

# INDICE

---

<b>1. STUDIO IDRAULICO DEL T. ARGENTINA NEL TRATTO A.D.F-FOCE .....</b>	<b>3</b>
1.1 GENERALITÀ .....	3
1.2 AREA DI ANALISI .....	3
1.3 CAMPAGNA INTEGRATIVA DI RILIEVO TOPOGRAFICO 2008-2009 .....	4
1.4 MODELLAZIONE MONODIMENSIONALE .....	9
1.4.1 Sezioni implementate .....	9
1.4.2 Codice di calcolo 1D.....	10
1.4.3 Condizioni al contorno e scabrezze .....	14
1.4.4 Schematizzazione adottata.....	16
1.4.5 Principali criticità rilevate .....	19
1.5 MODELLAZIONE BIDIMENSIONALE .....	26
1.5.1 Base topografica.....	26
1.5.2 Codice di calcolo 2D.....	27
1.5.3 Mesh di calcolo.....	27
1.5.4 Condizioni al contorno e scabrezze .....	35
1.5.5 Dinamica di esondazione .....	43
1.5.6 Analisi di pericolosità ai sensi della DGR 250/2005.....	52
1.6 TRASPORTO SOLIDO E TENDENZE EVOLUTIVE DELL'ALVEO .....	55
1.6.1 Caratterizzazione granulometrica .....	55
1.6.2 Codice di calcolo .....	60
1.6.3 Calibrazione del modello e valutazioni di lungo termine .....	62
1.6.4 Simulazioni di evento nello stato di fatto.....	66
1.7 PREVISIONI PROGETTUALI PER LA MESSA IN SICUREZZA IDRAULICA.....	75
1.7.1 Analisi multicriteriale delle possibili alternative di intervento.....	75
1.7.2 Soluzione progettuale proposta .....	84
1.7.3 Piano di monitoraggio e manutenzione del corso d'acqua .....	95
<b>2. STUDIO IDROLOGICO ED IDRAULICO DEI PRINCIPALI RII MINORI AFFLUENTI DEL T. ARGENTINA NEL TRATTO A.D.F-FOCE.....</b>	<b>101</b>
2.1 PREMESSA.....	103
2.2 DESCRIZIONE DEL RETICOLO IDROGRAFICO.....	104
2.3 STIMA DEI PARAMETRI GEOMORFOLOGICI ED IDROLOGICI.....	106
2.4 LE PRECIPITAZIONI INTENSE.....	108
2.4.1 Metodologia per la definizione delle LSPP .....	109
2.4.2 Dati di pioggia disponibili .....	111
2.4.3 Stima dei parametri delle LSPP per durate di pioggia superiori all'ora ...	113

2.4.4	Stima dei parametri delle LSPP per durate di pioggia inferiori all'ora .....	113
2.5	STIMA DELLA PORTATA DI PIENA.....	115
2.5.1	Regionalizzazione: il modello MG.....	116
2.5.2	Modello cinematico.....	119
2.5.3	Modello CN-SCS .....	121
2.5.4	La curva inviluppo delle portate al colmo di piena .....	122
2.5.5	Metodologie proposte dall'Autorità di Bacino Regionale.....	124
2.5.6	Conclusioni.....	130
2.6	CONCOMITANZA TRA LE PIENE DEL RETICOLO MINORE E PIENE DELL'ARGENTINA	<b>ERRORE. IL SEGNALIBRO</b>
2.6.1	Generalità.....	<b>Errore. Il segnalibro non è definito.</b>
2.6.2	Richiami di statistica .....	<b>Errore. Il segnalibro non è definito.</b>
2.6.3	Analisi di dettaglio.....	<b>Errore. Il segnalibro non è definito.</b>
2.7	INTERVENTI SUL RETICOLO MINORE .....	132
<b>3.</b>	<b>INDIVIDUAZIONE DEI LOTTI FUNZIONALI E PRIORITÀ DI INTERVENTO NEL TRATTO A.D.F-FOCE .....</b>	<b>135</b>
3.1	PRIORITÀ DI INTERVENTO IN RELAZIONE ALLE CRITICITÀ IDRAULICHE ED ARTICOLAZIONE DEGLI INTERVENTI IN LOTTI FUNZIONALI.....	135
3.2	QUADRO ECONOMICO DI MASSIMA .....	139
<b>4.</b>	<b>AGGIORNAMENTO VERIFICHE IDRAULICHE PIANO DI BACINO TORRENTE ARGENTINA A MONTE DEL VIADOTTO A.D.F.....</b>	<b>141</b>
4.1	GENERALITÀ .....	141
4.2	T. ARGENTINA: TRATTO SORGENTI REGHEZZA – VIADOTTO A.D.F. ....	142
4.3	T. ARGENTINA LOCALITÀ BADALUCCO: TRATTO CARPASINA – OXENTINA .....	143
4.4	T. ARGENTINA: TRATTO CONFLUENZA T. AGAGGIO .....	148
4.5	T. ARGENTINA LOCALITÀ MOLINI DI TRIORA: TRATTO CAPRIOLO – ARGENTINA .....	151
<b>APPENDICE A:</b>	<b>IDROGRAMMI DI PIENA IN CORRISPONDENZA DEGLI ATTRAVERSAMENTI OTTENUTI DA MODELLAZIONE 2D</b>	
<b>APPENDICE B:</b>	<b>MODELLAZIONE 2D (TRATTO A.D.F-FOCE): IMMAGINI ESONDAZIONE T50 e T200</b>	

# **1. STUDIO IDRAULICO DEL T. ARGENTINA NEL TRATTO A.D.F-FOCE**

## **1.1 Generalità**

Le modellazioni monodimensionali relative allo stato di fatto del T. Argentina nel tratto che si sviluppa dal viadotto dell'Autostrada dei Fiori fino alla foce sono state condotte mediante il codice di calcolo HEC-RAS, elaborato dall'*U.S. Army Corps of Engineers*.

Gli effetti degli eventi di piena del Fiume Argentina sui territori limitrofi al suo alveo, in particolare sugli abitati di Taggia e di Riva Ligure, e la dinamica di evoluzione della stessa, sono stati analizzati utilizzando il software bidimensionale BASEMENT v. 1.5, sviluppato da VAW (laboratorio di idraulica, idrologia e glaciologia di Zurigo) in collaborazione con ETH (laboratorio federale svizzero di tecnologia).

L'analisi idraulica integrata condotta attraverso i due codici di calcolo mono e bidimensionale ha permesso la descrizione dei fenomeni di allagamento e dei fenomeni di propagazione di piena con un livello di dettaglio superiore a quello ottenibile da qualsiasi modellazione quasi bidimensionale.

Per valutare l'attuale livello di rischio in caso di piena e sono state redatte, per lo stato attuale, la Carta delle Aree Inondabili e la Carta degli Ambiti Normativi, ai sensi della D.G.R. Liguria 250/2005.

Nei paragrafi seguenti si affronteranno, nello specifico, le fasi di realizzazione del modello e la successiva analisi dei risultati delle modellazioni idrauliche eseguite.

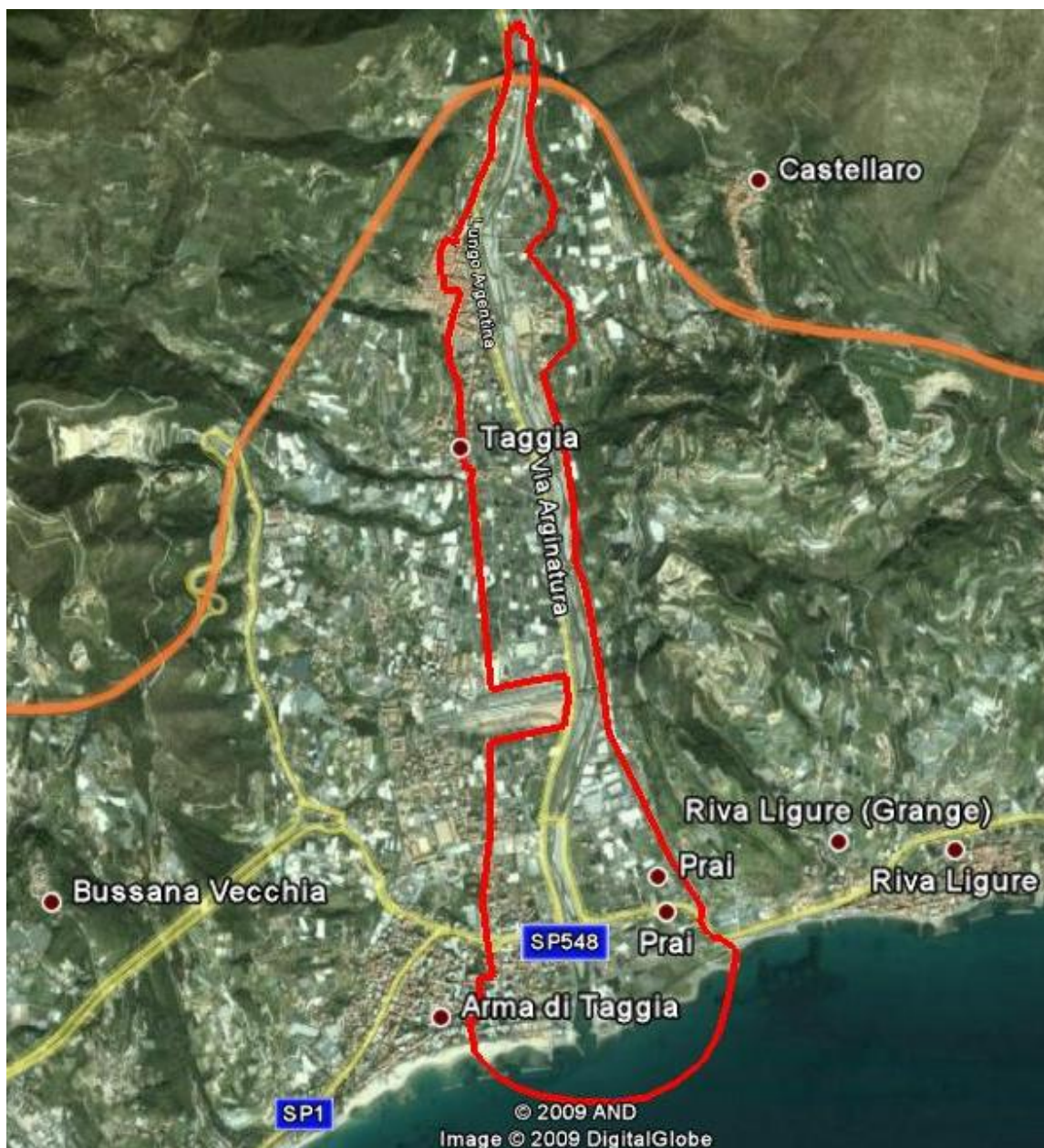
Le simulazioni sono state realizzate considerando gli eventi di piena con tempo di ritorno 50, 200 e 500 anni.

## **1.2 Area di analisi**

L'area di analisi del modello bidimensionale si estende longitudinalmente lungo il Fiume Argentina da poco a monte del viadotto dell'Autostrada dei Fiori fino alla foce.

Trasversalmente sono interessati gli abitati di Taggia e Arma in destra idrografica, la regione Bruscià - S.Martino (monte) e Riva Ligure (valle) in sinistra orografica.

L'area sottoposta ad analisi con il modello BASEMENT è individuata in *Figura 1-1*.



*Figura 1-1: Area di analisi modello BASEMENT*

### **1.3 Campagna integrativa di rilievo topografico 2008-2009**

Per la redazione del presente studio idraulico di approfondimento è stata condotta, nel periodo dicembre 2008 – gennaio 2009, una campagna di rilievo topografico

integrativa che ha riguardato, in particolare, l'asta torrentizia e le aree perfluviali e golenali nel tratto che si sviluppa dal viadotto autostradale fino alla foce.

Tale attività è stata finalizzata alla validazione ed integrazione dei dati topografici disponibili, con particolare riferimento al rilievo 2004 (106 sezioni d'alveo ad interesse di ca. 50 m) ed alla cartografia regionale vettoriale in scala 1:5000 della Regione Liguria.

La campagna di rilievo ha riguardato, in particolare, i seguenti elementi, ritenuti di fondamentale importanza per cogliere in maniera corretta i fenomeni di propagazione della piena in alveo e gli allagamenti:

- a) validazione del rilievo 2004 mediante verifica con capisaldi IGM e controllo a campione di alcune sezioni trasversali del corso d'acqua;
- b) rilievo ex – novo dei sei manufatti di attraversamento presenti nel tratto terminale del corsi d'acqua;
- c) inquadramento del rilievo di cui sopra nell'ambito della Carta Tecnica Regionale;
- d) rilievo ex-novo della linea arginale (e relativi varchi) in sinistra idraulica nel tratto che si sviluppa tra il viadotto A.d.F e il ponte romanico;
- e) rilievo ex-novo della linea arginale in destra idraulica nel tratto che si sviluppa tra il ponte romanico e il ponte di Taggia;
- f) area in sinistra idraulica a monte ed a valle del ponte romanico, per la quale sono stati battuti diversi punti (interasse 10 – 15 m) lungo le vie preferenziali per il deflusso e la propagazione verso valle dei volumi esondati;
- g) nuova lottizzazione in località S. Martino (sinistra idraulica all'altezza del ponte di Taggia), per la quale, a verifica ed integrazione dei dati desumibili da CTR, sono stati rilevati i perimetri degli edifici di recente realizzazione, oltre che gli elementi (muri di separazione e contenimento, assi stradali, nuovi terrapieni, ecc..) rilevanti ai fini dei fenomeni di allagamento dell'area;
- h) rilievo della zona a monte del viadotto a monte dell'Autostrada dei Fiori, con particolare riferimento alla linea arginale ed alla bancata in sinistra idraulica, per poter cogliere in maniera corretta le caratteristiche idrauliche del corso d'acqua in corrispondenza della sezioni 106 – 104 (soglia del viadotto

- autostradale) – prime sezioni di monte dell’asta torrentizia oggetto del presente approfondimento (sezioni di Piano di Bacino dalla 1355 alla 1330);
- i) rilievo degli sbocchi dei principali affluenti in destra e sinistra idraulica ai fini degli approfondimenti sul reticolo minore.

In relazione alle integrazioni del rilievo planoaltimetrico esistente dell’asta del Torrente ARGENTINA si è proceduto con il controllo dei punti di stazione esistenti (stazione rilievo di dettaglio 2004) per il loro utilizzo quali caposaldi.

L’intervento è più precisamente definito al controllo della quota altimetrica rispetto ai capisaldi di livellazione dell’IGM (Istituto Geografico Militare), previa acquisizione delle monografie dei punti esistenti nelle immediate vicinanze dell’area oggetto di verifica.

Sulla base della cartografia IGM sono stati individuati n° 3 capisaldi di livellazione qui di seguito indicati e descritti lungo la via Aurelia:

CAPOSALDO 00GF#\_###\_085#

COMUNE DI RIVA LIGURE

S.S. N° 1 – KM 662,600

CAPOSALDO 00GF#\_###\_086#

COMUNE DI RIVA LIGURE

S.S. N° 1- KM 663,350

CAPOSALDO 00GF#\_###\_087#

COMUNE DI TAGGIA

S.S. N° 1 – KM 664,000

Il controllo è indirizzato principalmente sulle stazioni CS02 e CS03 sul ponte Aurelia in quanto si trovano in linea con i capisaldi di controllo 87 e 86 dell’ IGM per

cui con una poligonale con strumentazione tradizionale Teodolite Elettronico si è rilevato il dislivello riscontrando differenze massime nell'ordine dei 5 cm si è successivamente ampliata la misura con metodologia GPS in modalità RTK anche al caposaldo 85 con conseguente conferma del delta rilevato.

Le altre stazioni controllate sono i punti CS04 e CS05 ponte Leva' riscontrando un delta di 5 cm e le stazioni CS06 e CS07 ponte Taggia riscontrando un delta di 25 cm.

Viste la distanza tra la foce e il ponte Taggia circa 3,2 Km e le varianti di calcolo dei vari software in commercio lo scarto riscontrato è in linea con le tolleranze per lavori di rilievi planoaltimetrici di questa tipologia e comunque andrebbe ulteriormente mediato in quanto la metodologia di misurazione è comunque affetta da errori di propagazione delle misure.

Per cui il delta rilevato non pregiudica in ambito locale le integrazioni al rilievo esistente per cui si ritengono affidabili i capisaldi stazione individuati e a cui appoggiarsi per le integrazioni previste

Si è quindi proceduto alla realizzazione delle integrazioni al rilievo planoaltimetrico esistente dell'area oggetto di indagine descritto in precedenza e la sua georeferenziazione nell'ambito della Cartografia Tecnica Regionale identificate dalla CTR elemento n° 258113 TAGGIA e CTR elemento n° 258154 ARMA DI TAGGIA facendo riferimento ai capisaldi di stazione inseriti nel rilievo planoaltimetrico esistente a seguito dell'individuazione in loco dei capisaldi di aggancio identificati nei punti stazione con chiodi miniati così di seguito individuati:

- CS01 \* Q = 1.65 m. (a valle del ponte ex FFSS in sponda destra su strada);
- CS02 \* Q = 8.68 m. (a quota strada sul lato mare ponte Aurelia fine marciapiede a levante);
- CS03 \* Q = 10.11 m. (a quota strada sul lato a monte ponte Aurelia fine marciapiede a ponente);
- CS04 \* Q = 8.52 m. (a quota strada lato mare ponte Leva' inizio arco marciapiede ponente);
- CS05 \* Q = 8.46 m. (a quota strada sul lato monte lato levante marciapiede);
- CS06 \* Q = 28.98 m. (a quota marciapiede sul lato a mare ponte di Taggia a levante);

- CS07 \* Q = 28.97 m. (a quota marciapiede sul lato a monte ponte Taggia a ponente);
- CS08 \* Q = 35.54 m. (ponte Romano lato mare fronte cappelletta lato a ponente);
- CS09 \* Q = 34.98 m. (ponte Romano a centro passaggio lato levante prima della rampa di discesa);

La strumentazione utilizzata è la seguente:

- BASE GPS 5700 Trimble con il controller TSC1 e radio TRIMBLE PDL 450;
- Ricevitore GPS 5700 Trimble con il controller TSC1;
- Ricevitore GPS 5800 Trimble con il controller TCU;
- SOFTWARE di Calcolo GPS TRIMBLE GEOMATICS OFFICE V. 1.62;
- STAZIONE TOTALE Trimble S6 robotica con controller TCU;
- SOFTWARE di Calcolo TRIMBLE GEOMATICS OFFICE V. 1.62;
- GEOSW 8 GEOSTUDIO.

Il rilievo di dettaglio è avvenuto in modalità RTK per i punti rilevati con il GPS mediante il posizionamento della stazione base baricentrica rispetto all'asta Totale del Torrente Argentina con irraggiamento dei capisaldi e nuove stazioni di appoggio e di controllo in prossimità delle aree da rilevare.

Nelle aree non coperte da segnale GPS si è proceduto con l'ausilio di poligoni vincolate agli estremi o stazioni libere ma con punti di controllo, con strumentazione tradizionale, teodolite elettronico per il rilievo delle pile e dei sottoponti.

Per l'inquadratura nella cartografia, calcolo delle coordinate e quote si è proceduto a una rototraslazione sui capisaldi identificati in ambito locale nelle zone di integrazione del rilievo in modo da ridurre al minimo gli errori di propagazione del segnale e contenere le deformazioni lineari e in quota.

I risultati dei calcoli topografici rientrano nelle tolleranze ammesse per i rilievi in aree pianeggianti e a livello del mare.

Si è proceduto quindi all'unione dei punti di dettaglio per l'individuazione grafica dei manufatti e degli elementi principali quali; strade, muri, argini, ponti al fine di



restituire un modello del terreno il più possibile aderente alla situazione esistente e suo inserimento tramite coordinate Gauss – Boaga nell'ambito della Cartografia Regionale.

## **1.4 Modellazione monodimensionale**

### **1.4.1 Sezioni implementate**

Ai fini delle verifiche mediante modello monodimensionale sono state utilizzate le 106 sezioni trasversali d'alveo di rilievo 2004, verificate ed integrate sulla base delle risultanze della campagna integrativa condotta nel periodo dicembre 2008 - gennaio 2009 come illustrato al precedente paragrafo.

In particolare, ai fini della modellazione monodimensionale, si rileva come l'attività di rilievo integrativa condotta abbia portato a considerare ed approfondire, in particolare, i seguenti aspetti:

- rilievo ex-novo delle opere particolarmente rilevanti ai fini della corretta determinazione delle quote idriche di piena, con particolare riferimento ai sei attraversamenti presenti nel tratto A.d.F. – foce per validazione di quanto riportato nel rilievo 2004 e delle sezioni d'alveo in corrispondenza;
- restituzione della linea di difesa (e dei varchi locali) esistente in sinistra idraulica a monte del ponte romaico (non riportata correttamente nei rilievi in possesso della Provincia);
- restituzione della linea arginale in destra idraulica tra il ponte romanico e il ponte di Taggia (probabilmente successiva o comunque non riportata nei rilievi del 2004);
- topografia dell'area a monte del viadotto autostradale in sinistra idraulica a monte rispetto al viadotto dell'Autostrada dei Fiori, (ossia a monte della sezione 106 di rilievo – soglia), al fine di poter valutare correttamente, come in precedenza già anticipato, le caratteristiche idrauliche del corso d'acqua nella prima sezione all'altezza del viadotto A10 e, in particolare, il reale punto di inizio di monte dei fenomeni di esondazione (e propagazione verso valle delle portate).

A tal fine il modello è stato esteso verso monte per un tratto di ca. 230 m rispetto alla sezione in corrispondenza della soglia autostradale, mediante inserimento di nuove sezioni trasversali (denominate, a partire da monte, A, B, C e D) ottenute dai punti acquisiti in fase di integrazione di rilievo 2008 – 2009 e dalla cartografia CTR della Regione Liguria.

#### 1.4.2 Codice di calcolo 1D

##### 1.4.2.1 Standard step method

Per la modellazione idraulica monodimensionale in condizioni di moto permanente ci si è avvalsi del codice di calcolo HEC – RAS, elaborato dall'*U.S. Army Corps of Engineers*.

Detto codice, che è oggi ampiamente utilizzato in campo nazionale ed internazionale nello studio dei problemi di idraulica fluviale, a partire dalla conoscenza della geometria dell'alveo, dei valori di scabrezza e della portata di riferimento, restituisce il profilo di corrente monodimensionale, corrispondente al passaggio del sopra detto valore della portata di riferimento.

Il codice di calcolo in questione è basato sostanzialmente sull'integrazione, in termini finiti, dell'equazione dell'energia di una corrente:

$$\frac{\Delta E}{\Delta S} = i - j$$

dove:

- E = variazione dell'energia della corrente tra due sezioni di calcolo;
- S = distanza tra le due sezioni di calcolo;
- $i$  = pendenza del fondo alveo;
- $j$  = cadente della linea dell'energia.

In particolare HEC-RAS utilizza lo "*standard step method*" per integrare la precedente equazione discretizzata nella forma seguente:

$$Z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + \Delta H$$

dove:

- $Z_2$  quota assoluta del pelo libero nella sezione 2 (incognita);
- $\alpha_2$  coefficiente di velocità alla sezione 2 (incognito);
- $V_2$  velocità media nella sezione 2 (incognita);
- $g$  accelerazione di gravità;
- $DH =$  perdita di carico tra le sezioni 1 e 2;

le grandezze con pedice 1 hanno analogo significato, ma con riferimento alla sezione 1 e sono tutte quantità note.

Quando la sezione trasversale che descrive la geometria dell'alveo è costituita da un unico canale (ovvero non vi è la presenza di aree golenali – come nel caso attuale), il coefficiente di velocità  $\alpha$  è assunto pari a 1.

Viceversa, quando il flusso della corrente si suddivide tra il canale principale e le aree golenali, il coefficiente di velocità  $\alpha$  è calcolato in base alla “conveyance” totale della sezione ( $k_t$ ) risolvendo la seguente equazione:

$$\alpha = \frac{A_t \cdot \left[ \frac{k_{sx}}{A_{sx}^2} + \frac{k_{ch}}{A_{ch}^2} + \frac{k_{dx}}{A_{dx}^2} \right]}{k_t}$$

dove:

- $A_t$  area bagnata totale della sezione;
- $A_{sx}, A_{ch}, A_{dx}$  aree bagnate rispettivamente della golena sinistra, del canale principale e della golena destra;
- $k_t = Q_t/(i)(1/2)$  “conveyance” totale della sezione;
- $k_{sx}, k_{ch}, k_{dx}$  “conveyance” rispettivamente della golena sinistra, del canale principale e della golena destra.

Il termine  $\Delta H$ , che compare nell'equazione dell'energia, rappresenta la perdita di carico che si genera nella corrente tra una sezione e l'altra, ed è calcolato come somma del termine relativo alle perdite distribuite e del termine relativo alle perdite

concentrate per contrazione o espansione dovute alla variazione di geometria della sezione trasversale:

$$\Delta H = LJ + K \left( \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right)$$

dove:

- $L$  distanza fra le due sezioni;
- $J$  cadente della linea dell'energia;
- $K$  coefficiente di espansione o contrazione.

La cadente  $J$  è calcolata utilizzando la ben nota espressione di Chézy:

$$J = \frac{V^2}{C^2 R}$$

che, utilizzando per l'indice di resistenza "C" la forma proposta da Manning, si trasforma nella:

$$J = n^2 \frac{V^2}{R^{4/3}}$$

dove:

- $n$  coefficiente di scabrezza secondo Manning;
- $V$  velocità media nella sezione;
- $R$  raggio idraulico della sezione.

#### 1.4.2.2 *Funzionamento idraulico dei manufatti*

I principali manufatti che interferiscono con il libero deflusso delle acque lungo il torrente Argentina nel tratto in esame sono costituiti, procedendo da monte verso valle, da:

- i. viadotto A.d.F – sezione 106 (1340 PdB);
- ii. ponte romanico – sezione 86 (1270 PdB);
- iii. ponte XXV Aprile (o di Taggia) – sezione 78 (1250 PdB);
- iv. ponte nuovo attraversamento FF.SS. Genova-XXmiglia – sezione 33 (1120 PdB);

- v. ponte di Levà – sezione 20 (1075 PdB);
- vi. ponte S.S. 1 Aurelia – sezione 9 (1055 PdB);
- vii. ponte di foce (o FF.SS. dismesso o nuova ciclabile) – sezione 3 (1030 PdB).

Per il calcolo dei sovralti, delle resistenze al moto e dei rigurgiti il codice di calcolo consente di ricercare la soluzione mediante diverse metodologie di calcolo. In particolare, per il deflusso attraverso ponti e tombinature, la procedura di calcolo utilizzata simula il deflusso a pelo libero al di sotto dell'impalcato, il deflusso in pressione al di sotto dell'impalcato e la combinazione del deflusso in pressione e del deflusso con sormonto dell'impalcato stesso (funzionamento a stramazzo).

Per il deflusso a pelo libero il codice di calcolo utilizza i seguenti modelli:

- la conservazione dell'energia;
- applicazione della formula empirica di Yarnell, che richiede la stima di un coefficiente Cd dipendente dalla forma delle pile in alveo;
- applicazione del teorema della quantità di moto per il volume di controllo compreso tra le sezioni di monte e valle;
- metodo empirico WSPRO.

È possibile inoltre impostare un'opzione per la scelta automatica del metodo che prevede la soluzione che comporta la maggiore perdita energetica.

Il funzionamento in pressione è simulato mediante la formulazione propria dell'efflusso da luce:

$$Q = CA\sqrt{2gH}$$

dove Q (m<sup>3</sup>/s) è la portata defluita attraverso la luce di area A (m<sup>2</sup>), H (m) è il dislivello tra il carico totale di monte ed il pelo libero a valle e C è il cosiddetto coefficiente di efflusso.

Il programma prevede la messa in pressione della struttura quando, secondo la scelta dell'utente, il carico totale o la quota del pelo libero risultano superiori alla quota dell'intradosso dell'impalcato.

Il funzionamento a stramazzo è simulato attraverso la formulazione standard

$$Q = CLH^{3/2}$$

dove  $Q$  ( $m^3/s$ ) è la portata defluita sulla soglia di larghezza  $L(m)$  e  $H$  ( $m$ ) è il dislivello tra il carico totale di monte e la quota della soglia e  $C$  è il coefficiente di efflusso, variabile in funzione del tipo di stramazzo e del carico sopra la soglia.

Nel caso di funzionamento combinato di moto in pressione con scavalco del ponte (stramazzo) l'entità delle portate stramazze e defluite al di sotto dell'impalcato viene determinata attraverso una procedura iterativa combinando le equazioni che regolano i due fenomeni.

### 1.4.3 Condizioni al contorno e scabrezze

#### 1.4.3.1 Condizione al contorno di monte

Le condizioni al contorno utilizzate per la modellazione monodimensionale sono costituite dalle portate al colmo di piena T50, T200 e T500 aggiornate nel 2007 dal Politecnico di Milano riferite alle sezioni del T. Argentina denominate secondo il Piano di Bacino (nomenclatura poi ripresa anche dallo studio del Politecnico 2007) "a Taggia" e "alla foce".

Tabella 1 -1: T. Argentina chiuso alla foce - portate al colmo di piena Politecnico di Milano 2007 (adottate nella modellazione idraulica di cui al presente studio)

Sezione	<b>Q 50 POLIMI</b>	<b>Q 200 POLIMI</b>	<b>Q 500 POLIMI</b>
Alla foce	<b>1074</b>	<b>1690</b>	<b>2245</b>
A Taggia	<b>1004</b>	<b>1579</b>	<b>2098</b>

Le portate aggiornate 2007 relative alla sezione "a Taggia" sono state inserite come condizione di monte nella prima sezione di monte considerata, posta come sopra illustrato ca. 230 m a monte rispetto al viadotto autostradale.

#### 1.4.3.2 Condizione al contorno di valle

Come condizione al contorno di valle è stata considerata una quota del livello mare allo sbocco pari a + 0.5 m s.l.m.m. in corrispondenza dell'ultima sezione rilevata. E' stata tuttavia condotta un'analisi di sensibilità per valutare come livelli

di stato di fatto potessero subire variazioni al variare del livello di mare allo sbocco. Poiché il comportamento idraulico del corso d'acqua nel tratto terminale, come verrà di seguito illustrato, è nello stato di fatto fortemente condizionato dal manufatto di foce (ex ponte ferroviario), le possibili variazioni del valore imposto in corrispondenza dell'ultima sezione del modello non si sono rilevate particolarmente condizionanti ai fini dell'analisi idraulica in questa sede effettuata ed, in particolare, della perimetrazione delle aree di allagamento.

### 1.4.3.3 Scabrezze

I calcoli idraulici per la ricostruzione dei profili di piena sono stati effettuati con riferimento al coefficiente di scabrezza di Manning o di Strickler ( $n = 1/k_s$ ), forniti dal Piano di Bacino del torrente Argentina.

In tabella si riporta quanto prescritto dal Piano di Bacino:

Tabella 1-2: Coefficienti di scabrezza di Gauckler-Strickler (Norme Tecniche di Attuazione – Allegato 3)

Descrizione corso d'acqua	Scabrezza di Gauckler-Strickler $K_s$ (m <sup>1/3</sup> s <sup>-1</sup> )
tratti di corsi d'acqua naturali con salti, rocce o vegetazione anche arbustiva-arborea in alveo	25-30
corsi d'acqua naturali con vegetazione e movimento di materiale sul fondo	30-35
tratti urbanizzati di corsi d'acqua naturali con argini cementati (e/o platee) in buono stato	35-40
corsi d'acqua con fondo ed argini totalmente cementati in ottimo stato ed assenza di manufatti (tubi, cavi, ecc.) o discontinuità interferenti con le acque	40-45
tombinature perfettamente lisce e dotate a monte di dispositivi atti ad assicurare la trattenuta di trasporto solido di fondo e in sospensione (briglie selettive, vasche di sedimentazioni, ecc.)	45-55

Sulla base di questa classificazione, considerando le caratteristiche del corso d'acqua in esame, è stato utilizzato un coefficiente di Strickler  $K_s = 30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  per l'alveo di magra e  $K_s = 20 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$  per le aree golenali (tuttavia poco influenti ai fini

dell'analisi monodimensionale in questa sede condotta, come di seguito meglio illustrato).

Il valore di scabrezza adottato nell'ambito delle verifiche idrauliche sono conformi a quanto indicato in letteratura e trovano conferma dall'applicazione delle formulazioni che consentono di valutare la scabrezza sulla base dimensioni medie del materiale d'alveo (*VT Chow, JB Graf*):

$$K_s = \frac{26}{d_{90}^{\frac{1}{6}}} ; \quad K_s = \frac{21}{d_{50}^{\frac{1}{6}}}$$

in cui  $d_{90}$  e  $d_{50}$  rappresentano rispettivamente i diametri corrispondenti al 90% e 50% del passante (in peso) del campione esaminato. Utilizzando i risultati dell'analisi granulometrica sui campioni prelevati lungo il T. Argentina si ricava un coefficiente di Strickler compreso tra  $30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  e  $33 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ , in linea quindi con i valori qui considerati.

Nell'ambito del presente studio idraulico è stata tuttavia condotta anche un'analisi di sensitività dei livelli al variare di "n" nell'alveo di magra tra  $0.028$  e  $0.033 \text{ s/m}^{1/3}$  (corrispondenti ai valori di  $K_s$   $30$  e  $35 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ), dalla quale si è riscontrata una modesta variazione dei livelli rispetto alla configurazione scelta (dell'ordine dei  $20 - 30 \text{ cm}$ ), ancora minore se valutata in termini di quote energetiche.

#### 1.4.4 Schematizzazione adottata

La finalità del modello idraulico monodimensionale implementato ai fini dello studio idraulico dello stato di fatto non consiste nella definizione delle aree di allagamento (per le quali si rimanda alle successive simulazioni condotte mediante codice di calcolo bidimensionale), bensì nell'individuazione delle caratteristiche idrodinamiche del corso d'acqua, delle principali criticità attuali e nella prima valutazione del comportamento dei manufatti al crescere della portata. Ciò anche al fine di acquisire i necessari elementi conoscitivi in merito al comportamento idrodinamico di piena del corso d'acqua, indispensabile per la successiva fase di modellazione bidimensionale.

Si evidenzia tuttavia come il software monodimensionale consenta di disporre di uno strumento aggiuntivo, peraltro basato su algoritmi di calcolo diversi rispetto al modello bidimensionale, che ha consentito anche una validazione dei due codici



qui adottati sul corso d'acqua indagato, che presenta un comportamento di piena al limite dello stato critico e quindi con spiccate caratteristiche di instabilità (numerica ed "idraulica").

Per la modellazione monodimensionale è stato quindi adottato uno schema semplificato (peraltro normalmente adottato in sede di pianificazione di bacino ai fini dell'individuazione delle aree di inondabilità) che considera le portate interamente contenute in alveo (arginature infinitamente estese) anche laddove si rilevano quote idriche maggiori rispetto alle difese esistenti.

Tale modellazione, oltre che significativa ai fini delle valutazioni di cui sopra, risulta altresì rigorosa nel momento in cui le quote idriche sono al di sotto delle attuali difese e le portate sono interamente contenute in alveo (ad esempio nella simulazione cinquantennale i livelli restituiti – ad eccezione di alcune situazioni in sinistra a monte del ponte Romanico e a valle del ponte della statale Aurelia – sono quelli effettivamente attesi), mentre tende ovviamente a sovrastimare leggermente i livelli in alveo nel momento in cui le quote idriche superano le quote arginali (in quanto non considera i contributi di laminazione ed esondazione che possono manifestarsi nella propagazione della piena).

In tal senso i livelli così determinati risultano chiaramente essere cautelativi (ma tuttavia assolutamente indicativi, nel caso in esame, anche per le portate più elevate T200 e T500 qui considerate, come il confronto coi livelli ottenuti dalla modellazione bidimensionale ha alla fine rivelato – *Figura 1-2 e Figura 1-3*) specie, ad esempio:

- ✓ nelle zone immediatamente a monte dei manufatti gravemente insufficienti (per i quali si ha l'interessamento dell'impalcato), che talvolta determinano ingenti rigurgiti verso monte, in quanto non vengono considerati i contributi di esondazione di monte che comportano nella realtà (come correttamente colto mediante una modellazione 2D) un abbassamento delle quote, oltre che una limitazione delle portate transitanti in alveo verso valle;
- ✓ nelle zone con quote di difesa gravemente insufficienti, in quanto anch'esse determinano esondazioni e quindi abbassamento delle portate e dei livelli in transito verso valle.

Il modello monodimensionale costituisce quindi uno strumento indispensabile ai fini dello studio dell'efficienza idraulica e delle insufficienze del corso d'acqua, e consente peraltro di disporre di uno strumento di semplice implementazione e di rapido calcolo a disposizione dell'Amministrazione.

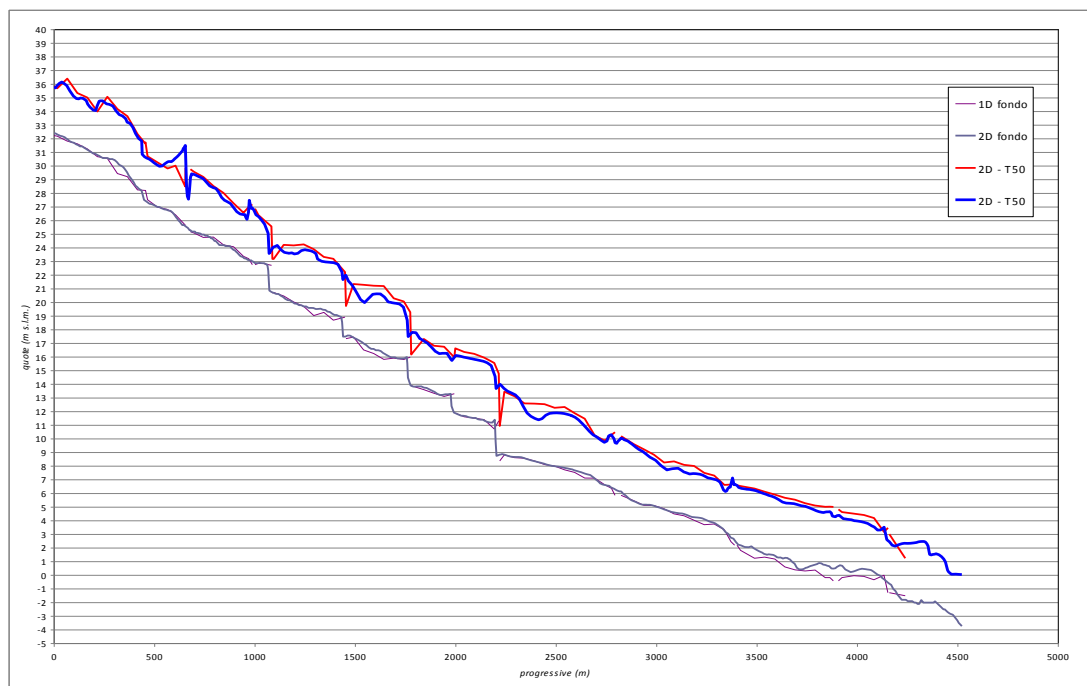
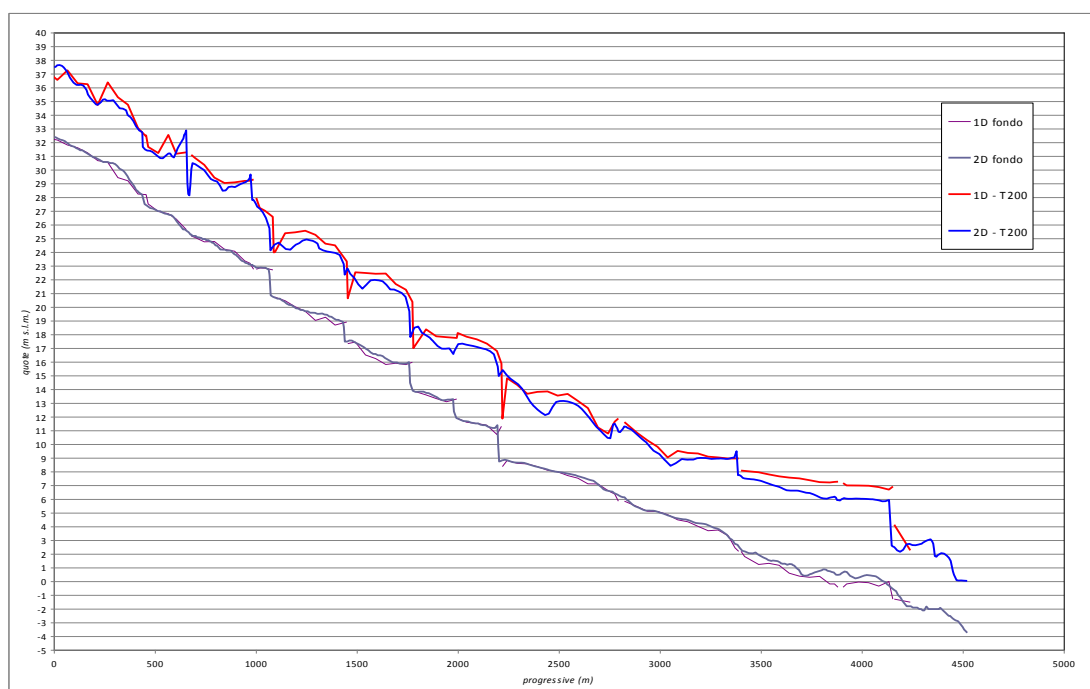


Figura 1-2: Stato di fatto - confronto dei profili idraulici T50 in alveo ottenuti da modellazione monodimensionale e bidimensionale (quest'ultimo valutato lungo la mezzeria del corso d'acqua)



*Figura 1-3: Stato di fatto - Confronto dei profili idraulici T200 in alveo ottenuti da modellazione monodimensionale e bidimensionale (quest'ultimo valutato lungo la mezzeria del corso d'acqua)*

#### 1.4.5 Principali criticità rilevate

La modellazione monodimensionale ha consentito l'individuazione di diverse criticità per il tratto di corso d'acqua studiato, alcune delle quali di carattere puntuale, connesse ad esempio alla presenza di manufatti in alveo insufficienti che determinano profili di rigurgito verso monte con conseguenti esondazioni, altre di tipo più distribuito legate, ad esempio, all'insufficienza della difese arginali lungo un certo tratto del corso d'acqua.

Tra le prime si segnala, in particolare, il ponte di foce (ex ferroviario) per il quale si rileva un funzionamento in pressione a partire dalla portata di 1450 mc/s (considerando ovviamente anche il contributo delle luci attualmente adibite a sottopasso stradale, ma che di fatto in condizioni di piena mantengono pienamente la funzione idraulica). L'attraversamento influenza tuttavia in modo rilevante il comportamento idraulico di piena anche per portate notevolmente inferiori, in considerazione della notevole ostruzione costituita dalle 4 pile in alveo, peraltro non perfettamente allineate al deflusso di piena (con conseguente ulteriore aggravio del coefficiente di contrazione determinato dal manufatto).



Figura 1-4: ponte di foce (ex ferroviario)

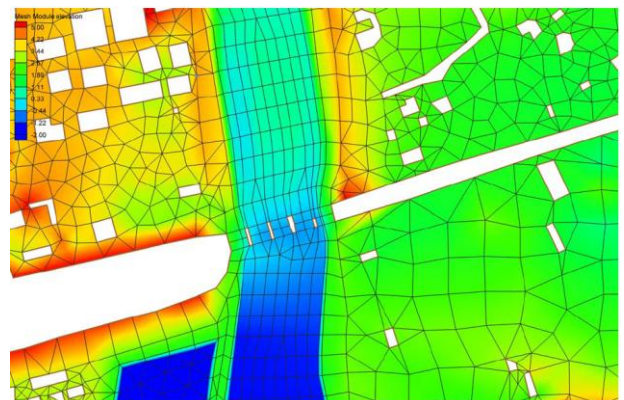
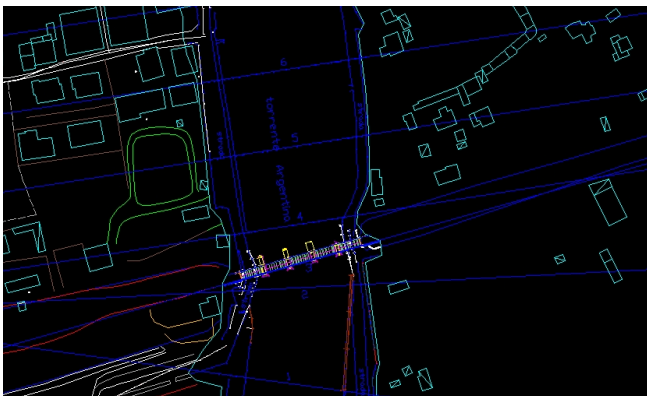


Figura 1-5: ponte di foce (ex ferroviario) – particolare di rilievo e della mesh di calcolo

Il ponte determina ingenti fenomeni di rigurgito verso monte, condizionando pesantemente (anche in considerazione dell'assenza/insufficienza di difese idrauliche nel tratto a monte del ponte - fino all'attraversamento della S.S. 1 - e di quote del piano campagna particolarmente basse) la situazione di allagamento in sinistra e destra idraulica (abitato di Arma di Taggia).

Una seconda situazione di criticità è connessa all'attraversamento di via XXV Aprile (ponte di Taggia) per il quale iniziano a manifestarsi funzionamenti in

pressione con portate di 1350 mc/s, ma la cui influenza sui livelli di piena si manifesta in modo rilevante anche per portate inferiori in considerazione delle caratteristiche idrodinamiche del corso d'acqua in corrispondenza della sezione dell'attraversamento.



*Figura 1-6: ponte di Taggia*

All'altezza del manufatto le condizioni idrauliche "indisturbate" (ossia non considerando l'ostruzione delle pile e, per portate superiori, dell'impalcato) sono infatti localizzate nei pressi dello stato critico (ossia di un minimo energetico): in tali condizioni restringimenti di sezione (quali quelle costituite da ostruzioni determinate dalle pile / impalcati), che in altre situazioni determinerebbero rigurgiti non rilevanti, risultano fortemente penalizzanti ai fini dei profili di rigurgito verso monte.

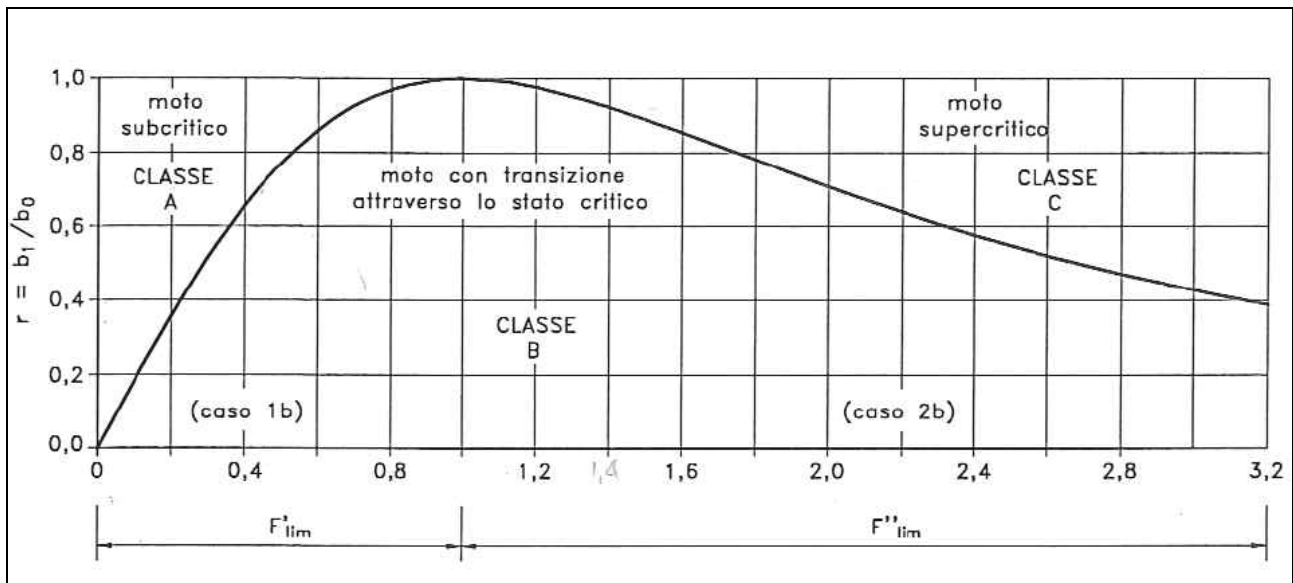


Figura 1-7: Classificazione dei modi di deflusso attraverso un restringimento in funzione del numero di Froude e del rapporto di contrazione  $r$

Questa situazione si manifesta per il ponte in esame, il quale, pur non disponendo di pile particolarmente “impattanti” dal punto di vista idraulico (n. 4 pile con fronte arrotondato di larghezza pari a ca. 1 m), e quindi di un rapporto di contrazione non troppo penalizzante (valori attorno a 0.94), finisce con condizionare in modo rilevante i deflussi di piena, determinando per alcuni valori di portata situazioni di moto di classe B supercritico (corrente veloce con formazione di risalto a monte per recuperare energia). Ne conseguono rigurgiti assai elevati che, per portate rilevanti (come nel caso della T200) vanno ad interessare l’impalcato, ulteriore elemento di ostruzione al moto e conseguente incremento dei livelli a monte.

Ultima situazione di criticità connessa ad attraversamenti in alveo è rappresentata dal ponte di Levà: in questo caso le caratteristiche idrodinamiche “indisturbate” del corso d’acqua sono di corrente lenta, ma la quota di intradosso insufficiente del manufatto determina l’interessamento dell’impalcato sui deflussi a partire da 1500 mc/s. Si evidenzia come la scala di deflusso del manufatto sia pure leggermente condizionata dal rigurgito determinato dal ponte di valle della Statale 1 Aurelia, la cui influenza sui livelli (e quindi sulla scala di deflusso) si risente – seppur lievemente - fino alla sezione a valle di Levà. In corrispondenza della sezione del ponte la quota idrica “indisturbata” (ossia non considerando l’ostruzione creata

dalle pile) duecentennale di piena è comunque superiore alla quota di intradosso del manufatto, a testimonianza della condizione di insufficienza del manufatto



*Figura 1-8: Ponte di Levà*

Altra criticità puntuale, questa volta non connessa ad attraversamenti in alveo, è legata a varchi locali nelle attuali linee di difesa: fra essi si segnala quello immediatamente a monte del ponte Romanico in sinistra idraulica (*Figura 1-9*), in corrispondenza del quale si ha un brusco abbassamento della quota arginale dal valore di ca. 32.4 m s.l.m. a 30.3 m s.l.m. ca..



Figura 1-9: Ponte Romanico – varco nella linea di difesa in sinistra idraulica



Figura 1-10: Ponte Romanico – muro in c.a. in sinistra idraulica (ripreso dal ponte romanico verso monte)

Situazione di criticità idraulica di tipo più esteso si hanno, anche per valori di portata cinquantennali, in sinistra idraulica nel tratto che si sviluppa da monte del viadotto dell'autostrada dei Fiori fino alla sezione 92 di rilievo (sezione 1290 di PdB, inizio del muro arginale in cemento armato di recente realizzazione che termina in corrispondenza del manufatto stesso - *Figura 1-9* e *Figura 1-10*). Queste insufficienze rivestono grande importanza ai fini delle esondazioni che si propagano verso valle, come più dettagliatamente illustrato al successivo *paragrafo 1.5.5*.

Si evidenzia come la criticità idraulica in sinistra idraulica si manifesti fin da monte, ossia già a partire dalla sezione 106 (1340 di PdB, sommità briglia), con deflussi di piena non contenuti in alveo e che quindi, specie in sinistra idraulica, danno inizio ai fenomeni di esondazione e propagazione verso valle delle portate esondate.

Anche in destra idraulica nel tratto sopra indicato si verificano esondazioni, ma in questo caso l'allagamento rimane confinato in quanto la situazione topografica è limitata dal limite costituito dalla Provinciale 548, e con portate destinate comunque a rientrare in alveo allorché la provinciale stessa si riavvicina alla difesa (muro in c.a.) tra le sezioni 89 e 88 di rilievo (1278 e 1275 di PdB).



Altra significativa insufficienza idraulica di tipo “esteso”, ossia riconducibile a difese idrauliche insufficienti, è quella che si verifica a valle del ponte della Statale Aurelia in destra e sinistra idraulica fino alla sezione di foce. In questo caso l’insufficienza delle quote di difesa trova ulteriore aggravio dall’ostruzione rappresentata dal ponte di foce (precedentemente evidenziata), che determina quote idriche particolarmente elevate nel tratto tra i due ponti di valle, e dalla situazione topografica caratterizzata da quote del piano campagna particolarmente basse, senza elementi fisici che consentano il contenimento dei volumi di piena esondati. Peraltro in sinistra idraulica la presenza di un vasto terrapieno prospiciente allo linea di battigia non agevola il deflusso a mare dei volumi esondati.



*Figura 1-11: Difesa in sinistra idraulica (vista dal ponte S.S. 1 verso valle)*



*Figura 1-12: Difesa in destra idraulica (vista dal ponte S.S. 1 verso valle)*

In questo quadro di criticità idraulica l’influenza sui profili di piena determinata dai pennelli di foce risulta nel complesso di rilevanza non primaria: in particolare le verifiche condotte (nell’ottica di definizione di un quadro di sistemazione idraulica per la parte di valle) nell’ipotesi di ridurre tali elementi non hanno evidenziato alcun beneficio in termini di quote idriche a monte del fonte di foce.

## **1.5 Modellazione bidimensionale**

### **1.5.1 Base topografica**

Per la costruzione del modello bidimensionale si è fatto riferimento, per quanto concerne direttamente l'alveo torrentizio e le fasce perifluviali, alle 106 sezioni trasversali del corso d'acqua impiegate anche nella modellazione monodimensionale (*paragrafo 1.4.1*), opportunamente validate ed integrate secondo quanto già illustrato al precedente *paragrafo 1.3*.

Ai fini invece della corretta ricostruzione della mesh di calcolo e quindi della dinamica di esondazione, l'attività di rilievo integrativa 2008 – 2009 condotta ha portato a considerare ed approfondire, in particolare, i seguenti aspetti:

- acquisizione di punti in corrispondenza della zona al di sotto ed a monte del viadotto A.d.F per poter estendere la mesh di calcolo anche a monte della sezione 106 di rilievo (necessario per cogliere correttamente le caratteristiche idrauliche che si presentano in corrispondenza della briglia localizzata tra le sezioni 106 e 104 di rilievo – 1340 e 1330 di PdB);
- acquisizione di punti lungo le vie preferenziali (o di sbarramento) per il deflusso nella zona golenale in sinistra idraulica compresa tra il viadotto autostradale e la lottizzazione in località S. Martino (percorrendo le uniche due campate golenali idraulicamente attive al di sotto del ponte Romanico stesso);
- rilievo dei dettagli delle arcate in sinistra idraulica - zona golenale - del ponte Romanico;
- acquisizione di punti in corrispondenza della nuova lottizzazione in località S. Martino (strade, muri di contenimento, perimetri dei fabbricati e terrapieni di recente realizzazione, ecc...);
- acquisizione di punti di controllo in destra idraulica all'altezza del ponte di Taggia (SP 548 lungo Argentina, via Roma, via Mazzini, ecc...);
- acquisizione di punti di controllo all'altezza del ponte di Levà (via Levà);
- acquisizione di punti di controllo nella zona di valle all'altezza dell'abitato di Arma di Taggia (via Nuvolone, strada a tergo della darsena, ecc..);
- rilievo delle vie preferenziali di deflusso e propagazione della piena nella parte di valle (sottopassi al rilevato ex-ferroviario).

Le integrazioni di cui sopra sono state inquadrare all'interno della Carta Tecnica recentemente aggiornata dalla Regione Liguria.

### 1.5.2 Codice di calcolo 2D

Il software *Basement (Basical Simulation Environment)* – versione 1.5 – è stato sviluppato da VAW (laboratorio di idraulica idrologia e glaciologia di Zurigo) in collaborazione con ETH (laboratorio federale svizzero di tecnologia). Il codice risolve le equazioni di De Saint Venant bidimensionali, nell'ipotesi di pressione idrostatica lungo la verticale. Per la soluzione il codice utilizza la tecnica dei volumi finiti su griglia non strutturata. La tecnica dei volumi finiti consente di rappresentare in modo corretto sia correnti in moto subcritico che supercritico, come pure di descrivere fronti d'onda ripidi come quelli che si verificano in caso di rottura d'argini o dighe. La tecnica dei volumi finiti consente inoltre il controllo preciso dell'equazione di continuità nei problemi di flood and dry, continuità non sempre strettamente garantita nei metodi agli elementi finiti e differenze finite. BASEMENT è perciò particolarmente adatto a descrivere propagazioni di onde su asciutto come quelle che si verificano durante gli allagamenti delle zone golenali. Le griglie non strutturate consentono di descrivere in dettaglio il dominio di calcolo, permettendo di variare le dimensioni degli elementi infittendo la griglia di calcolo dove le variazioni geometriche sono più accentuate e/o dove si vuole un livello di dettaglio più accurato.

Nei modelli costruiti con BASEMENT è possibile definire come condizioni al contorno di valle condizioni di moto uniforme o relazioni livello e portata. Come condizioni al contorno interne è inoltre possibile definire strutture come stramazzi e tombini.

### 1.5.3 Mesh di calcolo

La costruzione della mesh è stata fatta utilizzando il programma SMS 10.0 (*Surfacewater Modelling System*) sviluppato dalla *Brigham Young University*. In tale programma si definiscono i poligoni in cui è possibile suddividere il dominio di calcolo, definendo per ognuno di essi il tipo di mesh che si vuole realizzare e le dimensioni degli elementi. La definizione della dimensione degli elementi è

strettamente legata al dettaglio che si vuole dare al modello nelle varie zone del dominio di calcolo. È quindi innanzitutto legata alla dimensione geometrica del particolare che si vuole rappresentare, ad esempio una strada di larghezza 5 m deve essere schematizzata almeno con un elemento di larghezza 5 m. Dipende inoltre dal dettaglio con cui si vogliono i risultati ed è quindi legata alla variazione delle caratteristiche idrauliche che si hanno all'interno del dominio.

La scelta del tipo di discretizzazione è perciò un compromesso tra il dettaglio che si vuole ottenere e i tempi di calcolo necessari all'esecuzione delle simulazioni, che ovviamente aumentano all'aumentare degli elementi della mesh, ma deve in ogni caso adeguata per cogliere in modo corretto la dinamica di esondazione.

Le dimensioni degli elementi varia da circa 1 m, per la definizione delle sponde quasi verticali e dei viottoli all'interno della zona delle serre, a circa 25 m per le zone senza brusche variazioni topografiche.

Nella discretizzazione del dominio di calcolo sono inoltre stati tolte le aree occupate dagli edifici potendo, in questo modo, ottenere la valutazione del moto dell'acqua attorno ad essi, solo nelle effettive vie che essa ha a disposizione per espandersi durante l'evento di piena.

Per la loro individuazione si è fatto riferimento alla Carta Tecnica vettoriale tridimensionale in scala 1:5000 della Regione Liguria, a partire dalla quale sono stati individuati gli edifici presenti, e si è procedendo ad eventuali integrazioni topografiche necessarie, per esempio, per la restituzione dei nuovi edifici realizzati nell'ambito della nuova lottizzazione in sinistra idraulica all'altezza del ponte di Taggia (realizzati successivamente all'aggiornamento della CTR). Nel caso di più edifici limitrofi con spazi trascurabili tra essi, si è considerato un solo edificio complessivo, analogamente in caso di edifici con forma complessa, sono stati rappresentati con un'approssimazione geometrica più semplice in modo da limitare la presenza di elementi molto piccoli che rallenterebbero inutilmente la simulazione.

Per la costruzione della mesh si è fatto riferimento ai rilievi eseguiti, alla CTR, alle immagini di Google Earth e ai sopralluoghi effettuati. Particolare cura è stata posta nella schematizzazione della zona delle serre in sinistra idraulica a monte e a valle del Ponte Romanico, che, come descritto in seguito, è fondamentale per

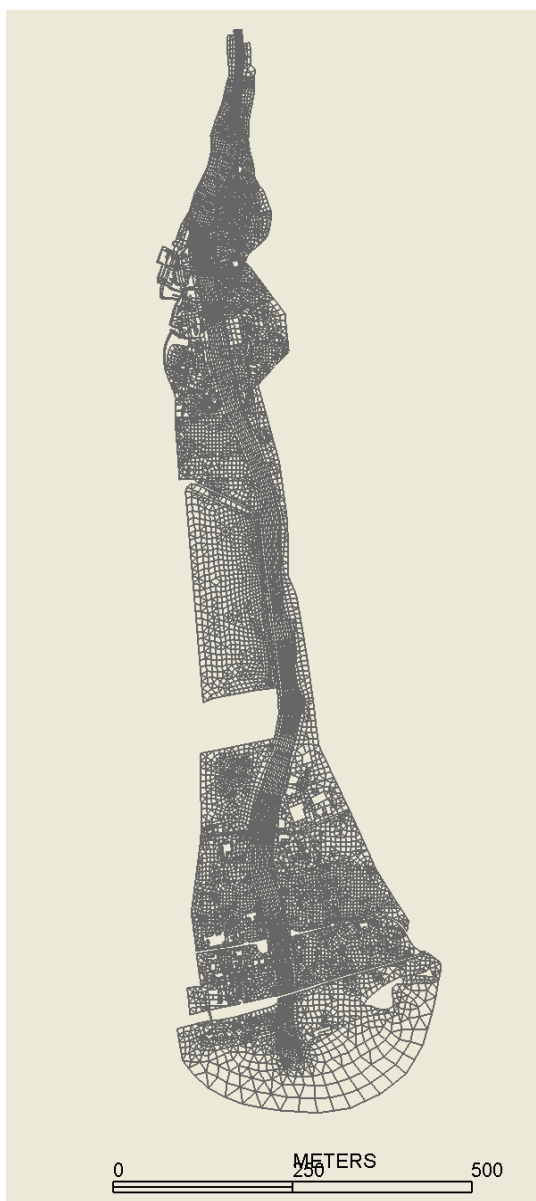
rappresentare la dinamica di esondazione. Per la definizione di questa zona, di notevole complessità, si è fatto ricorso alle immagini di *Google Earth* ed ai filmati eseguiti durante i sopralluoghi.

La mesh ottenuta ha più di 16.000 elementi di cui poco più della metà quadrangolari e i restanti triangolari, la mesh è riportata in *Figura 1-13*.

Come detto la mesh è stata costruita con estrema cura per riuscire a rappresentare al meglio la dinamica di esondazione e cogliere in modo corretto le variazioni, anche repentine, delle caratteristiche della corrente. Per tale motivo sono stati inseriti tutti i muri significativi, escludendo muretti di altezza ridotta e non importanti al fine del deflusso, imponendo in essi una condizione al contorno interna per la valutazione della portata stramazzante. La definizione di tali muretti è stata fatta eliminando dalla mesh gli elementi che li rappresentano ed imponendo nel file di esecuzione del modello la loro definizione come weir con relativa quota di sfioro. I muri schematizzati di maggiore importanza sono:

- Muro in sinistra idraulica al margine della strada che costeggia le serre dal viadotto A.d.F. verso valle;
- Muro in sinistra idraulica che taglia a 45° la zona delle serre;
- Muri in sinistra e destra idraulica a monte del Ponte Romanico, in sinistra è stato considerato anche il muro perpendicolare che limita il concessionario FIAT;
- Muri in sinistra e destra idraulica a monte del ponte XXV Aprile;
- Muro in sinistra idraulica che limita il campo sportivo a monte del ponte XXV Aprile, non sormontabile;
- Muro in sinistra idraulica a valle del ponte XXV Aprile che delimita il campo sportivo, non sormontabile;
- Muro in sinistra idraulica a valle del precedente che delimita il campo da tennis e di calcetto;
- Muro in sinistra idraulica che delimita un edificio nella zona di nuova lottizzazione;
- Muro in destra idraulica a monte del ponte di Levà che limita il campo sportivo, non trascinabile;
- Rilevato ferroviario della linea FFSS dismessa.

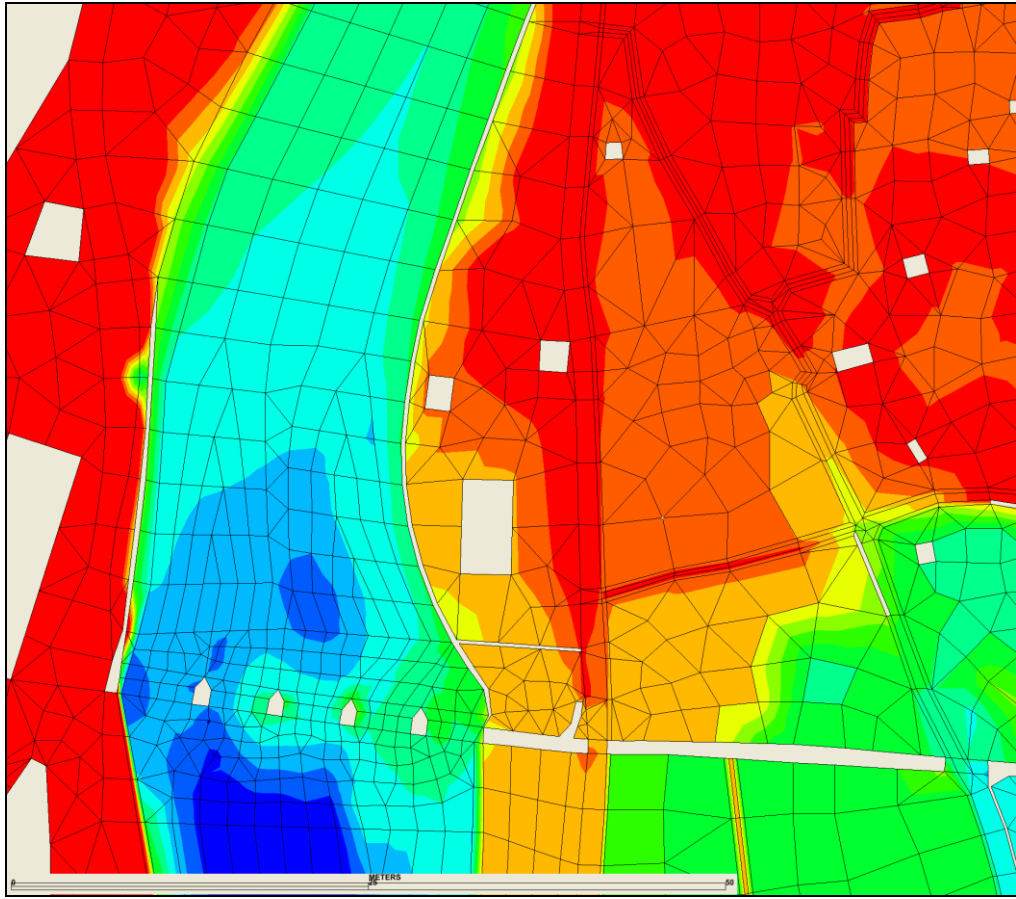
Sono inoltre stati schematizzati i 5 tombini che sottopassano il rilevato ferroviario (tre dei quali in sinistra idraulica e due in destra idraulica).



*Figura 1-13: Mesh di calcolo*

Nelle figure seguenti sono riportati alcuni particolari della mesh.

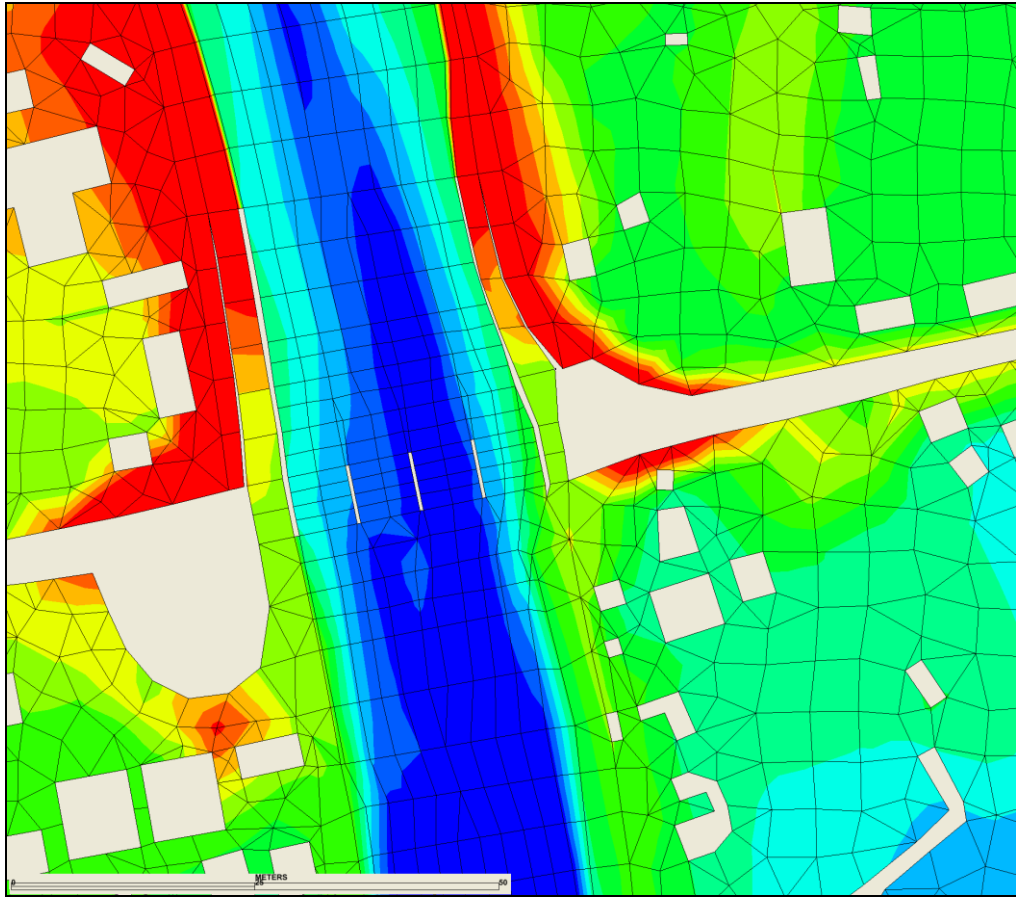
La *Figura 1-14* riporta la schematizzazione in corrispondenza al Ponte Romano, si possono notare le pile, che sono state tolte dal dominio, i muri di sponda a monte del ponte e i viottoli all'interno della zona delle serre.



