del 5 Aprile 2006 "*Criteri per la valutazione della compatibilità idraulica delle infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico all'interno delle fasce A e B*" e degli altri riferimenti normativi in essa citati.

La valutazione delle portate per tempo di ritorno assegnato, data l'assenza di stazioni di misura idrometriche, è stata eseguita in modo indiretto, a partire cioè dalle precipitazioni intense per durate superiori all'ora per tempi di ritorno 25, 100 e 200 anni.

I corsi d'acqua su cui sono state eseguite le verifiche idrauliche sono i seguenti:

Denominazione	Progressiva interferenza (km)	Note
Assa	45+366	ponticello esistente
Acque Rosse ramo1	44+077	ponticello in progetto
Acque Rosse in corrispondenza confluenza rami 1 e 2	43+660	ponticello in progetto

## 2. DELIMITAZIONE DEI BACINI IDROGRAFICI

La delimitazione dei bacini idrografici dei corsi d'acqua interferenti con l'autostrada A5 è stata eseguita sulla base della Cartografia Regionale CTR in scala 1:10.000 (si veda l'elaborato grafico "IDR107 - Corografia dei bacini" allegato al presente progetto).

Lo studio delle principali caratteristiche morfologiche e fisiografiche dei bacini idrografici è stato eseguito sulla base del DEM a maglia quadrata di dimensione 50X50 m della Regione Piemonte, rappresentato in Figura 1, dove in colore rosso sono riportati i limiti fisiografici dei bacini ed in giallo il tracciato dell'autostrada A5 in adeguamento.

I parametri morfologici d'interesse sono i seguenti:

- l'area della superficie dei bacini (S) espressa in km<sup>2</sup>;
- la lunghezza (L) delle aste principali espressa in km;

- la pendenza (i) delle aste principali espressa in m/m;
- le quote massima (Hmax), minima (Hmin) e media (Hmed) dei bacini espresse in m s.m.

In Tabella 1 si riportano i parametri fisiografici determinati e le caratteristiche geometriche dei bacini idrografici.

Denominazione bacino idrografico	S (km <sup>2</sup> )	Hmax (m s.m.)	Hmed (m s.m.)	Hmin (m s.m.)	L (km)	i (m/m)
Assa	6.545	1954.0	1029.8	250.0	5.750	0.296
Acque Rosse ramo1	4.198	893.0	429.3	243.0	3.671	0.139
Acque Rosse ramo2	4.110	788.0	424.3	243.0	3.035	0.019
Acque Rosse valle confluenza	8.941	893.0	404.9	242.5	4.332	0.110
Acque Rosse viadotto	12.325	893.0	369.7	242.0	5.935	0.109
Ribes ramo1	21.215	755.0	311.1	230.0	9.234	0.038
Ribes ramo2	0.883	240.0	231.0	228.0	1.864	0.005
Ribes valle	22.901	755.0	308.0	228.0	10.666	0.034

Tabella 1 - Caratteristiche fisiografiche dei bacini idrografici chiusi in corrispondenza dell'autostrada A5.

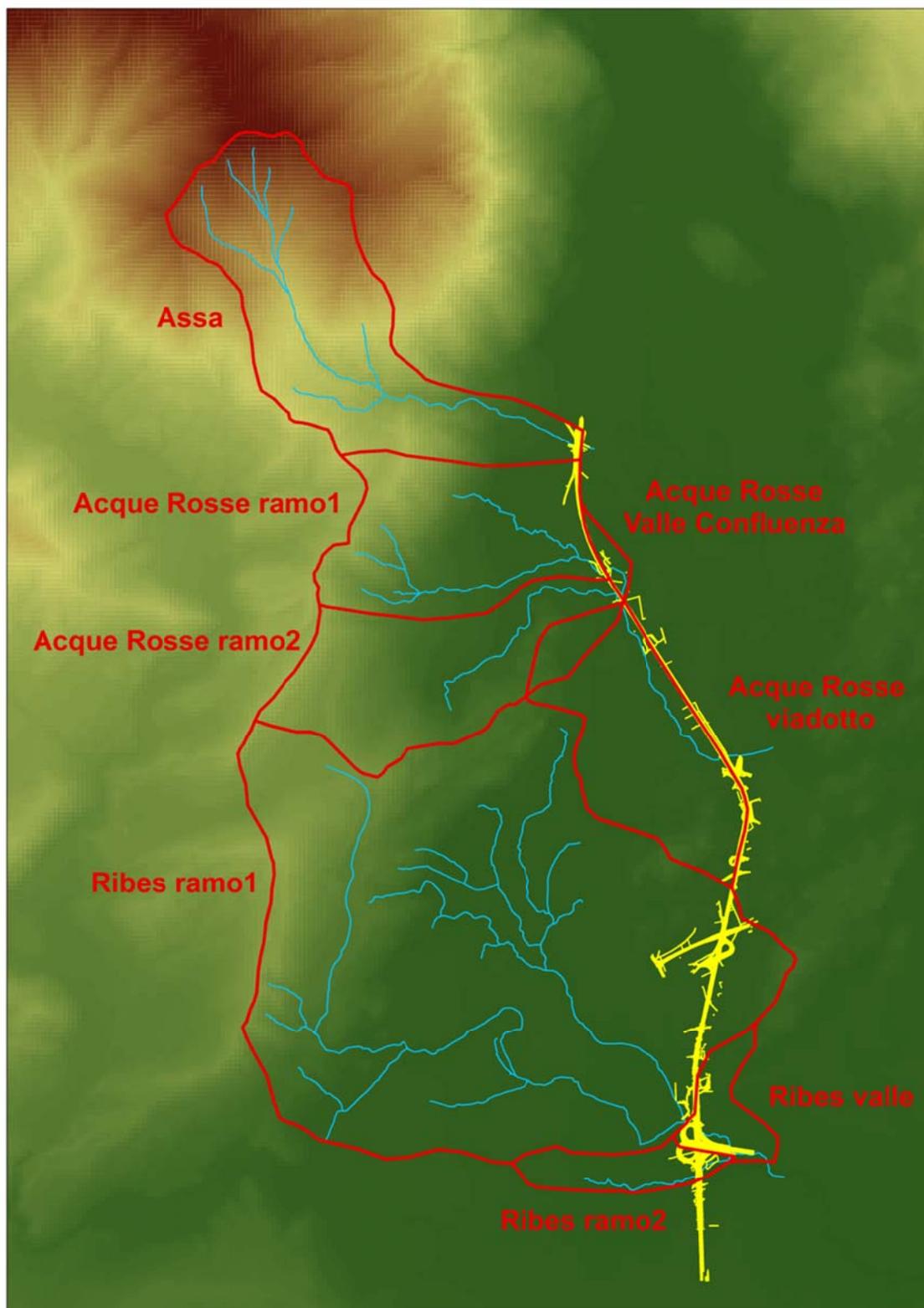


Figura 1 - Limiti fisiografici dei bacini imbriferi chiusi in corrispondenza della autostrada A5.

### 3. ANALISI IDROLOGICA

#### 3.1 Pluviometria

I dati pluviometrici sono stati desunti dagli Annali Idrologici pubblicati dall'Ufficio Idrografico e Mareografico di Parma. Tali dati sono indispensabili a determinare le leggi di possibilità climatica per tempo di ritorno assegnato al fine del calcolo delle portate di piena di dimensionamento degli attraversamenti sui corsi d'acqua interferenti.

In Tabella 2 ed in Figura 2 si riportano le caratteristiche e l'ubicazione delle stazioni di registrazione presenti nei territori limitrofi all'area di progetto, nelle quali esistono serie storiche di massima intensità di pioggia per durate superiori all'ora.

Codice stazione	Denominazione	Bacino idrografico	Periodo di misura		Numero dati di osservazione	Coordinate UTM	
			Anno inizio	Anno fine		Est	Nord
1332	Pont Canavese	Orco	1938	1986	47	389 421	5 032 342
1338	Ingria	Orco	1951	1981	27	388 184	5 036 069
1311	Borgofranco D'Ivrea	Dora Baltea	1941	1986	39	410 413	5 041 268
1312	Ivrea	Dora Baltea	1935	1986	46	411 636	5 035 695
1317	Strambino	Dora Baltea	1951	1973	21	412 811	5 026 418
1227	Zubiena	Sesia	1955	1986	23	420 804	5 039 276

Tabella 2 - Caratteristiche delle stazioni di misura utilizzate.

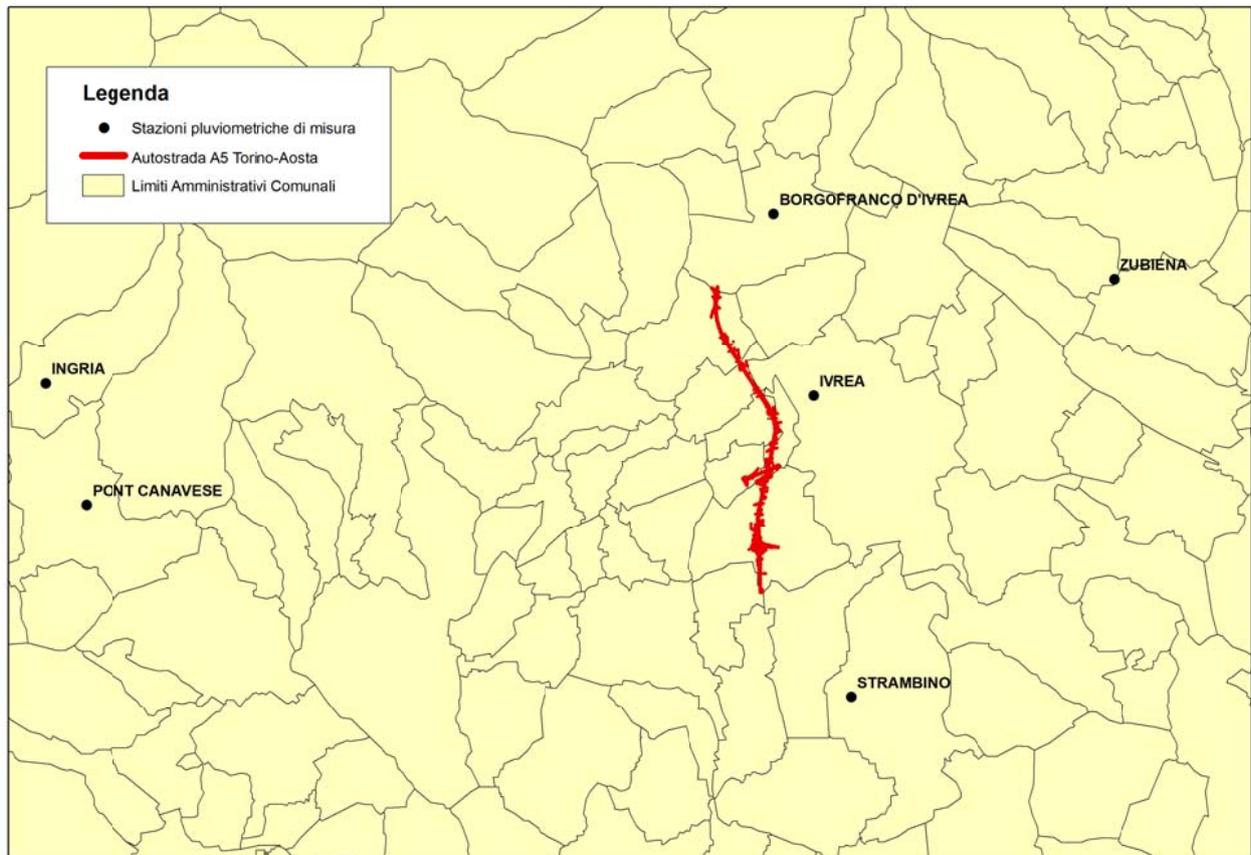


Figura 2 - Ubicazione delle stazioni pluviometriche utilizzate.

### 3.1.1 Elaborazione statistica

Le su elencate serie storiche di precipitazione intensa di durata superiore all'ora, sono state elaborate statisticamente mediante una procedura di regolarizzazione, al fine di determinare le curve di possibilità climatica  $h = a \cdot t^n$  sulle stazioni di registrazione.

La regolarizzazione per assegnati tempi di ritorno è avvenuta utilizzando diverse leggi probabilistiche di previsione. Ad ogni serie storica vengono adattati i seguenti tipi di distribuzione probabilistica:

1. distribuzione log-normale (Galton)

$$f(y) = \frac{0.3989}{ys} * e^{-(\ln y - m)^2 / 2s^2} dy$$

con parametri s,m.

2. distribuzione di Pearson Type III (funzione Gamma)

$$f(y)dy = \frac{1}{s\chi(p)} * \left(\frac{y-a}{s}\right)^{(p-1)} * e^{-\left(\frac{y-a}{s}\right)} dy$$

con parametri s,p,a,

### 3. distribuzione di Fischer Typpet Type I (Gumbel)

$$f(y) dy = \frac{1}{a} * e^{(-(-\frac{y-z}{a}) - e^{(-\frac{y-z}{a}})} dy$$

con parametri a,z.

La stima dei parametri avviene utilizzando il metodo della massima verosimiglianza (maximum likelihood). Noti i parametri per i diversi tipi di distribuzione, i valori richiesti di Y di pioggia massima per un assegnato tempo di ritorno soddisfano la condizione per cui l'integrale esteso tra Y e infinito di F(y) dy sia uguale a 1/(Tr), dove Tr è il tempo di ritorno assegnato; tale valore rappresenta la probabilità che in un anno l'altezza di pioggia superi Y.

Per indirizzare la scelta del tipo di distribuzione che meglio si adatta alla serie storica delle osservazioni, vengono calcolati i valori di SQM e PROB.

Il primo rappresenta lo scarto quadratico medio degli scostamenti tra le distribuzioni teoriche ed osservate delle frequenze di non superamento.

Il secondo rappresenta la probabilità, secondo il test di Kolgomorov Smirnov, che la distribuzione teorica rappresenti adeguatamente la distribuzione osservata. In particolare i valori di Ymp rappresentano le massime altezze di pioggia di diversa durata, soddisfacenti la condizione di massima verosimiglianza. La legge probabilistica che meglio rappresenta le distribuzioni è risultata quella di Gumbel.

#### 3.1.2 Curve di possibilità climatica nelle stazioni di misura utilizzate

I risultati dei parametri a e n della curva di possibilità climatica  $h = a * t^n$ , regolarizzati secondo Gumbel, sono riportati in Tabella 3.

Codice stazione	Denominazione	a10	n10	a20	n20	a50	n50	a100	n100	a200	n200	a500	n500
1332	PONT CANAVESE	52.19	0.363	59.89	0.362	69.86	0.359	77.33	0.357	84.78	0.355	94.60	0.354
1338	INGRIA	40.44	0.528	46.21	0.528	53.68	0.529	59.27	0.530	64.85	0.530	72.21	0.531
1311	BORGOFRANCO D'IVREA	47.24	0.318	54.47	0.315	63.80	0.308	70.80	0.304	77.77	0.300	87.00	0.296
1312	IVREA	44.36	0.316	50.48	0.316	58.38	0.315	64.31	0.315	70.24	0.314	78.03	0.314
1317	STRAMBINO	45.04	0.279	51.84	0.277	60.63	0.273	67.22	0.270	73.78	0.267	82.45	0.265
1227	ZUBIENA	52.57	0.319	60.31	0.319	70.26	0.319	77.75	0.319	85.19	0.319	95.08	0.319

Tabella 3 - Parametri a e n delle serie storiche di durata superiore all'ora regolarizzate per tempo di ritorno 10, 20, 50, 100, 200, 500 anni.

#### 3.1.3 Regionalizzazione delle curve di possibilità climatica

Le curve di possibilità climatica, definite sulla singola stazione di misura, danno una rappresentazione puntuale della legge caratteristica di pioggia; per ottenere la distribuzione della precipitazione sulla porzione di territorio ricompreso tra le stazioni strumentate in precedenza considerate, si è operata una regionalizzazione

dell'informazione intensa pluviometrica oraria mediante ragguaglio alla superficie dei parametri a ed n delle curve di possibilità climatica, secondo una maglia costituita da un'area di dimensioni pari a 4 km<sup>2</sup>; l'operazione è stata eseguita utilizzando il metodo KRIGING.

Tale procedura permette di definire in una qualsiasi area di un territorio un'altezza di pioggia per assegnati durate e tempo di ritorno.

I dati regionalizzati sono stati confrontati quelli contenuti all'interno della "Direttiva sulla piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica" redatta dall'Autorità di bacino del fiume Po; tale confronto ha mostrato piena compatibilità e congruenza tra i parametri di pioggia "a" ed "n".

Dall'intersezione tra i limiti idrografici e la griglia pluviometrica sopraccitata, si ottengono per ciascun bacino i seguenti valori di pioggia intensa regionalizzati (Tabella 4); si rappresentano inoltre graficamente le distribuzioni regionali dei parametri a ed n per tempo di ritorno 200 anni (Figura 3 e Figura 4).

Denominazione bacino idrografico	a10	n10	a20	n20	a50	n50	a100	n100	a200	n200	a500	n500
Assa	44.80	0.355	51.48	0.353	60.09	0.349	66.55	0.347	73.00	0.345	81.52	0.342
Acque Rosse ramo1	45.40	0.334	52.09	0.332	60.72	0.328	67.19	0.326	73.65	0.324	82.17	0.322
Acque Rosse ramo2	45.34	0.334	51.97	0.332	60.53	0.329	66.95	0.327	73.36	0.325	81.81	0.323
Acque Rosse valle confluenza	45.32	0.333	51.94	0.332	60.50	0.328	66.91	0.327	73.31	0.324	81.75	0.323
Acque Rosse viadotto	45.33	0.332	51.96	0.330	60.52	0.327	66.94	0.325	73.35	0.323	81.79	0.321
Ribes ramo1	45.35	0.319	51.93	0.318	60.43	0.315	66.80	0.313	73.16	0.311	81.54	0.310
Ribes ramo2	45.05	0.304	51.58	0.302	60.02	0.300	66.34	0.298	72.66	0.296	80.98	0.295
Ribes valle	45.30	0.316	51.87	0.314	60.36	0.312	66.72	0.310	73.07	0.308	81.44	0.307

Tabella 4 - Valori regionalizzati dei parametri della curva di possibilità climatica.

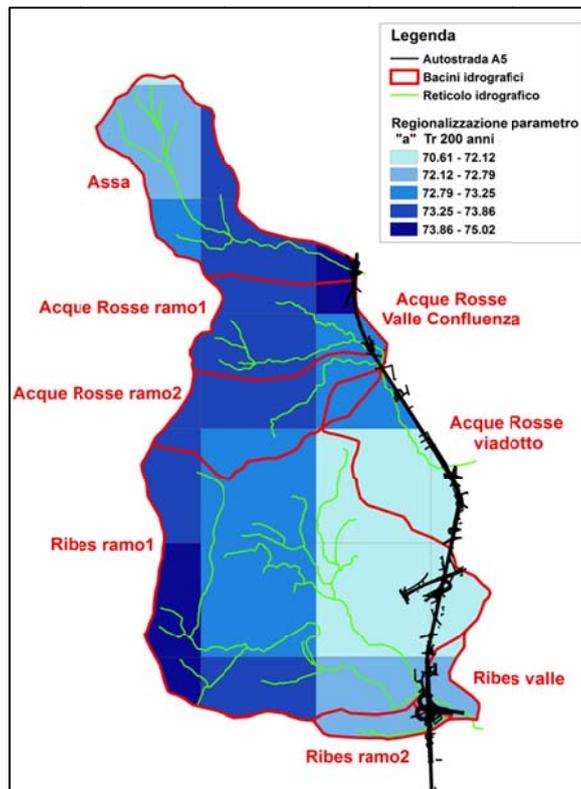


Figura 3 - Distribuzione regionale del parametro "a" della curva di possibilità climatica per Tr200 anni.

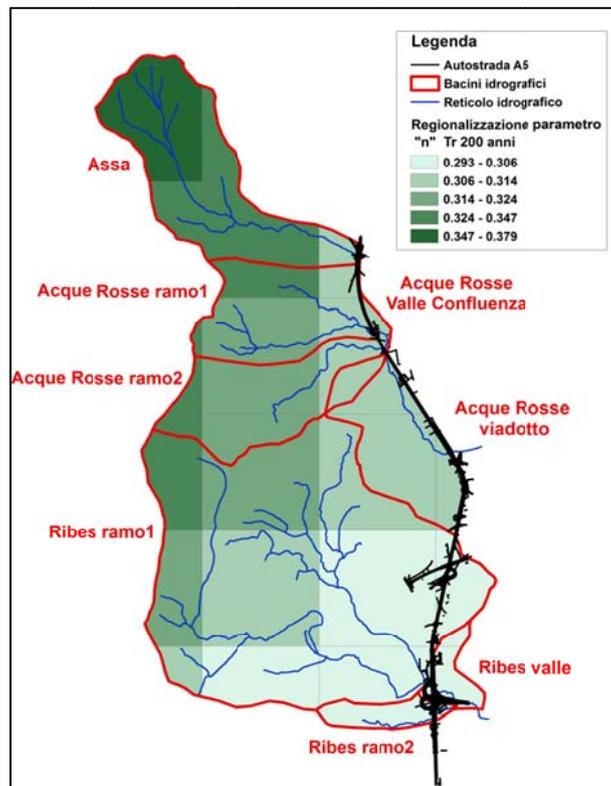


Figura 4 - Distribuzione regionale del parametro "n" della curva di possibilità climatica per Tr200 anni.