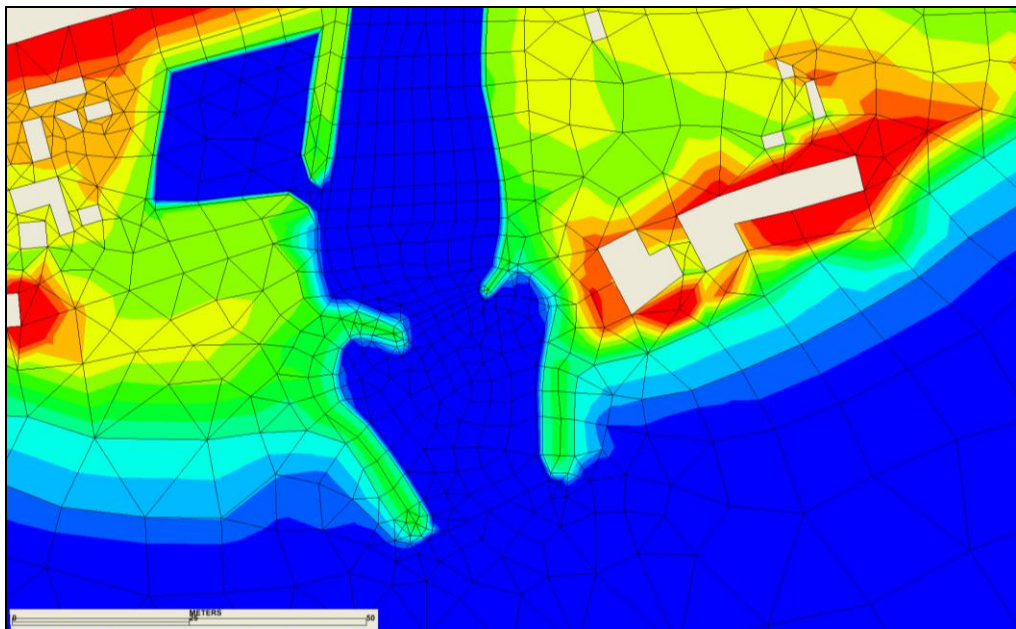
*Figura 1-14: Particolare della mesh in corrispondenza del Ponte Romano*

La *Figura 1-15* riporta la schematizzazione in corrispondenza del ponte dell'Aurelia. Si notano le pile, i sottopassi con i muri che li delimitano.

La *Figura 1-16* riporta la schematizzazione della zona di foce. Si notano la doppia coppia di pennelli e la darsena.



*Figura 1-15: Particolare della mesh in corrispondenza del ponte dell'Aurelia.*



*Figura 1-16 Particolare della mesh nella zona di foce.*



Per la quotatura della mesh, richiamando quanto già illustrato ai precedenti paragrafi 1.3, 1.4.1 e 1.5.1, sono stati utilizzati i dati topografici esistenti e le integrazioni effettuate ad hoc nell'ambito del rilievo 2008 – 2009. A partire da tali dati è stato realizzato un DEM con il programma 3D Analyst di ArcView che grazie alla tecnica TIN (*Triangulated Irregular Network*) consente di ben rappresentare le discontinuità topografiche non legandole alla dimensione della cella come invece accade con le tecniche grid. Il DEM ottenuto è riportato in *Figura 1-17*.

I nodi della mesh sono stati sovrapposti al TIN e per ognuno di loro è stata estratta la quota corrispondente. Tale tecnica è da preferire a quella normalmente utilizzata, e implementata nel programma SMS, che determina la quota mediante una media pesata dei punti quotati che si trovano ad una predefinita distanza da nodo. Infatti questa tecnica tende a smorzare le discontinuità, soprattutto in corrispondenza di superfici a forte pendenza come le sponde del fiume.



*Figura 1-17: Modello digitale del terreno*

## 1.5.4 Condizioni al contorno e scabrezze

### 1.5.4.1 Condizione al contorno di monte

Nelle simulazioni eseguite è stato imposto, come condizione al contorno di monte, il deflusso delle portate di piena del Torrente Argentina per i vari tempi di ritorno interessati (50, 200 e 500 anni), modulata tramite un idrogramma, come definite in “Valutazione delle portate e dei volumi idrici di piena del Torrente Argentina” a cura del Politecnico di Milano – Prof. Renzo Rosso – Relazione finale Ottobre 2007.

Le portate massime di riferimento sono pari a 1074 m<sup>3</sup>/s per tempo di ritorno 50 anni, 1690 m<sup>3</sup>/s per tempo di ritorno 200 anni, 2245 m<sup>3</sup>/s per tempo di ritorno 500 anni (sezione “foce”) e 1004 m<sup>3</sup>/s per T=50 anni, 1579 m<sup>3</sup>/s per T=200 anni, 2098 m<sup>3</sup>/s per T = 500 anni (sezione “Taggia”).

Di seguito si riportano gli idrogrammi di ingresso utilizzati per ciascun tempo di ritorno:

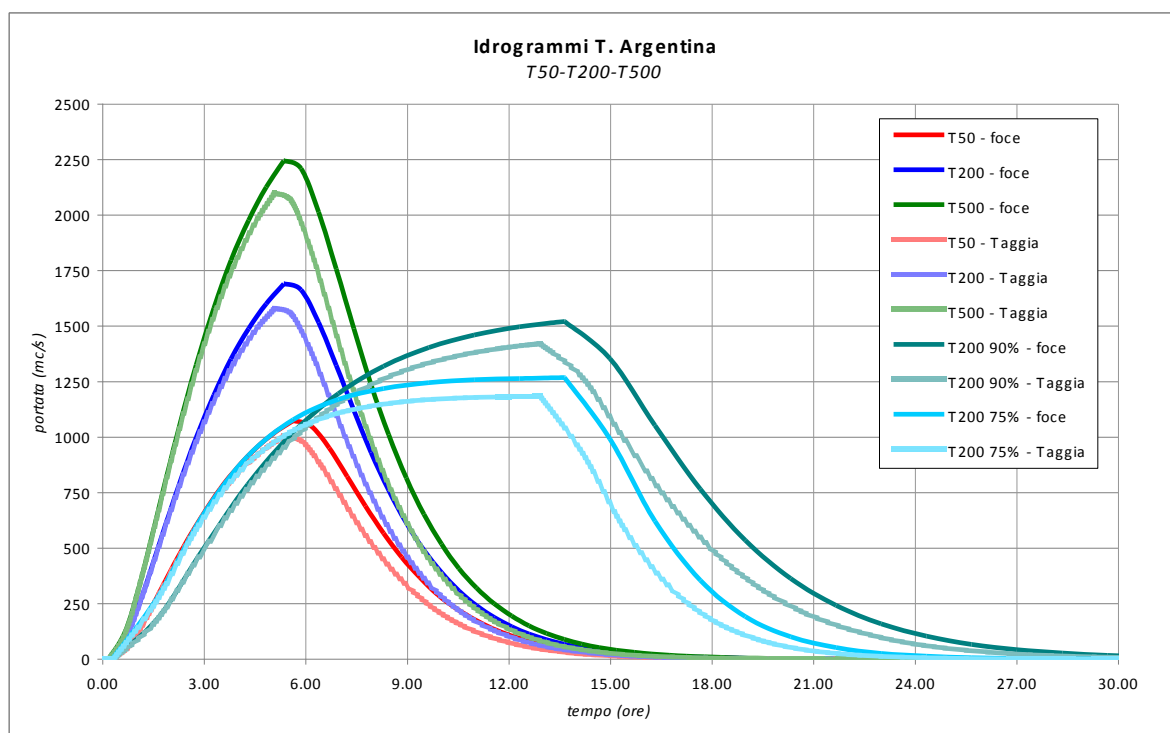


Figura 1-18: T. Argentina - idrogrammi di riferimento per Tr-50, Tr-200 e Tr-500

In particolare si evidenzia come, non essendo stato definito un idrogramma cinque centennale nell'ambito dello studio del Politecnico di Milano, ai fini del presente studio idraulico si sia fatto riferimento agli idrogrammi con tempo di ritorno inferiore riportati sul valore di colmo calcolato nell'ambito della revisione idrologica 2007: come si evince dalla *Figura 1-18* non si ritiene tale approssimazione possa incidere, se non in modo del tutto trascurabile, ai fini della modellazione idraulica in questa sede effettuata e relative risultanze.

Per una corretta applicazione della condizione al contorno di monte il modello è stato esteso di circa 250 m a monte della soglia che si trova in corrispondenza delle pile del viadotto A.d.F.. Infatti il comportamento idrodinamico in corrispondenza della soglia influisce notevolmente sulla dinamica del tratto a valle, per cui non può essere scelta come sezione in cui iniziare il modello.

In aggiunta agli idrogrammi critici per i diversi tempi di ritorno di riferimento, sono state effettuate ulteriori simulazioni sulla base degli idrogrammi "equivalenti statisticamente", con portata al colmo inferiore e volume di piena superiore, così come determinati dallo studio del Politecnico di Milano 2007 ("idrogrammi T50 e T200 per una portata al colmo pari al 90% e 75% della portata al colmo critica").

Ciò al fine di considerare, nella definizione delle fasce di allagamento e degli ambiti normativi, l'evento effettivamente più gravoso per il tratto di corso d'acqua indagato.

In particolare le considerazioni preliminari condotte ai fini dell'ottimizzazione dell'indagine hanno portato a considerare come la portate T200 "equivalenti 75%", pur configurandosi come quelle più gravose in termini di volume complessivamente sotteso, implicano di fatto un abbattimento dei colmi di piena tali da determinare una sensibile riduzione dei fenomeni di allagamento rispetto alla situazione di massima portata (la portata  $0.75 \cdot q_{50}$  è interamente contenuta in alveo, mentre la  $0.75 \cdot q_{200}$  non implica situazioni di criticità per nessuno dei ponti presenti nel tratto indagato).

Dalle simulazioni effettuate considerando la portata equivalente 90% è stato possibile comunque determinare come, ai fini della definizione delle fasce di allagamento e della definizione degli ambiti normativi, la situazione più gravosa si abbia comunque considerando l'evento critico in termini di portata.

#### 1.5.4.2 *Condizione al contorno di valle*

La condizione al contorno di valle è stata imposta a mare, schematizzando un tratto di circa 250 m a valle dei moli esterni. Anche in questo caso l'imposizione della condizione di valle in corrispondenza dei moli esterni non è corretta, infatti l'energia della corrente, che è superiore a quella imposta dal livello del mare, si deve dissipare instaurando un profilo di tipo M2 che a volte può anche far passare la corrente in supercritica per aumentare i fenomeni dissipativi. Inoltre la schematizzazione di un tratto di mare consente anche di imporre la condizione di valle in corrispondenza della linea di litorale prospiciente gli abitati di Taggia e Riva Ligure.

Non essendo possibile in BASEMENT imporre un livello costante o variabile con il tempo, come condizione al contorno di valle è stata imposta una scala di deflusso fittizia che per un ampio range di portate mantiene il livello attorno allo zero.

#### 1.5.4.3 *Condizioni al contorno interne*

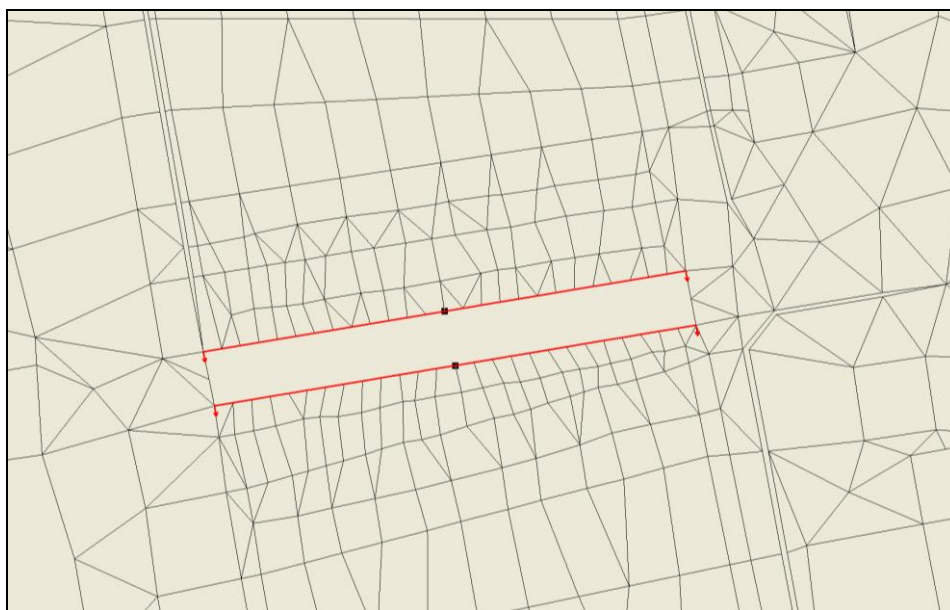
Come già accennato all'interno del modello sono stati schematizzati diversi muri che determinano l'evoluzione della piena nelle aree golenali, tali muri sono stati simulati mediante la struttura "weir" di BASEMENT. Analogamente i tombini che sottopassano il rilevato della linea ferroviaria dismessa sono stati simulati mediante la struttura "gate" del codice di calcolo.

Per quanto riguarda il calcolo in corrispondenza dei salti dovuti alle briglie, un'analisi preliminare ha evidenziato come la loro schematizzazione attraverso la semplice rappresentazione di tratti a forte pendenza sia preferibile a quella con "weir", infatti il codice ai volumi finiti riesce a ben rappresentare le correnti di transizione.

Il problema maggiore si verifica nella rappresentazione dei ponti, infatti questi sono schematizzati mediante la rappresentazione delle pile, ma nel caso di ponti ad arco, con riduzione della luce al variare del tirante d'acqua, o di ponti in cui il profilo idrico sia tale da mettere in pressione il ponte o addirittura di stramazzone sopra l'impalcato, la rappresentazione che si può fare con il modello 2D non è corretta.

Tali problematiche si riscontrano per 3 dei 6 ponti presenti nel tratto di studio: ponte XXV Aprile, ponte di Levà e ponte della linea ferroviaria dismessa. Il ponte Romanico pur essendo ad arco può essere schematizzato con la sola descrizione delle pile in quanto la riduzione della luce dovuta alle campate ad arco è minima per i livelli idrici raggiunti.

Per queste 3 strutture è stata messa a punto una tecnica che permette di valutare in modo corretto il rigurgito tra la sezione di monte e quella di valle del ponte. Innanzitutto è stata definita una scala di deflusso per ogni struttura mediante un modello 1D costruito con HEC-RAS definendo per ogni portata il livello che si instaura a monte, sia per la parte di deflusso libero che per quella di deflusso in pressione e stramazzo al di sopra dell'impalcato. Dalla mesh di calcolo sono stati eliminati gli elementi d'alveo in corrispondenza del ponte e, per ogni ponte sono state definite 2 condizioni al contorno: a monte la scala di deflusso determinata con il modello 1D, a valle l'idrogramma di portata che risulta uscente dalla condizione al contorno di monte (*Figura 1-19*).



*Figura 1-19: Definizione delle condizioni al contorno sul ponte XXV Aprile.*

Ovviamente per conoscere la portata uscente da monte si deve eseguire la simulazione per cui la definizione completa della simulazione è stata effettuata iterativamente secondo lo schema:

- Simulazione 1: definizione della scala di deflusso del ponte XXV Aprile;
- Simulazione 2: scala di deflusso del ponte XXV aprile, imposizione della portata transitante in corrispondenza del ponte XXV Aprile ottenuta dalla simulazione 1, definizione della scala di deflusso del ponte di Levà;
- Simulazione 3: scala di deflusso del ponte XXV aprile, imposizione della portata transitante in corrispondenza del ponte XXV Aprile, scala di deflusso del ponte di Levà, imposizione della portata transitante in corrispondenza del ponte di Levà ottenuta dalla simulazione 2, definizione della scala di deflusso del ponte della linea ferroviaria dismessa;
- Simulazione 4 (complessiva): scala di deflusso del ponte XXV aprile, imposizione della portata transitante in corrispondenza del ponte XXV Aprile, scala di deflusso del ponte di Levà, imposizione della portata transitante in corrispondenza del ponte di Levà, scala di deflusso del ponte della linea ferroviaria dismessa e imposizione della portata in corrispondenza del ponte ottenuta nella simulazione 3.

Ad ogni passaggio si è avuta cura di controllare che la portata uscente dalla condizione al contorno di monte fosse uguale a quella determinata nella simulazione precedente e quindi uguale a quella imposta a valle.

Nelle figure seguenti è riportato il confronto tra le scale di deflusso imposte (1D) e quelle ottenute estraendo i risultati del modello (2D), considerando un valore medio del livello nella sezione a monte del ponte. Come si può notare c'è un buon accordo tra le scale di deflusso, con differenze massime dell'ordine dei 10 cm.

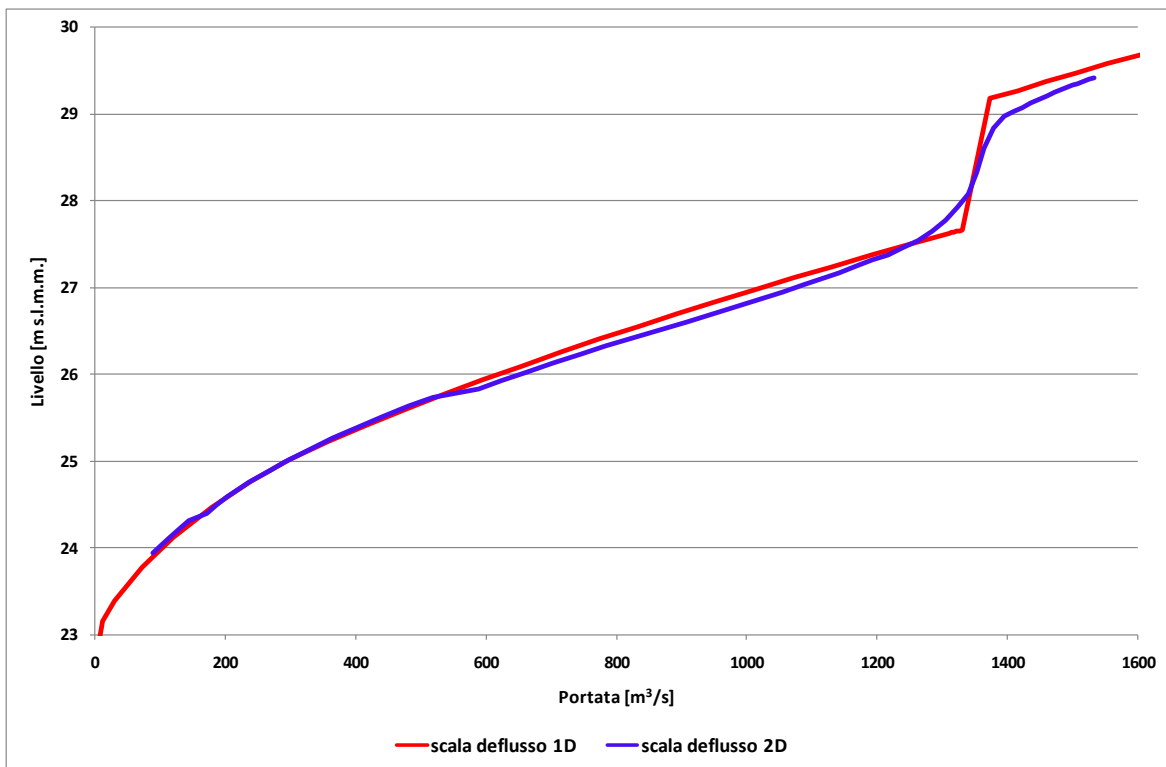


Figura 1-20: Confronto tra la scala di deflusso 1D e 2D del ponte XXV Aprile.

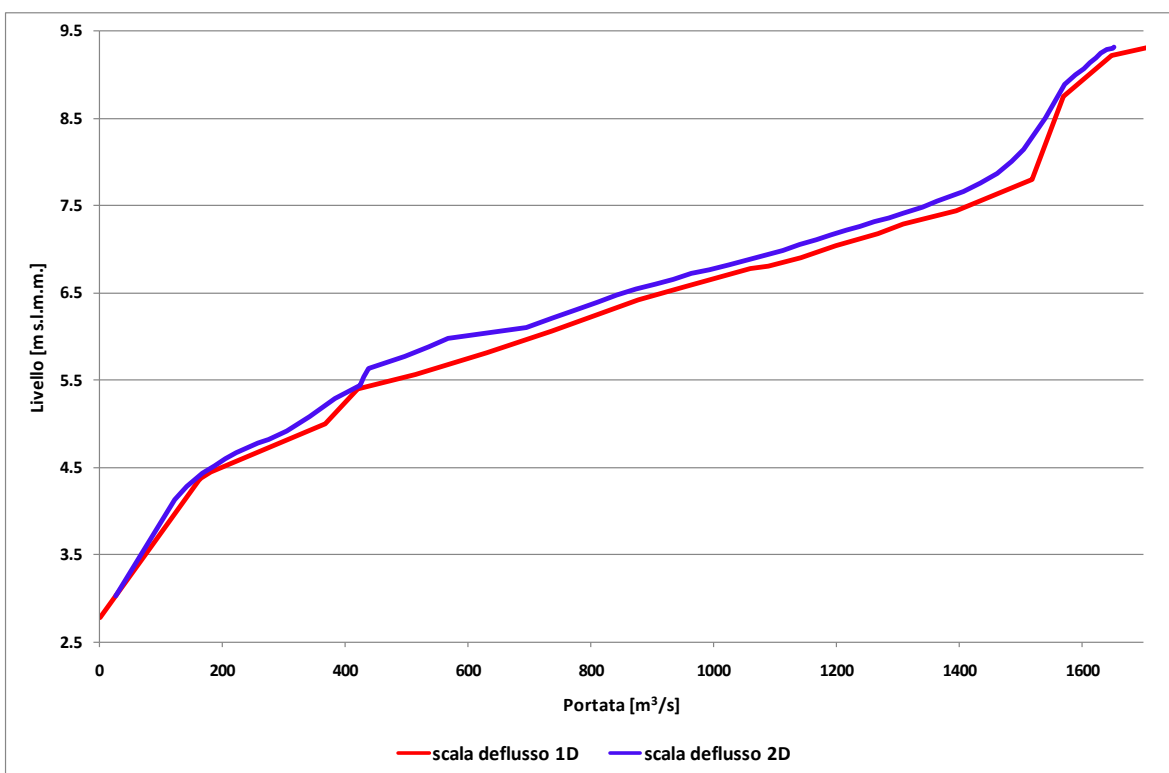


Figura 1-21: Confronto tra la scala di deflusso 1D e 2D del ponte di Levà.



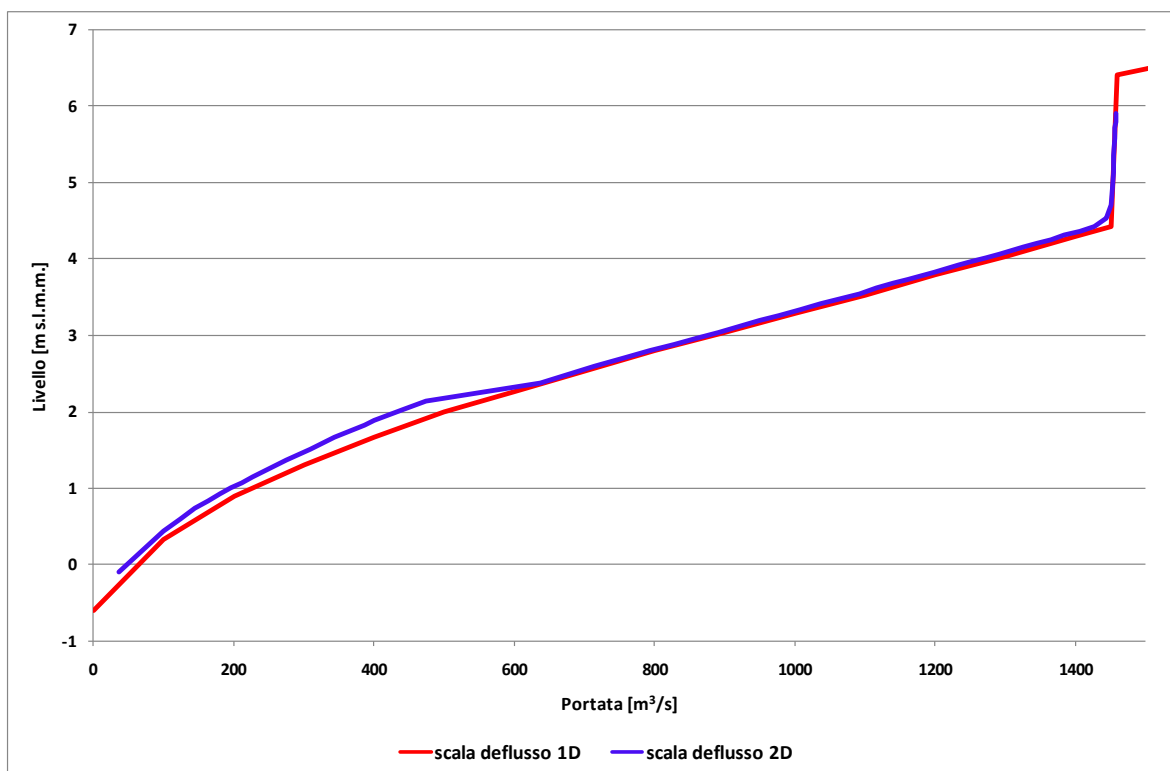


Figura 1-22: Confronto tra la scala di deflusso 1D e 2D del ponte della linea ferroviaria dismessa.

#### 1.5.4.4 Scabrezze

Per la valutazione delle perdite di energia legate all'attrito BASEMENT utilizza la formula di Manning, si devono perciò definire il parametro  $n$  di scabrezza per ogni elemento. Tale assegnazione viene effettuata definendo per ogni elemento un tipo di materiale e poi assegnando ad ogni materiale definito il corrispettivo valore di scabrezza. Da questo punto di vista il dominio di calcolo è stato suddiviso in 3 materiali:

- Alveo, che comprende l'alveo comprese le sponde e il tratto di mare;
- Serre, che comprende tutte le zone golenali in cui forte è la presenza di serre e cortili che presentano innumerevoli ostacoli al moto dell'acqua;
- Golene, tutte le restanti zone perfluviali.

Nella *Figura 1-23* è riportata la suddivisione del dominio di calcolo sulla base dei 3 materiali definiti.

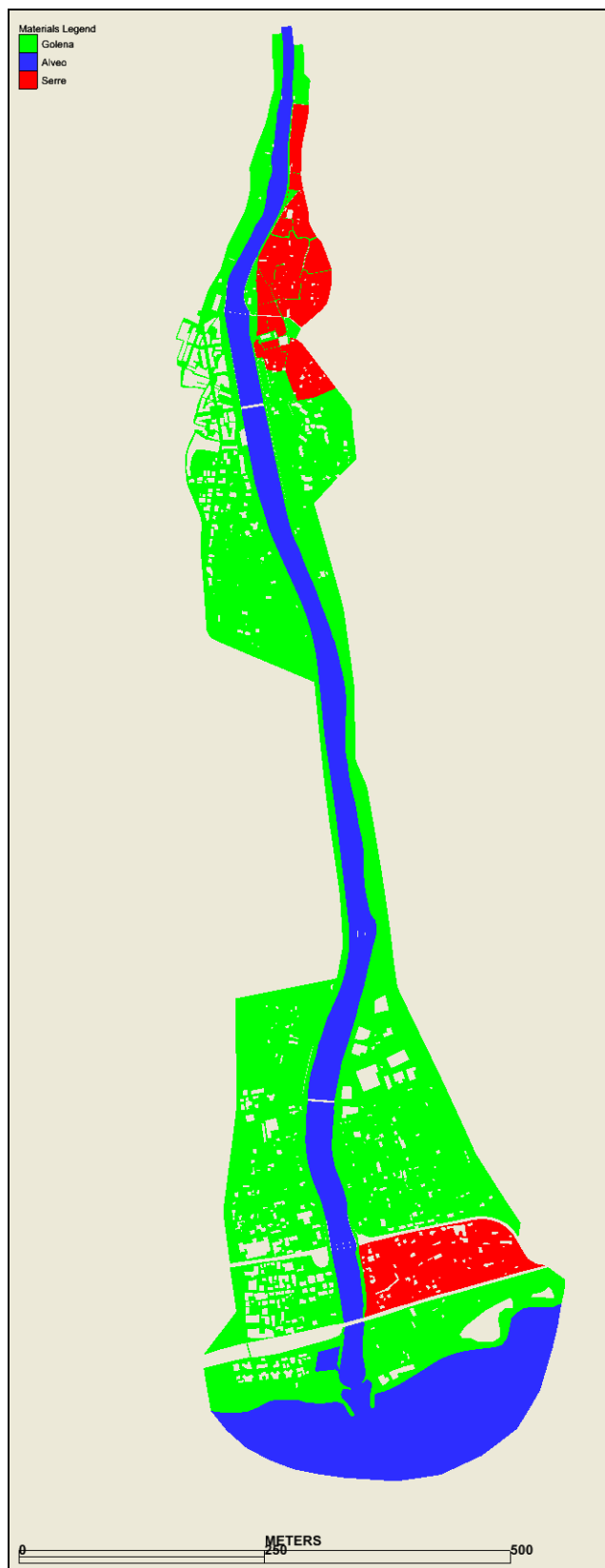


Figura 1-23: Suddivisione del dominio di calcolo sulla base delle scabrezze.

All'alveo è stato assegnato un valore di scabrezza secondo la notazione di Strickler  $k_s = 30 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$  in linea con quanto prescritto dal Piano di Bacino. La presenza di correnti con numero di Froude attorno a 1 e di granulometrie con diametri elevati porterebbe a ritenere tale valore anche leggermente sovrastimato (poco scabro), ma in mancanza di misure atte a valutare tale parametro, si è ritenuto più corretto mantenerlo uguale a quelli utilizzati in studi precedenti.

Per le zone golenali è stato considerato un valore  $k_s = 20 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$  usualmente utilizzato per le zone golenali. Non si è ritenuto di differenziarlo particolarmente visti le limitate variazioni di livello che si ottengono per piccole variazioni di questo parametro.

Per le zone "serre" è invece stato utilizzato un valore  $k_s = 5 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$ . Un valore così scabro è stato introdotto per cercare di rappresentare nel modo più corretto possibile le perdite di carico che avvengono in queste zone, dove la presenza di serre, muretti, baracche, materiale vario non può essere rappresentata geometricamente all'interno del modello ed è probabilmente in continua evoluzione. All'interno di queste zone si è cercato di ricostruire al meglio i viottoli sopraelevati che delimitano le aree in cui sono effettuate le coltivazioni, lasciando al parametro di scabrezza la rappresentazione dei complicati effetti idrodinamici che comportano notevoli perdite di energia.

### 1.5.5 *Dinamica di esondazione*

Per valutare in modo corretto le aree allagate per diversi tempi di ritorno, il modello deve innanzitutto riuscire a rappresentare in modo corretto la dinamica di esondazione.

Come già accennato il modello è stato esteso a monte del viadotto A.d.F. proprio perché in corrispondenza di questo si ha un punto nevralgico che influenza la dinamica del tratto di valle. Nella *Figura 1-24* sono riportati i livelli e il campo di moto in corrispondenza del viadotto nell'istante di colmo della portata duecentennale, ma la dinamica è analoga per le portate inferiori e anche per la piena cinquantennale. In corrispondenza della soglia si instaura un salto di circa 3 m; livelli superiori a 40 m s.l.m.m. si registrano anche nella zona golenale sinistra: tali livelli sormontano il muro posto a protezione della zona serre facendovi defluire

oltre 200 m<sup>3</sup>/s. All'interno della zona serre si instaurano livelli superiori a quelli in alveo e superiori a quelle del muro longitudinale, per cui si ha un ritorno d'acqua verso il fiume.

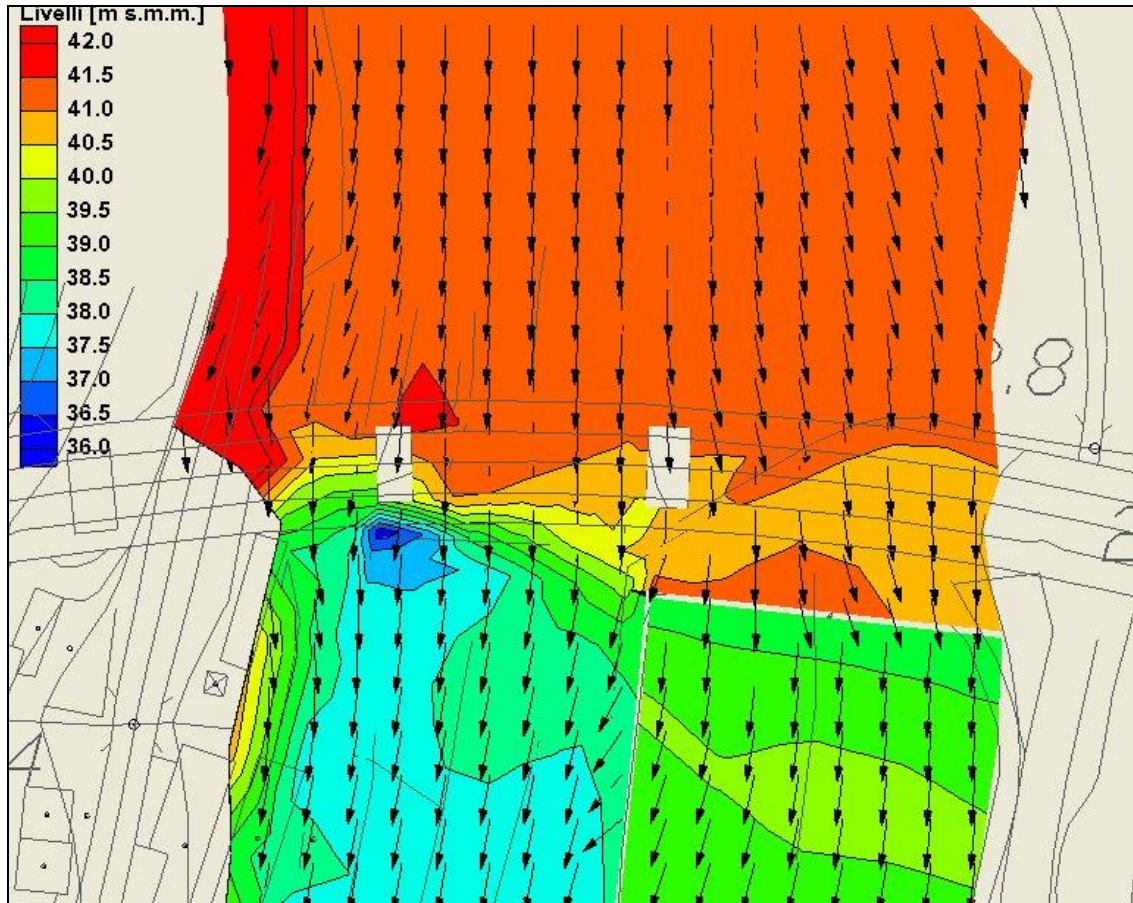


Figura 1-24: Campo di moto in corrispondenza del viadotto A.d.F.

Tale ritorno d'acqua verso il fiume è favorito, a valle, dall'interruzione del muro in sinistra idraulica in fregio al torrente e dalla presenza di un muro disposto trasversalmente al flusso golenale che favorisce tale rientro. Le quote del muro "obliquo" sono però inferiori ai livelli di massima piena, per cui tale elemento di contenimento viene sormontato. Il deflusso verso la zona a tergo avviene anche per sormonto della difesa che corre lungo la strada in sinistra idraulica e attraverso il varco esistente, a partire dal quale si dirama il viottolo che dalla strada lungo torrente entra nella zona delle serre (Figura 1-25).

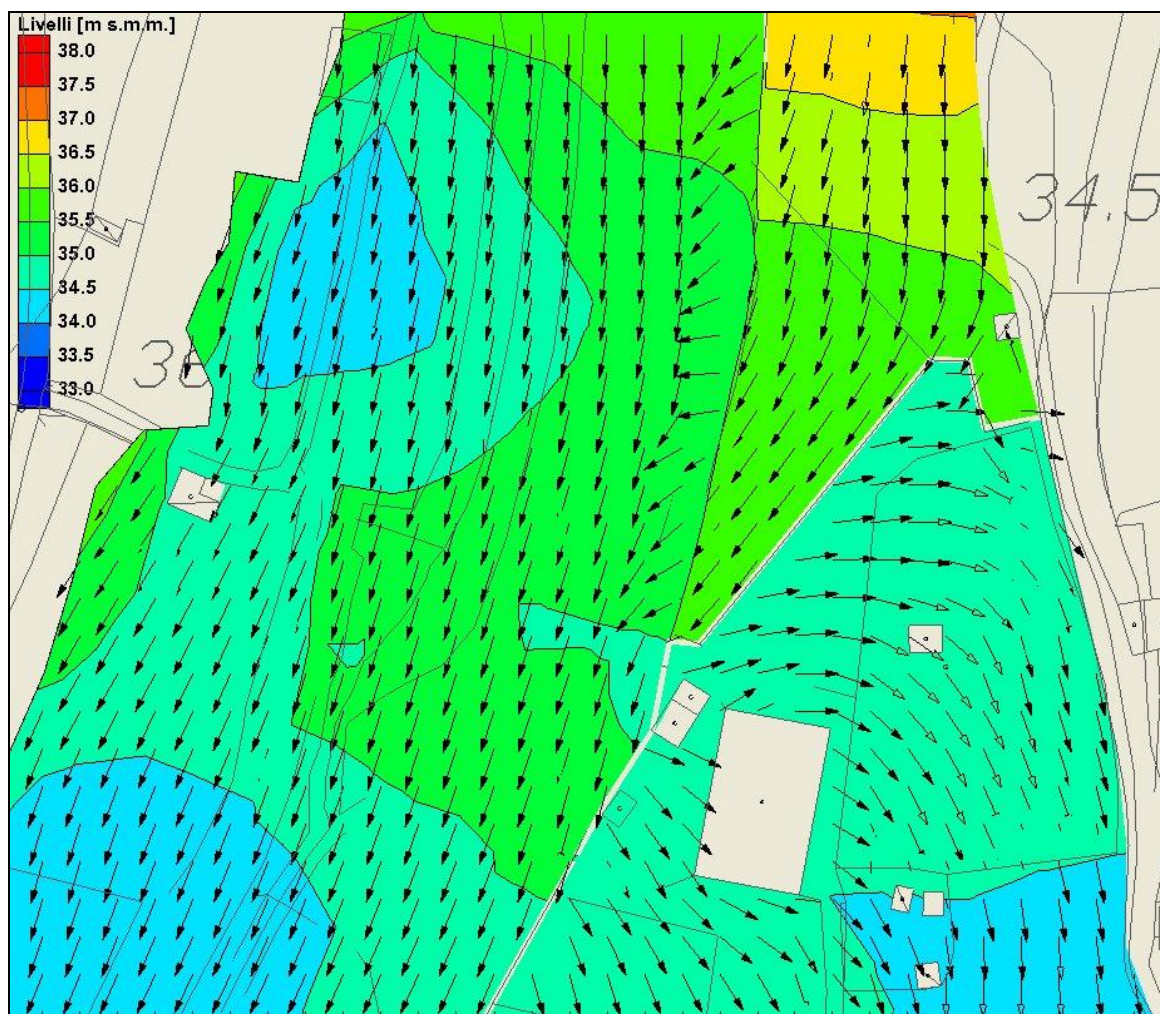


Figura 1-25: Campo di moto 300 m a valle del viadotto A.d.F. (Tr-200).

Il deflusso prosegue nella zona golenale, interessando quasi completamente la zona che va dal fiume alle pendici della collina. Le portate di esondazione transitano dietro al muro arginale (di recente realizzazione) rivestito in pietrame in sponda sinistra a monte del ponte Romano. Tale difesa non viene tuttavia sormontata nonostante il notevole rigurgito determinato dal ponte, se non nella sua parte più prossima al manufatto storico, dove si ha un abbassamento della sommità di circa 2 m (da 32.4 m s.l.m. a 30.3 m s.l.m. ca.). Il deflusso golenale è quindi convogliato verso le 2 luci “golenali” libere (ossia idraulicamente attive) del ponte, in corrispondenza delle 2 strade che lo attraversano (Figura 1-26).

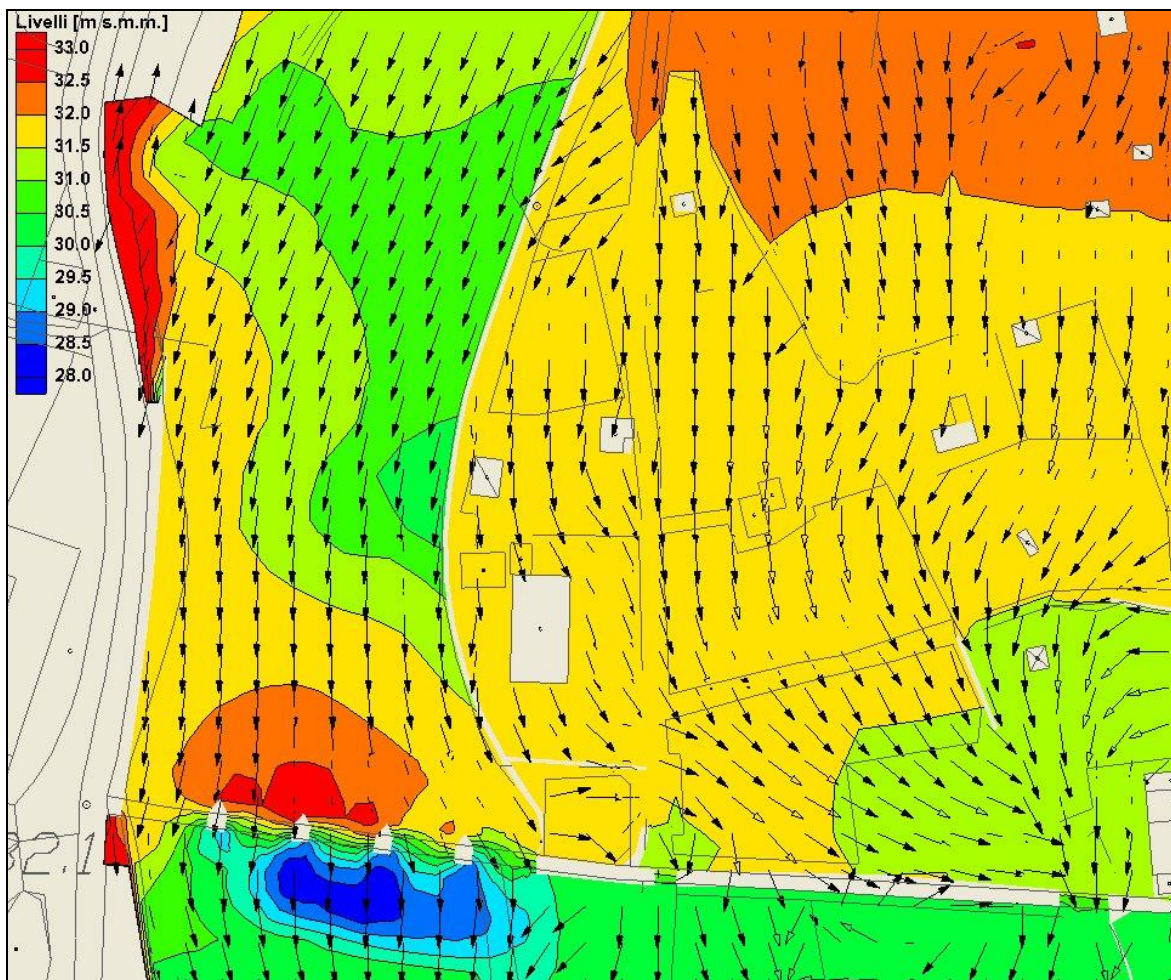


Figura 1-26: Campo di moto in corrispondenza del ponte Romanico (Tr-200).

I volumi transitanti attraverso le 2 luci golenali “libere” del ponte allagano la zona golenale a valle dell’attraversamento (Figura 1-27). Da notare come la propagazione principale si hanno tramite la luce collocata più in sinistra, che convoglia l’acqua anche per portate relativamente basse, determinando l’allagamento di quest’area anche per la piena cinquantennale. Per la piena cinquantennale infatti tutti gli allagamenti in golena sinistra a valle del ponte Romanico sono causati dall’acqua che passa attraverso questa luce. Il rigurgito causato dal ponte XXV Aprile risulta particolarmente critico per l’abitato di Taggia in destra idraulica, infatti l’insufficienza del ponte, che va in pressione per eventi duecentennali, comporta il superamento del muro di sponda e l’allagamento dell’abitato. In sinistra invece il rigurgito e conseguente deflusso verso la zona golenale va solo ad aggravare una situazione già compromessa.

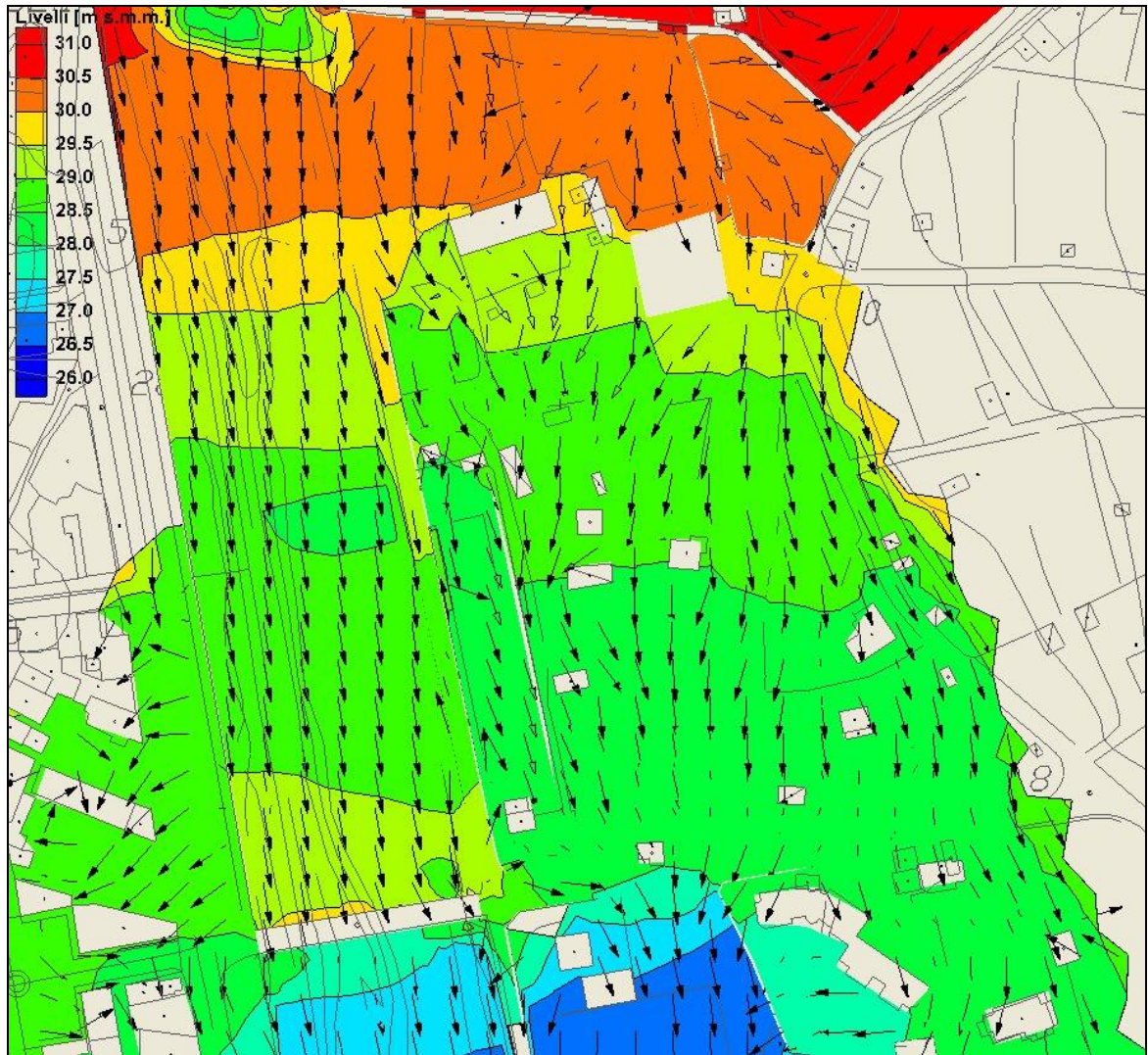


Figura 1-27: Campo di moto tra il ponte Romanico e il ponte XXV Aprile (Tr-200).

A valle le acque tendono a riconfluire in alveo, vincolate dall'avvicinamento del versante collinare alla sponda del fiume.

Il punto critico successivo è determinato dal ponte di Levà, insufficiente per la portata duecentennale. In tale situazione si determinano condizioni di moto in pressione, con formazione di sovralti a monte che causano esondazioni sia in destra che in sinistra idraulica. In sinistra, a causa delle quote inferiori, l'allagamento si propaga sino al rilevato dell'Aurelia (Figura 1-28).

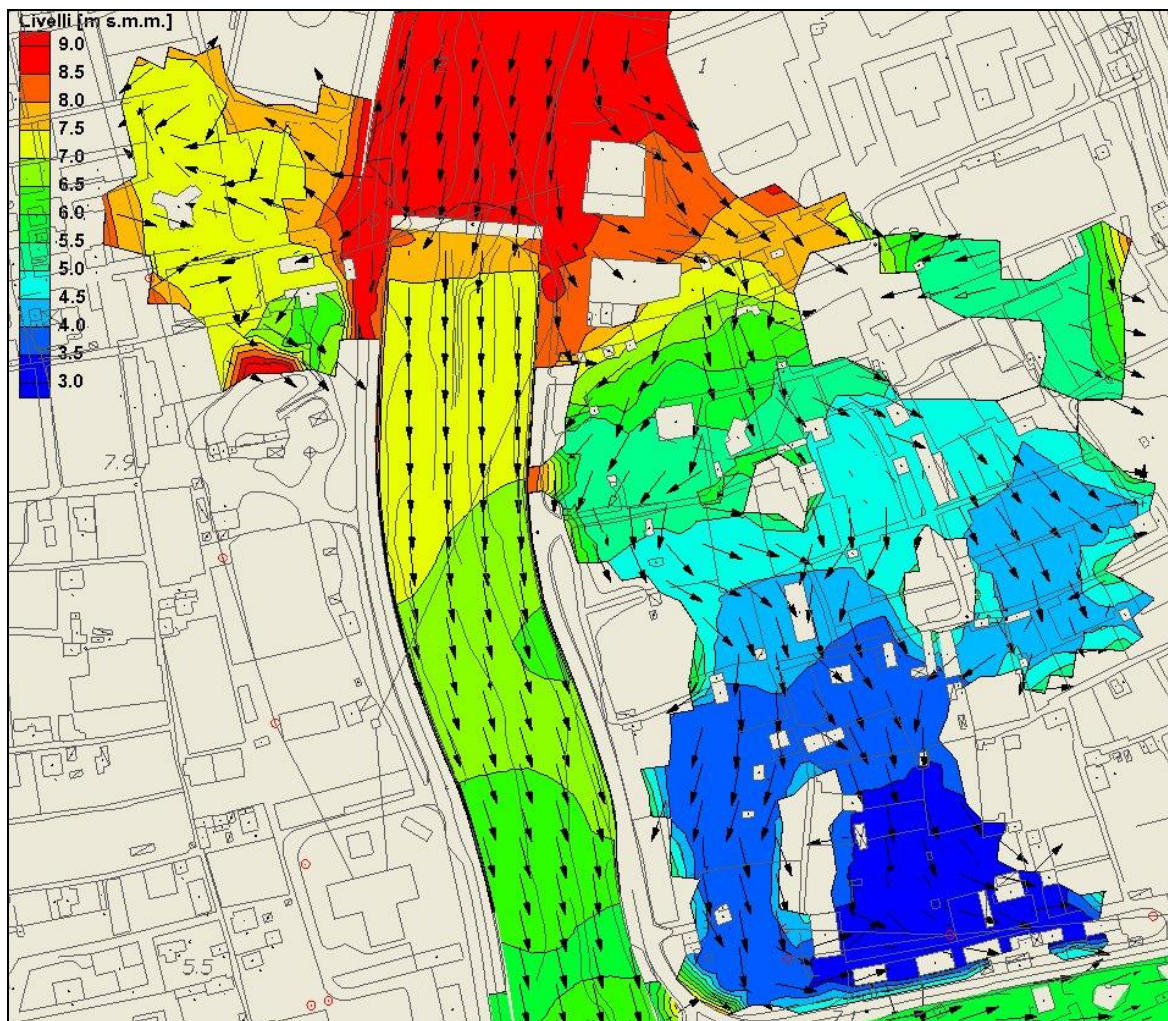


Figura 1-28: Campo di moto a valle del ponte di Levà (Tr-200).

Il punto maggiormente critico del tratto in esame è determinato dal ponte della linea ferroviaria dismessa, che provoca esondazioni anche per eventi con tempo di ritorno cinquantennale. Per la piena duecentennale il ponte va in pressione instaurando a monte livelli di circa 6 m s.l.m.m. che provocano l'allagamento con tiranti d'acqua notevoli sia in destra che in sinistra idraulica. Si hanno sfiori lungo il rilevato ex ferroviario che degrada leggermente e quindi ha quote inferiori all'estradosso del ponte, come pure passaggi d'acqua dovuti alla presenza dei tombini sul rilevato (Figura 1-29).



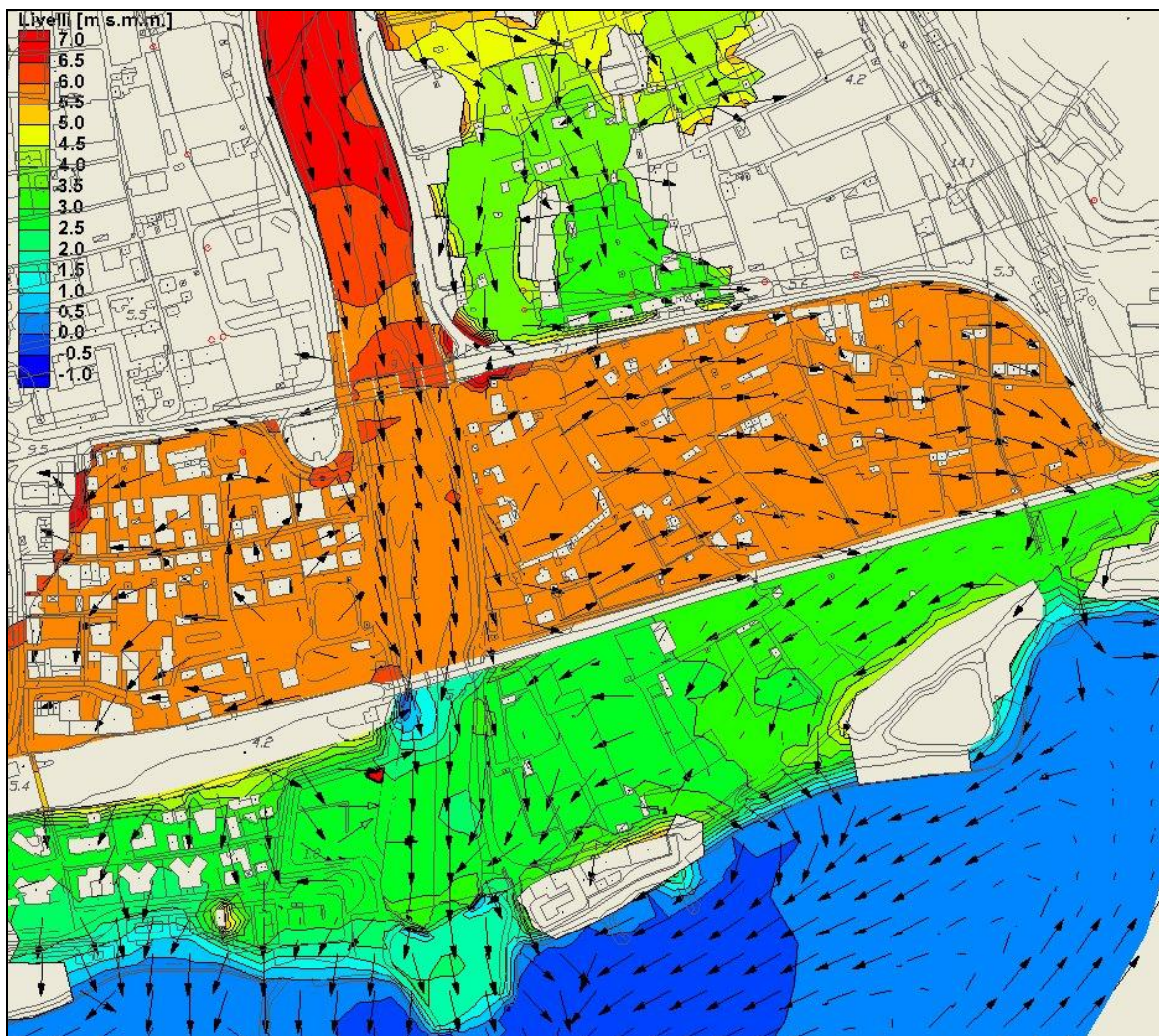
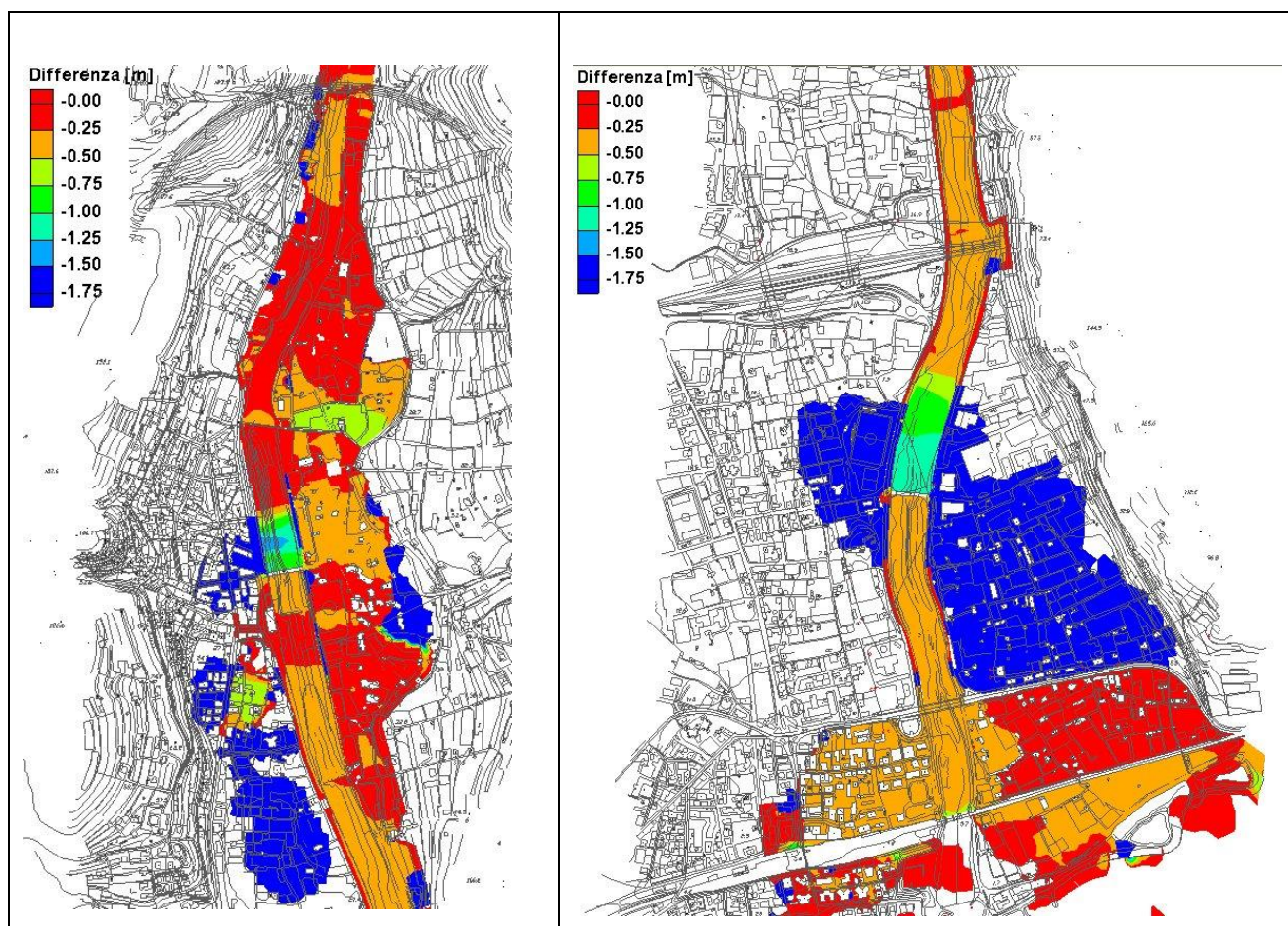


Figura 1-29: Campo di moto tra il ponte dell'Aurelia e la foce (Tr-200).

Le quote idriche a valle del ponte di foce sono attorno ai 3 m s.l.m.m., per cui si hanno estesi allagamenti anche tra il rilevato ex ferroviario e la spiaggia, non essendoci in questo tratto nessun tipo di difesa. Tali livelli si instaurano a causa dell'ancora notevole portata in transito attraverso il ponte, circa  $1450 \text{ m}^3/\text{s}$ , che necessita di un ampio tratto per dissipare la sua energia fino allo sbocco a mare; in corrispondenza dei moli esterni il livello è ancora di circa 0.8 m s.l.m.m..

Come anticipato al precedente *paragrafo 1.5.4.1*, le verifiche idrauliche effettuate mediante codice di calcolo bidimensionale considerando idrogrammi "equivalenti statisticamente", con portata al colmo inferiore e volume di piena superiore, hanno evidenziato (come peraltro era lecito attendersi visto le caratteristiche del corso d'acqua indagato) una situazione meno gravosa in termini di allagamento rispetto

a quanto ottenuto dalle verifiche relative all'evento che massimizza le portate di piena. Nella *Figura 1-30* viene illustrata la differenza di allagamento tra le due simulazioni: si nota come l'evento con portata critica risulta essere sempre più gravoso rispetto a quello a maggior volume (in particolare il colore blu indica zone che sono allagate per la T200 "critica" e non lo sono per quella "equivalente statisticamente").



*Figura 1-30: Differenza di allagamento tra la portata critica e la portata equivalente al 90% (Tr-200)*

Come si evince dalla figura sopra riportata, la sola riduzione al 90% del picco di piena determina la completa eliminazione di tutte le situazioni di esondazione che si innescano in destra e sinistra idraulica per l'evento critico a monte del ponte di Levà (determinando poi, in sinistra idraulica, vasti allagamenti fino al rilevato della S.S.1), nonché la significativa diminuzione dei contributi di esondazione a monte del ponte dell'Aurelia stessa in sinistra idraulica connessi a rigurgito del manufatto/insufficienza spondale.

Anche nelle zone di monte si nota la notevole riduzione delle aree di allagamento, con eliminazione di esondazioni sia nell'abitato di Taggia in destra idraulica che nella zona di S. Martino in sinistra idraulica.

In aggiunta alle situazioni di non allagamento sopra evidenziate, in linea generale si riscontra il sensibile abbassamento dei tiranti idrici nelle zone che permangono di esondazione, con riduzioni medie sulle aree allagate dell'ordine di 25-50 cm.

Con riferimento sempre agli eventi di piena T200, tali differenze in termini di aree esondate trovano giustificazione delle particolari condizioni idrauliche del corso d'acqua, il quale in più zone "critiche" (ad esempio all'altezza di Taggia e Levà) presenta un'officiosità idraulica non di molto inferiore alla massima portata al colmo. D'altra parte le (minori) zone per le quali si ha una capacità di portata sensibilmente inferiore alla portata al colmo (ad esempio immediatamente a valle del viadotto A.d.F. o il tratto a valle della S.S.1), le condizioni di allagamento che si hanno per idrogrammi (equiprobabili) a maggior volume non risultano significativamente differenti (o peggiorative) rispetto a quelle determinate dagli idrogrammi "di picco": ciò in considerazione del fatto che non si ha, per le caratteristiche orografiche dell'area, accumulo del volume esondato, per cui l'estensione degli allagamenti e le velocità di scorrimento sono determinate principalmente dal valore di portata che passa da una data sezione (e quindi dal picco di piena), più che dalla permanenza nel tempo di un dato valore di portata.

I significativi e rilevanti risultati ottenuti delle simulazioni di cui sopra hanno perciò consentito un'analisi di sensitività del comportamento del corso d'acqua al calare del picco di piena (con incremento di volume), escludendo di fatto la necessità di ulteriori verifiche "equiprobabili" (ad esempio a partire dall'idrogramma equivalente Q75% esplicitato nello studio *Valutazione delle portate e dei volumi idrici di piena* del Politecnico di Milano, 2007 nonché di altri eventuali idrogrammi determinati sulla base di una portata di soglia prefissata) e verificando, come atteso, che l'idrogramma con massima portata al colmo è effettivamente quello che determina situazioni più gravose in termini di allagamento

### 1.5.6 *Analisi di pericolosità ai sensi della DGR 250/2005*

Per la definizione della pericolosità si sono innanzitutto predisposte le mappe con tiranti e velocità massime per le piene con tempo di ritorno 50 e 200 anni. Per fare ciò per ogni nodo della mesh sono stati determinati i valori massimi di tirante e velocità e sono stati esportati i file con le coordinate dei nodi e i valori massimi. Questi file sono stati importati in ArcView e sono stati costruiti i TIN relativi, i TIN sono stati successivamente trasformati in grid con passo 1 m, tali grid sono stati utilizzati per la redazione delle tavole:

- Carta dei tiranti massimi, tempo di ritorno 50 anni;
- Carta delle velocità massime, tempo di ritorno 50 anni;
- Carta dei tiranti massimi, tempo di ritorno 200 anni;
- Carta delle velocità massime, tempo di ritorno 200 anni.

I grid sono stati successivamente elaborati con un apposito programma che sulla base dei 4 valori di ogni cella determina in che ambito normativo la cella ricada applicando la metodologia della DGR 250/2005. Il risultato ottenuto dalla mera applicazione della metodologia è poi stato rielaborato in modo critico per evitare la presenza di aree a bassa pericolosità interne ad aree con più alta pericolosità come prescritto dalla normativa. Il risultato è riportato nella tavola della Carta degli Ambiti Normativi.

Nella tavola della Carta delle fasce di inondabilità con indicazione delle zone A0 e B0 vengono invece evidenziate le aree a bassa pericolosità relativa (appunto A0 e B0) secondo quanto definito nella DGR 250/2005.

Le risultanze della presente analisi sono state ulteriormente integrate, a partire dai dati di tiranti e velocità dello studio idraulico di dettaglio, per renderle conformi ai criteri della DGR 91/2013, che ha sostituito la DGR 250/2005.

### 1.5.7 *Influenza degli elementi urbanistico – edilizi sulla dinamica di inondazione*

Come evidenziato al paragrafo 1.5.3 della Relazione Generale, "la mesh è stata costruita con estrema cura per riuscire a rappresentare al meglio la dinamica di esondazione e cogliere in modo corretto le variazioni, anche repentine, delle

caratteristiche della corrente. Per tale motivo sono stati inseriti tutti i muri significativi, escludendo muretti di altezza ridotta e non importanti al fine del deflusso, imponendo in essi una condizione al contorno interna per la valutazione della portata stramazzone. La definizione di tali muretti è stata fatta eliminando dalla mesh gli elementi che li rappresentano ed imponendo nel file di esecuzione del modello la loro definizione come weir con relativa quota di sfioro.

I muri schematizzati di maggiore importanza sono:

- a) muro in sinistra idraulica al margine della strada che costeggia le serre dal viadotto A.d.F. verso valle;
- b) muro in sinistra idraulica che taglia a 45° la zona delle serre;
- c) muri in sinistra e destra idraulica a monte del Ponte Romanico, in sinistra è stato considerato anche il muro perpendicolare che limita il concessionario FIAT;
- d) muri in sinistra e destra idraulica a monte del ponte XXV Aprile;
- e) muro in sinistra idraulica che limita il campo sportivo a monte del ponte XXV Aprile, non sormontabile;
- f) muro in sinistra idraulica a valle del ponte XXV Aprile che delimita il campo sportivo, non sormontabile;
- g) muro in sinistra idraulica a valle del precedente che delimita il campo da tennis e di calcetto;
- h) muro in sinistra idraulica che delimita un edificio nella zona di nuova lottizzazione;
- i) muro in destra idraulica a monte del ponte di Levà che limita il campo sportivo, non trascinabile;
- j) rilevato ferroviario della linea FFSS dismessa.”

Ai fini di un'analisi del tema analizzato (quali opere possono influenzare significativamente i risultati della modellazione idraulica), tra le opere sopra elencate è necessario in primis individuare ed “isolare” i muri arginali (“c” e “d”) che, oltre a rappresentare gli elementi di maggior rilevanza per caratteristiche e dimensioni tra quelli considerati, svolgono (purtroppo in alcuni casi con caratteri di insufficienza) proprio la funzione di contenimento e difesa idraulica. Tali opere

inevitabilmente incidono sulle zone e caratteristiche di allagamento del torrente Argentina, in larga parte ovviamente in termini positivi ma talvolta (si pensi all'abbassamento della linea di difesa immediatamente a monte del ponte romanico – sponda sinistra – ) in senso negativo, determinando zone a maggiore/minore criticità che la costruzione di dettaglio della mesh realizzata ha consentito di cogliere correttamente.

Al contrario la maggior parte degli elementi “fuori alveo” sopra richiamati possono al più determinare modifica nei processi di dinamica “locale”, con potenziali e non significative variazioni di tirante/velocità nella zona limitrofa all'elemento, ma globalmente assolutamente non incidenti sui processi di propagazione delle portate esondate e/o sulla determinazione di aree critiche o meno.

Tali effetti risultano peraltro possibili anche gli per edifici presenti all'interno dell'area di studio, che sono stati affrancati dalla griglia di calcolo nell'ambito delle verifiche condotte, potendo, in questo modo, ottenere la valutazione del moto dell'acqua attorno ad essi, solo nelle vie effettive che essa ha a disposizione per espandersi durante l'evento di piena.

E' di fatto da escludersi il fatto che un'area, nello stato di fatto affrancata da allagamento, possa risultare in situazione critica qualora l'opera venisse rimossa. Questo sia per le caratteristiche di esondazione proprie del corso d'acqua esaminato (vincolate, specie per la parte più monte, in larga parte all'orografia del territorio), sia se si considera che tali elementi, ancorché talvolta territorialmente rilevanti – si pensi ai muri dei campi sportivi in sinistra Taggia o destra Levà - non presentano mai i caratteri di estensione e continuità tali da garantirne i caratteri di elemento di valenza “idraulica”.

Nella maggior parte delle situazioni tali muri “fuori alveo” risultano infatti molto spesso di estensione assai limitata (muro FIAT, muri delle lottizzazioni, muretti delle serre), venendo quindi facilmente “aggirati” dalle dinamiche di propagazione delle portate esondate, sono caratterizzati da aperture e varchi (ovviamente inserite nella mesh) che ne vanificano ogni funzione di contenimento.

## **1.6 Trasporto solido e tendenze evolutive dell'alveo**

### **1.6.1 Caratterizzazione granulometrica**

Ai fini della caratterizzazione granulometrica del corso d'acqua nel tratto indagato, sono stati preliminarmente acquisiti i dati in possesso dell'Amministrazione relativi a precedenti campagne granulometriche svolte relativi a n. 4 campionamenti effettuati lungo il T. Argentina nel tratto A.d.F. – foce.

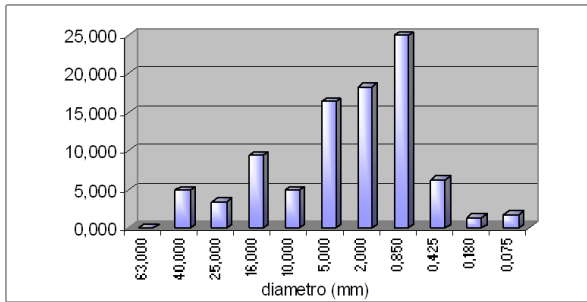
I quattro campionamenti, procedendo da monte verso valle, risultano così ubicati:

- C1 all'altezza della sezione 106 di rilievo (1340 PdB, viadotto A.d.F.);
- C2 all'altezza della sezione 80 di rilievo (1255 PdB monte ponte XXV Aprile);
- C3 all'altezza della sezione 39 di rilievo (1144 PdB monte ponte FF.SS.);
- C4 all'altezza della sezione 18 di rilievo (1073 PdB valle ponte Levà).

Considerata l'entità dei depositi presenti in alveo, l'analisi è stata condotta differenziando preliminarmente il materiale grossolano dal materiale fino: per il primo si è fatto quindi riferimento a metodologie di classificazione di tipo statistico (4 stendimenti lunghi 30 m ciascuno, con successiva raccolta delle dimensioni dei campioni riscontrati in intervalli standardizzati ed, infine, elaborazione dei dati ottenuti) nel secondo caso si è fatto ricorso ad analisi di laboratorio realizzate mediante setacciatura di n. 4 campioni prelevati (standard A.S.T.M.). I risultati ottenuti sono stati interpolati con il preciso intento di ottenere una curva granulometrica caratteristica del materiale trasportato valida per ognuno dei n. 4 quattro tratti analizzati.

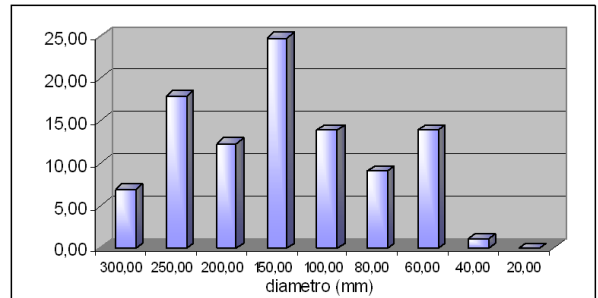
**C1**

*Materiale fine*

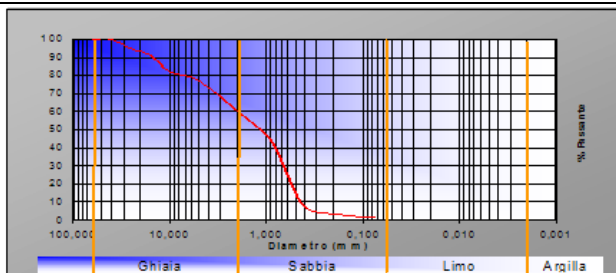


Frequenza classi granulometriche fine

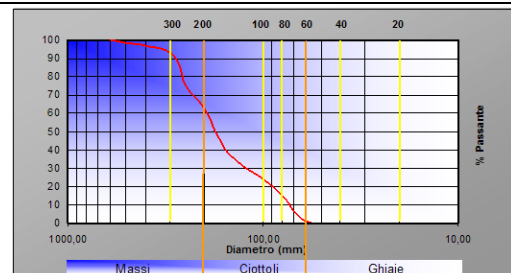
*Materiale grossolano*



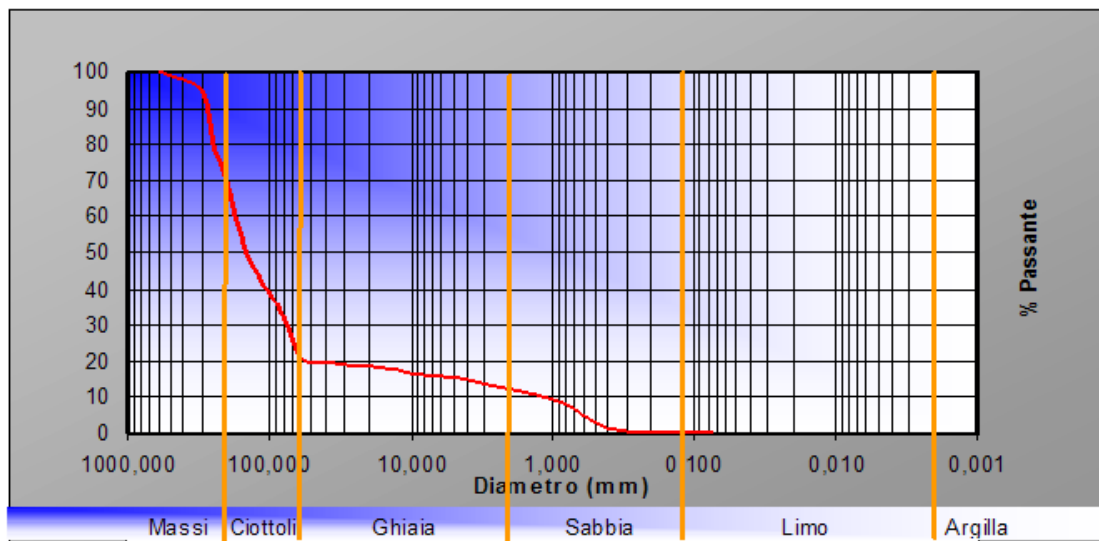
Frequenza classi granulometriche grossolano



Curva granulometrica fine



Curva granulometrica grossolano

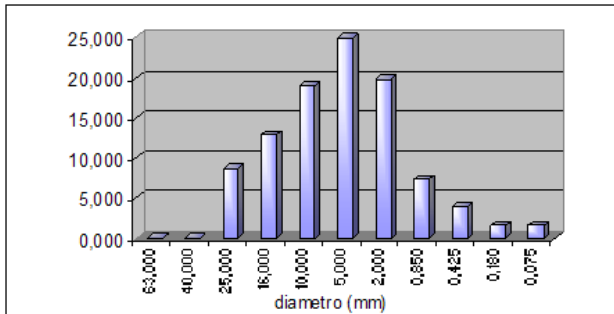


Curva granulometrica complessiva



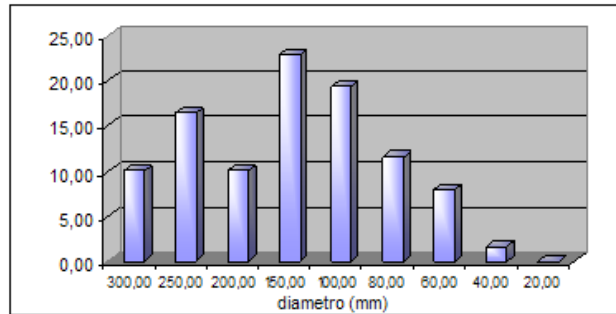
**C2**

*Materiale fine*

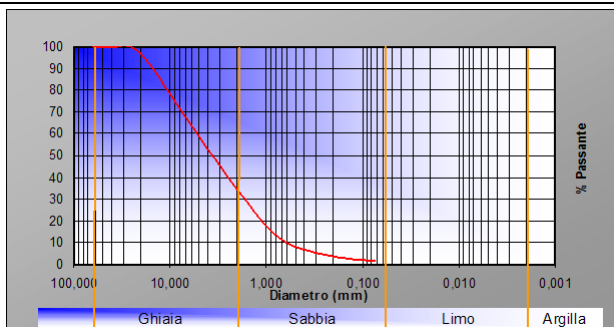


Frequenza classi granulometriche fine

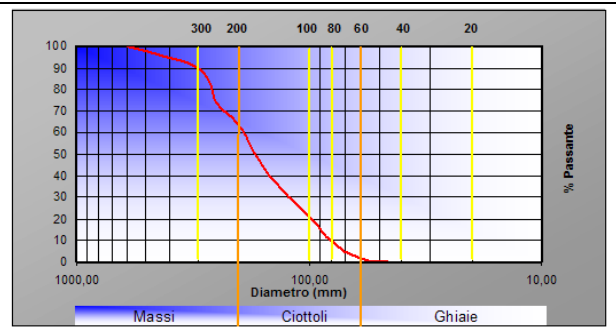
*Materiale grossolano*



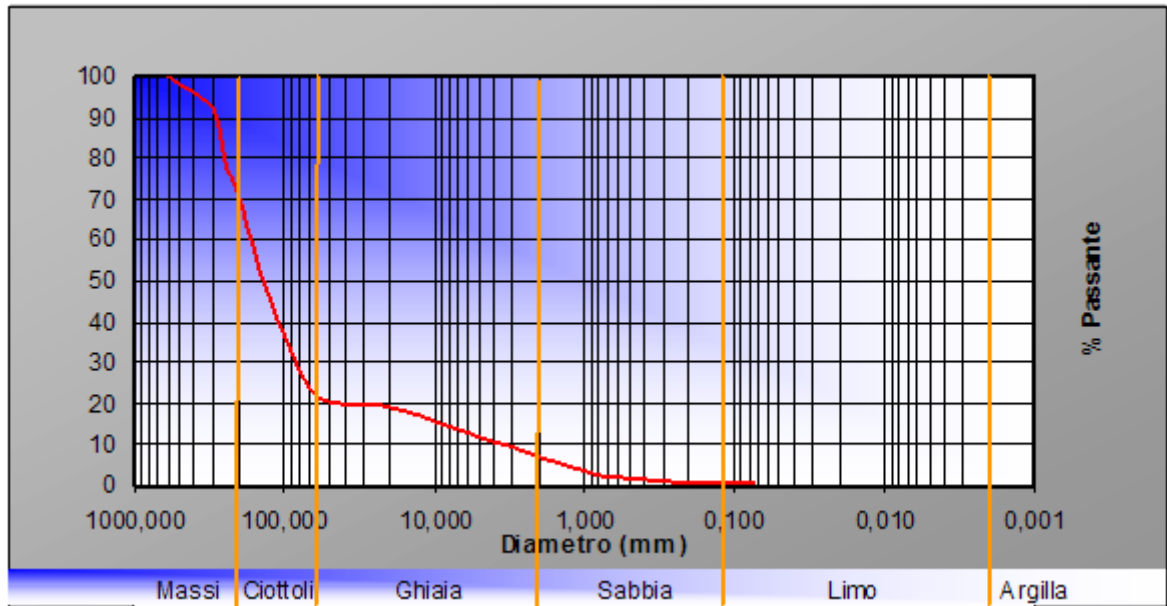
Frequenza classi granulometriche grossolano



Curva granulometrica fine



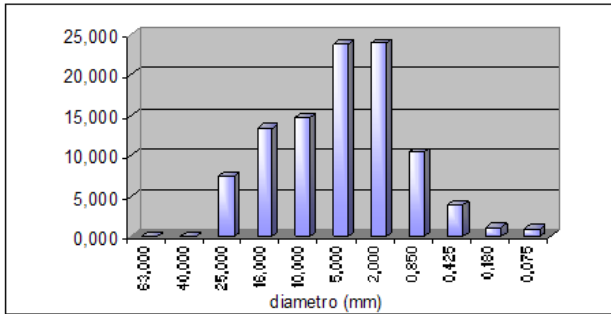
Curva granulometrica grossolano



Curva granulometrica complessiva

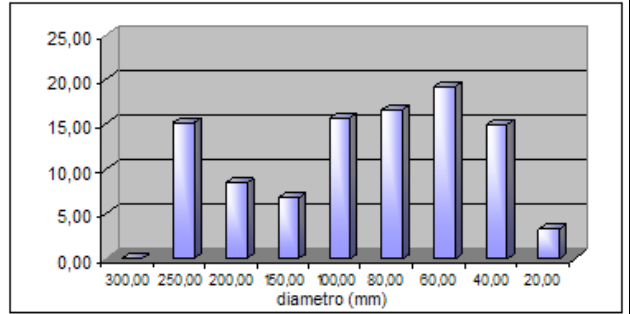
**C3**

*Materiale fine*

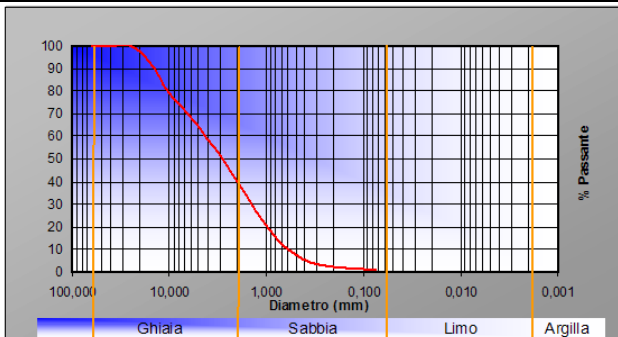


Frequenza classi granulometriche fine

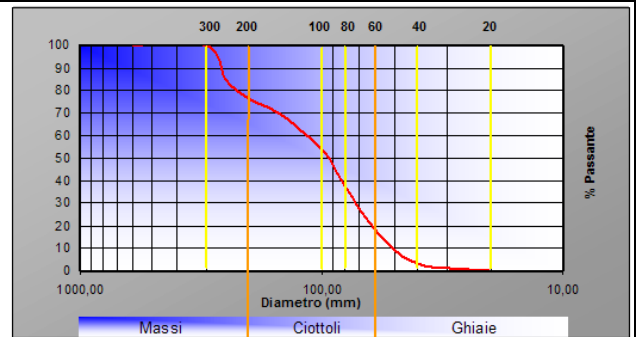
*Materiale grossolano*



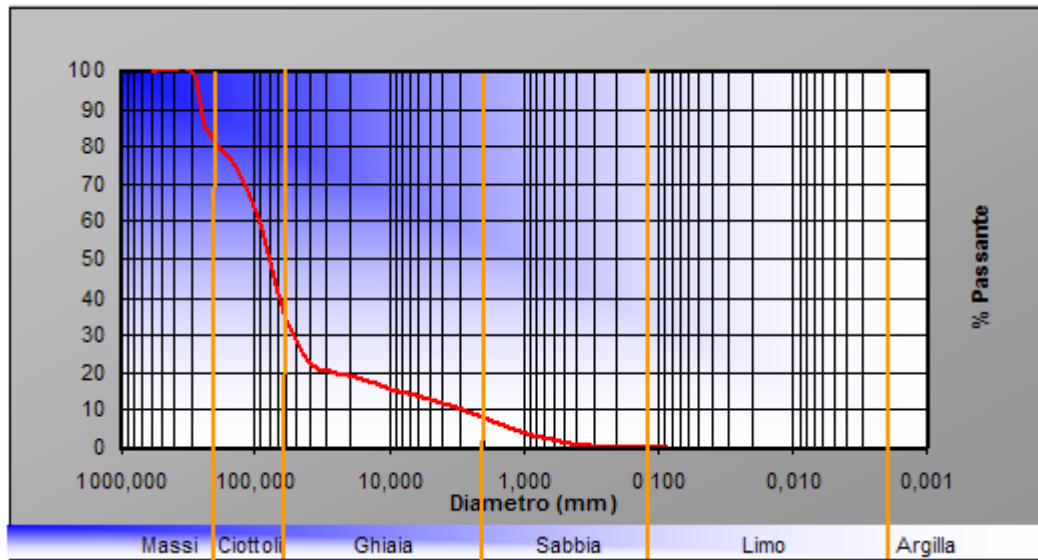
Frequenza classi granulometriche grossolano



Curva granulometrica fine



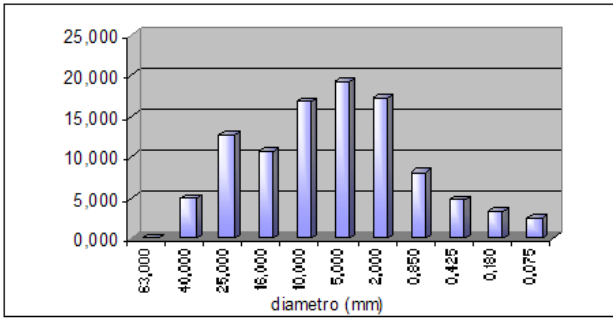
Curva granulometrica grossolano



Curva granulometrica complessiva

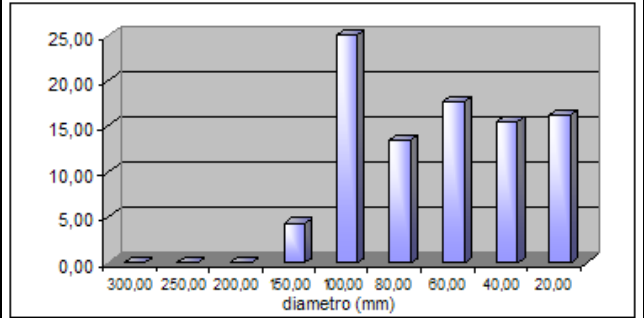
### C4

#### Materiale fine

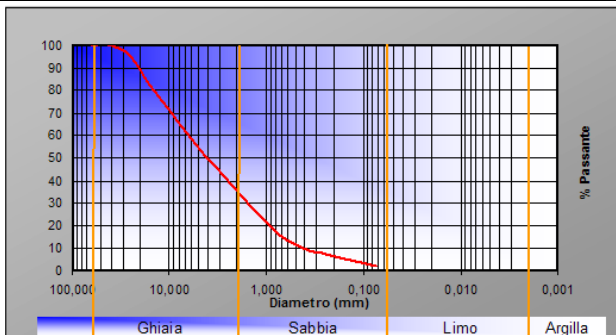


Frequenza classi granulometriche fine

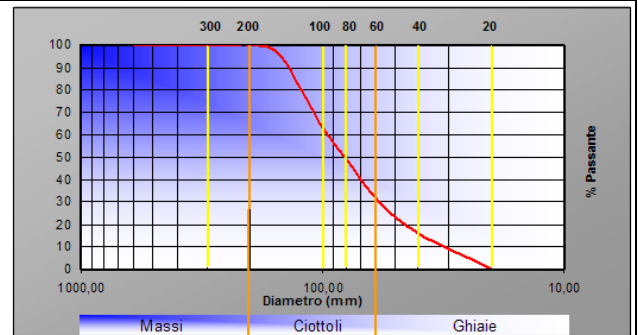
#### Materiale grossolano



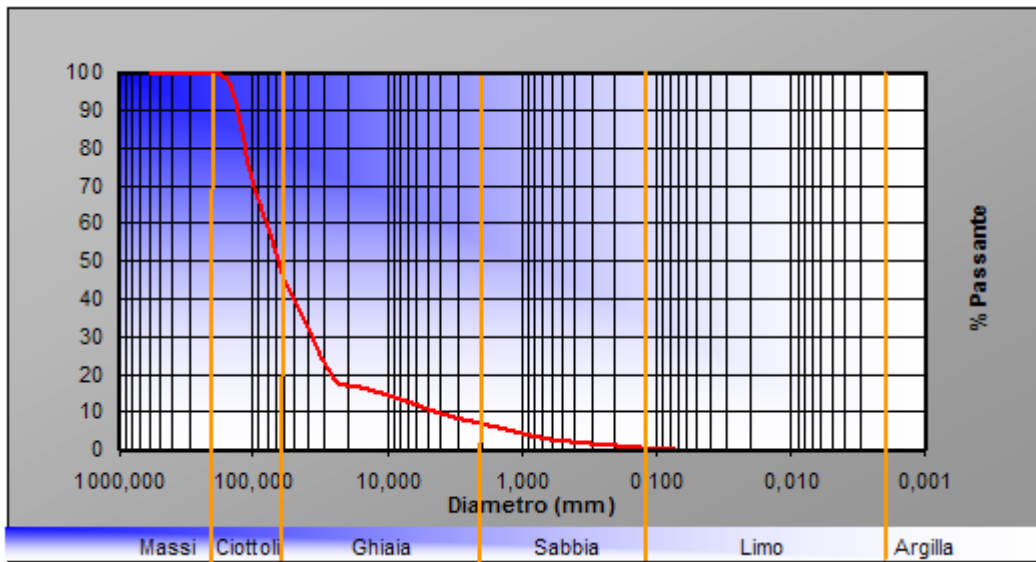
Frequenza classi granulometriche grossolano



Curva granulometrica fine



Curva granulometrica grossolano



Curva granulometrica complessiva

	C1			C2			C3			C4		
	fine	grossolano	comple ssiva	fine	grossolano	comple ssiva	fine	grossolano	comple ssiva	fine	grossolano	comple ssiva
Nome campione	Sabbia con ghiaia debolmente limosa	Ciottoli con massi		Ghiaia con sabbia debolmente limosa	Ciottoli con massi e poche ghiaie		Ghiaia con sabbia debolmente limosa	Ciottoli con pochi massi e ghiaie		Ghiaia con sabbia debolmente limosa	Ciottoli con ghiaie	
d <sub>60</sub> (mm)	2	200	200	4	200	180	4	110	90	3	100	95
d <sub>10</sub> (mm)	0.5	80	1.5	0.7	90	1.2	0.6	50	2	0.5	30	2
Coeff. Uniformità (d <sub>60</sub> /d <sub>10</sub> )	4.0 (uniforme)	2.5 (uniforme)	133.3 (non uniforme)	5.7 (poco uniforme)	2.2 (uniforme)	150 (non uniforme)	6.7 (poco uniforme)	2.2 (uniforme)	45 (non uniforme)	6.0 (poco uniforme)	3.3 (uniforme)	47.7 (non uniforme)

### 1.6.2 Codice di calcolo

Le verifiche di trasporto solido sono state effettuate mediante il codice di calcolo *SRH – Sedimentation and River Hydraulic* sviluppato dall'*US Department of Interior*. *SRH* è un modello idrodinamico e sedimentologico in grado di simulare condizioni di moto stazionario e vario.

Per le analisi in moto stazionario *SRH* adotta lo *standard step method* per la risoluzione dell'equazione dell'energia. Anche la valutazione delle perdite di carico tra le sezioni è analoga a quella impiegata dal software dell'*U.S. Army Corps*. Si rimanda quindi a quanto illustrato in merito al codice di calcolo Hec-Ras al precedente *paragrafo 1.4.2.1*.

Per le simulazioni in moto vario e la risoluzione delle equazioni che governano il fenomeno (equazione di continuità e momento) *SRH* utilizza uno schema numerico basato su metodi alle differenze finite su una griglia sfalsata (i punti di calcolo delle variabili *Q* e *A* non sono coincidenti, ma alternati).

Lo schema presenta caratteri di instabilità in prossimità dello stato critico: per risolvere questi problemi l'algoritmo di calcolo introduce un coefficiente di riduzione " $\sigma$ " in grado di smorzare i termini inerziali (accelerazione locale e convettiva) dell'equazione della quantità di moto allorché il numero di Froude tende all'unità, secondo quanto previsto dalla metodologia di calcolo denominata *LPI (Local Partial Inertia Technique – Fread and Lewis 1988)*. In particolare *SHR*

consente di adottare due diverse formulazioni del coefficiente  $\sigma$ , la prima delle quali presa da FLDWAV (Fread and Lewis 1988), la seconda derivata da MIKE 11 (DHI Software, 2000).

In particolare *SRH* consente poi l'analisi morfodinamica mediante simulazioni dei processi di trasporto delle frazioni coesive e non coesive. Le tre componenti di trasporto considerate in *SRH* consistono nella valutazione della movimentazione verso valle dei sedimenti (*sediment routing*), nella valutazione dei processi di mescolamento del materiale di fondo (*bed material mixing*), e nella stima dei processi di consolidamento della frazione coesiva nel tempo (*cohesive sediment consolidation*).

In merito alla *sediment routing*, è possibile fare riferimento a valutazioni di moto vario (che tengono conto della variazione nel tempo della concentrazione del trasporto in sospensione nel tempo) o a valutazioni di moto stazionario attraverso l'equazione di Exner (che considera al contrario che le variazioni di volume del trasporto in sospensione sia di gran lunga inferiore alle variazioni di volume relative a trasporto di fondo, ipotesi valida proprio per simulazioni di lungo termine).

Per quanto concerne in particolare le valutazioni di trasporto della frazione coesiva si può fare riferimento a diverse formulazioni, ognuna delle quali è caratterizzata da un certo campo di validità a seconda dei diametri in gioco.

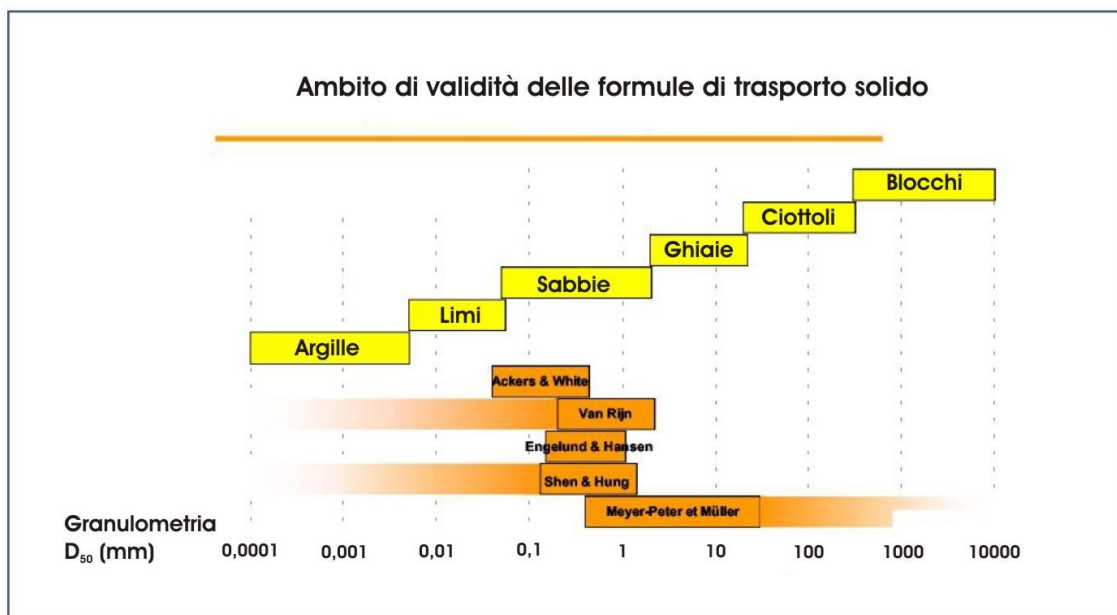


Tabella 1-3 – Ambito di validità delle formule di trasporto solido di uso più frequente

*SRH* consente l'impiego di diverse formule di trasporto (Meyer – Peter – Muller, Wong and Parker, Laursen, Engelund and Hanse, Ackers and White, Yang et al, Wu, ecc...).

Ai fini della presente analisi si è fatto riferimento per il trasporto solido al fondo alla formula di Meyer-Peter-Muller (nel seguito MPM, 1948), che presenta uno dei maggiori campi di validità e, risultando abbastanza “centrata” con le granulometrie del caso in esame, risulta la più adatta ai fini della presente analisi.

La formula, nella versione rianalizzata da Wong and Parker (2006) implementata con *SRH*, risulta data da:

$$\frac{q_{bi}}{\sqrt{g(s-1)d}} = 3.97 \left( \frac{RS}{(s-1)d} - 0.0495 \right)^{1.5}$$

con:

$q_b$  = trasporto solido al fondo per unità di larghezza;

$d$  = diametro medio delle particelle;

$s$  = densità relativa;

$R$  = raggio idraulico;

$S$  = pendenza della linea dell'energia.

L'impiego del codice monodimensionale *SRH* ha consentito l'analisi morfodinamica di stato di fatto del corso d'acqua indagato che, tralasciando fenomeni di trasporto nelle aree di esondazione - non oggetto della presente analisi, presenta caratteristiche spiccatamente monodimensionali. Inoltre il codice di calcolo ha consentito di estendere l'analisi sia di lungo termine che di evento alla configurazione di progetto (*paragrafo 1.7.2.3*) per valutare gli effetti degli interventi proposti sui processi di dinamica fluviale.

### 1.6.3 Calibrazione del modello e valutazioni di lungo termine

Per la messa a punto del modello di trasporto solido si dovrebbe effettuare la taratura dei coefficienti delle formule di trasporto riproducendo l'evoluzione del corso d'acqua rilevabile tra almeno 2 rilievi effettuati a diversi anni di distanza ed

utilizzando le portate del fiume nel periodo tra i due rilievi. Nel caso di studio ciò non è possibile non essendo presenti 2 rilievi confrontabili ed eseguiti a distanza temporale sufficientemente estesa.

Si evidenzia infatti come una procedura di calibrazione efficace e completa necessiti di diverse informazioni fra loro correlate ed in grado di coprire un arco temporale dell'ordine di qualche decina di anni, in virtù dei tempi con i quali si sviluppano i fenomeni di dinamica fluviale indagati:

- ✓ informazioni di rilievo topografico (profili e sezioni del corso d'acqua);
- ✓ serie storiche delle portate;
- ✓ informazioni in merito agli interventi antropici realizzati nel periodo considerato che possono aver modificato/inciso sulle naturali tendenze evolutive del corso d'acqua.

Nella pratica applicativa rarissimi sono i casi in cui si ha effettiva disponibilità di tutte le informazioni sopra illustrate: per questa ragione nella maggioranza dei casi si procede a calibrazioni degli strumenti di calcolo basandosi sulle granulometrie di fondo riscontrate mediante campionamento, oltre che dalle evidenze in merito ad eventuali problematiche erosive e/o di sovralluvionamento dei vari tratti caratterizzanti il corso d'acqua indagato.

La finalità di tale analisi è duplice:

- definire piani di monitoraggio e di manutenzione del corso d'acqua;
- ponderare gli interventi di messa in sicurezza nel rispetto degli equilibri esistenti, anche per evitare la perdita di efficacia delle opere progettate nell'arco di pochi anni.

In particolare dall'analisi del tratto in esame si può ipotizzare che l'alveo sia in condizioni stabili, non presentandosi problemi di scalzamento delle pile dei ponti e delle difese di sponda e nemmeno sovralluvionamenti evidenti.

Nella prima fase si è perciò cercato di ottenere una configurazione stabile utilizzando la curva di durata derivata dalle portate giornaliere registrate alla stazione di Merelli. La scala delle durate delle portate per il periodo 1951 – 1970 relativa a tale stazione indica una portata superiore a circa  $10 \text{ m}^3/\text{s}$  per 30 giorni all'anno e superiore a  $30 \text{ m}^3/\text{s}$  per 10 giorni all'anno. Valutato, attraverso alcune simulazioni preliminari, trascurabile il trasporto per portate più basse è stato

simulato un periodo di 5 anni ricostruito considerando la portata di 10 m<sup>3</sup>/s per 100 giorni e quella di 30 m<sup>3</sup>/s per 50 giorni, alternando 2 giorni a 10 m<sup>3</sup>/s e 1 giorno a 30 m<sup>3</sup>/s. Per la definizione della granulometria di fondo si sono utilizzati i 4 campionamenti descritti precedentemente, interpolando linearmente tra i 4 punti di rilievo. Per l'imposizione della condizione al contorno di monte è stato aggiunto un tratto di alcuni km con pendenza costante pari a 0.7%, di poco superiore a quella del primo tratto a valle dell'A.d.F., imponendo condizioni di acqua chiara a monte di questo tratto, lasciando quindi alla capacità di trasporto della corrente la definizione del trasporto nella sezione a monte dell'A.d.F., inizio del tratto di interesse. Come già anticipato è stata utilizzata la formula di trasporto di Meyer Peter Muller, che, come precedentemente evidenziato, è apparsa la più adatta viste le granulometrie presenti. I risultati della prima simulazione effettuata sono riportati nella *Figura 1-31* in cui è evidenziata l'evoluzione del talweg al termine della simulazione. Si possono notare considerevoli depositi, superiori a 1.8 m, in corrispondenza del ponte Romanico e superiore a 1.2 m nel tratto di foce. L'analisi completa dei risultati ha messo in evidenza che i depositi sono legati all'asportazione della parte fina che si deposita poi nei tratti in cui si hanno gli allargamenti.



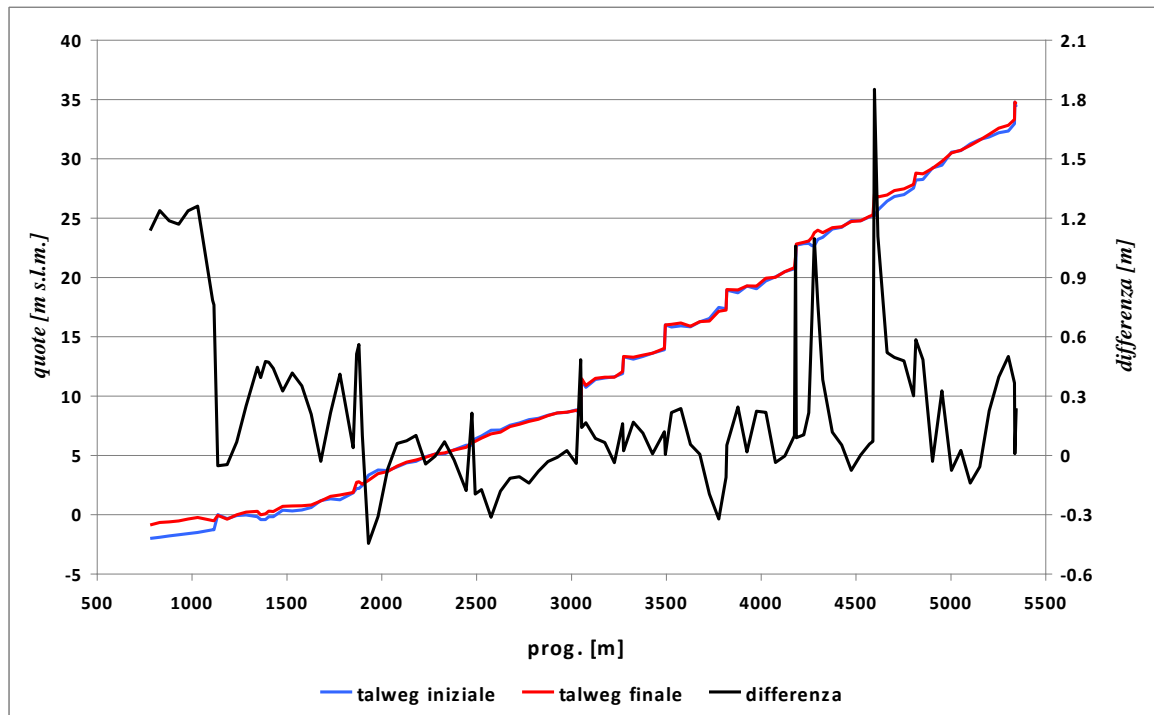


Figura 1-31: Evoluzione del talweg nella prima simulazione per la messa a punto del modello.

Si è perciò ripetuta la simulazione ripartendo con la geometria originale, rilevata, imponendo la granulometria ottenuta dalla simulazione, tale procedura è stata ripetuta 4 volte. La Figura 1-32 riporta la distribuzione del  $d_{50}$  iniziale e al termine delle simulazioni. A parte le oscillazioni legate agli allargamenti restringimenti delle sezioni che influiscono molto sulla velocità e quindi sulla capacità di trasporto, si può notare che l'andamento della granulometria finale è analoga a quella iniziale, decrescendo da monte verso valle, ma quella finale risulta con diametri maggiori. Di fatto le simulazioni effettuate hanno portato ad un "corazzamento" dell'alveo rispetto ai rilievi effettuati. Tale corazzamento è da imputarsi a 3 fattori distinti: gli stendimenti per la valutazione della granulometria sono stati fatti nelle parti d'alveo in cui non si ha il transito delle portate di magra e quindi più soggette a deposizione di materiali fini che possono essere asportati anche da portate relativamente basse; visto l'ampio spettro di granulometrie presenti sono stati utilizzati 2 metodologie diverse per determinare i diametri del materiale grosso e fino, in particolare per prelevare il materiale fino si è presumibilmente reso necessario lo spostamento di quello più grossolano, alterando in parte le reali

percentuali del materiale fino; la granulometria tende a mettersi in equilibrio con la formula di trasporto adottata.

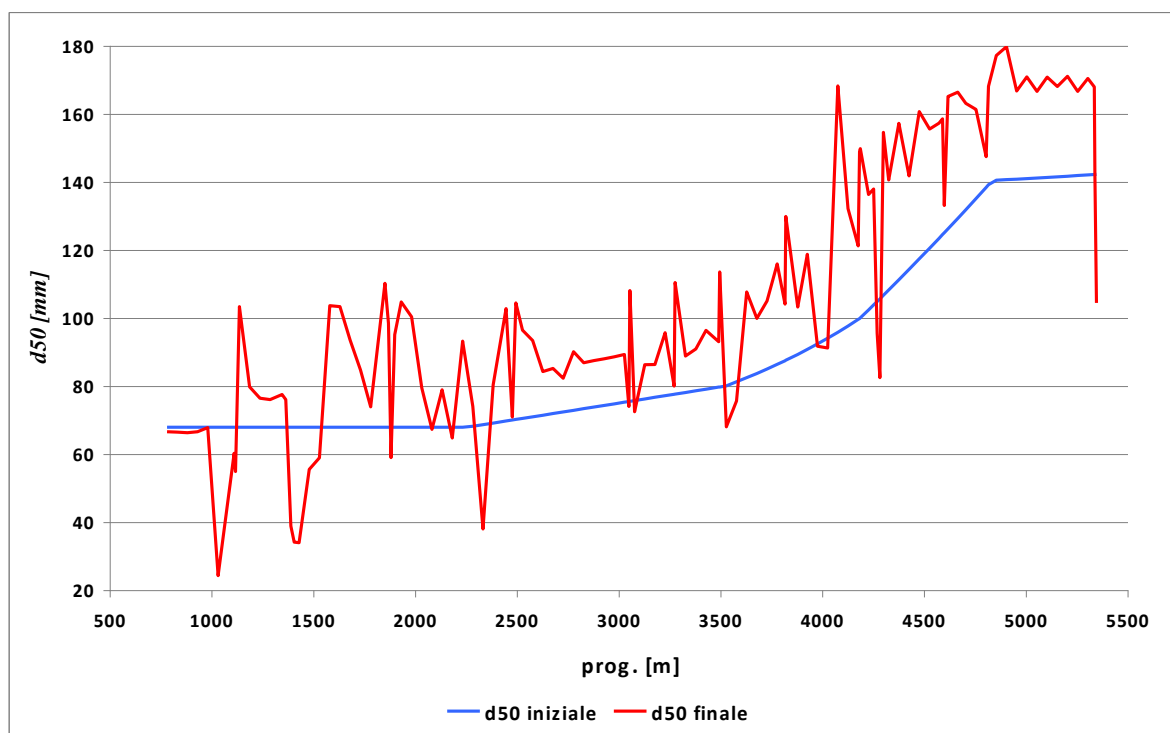


Figura 1-32: Distribuzione del  $d_{50}$  ottenuta al termine delle simulazioni di messa a punto.

Utilizzando la distribuzione granulometrica ottenuta con la serie di simulazioni la geometria di rilievo risulta stabile per le portate inferiori ai  $30 \text{ m}^3/\text{s}$ .

#### 1.6.4 Simulazioni di evento nello stato di fatto

È noto dalla letteratura scientifica che generalmente la portata di modellamento di un fiume corrisponde alla portata con tempo di ritorno tra i 1 e 20 anni. Per tale motivo si sono analizzate le evoluzioni dell'alveo per eventi con 10, 20 e 50 anni di tempo di ritorno. Non si sono considerate portate superiori, per le quali si hanno notevoli esondazioni e che possono essere quindi considerate non rappresentative. La *Figura 1-33* e la *Figura 1-34* riportano rispettivamente l'evoluzione del talweg e della granulometria per un evento con tempo di ritorno 10 anni.

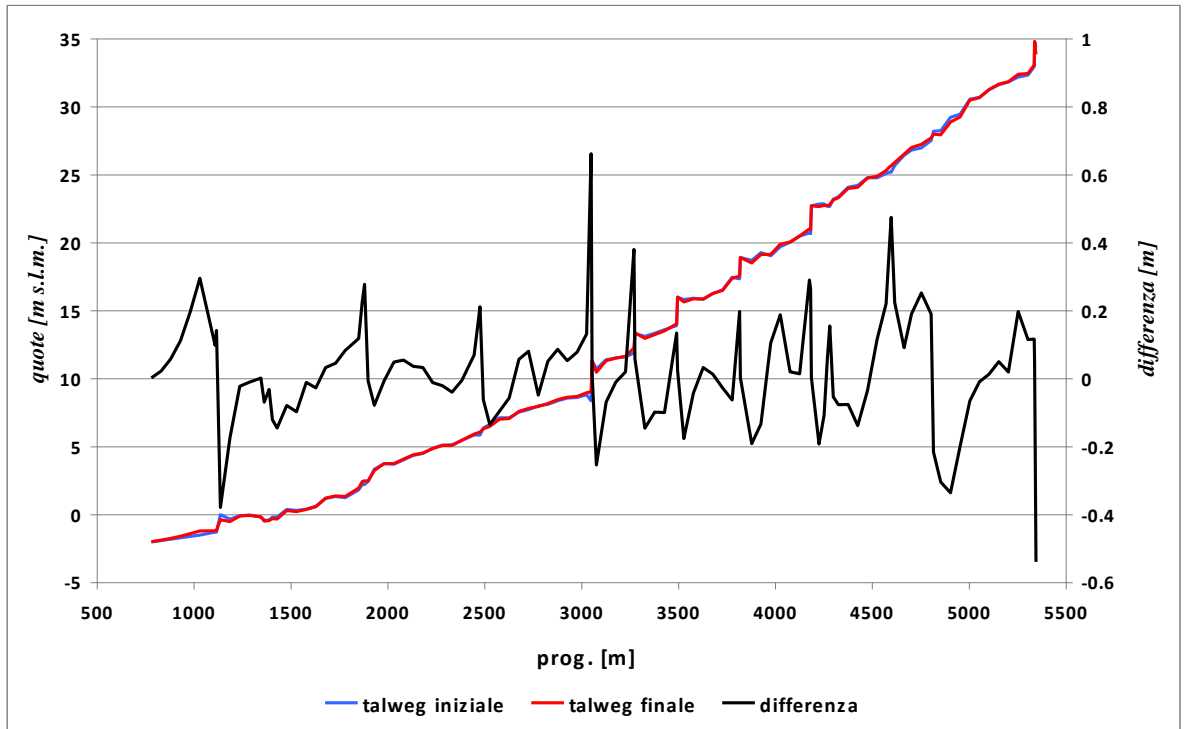


Figura 1-33: Evoluzione del talweg per un evento con  $Tr-10$  anni, attuale.

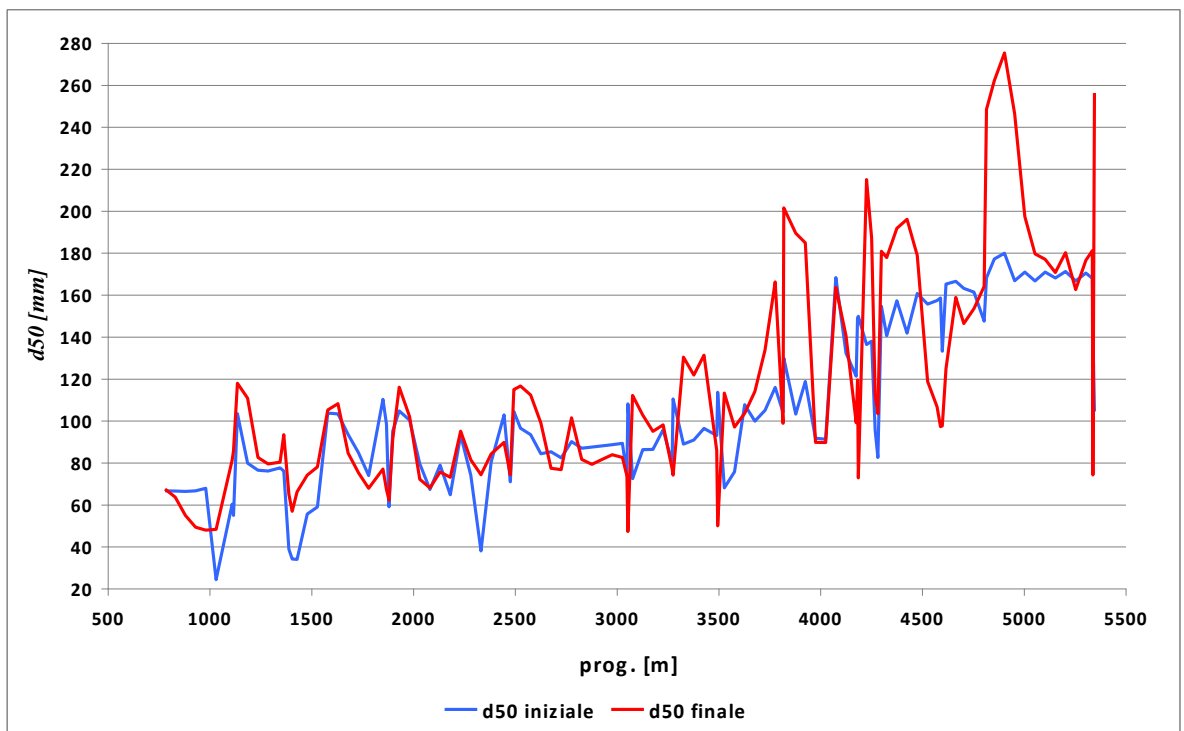


Figura 1-34: Evoluzione della granulometria per un evento con  $Tr-10$  anni, attuale

Si nota che anche con l'evento di 10 anni di tempo di ritorno, che ha un valore al picco della portata di circa  $350 \text{ m}^3/\text{s}$ , la conformazione d'alveo è sostanzialmente stabile. Si notano erosioni a monte delle soglie e depositi a valle. Questo comportamento è legato al fatto che a monte della soglia si ha un'accelerazione della corrente con conseguente aumento del trasporto, mentre a valle si ha un improvviso aumento della sezione liquida e quindi diminuzione della velocità. Il modello non riesce a rappresentare in modo del tutto corretto la presenza della soglia, in particolare nella parte immediatamente a valle in cui la reale dinamica legata al salto favorisce l'erosione. In ogni caso, a parte qualche punto particolare le modificazioni dell'alveo sono contenute tra  $-0.2$  e  $+0.2$  m.

La configurazione attuale appare sostanzialmente stabile anche per un evento con tempo di ritorno di 20 anni che ha un valore di portata al colmo di  $670 \text{ m}^3/\text{s}$ . L'evoluzione del talweg è riportata nella *Figura 1-35* ed è di fatto simile a quella per Tr-10 con leggera amplificazione delle erosioni e dei depositi. Nella *Figura 1-36* è riportata la variazione del  $d_{50}$  per lo stesso evento.

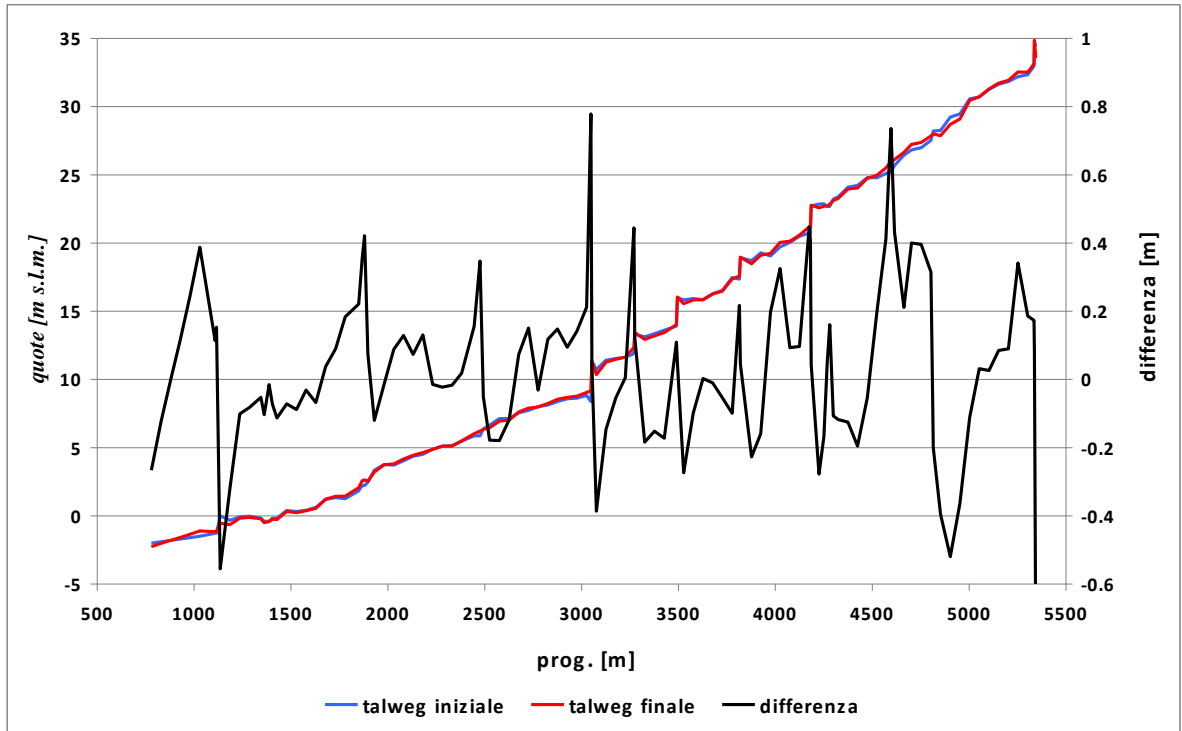


Figura 1-35: Evoluzione del talweg per un evento con  $Tr$ -20 anni, attuale.

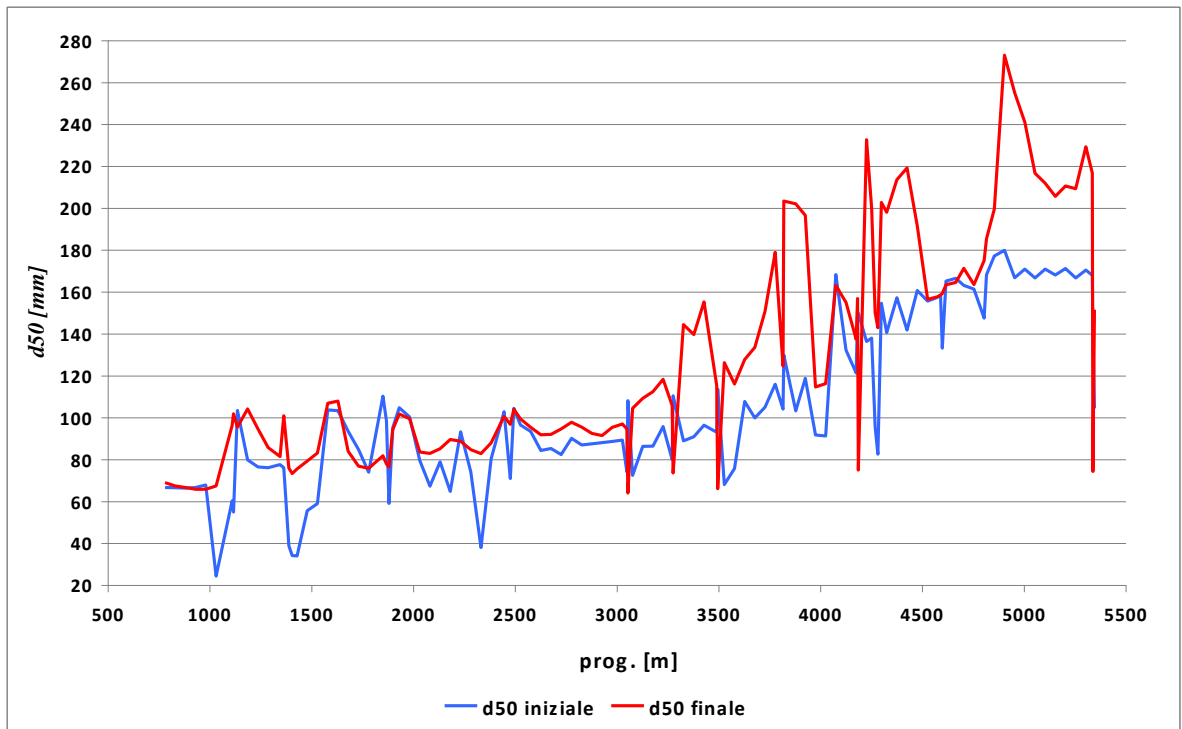


Figura 1-36: Evoluzione della granulometria per un evento con  $Tr$ -20 anni, attuale.

Infine si è valutata l'evoluzione conseguente ad un evento con tempo di ritorno 50 anni. Il tratto che va dal viadotto A.d.F. alla prima soglia tende ad un profilo con

pendenza più costante di quella di rilievo con maggiore tendenza alla deposizione, come si può rilevare nella Figura 1-37. Nella Figura 1-38 è riportata la variazione della granulometria di fondo dovuta all'evento. Anche per questo evento la tendenza evolutiva è essenzialmente quella evidenziata per gli altri 2 eventi come si può notare dalla Figura 1-39.

Le figure successive mostrano l'evoluzione del talweg e della granulometria durante i 3 eventi analizzati, nelle sezioni:

- 104 subito a valle della soglia in corrispondenza del viadotto A.d.F. (1330 PdB);
- 95 sezione in cui si ha la maggiore erosione nel tratto di monte (1300 PdB);
- 86 a monte del ponte Romanico (1286 PdB).

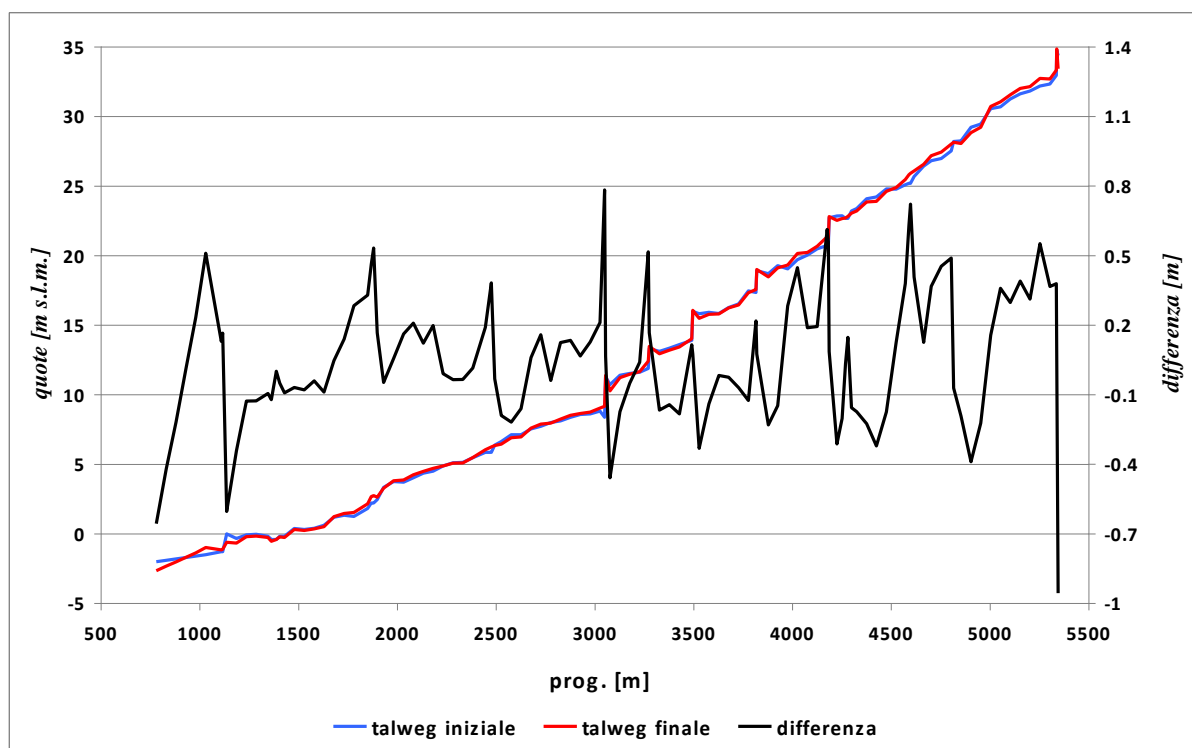


Figura 1-37: Evoluzione del talweg per un evento con  $T_r$ -50 anni, attuale.

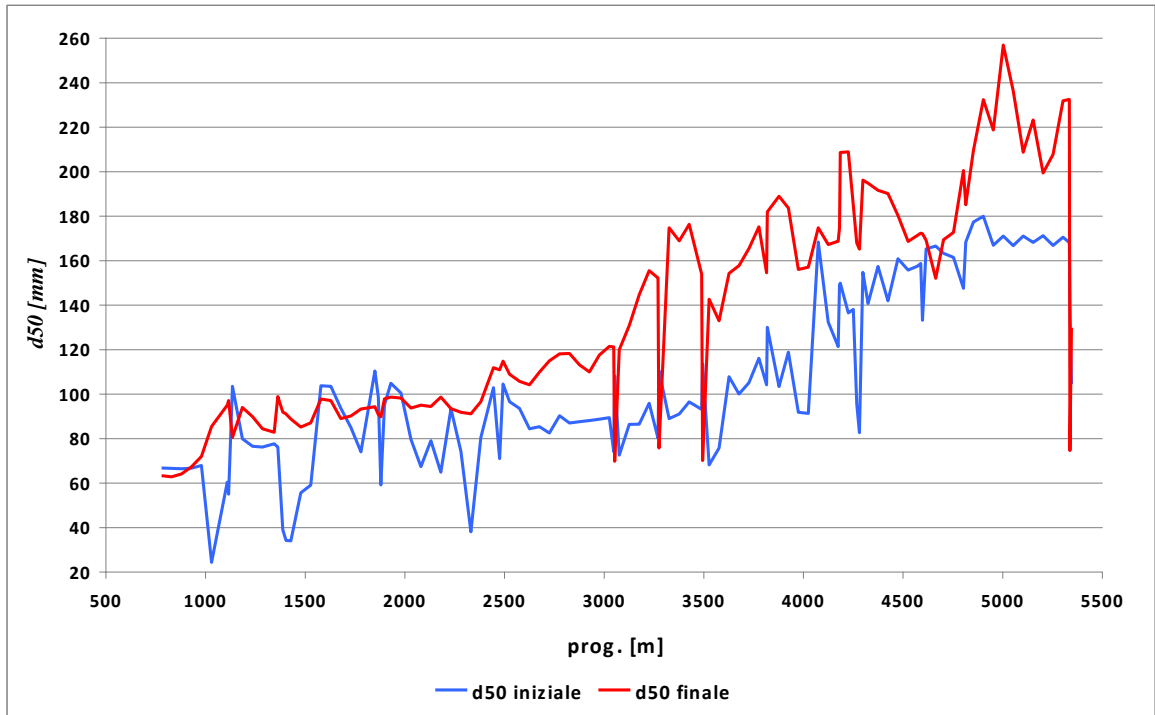


Figura 1-38: Evoluzione della granulometria per un evento con  $Tr$ -50 anni, attuale.

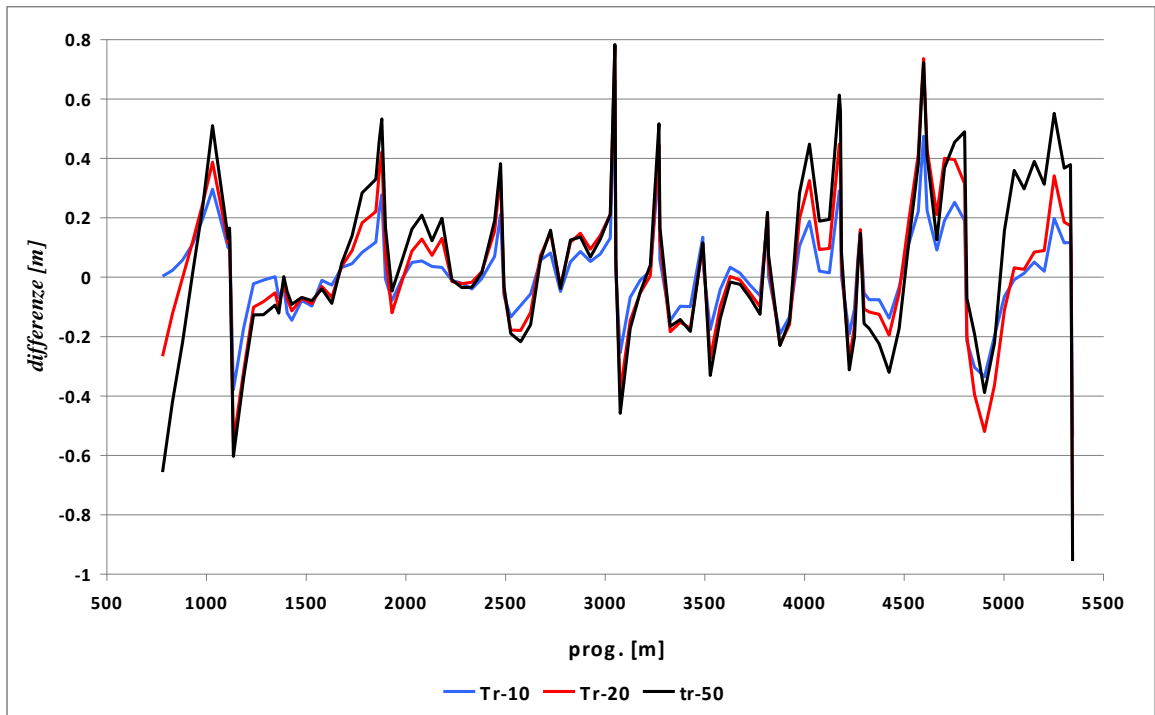


Figura 1-39: Confronto tra le variazioni del talweg nei tre diversi casi analizzati, attuale.

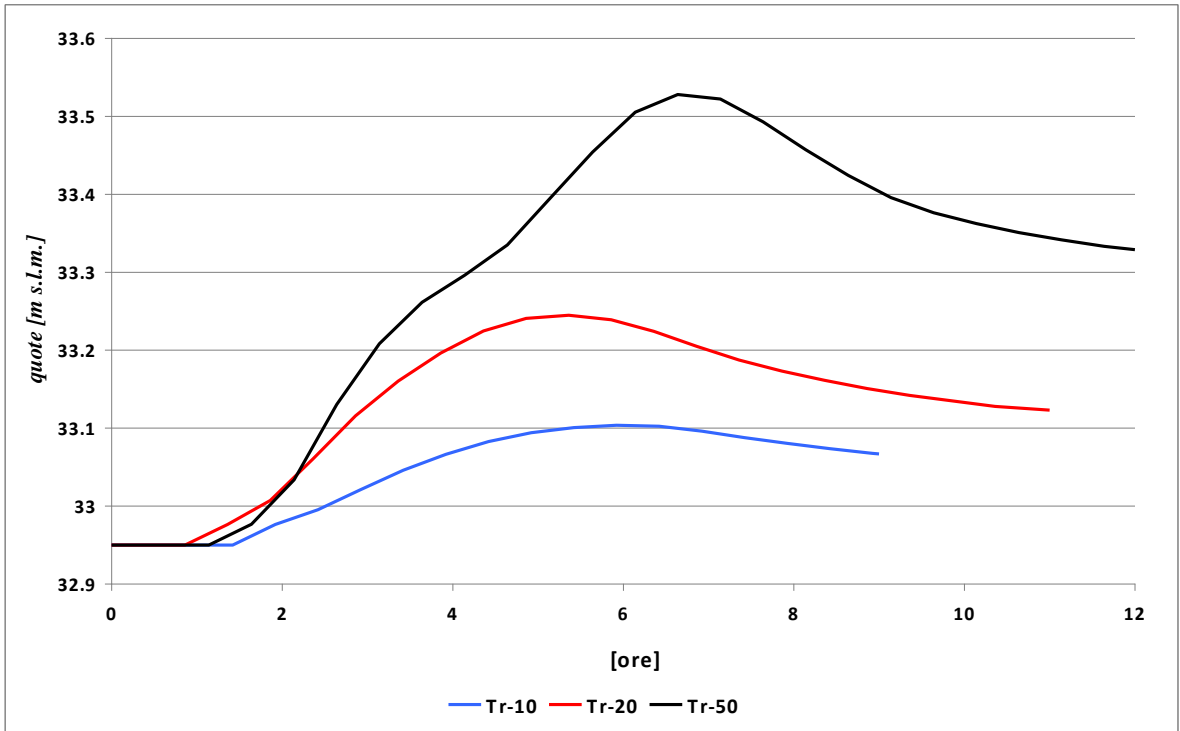


Figura 1-40: Variazione della quota di talweg durante gli eventi di piena nella sezione 104 (1330 PdB), attuale.

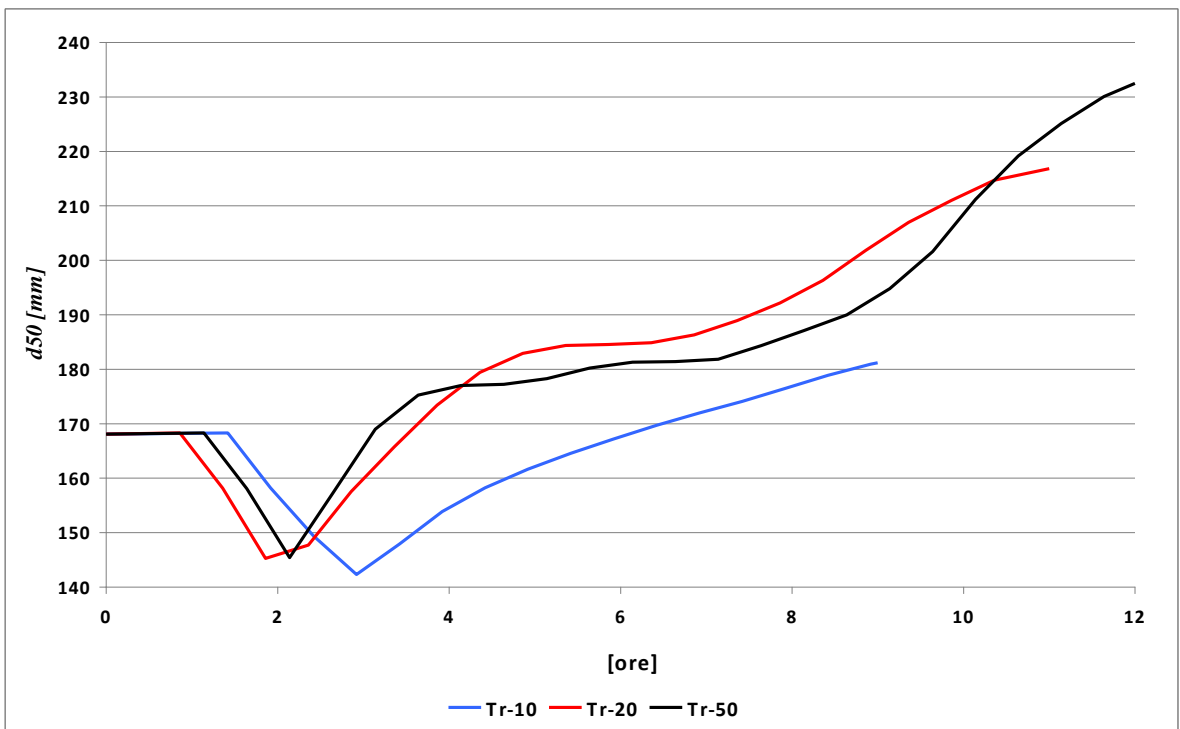


Figura 1-41: Variazione della granulometria durante gli eventi di piena nella sezione 104 (1330 PdB), attuale.



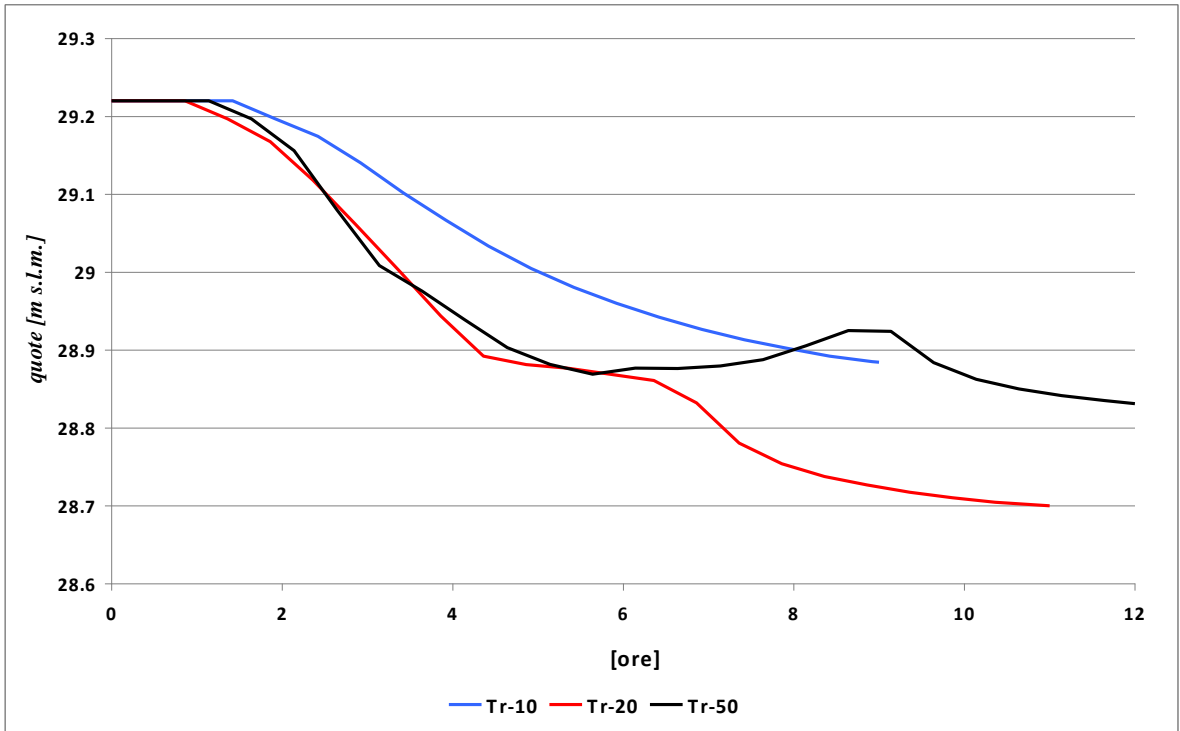


Figura 1-42: Variazione della quota di talweg durante gli eventi di piena nella sezione 95 (1300 PdB), attuale.