Nella redazione del presente progetto si è assunto di calcolare le portate di piena per tempo di ritorno 25 anni, oltre a quelle di tempo di ritorno 100 e 200 anni; tale assunzione ha richiesto l'interpolazione dei parametri di pioggia regionalizzati esposti in Tabella 4 al fine di ottenere il valore voluto. L'interpolazione è avvenuta tramite legge esponenziale ed ha consentito la determinazione dei seguenti valori pluviometrici:

Denominazione bacino idrografico	a25	n25
Asa	52.90	0.351
Acque Rosse ramo1	53.53	0.330
Acque Rosse ramo2	53.40	0.331
Acque Rosse valle confluenza	53.38	0.331
Acque Rosse viadotto	53.39	0.329
Ribes ramo1	53.35	0.317
Ribes ramo2	53.00	0.302
Ribes valle	53.29	0.313

Tabella 5 - Valori di a e n per tempo di ritorno 25 anni ottenuti per interpolazione da quelli regionalizzati.

Di seguito si allegano i grafici delle curve di interpolazione esponenziale che hanno permesso di calcolare i valori di Tabella 5.

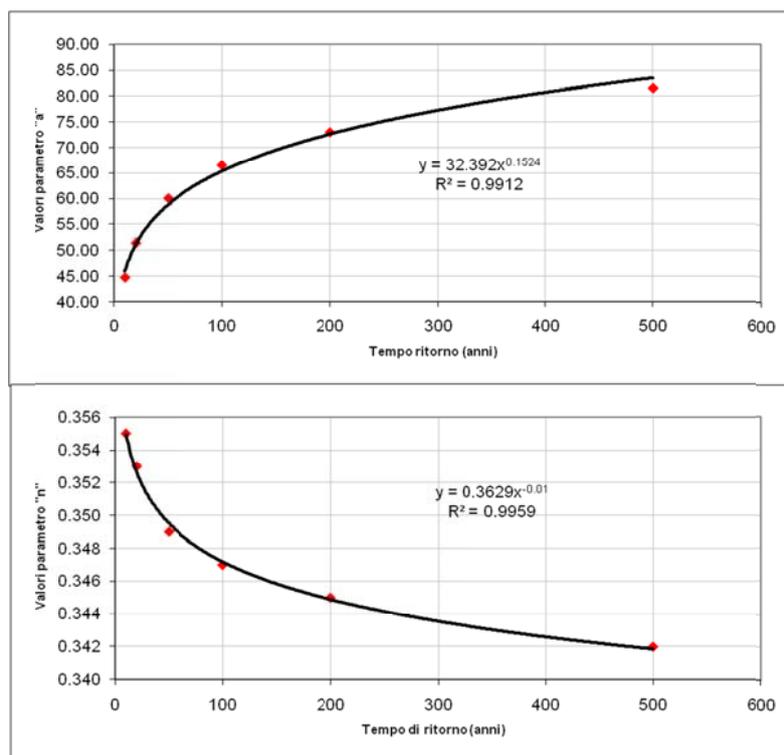


Figura 5 - Interpolazione dei parametri della curva di possibilità climatica per tempo di ritorno 25 anni ottenuti a partire dai dati pluviometrici regionalizzati che intersecano il bacino del torrente Asa.

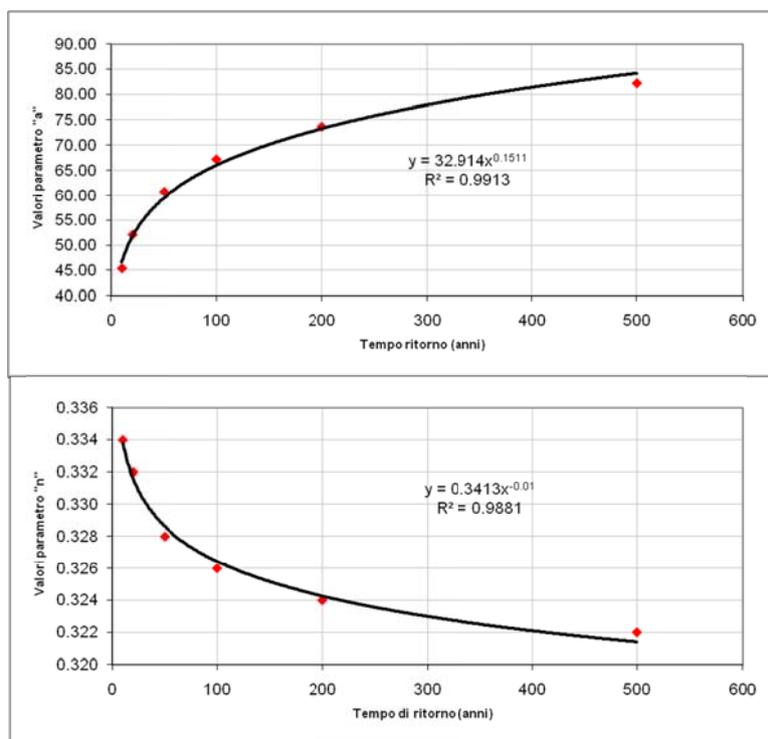


Figura 6 - Interpolazione dei parametri della curva di possibilità climatica per tempo di ritorno 25 anni ottenuti a partire dai dati pluviometrici regionalizzati che intersecano il bacino del torrente Acque Rosse ramo1.

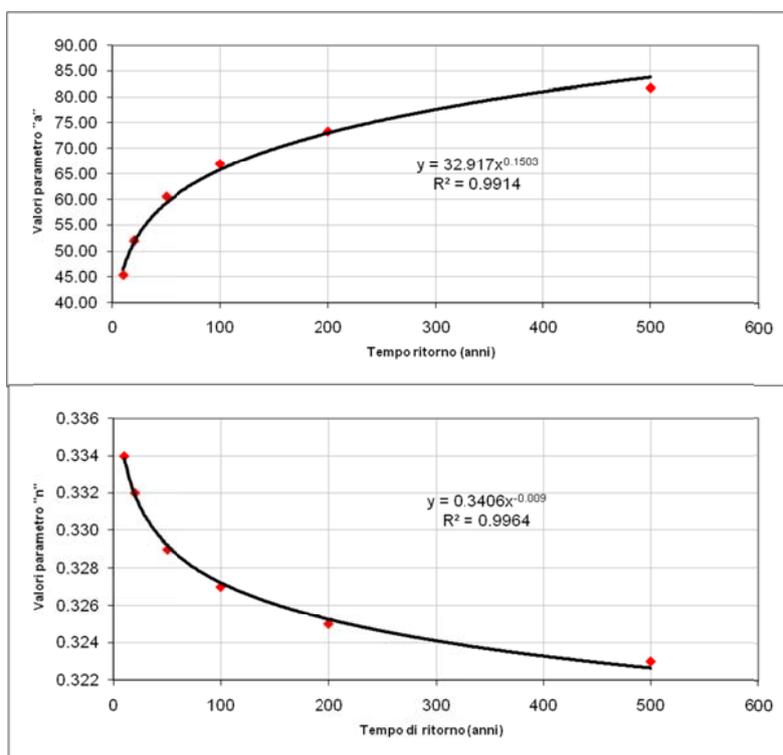


Figura 7 - Interpolazione dei parametri della curva di possibilità climatica per tempo di ritorno 25 anni ottenuti a partire dai dati pluviometrici regionalizzati che intersecano il bacino del torrente Acque Rosse ramo2.

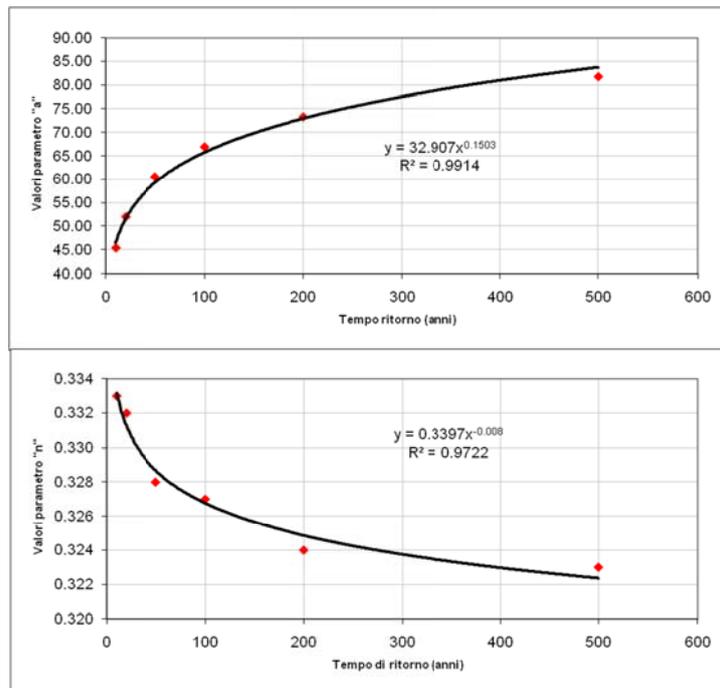


Figura 8 - Interpolazione dei parametri della curva di possibilità climatica per tempo di ritorno 25 anni ottenuti a partire dai dati pluviometrici regionalizzati che intersecano il bacino del torrente Acque Rosse a valle della confluenza dei due precedenti rami.

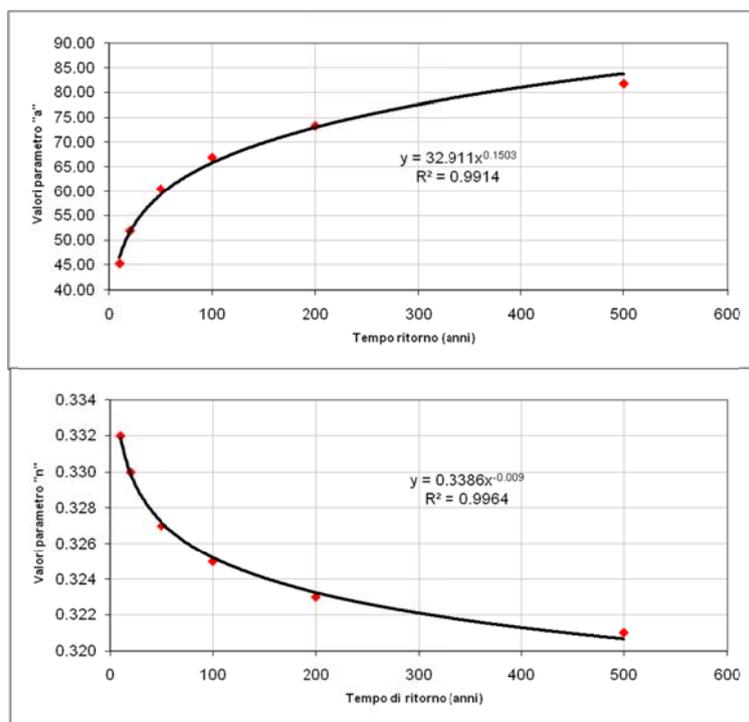


Figura 9 - Interpolazione dei parametri della curva di possibilità climatica per tempo di ritorno 25 anni ottenuti a partire dai dati pluviometrici regionalizzati che intersecano il bacino del torrente Acque Rosse a valle del viadotto.

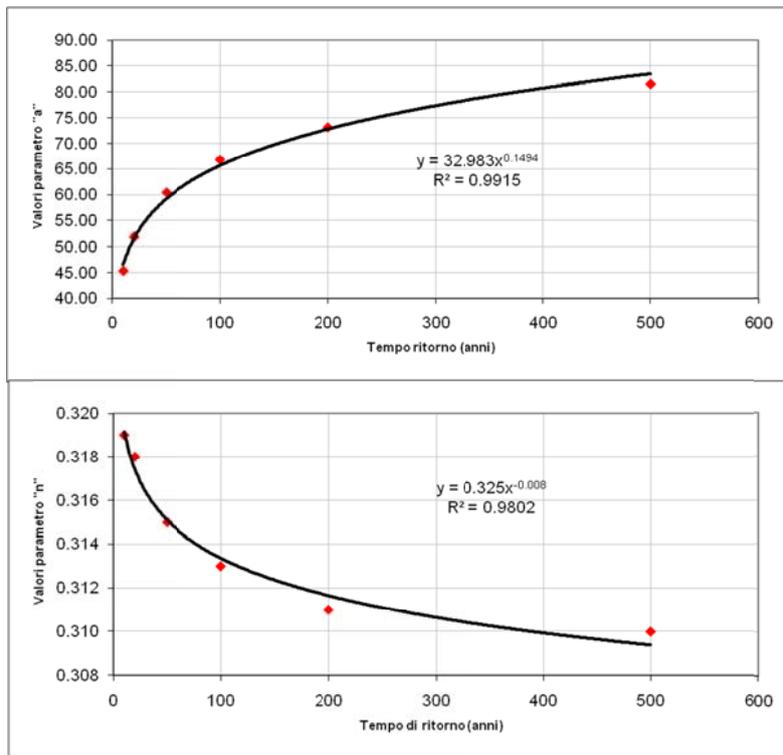


Figura 10 - Interpolazione dei parametri della curva di possibilità climatica per tempo di ritorno 25 anni ottenuti a partire dai dati pluviometrici regionalizzati che intersecano il bacino del torrente Ribes ramo 1.

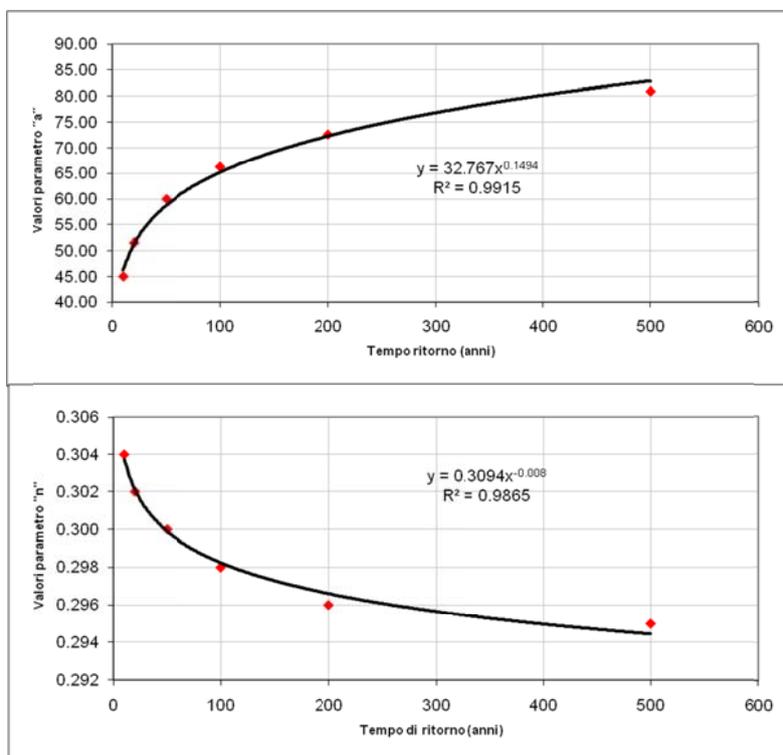


Figura 11 - Interpolazione dei parametri della curva di possibilità climatica per tempo di ritorno 25 anni ottenuti a partire dai dati pluviometrici regionalizzati che intersecano il bacino del torrente Ribes ramo 2.

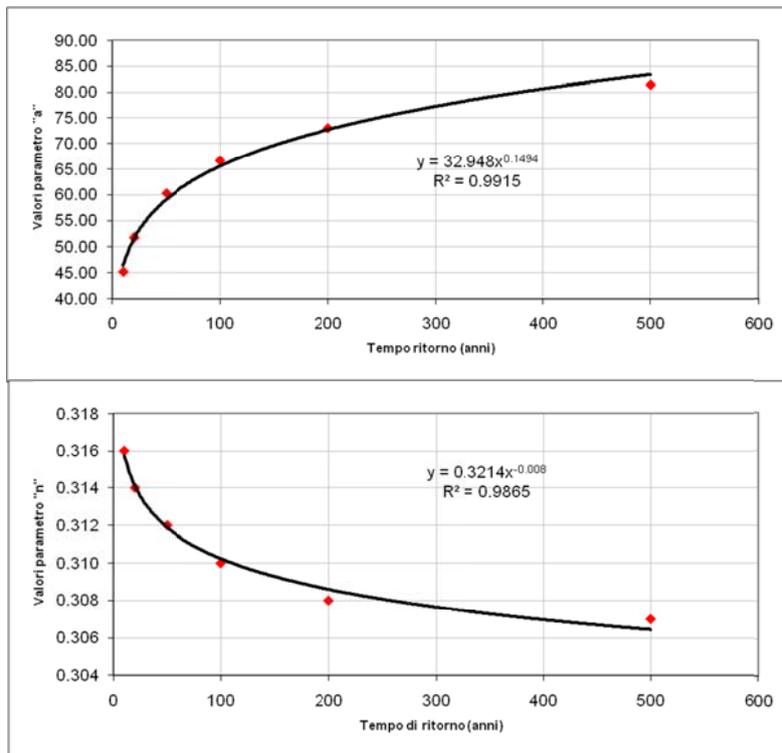


Figura 12 - Interpolazione dei parametri della curva di possibilità climatica per tempo di ritorno 25 anni ottenuti a partire dai dati pluviometrici regionalizzati che intersecano il bacino del torrente Ribes a valle della confluenza dei due precedenti rami.

#### 4. DETERMINAZIONE DELLE PORTATE DI PIENA

##### 4.1 Metodo razionale

Il metodo razionale, di correlazione afflussi – deflussi, è basato sull'ipotesi che la portata massima in un bacino, dovuta a precipitazioni d'intensità costante nel tempo, si ha per eventi di durata pari al tempo di corrivazione  $t_c$  del bacino stesso e si verifica dopo il tempo  $t_c$  dall'inizio del fenomeno.

Il calcolo della portata avviene mediante l'applicazione della formula di Turazza:

$$Q = \frac{c * h * S}{3.6 * t_c} \quad \left(\frac{m^3}{s}\right)$$

dove:

S – superficie del bacino (km<sup>2</sup>);

c – coefficiente di deflusso valutato in base a considerazioni di tipo generale basate sulla litologia, sull'uso del suolo (-);

h – altezza massima di precipitazione di durata pari al tempo di corrivazione del bacino (mm);

$t_c$  – valore del tempo di corrivazione del bacino (ore).

## 4.2 Determinazione del tempo di corrivazione

La determinazione del valore del tempo di corrivazione è stata eseguita avvalendosi delle formule di Giandotti, Pezzoli, Ventura e Pasini.

Questi metodi necessitano, come dati di input, dei valori delle caratteristiche morfologiche, fisiografiche ed altimetriche dei bacini definiti alla loro rispettiva sezione di chiusura. Le grandezze da considerare sono le seguenti:

- superficie S (km<sup>2</sup>);
- altitudine media H<sub>med</sub> (m s.m.);
- quota della sezione di chiusura H<sub>min</sub> (m s.m.);
- lunghezza dell'asta principale L (km);
- pendenza dell'asta principale i (m/m).

Più nel dettaglio le formule utilizzate per il calcolo del tempo di corrivazione espresso in ore, sono le seguenti.

Formula di Giandotti: 
$$tc = \frac{4 \cdot S^{0.5} + 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot \sqrt{(H_{med} - H_{min})}}$$

Formula di Pezzoli: 
$$tc = 0.055 \cdot \frac{L}{\sqrt{i}}$$

Formula di Ventura: 
$$tc = 0.1272 \cdot \sqrt{\frac{S}{i}}$$

Formula di Pasini: 
$$tc = 0.108 \cdot \frac{(S \cdot L)^{1/3}}{\sqrt{i}}$$

Le grandezze fisiografiche utilizzate in input sono quelle determinate unitamente alla delimitazione dei bacini idrografici, riportate in Tabella 1.

I risultanti valori del tempo di corrivazione ottenuti applicando le formulazioni succitate sono i seguenti:

Denominazione bacino	S (km <sup>2</sup> )	T <sub>c</sub> Giandotti (ore)	T <sub>c</sub> Ventura (ore)	T <sub>c</sub> Pasini (ore)	T <sub>c</sub> Pezzoli (ore)	T <sub>c</sub> assunto (ore)
Assa	6.545	0.84	0.60	0.66	0.58	<b>0.67</b>
Acque Rosse ramo1	4.198	1.25	0.70	0.72	0.54	<b>0.80</b>
Acque Rosse ramo2	4.110	1.18	1.90	1.84	1.23	<b>1.53</b>
Acque Rosse valle confluenza	8.941	1.81	1.15	1.10	0.72	<b>1.20</b>
Acque Rosse viadotto	12.325	2.54	1.35	1.37	0.99	<b>1.56</b>
Ribes ramo1	21.215	4.48	3.02	3.24	2.62	<b>3.34</b>
Ribes ramo2	0.883	4.76	1.69	1.80	1.45	<b>1.65</b>

Denominazione bacino	S (km <sup>2</sup> )	T <sub>c</sub> Giandotti (ore)	T <sub>c</sub> Ventura (ore)	T <sub>c</sub> Pasini (ore)	T <sub>c</sub> Pezzoli (ore)	T <sub>c</sub> assunto (ore)
Ribes valle	22.901	4.91	3.28	3.64	3.16	3.75

Tabella 6 - Valori del tempo di corrivazione per i bacini in analisi.

Come regola generale si è assunto un tempo di corrivazione effettivo pari alla media dei valori determinati con le formule di Pasini, Pezzoli e Ventura per i bacini aventi  $S < 1$  km<sup>2</sup>; per i bacini maggiori ( $S > 1$  km<sup>2</sup>), si è adottata la media anche considerando la formula di Giandotti, che altrimenti per piccoli bacini fornirebbe valori più elevati rispetto a quelli ottenuti con le altre espressioni (e quindi poco cautelativi).

#### 4.3 Determinazione del coefficiente di deflusso

Il ruolo del tipo di suolo e della copertura vegetale nella formazione del deflusso superficiale per gli stati idrologici di piena, che si identificano con eventi di piovosità intensa, è duplice; riguarda infatti, sia la funzione di trattenuta o intercettazione, sia il controllo del tempo di concentrazione delle portate superficiali.