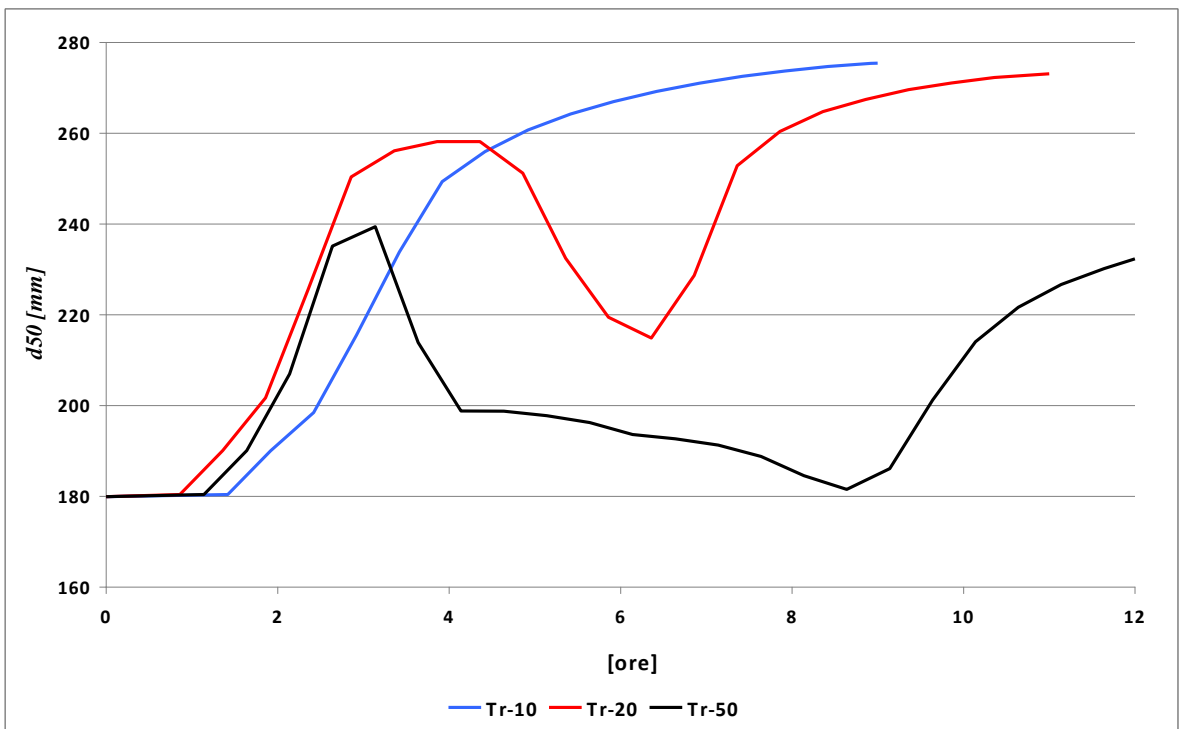


Figura 1-43: Variazione della granulometria durante gli eventi di piena nella sezione 95 (1300 PdB), attuale.

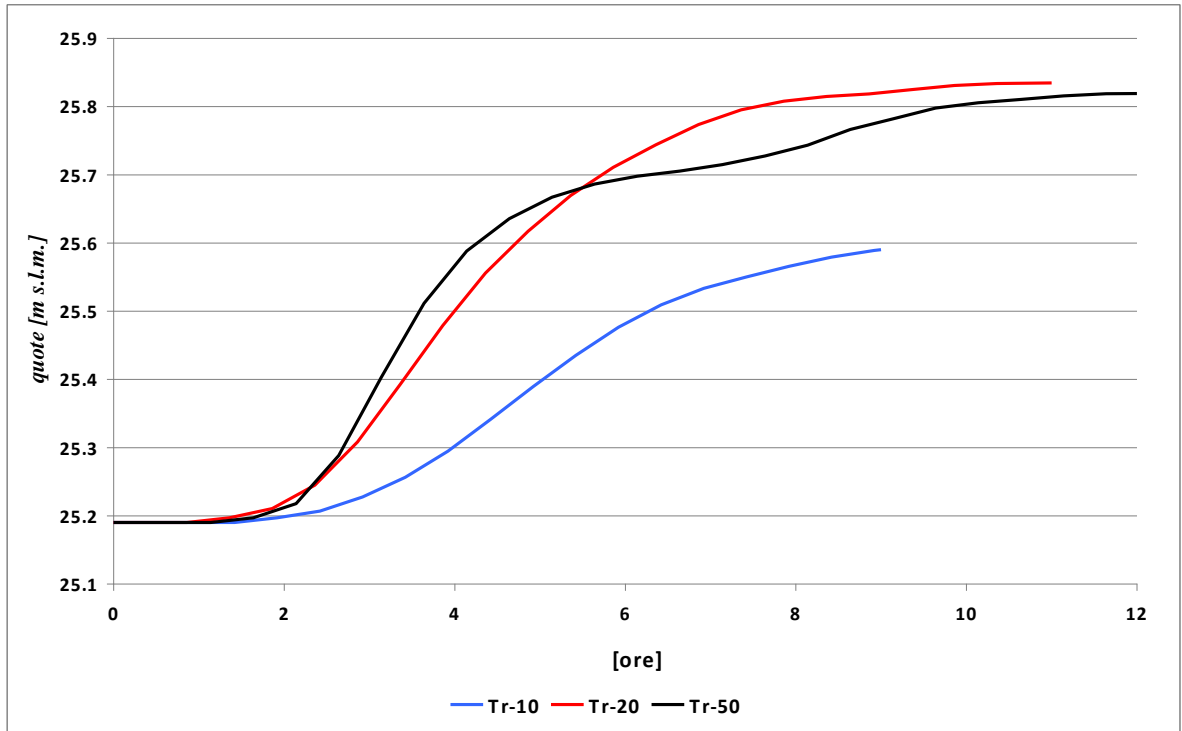


Figura 1-44: Variazione della quota di talweg durante gli eventi di piena nella sezione 86 (1270 PdB), attuale.

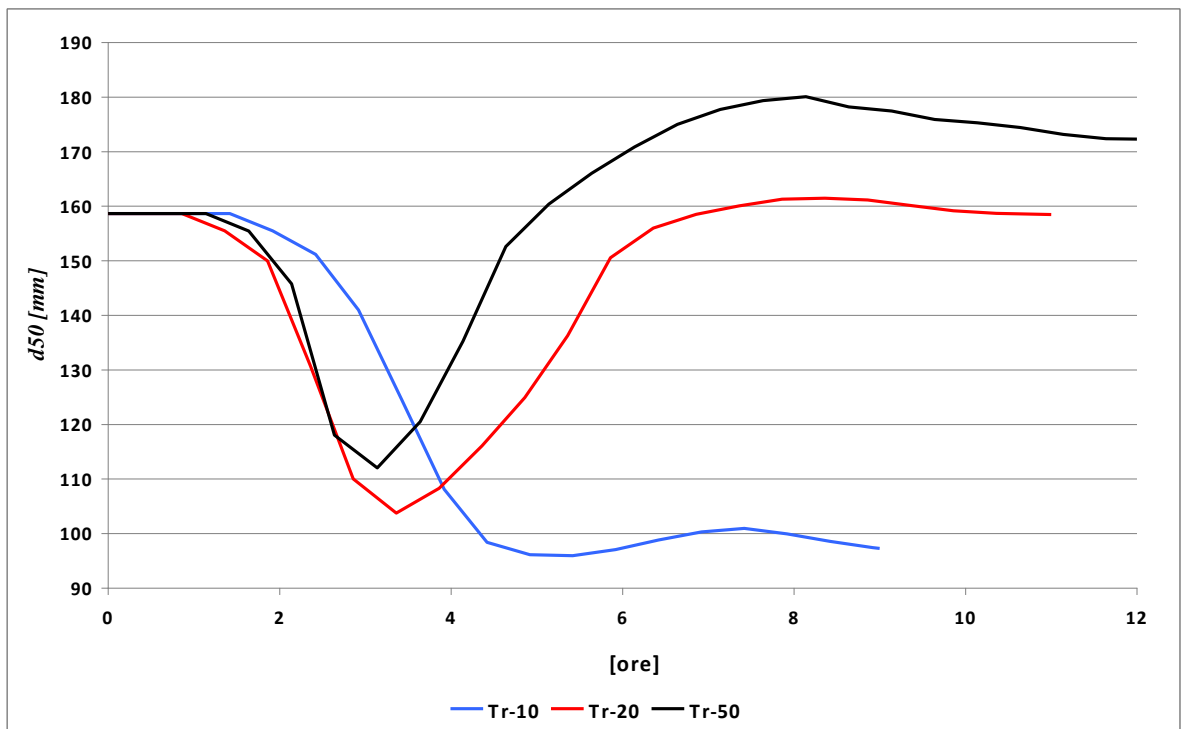


Figura 1-45: Variazione della granulometria durante gli eventi di piena nella sezione 86 (1270 PdB), attuale.

## **1.7 Previsioni progettuali per la messa in sicurezza idraulica**

### **1.7.1 Analisi multicriteriale delle possibili alternative di intervento**

#### **1.7.1.1 Introduzione**

Nell'ambito della definizione degli interventi di messa in sicurezza del bacino del T. Argentina, sono stati individuati alcuni scenari di intervento, finalizzati alla risoluzione delle criticità idrauliche relative sia al T. Argentina, sia al reticolo idrografico minore interconnesso.

Al fine di analizzare i punti di forza e di debolezza delle diverse soluzioni proposte si procede ad una analisi di tipo SWOT, ove SWOT sta per *Strenghts*, *Weaknesses*, *Opportunities* e *Threats*, cioè punti di forza e di debolezza, opportunità e minacce.

L'area oggetto di studio riguarda l'asta terminale del T. Argentina ed in particolare il tratto di fiume compreso tra il viadotto A.d.F. e la foce.

I diversi scenari individuati, che hanno come obiettivo prioritario la riduzione delle criticità legate alle inondazioni del torrente senza aggravare le condizioni di rischio per il reticolo minore, sono stati costruiti per quanto possibile rispettando non solo i vincoli di natura idraulica, ma anche quelli di natura ambientale e urbanistica presenti nell'area interessata dal progetto, in linea anche con quanto previsto dalla normativa vigente in materia.

#### **1.7.1.2 La metodologia di analisi SWOT**

L'analisi multicriteriale delle possibili alternative di messa in sicurezza è stata effettuata secondo la metodologia della "*SWOT Analysis*": tale metodologia si basa sulla costruzione di una matrice divisa in quattro campi, dedicati rispettivamente a:

- punti di forza (*strenghts*) sono i maggiori elementi che giocano a favore dello sviluppo dell'area (efficacia immediata del progetto); in altre parole sono aree d'eccellenza;

- punti di debolezza (*weaknesses*), sono gli elementi che invece ostacolano e che bisognerà cercare di superare, quindi rappresentano aree ad alto margine di miglioramento;
- opportunità (*opportunities*, possibili effetti futuri) sono i possibili vantaggi futuri che occorre essere pronti a sfruttare a proprio favore, allocando in modo flessibile le risorse così da poter ottimizzare la prestazione (effetti futuri) nel periodo di riferimento;
- minacce (*threats*) sono quegli eventi o mutamenti futuri che potrebbero avere un grosso impatto sui risultati dell'intervento; occorre tenerne conto cercando di minimizzarli e, se non è possibile, adeguarvi l'intervento.

L'analisi consente di distinguere fattori esogeni ed endogeni, in particolare i punti di forza e debolezza sono da considerarsi fattori endogeni, mentre rischi ed opportunità fattori esogeni. I fattori endogeni sono tutte le variabili sulle quali è possibile intervenire, mentre i fattori esogeni sono variabile esterne che possono condizionarlo e su cui non è possibile intervenire direttamente, ma è necessario tenerle sotto controllo in modo da sfruttare gli eventi positivi e prevenire quelli negativi.

Dal punto di vista pratico il metodo della “*SWOT Analysis*” si basa sulla costruzione di una matrice divisa in quattro campi, dedicati rispettivamente ai punti di forza (*strenghts*) e di debolezza (*weaknesses*), alle opportunità (*opportunities*) e alle minacce (*threats*).



I vantaggi della “*SWOT Analysis*” sono molteplici, infatti, l'analisi in profondità del contesto orienta nella definizione delle strategie, inoltre la verifica di

corrispondenza tra strategia e fabbisogno consente di migliorare l'efficacia di un intervento. Altrettanti sono gli svantaggi, in primo luogo il rischio di procedure soggettive da parte del team di valutazione, e la possibilità di descrivere la realtà in maniera troppo semplicistica.

L'analisi *SWOT* condotta per il progetto in esame è caratterizzata da sei fasi e si riferisce al territorio oggetto di intervento ed alle diverse soluzioni ipotizzate per la mitigazione del rischio idraulico nel tratto terminale del torrente Argentina.

L'analisi multicriteriale è stata articolata secondo le seguenti fasi:

- 1<sup>a</sup> fase: ricognizione del contesto territoriale interessato e delle caratteristiche ambientali dell'area interessata dagli interventi di progetto in cui vengono individuati i principali trend e le problematiche.
- 2<sup>a</sup> fase in relazione a quanto emerso dalla fase 1, sono state definite le possibili azioni;
- 3<sup>a</sup> e 4<sup>a</sup> fase: sono state individuate le opportunità e le minacce (O&T), e sono stati inquadrati i fattori che possono agevolare o ostacolare lo sviluppo (S&W);
- 5<sup>a</sup> fase: classificazione degli scenari considerando ed evidenziando i punti di forza, quelli di debolezza, le opportunità e le minacce
- 6<sup>a</sup> fase: verifica della rilevanza degli scenari rispetto agli elementi del contesto, matrice riepilogativa degli scenari nel loro complesso, anche confrontando gli effetti attesi.

I risultati dell'analisi vengono presentati in una tabella, dove tutti gli indicatori raccolti relativamente allo stato di fatto vengono descritti con un giudizio sintetico e gli elementi di forza, di debolezza, i rischi e le opportunità sono evidenziati con un colore e spiegati brevemente.

Si riporta di seguito l'analisi *SWOT* condotta per il progetto oggetto della presente relazione con una descrizione delle diverse fasi necessarie per l'analisi.

### *1.7.1.3 Le fasi di analisi*

Per quanto concerne le valutazioni della prima fase si rimanda alle risultanze dello studio ambientale allegato.

In merito all'individuazione delle possibili azioni da adottarsi per il raggiungimento degli obiettivi di progetto (messa in sicurezza idraulica del corso d'acqua), sulla

base di quanto approfondito in fase di studio del contesto territoriale e delle caratteristiche ambientali dell'area, sono state individuati tre possibili scenari di intervento:

SCENARIO 0: prevede il mantenimento dell'attuale configurazione dell'alveo e la realizzazione di diffuse e consistenti opere di adeguamento in quota e realizzazione di nuove difese per garantire il deflusso della portata di Piano con i necessari franchi di sicurezza. E' inoltre prevista la sostituzione dei manufatti di attraversamento idraulicamente insufficienti di Taggia, Levà e del ponte di foce (ex FF.SS).

SCENARIO 1: prevede un abbassamento delle quote di difesa rispetto allo scenario precedente, da attuarsi attraverso una riprofilatura dell'alveo mediante il rimodellamento delle briglie esistenti tra la sezione 106 (1340 PdB) e la sezione 47 (1160 PdB). La riprofilatura determina abbassamenti massimi localizzati immediatamente a monte delle briglie dell'ordine di 1 m sull'attuale linea di talweg. A valle della sezione 46 (1155 PdB) l'attuale l'assetto di fondo alveo di progetto viene sostanzialmente confermato, fatta salva la possibilità del solo spianamento e regolarizzazione delle pendenze di fondo.

Tale scenario mantiene in larga parte inalterata la larghezza delle sezioni, fatto salvo l'arretramento della linea di difesa in sinistra idraulica (peraltro già previsto dal vigente Piano di Bacino) all'altezza del viadotto A.d.F. e la realizzazione della nuova difesa in destra idraulica tra le sezioni 106 (1340 PdB) e 89 (1278 PdB) a protezione delle costruzioni esistenti. Tale scenario, come il precedente, implica inoltre la sostituzione dei manufatti idraulicamente insufficienti di Taggia, Levà e del ponte di foce.

SCENARIO 2: prevede una significativa ricalibrazione d'alveo finalizzata a contenere al massimo l'adeguamento in quota delle difese di progetto. Tale assetto viene realizzato sulla base dell'impostazione illustrata per lo scenario precedente (abbassamento tra la sezione 106 (1340 PdB) e la sezione 47 (1160 PdB) ed eventuale solo spianamento a valle di essa), ma da essa si differenzia per l'entità prevista per la riprofilatura, che di fatto comporta l'eliminazione totale delle briglie esistenti. In pratica la riprofilatura determina abbassamenti massimi rispetto allo stato di fatto dell'ordine di 2 m se quantificati rispetto alla linea di

talweg (e quindi dell'ordine dei 3 m massimi riportati su sezione trasversale). Come nei casi precedenti la configurazione di progetto prevede la sostituzione dei ponti di Taggia (causa insufficienza di franco), Levà e del ponte di foce.

In merito all'individuazione degli indicatori per l'analisi multicriteriale, si è fatto riferimento a quanto di seguito illustrato:

- a) Impatto delle opere sull'assetto urbanistico: si intende le interferenze causate dagli interventi di progetto sull'assetto urbanistico del territorio in esame, in particolare le eventuali modifiche della viabilità, l'intrusione visiva delle opere di progetto e l'occupazione di porzione di territorio.
- b) Impatto sulle emergenze archeologiche: si intende l'interferenza che gli interventi di progetto possono avere sulle emergenze archeologiche presenti nell'area di studio, con particolare riferimento al ponte Romanico.
- c) Disponibilità di aree a minor rischio idraulico: si intende il miglioramento delle attuali condizioni di rischio idraulico legato alla realizzazione delle opere di difesa e la conseguente riduzione delle criticità connesse all'esonazione del fiume per effetto della realizzazione delle nuove linee difensive ed in generale del nuovo assetto fluviale.
- d) Impatto sull'ambiente ripariale: si intende le interferenze causate dagli interventi di progetto sugli habitat e sulle specie animali e vegetali di interesse prioritario presenti nell'area di studio. A tal proposito si rimanda, per ulteriori dettagli, alla relazione di indagine ambientale.
- e) Impatto sulla dinamica morfologico – fluviale: si intende l'interferenza causata dalle azioni di progetto sul trasporto solido dei sedimenti fluviali, e quindi sull'evoluzione morfologica fluviale e sull'influenza nella dinamica costiera.
- f) Costo delle opere: si intende una stima dei costi degli interventi considerando il valore relativo dei costi dei diversi scenari.

Indicatori	Giudizio stato	S	W	O	T	Elementi di forza (S), debolezza (W), opportunità (O), rischi (T)
Impatto delle opere sull'assetto urbanistico/paesaggistico	☹️		■		■	Lo scenario in esame prevede la realizzazione di difese di altezza rilevante rispetto al piano campagna, con un impatto visivo non trascurabile sull'assetto territoriale e, a lungo termine, un impatto non rimovibile. Lo scenario implica difficoltà di inserimento di nuovi manufatti idraulicamente compatibili causa quote di difesa elevate
Impatto delle opere sulle emergenze archeologiche	☹️					Dalla realizzazione degli interventi previsti nello scenario in esame non si registrano impatti sulle emergenze archeologiche
Disponibilità di aree a minor rischio idraulico	☺️	■			■	Miglioramento dell'attuale situazione con realizzazione di opere di difesa e diminuzione delle aree soggette ad esondazione; tuttavia questo scenario non migliora le problematiche legate ai rii minori
Impatto sull'ambiente ripariale	☹️		■		■	Le difese definite in questo scenario provocano un impatto rilevante peggiorando la connessione tra ambiente fluviale/ripariale e zone esterne. Questo effetto è durevole
Impatto sulla dinamica fluviale (morfologico fluviale)	☹️					L'interferenza presunta sulla dinamica fluviale e sulla evoluzione della linea di costa rispetto all'attuale configurazione non è significativa a causa dell'immutata configurazione dell'ambito fluviale
Costo delle opere	☹️		■			Il costo delle opere è elevato considerandendo la necessità di adeguamento delle quote arginali per consistenti tratti, specie nella zona che si estende da valle del ponte Romanico fino all'ultima briglia di valle in corrispondenza della sezione 47 di rilievo

Figura 1-46: Analisi SWOT scenario 0

Indicatori	Giudizio stato	S	W	O	T	Elementi di forza (S), debolezza (W), opportunità (O), rischi (T)
Impatto delle opere sull'assetto urbanistico/paesaggistico	☹️				■	Lo scenario in esame prevede il contenimento delle quote di difesa in virtù del rimodellamento delle briglie esistenti e ricalibrazione di fondo alveo, con contenimento dell'impatto visivo connesso alla realizzazione di innalzamenti arginali. Tuttavia la presenza delle difese provoca un impatto su urbanistica e paesaggio
Impatto delle opere sulle emergenze archeologiche	☹️		■			La configurazione dello scenario in esame genera un impatto limitato sulle emergenze archeologiche connesse unicamente alla riprofilatura in corrispondenza del ponte Romanico. Non si segnalano interferenze a lungo termine
Disponibilità di aree a minor rischio idraulico	☺️	■		■		La riprofilatura e le nuove linee di difesa garantiranno una riduzione del rischio idraulico con vantaggi per la popolazione residente nell'area di studio anche sui rivi minori
Impatto sull'ambiente ripariale	☹️		■			Le difese definite in questo scenario provocano un impatto limitato per la connessione tra ambiente fluviale/ripariale e zone esterne. Questo effetto è durevole
Impatto sulla dinamica fluviale (morfologico fluviale)	☹️					Questo scenario comporterà scarse interferenze sui processi di dinamica fluviale. I risultati dello studio morfologico evidenziano buone caratteristiche di stabilità dell'intervento anche a lungo termine
Costo delle opere	☺️	■				Il costo delle opere è il minore dei tre scenari considerati in quanto consente la limitazione delle quote di difesa con riprofilatura di fondo limitate, tali da non rendere necessarie opere di sottofondazione significative

Figura 1-47: Analisi SWOT scenario 1

Indicatori	Giudizio stato	S	W	O	T	Elementi di forza (S), debolezza (W), opportunità (O), rischi (T)
Impatto delle opere sull'assetto urbanistico/paesaggistico	☹️				■	Lo scenario in esame prevede il contenimento delle quote di difesa in virtù del rimodellamento delle briglie esistenti e ricalibrazione di fondo alveo, con contenimento dell'impatto visivo connesso alla realizzazione di innalzamenti arginali.
Impatto delle opere sulle emergenze archeologiche	☹️		■			La configurazione dello scenario in esame genera un impatto sulle emergenze archeologiche connesse unicamente alla riprofilatura in corrispondenza del ponte Romanico. Non si segnalano interferenze a lungo termine
Disponibilità di aree a minor rischio idraulico	☺️	■		■		La riprofilatura e la nuova linea di contenimento garantiranno una riduzione del rischio idraulico con notevoli vantaggi per la popolazione residente nell'area di studio anche sui rivi minori
Impatto sull'ambiente ripariale	☹️		■		■	Le difese definite in questo scenario provocano un impatto contenuto in termini di connessione tra ambiente fluviale/ripariale e zone esterne. Questo effetto è durevole
Impatto sulla dinamica fluviale (morfologico fluviale)	☹️					Questo scenario comporterà scarse interferenze sui processi di dinamica fluviale. I risultati dello studio morfologico evidenziano buone caratteristiche di stabilità dell'intervento anche a lungo termine
Costo delle opere	☹️		■			Il costo delle opere è elevato considerandendo che il taglio completo delle briglie comporta una rilevante riprofilatura di fondo che necessita la sottofondazione delle difese esistenti e di alcuni manufatti

Figura 1-48: Analisi SWOT scenario 2



#### 1.7.1.4 *Analisi dei risultati e matrice riepilogativa*

Le fasi 5 e 6 dello studio multicriteriale, relative all'analisi dei risultati e matrice riepilogativa, è stata impostata sulla base della procedura di stima delle valenze e valutazione comparativa degli scenari.

Dall'analisi dei risultati della "SWOT Analysis" applicata al progetto in esame si evince che i diversi scenari individuati hanno come obiettivo comune e prioritario la riduzione delle criticità legate al rischio idraulico, pertanto si registra un'interferenza positiva legata all'aumento delle aree a minor rischio idraulico per tutti gli scenari.

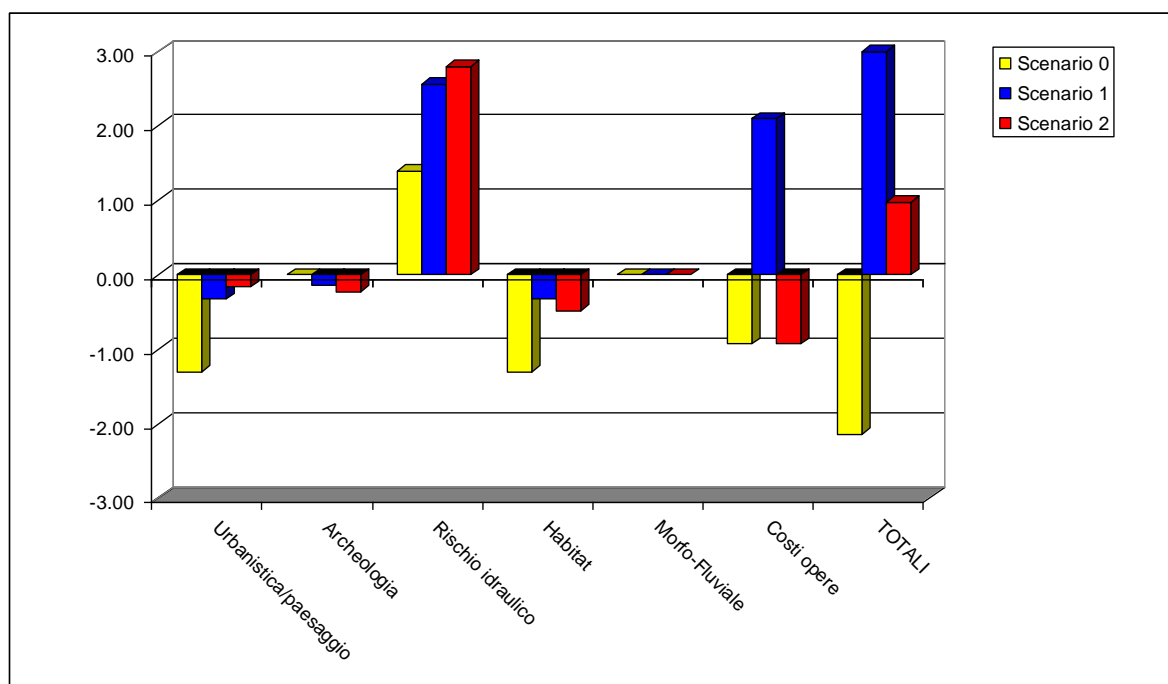
Si riporta di seguito la matrice riepilogativa: successivamente è stata eseguita un'applicazione dell'analisi multicriteriale definendo dei pesi relativi per i vari indicatori (da 1 a 10) e individuando complessivamente delle classi di giudizio qualitativo, per esprimere un giudizio positivo (relativamente agli indicatori con impatto positivo) e altre per quello negativo, a seconda di come e quanto incide un determinato fattore nella soluzione progettuale presa in considerazione.

	Urbanistica/paesaggio	Archeologia	Rischio idraulico	Habitat	Morfo-Fluviale	Costi opere	TOTALI
<b>Scenario 0</b>	-1.30	0.00	1.40	-1.30	0.00	-0.93	-2.14
<b>Scenario 1</b>	-0.33	-0.14	2.56	-0.33	0.00	2.09	3.86
<b>Scenario 2</b>	-0.16	-0.23	2.79	-0.49	0.00	-0.93	0.98

ATTRIBUZIONE DEI PUNTEGGI AGLI INDICATORI PER CIASCUN SCENARIO

		Scenario 0	Scenario 1	Scenario 2
Urbanistica	S			
	W	-4	0	0
	O			
Archeologia	T	-4	-2	-1
	S	0		
	W		-3	-5
Rischio idraulico	O	0		
	T		0	0
	S	8	9	9
Habitat	W		2	3
	O	-2		
	T			
Morfo-Fluviale	S			
	W	-4	-2	-2
	O			
Costi opere	T	-4	0	-1
	S	0		
	W		0	0
	O	0		
	T		0	0
	S		9	
	W	-4		-4
	O	0	0	0
	T			

	Urbanistica/paesaggio	Archeologia	Rischio idraulico	Habitat	Morfo-Fluviale	Costi opere	TOTALI
Scenario 0	-1.30	0.00	1.40	-1.30	0.00	-0.93	-2.14
Scenario 1	-0.33	-0.14	2.56	-0.33	0.00	2.09	3.86
Scenario 2	-0.16	-0.23	2.79	-0.49	0.00	-0.93	0.98



In sintesi le conclusioni relative all'analisi sono:

- Lo scenario 0 necessita di difese molto elevate sul piano campagna, con conseguenti problematiche di inserimento paesistico, territoriale ed ambientale; dal punto di vista idraulico rimarrebbero di complessa soluzione i problemi legati all'immissione dei rivi minori; i costi di realizzazione dello scenario sarebbero considerevoli.
- Lo scenario 1 ha un impatto sul territorio moderato se si considera il punto di vista urbanistico, data la presenza di linee difensive meno invasive. Lo scenario 1 presenta un buon compromesso in quanto garantisce, oltre che la completa messa in sicurezza idraulica del T. Argentina, il miglioramento delle condizioni di deflusso dei rivi minori. Il costo delle opere è il minore dei tre scenari considerati in quanto consente il contenimento delle quote di difesa con riprofilatura di fondo limitata, tali da non rendere necessarie opere di sottofondazione significative.
- Lo scenario 2 è quello che garantisce i livelli di piena più bassi, con linee difensive meno impattanti. Tuttavia si sottolinea un impatto potenzialmente negativo sulle falde legato all'entità della riprofilatura e alla necessità di opere di sottofondazione delle difese e di alcuni manufatti esistenti. Dal punto di vista idraulico si avrebbero massimi benefici per l'immissione del reticolo minore in considerazione dell'abbassamento dei livelli di piena dell'Argentina. Il costo delle opere è elevato considerando che la demolizione completa delle briglie comporta la rilevante riprofilatura di fondo e la necessità di opere di sottofondazione per le difese ed i manufatti da salvaguardare.

In conclusione lo scenario 1 è quello con minor impatto sulle componenti considerate, presentando un bilancio maggiormente positivo e rappresentando il punto di incontro degli aspetti positivi dei vari scenari.

## 1.7.2 Soluzione progettuale proposta

### 1.7.2.1 Descrizione degli interventi

L'assetto di sistemazione idraulica è stato definito sulla base della portata duecentennale ridefinita dallo studio del Politecnico di Milano nel 2007, nel rispetto delle prescrizioni di piano in materia di studi idraulici, secondo quanto riportato in allegato 3 delle Norme di Attuazione di Piano (franchi di sicurezza, parametri di scabrezza, ecc....) e degli indirizzi dell'Autorità di Bacino di Rilievo Regionale in tema di interventi di sistemazione idraulica (con riferimento, ad esempio, agli allegati 1 e 2 alla DGR 16/2007).

L'ipotesi di sistemazione del corso d'acqua in questa sede sviluppato prevede l'adeguamento dei manufatti ad oggi gravemente insufficienti (ponte di foce, ponte di Levà, ponte XXV Aprile) e che, come l'analisi idraulica sullo stato di fatto ha evidenziato, condizionano pesantemente i deflussi di piena.

Al fine di garantire il contenimento delle quote di difesa idraulica è inoltre previsto l'adeguamento, secondo le indicazioni del Piano di Bacino vigente, delle briglie comprese tra il ponte di Taggia e di Levà e la regolarizzazione di fondo alveo mediante una nuova livelletta di progetto (dalla sezione 40 di rilievo – 1145 PdB – verso monte), nel rispetto della pendenza naturale e delle tendenze evolutive del corso d'acqua, analizzate nell'ambito del presente studio idraulico. L'adeguamento delle briglie esistenti verrà realizzato mediante realizzazione di una gaveta centrale della larghezza di ca. 35-40 m, lasciando inalterate le strutture esistenti nelle parti adiacenti ai muri ed alle difese esistenti (ca. 20 m per parte), il tutto a vantaggio della stabilità di queste ultime.

L'intervento propone una riprofilatura con profondità massime della linea di talweg di progetto nei riguardi dello stato di fatto pari a 1.0 m ca. Questa soluzione è stata valutata anche sulla base degli indirizzi dell'Autorità di Bacino di rilievo regionale in materia di interventi di messa in sicurezza, affiancando le verifiche idrauliche a fondo fisso con modellazioni a fondo mobile (si veda successivo *paragrafo 1.7.2.3*) al fine di valutare la stabilità nel tempo della configurazione di progetto e prevedendo, a tal fine, la predisposizione in fase di progettazione di un

piano di monitoraggio e di manutenzione del corso d'acqua da strutturare sulla base di quanto evidenziato al successivo *paragrafo 1.7.33*.

Il contenimento in termini quantitativi dell'intervento consentirà tra l'altro di eliminare, o comunque ridurre notevolmente, le opere di consolidamento e sottofondazione delle strutture arginali esistenti a fronte di potenziali fenomeni di sottoescavazione (con conseguenti benefici sia ambientali che in termini di costo delle opere).

La riprofilatura di fondo risulta calibrata nel rispetto delle naturali tendenze evolutive del corso d'acqua, andando ad eliminare abbassamenti valle – monte della livelletta. La livelletta studiata consentirà inoltre la ricostruzione del ponte di Taggia (con un manufatto meno interferente coi deflussi di piena) ad una quota di intradosso di poco superiore rispetto a quella attuale nel pieno rispetto delle prescrizioni di Piano in materia di franchi di sicurezza, garantendo quindi la possibilità di collegamento con la viabilità in destra e sinistra idraulica.

La riprofilatura non interesserà peraltro le sezioni a valle della sezione 40 (1145 PdB) di rilievo (ossia dell'ultima briglia di valle), fatta salva la possibilità di uno spianamento e regolarizzazione di fondo secondo le attuali quote di talweg. Per tali sezioni le criticità rilevate sono infatti da collegare non tanto all'officiosità delle sezioni di deflusso, quanto alla presenza di gravi insufficienze (quota di intradosso del ponte di Levà, ostruzione del ponte di foce) risolubili mediante rimozione e ricostruzioni dei manufatti in alveo gravemente insufficienti, come peraltro già previsto da Piano vigente. L'alternativa di mantenimento dell'attuale ponte di Levà mediante un brusco abbassamento della livelletta dalla sezione 22 (1100 PdB) fino allo sbocco non è stata ritenuta infatti vantaggiosa, in quanto avrebbe comportato effetti rilevanti dal punto di vista idrodinamico e morfologico per tutto il tratto terminale del corso d'acqua: si è quindi preferito mantenere l'attuale configurazione di fondo alveo, prevedendo quindi la sostituzione del manufatto, anche in considerazione della possibilità - ai fini dei collegamenti con l'esistente viabilità - in termini di spazi e quote disponibili di realizzare un nuovo attraversamento a quota di impalcato superiore all'attuale.

I principali interventi di messa in sicurezza relativi alle nuove difese spondali necessari a garantire i franchi di sicurezza idraulica (minimo tra 1 m ed il carico cinetico) sulla portata T200 consistono, da monte verso valle:

- ✓ adeguamento e/o realizzazione di nuove arginature in sinistra idraulica dalla sezione 106 (1340 PdB) alla sezione 93 (1290 PdB). In particolare nel primo tratto d'intervento, partendo da monte rispetto al viadotto dell'A.d.F. fino alla sezione 101 ca. (1318 PdB), si prevede anche l'arretramento dell'attuale linea di difesa in sinistra idraulica. Ciò al fine di garantire il contenimento in alveo della portata T200 con adeguato franco già dalla prima sezione a valle della briglia (si richiama a questo proposito quanto evidenziato nei precedenti paragrafi in merito all'attuale dinamica di esondazione);
- ✓ realizzazione di una nuova arginatura in destra idraulica tra le sezioni 106 (1340 PdB) e 89 (1278 PdB) di rilievo a difesa degli edifici esistenti, attualmente ricadenti in parte in fascia A;
- ✓ chiusura del varco posto immediatamente a monte del ponte Romanico in sinistra idraulica (si richiama anche a questo proposito quanto illustrato al precedente *paragrafo 1.5.5*);
- ✓ adeguamento in quota della difesa in sinistra idraulica tra le sezioni 86 (1270 PdB) e 83 (1262 PdB) nel tratto immediatamente a valle del ponte Romanico (ove attualmente sono presenti difese in gabbioni);
- ✓ adeguamento e/o realizzazione di nuove arginature in sinistra idraulica tra le sezioni 75 (1240 PdB) e 44 (1149 PdB);
- ✓ lievi adeguamenti in quota e/o realizzazione di nuove difese in sinistra idraulica nel tratto compreso tra il nuovo attraversamento ferroviario e l'attuale ponte di Levà (sezioni 35-23, 1140 – 1102 PdB); adeguamento per un breve tratto in destra idraulica (sezioni 26-20, 1105 – 1075 PdB) delle difese immediatamente a monte del ponte di Levà. In entrambe le situazioni l'adeguamento è finalizzato all'ottenimento dei franchi di sicurezza idraulici, essendo comunque la portata T200 contenuta in alveo;
- ✓ realizzazione di nuove arginature in destra e sinistra idraulica nel tratto tra il ponte della Statale Aurelia e la foce.

In aggiunta alla realizzazione delle nuove difese sopra indicate si renderanno necessari, a livello di priorità sicuramente inferiore, locali adeguamenti delle sommità arginali esistenti al solo fine di garantire l'assoluto rispetto dei franchi di sicurezza idraulici secondo le prescrizioni di Piano che, considerando le caratteristiche del corso d'acqua in esame, risultano pressoché ovunque tarati sulla quota cinetica della corrente.

#### 1.7.2.2 *Verifiche idrauliche*

Le verifiche idrauliche mediante modello monodimensionale condotte nella configurazione di progetto hanno evidenziato abbassamenti di quote idriche dell'ordine dei 70 – 100 cm nelle zone a monte della sezione 43 (1148 PdB) in virtù del rimodellamento delle briglie e della ricalibrazione di fondo alveo. Tali abbassamenti risultano ovviamente superiori immediatamente a monte del ponte XXV Aprile, sormontato nello stato di fatto e per il quale si prevede quindi la sostituzione con un nuovo attraversamento senza pile in alveo. A valle della sezione 43 (1148 PdB), non essendo necessari interventi di rimodellamento di fondo, il profilo duecentennale di progetto è sostanzialmente allineato con quello di stato di fatto, fatto salvo le zone a monte dei manufatti idraulicamente attualmente insufficienti (Levà e ponte di foce – ex FF.SS) per i quali viene prevista la sostituzione con nuovi attraversamenti non interferenti con i deflussi di piena (ossia che non presentano pile in alveo e con quota di intradosso superiore alla quota minima di difesa determinata con idoneo franco).

#### 1.7.2.3 *Verifiche di trasporto solido*

Come anticipato al precedente *paragrafo 1.7.2.1*, negli approfondimenti idraulici relativi alla verifica dell'assetto di progetto sono state effettuate verifiche di trasporto solido mediante il modello di trasporto solido *SRH - Sedimentation and River Hydraulic* - sviluppato dall'*US Department of Interior* descritto al precedente *paragrafo 1.6.2* al fine di verificare, nel rispetto degli indirizzi dell'Autorità di Bacino di rilievo regionale in materia di interventi di messa in sicurezza, la stabilità nel tempo della configurazione di progetto.

Le simulazioni sono state effettuate secondo la medesima metodologia adottata per le verifiche dello stato di fatto di cui ai precedenti paragrafi, considerando la

variazione della geometria ma mantenendo invariata la distribuzione granulometrica. Le verifiche così condotte hanno mostrato una tendenza evolutiva simile a quella evidenziata per la situazione attuale, a testimonianza come il rimodellamento delle briglie e la ricalibrazione del fondo alveo sia stata comunque progettata nel rispetto delle pendenze naturali del corso d'acqua. Nella zona di intervento la situazione di progetto appare anche più stabile di quella attuale, mantenendo un profilo quasi invariato per tutti e tre gli eventi simulati (T10, T20 e T50 anni). Si hanno però dei depositi immediatamente a valle della soglia dell'A.d.F. ed in corrispondenza del ponte Romanico. Il primo deposito è legato all'allargamento imposto alla sezione dalla configurazione di progetto: nonostante il deposito la sezione di progetto mantiene tuttavia un'area di deflusso notevolmente superiore alla situazione attuale. Il deposito in corrispondenza del ponte Romanico è legato all'allargamento dell'alveo presente anche nella configurazione attuale. Nella configurazione di progetto tale allargamento è ulteriormente accentuato in virtù della regolarizzazione della livelletta di fondo secondo le pendenze di progetto che comporta la rimozione dell'attuale sovralluvionamento di circa 1.5 m della parte sinistra dell'alveo (interno curva). Nel tratto non interessato dagli interventi le variazioni sono sostanzialmente identiche a quelle della situazione attuale.



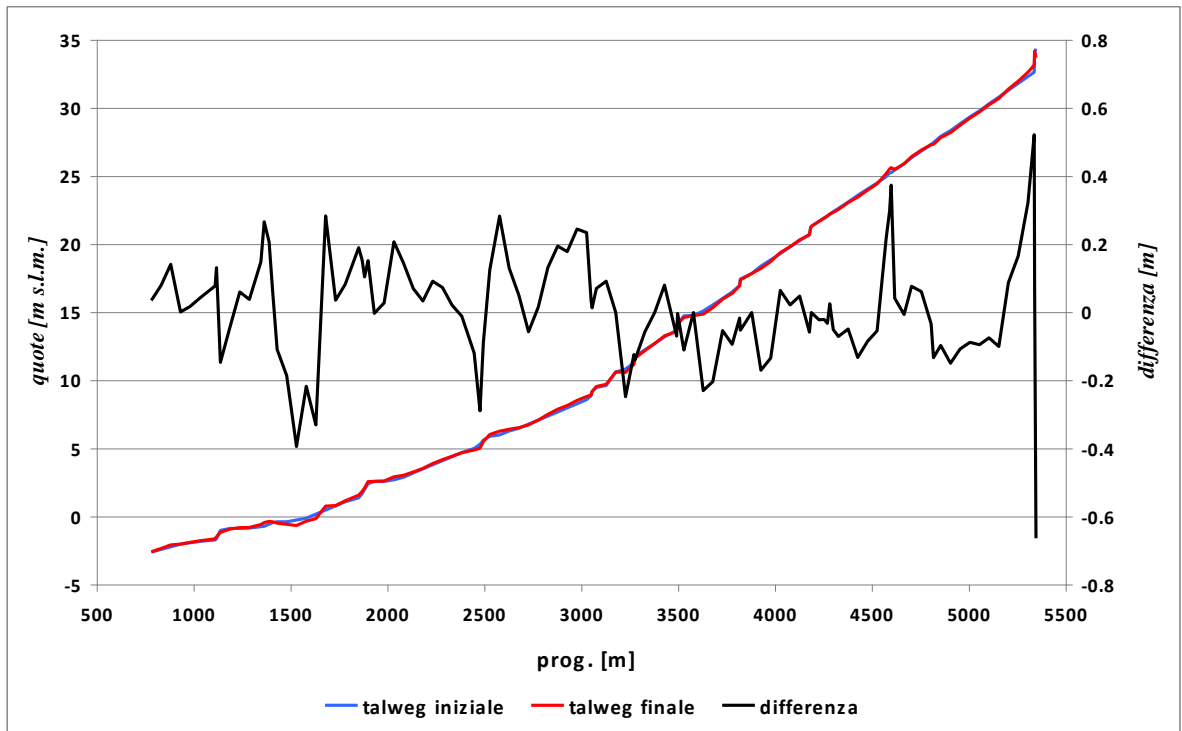


Figura 1-49: Evoluzione del talweg per un evento con  $Tr-10$  anni, progetto.

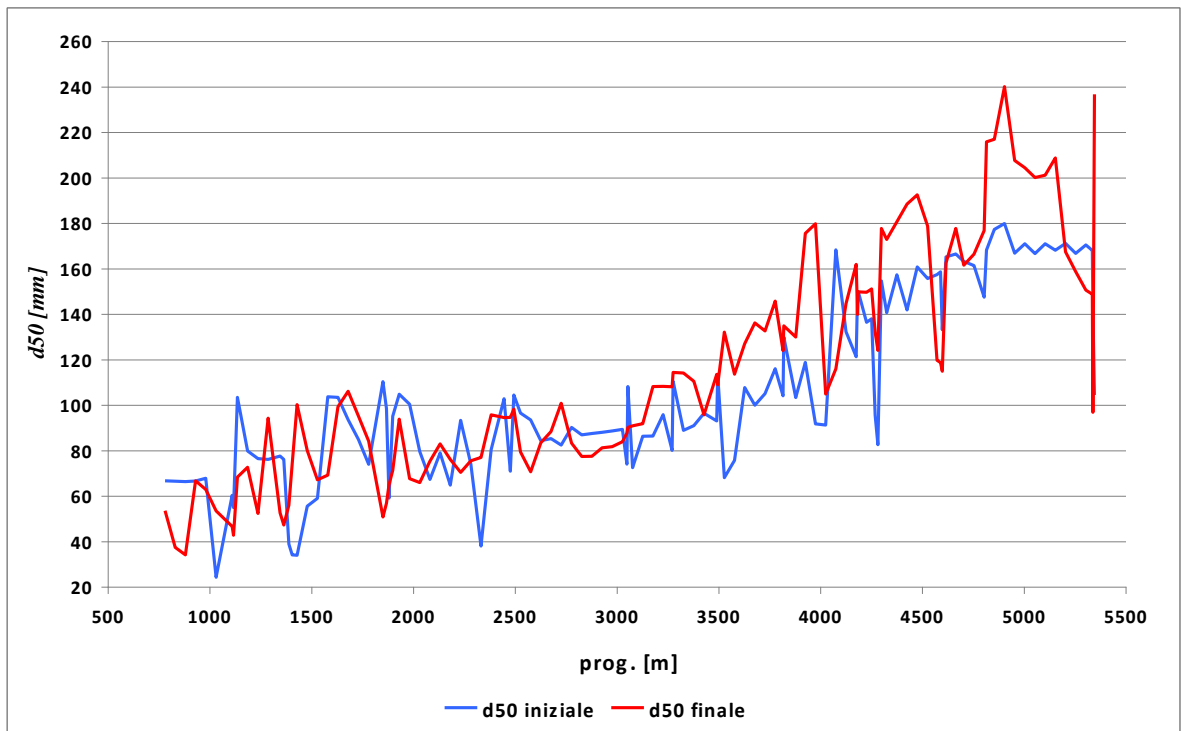


Figura 1-50: Evoluzione della granulometria per un evento con  $Tr-10$  anni, progetto.

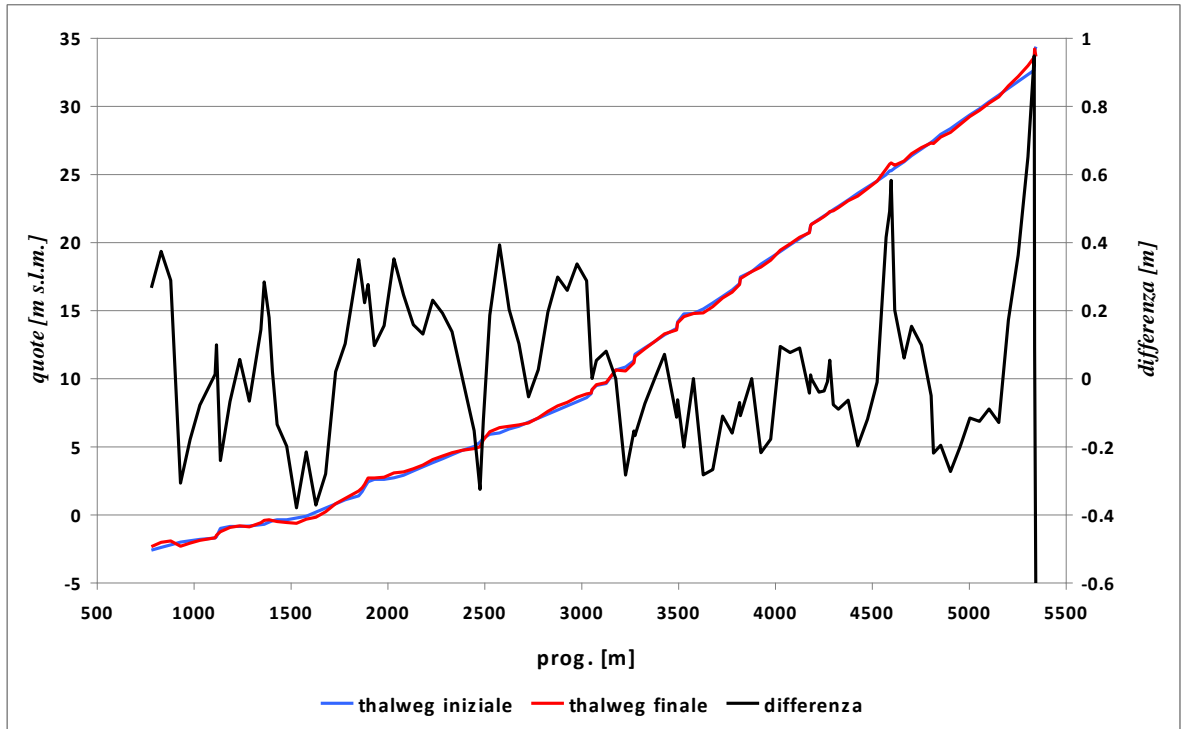


Figura 1-51: Evoluzione del talweg per un evento con  $Tr=20$  anni, progetto.

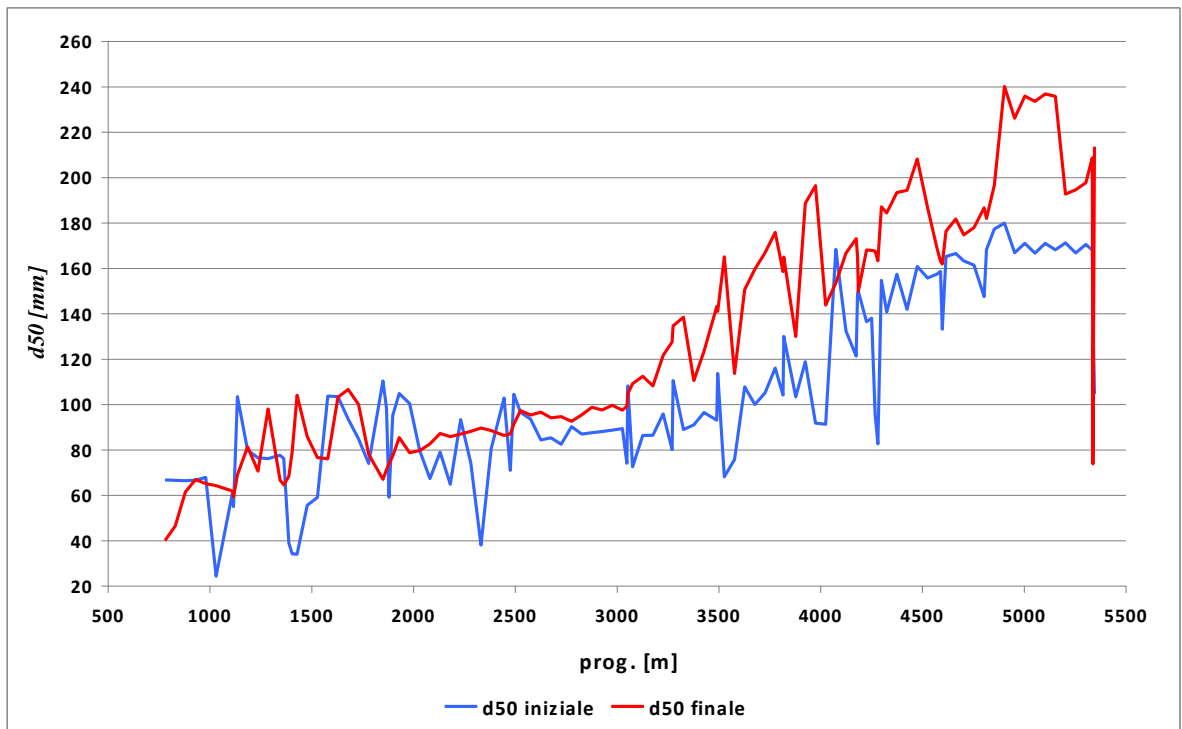


Figura 1-52: Evoluzione della granulometria per un evento con  $Tr=20$  anni, progetto.

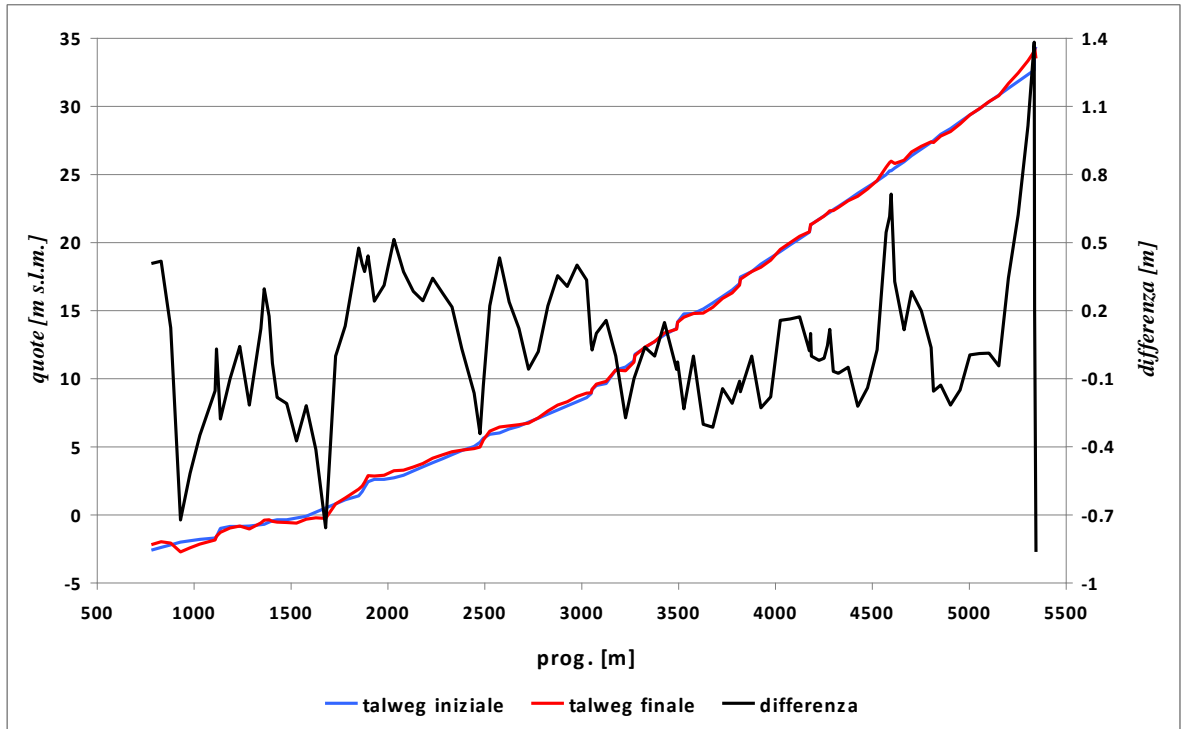


Figura 1-53: Evoluzione del talweg per un evento con  $Tr$ -50 anni, progetto.

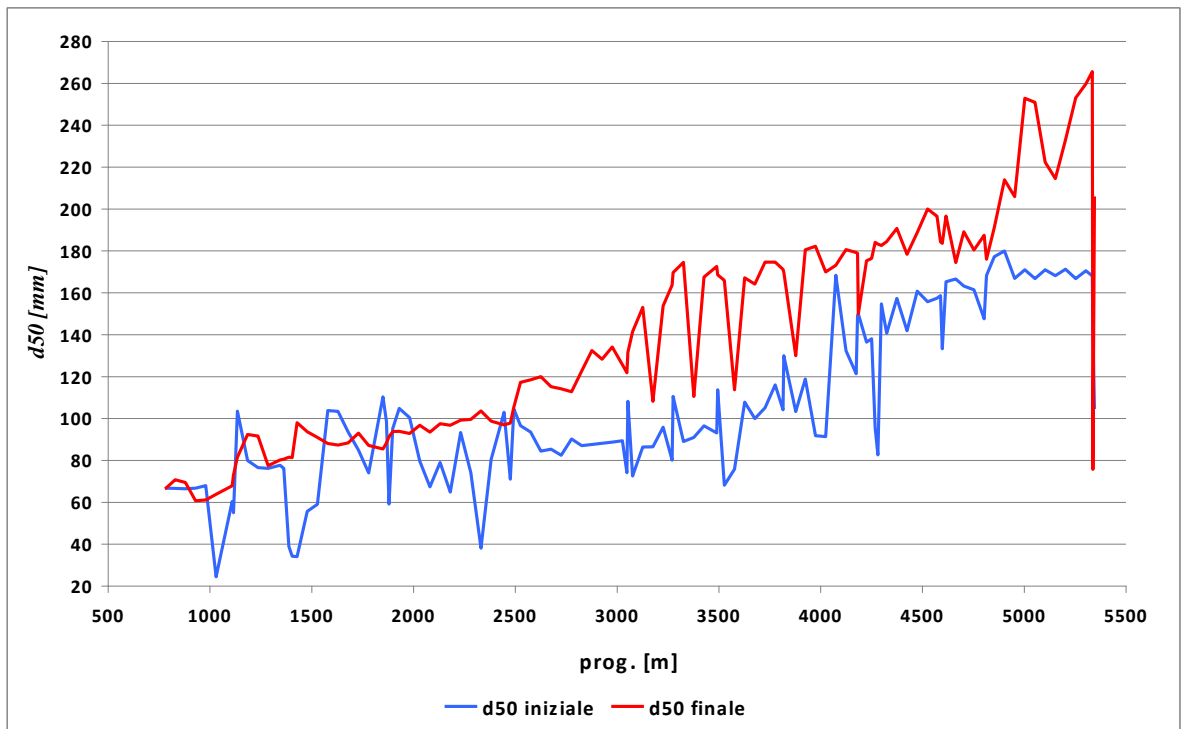


Figura 1-54: Evoluzione della granulometria per un evento con  $Tr$ -50 anni, progetto.

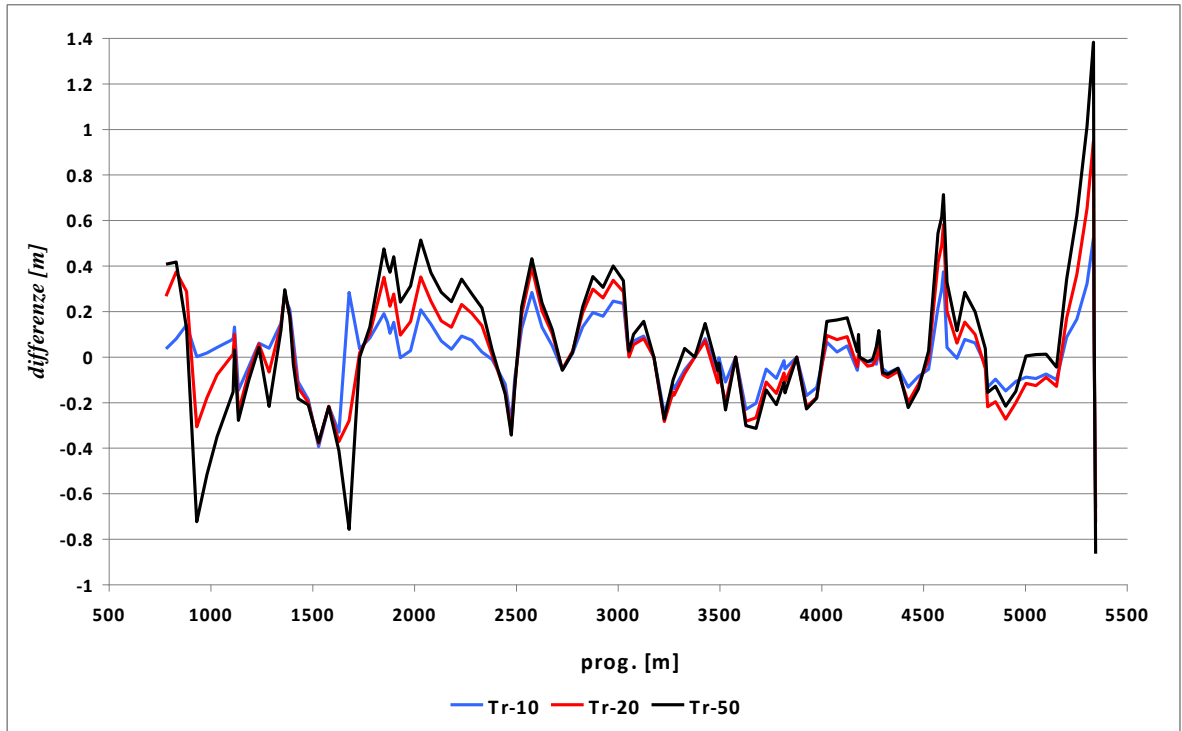


Figura 1-55: Confronto tra le variazioni del talweg nei tre diversi casi analizzati, progetto.

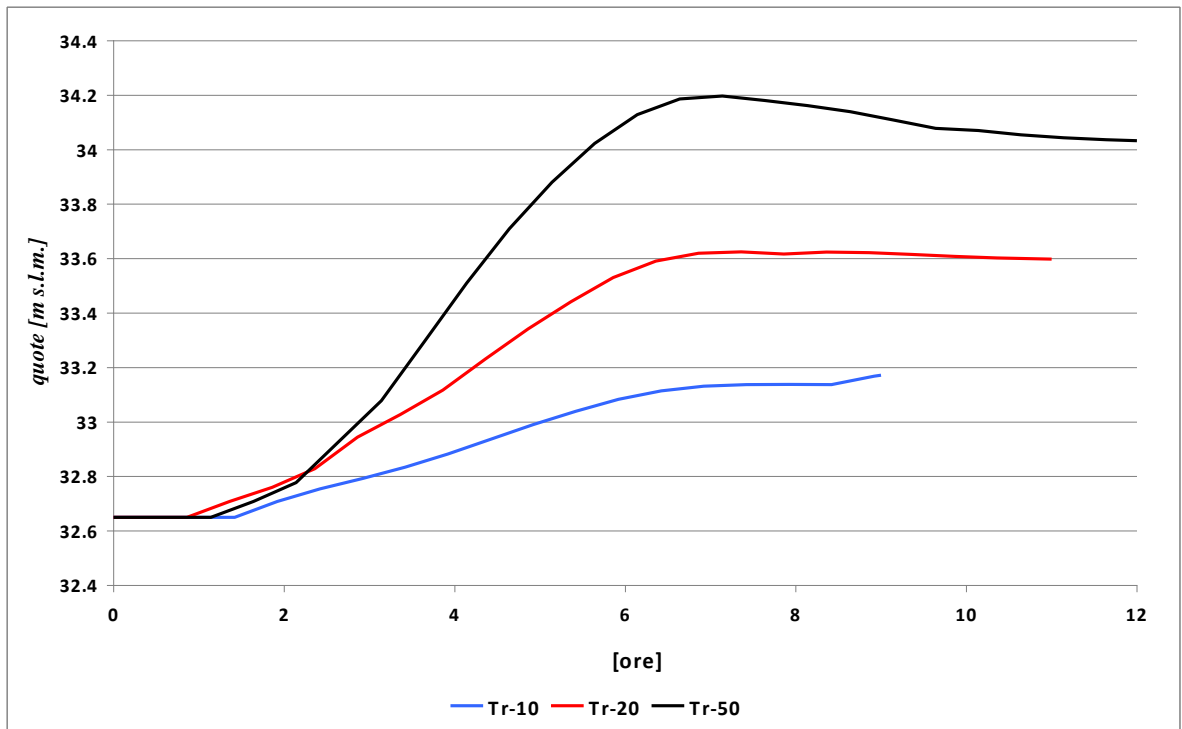


Figura 1-56: Variazione della quota di talweg durante gli eventi di piena nella sezione 104 (1330 PdB), progetto.

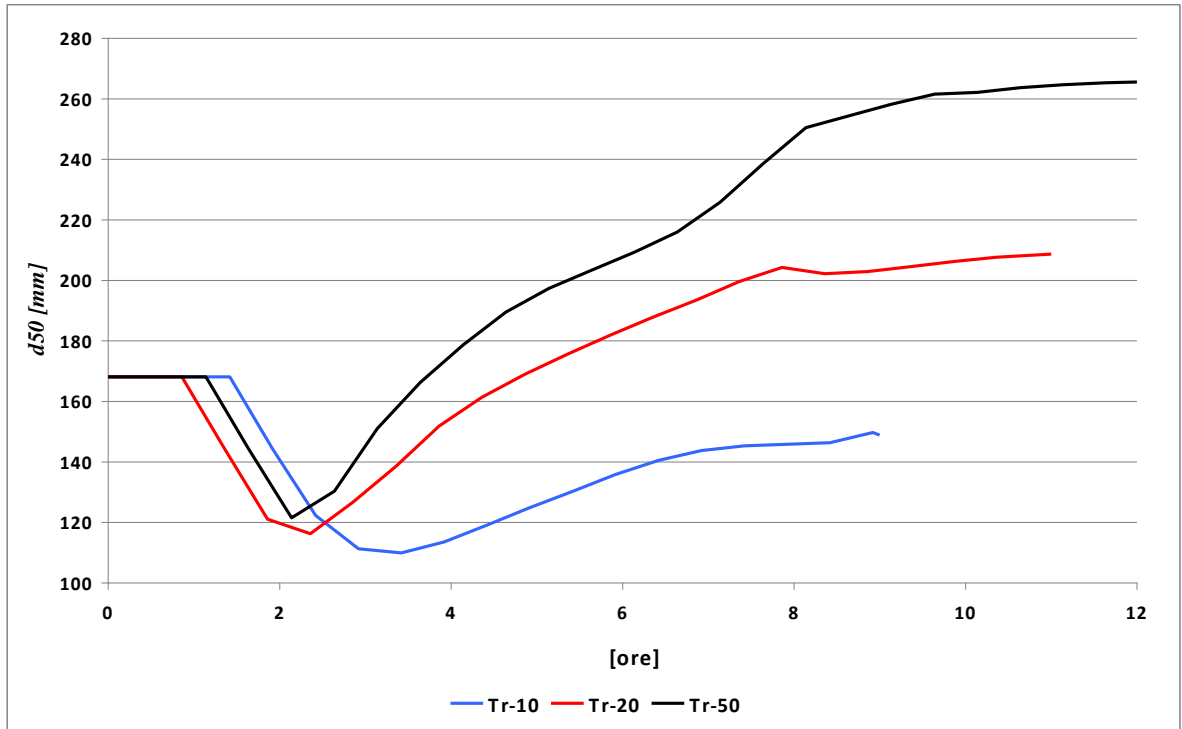


Figura 1-57: Variazione della granulometria durante gli eventi di piena nella sezione 104 (1330 PdB), progetto.

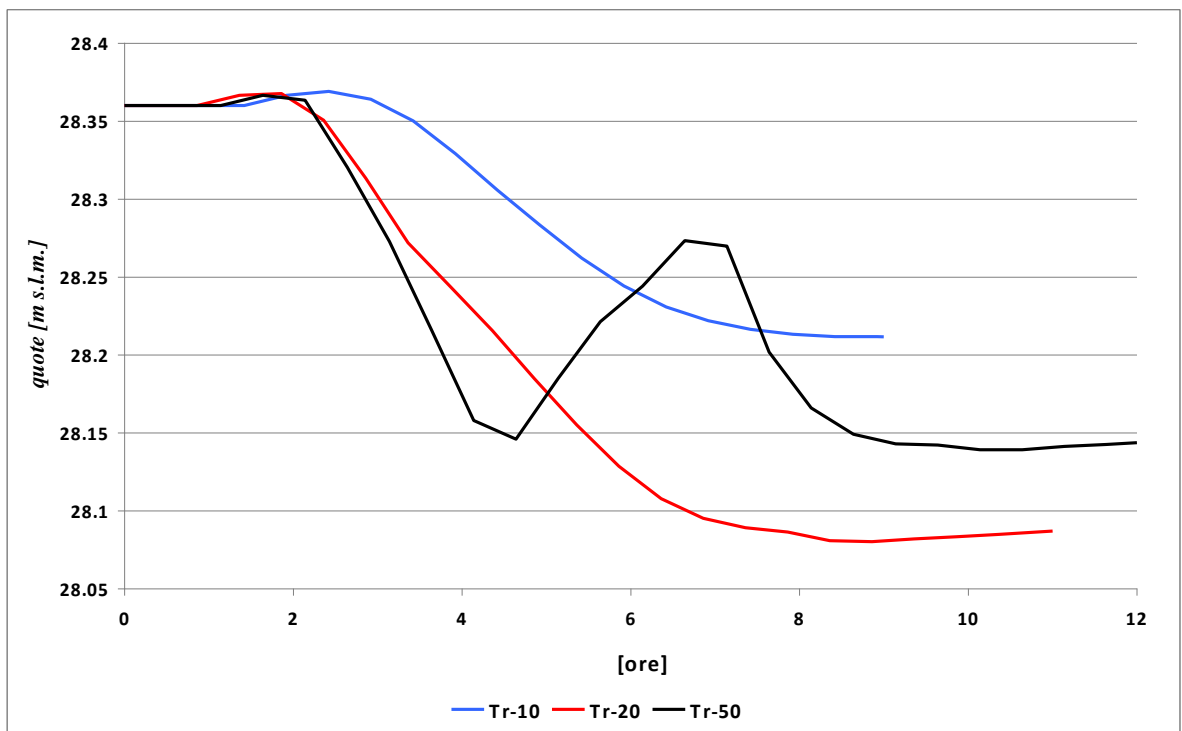


Figura 1-58: Variazione della quota di talweg durante gli eventi di piena nella sezione 95 (1300 PdB), progetto.

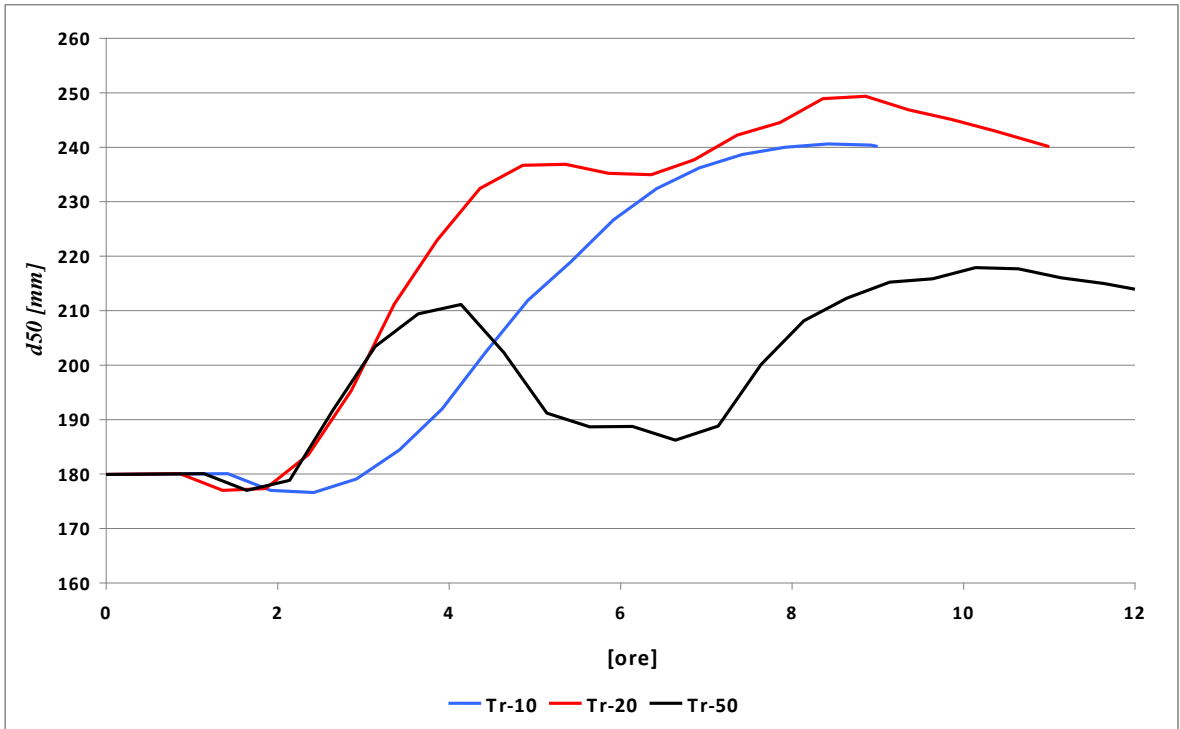


Figura 1-59: Variazione della granulometria durante gli eventi di piena nella sezione 95 (1300 PdB), progetto.

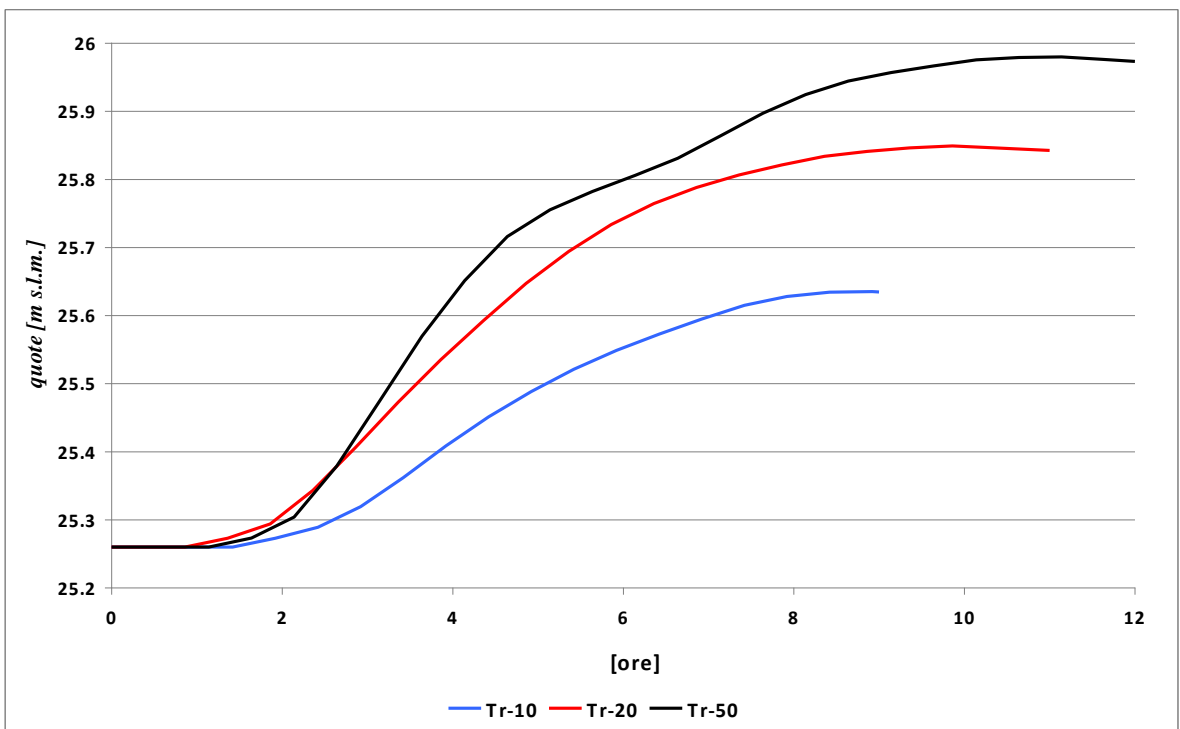


Figura 1-60: Variazione della quota di talweg durante gli eventi di piena nella sezione 86 (1270 PdB), progetto.

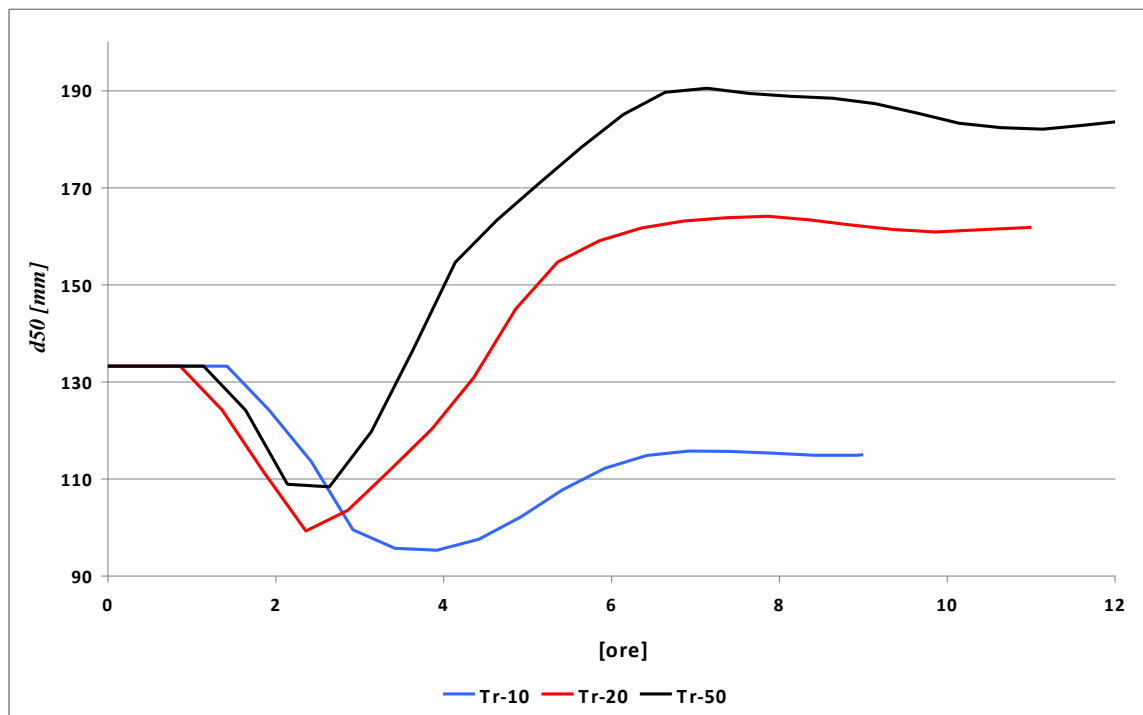


Figura 1-61: Variazione della granulometria durante gli eventi di piena nella sezione 86 (1270 PdB), progetto.

### 1.7.3 Piano di monitoraggio e manutenzione del corso d'acqua

L'obiettivo di un programma di monitoraggio e manutenzione è principalmente quello di fornire uno strumento che consenta di pianificare gli interventi necessari al mantenimento nel tempo delle condizioni di sicurezza idraulica così come individuate in sede di sistemazione idraulica del corso d'acqua.

Per quanto riguarda specificatamente l'alveo del T. Argentina nelle successive fasi di progettazione degli interventi dovrà essere redatto un piano di monitoraggio e manutenzione dell'alveo con l'obiettivo di:

- definire le azioni di monitoraggio da programmare allo scopo di acquisire periodicamente le necessarie informazioni in merito alla naturale evoluzione del corso d'acqua, onde evitare che, in assenza di controllo e di manutenzione, si abbia negli anni una diminuzione dell'efficienza idraulica per effetto di possibili modificazioni della geometria delle sezioni di deflusso generate da fenomeni di deposito/erosione;
- definire le azioni di monitoraggio da prevedersi a seguito di eventi di piena di particolare intensità;

- segnalare la necessità, ai fini del mantenimento delle condizioni di sicurezza sopra richiamate, di operazioni di rimozione e sfalcio della vegetazione presente in alveo, di interventi periodici di asportazione materiale o di risagomatura delle sezioni di deflusso;
- fornire indicazione in merito agli interventi di manutenzione da attuarsi sulle opere di difesa idraulica.

In particolare si segnala come le analisi effettuate in merito alle problematiche di trasporto solido abbiano evidenziato, per quanto possibile, un carattere di sostanziale stabilità dell'asta fluviale torrentizia, con fenomeni di deposito/erosioni limitati e localizzati; per esempio, in corrispondenza di alcuni manufatti in alveo o di locali restringimenti/allargamenti d'alveo.

La finalità ultima del programma di monitoraggio è quindi quella di definire una procedura ripercorribile che consenta di stabilire dove e quando sia necessario procedere con operazioni di disalveo per il mantenimento delle condizioni di sicurezza assunte in sede di progettazione degli interventi. Il monitoraggio sistematico consente la definizione di un programma di manutenzione che limita gli interventi di movimentazione ed estrazione del materiale solido solo ai casi di effettiva necessità.

A tal fine, in questa sede, sono state individuate delle "sezioni di controllo" il cui rilievo, ripetuto a cadenza temporale predefinita, fornisca indicazioni circa la reale tendenza evolutiva del corso d'acqua, confermando o meno le valutazioni sui fenomeni di trasporto solido effettuate in questa sede.

In particolare sono state individuate almeno sette sezioni di monitoraggio in corrispondenza di zone ritenute rappresentative, ai fini dei processi di dinamica fluviale, nel tratto A.d.F. foce oggetto di approfondimento:

- a) sezione collocata immediatamente a valle del viadotto A.d.F. (sezione 104 – 1330 di PdB);
- b) sezione n. 95 (1300 di PdB) collocata ca. 200 m a monte del ponte romanico;
- c) sezione collocata in corrispondenza del ponte Romanico (sezione 86 – 1270 di PdB);
- d) sezione n. 60 (1210 di PdB) collocata ca. 700 m a valle del ponte di Taggia;



- e) sezione collocata in corrispondenza dell'attraversamento di Levà (sezione 20 – 1075 di PdB);
- f) sezione n.15 (1070 di PdB) collocata tra il ponte S.S. 1 Aurelia e il ponte di foce;
- g) sezione collocata in corrispondenza dell'attuale attraversamento di foce.

Tali sezioni potranno essere oggetto di rilievo topografico ogni tre anni e comunque dopo ogni evento di piena significativo: dalle risultanze di tale rilievi sarà possibile determinare se esistono i presupposti per programmare interventi di asportazione di materiale d'alveo.

Si evidenzia infatti come un innalzamento generalizzato del fondo medio del corso d'acqua si tradurrebbe in un analogo incremento di livelli idrici di piena con una conseguente analogo riduzione dei franchi di sicurezza. Nei tratti in cui questi ultimi risultano prossimi al valore minimo di riferimento è chiaro che un sovralluvionamento generalizzato risulterebbe incompatibile, in termini di sicurezza, con quanto definito in sede di pianificazione.

Qualora le verifiche topografiche puntuali sopra illustrate mostrino un livello medio di fondo superiore a circa 0.50 m rispetto alla configurazione di progetto, si dovrà effettuare una campagna di su un tratto significativo di corso d'acqua a monte e a valle, sufficientemente esteso.

Nel caso in cui le analisi così effettuate confermino un innalzamento/abbassamento generalizzato dell'assetto di fondo superiore al valore sopra indicato, si dovrà programmare l'intervento che consenta il ripristino della configurazione di progetto.

Al fine di minimizzare possibili errori di compensazione di rilievo, si segnala la necessità di fissare, a partire dalla prima verifica topografica, i punti fiduciar per ciascuna sezione trasversale: tali punti costituiranno i riferimenti per le successive campagne di verifica.

Il programma di monitoraggio prevede altresì il controllo visivo delle opere di difesa idraulica (muri di sponda, scogliere, briglie...) per verificare il loro stato di manutenzione a fronte di eventuali fenomeni di ammaloramento, scalzamento al piede, ecc... . La verifica periodica di tali opere potrà essere effettuata a cadenza semestrale ed a seguito di ogni evento di piena significativo.

La valutazione dei costi per le attività di monitoraggio sopra illustrate possono essere stimati, per quanto concerne le attività “ordinarie” (a prescindere ossia da eventi di piena che si verranno a verificare), relativamente al tratto che si sviluppa dal viadotto A.d.F. fino alla foce, secondo quanto di seguito indicato:

<b>Attività</b>	<b>Periodicità proposta</b>	<b>Costo €</b>
Rilievo sezioni di controllo	triennale	€ 1'500.00
Controllo visivo delle opere	semestrale	€ 900.00

Ipotizzando un piano articolato, ad esempio, su una durata trentennale, il costo medio annuo da prevedersi per il monitoraggio risulta pari quindi a ca. 2'300 €/anno.

Nelle tabelle di seguito riportate vengono invece indicati i principali interventi di manutenzione da eseguirsi sul corso d'acqua e sulle opere di difesa allo scopo di mantenere l'alveo e le opere in buono stato, garantendo la stabilità nel tempo dell'intervento di sistemazione ed il permanere, quindi, di idonee condizioni di sicurezza idraulica.

La quantificazione degli oneri di manutenzione potranno essere ovviamente determinati solo sulla base delle risultanze dei monitoraggi effettuati.

## PROGRAMMA PRELIMINARE DI MANUTENZIONE - CORSO D'ACQUA

<i>Opera oggetto di manutenzione</i>	<i>Risorse necessarie per l'intervento manutentivo</i>	<i>Anomalie riscontrabili</i>	<i>Interventi di Manutenzione</i>
Alveo del corso d'acqua	Attrezzi d'uso comune Operai con DPI Mezzi meccanici per movimenti terra	<ul style="list-style-type: none"><li>- Alterazione delle sezioni di deflusso per erosione del fondo o delle sponde, o per formazione di depositi</li><li>- Presenza di depositi di materiale vegetale o litoide in alveo</li><li>- Presenza di materiale improprio in alveo (rifiuti, materiale da discarica)</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>- ripristino della sezione d'alveo con eliminazione dei materiali litoidi ostacolanti o parzializzanti il regolare deflusso</li><li>- rimozione di rifiuti solidi e taglio di vegetazione arbustiva ed arborea nell'alveo, ostacolo al deflusso regolare delle piene ricorrenti</li><li>- ripristino della sezione di deflusso in corrispondenza dei ponti, tramite: rimozione dei tronchi d'albero e di altro materiale che costituisca ostruzione, rimozione di depositi alluvionali che ostacolano il regolare deflusso</li></ul>

---

## PROGRAMMA PRELIMINARE DI MANUTENZIONE - OPERE DI DIFESA IDRAULICA

<i>Opera oggetto di manutenzione</i>	<i>Risorse necessarie per l'intervento manutentivo</i>	<i>Anomalie riscontrabili</i>	<i>Interventi di Manutenzione</i>
Muri di difesa in cls	Attrezzi d'uso comune, impalcature, trabattelli. Operai con DPI.	Ammaloramento cls Scalzamento al piede Distacchi rivestimento in pietrame del paramento Infiltrazioni	Interventi di ripristino cls Ripristino protezione al piede con massi di cava Manutenzione rivestimento in pietrame
Scogliere	Attrezzi d'uso comune, impalcature, trabattelli. Operai con DPI.	Distacco e movimentazione dei massi che costituiscono l'opera.	Ripristino scogliera con sistemazione o sostituzione dei massi asportati.
Salti di fondo	Attrezzi d'uso comune, impalcature, trabattelli. Operai con DPI.	Ammaloramento cls Scalzamento al piede	Protezione al piede con massi di cava

---

#### 1.7.4 *Nota conclusiva relativa all'aspetto morfodinamico del piano interventi*

L'analisi del trasporto solido è stata condotta dall'assunzione che attualmente l'alveo del tratto in esame sia mediamente stabile. Tale ipotesi è avvalorata dal fatto che non si rilevano situazioni di criticità: scalzamento delle pile dei ponti e/o delle difese spondali e nemmeno sovralluvionamenti evidenti.

L'ipotesi di stabilità impone che per portate ordinarie l'alveo non presenti modificazioni significative, pertanto le simulazioni di trasporto solido effettuate con il modello 1D devono riprodurre tale comportamento. D'altro canto l'evoluzione determinata dal modello dipende fortemente dalla formula di trasporto adottata ( si ricorda come per la messa a punto del modello di trasporto solido si dovrebbe preliminarmente effettuare la taratura dei coefficienti delle formule di trasporto, riproducendo l'evoluzione del corso d'acqua rilevabile tra almeno 2 rilievi effettuati a diversi anni di distanza ed utilizzando le portate del fiume nel periodo tra i due rilievi), che a sua volta è fortemente influenzata dalla granulometria imposta oltre che dalla geometria delle sezioni.

Il dato più incerto tra i due è sicuramente quello della granulometria: infatti nel caso in esame sono a disposizione 4 campioni per definire la granulometria dell'intero tratto. Tali campioni non sono stati peraltro rilevati in alveo (zona interessata da flussi della corrente) ma nella zona "golenale", presentano perciò una maggior percentuale della frazione fina. Inoltre, visto l'ampio spettro granulometrico, in fase di campionamento sono state usate 2 tecniche differenti per la determinazione del fuso granulometrico, con una presumibile sovrastima della la frazione fine.

Si è resa pertanto necessaria una "calibrazione" dei dati di campagna per ottenere una conformazione stabile sulla base della formula di trasporto adottata. Questa fase può essere definita come "calibrazione del modello" o "taratura" della formula di trasporto solido alle condizioni d'alveo in esame. Per definire la portata su cui effettuare la calibrazione si è quindi fatto riferimento alla curva di durata delle portate registrate alla stazione di Merelli, utilizzando le portate con durata superiore a 30 e 10 giorni anno opportunamente alternate. Con tali portate sono state eseguite simulazioni della durata di 5 anni. Al termine di ogni simulazione è stata ripristinata la geometria iniziale, quella rilevata, ed è stata assegnata come

granulometria iniziale quella definita al termine della simulazione. Con questa nuova conformazione è stata ripetuta la simulazione di 5 anni. Questa procedura è stata ripetuta fino ad ottenere una situazione stabile. La Figura 1.32 della Relazione illustra la granulometria ottenuta, in cui si vede che mediamente il d50 diminuisce andando verso valle, come nei rilievi, e ci sono delle oscillazioni legate agli allargamenti, restringimenti dell'alveo.

Al termine del processo di calibrazione, si è potuto procedere con lo studio delle tendenze evolutive d'alveo. A tale fine si rileva come l'analisi dei processi di dinamica fluviale debba essere effettuato sulla base della portata formativa del corso d'acqua, a partire quindi dalla distribuzione in frequenza delle portate liquide nel periodo temporale considerato (nonché considerando gli interventi antropici realizzati che possono aver modificato/inciso sulle naturali tendenze evolutive del corso d'acqua): tuttavia, nell'incertezza o non disponibilità di tali dati, le valutazioni effettuate assumendo come riferimento eventi estremi forniscono una indicazione significativa in merito a possibili variazioni dei processi di dinamica fluviale determinati da variazioni dell'assetto di progetto ipotizzato rispetto alla configurazione attuale.

Partendo dalla conformazione ottenuta sono state eseguite le simulazioni con eventi di 10, 20 e 50 anni di tempo di ritorno, sia per la configurazione attuale che per quella di progetto.

Confrontando i dati relativi allo stato di fatto con quelli della configurazione di progetto si sono riscontrate variazioni non significative nella tendenza evolutiva del corso d'acqua, a conferma di come il rimodellamento delle briglie e la ricalibrazione del fondo alveo sia stata progettata nel rispetto delle pendenze naturali del corso d'acqua.

Resta comunque inteso che, vista la delicatezza e complessità della materia in esame e, per il caso in esame, la mancanza di dati specifici (primo fra tutti 2 rilievi confrontabili ed eseguiti a distanza temporale sufficientemente estesa), le ipotesi assunte nonché il tipo di analisi di trasporto condotto nell'ambito dello studio dovranno trovare conferma "sul campo" ed essere oggetto di costante verifica sul campo mediante attuazione di un piano di monitoraggio del corso d'acqua.

## **2. STUDIO IDROLOGICO ED IDRAULICO DEI PRINCIPALI RII MINORI AFFLUENTI DEL T. ARGENTINA NEL TRATTO A.D.F – FOCE**

### **2.1 Premessa**

Nell'ambito del presente studio idraulico del T. Argentina è stata effettuata anche l'analisi dell'idrologia di piena dei rivi minori affluenti del torrente nel tratto terminale dello stesso compreso tra il viadotto dell'autostrada dei fiori A10 e la foce.

Nei paragrafi seguenti verranno riportati i risultati dell'analisi conoscitiva e dello studio idrologico condotti e verranno descritte le metodologie impiegate per la definizione delle portate di piena.

Per quanto riguarda i tempi di ritorno di interesse, nelle sezioni di chiusura che sottendono bacini naturali, la stima della portata di piena è stata effettuata per i tempi di ritorno di interesse nella pratica idrologica e cioè  $T=10, 50, 100, 200$  e 500 anni.

I corsi d'acqua di interesse in questa sede, appartenenti al reticolo idrografico minore del bacino del T. Argentina, sono quelli che confluiscono nel torrente principale nel tratto compreso tra l'autostrada dei fiori A10 e la foce. L'ambito territoriale di interesse è pertanto la porzione valliva del bacino del T. Argentina appartenente al comune di Taggia.

Tale tratto è caratterizzato dalla presenza di un tessuto urbano continuo (Arma di Taggia e Taggia) alternato a zone destinate prevalentemente alla floricoltura e all'olivicoltura che, risalendo lungo l'entroterra, lasciano spazio sempre più a insediamenti boschivi piuttosto che abitativi e agricoli e che mantengono l'impronta data dagli originari caratteri rurali legati allo sfruttamento dell'agricoltura povera di un tempo tipica di queste zone.

Nei paragrafi seguenti verranno individuati i corsi d'acqua di maggiore importanza ai fini dell'analisi idrologico – idraulica del reticolo minore, tracciati i relativi bacini idrografici chiusi in prossimità della sezione di confluenza del corso d'acqua di interesse in Argentina e definite le grandezze geomorfologiche necessarie ai fini dell'analisi idrologica.

## 2.2 Descrizione del reticolo idrografico

Lungo il corso del T. Argentina, nel tratto compreso tra la A10 e la foce, sono stati individuati, sia su base cartografica sia con riferimento ai dati forniti dall'Autorità di bacino competente, diversi affluenti dell'Argentina sia in destra che in sinistra idraulica.

Di tali i rivi minori individuati confluenti in Argentina è stata condotta l'analisi idrologica solo su quelli ritenuti maggiormente significativi in termini di superficie drenata; tali corsi d'acqua sono riportati nella tabella *Tabella 2-1*.

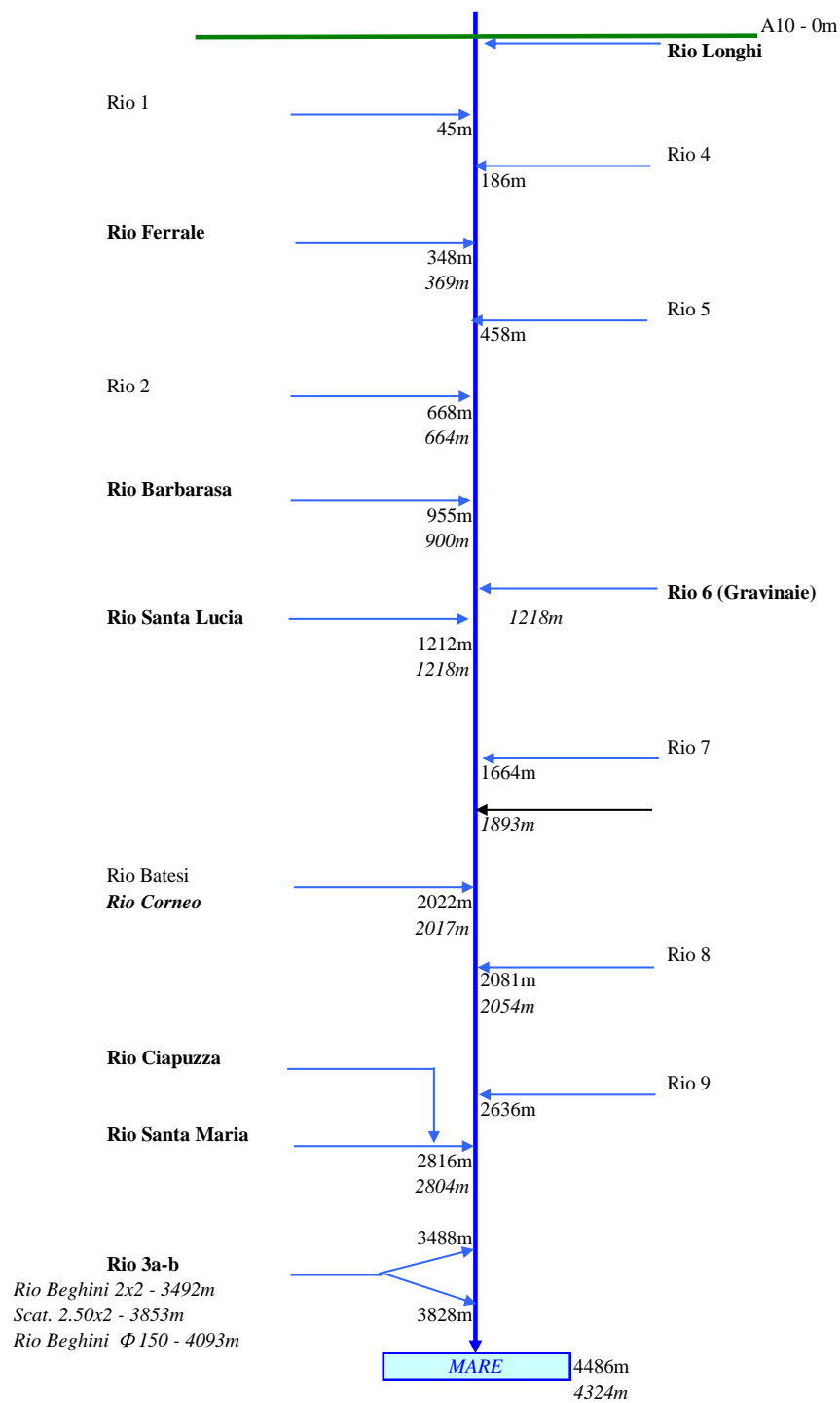
*Tabella 2-1: Rivi minori di interesse*

Corso d'acqua	Afluente in sponda:	Sezione di chiusura	Superficie drenata [kmq]
Rio Ferrale	destra	confluenza in Argentina	0.614
Rio Barbarasa	destra	confluenza in Argentina	0.176
Rio Santa Lucia	destra	confluenza in Argentina	0.578
Rio Corneo	destra	confluenza in Argentina	2.500
Rio Ciapuzza	destra	confluenza in Rio SantaMaria	1.691
Rio Santa Maria	destra	a monte della confluenza con il Rio Ciapuzza	1.242
		confluenza in Argentina	3.064
Rio 3a-b	destra	confluenza in Argentina	1.242
Rio Longhi	sinistra	confluenza in Argentina	0.296
Rio 6 (Gravinaie)	sinistra	confluenza in Argentina	0.824

Per tutti i corsi d'acqua minori riportati in *Tabella 2-1* sono stati tracciati i relativi bacini idrografici chiusi alla sezione indicata, utilizzando come cartografia di base la Carta Tecnica Regionale in formato vettoriale.

I bacini individuati hanno carattere prevalentemente extraurbano e collinare, con altezze medie dell'ordine dei 50÷300 m s.l.m.; solo nella parte più valliva dei corsi d'acqua, a ridosso del Torrente Argentina, si registra, com'è naturale, una diminuzione della pendenza media dei versanti e un aumento della superficie urbanizzata. L'individuazione del tracciato dei rivi minori presenta indubbiamente elementi di estrema difficoltà in considerazione del fatto che essi si presentano, nei tratti terminali, completamente tombati; in alcuni casi sono stati oggetto di recenti interventi nell'ambito di nuove lottizzazioni realizzate o in fase di ultimazione. Ai fini del presente studio si è fatto quindi riferimento ai dati esistenti a disposizione dell'Amministrazione, ai numerosi sopralluoghi effettuati ed alle integrazioni di rilievo topografico ad hoc effettuate (*paragrafo 1.3*).





Dati ricavati dalla planimetria con i corsi d'acqua dell'AdB; in corsivo dati ricavati dal profilo

Figura 2-1: Schema del reticolo minore nel tratto A.d.F. – foce

### 2.3 Stima dei parametri geomorfologici ed idrologici

Per i bacini idrografici in studio sono state definite tutte le grandezze geomorfologiche caratteristiche necessarie per le successive fasi della progettazione; in particolare sono stati definiti i seguenti parametri:

- Superficie del bacino  $S$  [kmq];
- Altezza massima  $H_{max}$  [m s.l.m.];
- Altezza minima in corrispondenza della sezione di chiusura  $H_0$  [m s.l.m.];
- Altezza media  $H_{med}$  [m s.l.m.];
- Lunghezza dell'asta  $L$  [km];
- Tempo di corrivazione  $t_c$  [ore];
- coefficiente di deflusso  $\phi$ ;
- Curve number CN.

Per quanto riguarda i parametri morfometrici  $S$ ,  $H_{max}$ ,  $H_0$ ,  $H_{med}$ ,  $L$  appare superfluo alcun approfondimento metodologico; per quanto riguarda invece il tempo di corrivazione  $t_c$  del bacino, esso può essere definito come l'intervallo di tempo dall'inizio della precipitazione oltre al quale tutto il bacino contribuisce al deflusso nella sezione terminale.

Tale grandezza è stata calcolata per tutti i bacini sia tramite la formula empirica di Giandotti (2.1), valida per bacini montani e collinari, sia tramite la formula proposta da Kirpich (2.2), valida per bacini piccoli in aree collinari; in entrambe le formulazioni le grandezze assumono il significato visto, ad eccezione del parametro  $L$  che rappresenta la lunghezza del percorso più lungo del bacino misurata in km;

$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L}{0,8\sqrt{H_{med} - H_0}}$	(2.1)
$t_c = 0,95 \cdot \frac{L^{1,135}}{d^{0,385}}$	(2.2)

Il coefficiente di deflusso  $\phi$  tiene conto in forma implicita di tutti i fattori che intervengono a determinare la relazione che intercorre tra la portata al colmo e

l'intensità media di pioggia, quali il tipo di suolo, la copertura, la pendenza dei versanti, etc...

La stima del valore appropriato del coefficiente di deflusso richiede, come accennato, la conoscenza del tipo di suolo e del suo uso, integrata ove possibile da dati e osservazioni sperimentali su eventi di piena nella regione idrologica di interesse.

Nel caso in esame, per i bacini idrografici in studio, il coefficiente di deflusso è stato stimato sulla base dei valori forniti in letteratura, considerando le dimensioni ridotte dei bacini e la copertura, con urbanizzazione crescente verso la foce nel torrente Argentina.

Nell'ambito della metodologia SCS l'indice *CN* è un numero adimensionale compreso tra 0 e 100 che caratterizza la natura del suolo, il tipo di copertura vegetale e le condizioni di umidità del suolo antecedenti la precipitazione. Per la definizione del valore di *CN* vengono utilizzate le tabelle riportate di seguito, fornite dal SCS, in funzione della natura del suolo, del tipo di copertura vegetale e delle condizioni di umidità del suolo antecedenti all'evento.

*Tabella 2-2: Valori di CN in funzione delle diverse tipologie di uso del suolo*

Tipologie di uso del suolo	Tipo di suolo			
	A	B	C	D
Suoli coltivati	62-72	71-81	78-88	81-91
Pascoli	39-68	61-79	74-86	80-89
Prati	30	58	71	78
Boschi e foreste con copertura modesta	45	66	77	83
Boschi e foreste con buona copertura dall'erosione e sottobosco	25	55	70	77
Aree a parco di fruizione ricreativa: con copertura erbacea superiore al 75%	39	61	74	80
con copertura erbacea da 5% al 75%	49	69	79	84
Aree commerciali (impermeabili per l'85%)	89	92	94	95
Aree industriali (impermeabili per il 72%)	81	88	91	93
Aree residenziali con percentuale media impermeabile:	77	85	90	92
65%	61	75	83	87
38%	57	72	81	86
30%	54	70	80	85
25%	51	68	79	84
20%				
Parcheggi, aree coperte (impermeabili)	98	98	98	98
Strade				
Asfaltate	98	98	98	98
Inghiaiate	76	85	89	91

**Tipo di suolo:**

A: elevata infiltrazione, per suoli con strati sabbiosi profondi (diametro 0.002÷0.05 mm);

B: infiltrazione moderata, per suoli con tessitura da moderatamente fine a moderatamente grossolana, quali limi sabbiosi;

C: infiltrazione lenta, per suoli a tessitura fine, quali argille limose, deboli strati di limo sabbioso, suoli con debole contenuto organico;

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

I valori di CN utilizzati nella presente analisi sono stati ricavati dalla relazione sulla "Valutazione delle portate e dei volumi idrici del Torrente Argentina" redatta nel 2007 dal Prof. Rosso per conto della Provincia di Imperia (si veda l'allegato tecnico n. 1).

Le caratteristiche geomorfologiche calcolate per i bacini idrografici in studio sono riportate in *Tabella 3*:

*Tabella 2-3: Caratteristiche geomorfologiche dei bacini del reticolo minore*

Corso d'acqua	S	L	H <sub>0</sub>	H <sub>max</sub>	H <sub>med</sub>	t <sub>c</sub> Giandotti	t <sub>c</sub> Kirpich	CN
	[kmq]	[km]	[m.s.m.]	[m.s.m.]	[m.s.m.]	[ore]	[ore]	[-]
Rio Ferrale	0.614	1.44	30.79	485.00	270.88	0.43	0.17	90
Rio Barbarasa	0.176	1.01	24.45	334.00	167.12	0.33	0.14	90
Rio Santa Lucia	0.578	1.54	23.77	405.00	190.12	0.52	0.22	90
Rio Corneo	2.500	3.70	14.41	527.70	261.73	0.94	0.50	90
Rio Ciapuzza	1.691	3.30	16.90	445.00	144.05	1.13	0.57	90
Rio S.Maria – mc	1.242	2.11	16.90	385.10	132.49	0.89	0.36	90
Rio S.Maria – f	3.064	3.58	7.25	445.00	133.41	1.38	0.63	90
Rio 3 a-b	1.242	2.18	9.00	282.00	53.91	1.44	0.53	90
Rio Longhi	0.296	0.98	32.91	678.00	304.54	0.28	0.11	90
Rio 6 (Gravinaie)	0.824	1.66	20.76	373.00	123.43	0.75	0.28	90

## 2.4 Le precipitazioni intense

Per stimare le portate di piena defluenti nei corsi d'acqua in studio, in mancanza di osservazioni dirette di valori di portata, vengono utilizzati modelli di trasformazione afflussi-deflussi che, a partire da precipitazioni puntuali note, forniscono il corrispondente andamento nel tempo delle portate.

L'applicazione di tali modelli necessita quindi della conoscenza del regime delle precipitazioni di forte intensità nel territorio di interesse. Come è noto tale regime si sintetizza nelle cosiddette Linee Segnalatrici di Possibilità Pluviometrica (LSPP).

Di seguito viene quindi brevemente riportata la metodologia generalmente utilizzata per la definizione delle LSPP per i tempi di ritorno di riferimento maggiormente impiegati nella pratica idrologica (T=10, 50, 100, 200 e 500 anni).

#### 2.4.1 Metodologia per la definizione delle LSPP

Le LSPP esprimono il legame esistente tra l'altezza di pioggia  $h$  e la sua durata  $d$ , per assegnato tempo di ritorno  $T$ , nella forma:

$$h = a_T \cdot d^n$$

dove  $a_T$  ed  $n$  sono parametri che vengono stimati a partire dalle elaborazioni di serie storiche dei valori massimi annuali delle altezze di precipitazione di durata assegnata.

La metodologia statistica maggiormente utilizzata per la definizione delle LSPP utilizza come informazione idrologica di base i massimi annuali delle precipitazioni di diversa durata.

Il primo passo per la determinazione delle LSPP consiste quindi nell'estrarre dalle serie storiche disponibili le massime altezze annue di pioggia di assegnata durata, in particolare le durate 1, 3, 6, 12, 24 ore, o per durate inferiori all'ora, in quanto dell'ordine del tempo critico dei bacini.

È necessario quindi preventivamente individuare le stazioni pluviografiche ricadenti all'interno dell'area in esame, o adiacenti ad essa, fornite di pluviografo registratore, per un numero di anni significativo (in linea di massima maggiore di 20 anni), in grado di fornire dati di pioggia relativi alle precipitazioni di assegnata durata, nonché quelli relativi agli eventi estremi (piogge intense con durata inferiore a 60 minuti).

Le serie dei massimi annuali in assegnata durata così ottenute si possono considerare come campioni di dimensione  $N$  (con  $N$  pari al numero di anni di osservazione) di una variabile casuale e pertanto, attraverso le tecniche delle inferenze statistiche, si può ricercare la funzione di probabilità più adatta ad interpretarli e stimarne i parametri.

La distribuzione di probabilità di Gumbel è solitamente utilizzata per interpretare in maniera soddisfacente le osservazioni campionarie.

Per il calcolo dei coefficienti  $a_T$  e  $n$  si utilizzerà quindi la seguente procedura:

1. *Calcolo della media ( $\mu_d$ ) e dello scarto quadratico medio ( $\sigma_d$ ) della serie storica, per ogni durata di pioggia:*

Tali grandezze sono necessarie per la stima dei due parametri della distribuzione.

2. *Calcolo dei parametri caratteristici della distribuzione di Gumbel:*

Tra i parametri che definiscono la distribuzione di probabilità di Gumbel e i parametri statistici relativi alla serie storica ( $\mu_d$  e  $\sigma_d$ ), sussistono le seguenti relazioni:

$$\alpha_d = \frac{1.283}{\sigma_d}$$

$$u_d = \mu_d - 0.45 \cdot \sigma_d$$

3. *Calcolo dell'altezza di pioggia  $h_d(T)$ :*

Nel caso in cui si ipotizzi che la distribuzione di probabilità delle altezze di pioggia  $h$  sia, per tutte le durate, quella di Gumbel, è possibile scrivere una relazione diretta che esprima  $h$  in funzione della durata e del tempo di ritorno. Secondo tale legge l'altezza di precipitazione  $h_d(T)$  di durata  $d$  è legata al tempo di ritorno  $T$  dalla relazione:

$$h_d \stackrel{\curvearrowright}{=} u_d - \frac{1}{\alpha_d} \cdot \ln \left[ \ln \left( \frac{T}{T-1} \right) \right]$$

4. *Determinazione della curva di possibilità climatica:*

Come si è detto in precedenza, la curva di possibilità climatica lega l'altezza  $h$ , la durata  $d$  della pioggia e il tempo di ritorno  $T$  tramite l'espressione:

$$h_d \stackrel{\curvearrowright}{=} a_T \cdot d^n$$

o in modo equivalente:

$$\log h_d \stackrel{\curvearrowright}{=} \log a_T + n \cdot \log d$$

con  $h_d(T)$  altezza di precipitazione espressa in mm, corrispondente alla durata  $d$  (ore) e al tempo di ritorno  $T$  (anni).

Considerando quindi, per ogni tempo di ritorno, le 5 coppie di valori  $[d, h_d]$  per  $d = 1, 3, 6, 12, 24$  ore si calcolano le corrispondenti coppie  $[\log d, \log h_d]$  e con il metodo dei minimi quadrati si individua la retta interpolante i punti sperimentali; tale retta ha per coefficiente angolare il parametro  $n$  e ordinata all'origine  $\log a$ , da cui si ricava il valore del parametro  $a$ .

#### 2.4.2 *Dati di pioggia disponibili*

Per lo studio del regime pluviometrico nelle aree di interesse sono state individuate tutte le stazioni di misura di precipitazione dotate di pluviografo registratore poste all'interno del bacino del Torrente Argentina (vedi *Figura 2-2*).

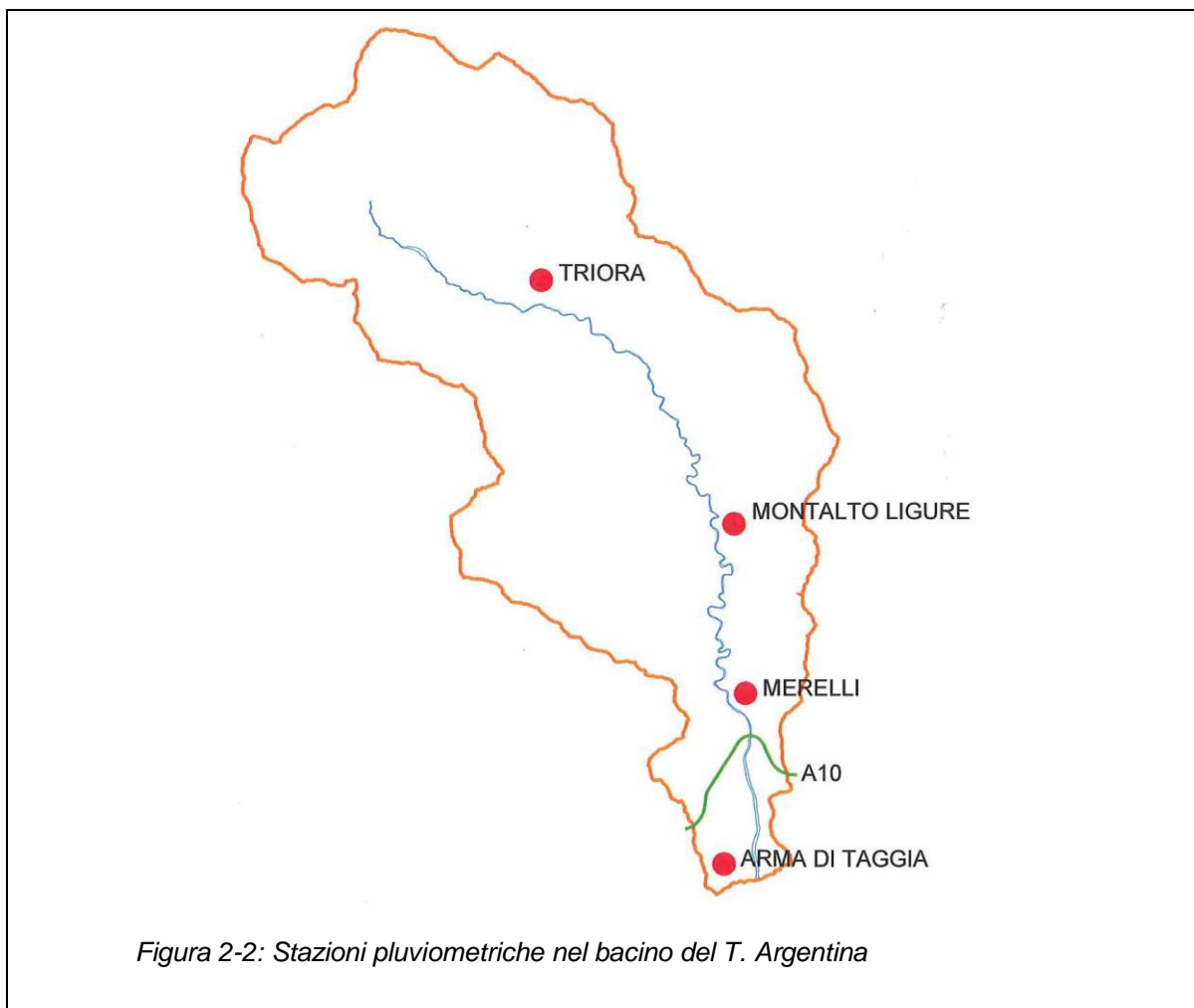
La rete idrografica della Regione Liguria è attualmente gestita dal CMIRL (centro Meteo-Idrologico della Regione) e dall'ARPAL. Le principali stazioni pluviometriche di riferimento, interne al bacino del T. Argentina, sono ubicate a Triora, a Montalto Ligure, a Merelli e ad Arma di Taggia.

La stazione pluviometrica di Triora è localizzata ad una quota di 780 m s.l.m.; in funzione dal 1926, ha cessato le osservazioni nel 1981, ma risulta comunque dotata di un campione di dati ad elevata numerosità.

La stazione pluviometrica di Montalto Ligure è localizzata ad una quota di 240 m s.l.m. ed è dotata di strumento di misura elettronico entrato in funzione nel giugno del 2004.

La stazione pluviometrica di Merelli è localizzata ad una quota di 80 m s.l.m.; tuttora in esercizio per quanto riguarda la misurazione dei livelli idrici, ha invece cessato le osservazioni pluviometriche nell'ottobre 2000, ma risulta comunque dotata di un campione di dati ad elevata numerosità.

La stazione pluviometrica di Arma di Taggia, situata sulla costa, è stata in funzione per soli 16 anni; essa è tuttavia una stazione privata di tipo "hobbystico" i cui dati non sono stati ancora certificati dal servizio meteorologico ufficiale.



I bacini idrografici di interesse, tuttavia, coprono nel complesso un'area poco estesa, pari a circa il 4% dell'intero bacino del Torrente Argentina, di tipo collinare e localizzata nella parte valliva di tale bacino (a circa 4.5 km dalla foce). Pertanto, per una corretta analisi idrologica delle aree di interesse, nelle successive elaborazioni è stata considerata unicamente la stazione pluviografica di Merelli, maggiormente significativa ai fini della stima del regime pluviometrico della zona in esame, sia in termini di localizzazione geografica (distanza dall'area di interesse, quota sul livello del mare), sia in termini di valenza statistica del campione, dal momento che per tale stazione sono disponibili più di 20 anni di osservazioni su eventi pluviometrici.



### 2.4.3 Stima dei parametri delle LSPP per durate di pioggia superiori all'ora

I valori dei parametri delle LSPP per la stazione pluviometrica di Merelli sono stati calcolati con la metodologia esposta al *paragrafo 2.4.1* e, a titolo di confronto, con la metodologia riportata nello studio sulla “*Valutazione delle portate e dei volumi idrici del Torrente Argentina*” redatto dal Prof. Rosso per conto della Provincia di Imperia, e richiamato integralmente nelle Linee Guida redatte nel 2008 dall’Autorità di Bacino Regionale della Liguria in merito ai “*Criteri ed indirizzi tecnici per la verifica e valutazione delle portate e degli idrogrammi di piena attraverso studi idrologici di dettaglio nei bacini idrografici liguri*”.

Nello studio citato i dati di pioggia sono stati elaborati con il metodo della rinormalizzazione statistica della curva di crescita locale (scala puntuale); per la valutazione della distribuzione di probabilità è stata utilizzata la legge GEV (Generalized Extreme Value), mentre per la stima dei relativi parametri sono state impiegate le tecniche inferenziali PWM (Probability Weighted Moments) e/o L-moments.

I risultati ottenuti con le due metodologie citate, per i tempi di ritorno di interesse della pratica idrologica, sono riportati in *Tabella 2-4*:

*Tabella 2-4: Valori dei parametri delle LSPP per la stazione di Merelli*

Metodologia di calcolo	Valori di a [mm] per i seguenti tempi di ritorno T [anni]					n
	10	50	100	200	500	
Gumbel	37.53	49.25	54.21	59.14	65.66	0.386
GEV	37.96	50.16	55.34	60.52	67.37	0.386

Come si può notare dai valori riportati in tabella, le due metodologie forniscono risultati del tutto confrontabili fra loro; ciò dimostra ancora una volta la solidità delle metodologie statistiche-idrologiche.

### 2.4.4 Stima dei parametri delle LSPP per durate di pioggia inferiori all'ora

Per bacini idrografici molto piccoli, con risposta idrologica relativamente breve (in genere largamente inferiore all'ora), è necessario far riferimento agli eventi meteorici di breve durata inferiori all'ora.

Pertanto è stato necessario, applicando una nota metodologia proposta in letteratura (*Sistemi di fognatura – Manuale di progettazione*, prof. S. Artina e altri 1997, ed. HOEPLI), estendere il campo di validità delle curve di possibilità pluviometrica anche alle durate di pioggia inferiori all'ora partendo dalle serie storiche di dati disponibili che comprendono unicamente altezze di pioggia registrate per durate superiori all'ora.

In particolare, il sopraccitato metodo parte dall'osservazione che i rapporti  $r_\delta$  fra le altezze di pioggia di durata  $\delta$  inferiori all'ora e l'altezza oraria sono relativamente poco dipendenti dalla località [Bell 1969]. Per le finalità del presente studio si è quindi ritenuto di fare riferimento alle valutazioni ricavate sulla base dei dati disponibili per il pluviografo di Milano Monviso dove sono stati calcolati i rapporti  $r_\delta$  dei valori medi delle massime altezze di pioggia annue di diversa durata  $h_\delta$  rispetto al valor medio della massima altezza annua oraria  $h_1$ . Fissato un assegnato tempo di ritorno si è moltiplicata la precipitazione oraria della stazione di interesse per i coefficienti  $r_\delta$  riportati in *Tabella 5*:

$$h_\delta = r_\delta \cdot h_1 = r_\delta \cdot \left( \frac{1}{T} \right)^n$$

sono state così ottenute le altezze di pioggia nelle stazioni di interesse di assegnato tempo di ritorno per durate comprese fra 1 e 45 minuti.

*Tabella 2-5: Tabella del valore del coefficiente  $r_\delta$  in funzione della durata di pioggia  $d$*

$\delta$	[min]	1	2	3	4	5	10	15	30	45
$r_\delta = h_\delta / h_1$		0.13	0.18	0.229	0.272	0.322	0.489	0.601	0.811	0.913

Al fine di assegnare anche alle curve di possibilità pluviometrica ottenute per durate inferiori all'ora la consueta forma monomia  $h = at^n$  si è successivamente proceduto a ricavare i due coefficienti  $a'$  e  $n'$  mediante la regressione ai minimi quadrati effettuata sulla carta logaritmica (in cui le ascisse sono il logaritmo naturale della durata di pioggia  $t$ , e le ordinate sono il logaritmo naturale dell'altezza di pioggia  $h$ ) vincolando la curva valida per  $t < 1$  ora a passare per il valore di altezza di pioggia ottenuto per una durata di pioggia pari ad un'ora. Il

coefficiente  $R^2$  che si ottiene dalla regressione lineare assume valori prossimi all'unità (indice di un buon adattamento ai dati) e comunque non inferiore a 0.98.

Ripetendo questo procedimento per i diversi tempi di ritorno di interesse sono stati ricavati i valori dei coefficienti  $a'$  e  $n'$  riportati nella tabella seguente:

Tabella 2-6: Valori dei parametri delle LSPP per la stazione di Merelli per  $d < 1$  ora

Parametri delle LSPP	Valori di $a$ [mm] per i seguenti tempi di ritorno T [anni]				
	10	50	100	200	500
$a'$	37.53	49.25	54.21	59.14	65.66
$n'$	0.482	0.481	0.479	0.480	0.478

## 2.5 Stima della portata di piena

La stima delle portate di piena in una determinata sezione di un corso d'acqua può essere condotta applicando differenti metodologie a seconda della tipologia e della quantità dei dati idrologici a disposizione.

Il caso più favorevole si ha quando nella sezione di interesse sono disponibili valori di portata misurati per un periodo di osservazione sufficientemente lungo; in questo caso l'analisi statistica diretta di frequenza delle piene consente di determinare le stime richieste.

Poiché tale situazione si verifica raramente, in ragione del modesto numero di stazioni di misura esistenti e del ridotto periodo di osservazioni disponibile per alcune di esse, nella maggior parte dei casi, e a maggior ragione sul reticolo idrografico minore, si è nelle condizioni di dover stimare i valori delle portate di piena con metodi indiretti, secondo le seguenti procedure:

- impiego di *modelli di regionalizzazione* del dato idrometrico, costruiti tramite l'analisi statistica dei dati idrologici disponibili relativi a una porzione di territorio omogenea rispetto ai fenomeni di piena ("regione idrologica");
- analisi statistica delle osservazioni pluviometriche relative al bacino idrografico sotteso dalla sezione di interesse e impiego di *modelli afflussi-deflussi* per la trasformazione in portate.

Il primo metodo consiste nell'utilizzare l'intera informazione idrometrica disponibile all'interno di una regione idrologica omogenea. In tal modo si perviene a un

campione di dati storici di dimensioni molto maggiori rispetto a quelle di una singola stazione; sulla base di tale campione si ottiene, mediante l'impiego di leggi di regressione statistica, la stima della distribuzione di probabilità delle portate di piena.

Il campo di validità dei modelli di regionalizzazione comprende i bacini idrografici di estensione variabile nell'intervallo definito dal valore di superficie minimo e massimo per i quali si dispone di serie storiche sufficientemente estese. Ove disponibili, possono essere utilizzati i risultati derivanti da studi di regionalizzazione predisposti a cura della Regione o dell'Autorità di Bacino interessata, ovvero altri modelli di regionalizzazione sviluppati in ambito accademico, quali ad esempio il modello probabilistico MG.

Nei casi in cui non sono disponibili modelli di regionalizzazione applicabili o per i quali l'applicazione può condurre a margini di incertezza elevati è necessario ricorrere all'impiego di modelli di trasformazione afflussi-deflussi.

Nel seguito verranno descritte le metodologie impiegate in questa sede per la stima delle portate al colmo di piena e quelle proposte dall'Autorità di Bacino Regionale della Liguria, confrontando fra loro i risultati ottenuti.

### 2.5.1 Regionalizzazione: il modello MG

Il modello MG è stato ricavato attraverso l'analisi di un campione numerosissimo di serie storiche delle portate al colmo di piena situate dapprima in Italia quindi in diverse aree geografiche del mondo. La base di dati utilizzata nella ricerca prende in considerazione circa 12.000 stazioni situate in paesi appartenenti ai cinque continenti per un totale di circa 460.000 anni di osservazione. Il campione comprende bacini di dimensioni variabili da pochi ettari sino a qualche centinaia di migliaia di chilometriquadri.

Indicando con  $Q_{max}$ ,  $\mu$  e  $CV$  rispettivamente il massimo, la media e il coefficiente di variazione della generica serie storica dei massimi annuali delle portate istantanee, al modello MG si è giunti esaminando anzitutto la dispersione dei valori  $Q_{max}/\mu$  in funzione di  $CV$  (figura seguente):

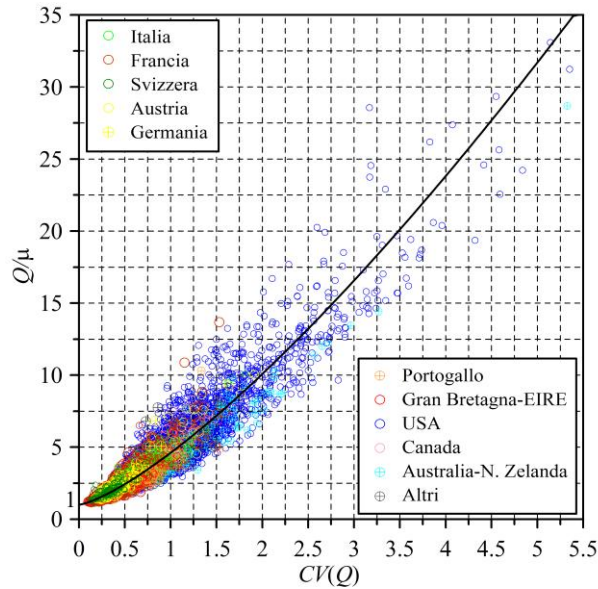


Figura 2-3: Dispersione dei valori  $Q_{max}/\mu$  nel piano  $(CV, Q/\mu)$

Ipotizzando che la curva interpolare di tali punti abbia forma monomia, per essa si è ricavata, con il metodo dei minimi quadrati, l'espressione:

$$\frac{Q_{max}}{\mu} = 1 + k CV^{1.33} \quad (MG 1)$$

con  $k \sim 3.61$ .

Successivamente, dopo aver verificato che ai valori di  $Q_{max}/\mu$  forniti da tale curva, corrisponde un tempo di ritorno compreso tra 65 e 70 anni, si è ipotizzato che il quantile della variabile  $Q/\mu$  corrispondente al generico tempo di ritorno  $T$  possa essere espresso da una funzione simile alla (MG 1) nella quale il parametro  $k$  risulta funzione di  $T$ :

$$\frac{Q}{\mu} = 1 + k(T) \cdot CV^{1.33} \quad (MG 2)$$

La funzione di  $k(T)$  è stata quindi ricavata attraverso l'analisi della frequenza della variabile normalizzata

$$Y = \frac{Q/\mu - 1}{CV^{1.33}} = \frac{Q - \mu}{\sigma CV^{0.33}} \quad (MG 3)$$

Le elaborazioni sopra richiamate hanno fornito la seguente espressione del modello MG:

$$\frac{Q}{\mu} = 1 + (0.37 + 0.80 \ln T) CV^{1.33} \quad (MG 4)$$

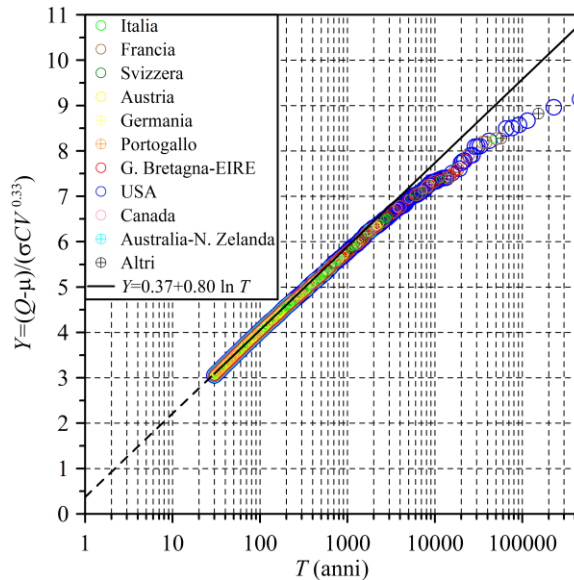


Figura 2-4: Frequenze empiriche di non superamento dei valori massimi della variabile  $Y$  e funzione interpolante

L'applicazione del modello richiede la conoscenza dei parametri  $\mu(Q)$  e  $CV(Q)$ , che in siti strumentati può essere condotta con il metodo dei momenti, attraverso il calcolo della media e dello scarto quadratico medio del campione di dati.

E' noto che mentre la media  $\mu(Q)$  può essere stimata a partire da un'informazione idrometrica relativamente limitata, ovvero, in assenza di dati siffatti, attraverso l'applicazione di formule multiregressive, tarate a partire dalle serie storiche disponibili per le sezioni strumentate appartenenti alla stessa regione in cui ricade la sezione di interesse, o ancora, attraverso schematizzazioni più o meno semplificate della trasformazione afflussi deflussi di impostazione analoga alla formula razionale; più problematica è invece la stima diretta o indiretta dello scarto quadratico medio  $\sigma(Q)$  o del coefficiente di variazione  $CV(Q)$ .

La stima dei parametri  $\mu(Q)$  e  $CV(Q)$  del modello, in sezioni fluviali non strumentate, dipendendo essi dalla specificità delle caratteristiche geomorfoclimatiche della regione a cui appartengono, deve necessariamente essere condotta attraverso procedure di natura statistica rivolte a regioni omogenee.

Nel presente studio la media  $\mu$  delle portate al colmo, per ciascun bacino, è stata stimata utilizzando la formula razionale e l'informazione pluviometrica disponibile nell'area indagata, considerando la media dei massimi annuali dell'altezza di

precipitazione di durata pari al tempo di corrivazione dei bacini. E' stata utilizzata la stazione pluviometrica di Merelli, per i motivi precedentemente esposti.

In considerazione del fatto che per aree piccole i processi di trasformazione degli afflussi nei corrispondenti deflussi alla sezione di chiusura perdono di importanza e i coefficienti di variazione delle portate al colmo assumono valori prossimi a quelli delle massime intensità di precipitazione, per la stima di CV nei bacini di interesse è stato considerato il coefficiente di variazione della stazione pluviometrica di Merelli, pari a 0,35.

Nella tabella seguente sono riportate le stime delle portate al colmo di piena, per i diversi tempi di ritorno considerati, ottenuti tramite l'applicazione del modello MG. Per come è stato ricavato, poiché la numerosità media delle serie storiche del campione di taratura è di circa 34 anni, esso è applicabile per tempi di ritorno superiori a circa 30 – 40 anni.

Tabella 2-7: Valori di portata al colmo calcolati con il modello probabilistico MG

Corso d'acqua	Portate al colmo Q [mc/s] per i seguenti tempi di ritorno T [anni]:				
	10	50	100	200	500
Rio Ferrale	--	17.48	18.76	20.05	21.75
Rio Barbarasa	--	5.57	5.98	6.39	6.93
Rio Santa Lucia	--	14.70	15.78	16.86	18.29
Rio Corneo	--	40.95	43.96	46.97	50.95
Rio Ciapuzza	--	25.95	27.86	29.77	32.29
Rio S.Maria – mc	--	24.37	26.17	27.96	30.33
Rio S.Maria – f	--	44.76	48.05	51.34	55.69
Rio 3a-b	--	19.75	21.20	22.65	24.57
Rio Longhi	--	10.81	11.60	12.40	13.45
Rio 6 (Gravinaie)	--	18.20	19.54	20.88	22.65

### 2.5.2 Modello cinematico

Tra le diverse metodologie utilizzate per la stima della portata al colmo di piena di assegnato tempo di ritorno  $T$  è stata utilizzata la formula razionale:

$$Q(T) = \phi \cdot S \cdot i_c(T)$$

dove  $Q(T)$ ,  $S$  e  $i_c(T)$  indicano rispettivamente la portata al colmo di piena di tempo di ritorno  $T$ , l'area del bacino e l'intensità della precipitazione relativa al centro di

scroscio di durata pari al tempo  $\tau_c$  critico del bacino;  $\phi = \phi_1\phi_2\phi_3$  è un coefficiente minore di 1 che tiene conto delle perdite per infiltrazione ( $\phi_1$ ), del ragguaglio delle piogge all'area ( $\phi_2$ ) e dell'effetto di laminazione del bacino ( $\phi_3$ ).

La formula razionale può essere giustificata concettualmente assumendo uniforme nello spazio e nel tempo l'intensità di precipitazione e schematizzando il fenomeno di trasformazione afflussi–deflussi con un particolare modello cinematico.

Nel caso in esame le portate al colmo di piena vengono stimate assumendo il tempo critico del bacino pari al tempo di corrivazione calcolato con le formule di Giandotti e di Kirpich, mentre per il coefficiente di deflusso  $\phi$  vengono utilizzati valori di letteratura compresi tra 0,7 e 0,8, in considerazione delle ridotte dimensioni dei bacini, dell'elevata pendenza dei versanti e del tipo e uso del suolo. I diversi risultati ottenuti, riportati nelle tabelle seguenti, sono stati successivamente confrontati fra loro al fine di individuare quelli con la maggiore attendibilità idrologica.

Tabella 2-8: Valori di portata al colmo calcolati con il modello cinematico ( $t_c$  calcolato con la formula di Giandotti)

Corso d'acqua	Portate al colmo Q [mc/s] per i seguenti tempi di ritorno T [anni]:				
	10	50	100	200	500
Rio Ferrale	7.32	9.61	10.60	11.55	12.84
Rio Barbarasa	2.36	3.10	3.42	3.72	4.14
Rio Santa Lucia	6.28	8.25	9.09	9.91	11.01
Rio Corneo	20.28	26.61	29.29	31.96	35.48
Rio Ciapuzza	12.95	17.18	18.91	20.63	22.90
Rio S.Maria – mc	10.35	13.59	14.96	16.32	18.12
Rio S.Maria – f	21.22	28.71	31.57	34.46	38.23
Rio 3a-b	8.03	10.91	12.00	13.10	14.53
Rio Longhi	4.25	5.58	6.16	6.71	7.47
Rio 6 (Gravinaie)	7.42	9.73	10.72	11.69	12.98

Tabella 2-9: Valori di portata al colmo calcolati con il modello cinematico ( $t_c$  calcolato con la formula di Kirpich)

Corso d'acqua	Portate al colmo Q [mc/s] per i seguenti tempi di ritorno T [anni]:				
	10	50	100	200	500
Rio Ferrale	11.66	15.32	16.92	18.43	20.52
Rio Barbarasa	3.67	4.82	5.33	5.80	6.46
Rio Santa Lucia	9.89	12.99	14.34	15.62	17.38
Rio Corneo	28.10	36.90	40.67	44.34	49.27
Rio Ciapuzza	18.63	24.45	26.95	29.38	32.65
Rio S.Maria – mc	16.62	21.83	24.07	26.24	29.18
Rio S.Maria – f	32.89	43.17	47.56	51.87	57.62



Rio 3a-b	13.93	18.29	20.16	21.98	24.42
Rio Longhi	6.93	9.11	10.07	10.97	12.22
Rio 6 (Gravinaie)	12.33	16.19	17.86	19.46	21.65

### 2.5.3 Modello CN-SCS

Il metodo del Curve Number (CN) del Soil Conservation Service (SCS) si basa egualmente sulla formula di corrivazione, ma nel calcolo delle perdite si fa riferimento al parametro CN, indice della capacità del terreno di trattenere l'afflusso meteorico.

Il modello si basa sulla seguente formula per il calcolo della pioggia netta:

$$P_{net} = \frac{P - I_a}{P - I_a + S}$$

dove  $P$  è la pioggia lorda caduta fino all'istante temporale considerato,  $S$  è il massimo volume specifico che il terreno può trattenere in condizioni di saturazione ed  $I_a$  è il valore limite di pioggia che il terreno può trattenere senza che si abbia produzione di deflusso.

Il parametro  $I_a$  (misurato in millimetri) può essere stimato con la relazione:

$$I_a = 0.2 \cdot S$$

mentre  $S$  (misurato in millimetri) può essere determinato in base al valore di CN:

$$S = 254 \cdot \left( \frac{100}{CN} - 1 \right)$$

I valori di CN utilizzati nella presente analisi sono stati ricavati dal già citato studio del Prof. Rosso, che stima, per le aree di interesse, un valore di CN pari a circa 90 in funzione della natura del suolo, del tipo di copertura vegetale e delle condizioni di umidità del suolo antecedenti all'evento meteorico critico.

Le portate al colmo di piena vengono ancora stimate assumendo il tempo critico del bacino pari al tempo di corrivazione calcolato con le formule di Giandotti e di Kirpich, (vedi tabelle seguenti).

Tabella 2-30: Valori di portata al colmo calcolati con il modello CN-SCS ( $t_c$  calcolato con la formula di Giandotti)

Corso d'acqua	Portate al colmo Q [mc/s] per i seguenti tempi di ritorno T [anni]:				
	10	50	100	200	500
Rio Ferrale	3.12	5.29	6.30	7.32	8.73
Rio Barbarasa	0.89	1.56	1.87	2.19	2.63
Rio Santa Lucia	2.92	4.85	5.74	6.63	7.86
Rio Corneo	11.86	18.64	21.66	24.72	28.85
Rio Ciapuzza	7.64	11.87	13.74	15.64	18.19
Rio S.Maria – mc	5.95	9.40	10.94	12.50	14.61
Rio S.Maria – f	12.89	19.81	22.85	25.94	30.08
Rio 3a-b	5.14	7.87	9.08	10.30	11.93
Rio Longhi	1.48	2.65	3.21	3.77	4.57
Rio 6 (Gravinaie)	4.03	6.46	7.55	8.65	10.16

Tabella 2-41: Valori di portata al colmo calcolati con il modello CN-SCS ( $t_c$  calcolato con la formula di Kirpich)

Corso d'acqua	Portate al colmo Q [mc/s] per i seguenti tempi di ritorno T [anni]:				
	10	50	100	200	500
Rio Ferrale	2.80	5.44	6.76	8.07	9.99
Rio Barbarasa	0.75	1.53	1.92	2.32	2.90
Rio Santa Lucia	2.77	5.17	6.35	7.52	9.21
Rio Corneo	12.66	21.07	24.95	28.85	34.24
Rio Ciapuzza	8.50	13.97	16.47	18.99	22.46
Rio S.Maria – mc	6.30	10.91	13.09	15.27	18.33
Rio S.Maria – f	15.29	24.90	29.27	33.68	39.72
Rio 3a-b	6.27	10.38	12.26	14.16	16.78
Rio Longhi	1.12	2.44	3.13	3.83	4.87
Rio 6 (Gravinaie)	4.11	7.35	8.90	10.45	12.66

#### 2.5.4 La curva inviluppo delle portate al colmo di piena

Una metodologia per la stima delle portate al colmo di piena, spesso impiegata con finalità di confronto, è quella basata sulla *curva inviluppo*, costituita dall'inviluppo di tutte le portate unitarie (cioè per unità di superficie del bacino) storicamente registrate nel compartimento idrografico di Genova e dintorni.

Questo metodo lega le massime portate di piena all'area del bacino sotteso, parametrizzando tale legame nella forma pseudo-iperbolica, che descrive abbastanza bene l'andamento del contributo unitario di piena al variare della superficie di bacino idrografico sottesa:

$$q = q_0 + b \cdot S^{-n}$$

dove  $q_0$ ,  $b$  ed  $n$  sono tre parametri arbitrari, la cui stima si effettua imponendo alla precedente uguaglianza di assumere, per tre valori di superficie sottesa, i valori dei contributi unitari desunti dalle osservazioni.

Nel caso dei bacini liguri con foce al litorale tirrenico, la curva inviluppo di riferimento è quella formulata dall'Ing. Cati (1970) che, utilizzando i dati relativi alle piene dell'Ottobre 1970 in alcuni bacini della Liguria, ha aggiornato la curva precedente, ferma agli eventi alluvionali del 1953. In particolare:

$$q = 7.92 + 82.92 \cdot S^{-0.66} \quad \text{per } S = 10 \div 160 \text{ km}^2$$
$$q = -70.10 + 108 \cdot S^{-0.056} \quad \text{per } S > 160 \text{ km}^2$$

dove  $q$  è espresso in mc/s kmq e la superficie  $S$  in kmq.

Nonostante il suo uso consolidato nella pratica idrologica, va osservato però come la curva inviluppo presenti notevoli limitazioni, sia strutturali che concettuali. Senza considerare le incertezze relative ai dati in base ai quali è ricavata, due limitazioni in particolare suggeriscono un uso cauto di questo metodo di valutazione. La prima riguarda il limite inferiore di validità dell'uguaglianza precedente, che fornisce valori irrealistici al diminuire della superficie contribuente  $S$ , soprattutto, quindi, per i bacini più piccoli. La seconda, non meno significativa, riguarda l'impossibilità di assegnare alla curva inviluppo, per come viene derivata, un significato statistico e, quindi, un livello di frequenza caratteristico degli eventi con essa calcolati, che possono, per un assegnato tempo di ritorno, tendere ora a sovrastimare il valore delle portate di piena, ora a sottostimarli, a seconda delle osservazioni storiche alla base della costruzione della curva; ciononostante, tenuto conto di quanto riportato in letteratura, nella pratica idrologica alla curva d'inviluppo viene associato, per l'area genovese, un tempo di ritorno prossimo ai 200 anni.