Per la stima di tali parametri si devono tenere in conto i diversi fattori che influiscono sulla formazione dei deflussi, fra cui la natura dei terreni e la loro copertura vegetale, la capacità di accumulo del bacino l'effetto di laminazione dell'intera rete idrica superficiale, la presenza di zone urbanizzate etc...

La stima del coefficiente di deflusso "C" è piuttosto difficile e costituisce il maggiore elemento di incertezza nella valutazione della portata. Il parametro tiene conto in forma implicita di tutti i fattori che intervengono a determinare la relazione tra la portata al colmo e l'intensità media di pioggia; si utilizzano normalmente valori di riferimento, tratti dalla letteratura scientifica, che spesso sono adattabili con difficoltà alle effettive condizioni del bacino in studio.

Gli studi disponibili, per altro in numero piuttosto limitato, indicano tutti che il valore di "C" in un dato bacino varia in misura elevata da evento ad evento, in particolare in funzione delle differenti condizioni climatiche antecedenti.

E' possibile comunque ipotizzare che, per gli eventi gravosi che sono di interesse nel campo della progettazione e delle verifiche idrauliche, il parametro assuma valori sufficientemente stabili. In qualche caso si assume che il valore di "C" cresca in funzione del tempo di ritorno dell'evento, supponendo in tal modo una risposta non lineare del bacino.

Il coefficiente di deflusso assunto per ciascuno dei bacini in studio, è stato calcolato utilizzando la mappa di uso del suolo (CORINE), determinandone il valore medio riferito alla superficie del bacino stesso. In Figura 13 si riportano i dati di uso del suolo utilizzati per il calcolo del coefficiente di deflusso ed in Tabella 7 si allegano i coefficienti di deflusso assunti nel calcolo delle portate per tempo di ritorno assegnato.

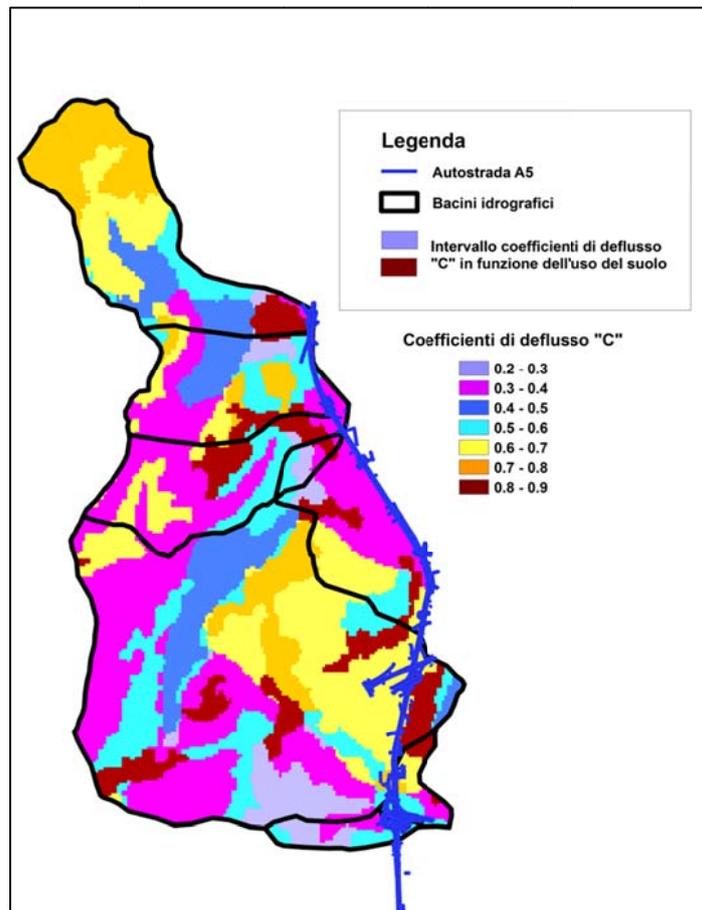


Figura 13 - Mappa di uso del suolo riferita ai bacini idrografici interferenti con l'autostrada A5.

Denominazione bacino idrografico	C (-)
Assa	0.60
Acque Rosse ramo1	0.50
Acque Rosse ramo2	0.50
Acque Rosse valle confluenza	0.50
Acque Rosse viadotto	0.50
Ribes ramo1	0.55
Ribes ramo2	0.40
Ribes valle	0.55

Tabella 7 - Coefficienti di deflusso assunti nel calcolo delle portate.

#### 4.4 Risultati ottenuti

Sulla base delle precipitazioni intense regionalizzate, dei tempi di corrivazione e dei coefficienti di deflusso assunti, le portate per tempo di ritorno assegnato sono risultate le seguenti:

Denominazione bacino	S (km <sup>2</sup> )	Tc (ore)	a25 (mm/h <sup>n</sup> )	n25 (-)	h (mm)	C (-)	Q (m <sup>3</sup> /s)	q (m <sup>3</sup> /s/km <sup>2</sup> )	q100 (m <sup>3</sup> /s/km <sup>2</sup> )
Assa	6.545	0.67	52.90	0.351	46.01	0.60	74.69	11.41	2.92
Acque Rosse ramo1	4.198	0.80	53.53	0.330	49.83	0.50	36.10	8.60	3.02
Acque Rosse ramo2	4.110	1.53	53.40	0.331	61.53	0.50	22.89	5.57	1.94
Acque Rosse valle confluenza	8.941	1.20	53.38	0.331	56.63	0.50	58.83	6.58	1.97
Acque Rosse viadotto	12.325	1.56	53.39	0.329	61.82	0.50	67.76	5.50	1.93
Ribes ramo1	21.215	3.34	53.35	0.317	78.19	0.55	75.61	3.56	1.26
Ribes ramo2	0.883	1.65	53.00	0.302	61.63	0.40	3.67	4.16	0.87
Ribes valle	22.901	3.75	53.29	0.313	80.61	0.55	75.82	3.31	1.23

Tabella 8 - Portate di piena per tempo di ritorno 25 anni.

Denominazione bacino	S (km <sup>2</sup> )	Tc (ore)	a100 (mm/h <sup>n</sup> )	n100 (-)	h (mm)	C (-)	Q (m <sup>3</sup> /s)	q (m <sup>3</sup> /s/km <sup>2</sup> )	q100 (m <sup>3</sup> /s/km <sup>2</sup> )
Assa	6.545	0.67	66.55	0.347	57.97	0.60	94.11	14.38	3.68
Acque Rosse ramo1	4.198	0.80	67.19	0.326	62.60	0.50	45.35	10.80	3.79
Acque Rosse ramo2	4.110	1.53	66.95	0.327	77.01	0.50	28.65	6.97	2.43
Acque Rosse valle confluenza	8.941	1.20	66.91	0.327	70.93	0.50	73.69	8.24	2.46
Acque Rosse viadotto	12.325	1.56	66.94	0.325	77.38	0.50	84.81	6.88	2.42
Ribes ramo1	21.215	3.34	66.80	0.313	97.43	0.55	94.22	4.44	1.57
Ribes ramo2	0.883	1.65	66.34	0.298	76.99	0.40	4.58	5.19	1.09
Ribes valle	22.901	3.75	66.72	0.310	100.48	0.55	94.51	4.13	1.54

Tabella 9 - Portate di piena per tempo di ritorno 100 anni.

Denominazione bacino	S (km <sup>2</sup> )	Tc (ore)	a200 (mm/h <sup>n</sup> )	n200 (-)	h (mm)	C (-)	Q (m <sup>3</sup> /s)	q (m <sup>3</sup> /s/km <sup>2</sup> )	q100 (m <sup>3</sup> /s/km <sup>2</sup> )
Assa	6.545	0.67	73.00	0.345	63.64	0.60	103.32	15.79	4.04
Acque Rosse ramo1	4.198	0.80	73.65	0.324	68.64	0.50	49.73	11.85	4.16
Acque Rosse ramo2	4.110	1.53	73.36	0.325	84.31	0.50	31.37	7.63	2.66
Acque Rosse valle confluenza	8.941	1.20	73.31	0.324	77.67	0.50	80.69	9.03	2.70
Acque Rosse viadotto	12.325	1.56	73.35	0.323	84.71	0.50	92.84	7.53	2.64
Ribes ramo1	21.215	3.34	73.16	0.311	106.45	0.55	102.94	4.85	1.72
Ribes ramo2	0.883	1.65	72.66	0.296	84.24	0.40	5.02	5.68	1.19
Ribes valle	22.901	3.75	73.07	0.308	109.75	0.55	103.24	4.51	1.68

Tabella 10 - Portate di piena per tempo di ritorno 200 anni.

Nelle tabelle sopra esposte sono stati inoltre calcolati i contributi specifici di piena  $q$  e  $q_{100}$  calcolati secondo le seguenti:

$$q = \frac{Q}{S} \quad (\text{m}^3/\text{s km}^2)$$

$$q_{100} = q \cdot \left(\frac{S}{100}\right)^n \quad (\text{m}^3/\text{s km}^2)$$

dove:

- Q = portata al colmo (m<sup>3</sup>/s);
- S = superficie del bacino (km<sup>2</sup>);
- n = secondo la formulazione di Gherardelli-Marchetti è stato assunto pari a:
  - 2/3 per S maggiore di 10 km<sup>2</sup>;
  - 1/2 per S compreso tra 5 e 10 km<sup>2</sup>;
  - 1/3 per S minore di 5 km<sup>2</sup>.

## 5. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI DI SISTEMAZIONE IDRAULICA

### 5.1 Rio Acque Rosse ramo 2 (attraversamento progr. 43+660)

Gli interventi di sistemazione idraulica riguardano il tratto di Rio delle Acque Rosse che si sviluppa in parallelismo all'A5, direzione Torino, ed è funzionale alla deviazione e alla stabilizzazione della sezione d'alveo in corrispondenza delle due anse presenti alle progressive 43+675 e 43+560 che risultano troppo in prossimità dell'impronta in ampliamento del rilevato autostradale in progetto.

La sistemazione idraulica riguarda i seguenti tratti di corso d'acqua:

- ramo 2, per un tratto di 48 m a monte della confluenza con il ramo 1;
- ramo 1, dallo sbocco dell'attraversamento autostradale a progr. 43+660 alla confluenza nel ramo 2, per una lunghezza di 32 m;
- confluenza dei rami 1 e 2, per una lunghezza di 20 m;
- ramo 2, per un tratto di 122 m a valle della confluenza.

Lungo il ramo 2 l'intervento in progetto prevede la stabilizzazione della sponda sinistra del corso d'acqua mediante posa di gabbioni metallici, realizzati con maglie metalliche tipo 8x10 cm e filo a doppia torsione di diametro 3,0 mm, e riempiti in pietrame intasato superficialmente con terreno vegetale, con interposizione di un geotessile di peso non inferiore a 400 g/m<sup>2</sup>. La sezione d'alveo verrà ricalibrata in modo tale da garantire un'altezza di 1,20 m, una larghezza sul fondo di 4,00 m e la sponda destra verrà sagomata con pendenza 3/2.

Per il ramo 1 si prevede viceversa la difesa di entrambe le sponde con gabbioni metallici e il rivestimento di fondo con materassi metallici tipo Reno, individuando una sezione rettangolare di larghezza 4,00 m e altezza 1,20 m.

Il rivestimento di fondo in materassi metallici del ramo 1 verrà esteso nel tratto di confluenza con il ramo 2, per un'estensione di 20 m.

### 5.2 Rio Acque Rosse ramo 2 (attraversamento progr. 41+546)

La sistemazione idraulica in progetto garantisce la continuità del ramo 2 del Rio delle Acque Rosse, una volta realizzato il viadotto Fiorano e smantellata l'opera di attraversamento autostradale esistente alla progressiva km. 41+546.

In particolare, si prevede una leggera rettifica dell'asse del corso d'acqua e la riprofilatura della sezione d'alveo secondo geometria trapezia, con larghezza sul fondo di 3,00 m, altezza 1,75 m e pendenza delle

sponde 3/2. La lunghezza complessiva dell'intervento è di 100 m e si estende da circa 30 m a monte dell'autostrada, fino al ponticello su strada bianca esistente in direzione Aosta.

Il tratto in oggetto sarà rivestito mediante materassi metallici, realizzati con maglia metallica tipo 6x8 cm, filo di diametro 2,2 mm a doppia torsione e riempiti in pietrame intasato superficialmente con terreno vegetale, con interposizione di un geotessile di peso non inferiore a 400 g/m<sup>2</sup>.

### **5.3 Rio Ribes (deviazione attraversamento progr. 37+425)**

La deviazione in progetto si riferisce all'attraversamento autostradale, dove il corso d'acqua interferisce a monte con la pila e a valle con la spalla del viadotto Cartiera, ubicate rispettivamente a progr.37+458 e a progr. 37+406.

In considerazione della vicinanza tra pila e spalla, del tracciato tortuoso che dovrebbe assumere il Rio Ribes per essere ripristinato nella sede attuale eliminando le interferenze con le opere d'arte, si prevede una deviazione che porta l'alveo del corso d'acqua ad attraversare l'autostrada a monte della pila, a progr. 37+490. Tale soluzione risulta anche a favore di sicurezza in caso di esondazione della Dora Baltea.

Nel tratto di deviazione di lunghezza 280 m, la sezione d'alveo, a geometria trapezia con larghezza sul fondo di 7,0 m, altezza 2,0 m e pendenza delle sponde 3/2, sarà rivestita in massi di cava di pezzatura media > 1500 kg, posati su un geotessile di peso non inferiore a 400 g/m<sup>2</sup>.

## **6. VERIFICHE IDRAULICHE**

Le verifiche degli attraversamenti sui corsi d'acqua minori sono state eseguite per tempi di ritorno 200, 100 e 25 anni, assumendo come quota di progetto dell'attraversamento (intradosso minimo) quella generata dal deflusso bicentenario.

### **6.1 Messa a punto del modello numerico e schematizzazione adottata**

Lo studio idraulico è stato eseguito mediante l'applicazione del codice di calcolo MIKE 11 del DHI<sup>Water Environment Health</sup> di cui si riporta una descrizione di dettaglio nell'Allegato 1 al presente documento.

Il modello idrodinamico simula il deflusso in moto stazionario e non, secondo schematizzazione monodimensionale o quasi 2D, di fluidi verticalmente omogenei in qualsiasi sistema di canali o aste fluviali, descrivibile attraverso i diversi approcci dell'"onda cinematica", dell'"onda diffusiva" e dell'"onda dinamica" e con la messa in conto principalmente delle seguenti condizioni:

- portate laterali,
- flusso libero o rigurgitato,
- differenti regole operative di funzionamento di serbatoi o invasi,
- resistenze localizzate e perdite di carico concentrate,
- aree d'espansione,
- nodi idraulici (biforcazioni e convergenti).

La soluzione del sistema di equazioni è indipendente dall'approccio modellistico seguito (cinematico, diffusivo, dinamico).

Le equazioni generali di De Saint Venant sono trasformate in un sistema di equazioni implicite alle differenze finite secondo una griglia di calcolo con punti Q e H alternati tra loro, nei quali la portata Q e il livello idrico H, rispettivamente, sono determinati ad ogni passo temporale (schema di Abbott a 6 punti).

La soluzione del sistema di equazioni di De Saint Venant permette di rappresentare, in dettaglio, tutte le trasformazioni che l'onda di piena subisce nella traslazione da monte verso valle per effetto della laminazione naturale, dell'interferenza con le opere idrauliche, delle esondazioni al di fuori dell'alveo attivo, della confluenza di tributari laterali e del contributo distribuito dei bacini versanti.

Date le caratteristiche dei corsi d'acqua in esame si è scelta una rappresentazione idrodinamica in moto stazionario con condizioni al contorno invarianti nel tempo, escludendo cautelativamente fenomeni di laminazione dell'onda di piena.

#### 6.1.1 Schematizzazione modellistica delle strutture di attraversamento e delle opere idrauliche di controllo del fondo alveo

Gli attraversamenti esistenti o in progetto sono stati schematizzati nell'ambito del modello con una struttura tipo "culvert", di forma geometrica variabile secondo una relazione quota-larghezza che tiene conto della luce di deflusso netta compresa tra le spalle dell'attraversamento (escludendo quindi l'area trasversale occupata dalle pile).

Tale assunzione risulta valida, in quanto il comportamento della corrente è regolato principalmente dal restringimento della sezione in presenza del ponte e dalle perdite di carico concentrate dovute allo stesso, più che da quelle distribuite lungo la struttura. Il piano viabile è stato rappresentato come una potenziale linea di sfioro inserita come struttura aggiuntiva (di tipo "weir") a quota coincidente con il piano viabile e quindi capace di rappresentare eventuali fenomeni di sormonto del ponte stesso.

Per quanto attiene alle opere di controllo del trasporto solido (soglie, briglie), queste sono schematizzate da strutture di tipo "weir" capaci di simulare idrodinamicamente il deflusso attraverso una qualsivoglia tipologia di stramazzo a soglia fissa.

In corrispondenza delle strutture la sezione di rilievo che le rappresenta è stata duplicata per esigenze di modellizzazione.

## 6.2 Condizioni al contorno e resistenze distribuite

Le condizioni al contorno utilizzate nel modello sono le seguenti:

- portata di piena per tempo di ritorno assegnato (25, 100, 200) in entrata nella sezione più a monte del modello;
- eventuali aggiunte di contributi di piena nel caso di nodi confluenza (rio Acque Rosse rami 1 e 2);
- scala di deflusso in moto uniforme imposta nella sezione terminale di valle del modello.

### 6.3 Coefficienti di resistenza distribuiti (scabrezze)

Per la valutazione dei coefficienti di scabrezza da inserire nel modello si sono eseguiti sopralluoghi in campo in cui si sono valutati la destinazione di uso del suolo delle aree esterne all'alveo inciso, le caratteristiche granulometriche del materiale d'alveo e quelle morfologiche (brusche variazioni di geometria della sezione).

Le indicazioni acquisite nelle ricognizioni di campo sono state quindi riferite alla metodologia prescritta nella Deliberazione 11 maggio 1999 dell'Autorità di Bacino del Fiume Po – aggiornata con deliberazione n.10 del Comitato Istituzionale del 5 Aprile 2006 "*Criteri per la valutazione della compatibilità idraulica delle infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico all'interno delle fasce A e B*" e degli altri riferimenti normativi in essa citati.

Si sono pertanto assunti coefficienti di Strickler di  $30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  per l'alveo inciso e variabili tra valori di  $20\text{-}25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  per le aree di piano campagna ricoperte da vegetazione.

### 6.4 Verifiche idrauliche sul torrente Assa - Progr. km 45+366

#### 6.4.1 Schematizzazione geometrica del modello numerico

Il torrente Assa interferisce con l'autostrada A5 alla progressiva km 45+366 in un tratto in cui l'infrastruttura conserva la geometria attuale; l'attraversamento autostradale è costituito da un ponticello a soletta piana di larghezza pari a 12.0 m e quota di intradosso di 253.93 m s.m.

A monte e a valle dell'opera autostradale sono presenti 2 ponticelli sulla viabilità ordinaria di larghezza simile a quella del manufatto sulla A5 e quota intradosso rispettivamente di 254,61 m s.m. (ponticello in direzione Torino) e di 254,04 m s.m. (ponticello in direzione Aosta).

La geometria del corso d'acqua è stata descritta sulla base del rilievo di dettaglio eseguito appositamente per il presente progetto; in particolare il modello geometrico è costituito da 12 sezioni trasversali che rappresentano idrodinamicamente un tratto di asta di estensione pari a circa 450.00 m.

Il rilievo si estende per una lunghezza di 154.00 m a monte dell'autostrada e per 296.00 m a valle.

Le sezioni trasversali introdotte nel modello sono state preventivamente estese in modo da schematizzare in modo esaustivo l'alveo di piena del corso d'acqua, in termini di golene presenti.

Di seguito (Figura 14) si riporta uno stralcio planimetrico del corso d'acqua in cui in rosso si evidenziano le sezioni trasversali introdotte nel modello ed in blu l'asse del corso d'acqua; in Tabella 11 si riporta il profilo longitudinale del modello in cui sono rappresentate le sezioni trasversali utilizzate caratterizzandole in termini di progressiva metrica, quota di fondo (thalweg) e posizione dei manufatti presenti in alveo.