Dall'analisi degli elaborati del piano di bacino (vedi "Norme tecniche di attuazione" riportate al capitolo 6 della Relazione generale), si ricava che:

*"Per i corsi d'acqua minori nonché per gli affluenti dei torrenti principali con bacino inferiore a 2 Kmq, salvo diversa indicazione prevista nel presente Piano, si*

assume una portata massima ottenuta utilizzando un contributo unitario pari a 40 mc/s per ogni chilometro quadrato di superficie del bacino sotteso.” (art. 7 comma 3 della NTA).

La suddetta metodologia del contributo unitario indicato dal piano di bacino è ricavato dalla curva inviluppo precedentemente descritta.

Con riferimento alle sezioni di chiusura dei bacini idrografici di interesse e alle relative caratteristiche geomorfologiche, moltiplicando il contributo unitario per la superficie del bacino si ricavano le portate di piena riportate in *Tabella 2-52*, cui, per quanto visto, viene assegnato un tempo di ritorno di 200 anni:

*Tabella 2-52: Portate duecentennali calcolate con la metodologia del “contributo unitario*

<b>Corso d'acqua</b>	<b>S [kmq]</b>	<b>Q [mc/s]</b>
Rio Ferrale	0.614	24.56
Rio Barbarasa	0.176	7.05
Rio Santa Lucia	0.578	23.13
Rio Corneo	2.500	90.00
Rio Ciapuzza	1.691	67.64
Rio S.Maria – mc	1.242	49.69
Rio S.Maria – f	3.064	107.25
Rio 3a-b	1.242	49.69
Rio Longhi	0.296	11.85
Rio 6 (Gravinaie)	0.824	32.96

### **2.5.5 Metodologie proposte dall’Autorità di Bacino Regionale**

Nel presente paragrafo si riporta un breve accenno alle metodologie di stima della portata di piena indicate dall’Autorità di bacino regionale, con particolare riferimento a:

- metodo Va.Pi. (Valutazione delle Piene in Italia), sviluppato dal Gruppo Nazionale Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche (GNDCI) del CNR e riportato nelle Linee Guida redatte nel 2008 dall’Autorità di Bacino Regionale della Liguria in merito ai “*Criteri ed indirizzi tecnici per la verifica e valutazione delle portate e degli idrogrammi di piena attraverso studi idrologici di dettaglio nei bacini idrografici liguri*”;
- metodo CIMA, riportato nel Piano di bacino stralcio del T. Argentina, redatto dall’Autorità di bacino regionale e approvato con DGP n°335 il 9/6/2004.

Tali metodologie vengono riportate a titolo di confronto dal momento che, come visto al paragrafo precedente, l'Autorità di bacino competente indica come metodologia ufficiale per la stima delle portate di piena quella basata sul contributo unitario.

### 2.5.5.1 Il modello Va.Pi.

Per i bacini liguri con foce sul litorale tirrenico è stato pubblicato un Rapporto Regionale soltanto in forma di prima bozza, pertanto nel seguito, come indicato anche dal GNDCl nel suo "Rapporto di sintesi", si farà riferimento al rapporto sulla "Valutazione delle Piene nel Bacino Padano e nella Liguria Tirrenica" di De Michele & Rosso [1999].

I modelli regionali Va.Pi. elaborati dal Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche del Consiglio Nazionale delle Ricerche si basano sul metodo della *portata indice*, ossia sull'ipotesi di esistenza di regioni compatte e idrologicamente omogenee all'interno delle quali le portate di colmo normalizzate rispetto ad una portata di riferimento – la portata indice appunto – siano descrivibili da una stessa distribuzione di probabilità, denominata *curva di crescita*.

La portata al colmo di piena è quindi ricavabile tramite la seguente espressione:

$$Q = q_{indice} \cdot x_T$$

dove  $q_{indice}$  è la portata indice espressa in mc/s e  $x_T$  è la curva di crescita.

Quale distribuzione di probabilità cumulata (DPC) del coefficiente di crescita del massimo annuale delle portate al colmo di piena è stata adottata la distribuzione generalizzata del valore estremo (GEV):

$$P(x) = \exp \left[ - \left( 1 - \frac{k}{\alpha} \cdot (x - \varepsilon) \right)^{1/k} \right]$$

dove  $\varepsilon$  è il parametro di posizione,  $\alpha$  il parametro di scala e  $k$  il parametro di forma.

Nota la relazione che lega la probabilità di superamento  $P(x)$  al tempo di ritorno  $T$ ,  $P(x) = 1 - 1/T$ , invertendo la formula della portata al colmo e fissato un valore  $T$  del

tempo di ritorno in anni, si ricava il corrispondente valore del coefficiente di crescita  $x_T$ :

$$x_T = \varepsilon + \frac{\alpha}{k} \cdot \left( -e^{-k \cdot y_T} \right)$$

dove  $y_T$  indica la variabile ridotta di Gumbel, pari a  $y_T = -\ln\left(\ln\frac{T}{T-1}\right)$ .

La Tabella 2-63 riporta i valori dei parametri della formula precedente validi per la zona omogenea in cui ricade tutto il bacino dell'Argentina e di conseguenza anche i bacini idrografici in studio (Zona omogenea C: Appennino nord-occidentale e bacini liguri tirrenici); tali parametri sono stati ricavati attraverso un'analisi al secondo livello su un campione di numerosità N pari a 753, costituito dalle massime portate annue registrate fino al 1993 nei bacini idrografici appartenenti alla zona omogenea C.

Tabella 2-63: Parametri della curva di crescita per i bacini liguri con foce al Tirreno

$\alpha$	$\varepsilon$	$k$
0.377	0.643	-0.276

La portata indice, che particolarizza la legge di previsione per il generico sito fluviale di interesse, è assunta pari al valore medio annuo della portata al colmo di piena istantanea  $m(Q)$ , e può essere valutata applicando diverse metodologie, in ragione dell'informazione idrometrica disponibile.

Nei casi in cui si debba calcolare la portata di piena in un sito fluviale dotato di stazione idrometrica o prossimo a una stazione idrometrica, la stima della portata indice va senz'altro condotta con il metodo diretto, ossia stimando il valore di  $q_{indice}$  dalla media osservata dei massimi annuali di portata al colmo, con l'avvertenza che, per i siti prossimi a stazioni idrometrografiche, la media osservata va riscalata rispetto all'area del bacino idrografico sotteso.

Nei casi in cui si debba calcolare la portata di piena in un sito fluviale di un bacino privo di stazioni idrometriche, come accade per i corsi d'acqua del reticolo minore in studio, la stima della portata indice va invece condotta con metodi indiretti.

Il rapporto Va.Pi. riporta, tra i metodi indiretti:

- il modello geomorfoclimatico, che si basa sulla derivazione in probabilità della portata al colmo a partire dalle caratteristiche stocastiche del campo di pioggia e dalle caratteristiche fisiche del bacino esaminato;
- i metodi di simulazione idrologica, che prevedono la costruzione di modelli idrologici di piena tarati su eventi reali e in grado di descrivere i fenomeni di trasformazione afflussi-deflussi;
- le formule empiriche che sintetizzano le relazioni tra  $q_{\text{indice}}$  e le caratteristiche fisiche dei corsi d'acqua tramite formule che, in linea generale, contemplano, quali variabili esplicative, indici di piovosità, di composizione geolitologica o geopedologica, di copertura vegetale, di geomorfologia fluviale e di carico antropico.

Per i bacini idrografici appartenenti alla zona C sono state tarate diverse formule empiriche con il metodo della regressione statistica, espresse nella forma seguente e di cui la Tabella 2-74 riassume i parametri:

$$q_{\text{indice}} = c_0 \cdot S^{c_1} \cdot a^{c_2} \cdot H_{\text{med}}^{c_3} \cdot \left(\frac{S}{L}\right)^{c_4}$$

dove le grandezze hanno il significato di seguito riportato:

- S superficie del bacino [kmq];
- a coefficiente pluviale orario [mm/ora<sup>n</sup>];
- $H_{\text{med}}$  quota media del bacino sotteso [m slm];
- S/L fattore di forma del bacino [m].

Tabella 2-74: Parametri della formula empirica per la stima della portata indice

	$c_0$	$c_1$	$c_2$	$c_3$	$c_4$	$R^2$
Caso 1	5.20	0.750	-	-	-	0.63
Caso 2	2.62	0.807	-	-0.626	-	0.65
Caso 3	2.51	0.874	-	-0.717	0.265	0.71
Caso 4	0.21	0.897	0.678	-0.686	0.285	0.78

La metodologia Va.Pi. però, applicata ai corsi d'acqua ricadenti nella zona omogenea C, risulta valida solo per bacini idrografici con superficie compresa nell'intervallo 15÷1500 kmq, e pertanto a rigore non può essere applicata ai corsi

d'acqua minori in studio. Tuttavia, a titolo di esempio si riportano nella tabella seguente i valori di portata al colmo con tempo di ritorno 200 anni, stimati con il metodo Va.Pi. attraverso la formula che considera la superficie del bacino (caso1).

Tabella 2-85: Portate duecentennali calcolate con il metodo Va.Pi. (caso 1)

Corso d'acqua	Caso 1
Rio Ferrale	18.64
Rio Barbarasa	7.31
Rio Santa Lucia	17.82
Rio Corneo	53.44
Rio Ciapuzza	39.85
Rio S.Maria – mc	31.62
Rio S.Maria – f	62.25
Rio 3a-b	31.62
Rio Longhi	10.79
Rio 6 (Gravinaie)	23.24

#### 2.5.5.2 Il modello CIMA

Lo studio idrologico effettuato dal C.I.M.A. utilizza un'analisi statistica regionale per definire le curve di possibilità pluviometrica dei bacini liguri non strumentati, attraverso i dati raccolti nelle sezioni strumentate localizzate su tutto il territorio regionale. Vengono così determinati gli eventi di precipitazione critici, al variare del tempo di ritorno, per le diverse aree liguri.

Dall'evento di precipitazione si passa all'evento di piena, caratterizzato da una data portata al colmo, utilizzando un modello di trasformazione afflussi-deflussi di tipo semidistribuito, definendo, per ogni sito di interesse, una *portata indice*, corrispondente ad un tempo di ritorno T pari a 2.9 anni.

Per i corsi d'acqua appartenenti al bacino del T. Argentina (ambito di bacino n° 4) caratterizzati da superfici comprese nell'intervallo 2÷10 kmq la portata indice viene calcolata con la formula seguente:

$$Q_{2,9} = C_Q \cdot S \cdot (0.25 + 0.27 \cdot S^{0.5})^{0.48}$$

dove S è la superficie drenata dal bacino e C<sub>Q</sub> è un coefficiente di portata funzione del tipo di bacino (relativamente alla classificazione CN) e della sua posizione spaziale (longitudine del punto medio); mentre le portate per il tempo di ritorno di piano (T=200 anni) si ottengono dalla:



$$Q_{200} = 5.02 \cdot Q_{2,9}$$

La metodologia esposta non è applicabile a buona parte dei corsi d'acqua di interesse, poiché la maggior parte ha un bacino idrografico con superficie drenata inferiore ai 2 kmq; tuttavia, anche in questo caso, nella tabella seguente si riportano a titolo di esempio i valori di portata al colmo con tempo di ritorno 200 anni calcolati con la metodologia esposta:

*Tabella 2-96: Portate duecentennali calcolate con il metodo CIMA*

<b>Corso d'acqua</b>	<b>S</b>	<b>Q<sub>2,9</sub></b>	<b>Q<sub>200</sub></b>
	[kmq]	[mc/s]	[mc/s]
Rio Ferrale	0.614	2.96	14.88
Rio Barbarasa	0.176	0.95	4.79
Rio Santa Lucia	0.578	2.81	14.10
Rio Corneo	2.500	10.04	50.40
Rio Ciapuzza	1.691	7.19	36.09
Rio S.Maria – mc	1.242	5.51	27.64
Rio S.Maria – f	3.064	11.93	59.87
Rio 3a-b	1.242	5.51	27.65
Rio Longhi	0.296	1.54	7.72
Rio 6 (Gravinaie)	0.824	3.85	19.30

## 2.5.6 Conclusioni

Nei paragrafi precedenti sono state calcolate le portate al colmo di piena con differenti metodologie di stima indiretta descritte in letteratura o riportate nelle relazioni redatte nell'ambito del piano di bacino.

Come visto, i valori ottenuti dall'applicazione delle differenti metodologie risultano essere anche sensibilmente diversi fra loro.

La tabella seguente riporta i valori di portata al colmo con tempo di ritorno T pari a 200 anni stimati con le diverse metodologie esposte; i valori sono poi riassunti nel grafico di *Figura 2-5*.

Tabella 2-107: Portate di piena duecentennali

Corso d'acqua	Modello cinematico		Modello CN-SCS		Metodo del contributo unitario	Modello MG	Metodo CIMA
	t <sub>c</sub> Giandotti	t <sub>c</sub> Kirpich	t <sub>c</sub> Giandotti	t <sub>c</sub> Kirpich			
Rio Ferrale	11.55	18.43	7.32	8.07	24.56	20.05	-
Rio Barbarasa	3.72	5.80	2.19	2.32	7.05	6.39	-
Rio Santa Lucia	9.91	15.62	6.63	7.52	23.13	16.86	-
Rio Corneo	31.96	44.34	24.72	28.85	90.00	46.97	50.40
Rio Ciapuzza	20.63	29.38	15.64	18.99	67.64	29.77	-
Rio S.Maria – mc	16.32	26.24	12.50	15.27	49.69	27.96	-
Rio S.Maria – f	34.46	51.87	25.94	33.68	107.25	51.34	59.87
Rio 3a-b	13.10	21.98	10.30	14.16	49.69	22.65	-
Rio Longhi	6.71	10.97	3.77	3.83	11.85	12.40	-
Rio 6 (Gravinaie)	11.69	19.46	8.65	10.45	32.96	20.88	-

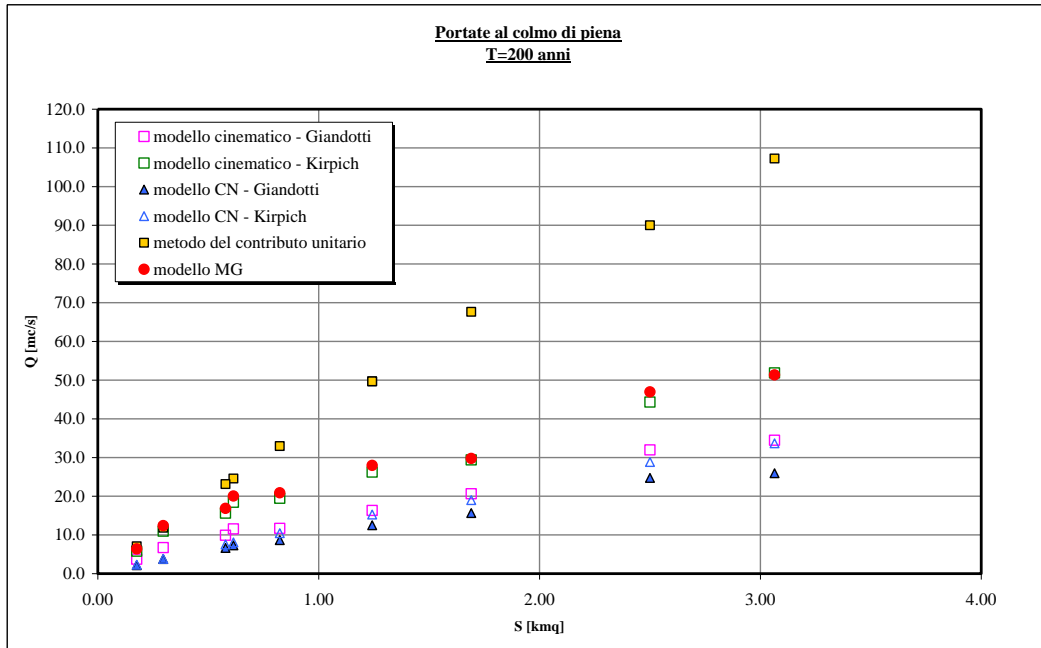


Figura 2-5: Portate di piena duecentennali

I valori di portata al colmo stimati con il modello cinematico, calcolando il tempo di corrivazione con la formula di Giandotti o con quella di Kirpich, presentano variabilità dell'ordine del 50%, andando da un minimo di circa il 38% a un massimo del 67%.

I valori di portata al colmo stimati con il modello CN-SCS, invece, presentano variabilità minore (dell'ordine del 28%), andando da un minimo di 1.5% a un massimo del 37%; lo scarto più basso si registra per i bacini idrografici con superficie minore.

Il modello MG fornisce stime che si collocano nel campo di variabilità superiore dei modelli afflussi – deflussi e presenta valori molto simili al modello cinematico che utilizza per la stima del tempo di corrivazione la formula di Kirpich, più adatta per valutare la risposta dei piccoli bacini rispetto a quella di Giandotti.

Le differenze tra i risultati ottenuti con il metodo cinematico e con il metodo CN-SCS sono dell'ordine del 20% - 30%, mentre lo scarto tra i valori ottenuti con le metodologie afflussi-deflussi citate e quelli ricavati con la metodologia del contributo unitario proposta dall'Autorità di bacino risulti essere dell'ordine del 300%. Queste ultime appaiono peraltro estremamente elevate in relazione alla sollecitazione meteorica della zona, atteso che con le metodologie afflussi-deflussi non si raggiungono i valori di portata al colmo indicati dall'Autorità di Bacino neanche azzerando le perdite ( $\phi=1$  e  $CN=100$ ).

## **2.6 *Interventi sul reticolo minore***

Nell'ambito del presente studio idraulico sono stati approfonditi e sviluppati gli interventi da prevedersi sui rivi minori finalizzati a garantire corrette condizioni di deflusso in relazione ad eventi critici del T. Argentina. Il tutto, come in precedenza già evidenziato, nell'ottica di definire un assetto sistematorio per il corso d'acqua principale in grado di dare effettiva risposta agli obiettivi di messa in sicurezza idraulica perseguiti.

Per i diversi casi che si sono presentati sono stati analizzate le possibili soluzioni, tra le quali si evidenzia:

- a) l'inserimento di dispositivi tipo clapet in corrispondenza delle immissioni, nei casi in cui l'unica problematica sia la possibile fuoriuscita delle acque del t. Argentina (concomitanza statisticamente impossibile);
- b) la ricerca di una nuova localizzazione dell'immissione in una posizione più favorevole, dove il livello idrico del ricettore sia tale da permettere sempre e comunque lo scarico della portata. Questa soluzione, da preferire anche attraverso il prolungamento verso valle dei corsi d'acqua minori per tratti significativi, consente di fronteggiare anche il caso di piene concomitanti;
- c) nell'impossibilità di attuare quanto evidenziato ai precedenti punti a) e b) altre possibili soluzioni, quali l'ipotesi di prevedere impianti di sollevamento per l'immissione delle portate di piena degli affluenti nel corso d'acqua principale ovvero l'individuazione di aree di laminazione controllata in prossimità delle immissioni.

L'analisi della situazione in esame evidenzia come due tra le maggiori criticità si hanno per le immissioni del rivo 6 (Gravinai) in sinistra idraulica e per il rio Ciapuzza in destra idraulica (peraltro entrambi oggetto di recenti interventi), per i quali si hanno situazioni di rigurgito da Argentina per valori di portate nel torrente tutt'altro che rilevanti, in virtù di una quota di immissione degli affluenti particolarmente sfavorevole rispetto alle quote idriche dell'Argentina.

Anche per i rii Barbarasa, S. Lucia, 3a e 3b si hanno situazioni di scarico rigurgitato in occasione delle piene ad elevato tempo di ritorno del T. Argentina, con conseguente instaurarsi di condizioni di moto in pressione all'interno delle tombinature per di eventi di piena concomitanti.

Situazioni meno sfavorevoli si hanno per il rio Longhi, in sinistra idraulica immediatamente a valle del viadotto A.d.F. e per il rio Corneo, che presenta una quota sufficientemente alta (anche in virtù di un salto di ca. 2 m immediatamente a monte dell'immissione).

Discorso a parte merita invece il rio Ferrale, affluente in sinistra dell'Argentina a monte del ponte Romanico, che nel, tratto compreso tra la SP 548 (attraversamento semicircolare rilevato) e l'attuale sbocco, in Argentina non

presenta più sezioni idrauliche proprie (l'alveo viene a coincidere con la viabilità secondaria di accesso ad alcune serre).

Dal punto di vista generale si evidenzia comunque come l'assetto di sistemazione del T. Argentina in questa sede sviluppato garantisca comunque il miglioramento delle attuali condizioni di scarico per tutti gli affluenti in virtù del fatto che, pur avendo eliminato i contributi di esondazione del torrente e quindi una maggiore portata in transito in alveo, si ha un abbassamento dei livelli di progetto rispetto allo stato di fatto.

Per la completa messa in sicurezza idraulica del territorio secondo le indicazioni di Piano si renderanno tuttavia necessari interventi lungo il reticolo minore che consisteranno principalmente nel prolungamento verso valle (da realizzarsi mediante nuovi collettori prefabbricati o gettati in opera dimensionati sulla base delle portate di piena di progetto) degli attuali punti di scarico idraulicamente non compatibili, fino al raggiungimento di un punto di immissione compatibile con i livelli di piena dell'Argentina.

In sintesi si prevede la realizzazione dei seguenti interventi:

- prolungamento verso valle del Rio 6 (Gravinaie) per un tratto di ca. 480 m;
- prolungamento verso valle del Rio S. Lucia per un tratto di ca. 390 m;
- prolungamento verso valle del Rio Barbarasa fino a valle del ponte di Taggia (195 m ca.);
- nuovo scatolare in grado di convogliare le portate dei rii Ciapuzza e S. Maria a valle del ponte FF.SS. (550 m ca.)
- nuovo collettore di raccolta dei rii 3a e 3b con immissione a mare.

Dovrà inoltre essere prevista la riqualificazione, comprendente la ricreazione di un alveo proprio e spostamento verso valle del punto di immissione nell'Argentina, del tratto terminale del rio Ferrale, per una lunghezza complessiva di ca. 300 m.

### **3. INDIVIDUAZIONE DEI LOTTI FUNZIONALI E PRIORITÀ DI INTERVENTO NEL TRATTO A.D.F-FOCE**

#### **3.1 Priorità di intervento in relazione alle criticità idrauliche ed articolazione degli interventi in lotti funzionali.**

Nel presente paragrafo vengono riepilogate le priorità di intervento in relazione alle criticità individuate dallo studio idraulico del sistema Argentina - reticolo minore.

In particolare i diversi interventi ipotizzati, secondo quanto illustrato nei precedenti paragrafi, sono stati ordinati ed accorpati secondo il differente grado criticità idraulica, nell'ottica di individuare (e fornire una prima quantificazione economica di massima) diversi lotti funzionali da prevedersi, nell'ottica di un progressivo miglioramento del grado di sicurezza idraulico del territorio oggetto di studio.

<b>Ordinamento dei tronchi funzionali in termini di criticità idraulica</b>					
<i>Lotto funzionale</i>	<i>Sponda</i>	<i>Codici schede intervento</i>	<i>Intervento previsto</i>	<i>Lunghezza (m)</i>	<i>Stima economica di massima (lavori)</i>
Lotto 1	sinistra	14-la	Sistemazione sinistra idraulica sez 106-monte/93 (1340 – 1290 di PdB) con arretramento della linea di difesa fino alla sezione 101 (1318 di PdB)	776	€ 3.492.000,00
Lotto 2	sinistra	8/4-la	Occlusione del varco in sinistra idraulica immediatamente a monte del ponte Romanico. Adeguamento delle arginature in destra idraulica a valle del ponte Romanico (sez. 86-83, 1270 – 1262 di PdB)	93	€ 550.000,00
Lotto 3	sinistra e destra	7/1-la 8/1-la 3-lp	Nuovi argini dal ponte S.S. 1 alla foce. Demolizione del ponte di foce ex-ferroviario e realizzazione di nuova passerella	400 x 2	€ 4.750.000,00
Lotto 4	-	11-lb 12-lp	Rimodellamento briglie di fondo sezioni 75-106 (1240 – 1340 di PdB). Sostituzione del ponte XXV Aprile	1165	€ 2.450.000,00
Lotto 5	sinistra	11-lb 8/3-la	Rimodellamento briglie di fondo sezioni 75-47 (1240 – 1155 di PdB) Adeguamento arginatura in sinistra idraulica sezioni 69-47 (1223 – 1160 di PdB)	1130	€ 4.040.000,00
Lotto 6	destra	15-la	Nuova arginatura destra idraulica sezioni 106-89 (1340 – 1278 di PdB)	645	€ 2.900.000,00

<b>Ordinamento dei tronchi funzionali in termini di criticità idraulica</b>					
<i>Lotto funzionale</i>	<i>Sponda</i>	<i>Codici schede intervento</i>	<i>Intervento previsto</i>	<i>Lunghezza (m)</i>	<i>Stima economica di massima (lavori)</i>
Lotto 7	destra	4-lp 7/2-la	Sostituzione del ponte Levà Adeguamento arginature in destra idraulica nel tratto tra le sezioni 26 e 20 (1105 – 1075 di PdB)	255	€ 2.590.000,00
Lotto 8	sinistra	8/2-la 8/3-la	Adeguamenti arginali per garantire i necessari franchi di sicurezza idraulici in sinistra idraulica tra le sez 47- 44 (1160 – 1149 di PdB) e le sezioni 35 – 23 (1140 – 1102 di PdB)	79 + 547	€ 1.450.000,00
Lotto **	destra e sinistra	0-lr	Adeguamento reticolo minore	-	€ 7.512.000,00

Gli interventi relativi al reticolo minore, accorpatis in questa analisi, dovranno essere di volta in volta considerati e sviluppati in funzione del lotto funzionale che si andrà a realizzare, al fine di garantire che l'attuazione degli interventi sul T. Argentina si traduca effettivamente nella messa in sicurezza idraulica del territorio (o mitigazione del rischio idraulico), secondo gli obiettivi prefissati da progettazione.

Si evidenzia come l'ordinamento dei tronchi funzionali sopra riportati sia stato condotto esclusivamente sulla base del criterio di priorità idraulica, senza prendere in considerazione la loro integrazione con possibili esigenze di carattere economico-amministrativo ed urbanistico-organizzativo.

L'attuazione effettiva delle opere sopra indicate con una valutazione meramente di rischio idraulico dovrà ovviamente integrarsi con le altre esigenze urbanistiche (viabilità ecc.) e finanziarie che verranno via via definite; ciò al fine di addivenire nel più breve tempo possibile ad elevare le condizioni di sicurezza del territorio.

### **3.2 Influenza della realizzazione degli interventi per lotti funzionali sulla dinamica d'esondazione residuale.**

Per la definizione delle aree di esondazione sono stati adottati come condizione al contorno gli idrogrammi definiti in "Valutazione delle portate e dei volumi idrici di piena del Torrente Argentina" a cura del Politecnico di Milano - Prof. Renzo Rosso - Relazione finale Ottobre 2007.



Gli idrogrammi sono stati definiti a Taggia e alla Foce; gli idrogrammi alla foce risultano con una portata al colmo leggermente superiore a quelli di Taggia, considerando di fatto il contributo dei rii minori tra il ponte di Taggia e la foce.

Nel modello gli idrogrammi di Taggia sono stati considerati come condizione di monte, quindi definiti come flusso di entrata a monte del viadotto A.d.F. Sono poi state calcolate le differenze tra gli idrogrammi alla foce e quelli a Taggia come calcolati dal Politecnico di Milano, tale differenza rappresenta il contributo del bacino residuo tra Taggia e la foce.

Tale differenza è stata inserita a valle del ponte di Taggia (XXV Aprile) sfruttando la tecnica utilizzata per simulare i ponti, descritta nella presente relazione. La portata in “uscita” dal ponte è stata calcolata come la portata “entrante”, quindi determinata dalla portata imposta a monte del modello e da tutti gli effetti di laminazione e modificazione dell'idrogramma di piena tra la sezione di monte e quella del ponte di Taggia, più la portata del bacino residuo calcolata come sopra descritto.

In questo modo ai fini dell'analisi degli allagamenti dello stato di fatto è stato possibile considerare la variazione di portata all'interno del tratto simulato mantenendo in ogni sua parte la corretta portata determinata non solo dall'analisi idrologica, ma anche dalle modificazioni indotte dalla traslazione dell'onda di piena all'interno del tratto simulato.

Per quanto concerne invece lo studio degli interventi di messa in sicurezza idraulica/mitigazione del rischio nonché all'analisi di possibili condizionamenti della mappatura di valle a seguito di interventi di monte (trasferimento di rischio), si evidenzia come una valutazione accurata in grado di quantificare la pericolosità residua connessa all'eventualità che alcuni interventi vengano attuati prima di altri rende di norma necessari approfondimenti in merito alle fasi transitorie.

L'ordinamento dei tronchi funzionali di cui al precedente paragrafo è stato condotto esclusivamente sulla base del criterio di priorità idraulica, senza prendere in considerazione la loro integrazione con possibili esigenze di carattere economico-amministrativo ed urbanistico-organizzativo. Come richiamato nella Relazione, l'attuazione effettiva delle opere previste, condotta secondo una valutazione meramente di rischio idraulico, dovrà ovviamente integrarsi con le altre esigenze

(urbanistiche, finanziarie, ecc) che verranno via via definite al fine di addivenire nel più breve tempo possibile ad elevare le condizioni di sicurezza del territorio.

Da un punto di vista quindi prettamente idraulico l'articolazione degli interventi proposta (che costituisce l'unica in questa fase ipotizzabile in assenza di progetti in fase attuativa o programmi di intervento già definiti), dovrà essere ovviamente oggetto di ulteriori valutazioni in fase studio/progetto dei singoli lotti secondo quello che costituirà la reale progettualità attuata.

Tuttavia per il caso in esame, in linea generale, è possibile rilevare come un intervento nelle zone ad elevata insufficienza e criticità di monte (zona in sinistra a monte del ponte Romanico, lottizzazione di S. Martino, ecc.), con conseguente aumento delle portate convogliate in alveo verso valle, non comporterà comunque un aggravio della situazione di valle rispetto allo stato di fatto. Ciò in considerazione della conformazione orografica del territorio che, come le analisi di dinamica di esondazione condotte mediante le modellazioni 2D hanno evidenziato, già nello stato di fatto determina il rientro delle che le portate fuoriuscite a monte in corrispondenza della chiusura del versante in sinistra idraulica in sinistra idraulica e del rio Corneo in destra. Queste condizioni determinano di fatto una disconnessione idraulica tra gli allagamenti a monte e quelli di valle, escludendo quindi che la mappatura di valle possa risultare significativamente condizionata dalle esondazioni e dal deflusso fuori alveo che nell'attuale configurazione si verifica nei tratti più a monte.

### 3.3 Quadro economico di massima

#### A) LAVORI A BASE D'APPALTO

1. Sistemazione sinistra idraulica sez 106- monte/93 (1340 – 1290 di PdB)con arretramento della linea di difesa fino alla sezione 101 (1318 di PdB)	€	3.492.000,00
2. Occlusione del varco in sinistra idraulica immediatamente a monte del ponte Romanico. Adeguamento delle arginature in destra idraulica a valle del ponte Romanico (sez. 83-86, 1270 – 1262 di PdB)	€	550.000,00
3. Nuovi argini dal ponte S.S. 1 alla foce. Demolizione del ponte di foce ex- ferroviario e nuova passerella	€	4.750.000,00
4. Rimodellamento briglie di fondo sezioni 75-106 (1240 – 1340 di PdB) Sostituzione del ponte XXV Aprile	€	2.450.000,00
5. Rimodellamento briglie di fondo sezioni 75-47 (1240 – 1155 di PdB). Adeguamento arginatura in sinistra idraulica sezioni 69-47 (1223 – 1160 di PdB)	€	4.040.000,00
6. Nuova arginatura destra idraulica sezioni 106-89 (1340 – 1278 di PdB)	€	2.900.000,00
7. Sostituzione del ponte Levà. Adeguamento arginature in destra idraulica nel tratto tra le sezioni 26 e 20 (1105 – 1075 di PdB)	€	2.590.000,00
8. Adeguamenti arginali per garantire i necessari franchi di sicurezza idraulici in sinistra idraulica tra le sez 47- 44 (1160 – 1149 di PdB) e le sezioni 35 – 23 (1140 – 1102 di PdB)	€	1.450.000,00
9. Adeguamento reticolo minore	€	7.512.000,00
		<hr/>
	€	29.734.000,00

#### B) SOMME A DISPOSIZIONE DELL'AMMINISTRAZIONE

B.1) Acquisizione aree, servitù, danni e procedure espropriative	€	1.000.000,00
B.2) Indagini propedeutiche e sondaggi tipo geologico, geognostici (IVA compresa)	€	300.000,00
B.3) Per assistenza enti proprietari dei sottoservizi ed imprevisti (IVA compresa)	€	1.000.000,00
B.4) Spese generali comprendenti: rilievi, spese e competenze per progettazione, direzione lavori, contabilità, liquidazione, collaudo ed adempimento di cui al D.Lgs. 81/08 comprensivo di contributo integrativo	€	1.900.000,00

**A) LAVORI A BASE D'APPALTO**

B.3) Oneri fiscali:

I.V.A. 20% sulle voci A+B.4

€ 6.326.800,00

€ 10.526.800,00

€ 40.260.800,00

## **4. AGGIORNAMENTO VERIFICHE IDRAULICHE PIANO DI BACINO TORRENTE ARGENTINA A MONTE DEL VIADOTTO A.D.F.**

### **4.1 Generalità**

A partire dal confronto dei risultati della modellazione idraulica condotta con i valori di portata CIMA e con i valori di portata Politecnico di Milano (revisione idrologica 2007), è stato possibile esaminare e aggiornare quanto definito nel piano di bacino vigente, relativamente alle aree allagabili nel tratto di t. Argentina a monte del viadotto autostradale.

In particolare, sono state verificate le aree perfluviali inondabili per portate al colmo di piena di tempo di ritorno  $T=50$  anni,  $T=200$  anni,  $T=500$  anni, sulla base del confronto tra i risultati delle modellazioni, sull'analisi delle sezioni del piano di bacino e della cartografia vettoriale (1:5.000) della regione Liguria.

Le indagini svolte sul campo mediante sopralluoghi hanno permesso di chiarire eventuali incertezze dovute a carenze contenute nelle carte topografiche.

Le verifiche idrauliche sono state condotte mediante il codice di calcolo HEC-RAS, dell'*U.S. Army Corps of Engineers* e focalizzate, in particolare, lungo i tratti e i nodi individuati con i tecnici della Provincia. In particolare sono stati oggetto di specifici sopralluoghi ed analisi i tratti del T. Argentina in località Badalucco (nel tratto Carpasina-Oxentina) ed in località Molini di Tiora (torrente Capriolo fino all'immissione nel T. Argentina). Lungo tali tratti il corso d'acqua si presenta incassato, ad eccezione proprio delle zone di confluenza Argentina-Oxentina e Argentina-Capriolo. In virtù di tali caratteristiche dei corsi d'acqua, ai fini l'aggiornamento delle aree di allagamento a seguito della revisione delle portate 2007, si è fatto riferimento alla stessa schematizzazione di Piano vigente. Ciò in considerazione del fatto una modellazione quasi bidimensionale non avrebbe determinato una diversa perimetrazione nelle zone in cui il corso d'acqua scorre incassato e non avrebbe comunque consentito di rappresentare correttamente le zone di confluenza, che presentano spiccate caratteristiche di bidimensionalità e che renderebbero quindi necessaria, ai fini di una corretta descrizione del fenomeno, una modellazione 2D focalizzata sul nodo stesso.

Ai fini della predisposizione della variante al Piano di Bacino, ed in particolare per la definizione degli interventi di messa in sicurezza, sono stati scartati a priori interventi più strategici di tipo strutturale - connessi ad esempio alla realizzazione di invasi a monte ad uso plurimo - che avrebbero determinato la sostanziale modifica del piano interventi anche nella zona di valle (si ricorda a proposito le opere connesse negli anni '60 alla realizzazione della Diga di Glori, in parte realizzate e bruscamente interrotte a seguito della tragedia del Vajont): si è quindi provveduto confermando l'impostazione di Piano vigente, andando ad effettuare una nuova perimetrazione delle fasce di allagamento e definendo, sulla base delle criticità rilevate, gli interventi per la messa in sicurezza nei diversi tratti indagati. Di seguito sono riportate le tabelle coi valori di portata (*Tabella 4-2 e Tabella 4-4*) CIMA e del Politecnico, la geometria dei tratti indagati, i profili di piena con tempo di ritorno T200 nelle due modellazioni ed una sintesi dei risultati ottenuti.

#### 4.2 **T. Argentina: tratto sorgenti Reghezza – viadotto A.d.F.**

Nel tratto di t. Argentina considerato si rileva una riduzione della portata di circa il 20% a cui corrisponde una diminuzione dei livelli idrici significativa (circa -1.5 m) nel primo tratto sino alla centrale dell'Enel, mentre verso valle i livelli generati dalla revisione delle portate, non subiscono variazioni rilevanti (circa -0.50 m).

La morfologia del territorio con alveo incassato fra versanti che salgono rapidamente, consente solo modeste modifiche locali sulle delimitazioni delle fasce. In particolare, le variazioni si hanno:

- in corrispondenza dell'impianto di compostaggio in fregio al torrente (sponda destra) e su entrambe le sponde verso valle per circa 270 m, la fascia A è contenuta all'interno della sezione d'alveo, ma permane la fascia B con T200 anni;
- presso la centrale elettrica Enel in sponda sinistra la fascia B non interessa più il sedime della centrale.

Corso d'acqua	Sezione	Sezione PdB	Q 50 CIMA	Q 50 POLIMI	Q 200 CIMA	<b>Q 200 POLIMI</b>	Q 500 CIMA	Q 500 POLIMI
Argentina	Merelli	1490	1280	982	1860	<b>1544</b>	2230	2051
Argentina	a Taggia	1430	1320	1004	1910	<b>1579</b>	2300	2098

*Tabella 4-1: Portate di riferimento CIMA e Politecnico di Milano 2007*

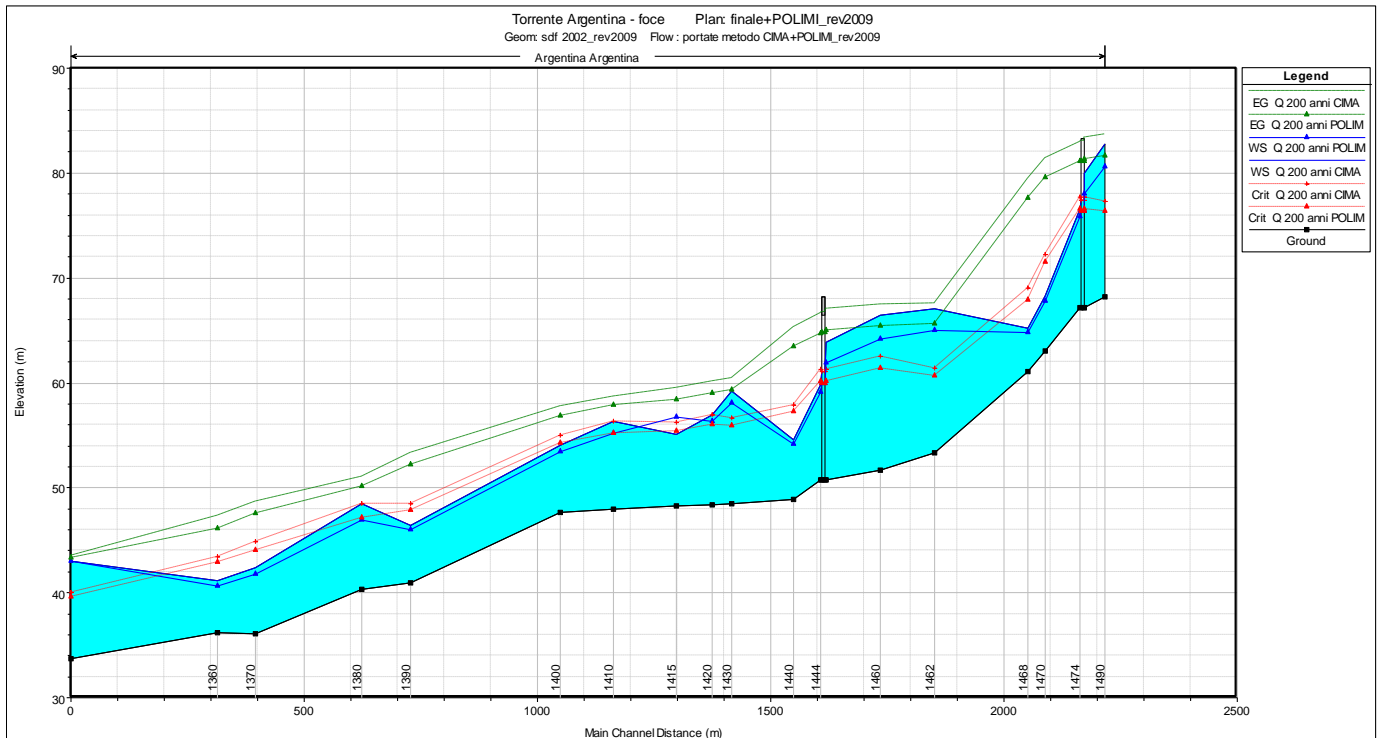


Figura 4-1: T. Argentina (tratto sorgente Reghezza-viadotto A.d.F.) - Profili di piena T200 (Portata CIMA – Portata 2007)

Le limitate variazioni apportate alle aree allagabili del t. Argentina giustificano la conferma degli interventi di carattere idraulico-idrologico previsti dalla pianificazione vigente sul torrente stesso.

In particolare l'intervento 18-Id, che prevede la delocalizzazione dell'impianto di compostaggio, apporta un notevole beneficio in termini di eliminazione di rischio di inquinamento e riqualificazione ambientale del tratto in oggetto e delle aree a valle prossime all'abitato di Taggia.

### 4.3 T. Argentina località Badalucco: tratto Carpasina – Oxentina

Le portate sul t. Carpasina hanno subito una riduzione di circa 25%, con una conseguente diminuzione dei livelli idrici, variabile da -2.0÷-3.0 m, nel tratto a monte della confluenza nel t. Argentina.

Per quanto riguarda il t. Oxentina, il valore della portata con tempo di ritorno T200 è rimasto pressoché identico. Non ci sono quindi variazioni neppure sui livelli idrici relativi.

Sul t. Argentina si rileva una riduzione della portata con tempo di ritorno T200 di circa il 20% con una conseguente diminuzione dei livelli idrici significativa lungo l'intero tratto indagato, variabile tra -1.0÷-2.0 m.

Nel caso particolare del t. Oxentina, le fasce non hanno subito variazioni.

In generale, la morfologia del territorio con alveo incassato fra versanti che salgono rapidamente, non permette modifiche significative alle delimitazioni delle fasce perfluviali, ad eccezione di locali tratti urbanizzati ove l'intervento antropico ha mutato lo stato dei luoghi.

Sul t. Carpasina la riduzione dei livelli idrici ha permesso un restringimento della fascia B e della fascia C in sponda destra a monte della confluenza. Sulla sponda sinistra permane al contrario il rischio di allagamento della strada S.S. 548 e quindi la necessità di adeguamento della sezione di deflusso.

Infine, sul t. Argentina sono state apportate variazioni nei seguenti tratti:

- a monte di Montalto Ligure, all'inizio del tratto indagato in sponda sinistra si ha la riduzione della fascia A alla sezione dell'alveo;
- nel tratto interessato dalla confluenza del t. Carpasina, in sponda destra, si conferma la fascia A attuale nel tratto in corrispondenza del ponte Isola Lunga, mentre a valle la fascia A rientra nella sezione dell'alveo; nel caso delle fasce B e C, si confermano le attuali, con locali allargamenti;
- in corrispondenza dell'abitato di monte di Badalucco, in sponda sinistra si ha una minima riduzione della fascia B, contenuta dalla strada S.S. 548 sino al ponte pedonale presso la sezione 2410;
- in corrispondenza dell'abitato di valle di Badalucco, in sponda destra si ha una iniziale riduzione della fascia B che ritorna ad allargarsi verso il ponte romano;
- in corrispondenza del ponte Fraitusa, in sponda destra le fasce A e B sono contenute all'interno della sezione dell'alveo;
- in corrispondenza della confluenza con il t. Oxentina e nel tratto di monte, le fasce A e B sono state ampliate sulla base della cartografia disponibile.



Corso d'acqua	Sezione	Sezione PdB	Q 50 CIMA	Q 50 POLIMI	Q 200 CIMA	Q 200 POLIMI	Q 500 CIMA	Q 500 POLIMI
Argentina	T. Carpasina monte	2640	1050	725	1510	<b>1141</b>	1820	1516
Argentina	T. Oxentina monte	2500	1180	825	1700	<b>1297</b>	2050	1723
Argentina	T. Oxentina valle	2010	1240	923	1790	<b>1452</b>	2160	1929
Carpasina	R. S. Antonio m	5060	150	104	220	<b>163</b>	260	217
Carpasina	T. Argentina	5040	170	122	250	<b>191</b>	300	254
Oxentina	T. Argentina	4140	200	187	290	<b>295</b>	350	392
Rio S. Antonio	T. Carpasina	5210	40	21	60	<b>33</b>	70	44

Tabella 4-2: Portate di riferimento CIMA e Politecnico di Milano 2007

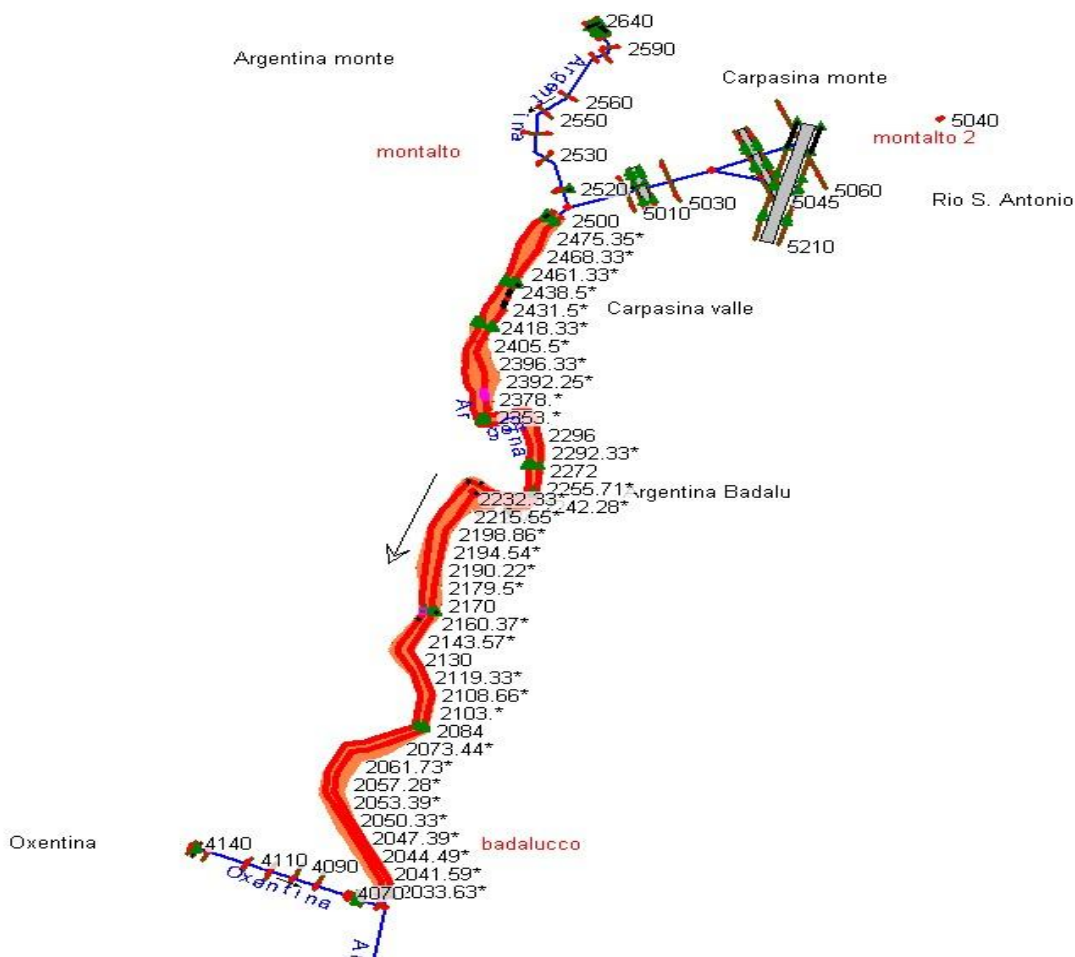


Figura 4-2: T. Argentina - Località Badalucco - Tratto Carpasina-Oxentina

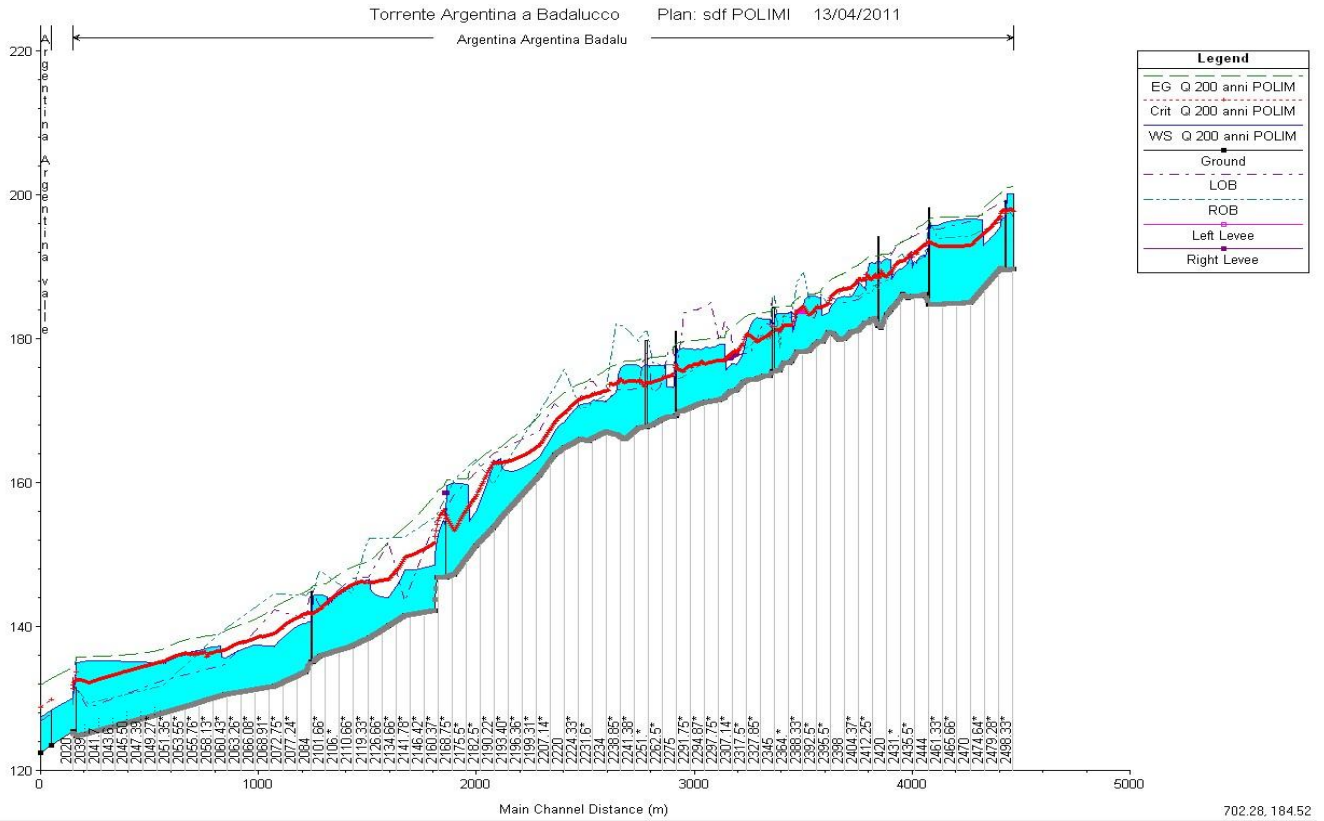


Figura 4-3: T. Argentina (tratto Carpasina-Oxentina) - Profili di piena T200 (Portata CIMA – Portata 2007)

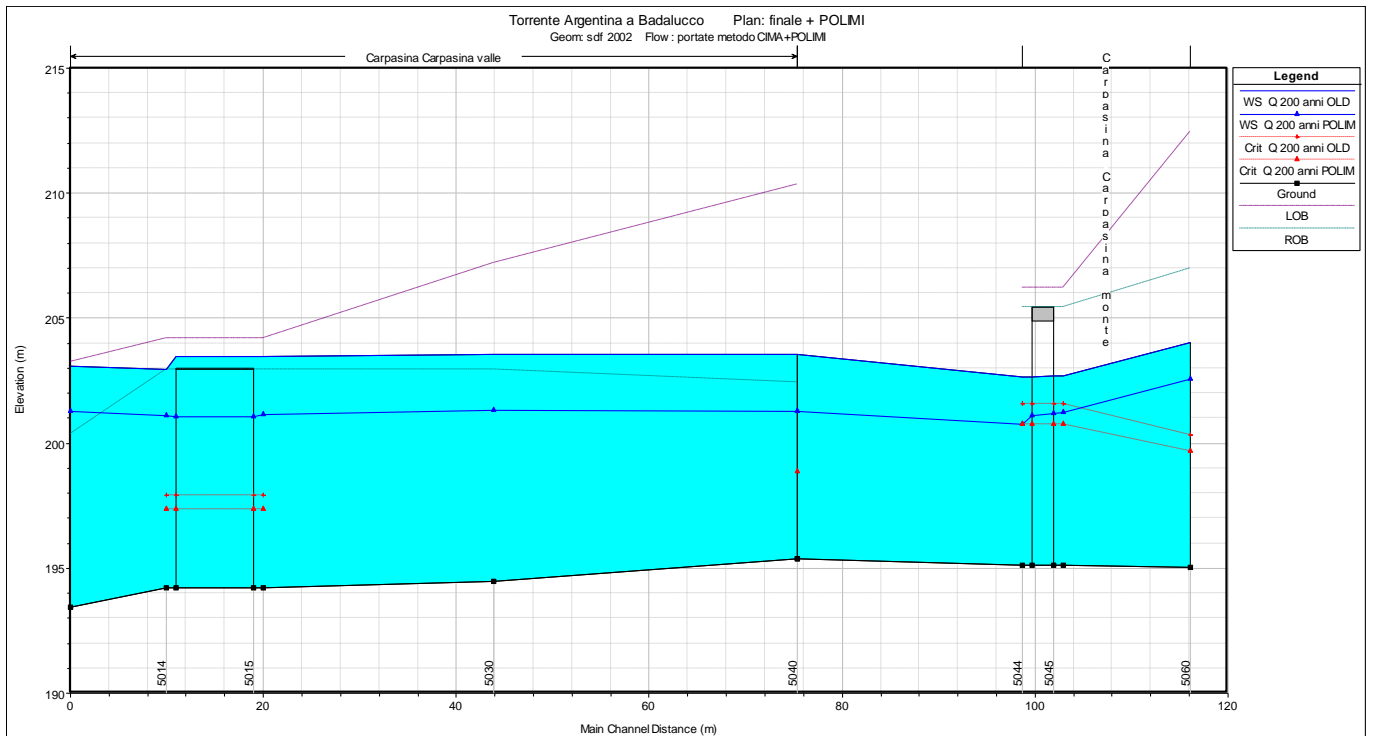


Figura 4-4: T. Carpasina - Profili di piena T200 (Portata Cima – Portata Politecnico 2007)

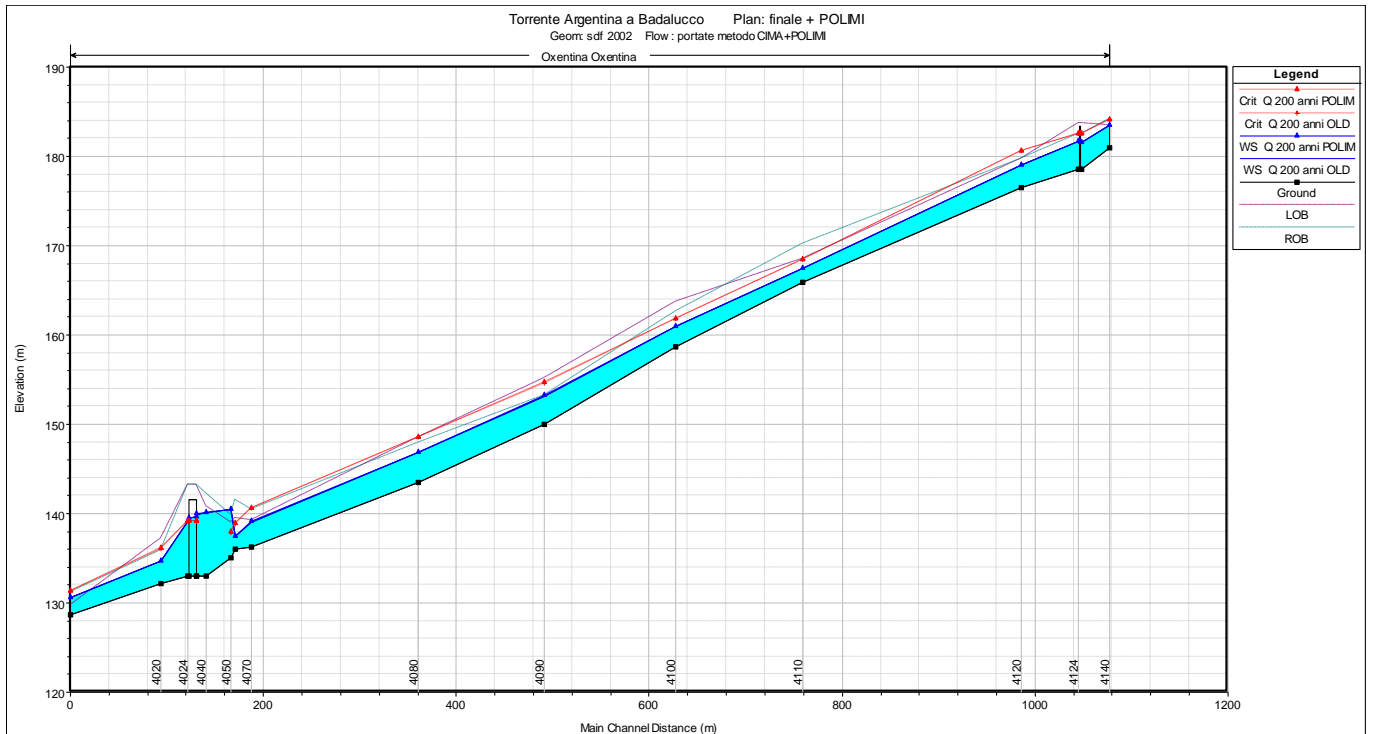


Figura 4-5: T. Oxentina - Profili di piena T200 (Portata CIMA – Portata Politecnico 2007)

Come evidenziato, nel tratto di t. Argentina e t. Capriolo indagato, le variazioni sulle aree di allagamento sono puntuali e frequentemente rappresentate da riduzioni della fascia A; solo localmente si hanno minimi restringimenti della fascia B.

Tali valutazioni conducono sostanzialmente alla conferma degli interventi di sistemazione idraulica-idrologica previsti dalla pianificazione vigente, in particolare per quegli attraversamenti che, nonostante siano idraulicamente adeguati, provocano per la loro stessa geometria sovralzi nei tratti di monte.

Lo studio idraulico condotto è stato oggetto di un successivo approfondimento, mediante il quale sono state implementate nella modellazione sezioni idrauliche aggiornate che hanno consentito di definire con maggiore dettaglio le criticità idrauliche già evidenziate.

#### 4.4 T. Argentina: tratto confluenza T. Agaggio

Nel tratto di t. Argentina considerato si rileva una riduzione della portata di circa il 20% con una diminuzione dei livelli idrici significativa localizzata a valle della confluenza (circa -2 m), dove la fascia A in sponda destra rientra nella sezione d'alveo.

Per quanto riguarda il Rio Agaggio, ad una elevata riduzione delle portate (circa il 30÷40%) corrisponde tuttavia, una scarsa diminuzione dei livelli che porta in ogni caso ad una riduzione della fascia C, in sponda destra in corrispondenza della confluenza con il t. Argentina.

La morfologia del territorio con alveo incassato fra versanti che salgono rapidamente, motiva la scelta di apportare solo locali e scarse modifiche alle delimitazioni delle fasce.

Corso d'acqua	Sezione	Sezione PdB	Q 50 CIMA	Q 50 POLIMI	Q 200 CIMA	<b>Q 200 POLIMI</b>	Q 500 CIMA	Q 500 POLIMI
Argentina	Agaggio	2832	910	668	1320	<b>1050</b>	1590	1395
Agaggio	T. Argentina	2960	55	32	80	<b>50</b>	95	67

Tabella 4-3: Portate di riferimento CIMA e Politecnico di Milano 2007

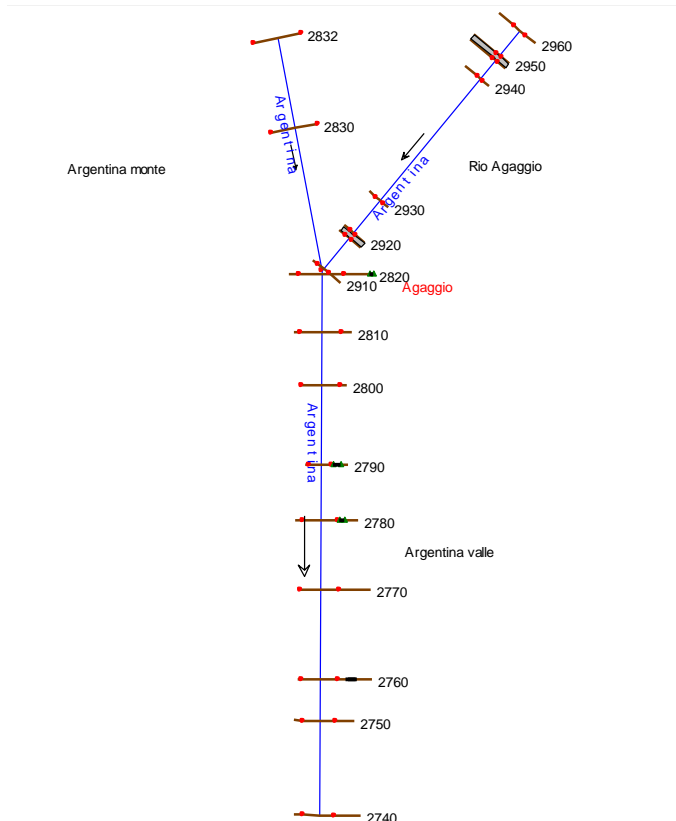


Figura 4-6: T. Argentina - Località confluenza T. Agaggio

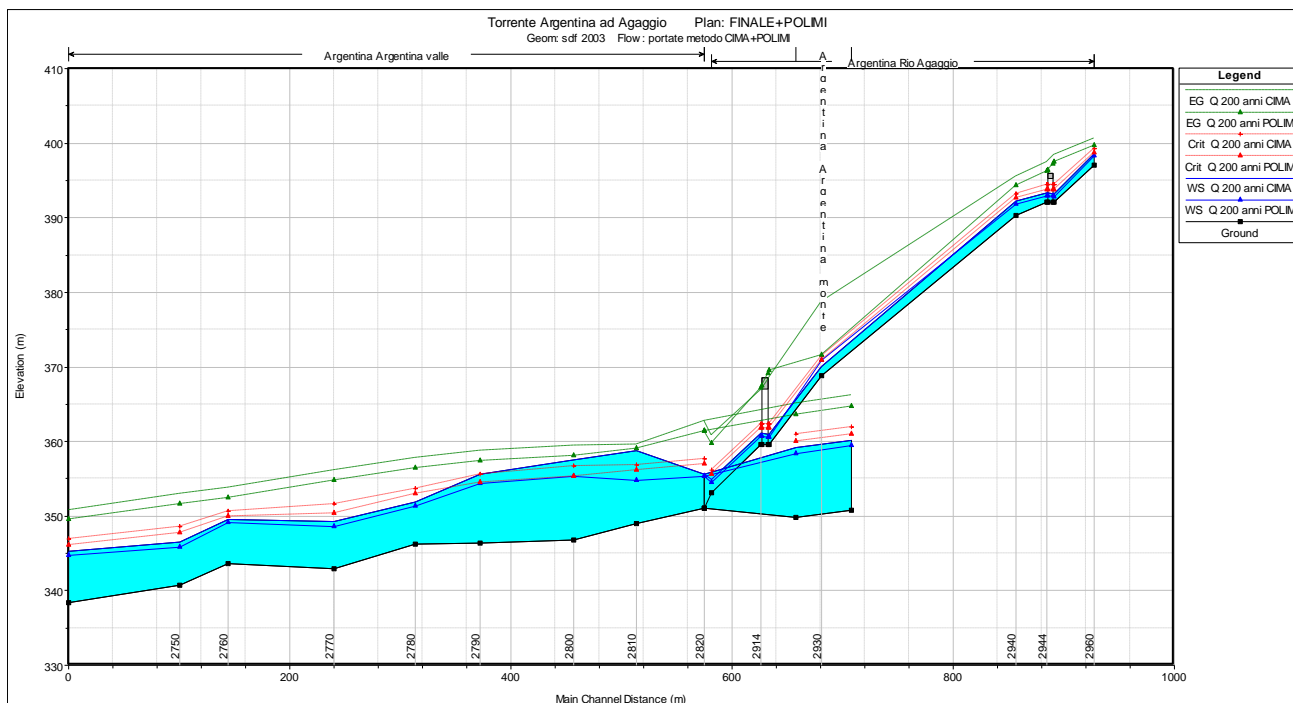


Figura 4-7: T. Argentina (tratto confluenza T. Agaggio) - Profili di piena T200 (Portata CIMA – Portata 2007)

Le limitate variazioni apportate alle aree allagabili del t. Argentina giustificano la conferma degli interventi di carattere idraulico-idrologico previsti dalla pianificazione vigente sul torrente stesso.

In particolare, l'intervento 45-la (ampliamento delle sezioni e realizzazione degli argini) dovrà essere esaminato in funzione della protezione offerta agli insediamenti in corrispondenza della confluenza del t. Agaggio e degli abitati a valle in sponda sinistra siti fra il muro arginale della S.S.548 e l'alveo.

Lo studio idraulico condotto è stato oggetto di un successivo approfondimento, mediante il quale sono state implementate nella modellazione sezioni idrauliche aggiornate che hanno consentito di definire con maggiore dettaglio le criticità idrauliche già evidenziate.

#### 4.5 T. Argentina località Molini di Triora: tratto Capriolo – Argentina

La riduzione del 20% delle portate sui rii Corte e Capriolo ha prodotto una diminuzione significativa dei livelli idrici solo nel tratto a monte della confluenza in località Molini Isolazza (circa -2.0 m), mentre nel tratto di valle sino alla confluenza del rio Capriolo nel t. Argentina, non si rilevano variazioni significative dei livelli (circa -0.5 m).

Sul t. Argentina si rileva una riduzione della portata di circa il 30% con una diminuzione dei livelli idrici significativa lungo l'intero tratto indagato (circa -1.5 m). La morfologia del territorio con alveo incassato fra versanti che salgono rapidamente, permette modifiche locali sulle delimitazioni delle fasce dei rispettivi rii. In particolare, le variazioni si hanno:

- a monte della confluenza con il Rio S. Antonio del t. Capriolo, in sponda destra i livelli nei diversi tempi di ritorno sono sempre contenuti in alveo;
- presso la confluenza in sponda sinistra si ha una diminuzione della fascia B;
- a valle della confluenza in sponda sinistra la fascia A contiene altresì i livelli della fascia B e C, mentre in sponda destra la fascia C sostituisce le fasce A e B.

Limitate variazioni invece sono state apportate alle aree allagabili nei diversi tempi di ritorno sul t. Argentina:

- in corrispondenza del ponte a monte della confluenza del rio Capriolo, dove le nuove fasce A e B corrispondono alla sezione dell'alveo, contemporaneamente è stata ridotta la fascia C;
- a valle della confluenza del rio Capriolo in sponda sinistra alla fascia B corrispondono anche i livelli con T=500 anni.

Corso d'acqua	Sezione	Sezione PdB	Q 50 CIMA	Q 50 POLIMI	Q 200 CIMA	<b>Q 200 POLIMI</b>	Q 500 CIMA	Q 500 POLIMI
Argentina	R. Capriolo m	3070	540	354	780	<b>557</b>	940	740
Argentina	R. Capriolo v	3040	740	491	1070	<b>773</b>	1290	1027
Capriolo	R. Corte m	6190	160	119	230	<b>186</b>	280	247
Capriolo	T. Argentina	6150	280	207	400	<b>326</b>	480	433

Corso d'acqua	Sezione	Sezione PdB	Q 50 CIMA	Q 50 POLIMI	Q 200 CIMA	<b>Q 200 POLIMI</b>	Q 500 CIMA	Q 500 POLIMI
Corte	R. Capriolo	7020	130	96	180	<b>151</b>	220	200

Tabella 4-4: Portate di riferimento CIMA e Politecnico di Milano 2007

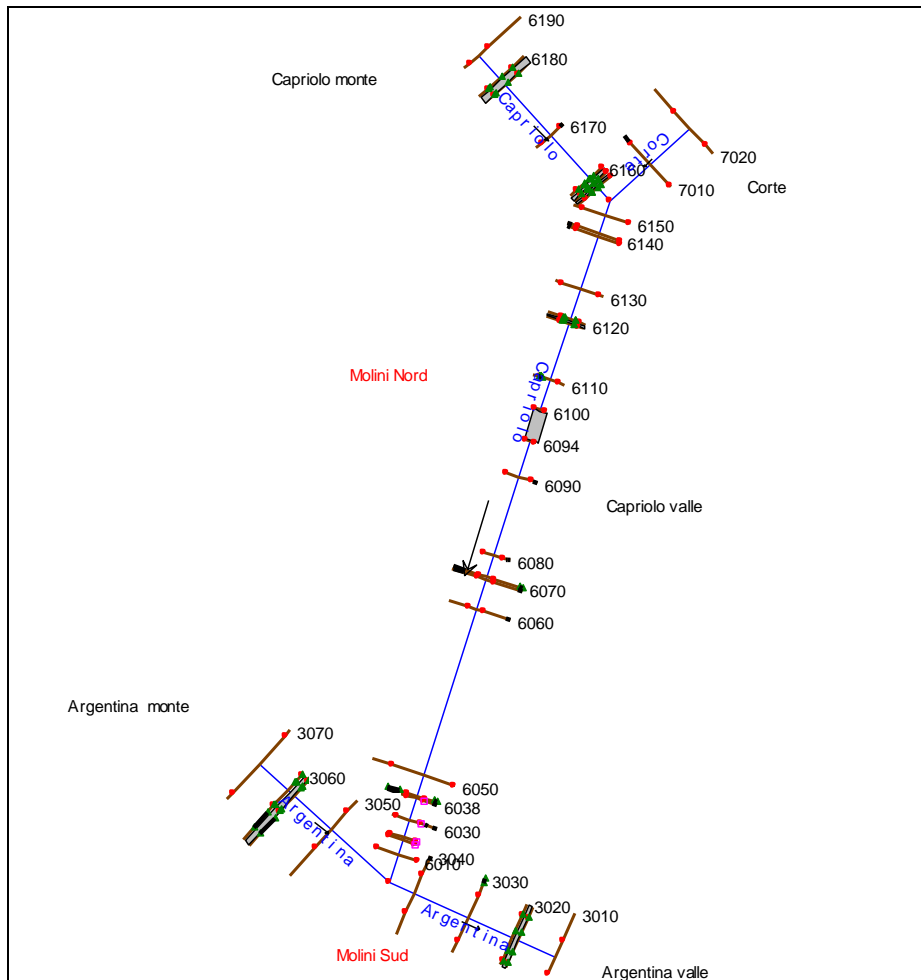


Figura 4-8: T. Argentina - Località Molini di Triora



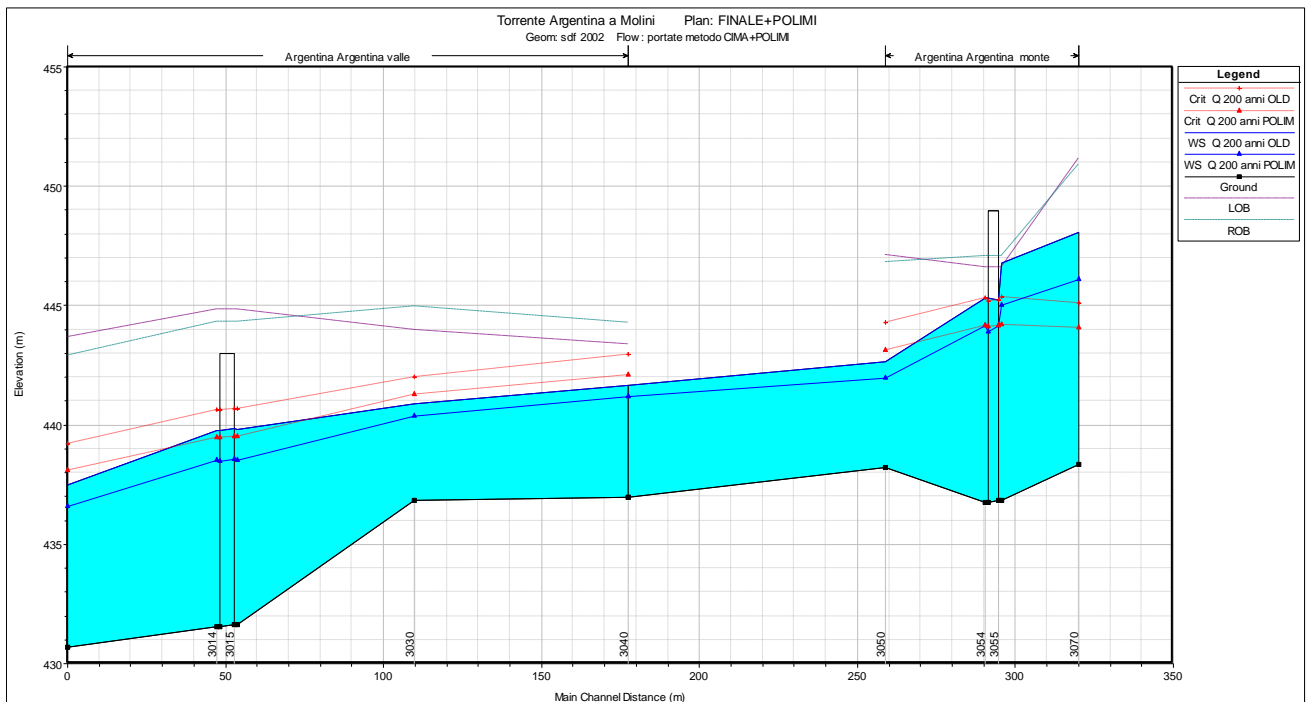


Figura 4-9: T. Argentina (loc. Molini di Triora) - Profili di piena T200 (Portata Cima – Portata 2007)

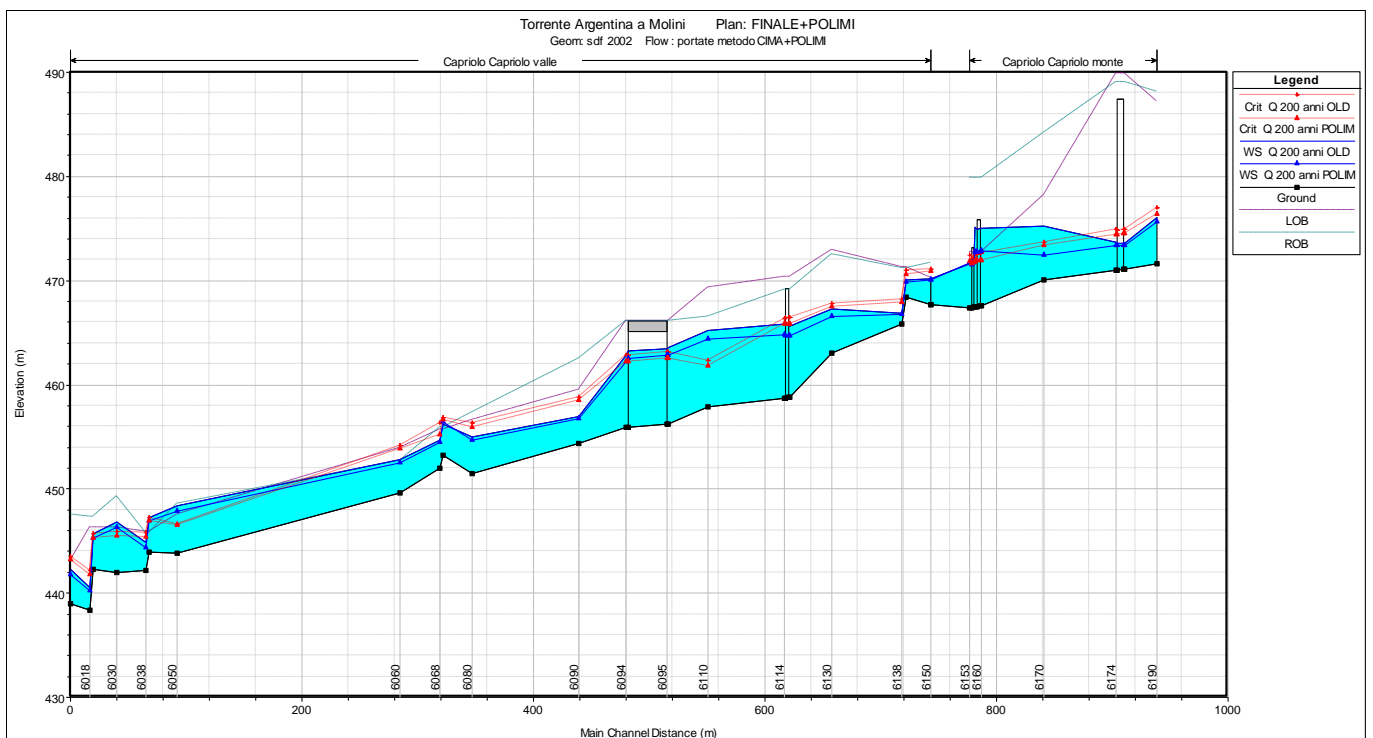


Figura 4-10: T. Capriolo - Profili di piena T200 (Portata Cima – Portata Politecnico 2007)

Le limitate variazioni apportate alle aree allagabili del t. Capriolo giustificano la conferma degli interventi di carattere idraulico-idrologico previsti dalla pianificazione vigente sul torrente stesso.

In particolare, gli interventi 48-lb (rimodellamento delle 3 briglie con realizzazione di gaveta) e 49-la (opere arginali) risultano necessari per la messa in sicurezza degli abitati a tergo delle sponde.

**APPENDICE A:**  
**IDROGRAMMI DI PIENA IN CORRISPONDENZA DEGLI**  
**ATTRAVERSAMENTI OTTENUTI DA MODELLAZIONE 2D**

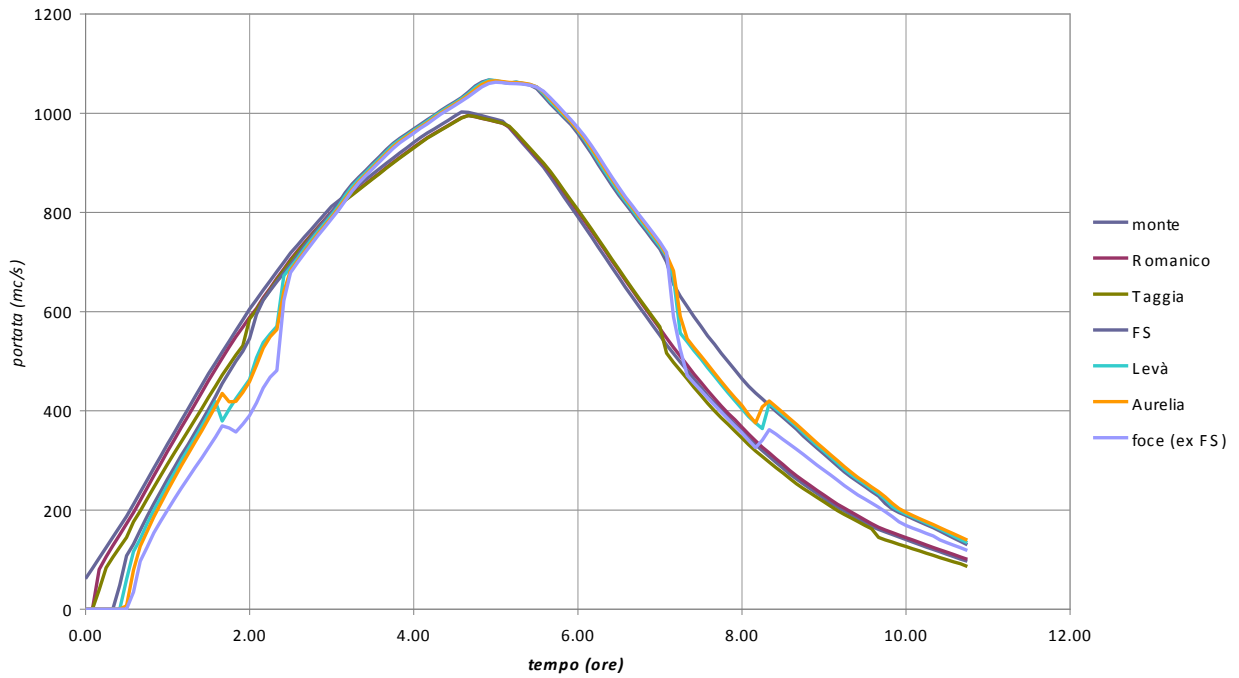
**APPENDICE B:**  
**MODELLAZIONE 2D (TRATTO A.D.F-FOCE):**  
**IMMAGINI ESONDAZIONE T50 e T20**

*PROVINCIA DI IMPERIA*

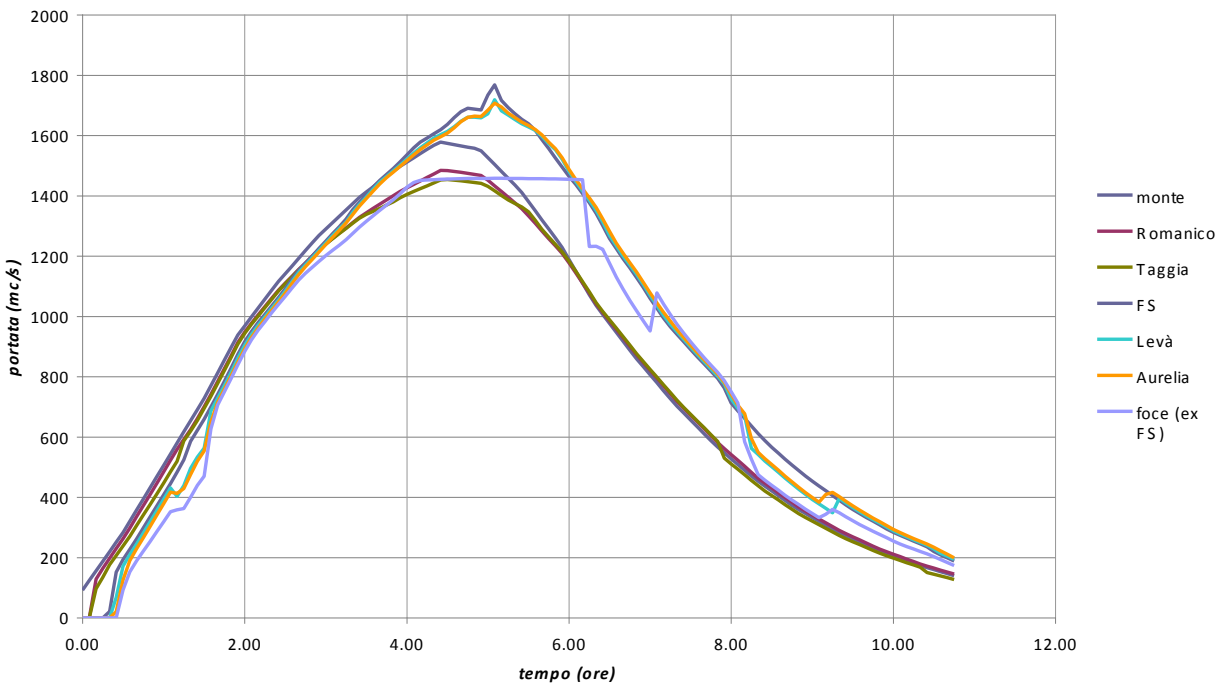
*STUDIO IDRAULICO ED IDROGEOLOGICO DELL'ASTA PRINCIPALE DEL  
TORRENTE ARGENTINA PER LA PREDISPOSIZIONE DELLA VARIANTE AL  
VIGENTE PIANO DI BACINO A SEGUITO DELLA RIDETERMINAZIONE DELLE  
PORTATE DI MASSIMA PIENA*

---

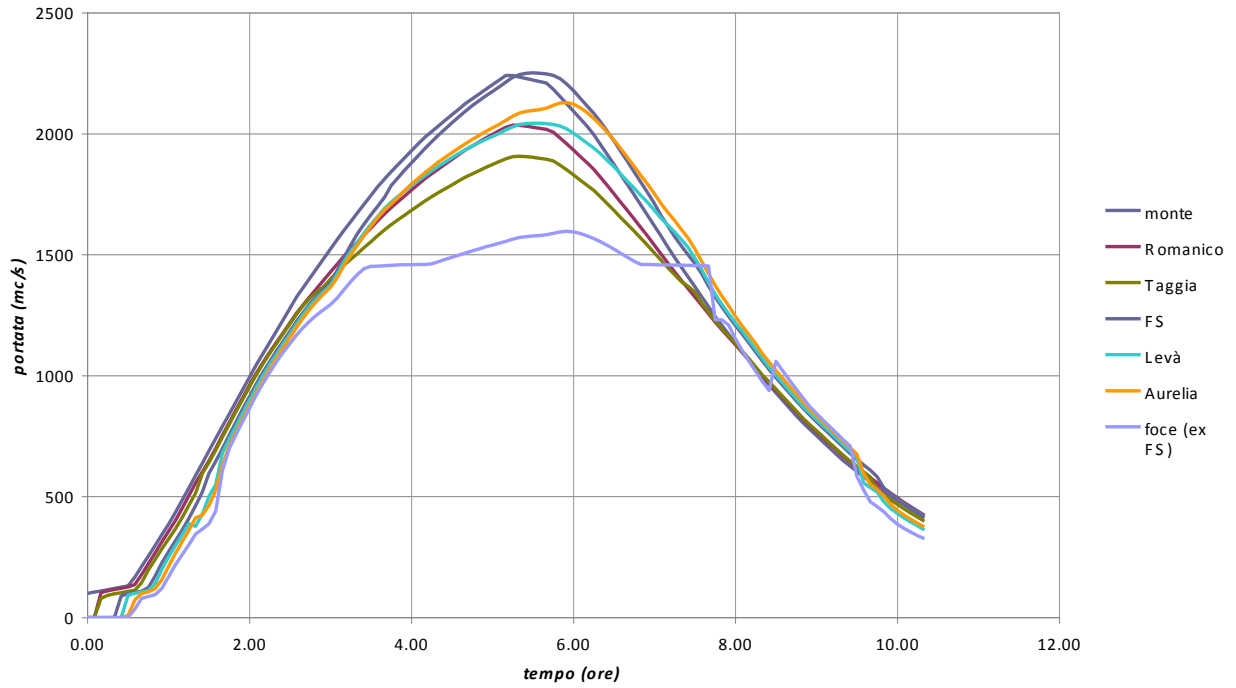
IDROGRAMMI IN CORRISPONDENZA DEI PONTI - T=50



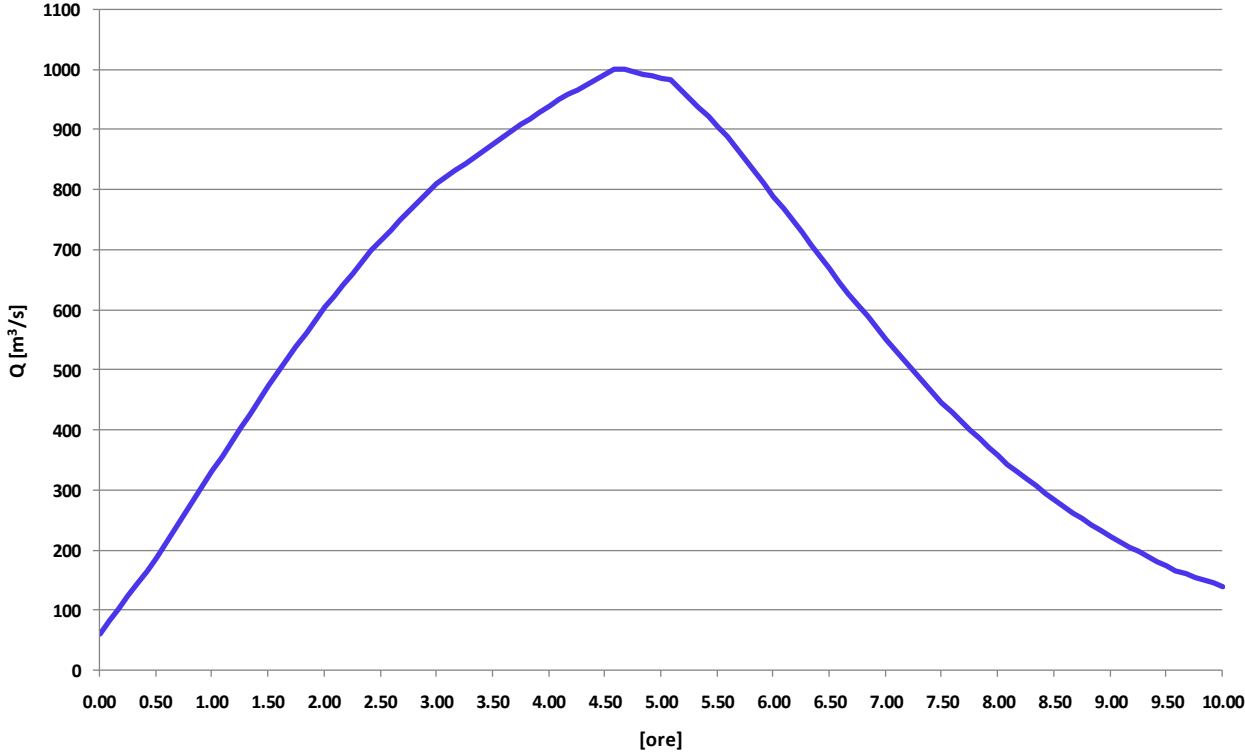
IDROGRAMMI IN CORRISPONDENZA DEI PONTI - T200



### IDROGRAMMI IN CORRISPONDENZA DEI PONTI - T=500

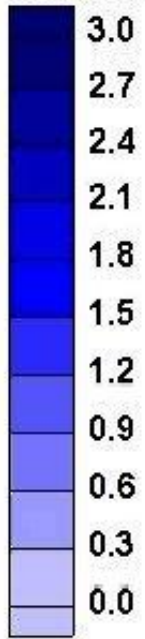


idrogramma Tr-50 anni

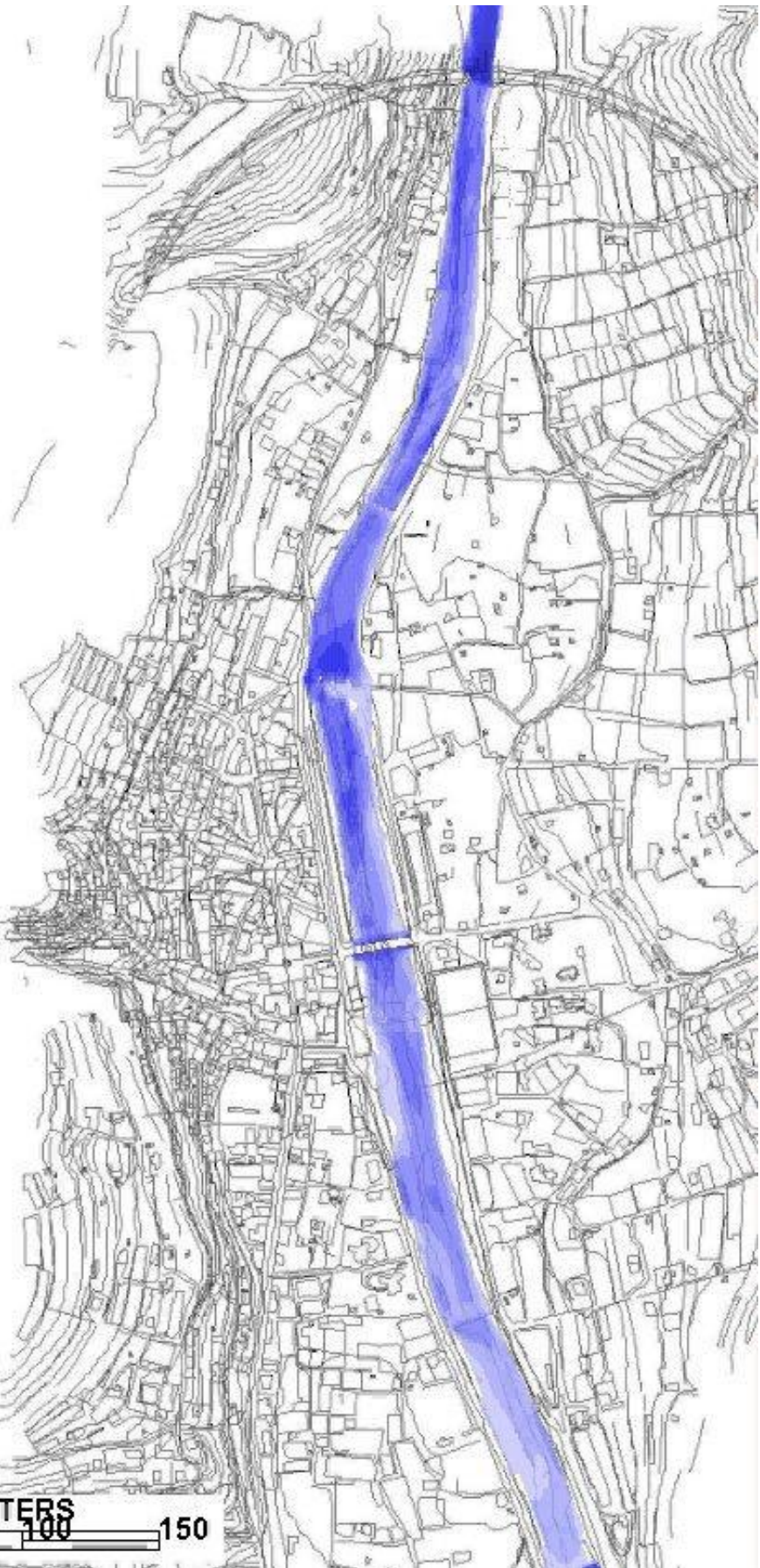




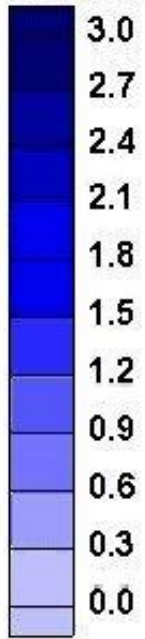
Tiranti [m]



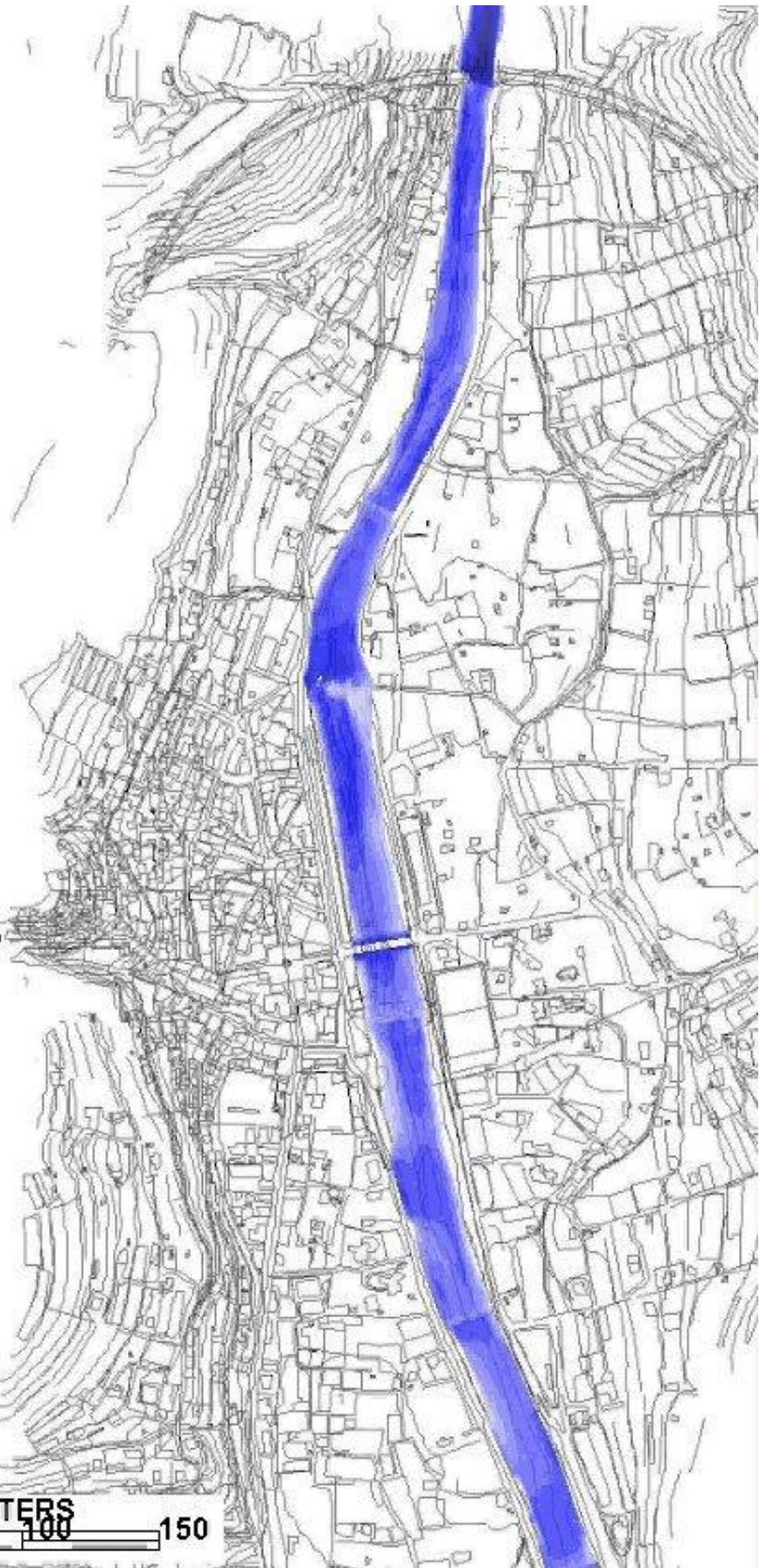
0 00:15:00



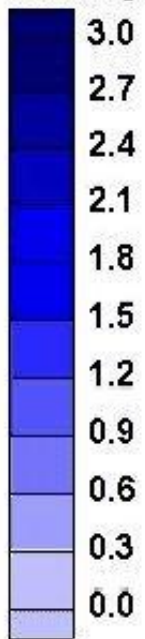
Tiranti [m]



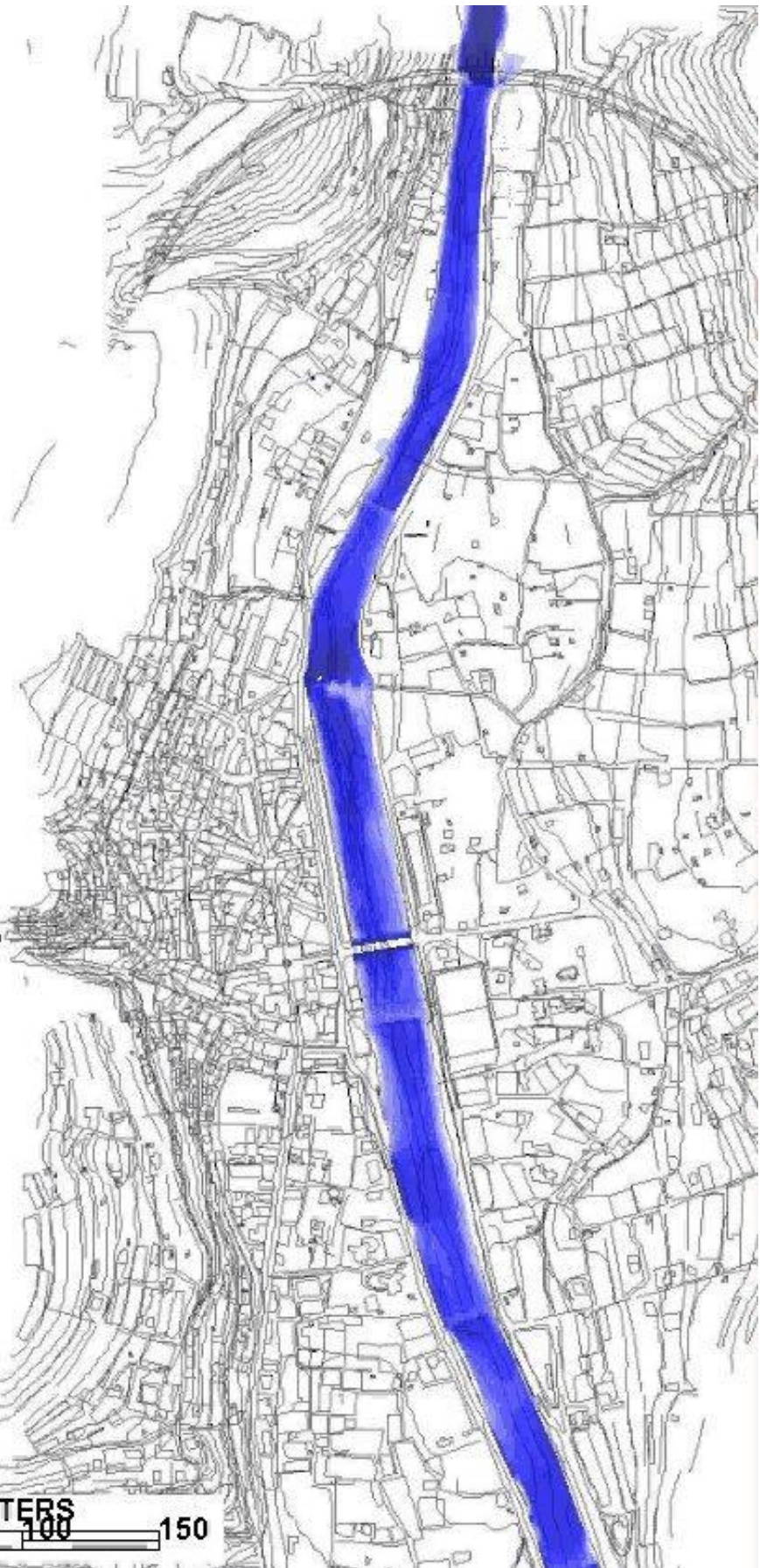
0 00:30:00



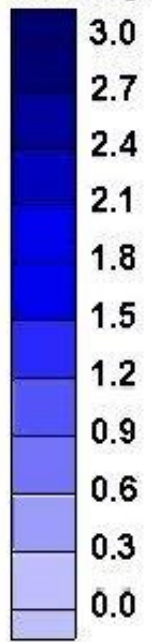
Tiranti [m]



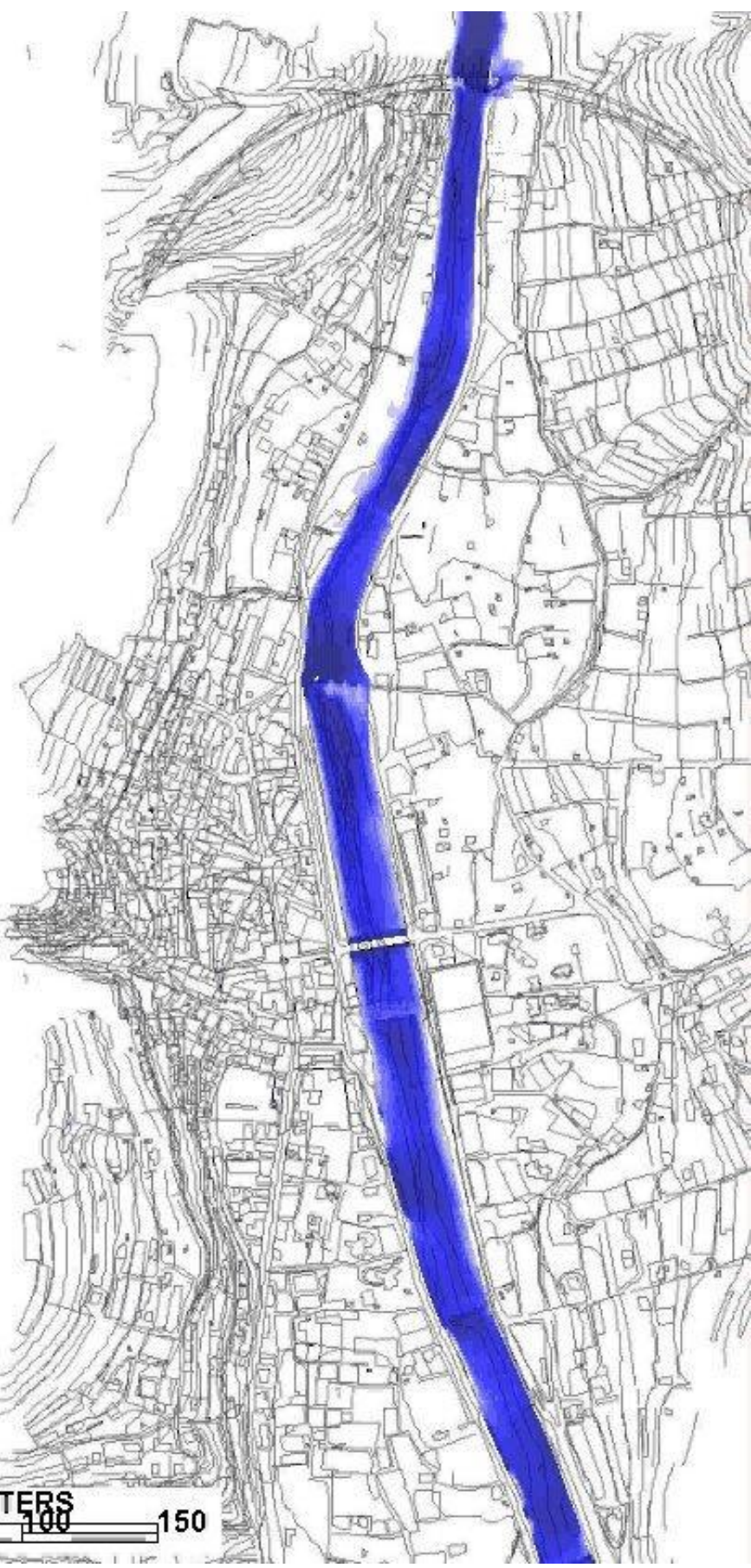
0 01:00:00



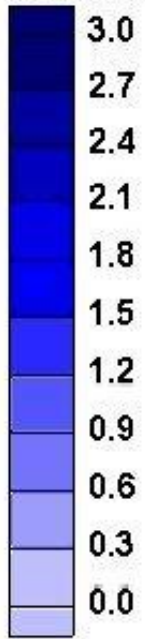
Tiranti [m]



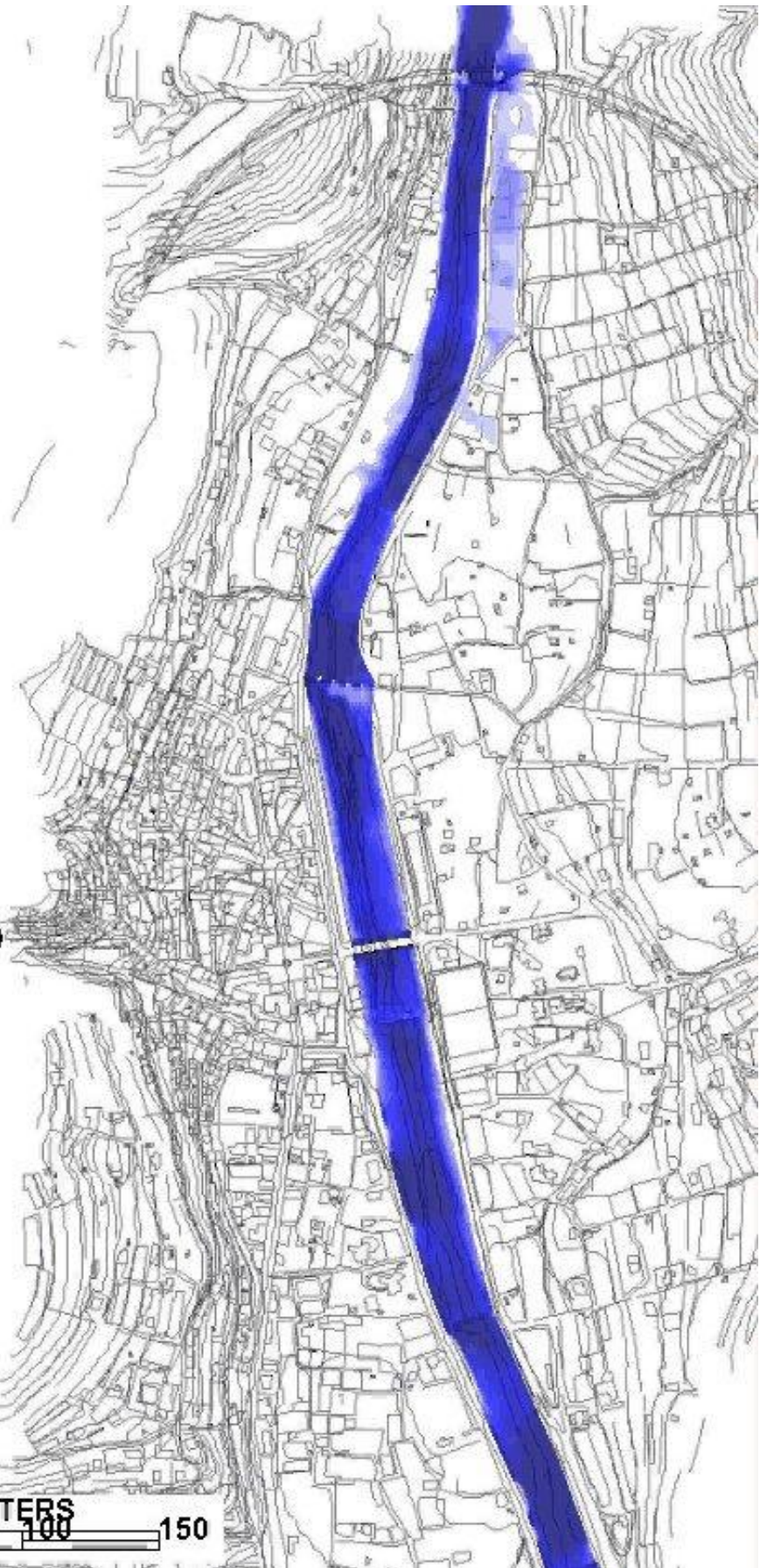
0 01:30:00



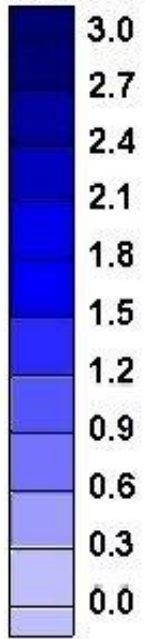
Tiranti [m]



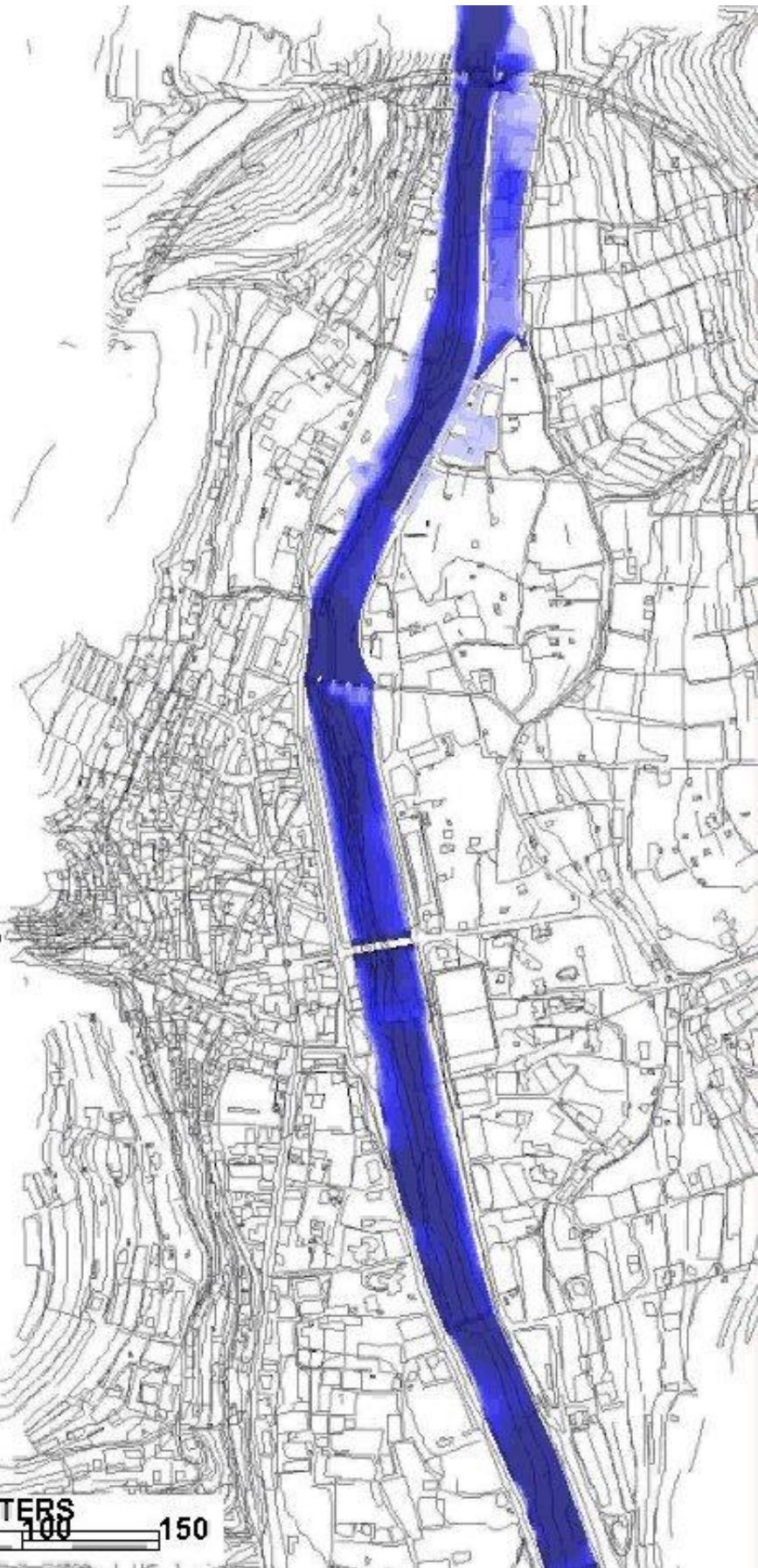
0 02:00:00



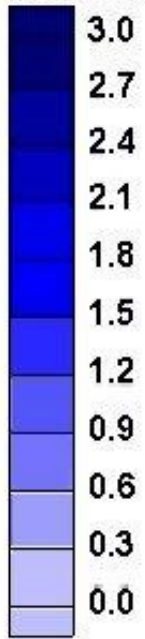
Tiranti [m]



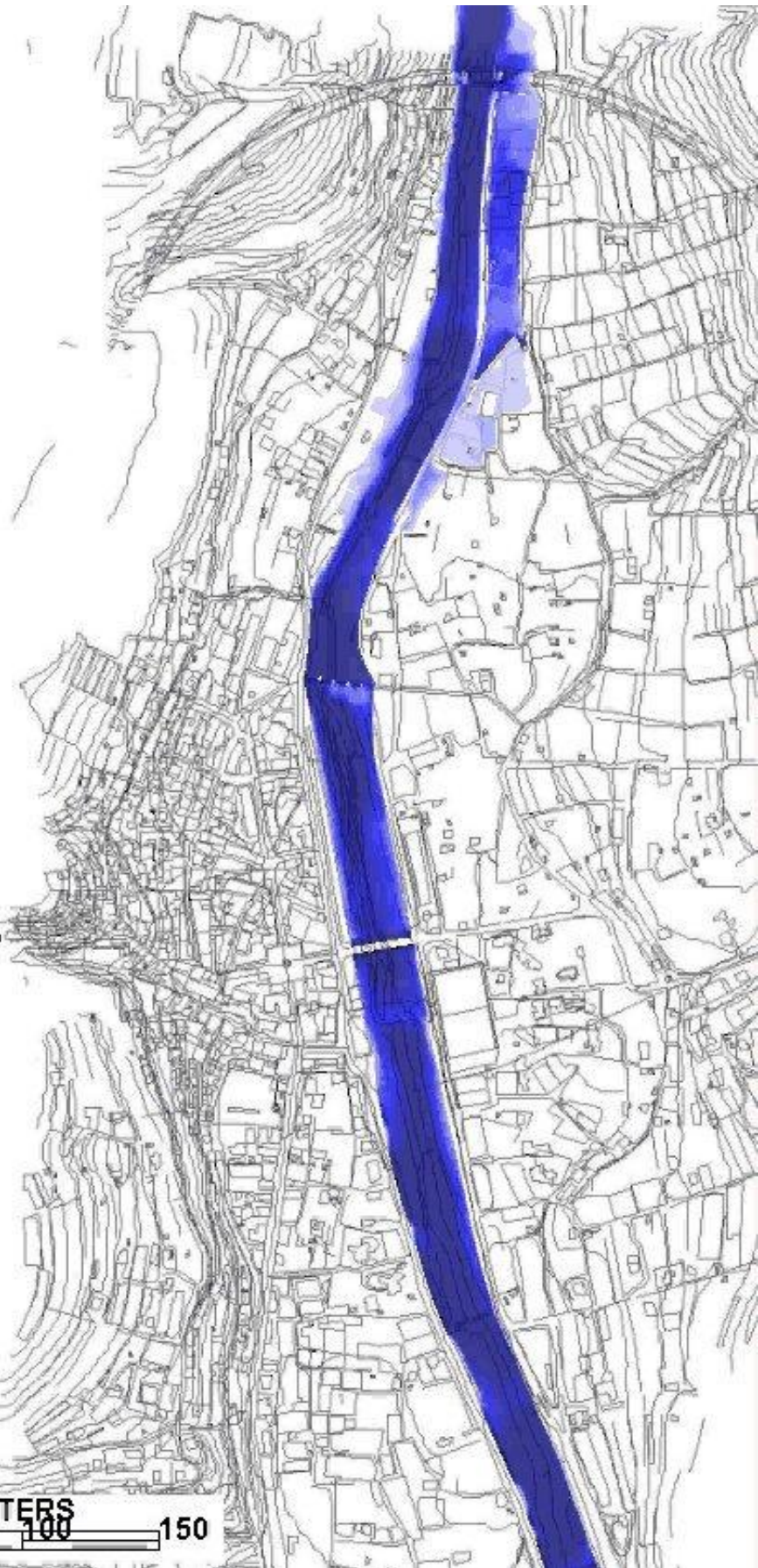
0 02:30:00



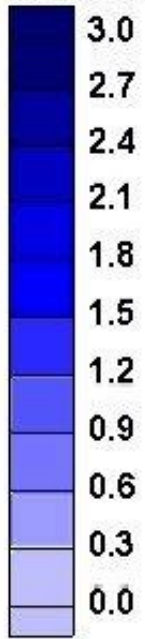
Tiranti [m]



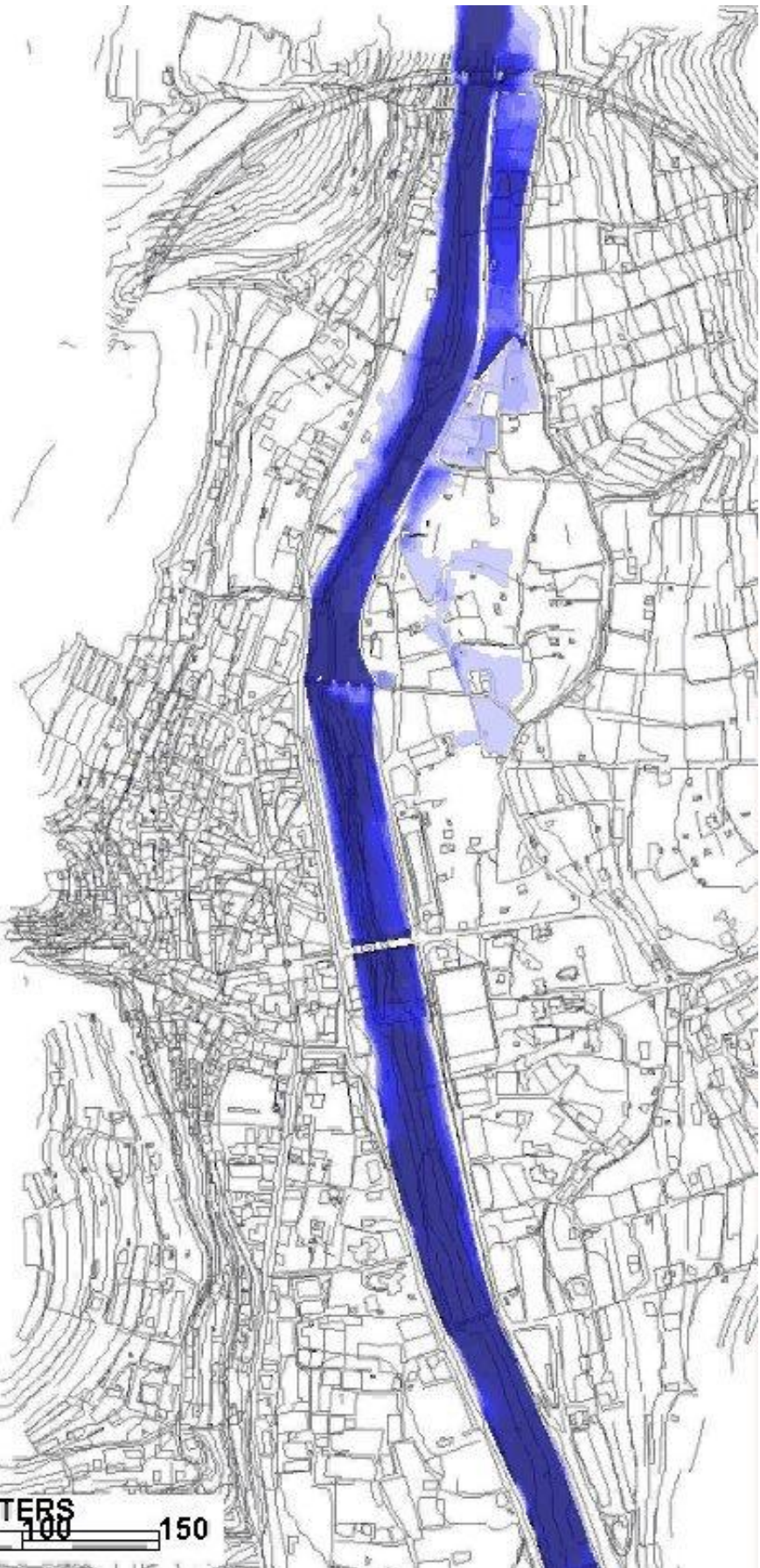
0 03:00:00



Tiranti [m]

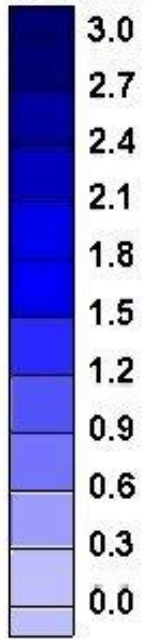


0 03:30:00

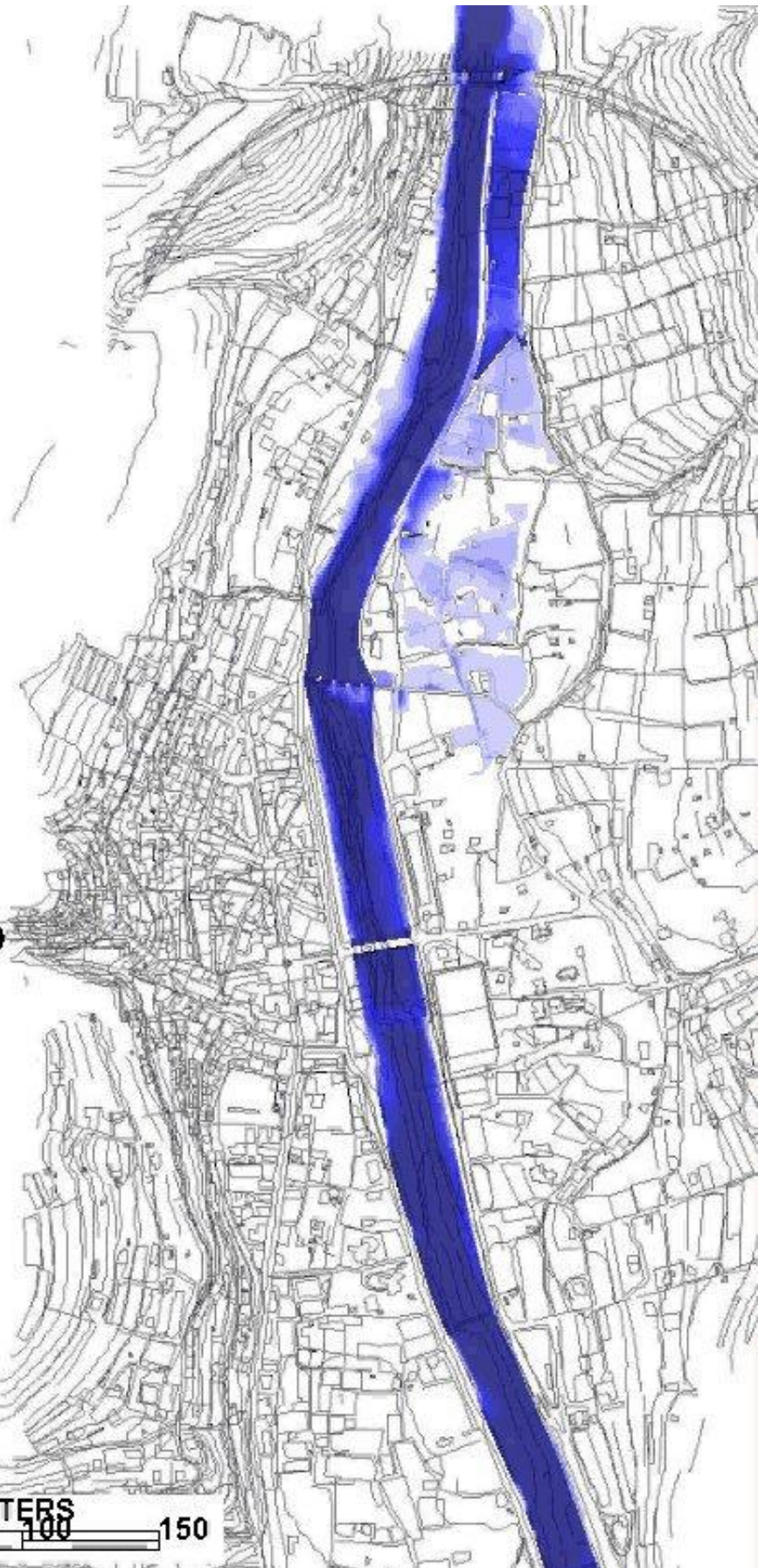




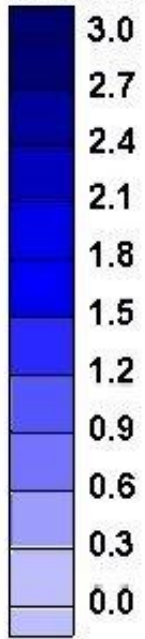
Tiranti [m]



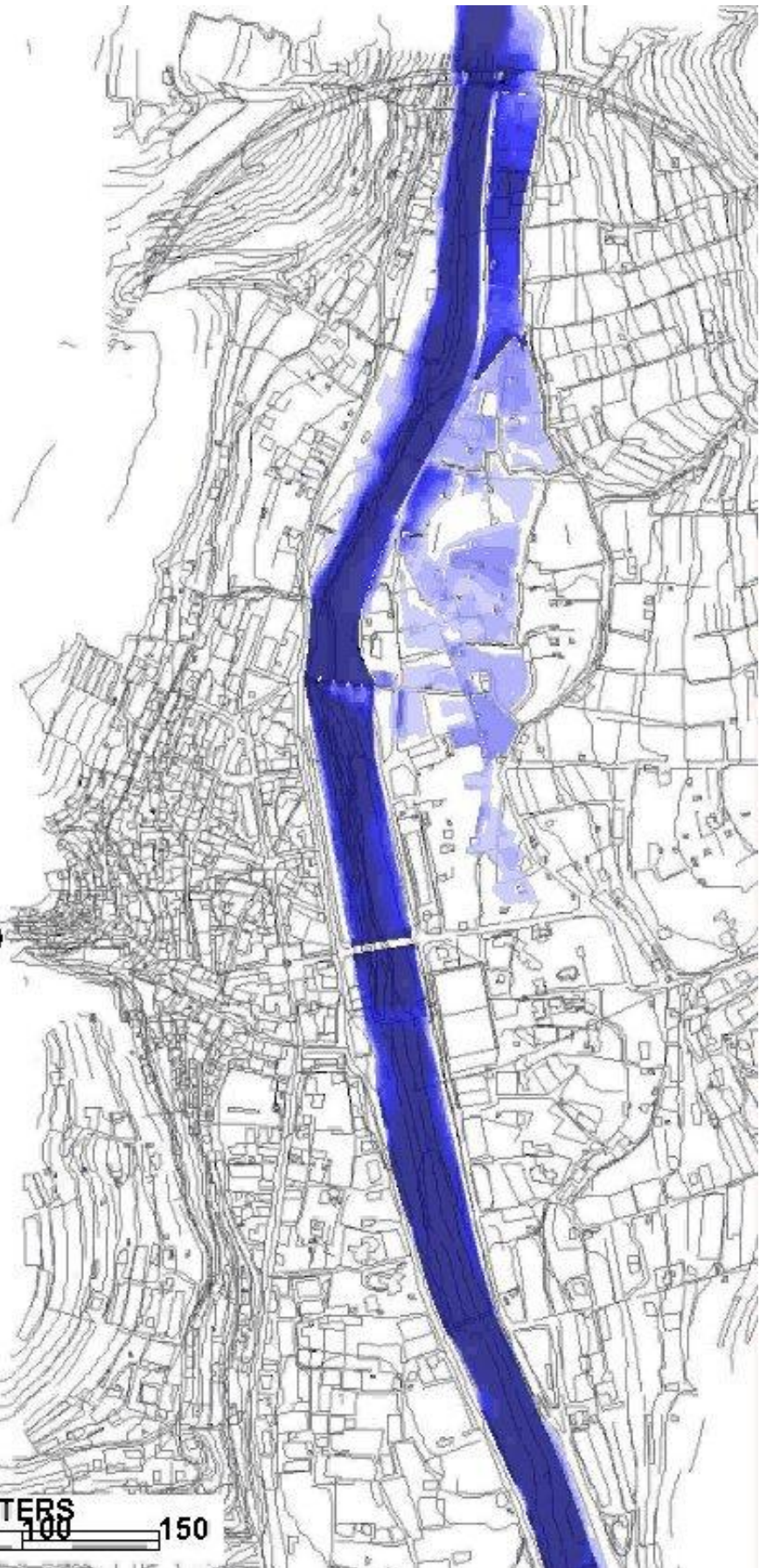
0 04:00:00



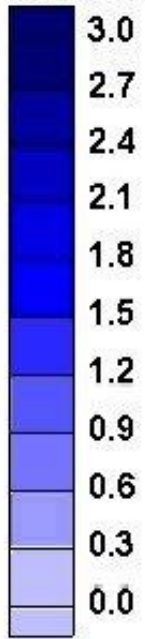
Tiranti [m]



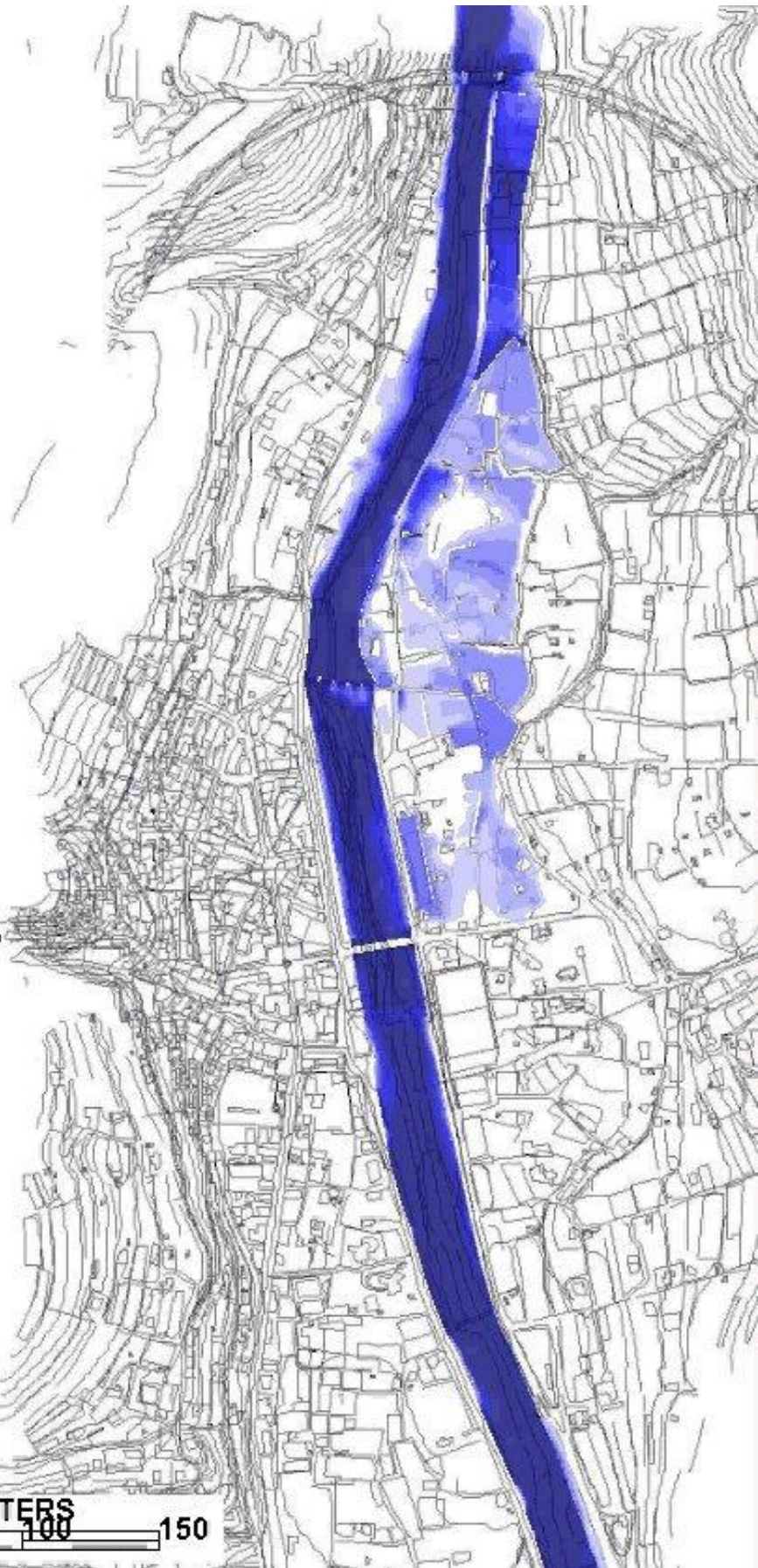
0 04:30:00



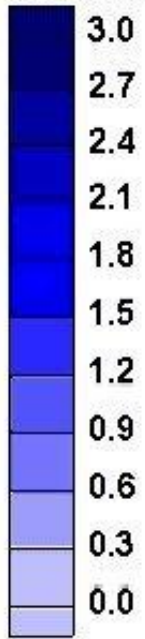
Tiranti [m]



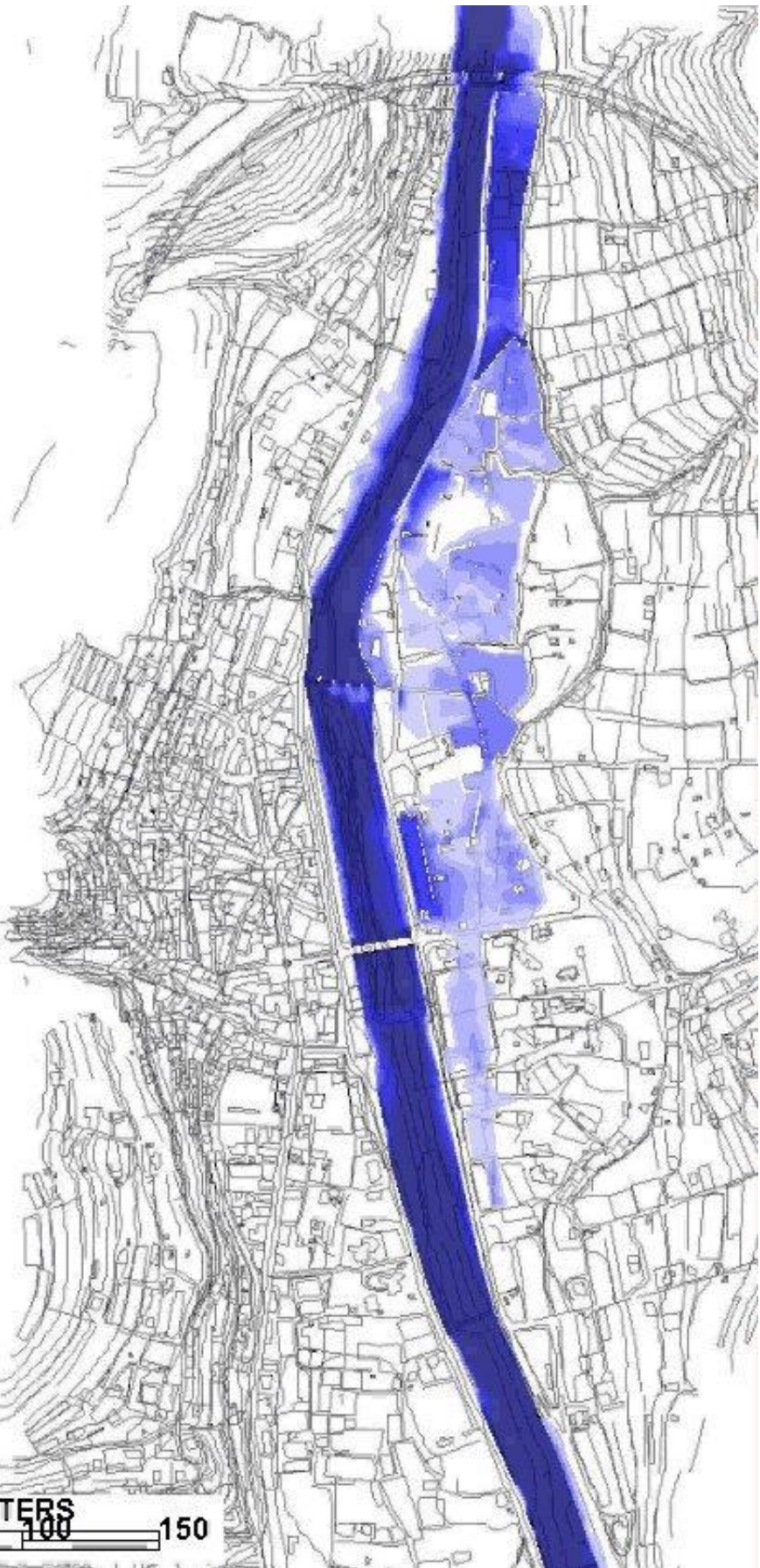
0 05:00:00



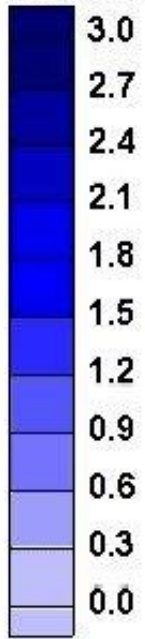
Tiranti [m]