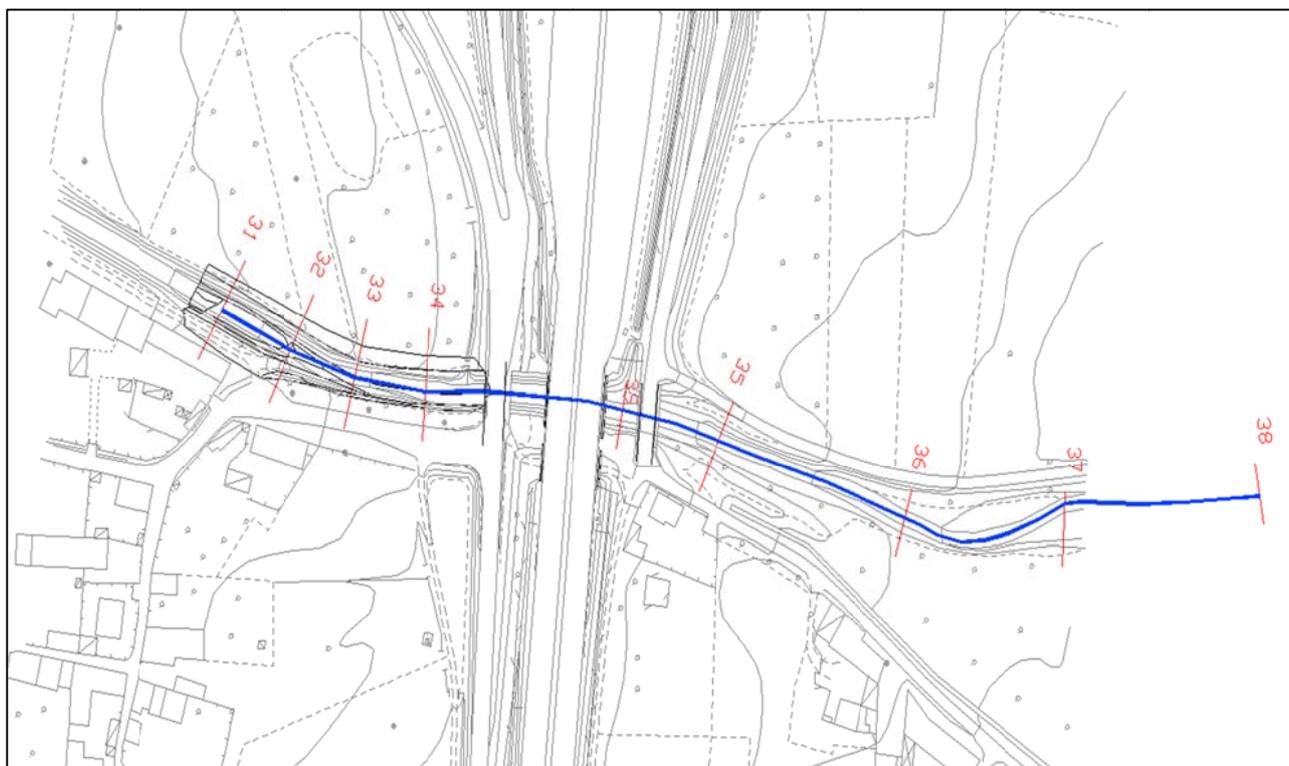


Figura 14 - Planimetria del tratto di corso d'acqua simulato con ubicazione delle sezioni di rilievo.

Sezione	Progressiva	Fondo alveo
-	m	m s.m.
31	0.00	253.50
32	32.16	252.83
33	60.60	252.34
34	90.56	251.80
monte ponte	115.68	251.61
valle ponte	123.81	251.53
monte A5	139.88	250.55
valle a5	166.42	250.31
39	173.52	250.25
monte ponte	180.88	250.18
valle ponte	187.63	250.09
35	215.10	249.60
36	297.75	248.19
37	368.76	247.18
38	450.08	246.00

Tabella 11 - Profilo longitudinale del modello idraulico.

#### 6.4.2 Verifiche idrauliche

Sono state eseguite le verifiche idrauliche per tempi di ritorno 200, 100 e 25 anni.

In particolare dalla simulazione è possibile evincere che in 3 manufatti di attraversamento sul torrente Assa, quello autostradale e quelli sulla viabilità ordinaria, sono adeguati idraulicamente al transito della portata a tempo di ritorno 200 anni ( $Q = 103 \text{ m}^3/\text{s}$ ); in particolare si ottengono i seguenti franchi idraulici di sicurezza:

- ponte di monte - quota intradosso 254,61 m s.m., livello idrico 253,52 m s.m., franco utile 1,09 m;
- ponte autostradale - quota intradosso 253,93 m s.m., livello idrico 252,76 m s.m., franco utile 1,17 m;
- ponte di valle - quota intradosso 254,04 m s.m., livello idrico 252,13 m s.m., franco utile 1,91 m.

Di seguito si allegano i risultati delle simulazioni e i profili idrometrici per tempo di ritorno assegnato nel tratto oggetto di verifica.

Sezione	Progressiva	Fondo alveo	Tirante	Livello idrico	Carico totale	Velocità	Area deflusso	Larghezza livello	Froude
-	m	m s.m.	m	m s.m.	m s.m.	m/s	m <sup>2</sup>	m	-
31	0.00	253.50	2.20	255.70	257.08	5.21	19.85	12.98	1.35
32	32.16	252.83	2.08	254.91	255.90	4.40	23.49	17.69	1.24
33	60.60	252.34	2.09	254.43	255.60	4.78	21.61	15.36	1.29
34	90.56	251.80	2.06	253.86	254.73	4.14	24.94	15.73	1.05
monte ponte	115.68	251.61	1.91	253.52	254.71	4.83	21.37	12.00	1.32
valle ponte	123.81	251.53	1.78	253.31	254.71	5.24	19.70	12.00	1.75
monte A5	139.88	250.55	2.21	252.76	253.54	3.90	26.46	12.00	0.84
valle a5	166.42	250.31	2.17	252.48	253.28	3.96	26.07	12.00	0.86
39	173.52	250.25	2.16	252.41	253.26	4.08	25.33	7.48	1.50
monte ponte	180.88	250.18	1.95	252.13	253.13	4.42	23.38	12.00	1.01
valle ponte	187.63	250.09	1.94	252.03	253.04	4.44	23.26	12.00	1.02
35	215.10	249.60	2.01	251.61	252.48	4.14	24.98	19.79	1.18
36	297.75	248.19	2.05	250.24	251.18	4.29	24.06	18.28	1.19
37	368.76	247.18	1.93	249.11	249.93	4.01	25.78	17.25	1.05
38	450.08	246.00	2.05	248.05	249.10	4.53	22.79	15.02	1.17

Tabella 12 - Simulazione a tempo di ritorno 200 anni ( $Q = 103 \text{ m}^3/\text{s}$ ).

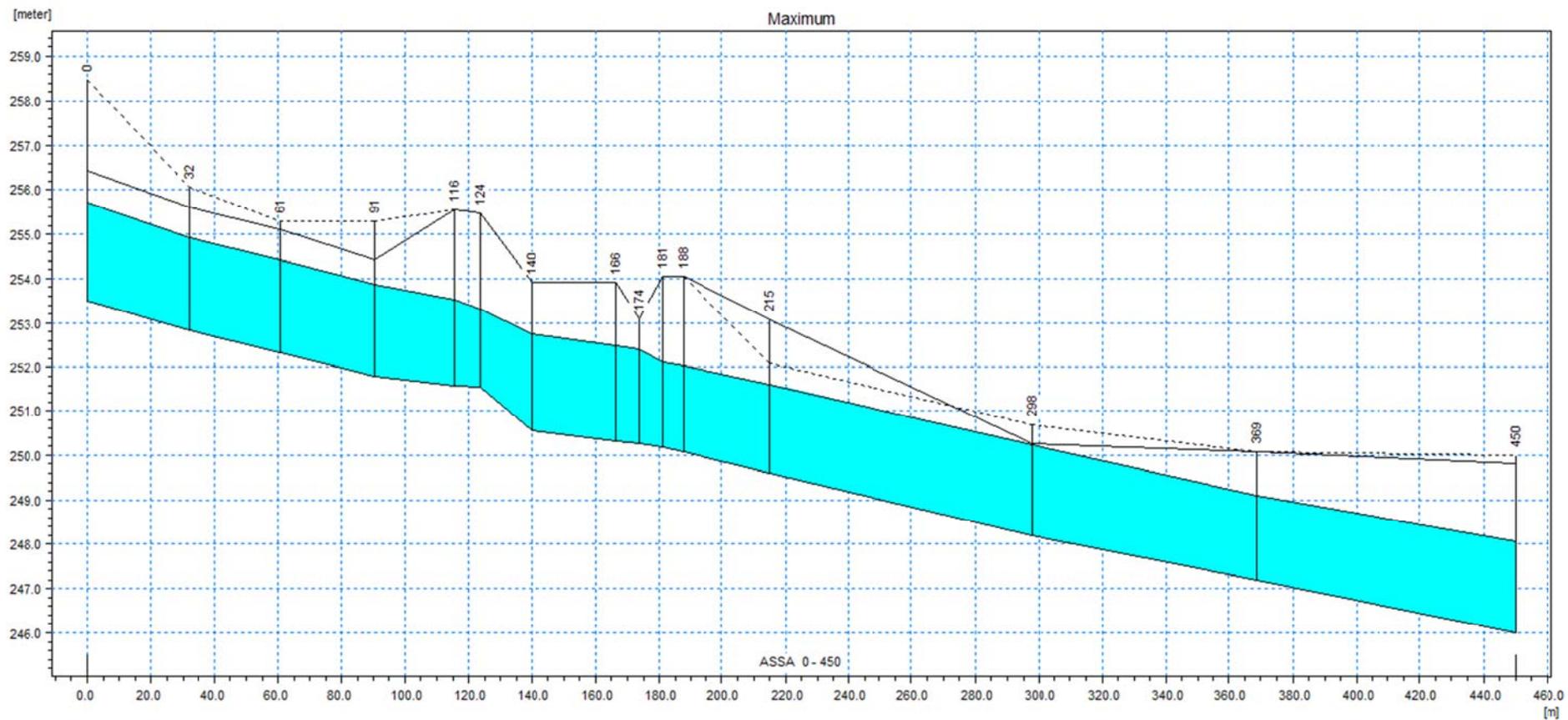


Figura 15 - Profilo idrometrico a tempo di ritorno 200 anni ( $Q = 103 \text{ m}^3/\text{s}$ ).

Sezione	Progressiva	Fondo alveo	Tirante	Livello idrico	Carico totale	Velocità	Area deflusso	Larghezza livello	Froude
-	m	m s.m.	m	m s.m.	m s.m.	m/s	m <sup>2</sup>	m	-
31	0.00	253.50	2.11	255.61	256.91	5.04	18.66	12.86	1.34
32	32.16	252.83	2.00	254.83	255.77	4.29	21.94	17.46	1.24
33	60.60	252.34	2.00	254.34	255.45	4.66	20.18	15.03	1.28
34	90.56	251.80	1.96	253.76	254.58	4.02	23.40	15.51	1.05
monte ponte	115.68	251.61	1.81	253.42	254.54	4.69	20.07	12.00	1.32
valle ponte	123.81	251.53	1.68	253.21	254.54	5.11	18.41	12.00	1.75
monte A5	139.88	250.55	2.09	252.64	253.36	3.76	25.05	12.00	0.83
valle a5	166.42	250.31	2.06	252.37	253.11	3.81	24.72	12.00	0.85
39	173.52	250.25	2.05	252.30	253.09	3.93	23.97	7.44	1.48
monte ponte	180.88	250.18	1.85	252.03	252.95	4.25	22.16	12.00	1.00
valle ponte	187.63	250.09	1.84	251.93	252.86	4.27	22.06	12.00	1.00
35	215.10	249.60	1.92	251.52	252.35	4.04	23.29	19.15	1.17
36	297.75	248.19	1.96	250.15	251.05	4.19	22.45	16.73	1.16
37	368.76	247.18	1.83	249.01	249.78	3.90	24.16	16.96	1.04
38	450.08	246.00	1.96	247.96	248.95	4.41	21.35	14.69	1.17

Tabella 13 - Simulazione a tempo di ritorno 100 anni ( $Q = 94 \text{ m}^3/\text{s}$ ).

I franchi idraulici calcolati per la piena duecentennale diventano per quella con TR 100 anni ( $Q = 94 \text{ m}^3/\text{s}$ ) e con TR = 25 anni ( $Q = 75 \text{ m}^3/\text{s}$ ):

- ponte di monte 1,19 m e 1,41 m;
- ponte autostradale 1,29 m e 1,56 m;
- ponte di valle 2,01 m e 2,24 m.

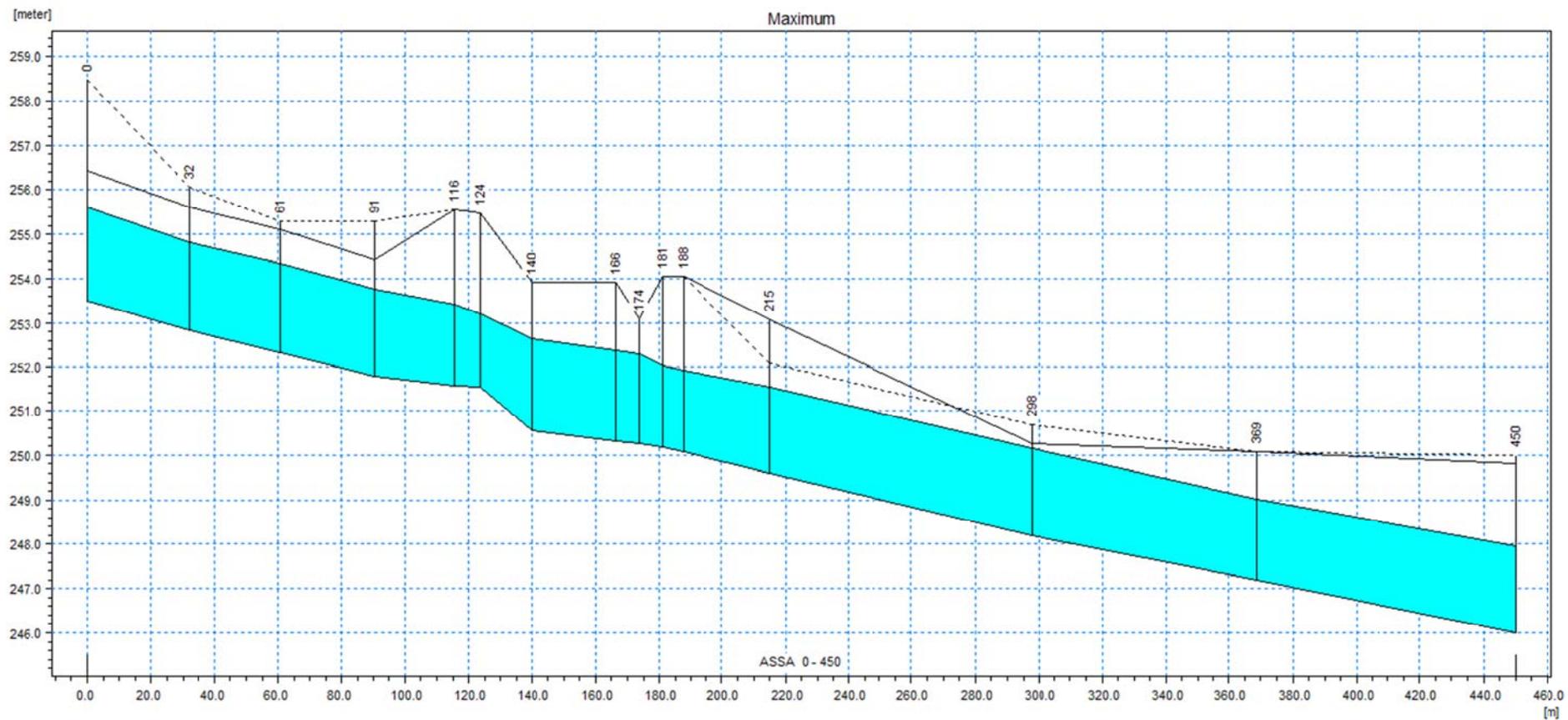


Figura 16 - Profilo idrometrico a tempo di ritorno 100 anni ( $Q = 94 \text{ m}^3/\text{s}$ ).

Sezione	Progressiva	Fondo alveo	Tirante	Livello idrico	Carico totale	Velocità	Area deflusso	Larghezza livello	Froude
-	m	m s.m.	m	m s.m.	m s.m.	m/s	m <sup>2</sup>	m	-
31	0.00	253.50	1.91	255.41	256.51	4.65	16.06	12.54	1.32
32	32.16	252.83	1.80	254.63	255.46	4.03	18.55	16.96	1.24
33	60.60	252.34	1.79	254.13	255.10	4.37	17.11	14.31	1.27
34	90.56	251.80	1.74	253.54	254.25	3.73	20.05	15.03	1.03
monte ponte	115.68	251.61	1.59	253.20	254.16	4.34	17.20	12.00	1.32
valle ponte	123.81	251.53	1.46	252.99	254.16	4.79	15.60	12.00	1.75
monte A5	139.88	250.55	1.82	252.37	252.97	3.42	21.85	12.00	0.81
valle a5	166.42	250.31	1.81	252.12	252.73	3.45	21.66	12.00	0.82
39	173.52	250.25	1.80	252.05	252.70	3.57	20.92	7.36	1.43
monte ponte	180.88	250.18	1.62	251.80	252.56	3.85	19.38	12.00	0.97
valle ponte	187.63	250.09	1.61	251.70	252.46	3.86	19.35	12.00	0.97
35	215.10	249.60	1.72	251.32	252.06	3.81	19.59	17.69	1.16
36	297.75	248.19	1.74	249.93	250.72	3.93	18.99	15.62	1.14
37	368.76	247.18	1.62	248.80	249.47	3.63	20.57	16.28	1.03
38	450.08	246.00	1.73	247.73	248.60	4.14	18.06	13.91	1.16

Tabella 14 - Simulazione a tempo di ritorno 25 anni ( $Q = 75 \text{ m}^3/\text{s}$ ).

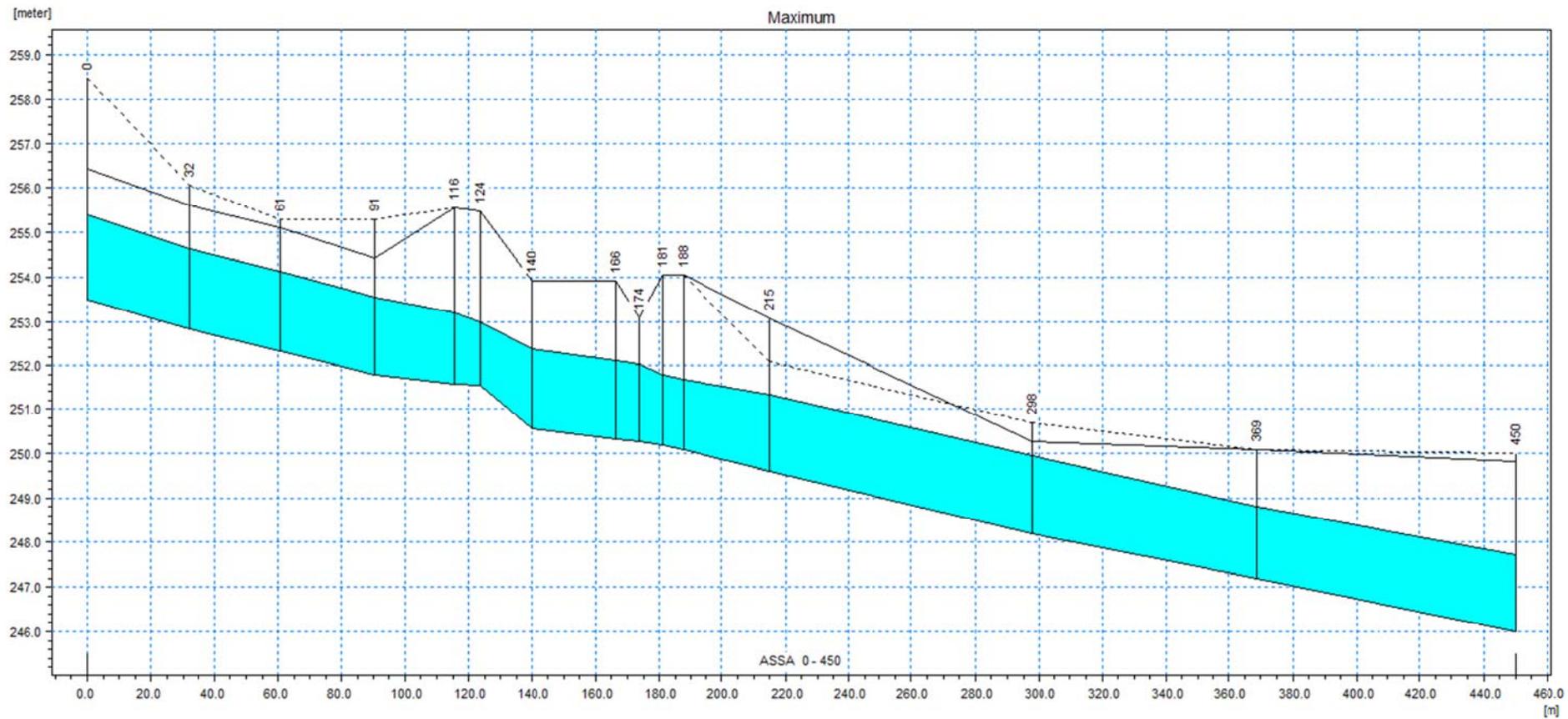


Figura 17 - Profilo idrometrico a tempo di ritorno 25 anni ( $Q = 75 \text{ m}^3/\text{s}$ ).

## 6.5 Verifiche idrauliche sul rio Acque Rosse (ramo 1) – Progr. km 44+077

### 6.5.1 Schematizzazione geometrica del modello numerico

Il rio Acque Rosse denominato ramo 1, interferisce con l'autostrada A5 alla progressiva km 44+077 in un tratto in cui l'infrastruttura viene adeguata altimetricamente; l'attraversamento autostradale esistente è costituito da un tombino scatolare di larghezza pari a 4.35 m e altezza di 1.10 m e da 2 tombini circolari affiancati di diametro pari a 1.10 m. Tale attraversamento presenta dimensioni inadeguate rispetto alla sezione d'alveo naturale, pertanto nell'ambito dei lavori di adeguamento della livelletta l'opera verrà demolita e ricostruita.

La geometria del corso d'acqua è stata descritta sulla base del rilievo di dettaglio eseguito appositamente per il presente progetto; in particolare il modello geometrico è costituito da 8 sezioni trasversali che rappresentano idrodinamicamente un tratto di asta di estensione pari a circa 243.00 m.

Il rilievo si estende per una lunghezza di 137.00 m a monte dell'autostrada e per 106.00 m a valle.

Le sezioni trasversali introdotte nel modello sono state preventivamente estese sul rilievo in modo da schematizzare in modo esaustivo l'alveo di piena del corso d'acqua, in termini di golene presenti.

Di seguito (Figura 18) si riporta uno stralcio planimetrico in cui in rosso si evidenziano le sezioni trasversali introdotte nel modello ed in blu l'asse del corso d'acqua; in Tabella 15 si riporta il profilo longitudinale del modello in cui sono rappresentate le sezioni trasversali utilizzate caratterizzandole in termini di progressiva metrica, quota di fondo (thalweg) e posizione dei manufatti presenti in alveo.

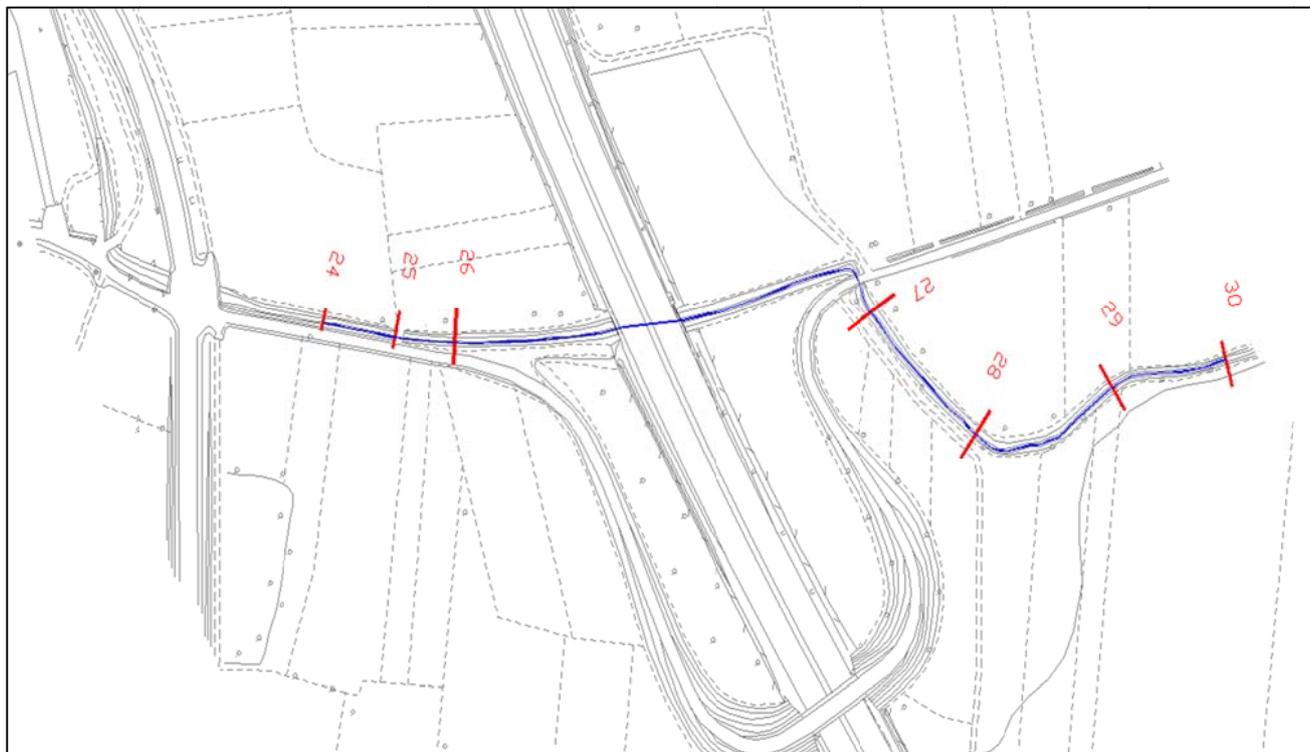


Figura 18 - Planimetria del tratto di corso d'acqua simulato con ubicazione delle sezioni di rilievo.

Sezione	Progressiva	Fondo alveo
-	m	m s.m.
24	0.00	243.40
25	30.39	243.62
26	55.66	243.38
monte A5	123.35	243.08
valle A5	150.29	243.08
27	242.17	243.36
28	304.01	243.18
29	370.06	243.04
30	418.98	242.98

Tabella 15 - Profilo longitudinale del modello idraulico.

### 6.5.2 Verifiche idrauliche

Sono state eseguite le verifiche idrauliche per tempi di ritorno 200, 100 e 25 anni.

Le simulazioni eseguite mettono in evidenza che le portate di progetto non sono contenute nell'alveo inciso e producono esondazioni caratterizzate da basse velocità e da un moto in corrente lenta.

Il manufatto in progetto sul rio acque Rosse Ramo 1 (km 44+077) sarà costituito da un tombino scatolare di larghezza alla base pari a 5.0 m che dovrà avere quota di intradosso minimo di 246.36 m s.m., in ragione dell'assunzione di un franco di 1.0 m sulla quota idrometrica a tempo di ritorno 200 anni a monte dell'attraversamento (pari a 245.36 m s.m).

Di seguito si allegano i risultati delle simulazioni e i profili idrometrici per tempo di ritorno assegnato nel tratto oggetto di verifica.

Sezione	Progressiva	Fondo alveo	Tirante	Livello idrico	Carico totale	Velocità	Area deflusso	Larghezza livello	Froude
-	m	m s.m.	m	m s.m.	m s.m.	m/s	m <sup>2</sup>	m	-
24	0.00	243.40	2.04	245.44	245.47	0.71	69.90	400.00	0.16
25	30.39	243.62	1.76	245.38	245.39	0.51	97.89	400.00	0.12
26	55.66	243.38	1.98	245.36	245.37	0.39	126.68	220.47	0.09
monte A5	123.35	243.08	2.28	245.36	245.36	0.14	345.23	400.00	0.03
valle A5	150.29	243.08	1.84	244.92	244.92	0.29	170.40	399.09	0.07
27	242.17	243.36	1.54	244.90	244.90	0.23	216.34	392.94	0.06
28	304.01	243.18	1.66	244.84	244.85	0.50	99.22	395.84	0.12
29	370.06	243.04	1.75	244.79	244.79	0.25	201.93	399.98	0.06
30	418.98	242.98	1.77	244.75	244.76	0.46	107.57	400.00	0.11

Tabella 16 - Simulazione a tempo di ritorno 200 anni (Q = 49.7 m<sup>3</sup>/s).

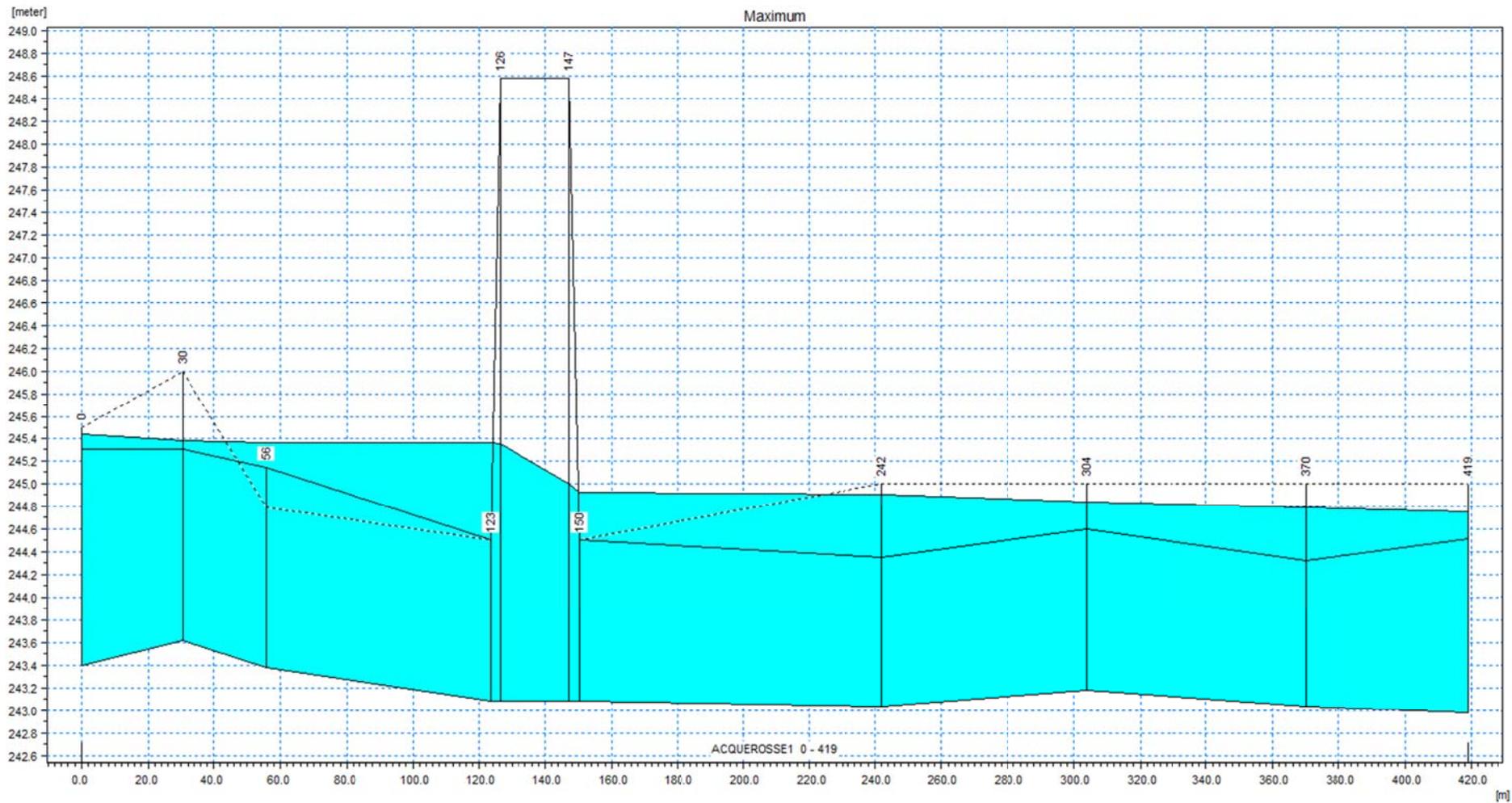


Figura 19 - Profilo idrometrico a tempo di ritorno 200 anni ( $Q = 49.7 \text{ m}^3/\text{s}$ ).

Sezione	Progressiva	Fondo alveo	Tirante	Livello idrico	Carico totale	Velocità	Area deflusso	Larghezza livello	Froude
-	m	m s.m.	m	m s.m.	m s.m.	m/s	m <sup>2</sup>	m	-
24	0.00	243.40	2.01	245.41	245.44	0.79	57.70	400.00	0.18
25	30.39	243.62	1.70	245.32	245.34	0.57	79.06	318.11	0.14
26	55.66	243.38	1.92	245.30	245.31	0.40	113.04	220.47	0.09
monte A5	123.35	243.08	2.21	245.29	245.29	0.14	319.52	400.00	0.03
valle A5	150.29	243.08	1.82	244.90	244.90	0.28	163.71	398.39	0.07
27	242.17	243.36	1.53	244.89	244.89	0.22	210.17	392.59	0.06
28	304.01	243.18	1.65	244.83	244.84	0.49	93.04	395.37	0.12
29	370.06	243.04	1.73	244.77	244.77	0.23	195.30	399.89	0.06
30	418.98	242.98	1.75	244.73	244.74	0.45	101.04	400.00	0.11

Tabella 17 - Simulazione a tempo di ritorno 100 anni ( $Q = 45.3 \text{ m}^3/\text{s}$ ).

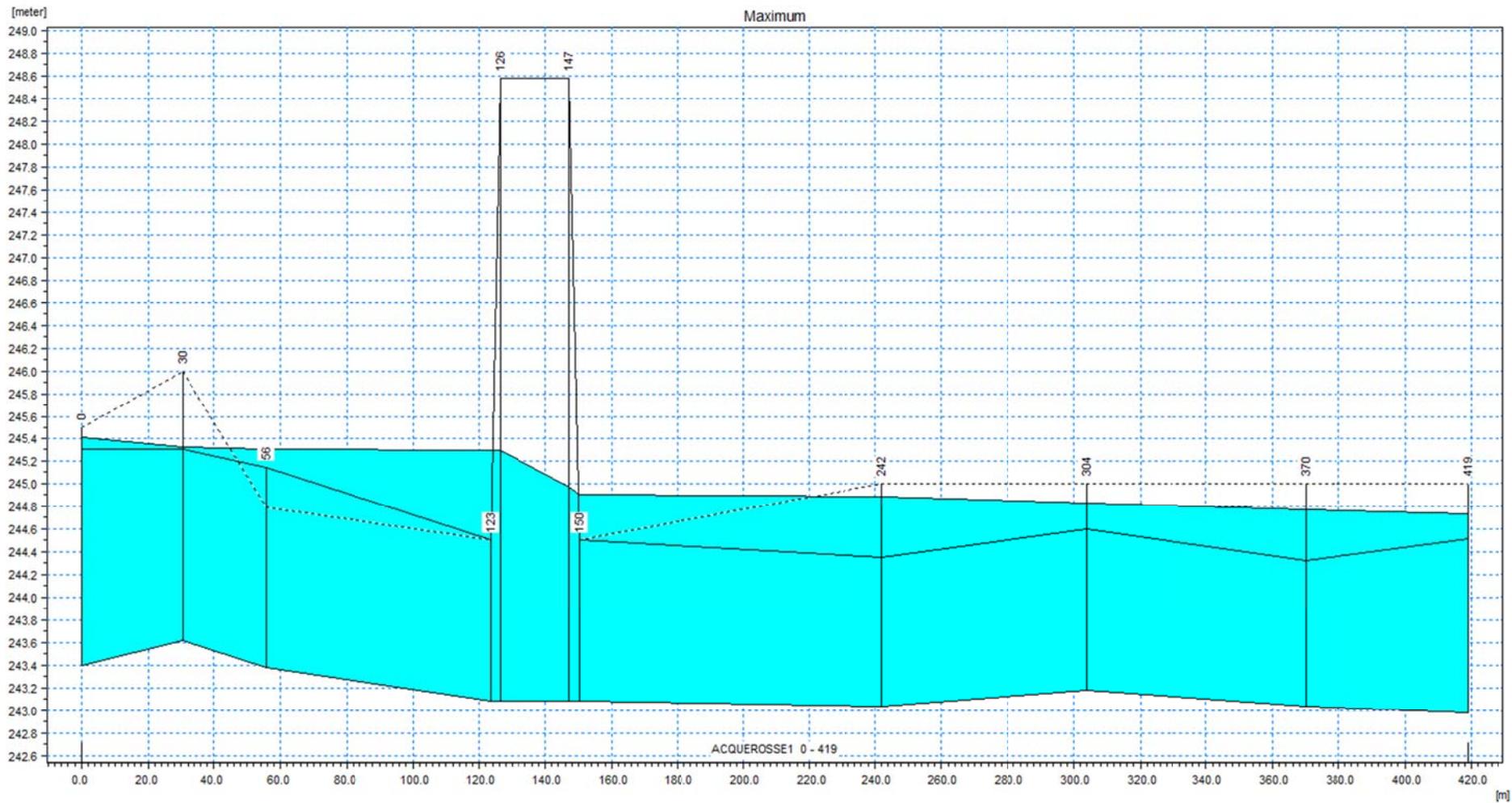


Figura 20 - Profilo idrometrico a tempo di ritorno 100 anni ( $Q = 45.3 \text{ m}^3/\text{s}$ ).

Sezione	Progressiva	Fondo alveo	Tirante	Livello idrico	Carico totale	Velocità	Area deflusso	Larghezza livello	Froude
-	m	m s.m.	m	m s.m.	m s.m.	m/s	m <sup>2</sup>	m	-
24	0.00	243.40	1.91	245.31	245.45	1.65	21.88	262.37	0.38
25	30.39	243.62	1.59	245.21	245.24	0.75	48.42	210.11	0.19
26	55.66	243.38	1.79	245.17	245.18	0.43	84.34	220.47	0.10
monte A5	123.35	243.08	2.07	245.15	245.15	0.14	263.81	400.00	0.03
valle A5	150.29	243.08	1.78	244.86	244.86	0.24	148.36	396.78	0.06
27	242.17	243.36	1.49	244.85	244.85	0.18	196.06	391.80	0.05
28	304.01	243.18	1.61	244.79	244.80	0.45	79.35	393.71	0.11
29	370.06	243.04	1.70	244.74	244.74	0.20	180.92	399.71	0.05
30	418.98	242.98	1.72	244.70	244.71	0.41	87.23	400.00	0.10

Tabella 18 - Simulazione a tempo di ritorno 25 anni ( $Q = 36.1 \text{ m}^3/\text{s}$ ).

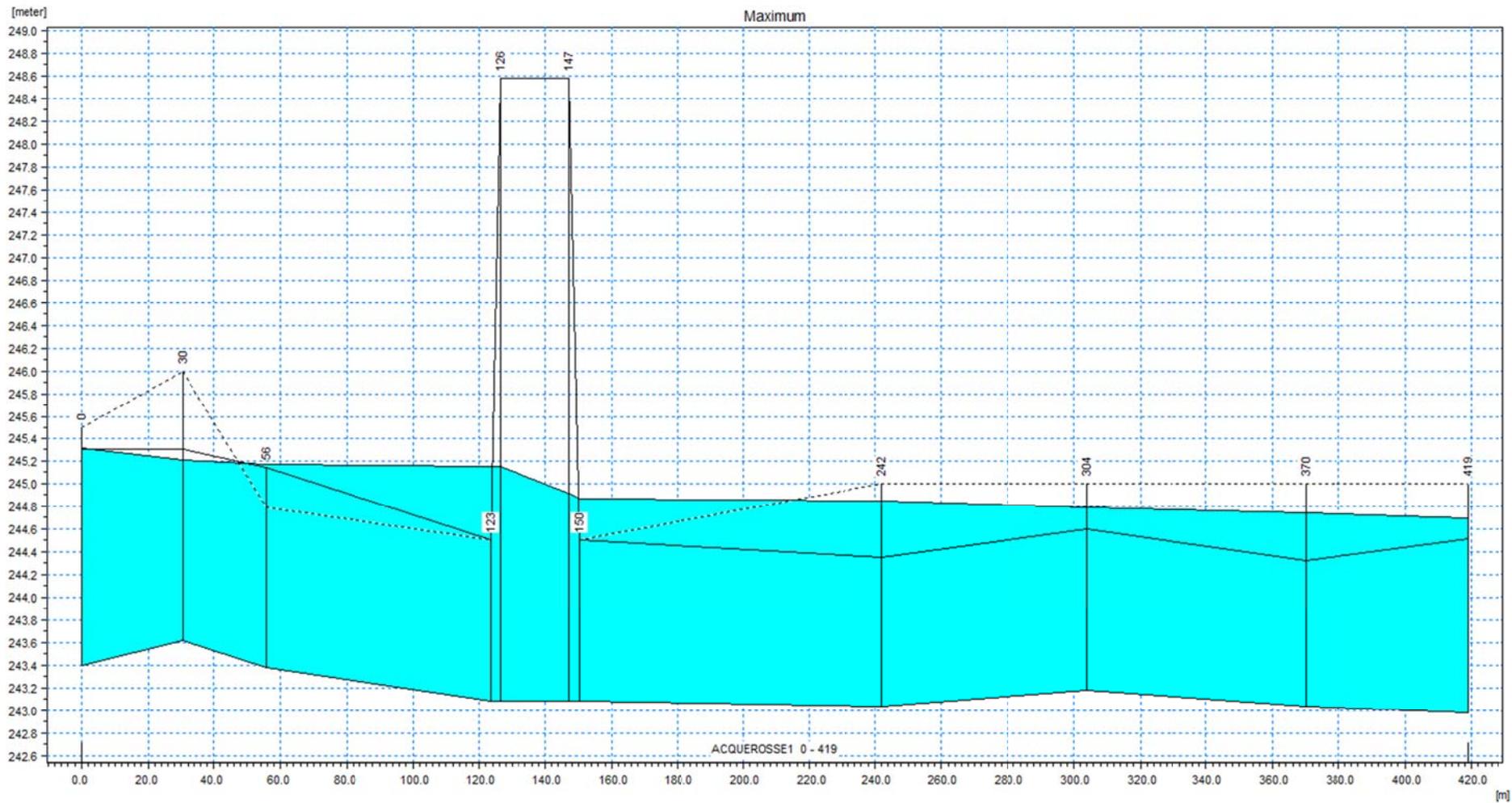


Figura 21 - Profilo idrometrico a tempo di ritorno 25 anni ( $Q = 36.1 \text{ m}^3/\text{s}$ ).

## 6.6 Verifiche idrauliche sul rio Acque Rosse (rami 1-2) – Progr. km 43+660

### 6.6.1 Schematizzazione geometrica del modello numerico

Il rio Acque Rosse è composto da due rami che confluiscono in prossimità dell'autostrada A5, il ramo 1 interferisce nuovamente con l'autostrada A5 alla progressiva km 43+660 in un tratto in cui l'infrastruttura viene adeguata altimetricamente; l'attraversamento autostradale esistente è costituito da un tombino scatolare di larghezza pari a 4.0 m e di altezza di 1.5 m. Tale manufatto non è adeguato in conseguenza della limitata altezza. Dopo aver attraversato l'A5 il ramo 1 confluisce nel ramo 2 e scorre circa parallelamente ad essa; al fine di garantire la stabilità morfologica del corso d'acqua nel tratto a cavallo della loro confluenza, laddove l'ampliamento del rilevato autostradale interferisce con l'attuale idrografia, si è prevista una sistemazione idraulica dell'alveo inciso tramite la realizzazione di gabbioni metallici, atta a evitare la divagazione planimetrica del corso d'acqua.

La geometria del corso d'acqua è stata descritta sulla base del rilievo di dettaglio eseguito appositamente per il presente progetto; in particolare il modello geometrico è costituito da 21 sezioni trasversali che rappresentano idrodinamicamente i 2 rami del rio Acque Rosse. In particolare il rilievo si estende per una lunghezza di circa 430.00 m sul ramo 2, di circa 143 m sul ramo 1 (tratto a monte intersezione con A5) e per circa 205 m da valle della loro confluenza.

Le sezioni trasversali introdotte nel modello sono state preventivamente estese in modo da schematizzare in modo esaustivo l'alveo di piena del corso d'acqua, in termini di golene presenti.

Di seguito si riporta uno stralcio planimetrico in cui in rosso si evidenziano le sezioni trasversali introdotte nel modello ed in blu l'asse del corso d'acqua; in si riporta il profilo longitudinale del modello in cui sono rappresentate le sezioni trasversali utilizzate caratterizzandole in termini di progressiva metrica, quota di fondo (thalweg) e posizione dei manufatti presenti in alveo.

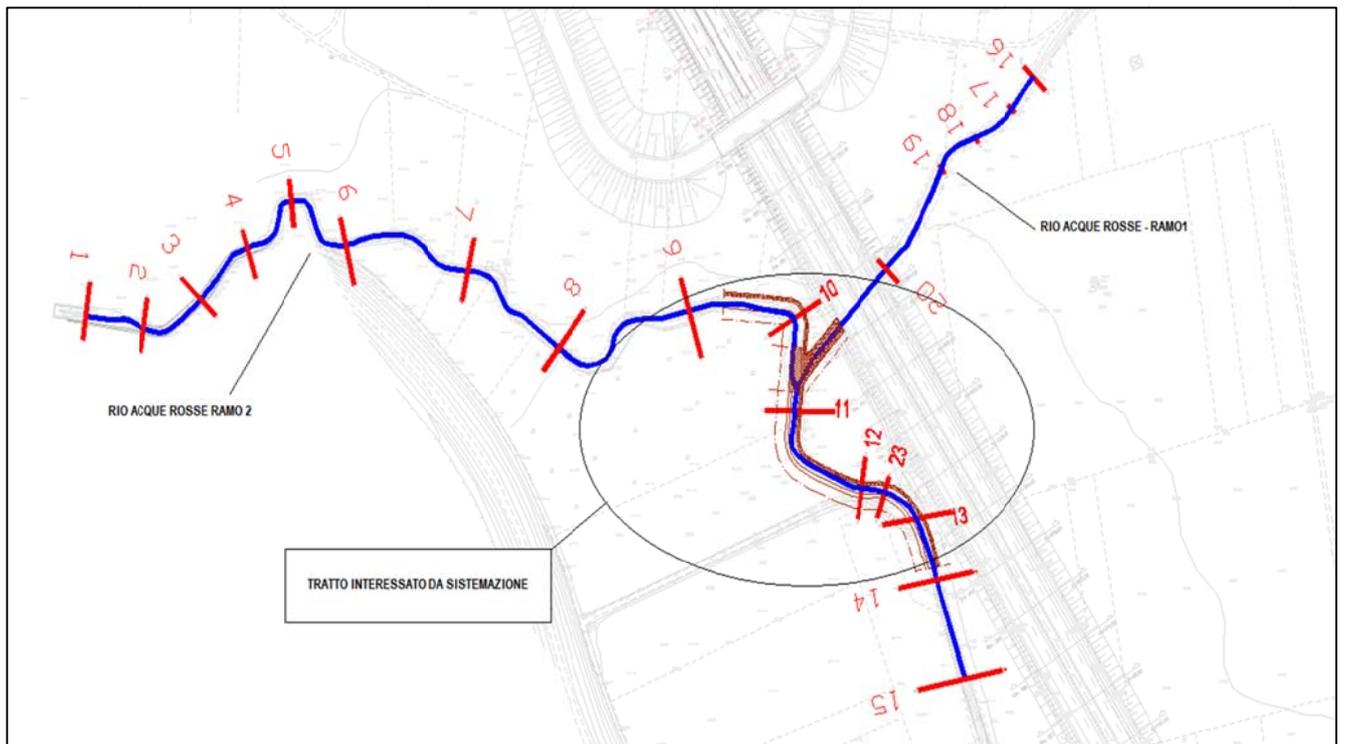


Figura 22 - Planimetria del tratto di corso d'acqua simulato con ubicazione delle sezioni di rilievo.

Corso d'acqua	Sezione	Progressiva	Fondo alveo
-	-	m	m s.m.
Acque Rosse Ramo2	S1	0.00	244.27
Acque Rosse Ramo2	S2	30.38	244.08
Acque Rosse Ramo2	S3	64.48	243.79
Acque Rosse Ramo2	S4	97.81	243.83
Acque Rosse Ramo2	S5	132.23	243.57
Acque Rosse Ramo2	S6	170.92	243.46
Acque Rosse Ramo2	S7	238.00	243.37
Acque Rosse Ramo2	S8	297.28	242.99
Acque Rosse Ramo2	S9	375.79	242.67
Acque Rosse Ramo2	10 progetto	429.96	242.45
Acque Rosse	11 progetto	471.92	242.39
Acque Rosse	12 progetto	528.40	242.22
Acque Rosse	23 progetto	539.89	242.17
Acque Rosse	13 progetto	560.12	242.15
Acque Rosse	S14	589.44	241.96
Acque Rosse	S15	635.49	241.93
Acque Rosse Ramo1	S16	0.00	242.57
Acque Rosse Ramo1	S17	17.97	242.65
Acque Rosse Ramo1	S18	40.94	242.73
Acque Rosse Ramo1	S19	63.50	242.41
Acque Rosse Ramo1	S20 monte A5	116.95	242.39
Acque Rosse Ramo1	S20 valle A5	142.95	242.39

Tabella 19 - Profilo longitudinale del modello idraulico.

## 6.6.2 Verifiche idrauliche

Sono state eseguite le verifiche idrauliche per tempi di ritorno 200, 100 e 25 anni.

Le simulazioni eseguite mettono in evidenza che le portate di progetto non sono contenute in alveo e le esondazioni sono caratterizzate da basse velocità e da un moto in corrente lenta.

D'altra parte l'intervento di sistemazione in progetto ha il solo scopo di stabilizzare morfologicamente la sezione l'alveo e non deve necessariamente superare le quote attuali del piano campagna.

Il manufatto in progetto sul rio acque Rosse Ramo 1 (km 43+660) sarà costituito da un tombino scatolare di larghezza alla base pari a 5.0 m e quota di intradosso minimo di 245.66 m s.m., in ragione dell'assunzione di un franco di 1.0 m sulla quota idrometrica a tempo di ritorno 200 anni a monte dell'attraversamento (pari a 244.66 m s.m.).

Di seguito si allegano i risultati delle simulazioni e i profili idrometrici per tempo di ritorno assegnato nel tratto oggetto di verifica.

Corso d'acqua	Sezione	Progressiva	Fondo alveo	Tirante	Livello idrico	Carico totale	Velocità	Area deflusso	Larghezza livello	Froude
-	-	m	m s.m.	m	m s.m.	m s.m.	m/s	m <sup>2</sup>	m	-
Acque Rosse Ramo2	S1	0.00	244.27	2.02	246.29	246.44	1.69	18.56	50.00	0.38
Acque Rosse Ramo2	S2	30.38	244.08	1.89	245.97	246.27	2.41	13.02	15.53	0.56
Acque Rosse Ramo2	S3	64.48	243.79	1.98	245.77	245.84	1.21	26.01	50.00	0.27
Acque Rosse Ramo2	S4	97.81	243.83	1.81	245.64	245.74	1.39	22.51	50.00	0.33
Acque Rosse Ramo2	S5	132.23	243.57	1.89	245.46	245.58	1.54	20.39	50.00	0.36
Acque Rosse Ramo2	S6	170.92	243.46	1.64	245.10	245.25	1.74	18.00	50.00	0.43
Acque Rosse Ramo2	S7	238.00	243.37	1.23	244.60	244.73	1.62	19.40	45.48	0.47
Acque Rosse Ramo2	S8	297.28	242.99	1.37	244.36	244.38	0.67	46.65	100.00	0.18
Acque Rosse Ramo2	S9	375.79	242.67	1.63	244.30	244.31	0.48	65.45	100.00	0.12
Acque Rosse Ramo2	10 progetto	429.96	242.45	1.83	244.28	244.29	0.53	59.61	98.99	0.12
Acque Rosse	11 progetto	471.92	242.39	1.86	244.25	244.29	0.94	86.13	100.00	0.22
Acque Rosse	12 progetto	528.40	242.22	1.91	244.13	244.19	1.11	72.42	100.00	0.26
Acque Rosse	23 progetto	539.89	242.17	1.89	244.06	244.19	1.58	51.17	100.00	0.37
Acque Rosse	13 progetto	560.12	242.15	1.84	243.99	244.07	1.25	64.67	99.01	0.29
Acque Rosse	S14	589.44	241.96	1.92	243.88	243.98	1.40	57.58	100.00	0.32
Acque Rosse	S15	635.49	241.93	1.80	243.73	243.81	1.24	65.04	100.00	0.30

Corso d'acqua	Sezione	Progressiva	Fondo alveo	Tirante	Livello idrico	Carico totale	Velocità	Area deflusso	Larghezza livello	Froude
-	-	m	m s.m.	m	m s.m.	m s.m.	m/s	m <sup>2</sup>	m	-
Acque Rosse Ramo1	S16	0.00	242.57	2.10	244.67	244.67	0.13	379.84	400.00	0.03
Acque Rosse Ramo1	S17	17.97	242.65	2.02	244.67	244.67	0.18	277.55	400.00	0.04
Acque Rosse Ramo1	S18	40.94	242.73	1.94	244.67	244.67	0.14	363.40	400.00	0.03
Acque Rosse Ramo1	S19	63.50	242.41	2.25	244.66	244.66	0.16	303.83	400.00	0.03
Acque Rosse Ramo1	S20 monte A5	116.95	242.39	2.27	244.66	244.66	0.12	411.75	400.00	0.03
Acque Rosse Ramo1	S20 valle A5	142.95	242.39	1.87	244.26	244.26	0.20	251.69	400.00	0.05

Tabella 20 - Simulazione a tempo di ritorno 200 anni.

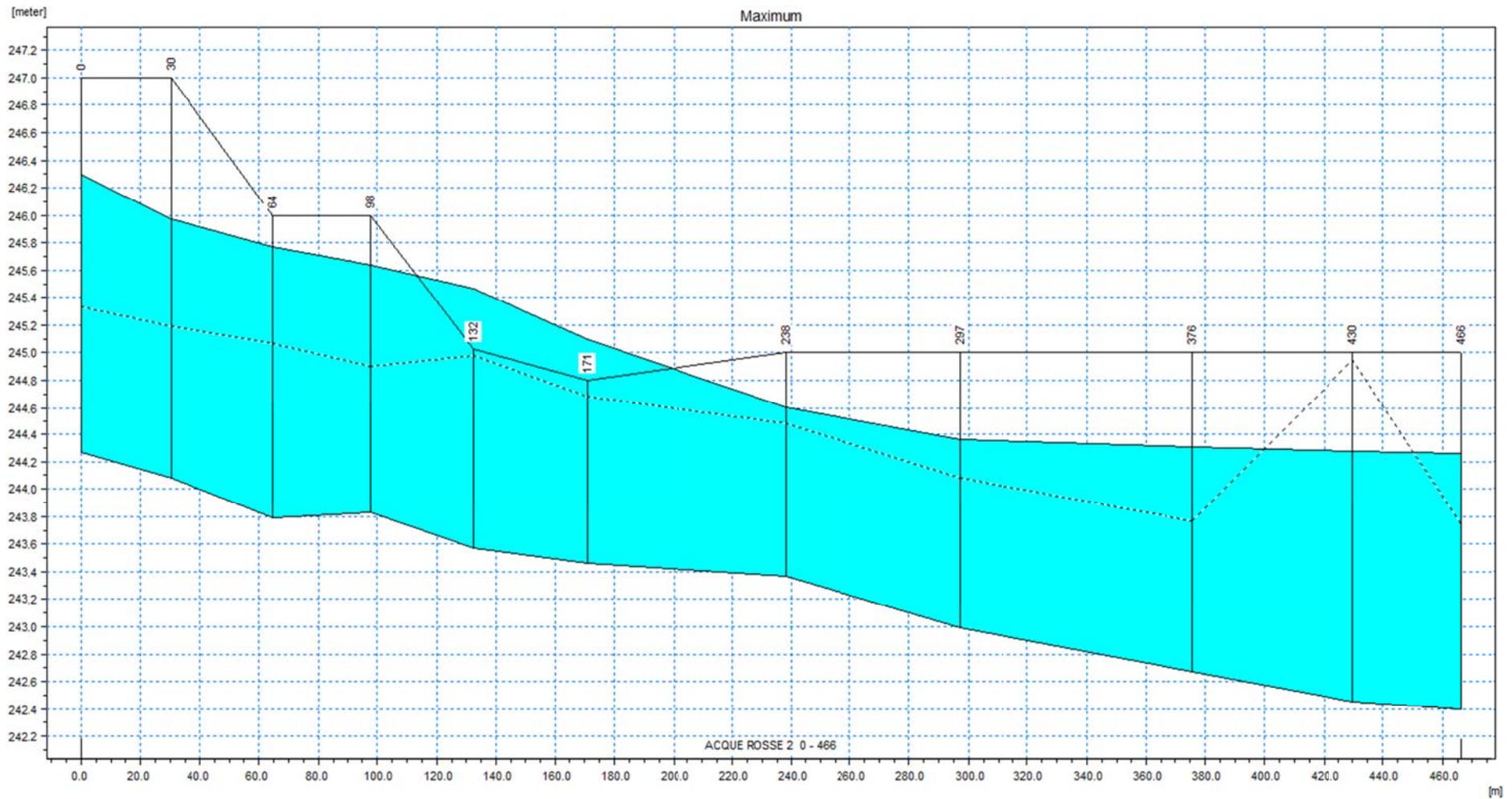


Figura 23 - Profilo idrometrico per QTR200 sul Rio Acque Rosse ramo 2 ( $Q = 31,4 \text{ m}^3/\text{s}$ ).

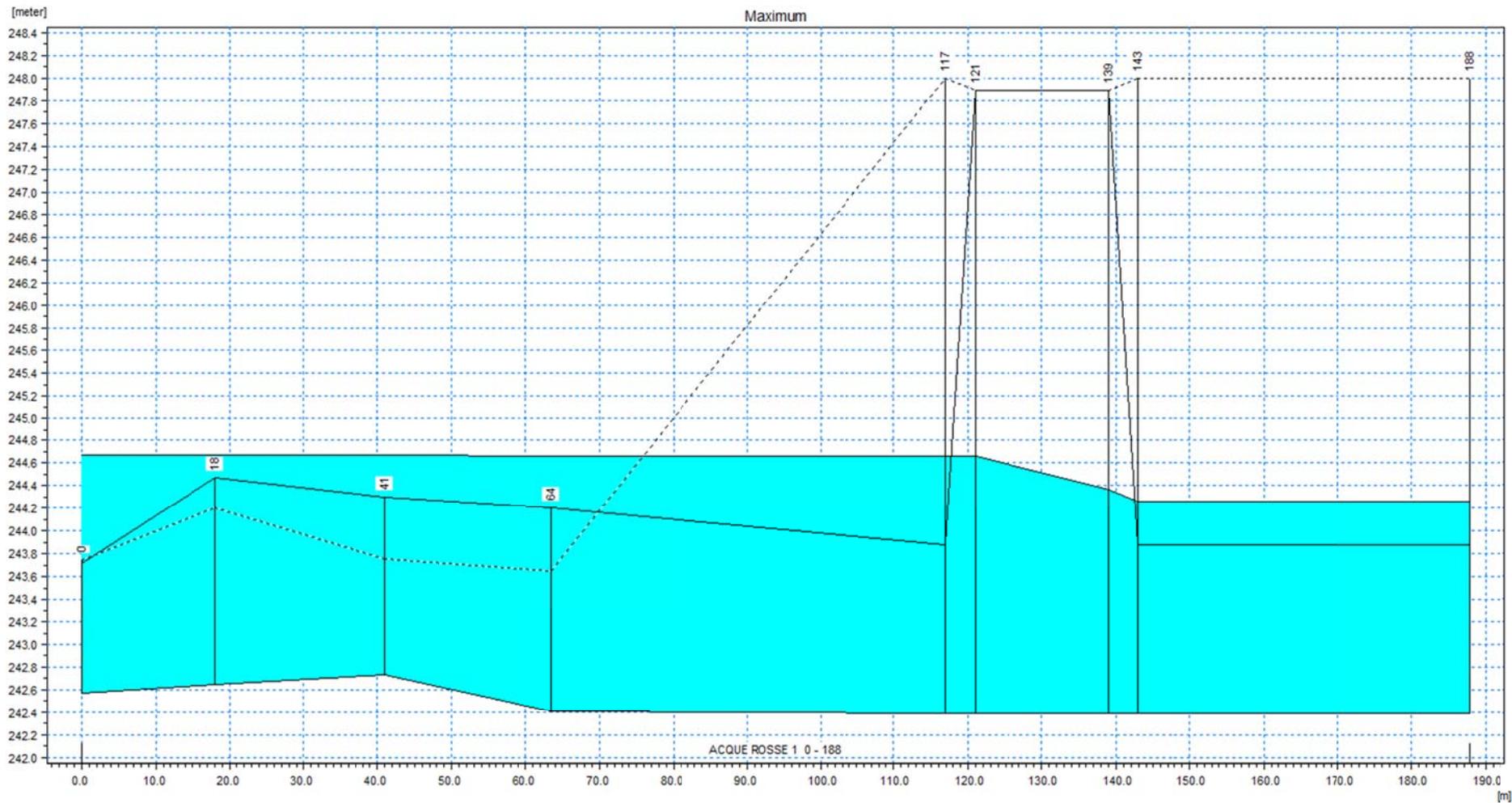


Figura 24 - Profilo idrometrico per QTR200 sul Rio Acque Rosse ramo 1 ( $Q = 49,7 \text{ m}^3/\text{s}$ ).

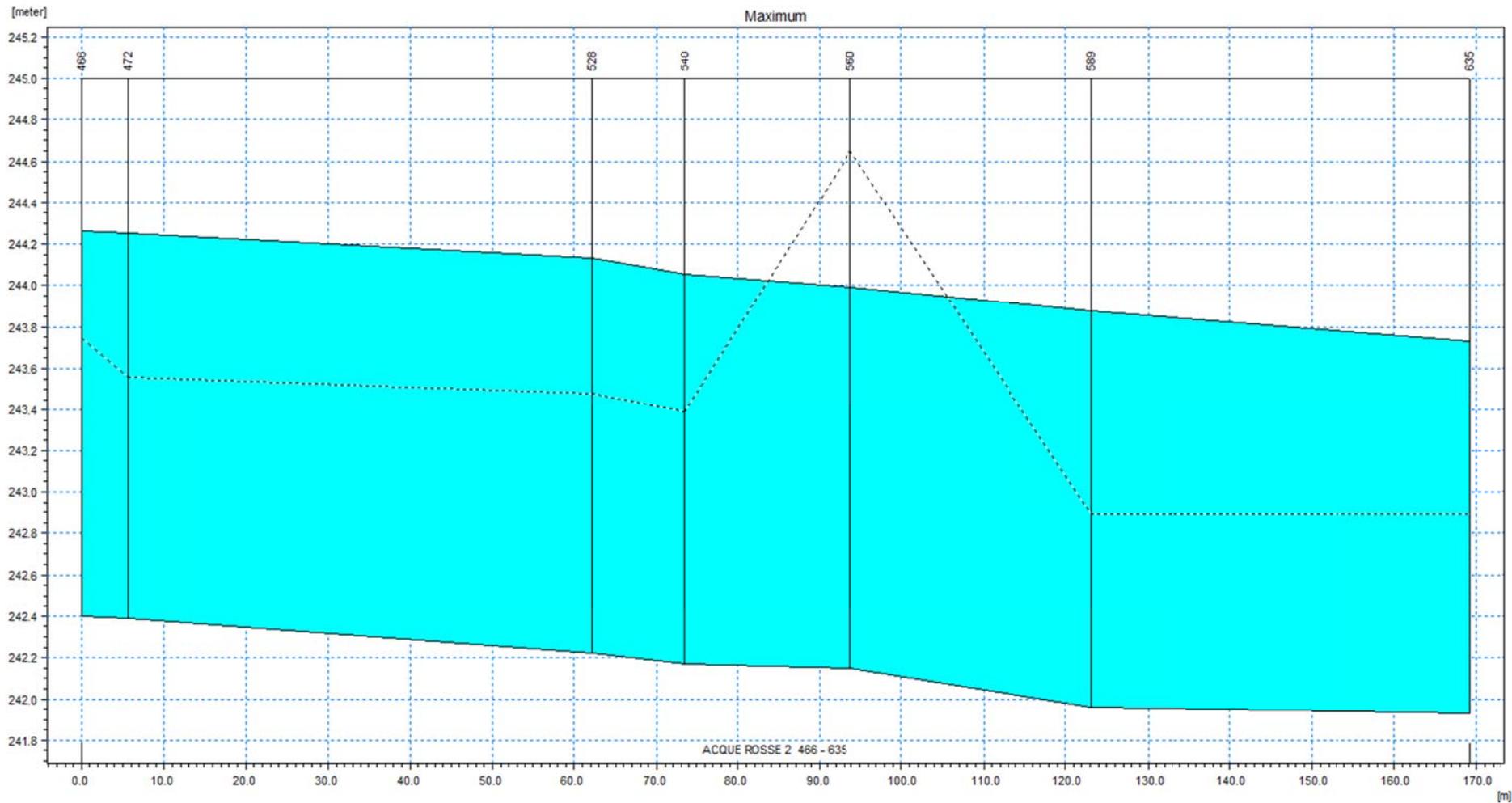


Figura 25 - Profilo idrometrico per QTR200 a valle confluenza rami 1 e 2 ( $Q = 80,7 \text{ m}^3/\text{s}$ ).

Corso d'acqua	Sezione	Progressiva	Fondo alveo	Tirante	Livello idrico	Carico totale	Velocità	Area deflusso	Larghezza livello	Froude
-	-	m	m s.m.	m	m s.m.	m s.m.	m/s	m <sup>2</sup>	m	-
Acque Rosse Ramo2	S1	0.00	244.27	1.85	246.12	246.32	1.96	14.62	15.40	0.46
Acque Rosse Ramo2	S2	30.38	244.08	1.85	245.93	246.20	2.32	12.34	15.52	0.54
Acque Rosse Ramo2	S3	64.48	243.79	1.95	245.74	245.81	1.17	24.42	50.00	0.27
Acque Rosse Ramo2	S4	97.81	243.83	1.78	245.61	245.71	1.37	20.97	50.00	0.33
Acque Rosse Ramo2	S5	132.23	243.57	1.84	245.41	245.53	1.50	19.04	50.00	0.35
Acque Rosse Ramo2	S6	170.92	243.46	1.62	245.08	245.23	1.70	16.88	50.00	0.43
Acque Rosse Ramo2	S7	238.00	243.37	1.20	244.57	244.70	1.58	18.13	45.13	0.46
Acque Rosse Ramo2	S8	297.28	242.99	1.34	244.33	244.35	0.66	43.31	100.00	0.18
Acque Rosse Ramo2	S9	375.79	242.67	1.60	244.27	244.28	0.46	61.79	100.00	0.12
Acque Rosse Ramo2	10 progetto	429.96	242.45	1.79	244.24	244.25	0.51	55.97	98.93	0.12
Acque Rosse	11 progetto	471.92	242.39	1.82	244.21	244.25	0.91	80.60	100.00	0.22
Acque Rosse	12 progetto	528.40	242.22	1.88	244.10	244.16	1.07	68.97	100.00	0.25
Acque Rosse	23 progetto	539.89	242.17	1.85	244.02	244.14	1.54	47.75	100.00	0.36
Acque Rosse	13 progetto	560.12	242.15	1.81	243.96	244.03	1.20	61.20	98.96	0.29
Acque Rosse	S14	589.44	241.96	1.88	243.84	243.93	1.36	54.08	100.00	0.32
Acque Rosse	S15	635.49	241.93	1.76	243.69	243.76	1.20	61.49	100.00	0.29
Acque Rosse Ramo1	S16	0.00	242.57	2.02	244.59	244.59	0.13	350.36	400.00	0.03
Acque Rosse Ramo1	S17	17.97	242.65	1.94	244.59	244.59	0.18	248.00	400.00	0.04
Acque Rosse Ramo1	S18	40.94	242.73	1.86	244.59	244.59	0.14	333.81	400.00	0.03
Acque Rosse Ramo1	S19	63.50	242.41	2.18	244.59	244.59	0.17	274.19	400.00	0.04
Acque Rosse Ramo1	S20 monte A5	116.95	242.39	2.20	244.59	244.59	0.12	382.06	400.00	0.03
Acque Rosse Ramo1	S20 valle A5	142.95	242.39	1.84	244.23	244.23	0.19	236.94	400.00	0.05

Tabella 21 - Simulazione a tempo di ritorno 100 anni.

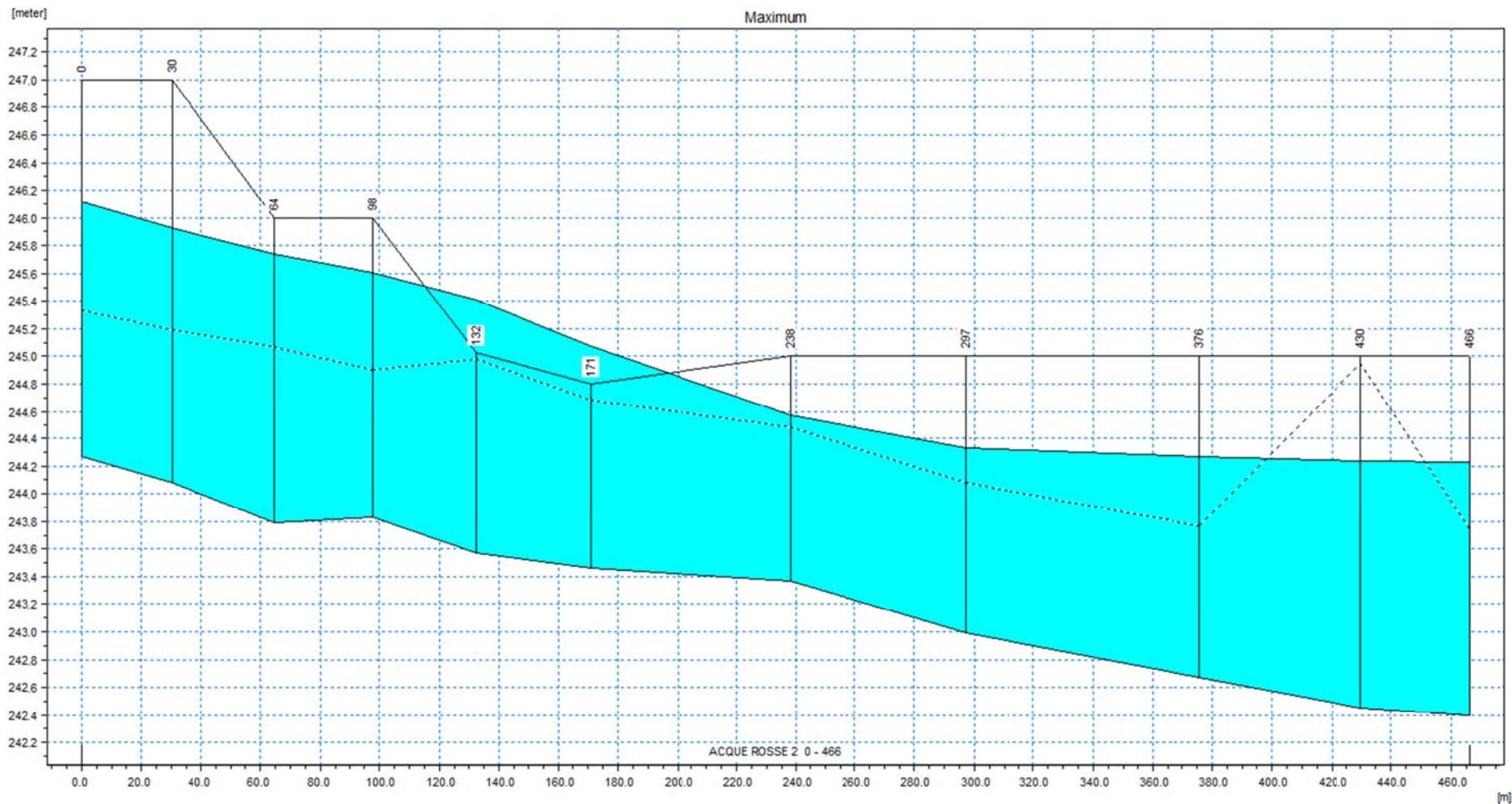


Figura 26 - Profilo idrometrico per QTR100 sul Rio Acque Rosse ramo 2 ( $Q = 28,7 \text{ m}^3/\text{s}$ ).

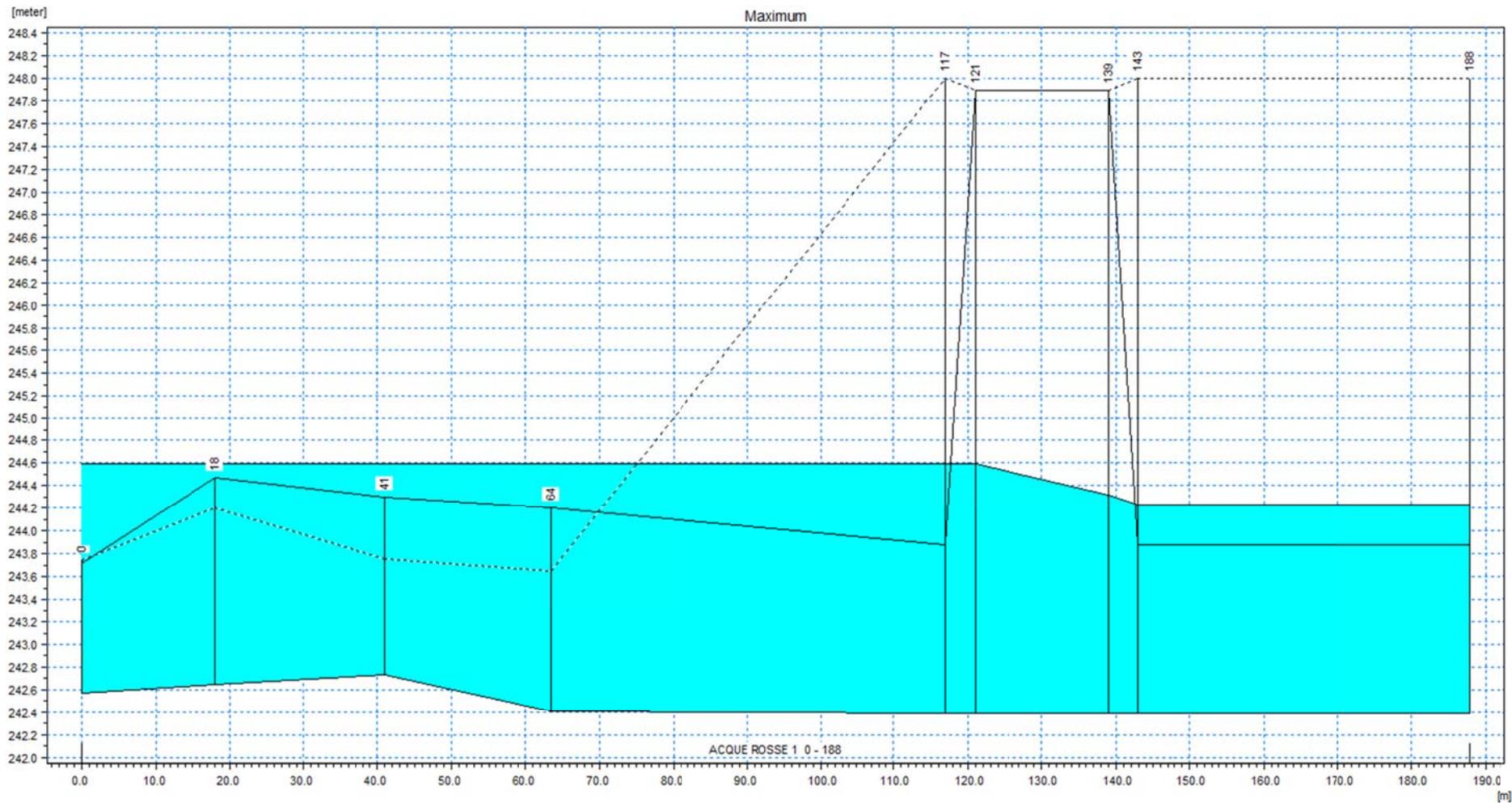


Figura 27 - Profilo idrometrico per QTR100 sul Rio Acque Rosse ramo 1 ( $Q = 45,4 \text{ m}^3/\text{s}$ ).

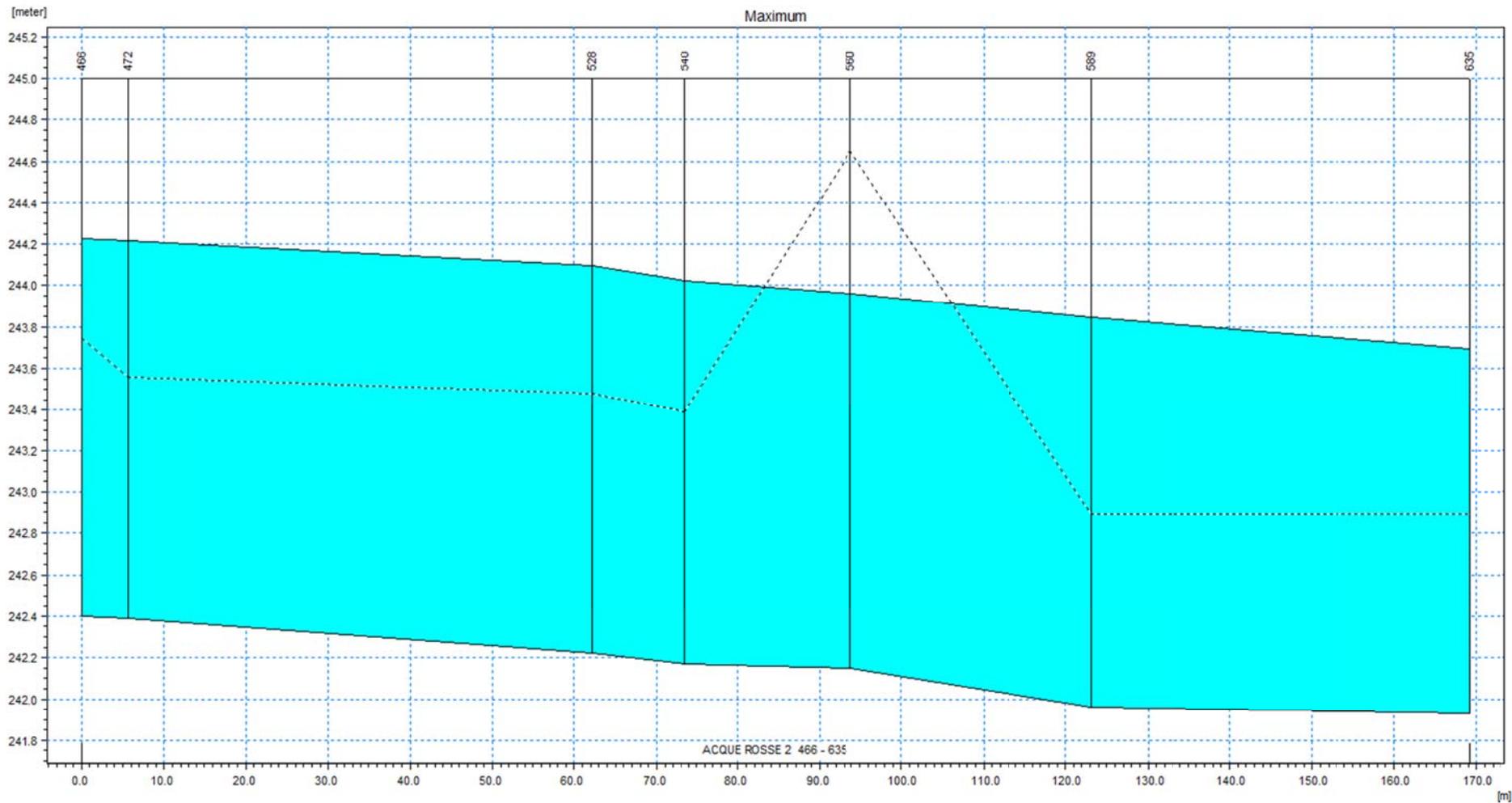


Figura 28 - Profilo idrometrico per QTR100 a valle confluenza rami 1 e 2 ( $Q = 73,7 \text{ m}^3/\text{s}$ ).

Corso d'acqua	Sezione	Progressiva	Fondo alveo	Tirante	Livello idrico	Carico totale	Velocità	Area deflusso	Larghezza livello	Froude
-	-	m	m s.m.	m	m s.m.	m s.m.	m/s	m <sup>2</sup>	m	-
Acque Rosse Ramo2	S1	0.00	244.27	1.74	246.01	246.17	1.77	12.94	15.35	0.43
Acque Rosse Ramo2	S2	30.38	244.08	1.74	245.82	246.05	2.13	10.76	15.51	0.51
Acque Rosse Ramo2	S3	64.48	243.79	1.88	245.67	245.73	1.10	20.80	50.00	0.26
Acque Rosse Ramo2	S4	97.81	243.83	1.71	245.54	245.63	1.32	17.35	50.00	0.32
Acque Rosse Ramo2	S5	132.23	243.57	1.72	245.29	245.40	1.44	15.93	50.00	0.35
Acque Rosse Ramo2	S6	170.92	243.46	1.56	245.02	245.15	1.60	14.33	50.00	0.41
Acque Rosse Ramo2	S7	238.00	243.37	1.14	244.51	244.62	1.49	15.40	44.24	0.44
Acque Rosse Ramo2	S8	297.28	242.99	1.27	244.26	244.28	0.64	35.90	99.98	0.18
Acque Rosse Ramo2	S9	375.79	242.67	1.51	244.18	244.19	0.43	53.47	100.00	0.11
Acque Rosse Ramo2	10 progetto	429.96	242.45	1.70	244.15	244.16	0.48	47.70	98.81	0.12
Acque Rosse	11 progetto	471.92	242.39	1.74	244.13	244.16	0.82	71.55	100.00	0.20
Acque Rosse	12 progetto	528.40	242.22	1.80	244.02	244.07	0.96	61.14	100.00	0.23
Acque Rosse	23 progetto	539.89	242.17	1.77	243.94	244.05	1.47	39.96	100.00	0.35
Acque Rosse	13 progetto	560.12	242.15	1.73	243.88	243.94	1.10	53.33	98.84	0.27
Acque Rosse	S14	589.44	241.96	1.80	243.76	243.84	1.28	46.07	100.00	0.30
Acque Rosse	S15	635.49	241.93	1.68	243.61	243.67	1.11	53.12	100.00	0.27
Acque Rosse Ramo1	S16	0.00	242.57	1.86	244.43	244.43	0.13	284.87	400.00	0.03
Acque Rosse Ramo1	S17	17.97	242.65	1.78	244.43	244.43	0.20	182.71	389.63	0.05
Acque Rosse Ramo1	S18	40.94	242.73	1.70	244.43	244.43	0.13	267.91	400.00	0.03
Acque Rosse Ramo1	S19	63.50	242.41	2.01	244.42	244.42	0.17	208.08	400.00	0.04
Acque Rosse Ramo1	S20 monte A5	116.95	242.39	2.03	244.42	244.42	0.11	315.73	400.00	0.03
Acque Rosse Ramo1	S20 valle A5	142.95	242.39	1.75	244.14	244.14	0.18	203.36	399.42	0.04

Tabella 22 - Simulazione a tempo di ritorno 25 anni.

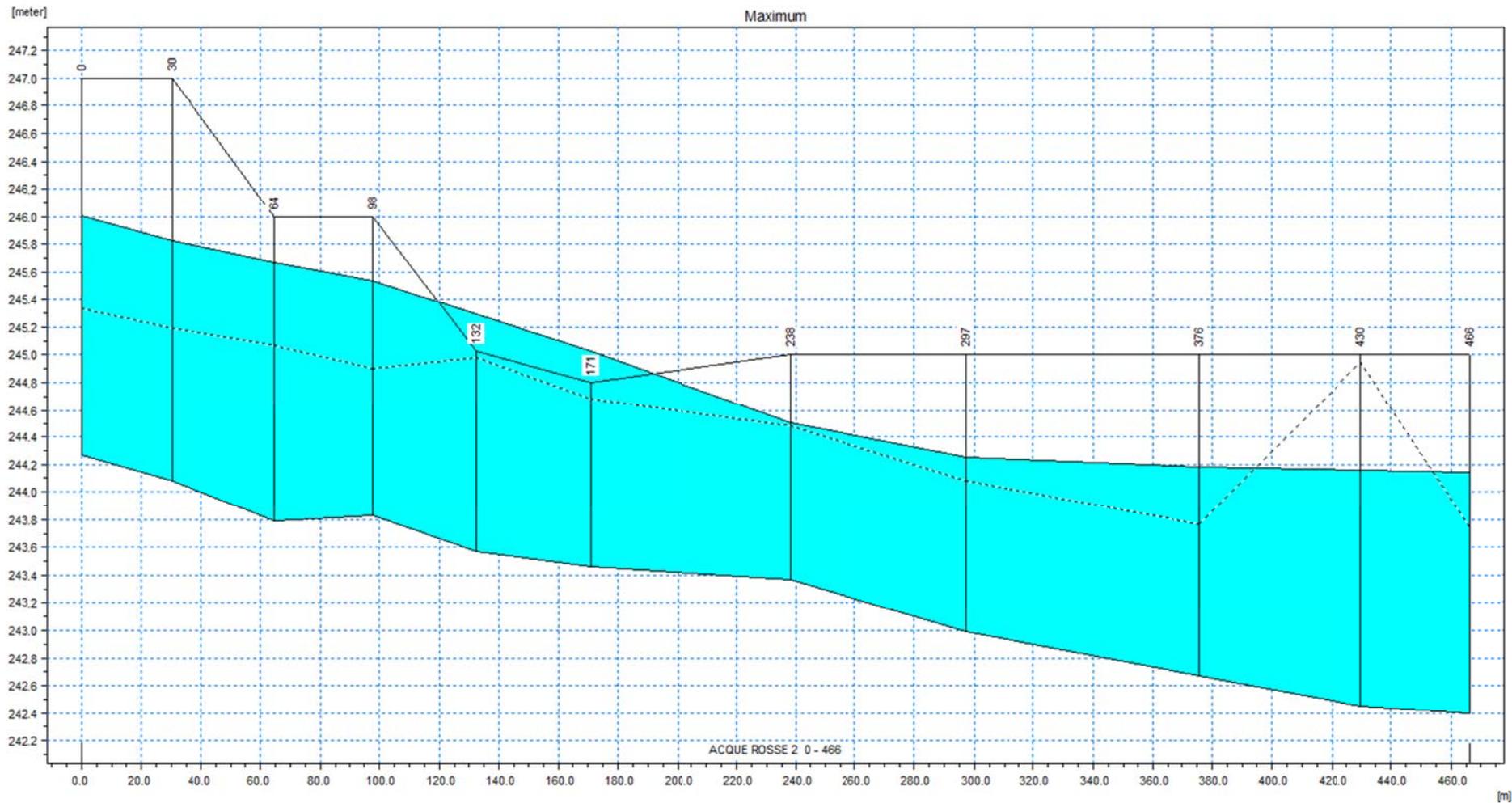


Figura 29 - Profilo idrometrico per QTR25 sul Rio Acque Rosse ramo 2 ( $Q = 22,9 \text{ m}^3/\text{s}$ ).

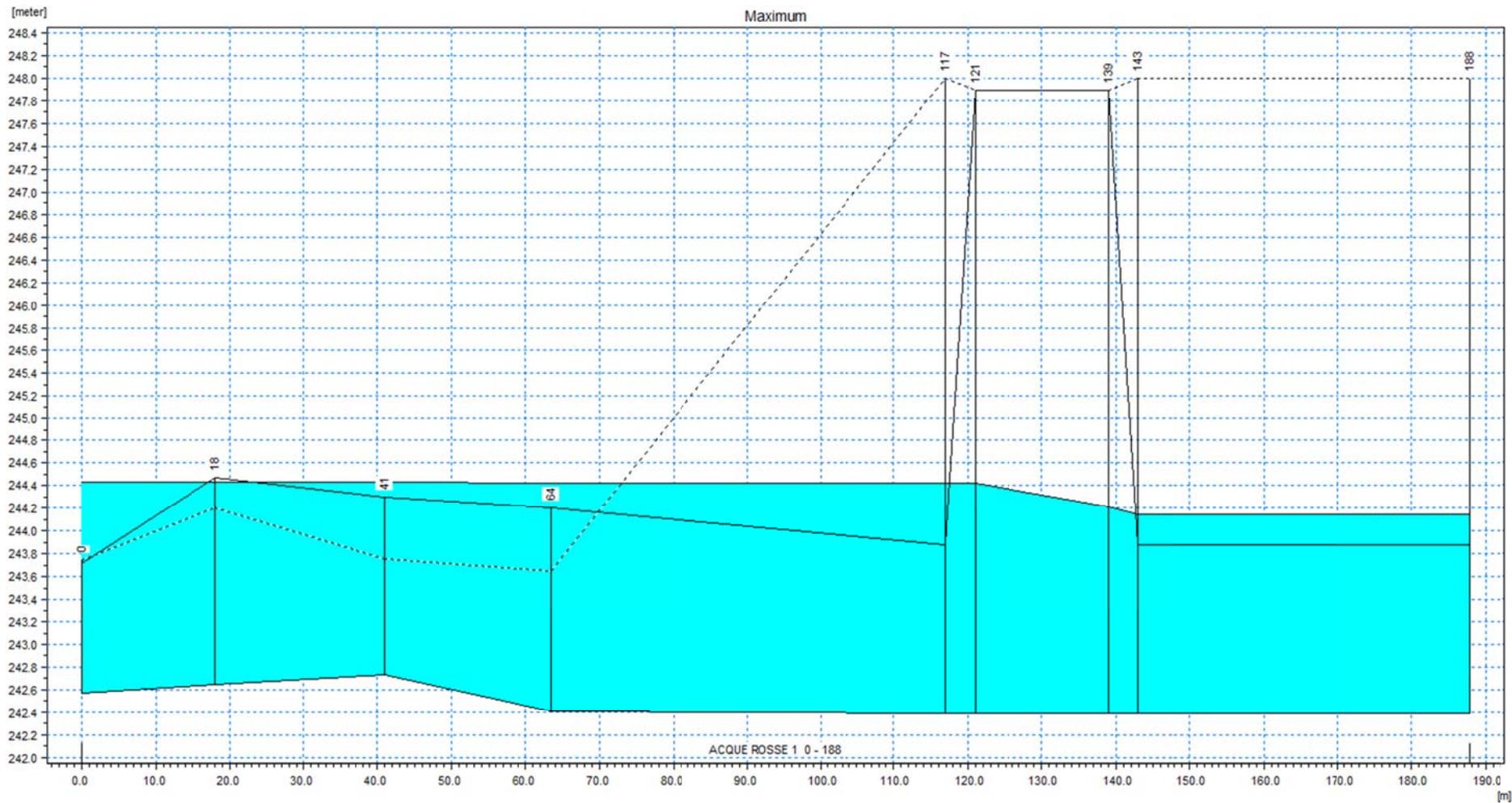


Figura 30 - Profilo idrometrico per QTR25 sul Rio Acque Rosse ramo 1 ( $Q = 36,1 \text{ m}^3/\text{s}$ ).

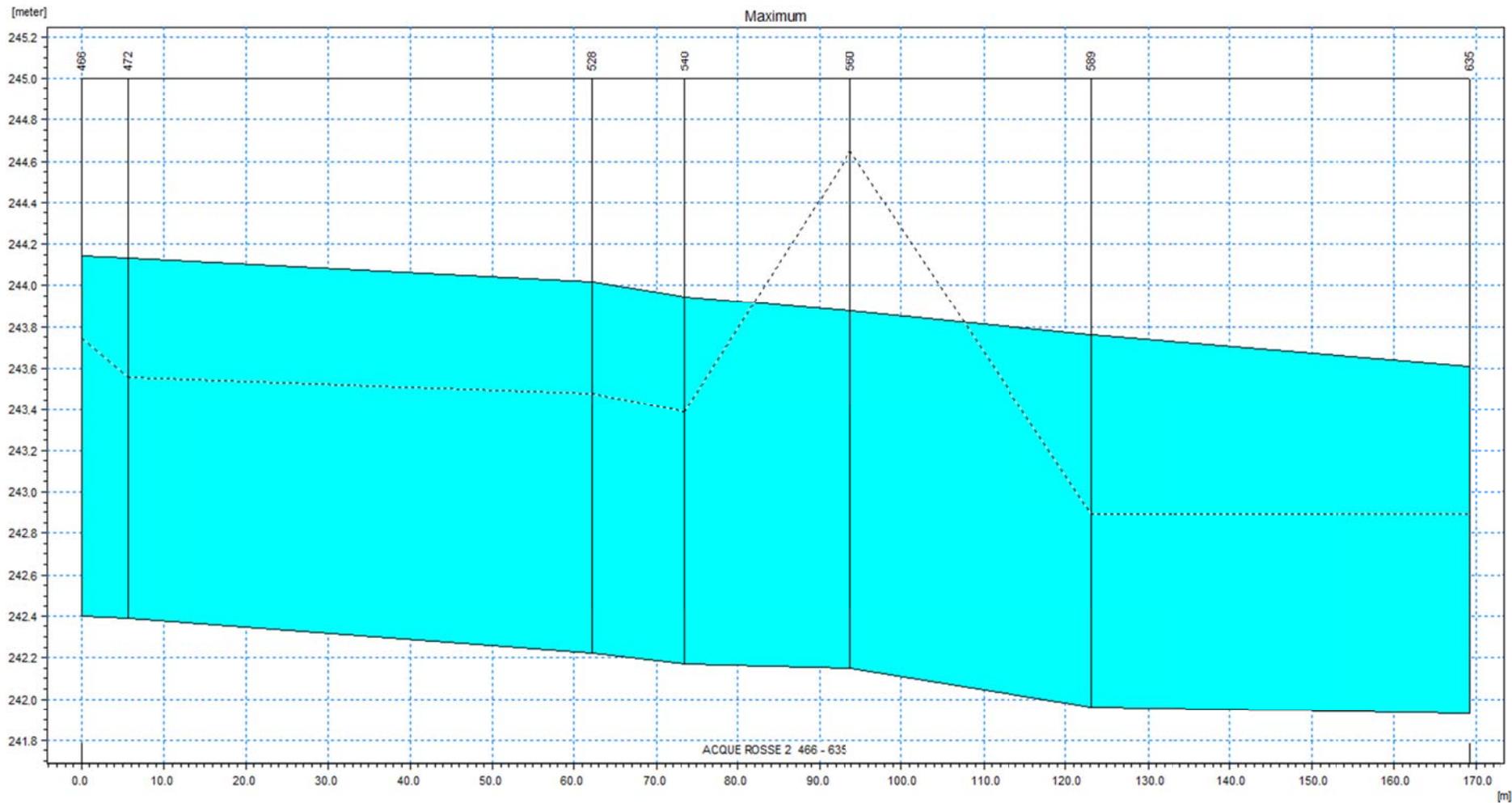


Figura 31 - Profilo idrometrico per QTR25 a valle confluenza rami 1 e 2 ( $Q = 58,8 \text{ m}^3/\text{s}$ ).

ALLEGATO 1 - Descrizione del modello numerico di  
simulazione MIKE 11



## 1. PREMESSA

Il programma MIKE11 è stato realizzato dal DHI (Danish Hydraulic Institute) a partire dal programma SYSTEM11 che dal 1972, anno della sua messa a punto, ad oggi, è stato usato in un grande numero di applicazioni in tutto il mondo con ottimi risultati e riconoscimenti.

MIKE11 è un programma generale per la simulazione del flusso idrico a pelo libero in estuari, fiumi, sistemi di irrigazione e simili corpi idrici. MIKE11 simula il flusso monodimensionale, stazionario e non, di fluidi verticalmente omogenei in qualsiasi sistema di canali o aste fluviali.

E' possibile tenere conto di:

- portate laterali;
- condizioni di corrente veloce o lenta;
- flusso libero o rigurgitato in corrispondenza di sfioratori;
- differenti regole operative di funzionamento di serbatoi o invasi;
- resistenze localizzate e perdite di carico concentrate;
- casse d'espansione;
- condizioni di flusso bidimensionale sulle pianure alluvionali;
- azione del vento;
- nodi idraulici (biforcazioni e convergenti).

L'adozione del programma di simulazione DHI\MIKE11, consente la soluzione del problema idrodinamico di moto vario con uno schema di soluzione numerica molto efficiente che limita i tempi di calcolo consentendo una adeguata rappresentazione dell'evolversi temporale dei transitori idraulici legati al passaggio dell'onda di piena.

## 2. DESCRIZIONE DELLE CONDIZIONI DI MOTO SIMULATE

Il modello consente di attivare tre diverse descrizioni del moto, mediante tre differenti formulazioni matematiche:

1. Approccio dell'"onda cinematica". Le condizioni di moto sono calcolate imponendo il bilancio tra le forze di gravità e di attrito. Questa semplificazione non permette di simulare gli effetti di rigurgito.
2. Approccio dell'"onda diffusiva". Oltre alle forze di gravità ed attrito viene tenuto conto del gradiente idrostatico in modo tale da poter valutare anche gli effetti a monte delle condizioni al contorno di valle, cioè simulare i fenomeni di rigurgito.
3. Approccio dell'"onda dinamica". Utilizzando le equazioni complete del moto, comprese le forze di accelerazione, è possibile simulare con questa formulazione transitori veloci, flussi di marea ecc.

In funzione del tipo di problema da risolvere è possibile scegliere la descrizione del moto più appropriata. Ognuna delle tre formulazioni consente di simulare sia sistemi idrici ramificati che reti idrauliche con maglie chiuse.

### 3. EQUAZIONI GENERALI DI DE SAINT VENANT

MIKE11 mediante il terzo tipo di formulazione risolve le equazioni di conservazione del volume e della quantità di moto (equazioni di De Saint Venant) che sono derivate sulla base delle seguenti assunzioni:

- Il fluido (acqua) è incomprimibile ed omogeneo, cioè senza significativa variazione di densità.
- La pendenza del fondo è piccola.
- Le lunghezze d'onda sono grandi se paragonate all'altezza d'acqua, in modo da poter considerare in ogni punto parallela al fondo la direzione della corrente: è cioè trascurabile la componente verticale dell'accelerazione e su ogni sezione trasversale alla corrente si può assumere una variazione idrostatica della pressione.

Integrando le equazioni di conservazione della massa e della quantità di moto si ottiene:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \alpha \frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial h}{\partial x} = 0$$

ed introducendo la resistenza idraulica (attrito) e le portate laterali addotte:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \alpha \frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{gQQ}{C^2 AR} = 0$$

dove:

- A = area della sezione bagnata (m<sup>2</sup>);
- C = coefficiente di attrito di Chezy (m<sup>1/2</sup> s<sup>-1</sup>);
- g = accelerazione di gravità (m s<sup>-2</sup>);
- h = altezza del pelo libero rispetto ad un livello di riferimento orizzontale (m);
- Q = portata (m<sup>3</sup>/s);
- R = raggio idraulico (m);
- α = coefficiente di distribuzione della quantità di moto;
- q = portata laterale addotta (m<sup>2</sup> s<sup>-1</sup>).

### 4. SIMULAZIONE DELLE CORRENTI VELOCI CON L'APPROCCIO DELL'ONDA DINAMICA

Per le correnti veloci viene applicata una equazione "ridotta" del moto, ottenuta trascurando il termine non lineare:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + gA \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{gQ|Q|}{C^2 AR} = 0$$

La descrizione del moto è tanto più accurata quanto meno rapidamente variabile è la velocità della corrente.

Il vantaggio di questa schematizzazione è rappresentato dal fatto che è possibile ottenere una soluzione stabile con la stessa metodologia usata per le correnti lente. Nella transizione tra corrente lenta e veloce viene applicata una riduzione graduale del termine non lineare.

## 5. APPROSSIMAZIONE DELL'ONDA DIFFUSIVA

L'approssimazione dell'"onda diffusiva" consiste nel trascurare tutti i termini legati alla quantità di moto nelle equazioni generali di De Saint Venant:

$$gA \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{gQ^2}{C^2AR} = 0$$

Questa formulazione assicura ancora la descrizione dell'effetto di rigurgito attraverso il termine  $\frac{\partial h}{\partial x}$ . Per ragioni di stabilità questo termine nella soluzione viene smorzato; ciò significa che vengono risolti soltanto fenomeni di rigurgito relativamente stazionari (confrontati con lo step di tempo utilizzato).

## 6. DESCRIZIONE IN CORRISPONDENZA DI STRUTTURE

Dal punto di vista matematico la descrizione della corrente attraverso stramazzi o soglie e sezioni trasversali strette è abbastanza simile. In MIKE11 la descrizione di ogni struttura viene effettuata in un segmento di corso d'acqua.

### Tipi di strutture simulate.

#### Tipo 1. Stramazzo a larga soglia

Il programma automaticamente determina le caratteristiche di funzionamento standard dello stramazzo sulla base della geometria e dei coefficienti di perdita di carico specificati dall'utente. Viene assunta una distribuzione idrostatica delle pressioni sulla soglia e vengono utilizzati diversi algoritmi per la simulazione del deflusso libero e di quello rigurgitato.

#### Tipo 2. Relazione Q-h

Nel caso in cui le condizioni standard di funzionamento (tipo 1) dello stramazzo non risultino adeguate (ad esempio quando è evidente una significativa curvatura delle linee di corrente) è possibile specificare le relazioni Q-h (portate-livelli) valide per la data struttura. La relazione Q-h viene utilizzata per il deflusso libero in condizioni critiche, mentre per il deflusso rigurgitato (o sommerso) vengono utilizzati gli stessi algoritmi della struttura "tipo 1".

#### Tipo 3. Tombino

Un tombino può essere descritto mediante diversi algoritmi validi per condizioni di deflusso critico, rigurgitato o a "tubo pieno". il funzionamento a "tubo pieno" è a sua volta suddiviso in deflusso libero a valle, flusso rigurgitato e flusso sommerso. Deve essere inserita una relazione Q-h che contempli tutti i casi di deflusso critico allo sbocco del tombino. La portata critica è determinata da una formulazione di stramazzo a larga soglia quando l'imbocco è libero e da una formulazione di luce sotto battente quando l'imbocco è sommerso.

#### Tipo 4. Relazione Q-t

E' possibile inserire una qualsiasi relazione Q-t esterna per descrivere ad esempio il deflusso da una diga o un pompaggio. Questa relazione sostituisce localmente l'equazione di conservazione della quantità di moto.

Tipo 5. Relazione  $Q = A(Zj1) \cdot Zj2$

Il deflusso nell'ambito di una struttura può essere posto in relazione, in modo dinamico, a due qualsiasi variabili indipendenti del sistema consentendo di simulare regole operative particolari. Il deflusso da un invaso può per esempio essere correlato alla portata in ingresso e al livello nell'invaso (o al livello a valle di esso).

Tipo 6. Strutture mobili

E' possibile simulare la presenza di strutture mobili con condizioni di deflusso di tipo sfioro o luce sotto battente. Viene assegnata la geometria fissa della struttura (larghezza, quota del fondo per sistemi a sfioro tipo ventola, quota del livello massimo della paratoia per sistemi con luce sotto battente) ed una regola operativa che determina la quota della parte mobile della struttura in funzione di una delle seguenti condizioni idrodinamiche calcolate dal modello: un livello, una differenza di livelli, una portata, una differenza di portate, il tempo. Il modulo simula dinamicamente la variazione della geometria della struttura ed il flusso che ne consegue.

## 7. RESISTENZA D'ATTRITO

MIKE11 consente di utilizzare due diverse formulazioni della resistenza d'attrito: l'espressione di Chezy e quella di Strickler.

Secondo la formula di Chezy, nell'equazione del moto il termine di resistenza risulta pari a:

$$\tau_r = \frac{g Q Q}{C^2 A R}$$

dove C è il coefficiente di attrito di Chezy.

Secondo la formula di Strickler, lo stesso termine diventa:

$$\tau_r = \frac{g Q Q}{M^2 A R^{4/3}}$$

dove M è il coefficiente di Strickler, pari a  $1/n$ , essendo n il coefficiente di Manning.

## 8. CONDIZIONI INIZIALI

Le condizioni iniziali possono essere specificate dall'utente oppure essere calcolate automaticamente. Nel secondo caso viene usata la formula di Chezy per determinare i livelli idrici e le portate da considerare all'inizio della simulazione su tutta la rete o schema idraulico. In alternativa a queste due opzioni è possibile anche assumere come condizioni iniziali i risultati di una precedente simulazione effettuata sullo stesso schema idraulico.

## 9. METODO DI SOLUZIONE

La soluzione del sistema di equazioni è indipendente dall'approccio modellistico seguito (cinematico, diffusivo, dinamico). Le equazioni generali di De Saint Venant sono trasformate in un sistema di equazioni implicite alle differenze finite secondo una griglia di calcolo con punti Q e h alternati tra loro, nei quali la portata Q e il livello idrico h, rispettivamente, sono determinati ad ogni passo temporale (schema di Abbott a 6 punti).

La griglia di calcolo viene generata dal modello in base alle richieste dell'utente:

- i punti Q sono posizionati sempre a metà tra due punti h vicini;

- la distanza tra due punti h può essere variabile;
- ad ogni sezione trasversale d'alveo viene assegnato un punto h;
- ad ogni struttura viene assegnato un punto Q.

## 10. CONDIZIONI AL CONTORNO

In MIKE11 le condizioni al contorno sono distinte in esterne ed interne. Le condizioni al contorno interne sono: legami tra punti nodali, strutture, portate interne, attrito indotto dal vento. Le condizioni al contorno esterne sono: valori costanti di h e Q, valori di h e Q variabili nel tempo, relazioni tra h e Q (ad es. scala di deflusso per una sezione d'alveo).

## 11. DEFINIZIONE DEI PASSI DI CALCOLO

La scelta ottimale dei passi di calcolo Dx (spazio) e Dt (tempo) da utilizzare nell'ambito di una simulazione è molto importante perchè questi parametri possono condizionare pesantemente la stabilità del calcolo numerico e quindi i risultati stessi della simulazione.

Esistono due differenti criteri per determinare correttamente i passi di calcolo Dx e Dt. Essi sono descritti nel seguito.

### 1) Criterio di Courant

$$Cr = \frac{\sqrt{g \cdot d} + V}{Dx} \cdot Dt$$

dove:

- Cr = numero di Courant;  
d = altezza d'acqua media;  
V = velocità media della corrente;  
g = accelerazione di gravità;  
Dt, Dx = passi di calcolo.

Il numero di Courant esprime quanti Dx vengono percorsi da un'onda, causata da una piccola perturbazione, che si muove in un intervallo di tempo Dt unitario.

Per correnti lente ( $Fr < 1$ ), il valore massimo del numero di Courant deve essere inferiore a 20.

### 2) Criterio della velocità.

Il criterio della velocità stabilisce che i passi Dx e Dt di calcolo siano definiti in modo tale che la corrente si muova di uno spazio Dx in un tempo maggiore di Dt, e cioè:

$$V \cdot Dt < Dx$$

dove V è velocità media della corrente.

In definitiva entrambi i criteri esprimono il concetto che, per un dato passo di tempo Dt, Dx deve essere maggiore di un valore definito; contemporaneamente sia Dt che Dx devono essere inferiori a valori prestabiliti, in modo da descrivere correttamente il fenomeno in esame.

Il modello DHI/MIKE11 genera automaticamente una griglia di calcolo sulla quale i nodi che rappresentano le altezze d'acqua sono localizzati in corrispondenza delle sezioni trasversali di rilievo. Nel caso in cui la distanza tra due sezioni sia maggiore di  $Dx$ , vengono inseriti ulteriori nodi intermedi di calcolo, distanti fra loro  $Dx$  o meno.

In osservanza ai sopracitati criteri è possibile definire unicamente intervalli di valori per  $Dx$  e  $Dt$  e non valori univoci per ogni simulazione.