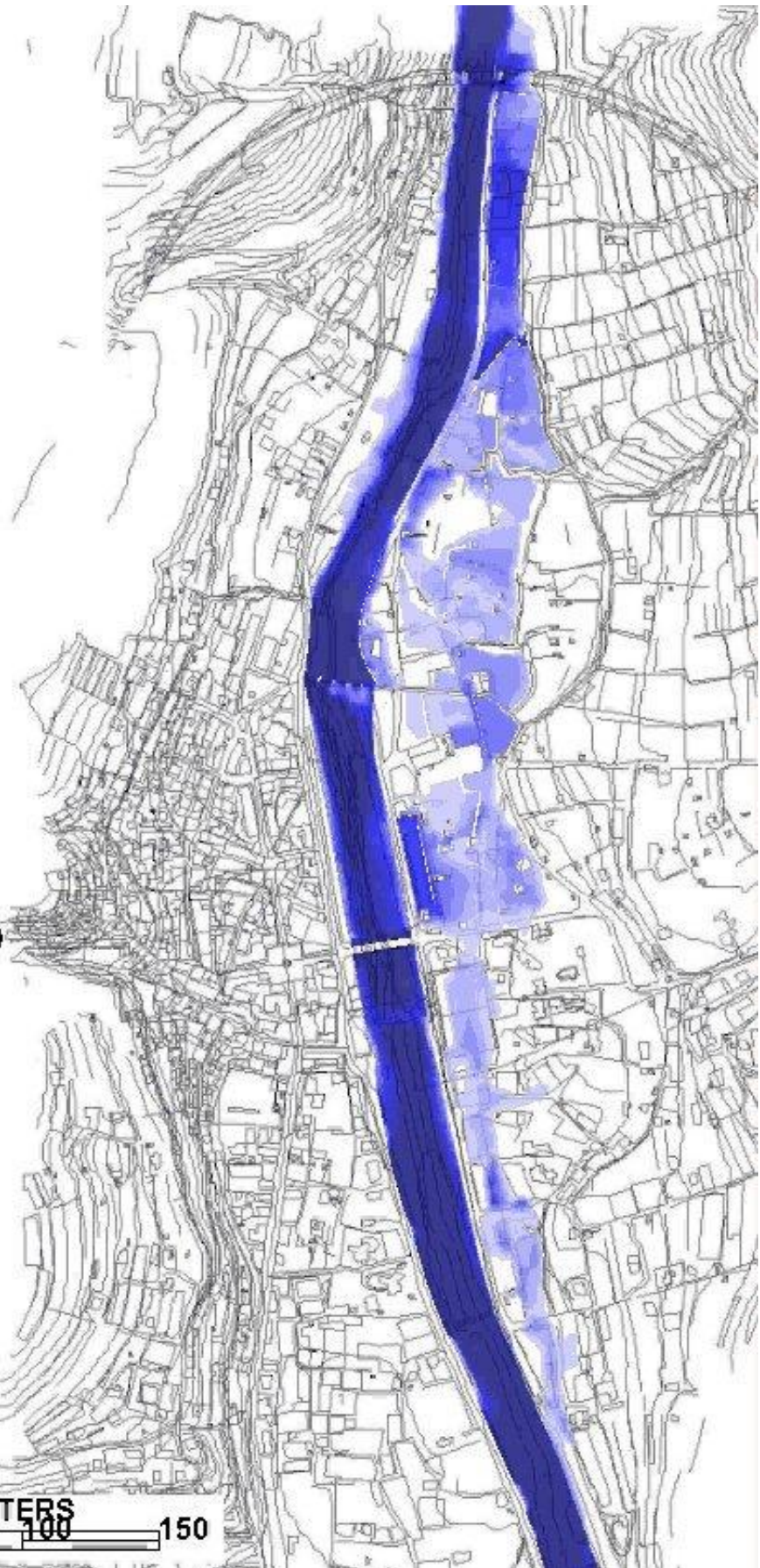
0 05:30:00



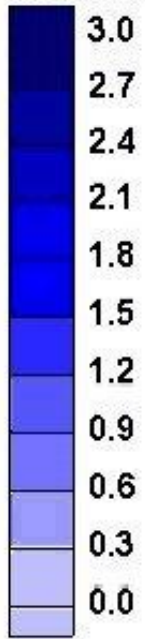
Tiranti [m]



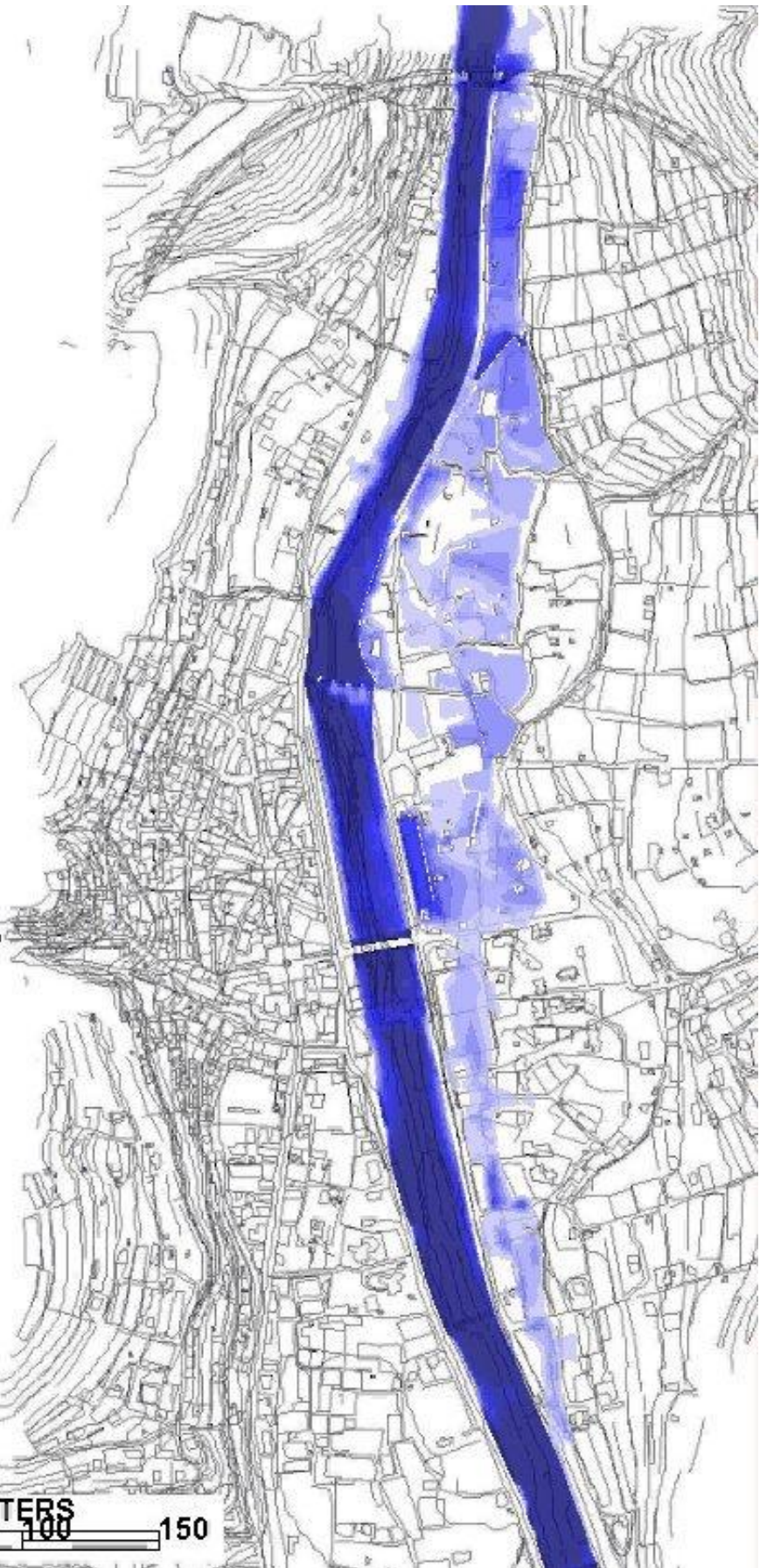
0 06:00:00



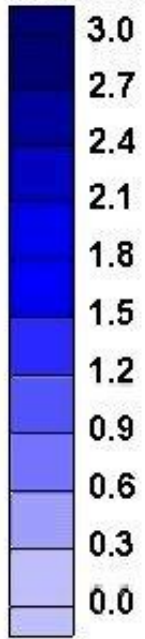
Tiranti [m]



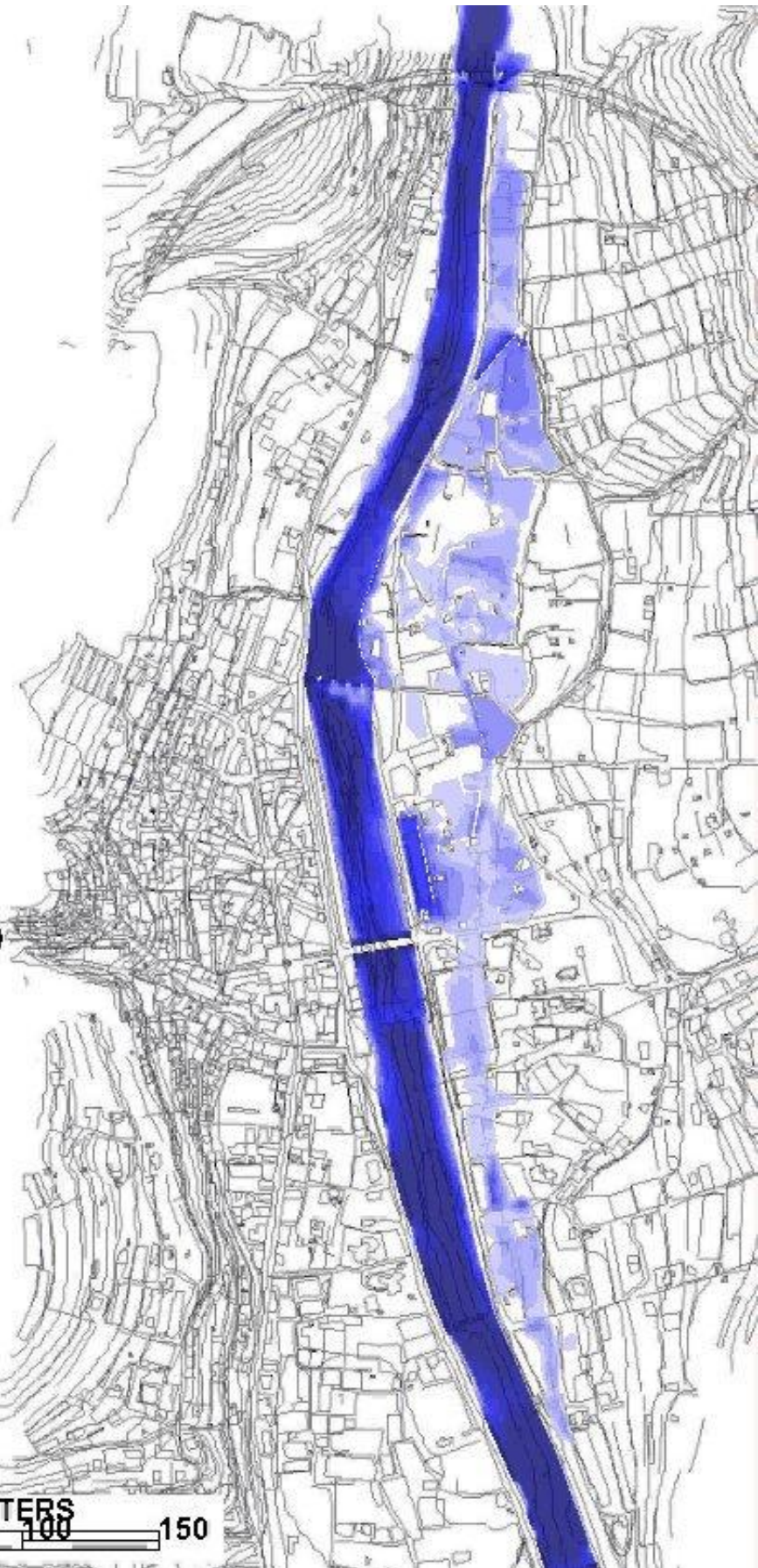
0 06:30:00



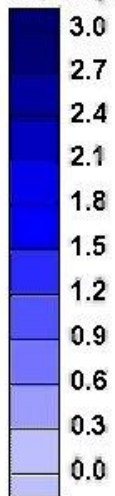
Tiranti [m]



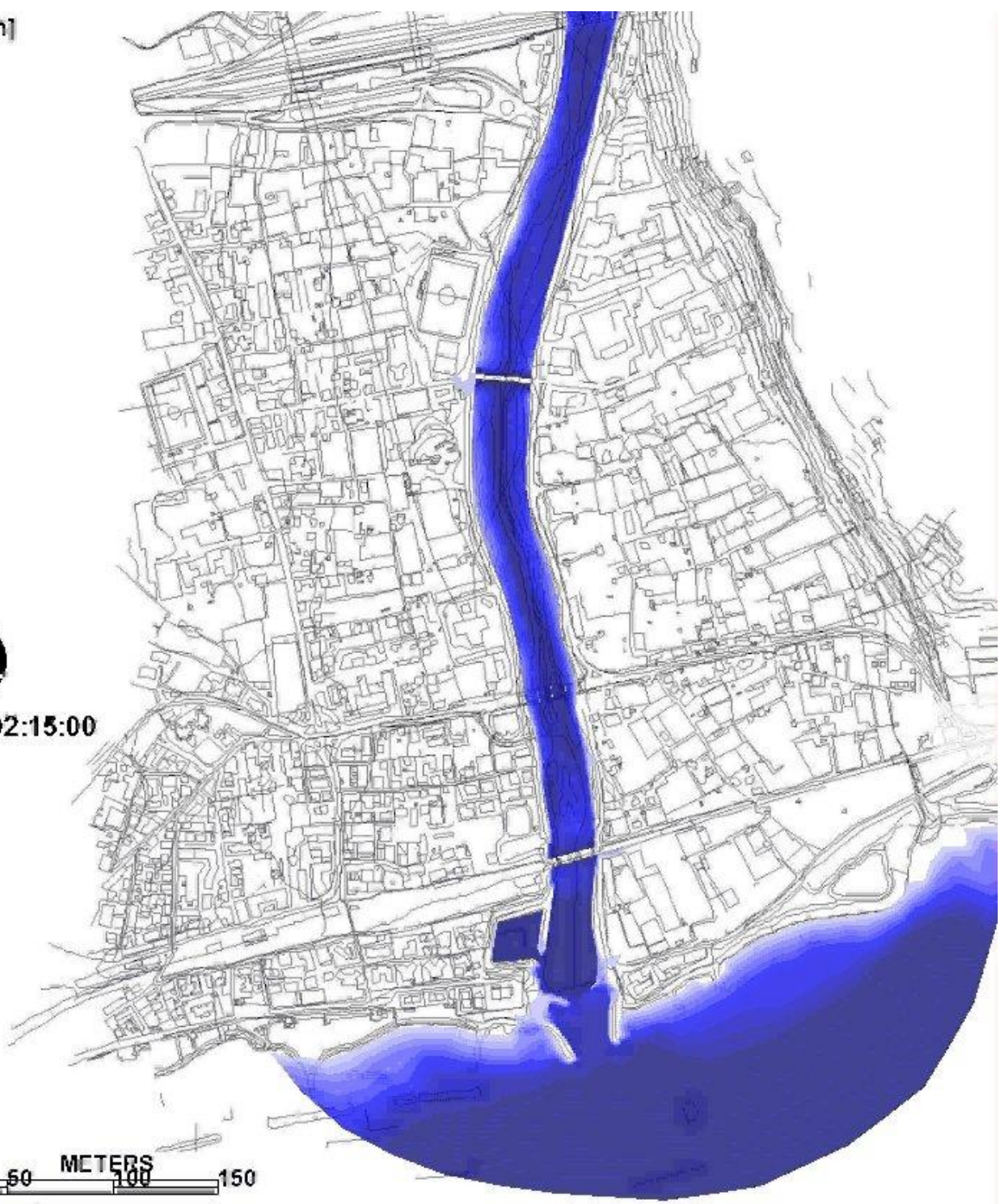
0 07:00:00



Tiranti [m]

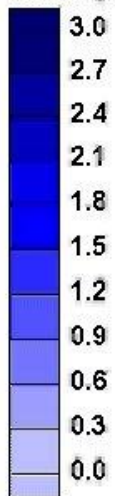


0 02:15:00

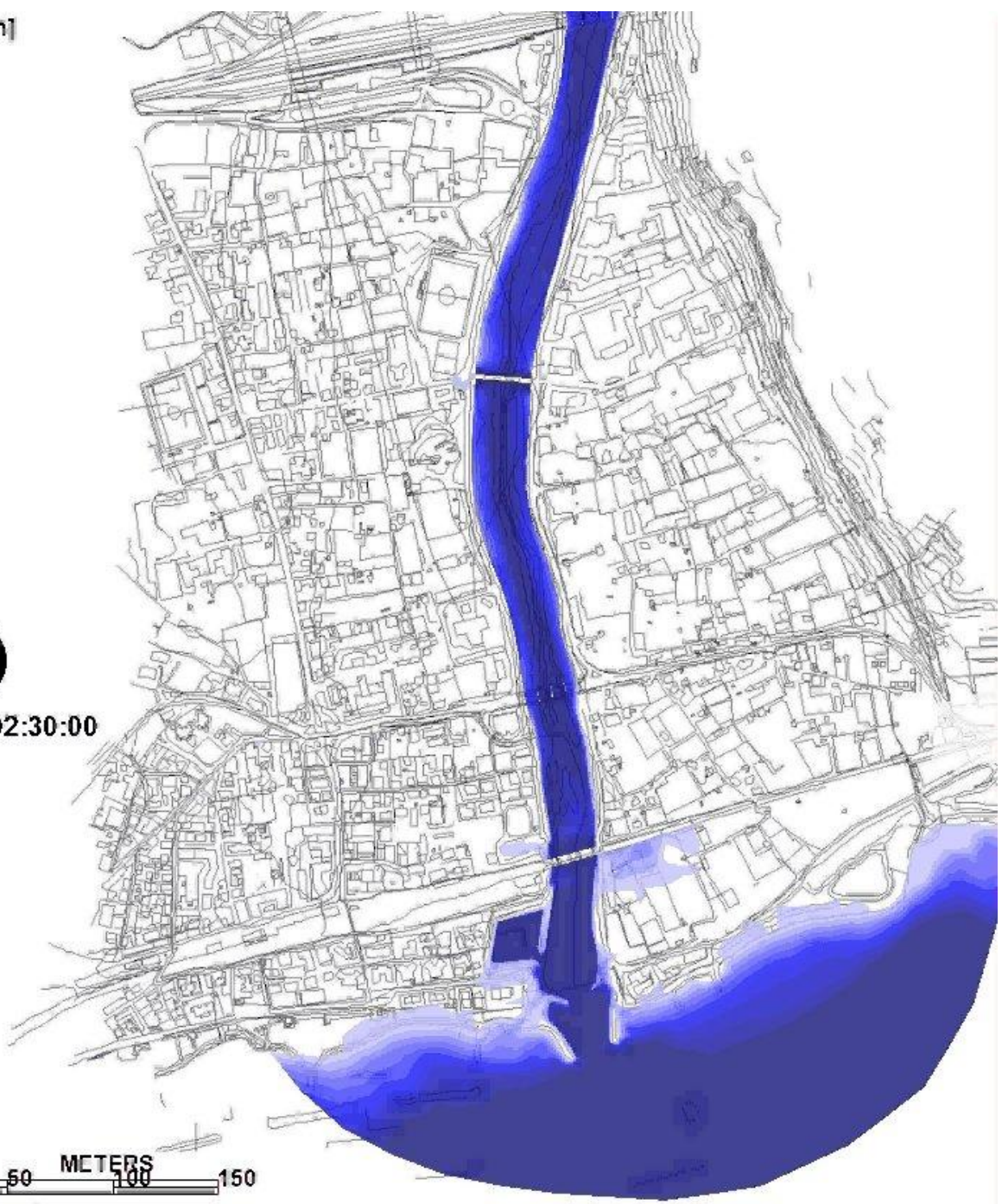




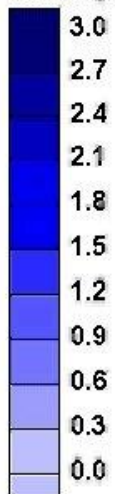
Tiranti [m]



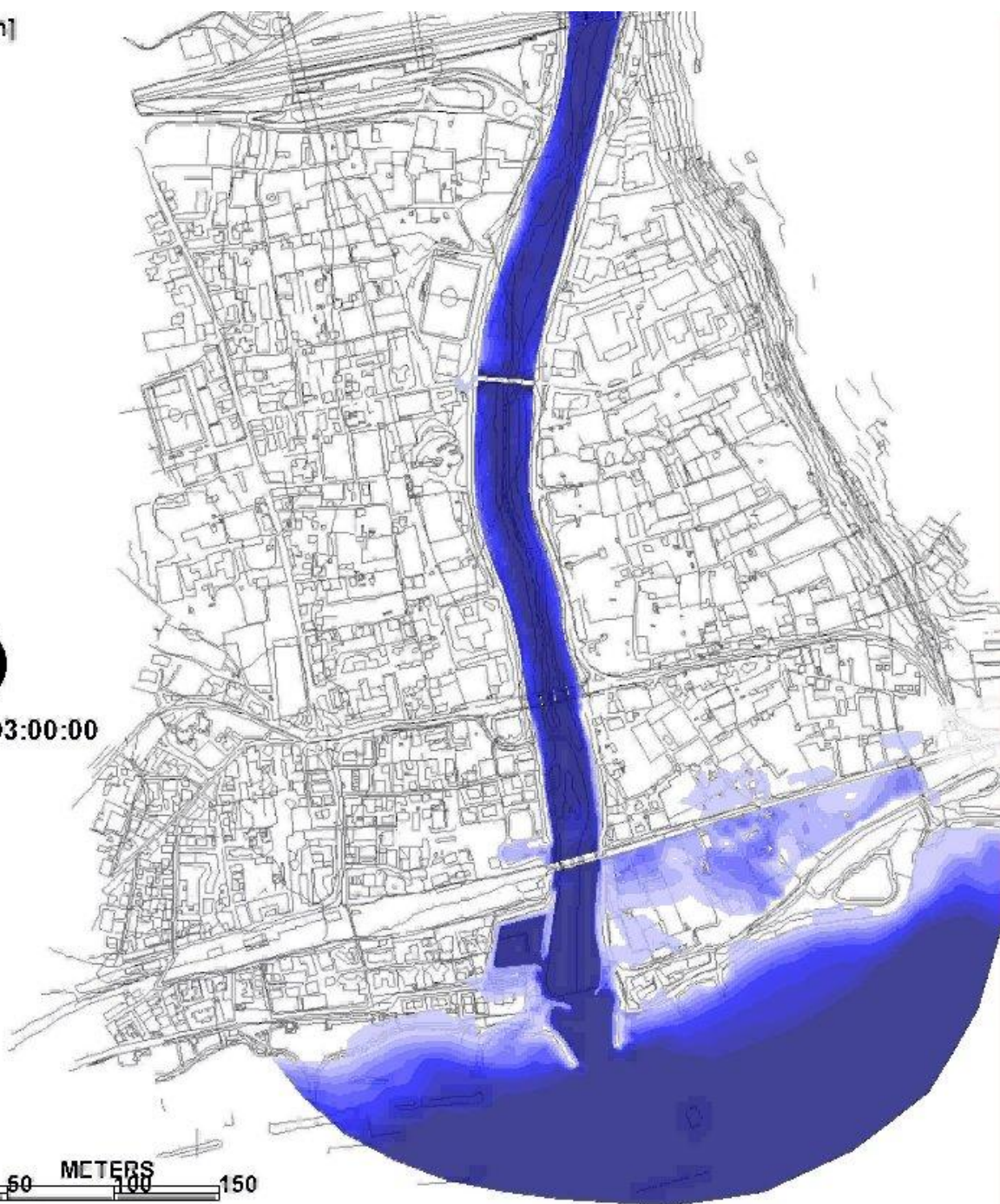
0 02:30:00



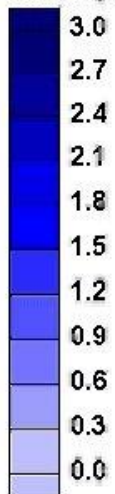
Tiranti [m]



0 03:00:00



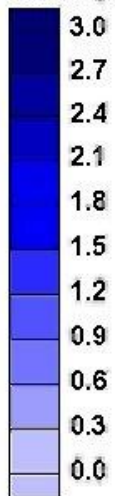
Tiranti [m]



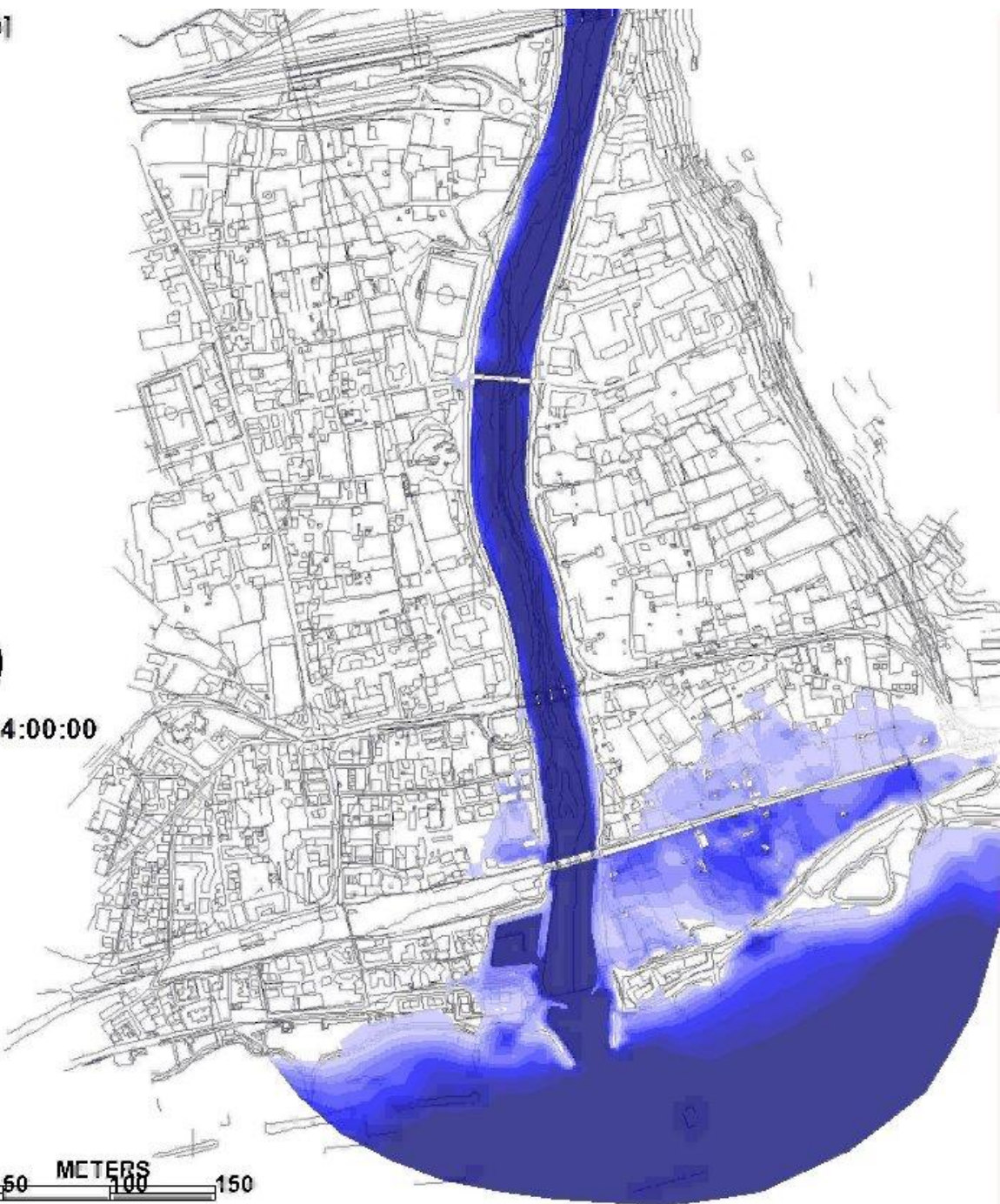
0 03:30:00



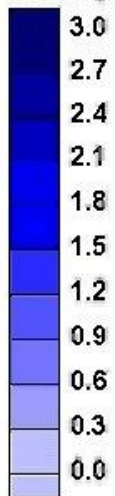
Tiranti [m]



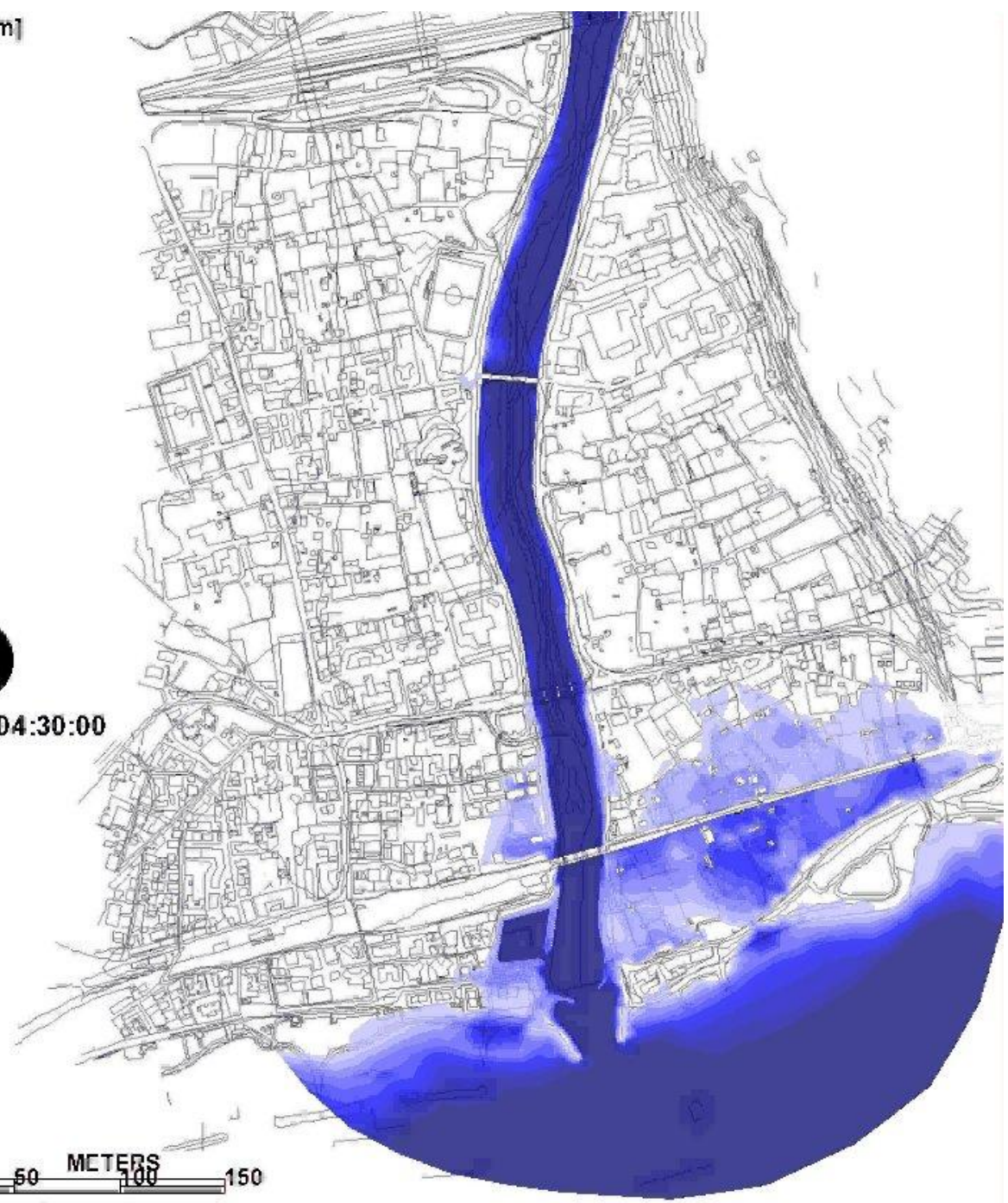
0 04:00:00



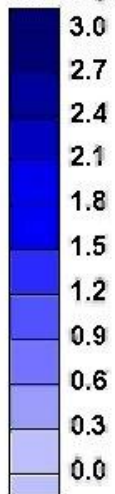
Tiranti [m]



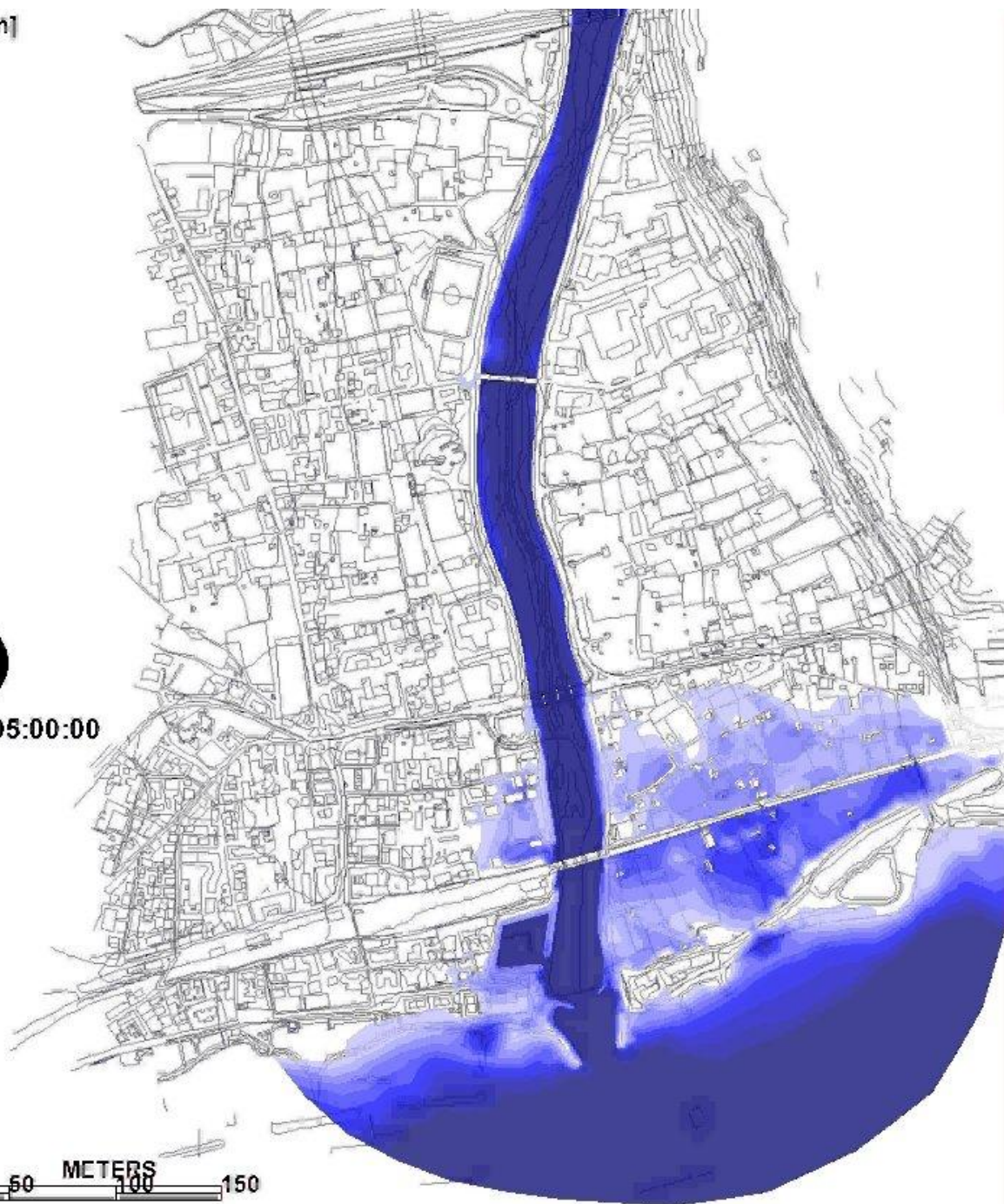
0 04:30:00



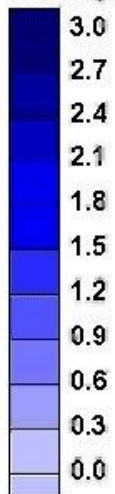
Tiranti [m]



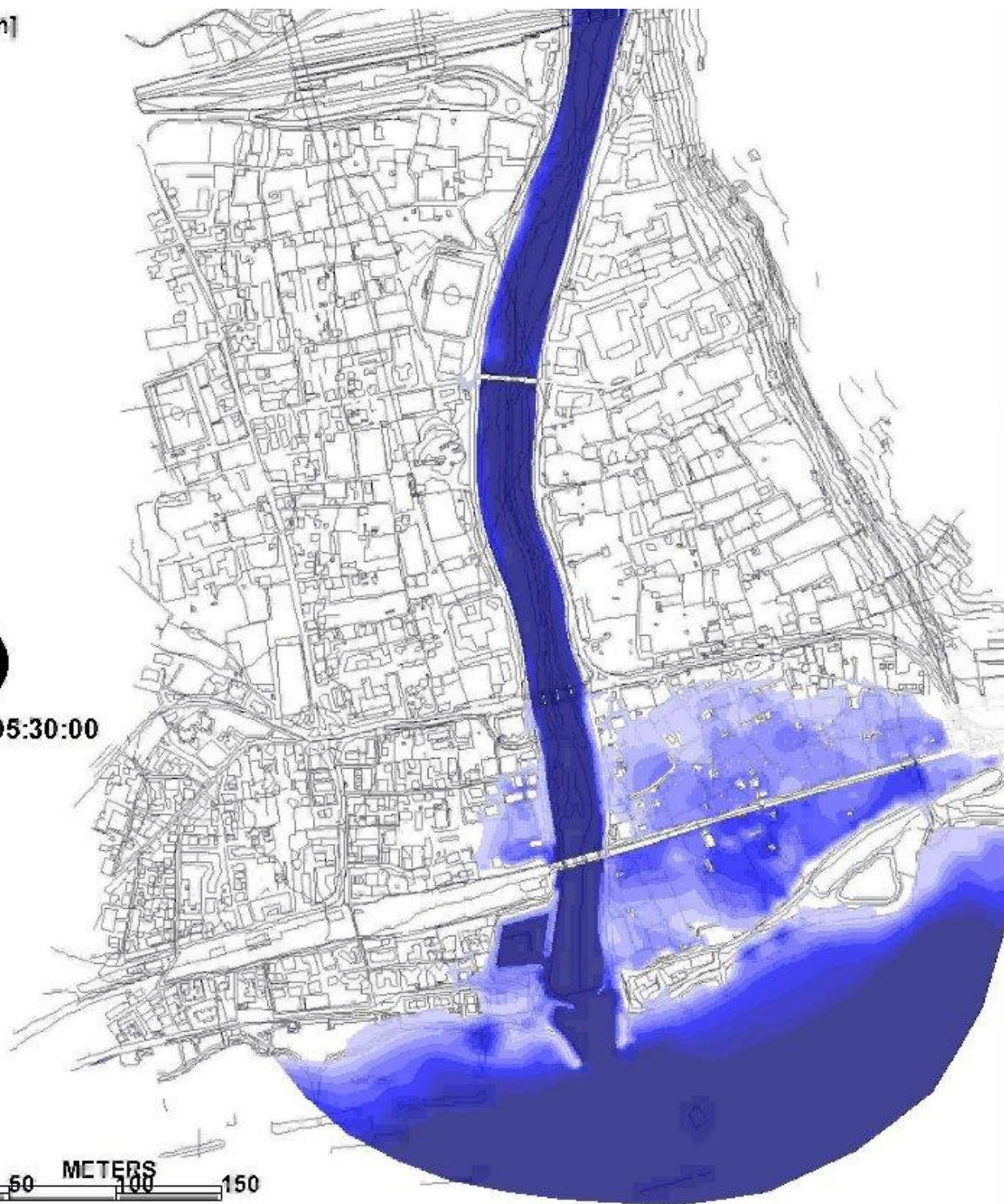
0 05:00:00



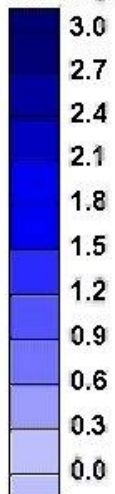
Tiranti [m]



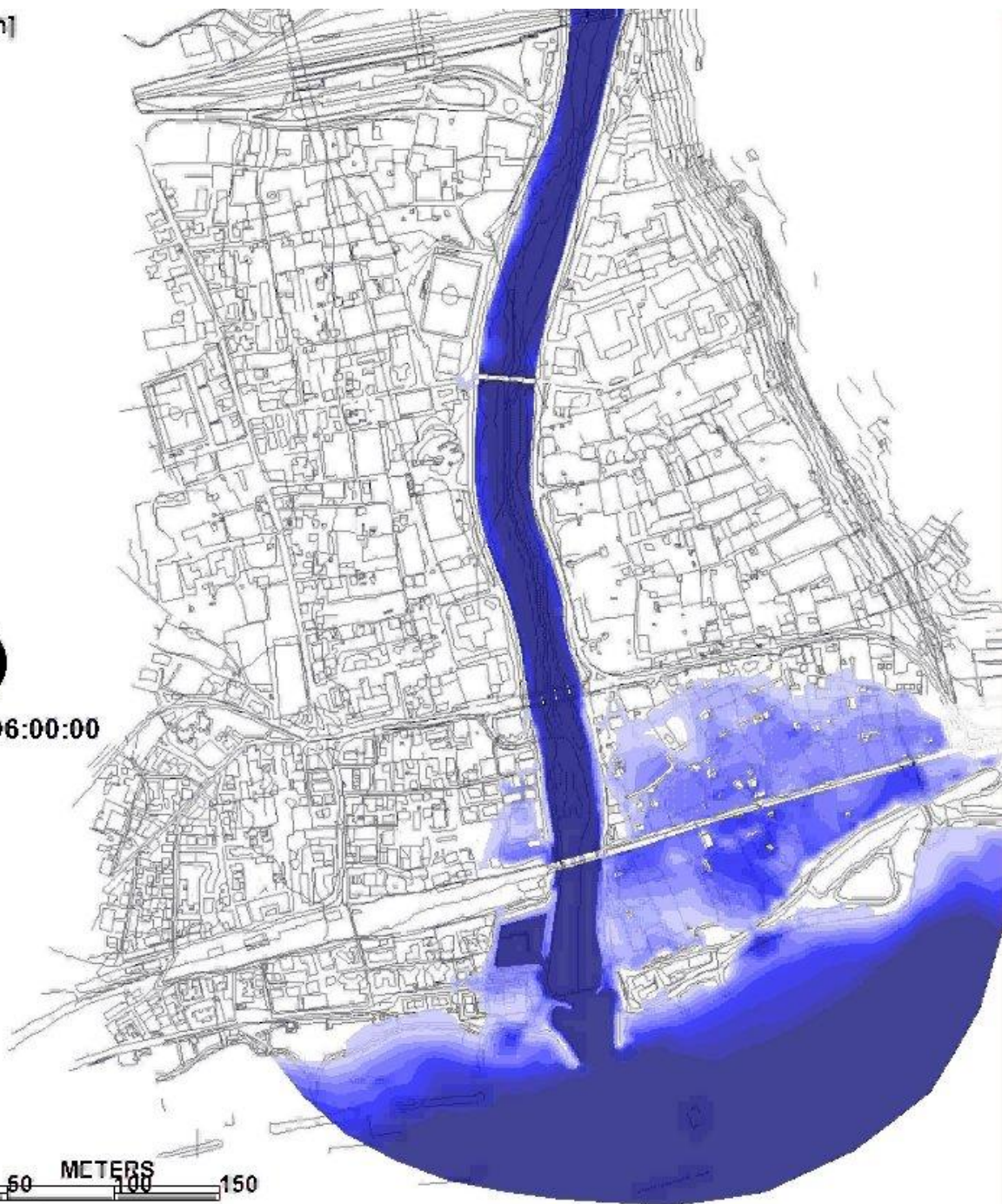
0 05:30:00



Tiranti [m]

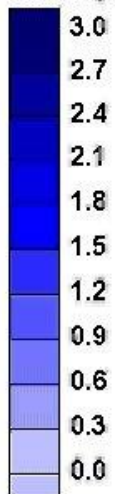


0 06:00:00

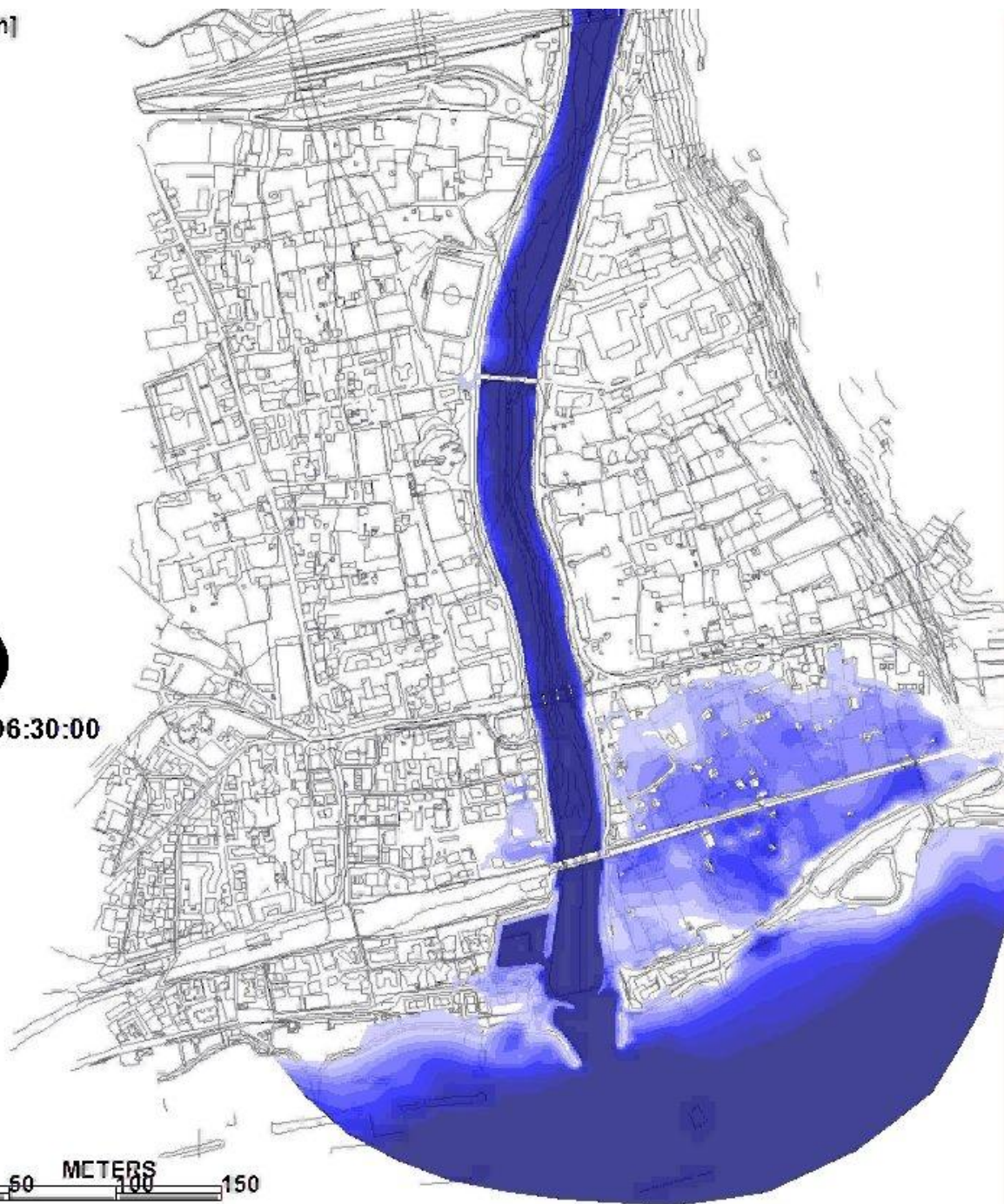




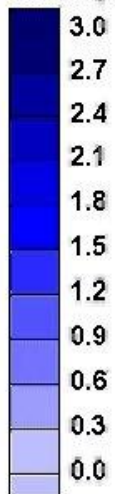
Tiranti [m]



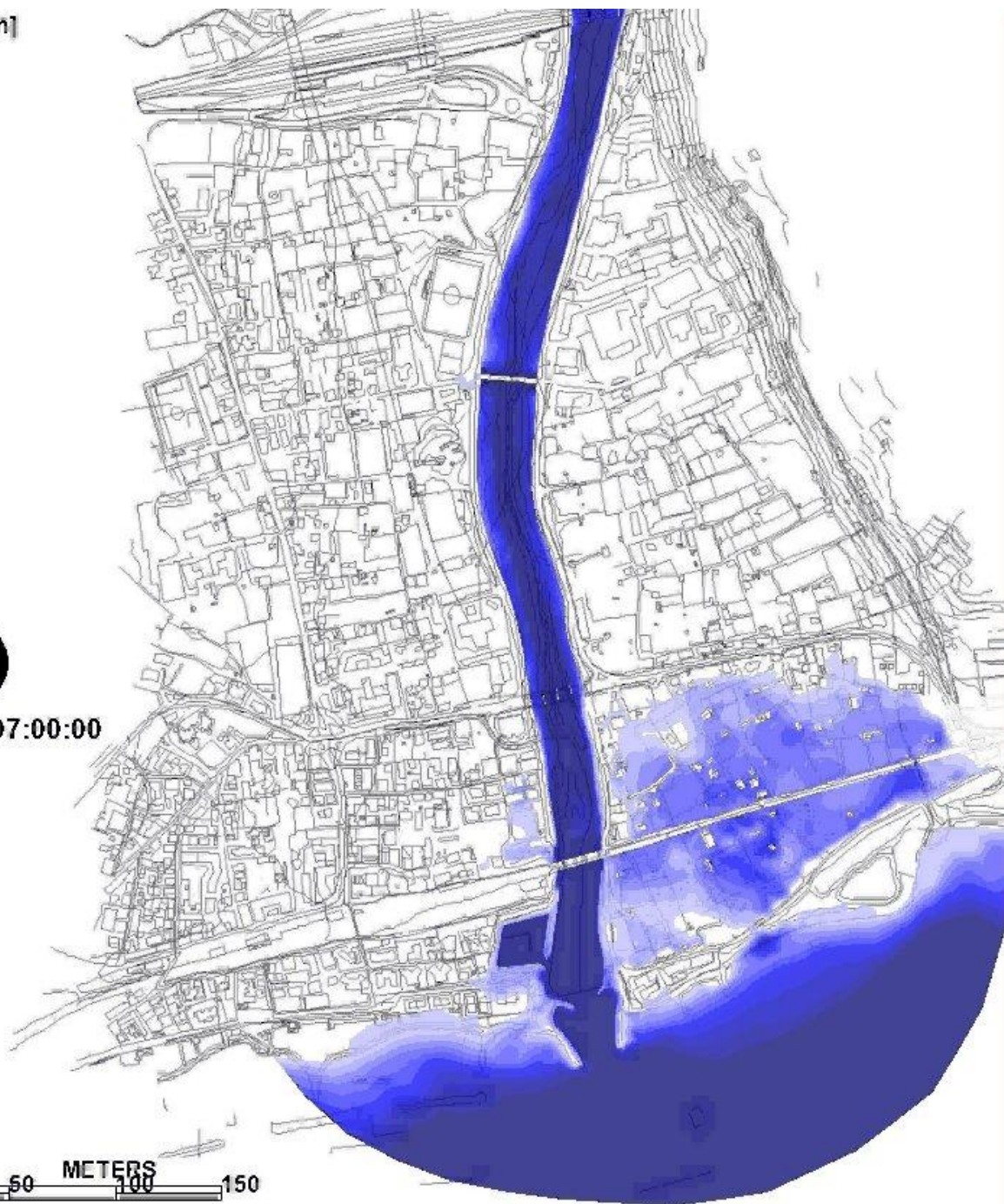
0 06:30:00



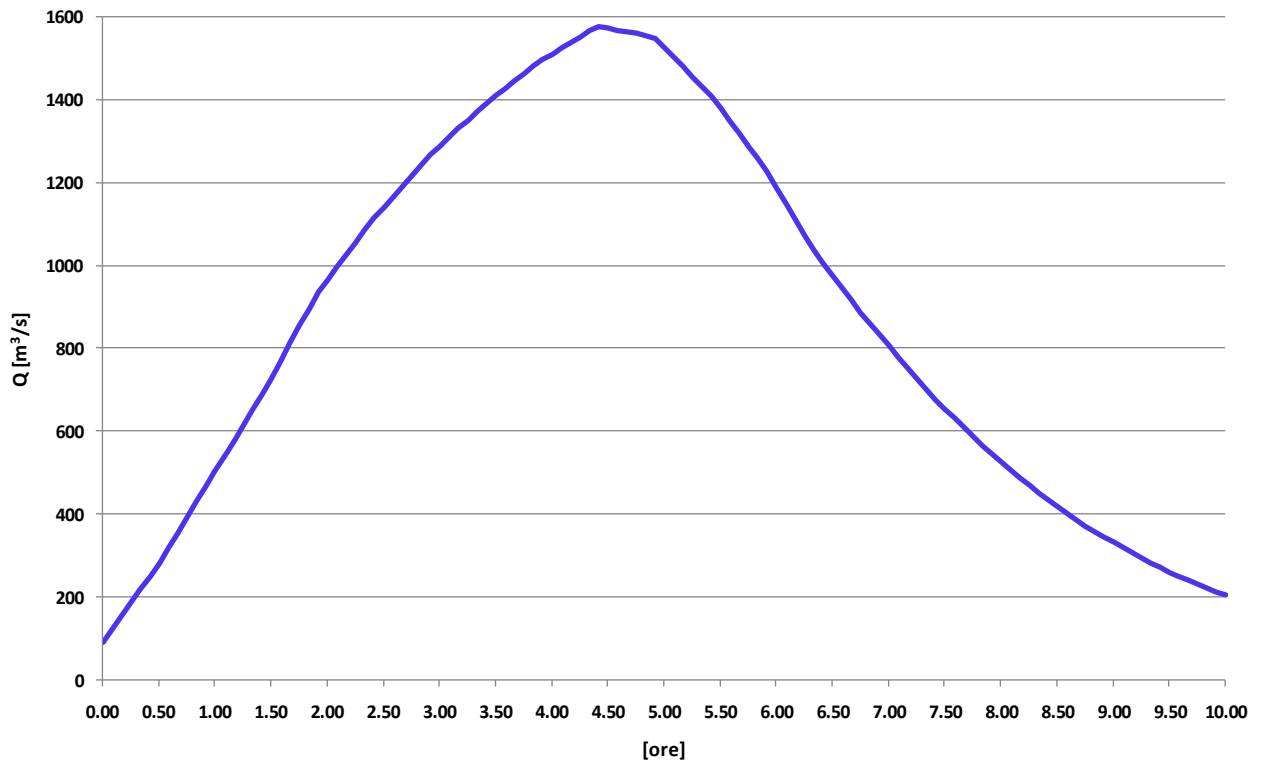
Tiranti [m]



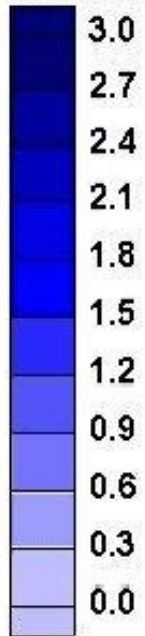
0 07:00:00



idrogramma Tr-200 anni



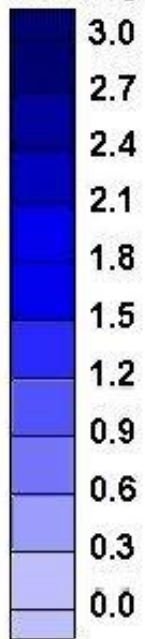
Tiranti [m]



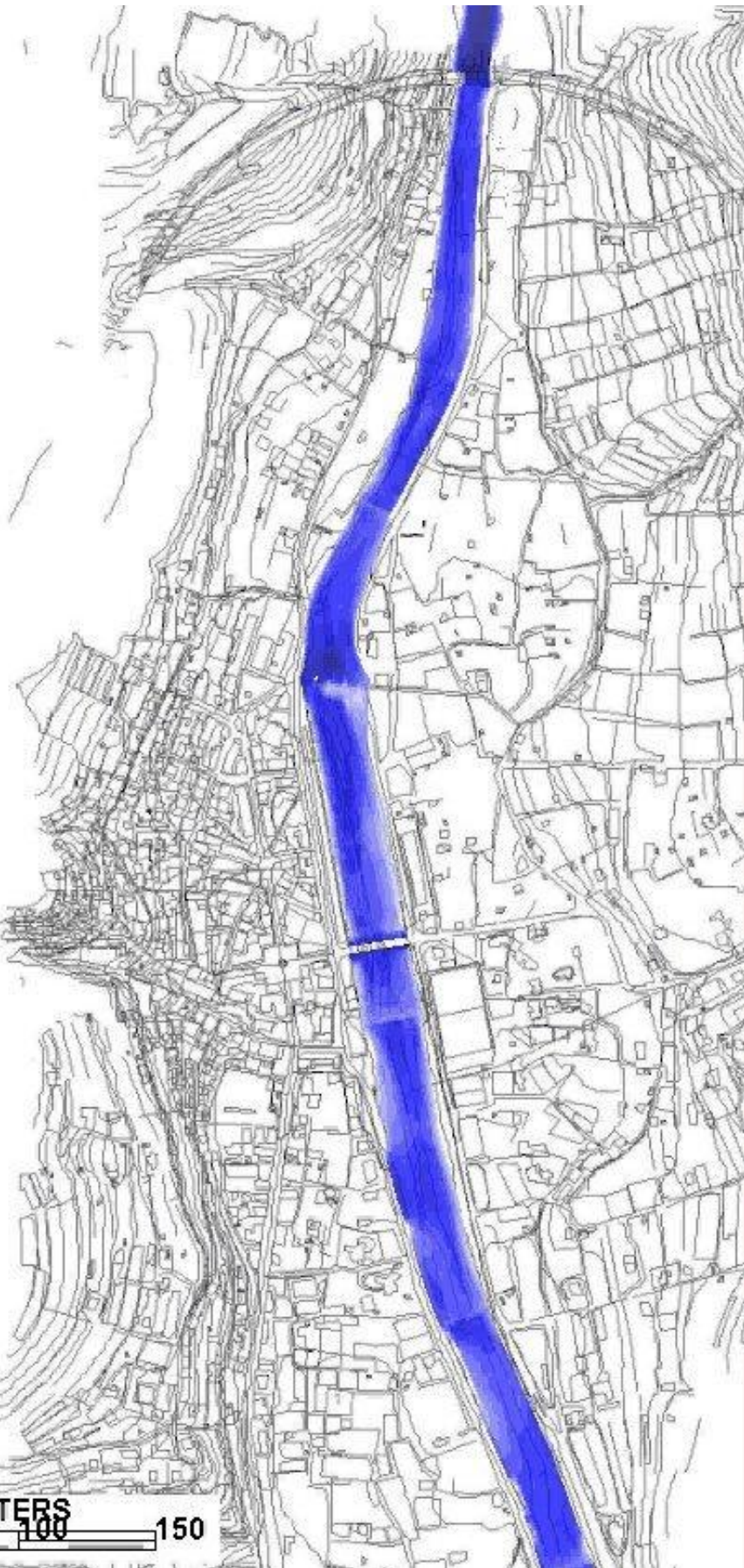
0 00:15:00



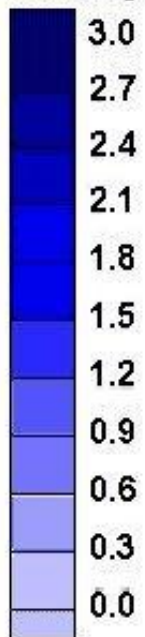
Tiranti [m]



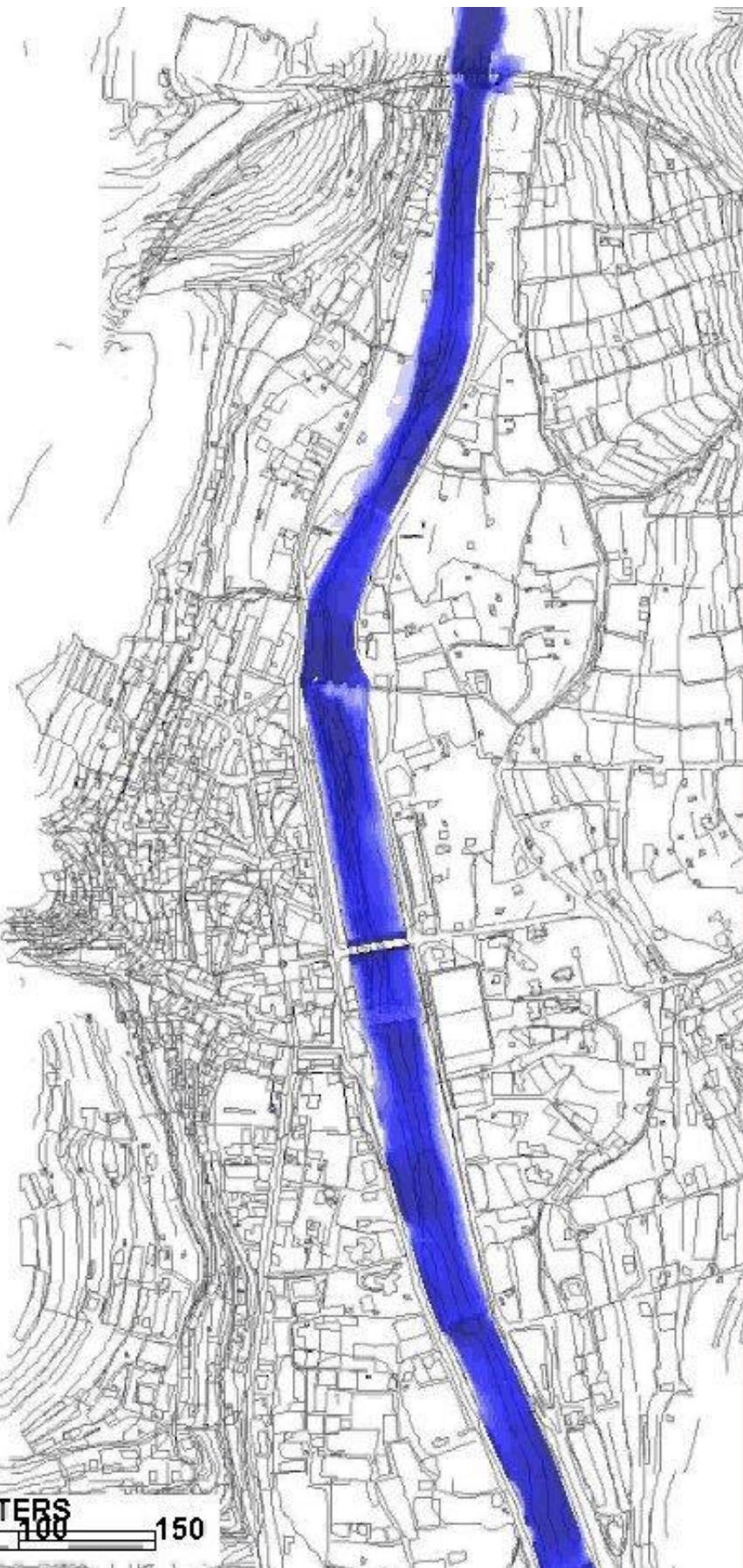
0 00:30:00



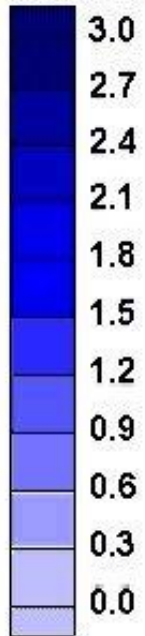
Tiranti [m]



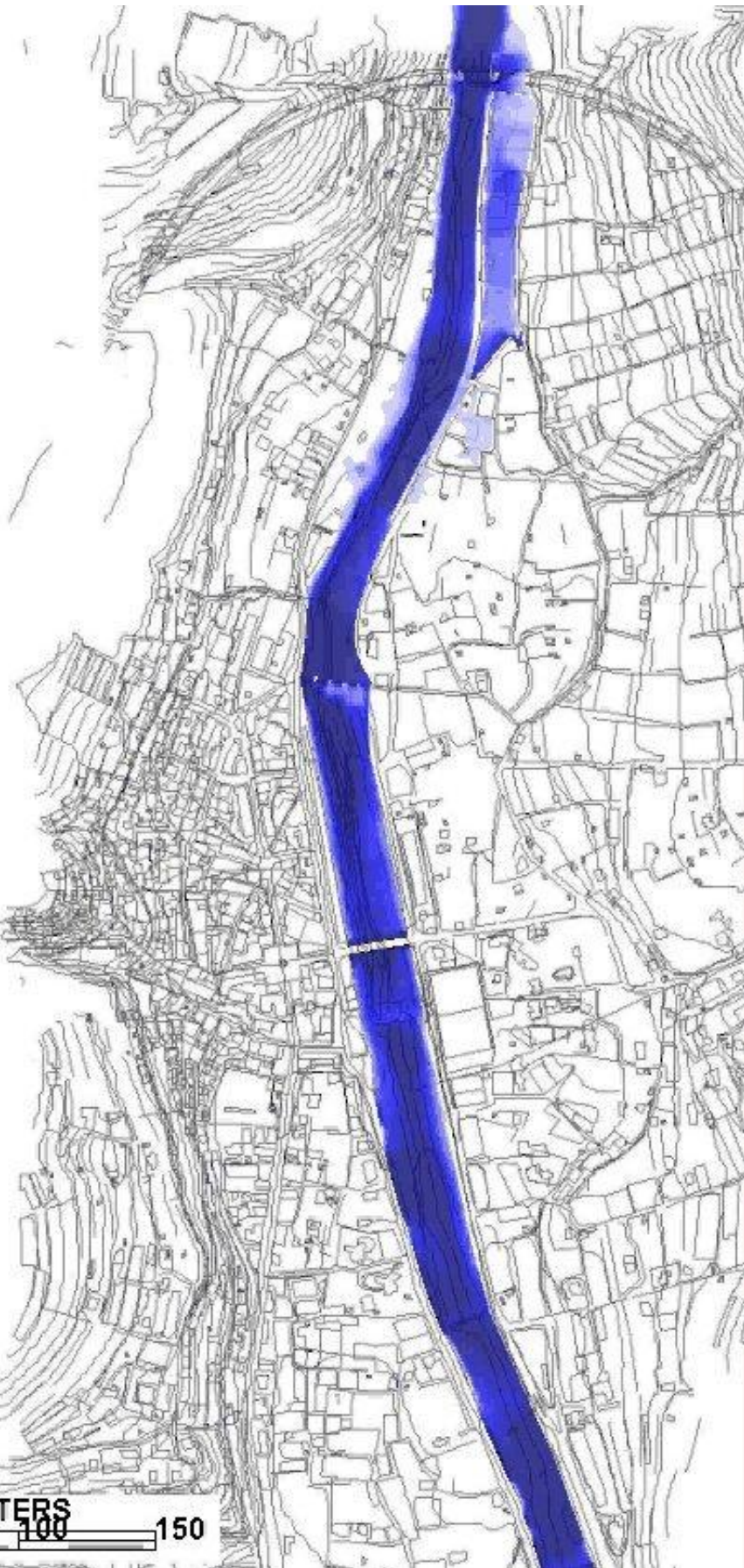
0 01:00:00



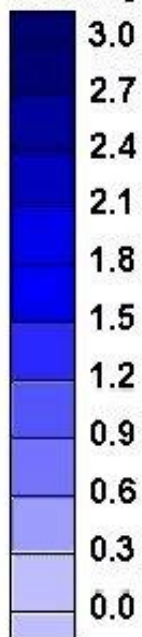
Tiranti [m]



0 01:30:00



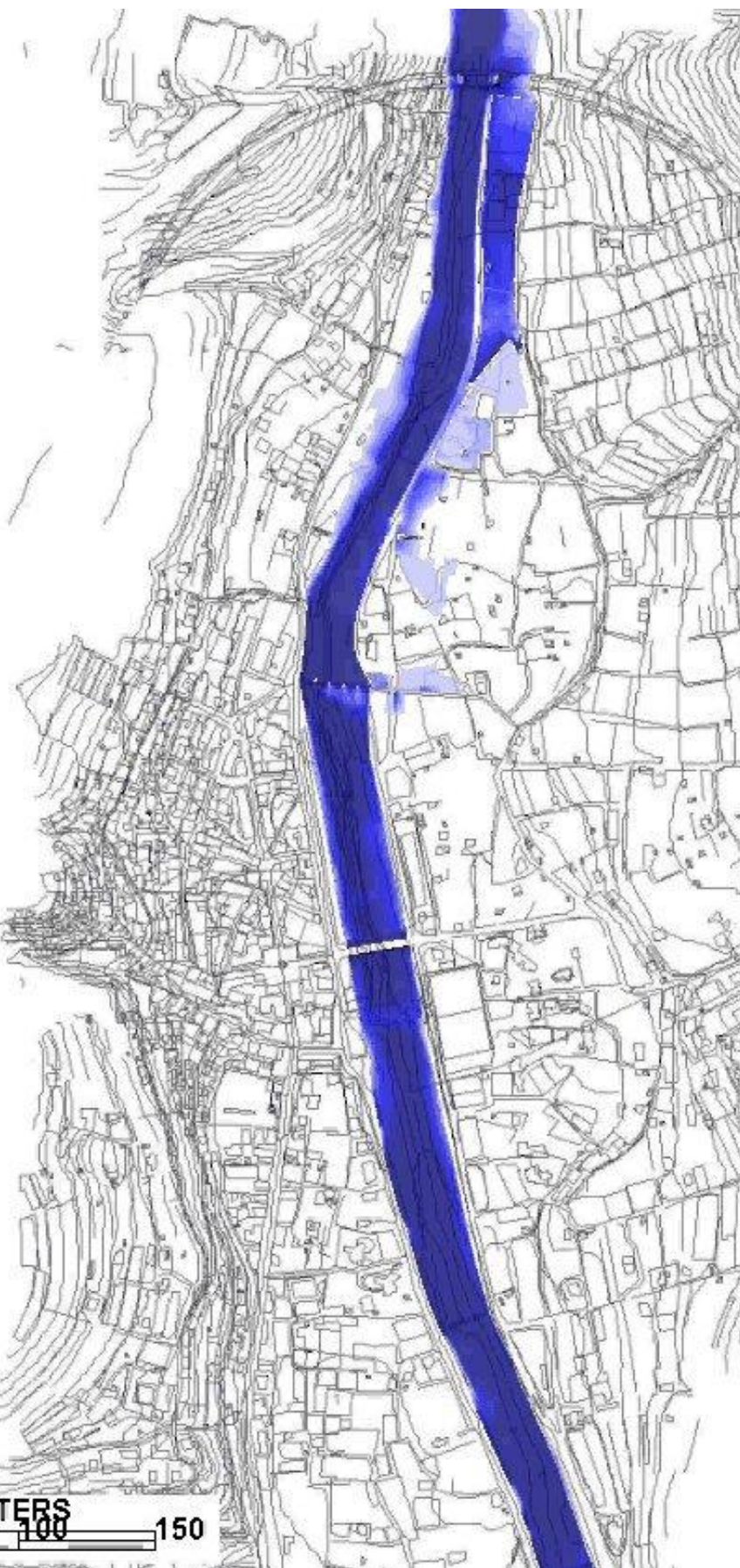
Tiranti [m]



0 02:00:00

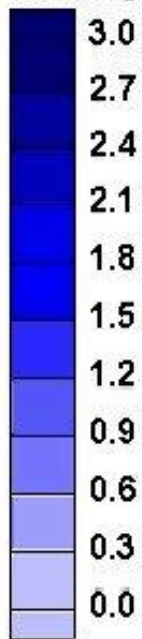
0 50 100 150 METERS

A horizontal scale bar with markings at 0, 50, 100, and 150 meters. The word "METERS" is centered above the bar.

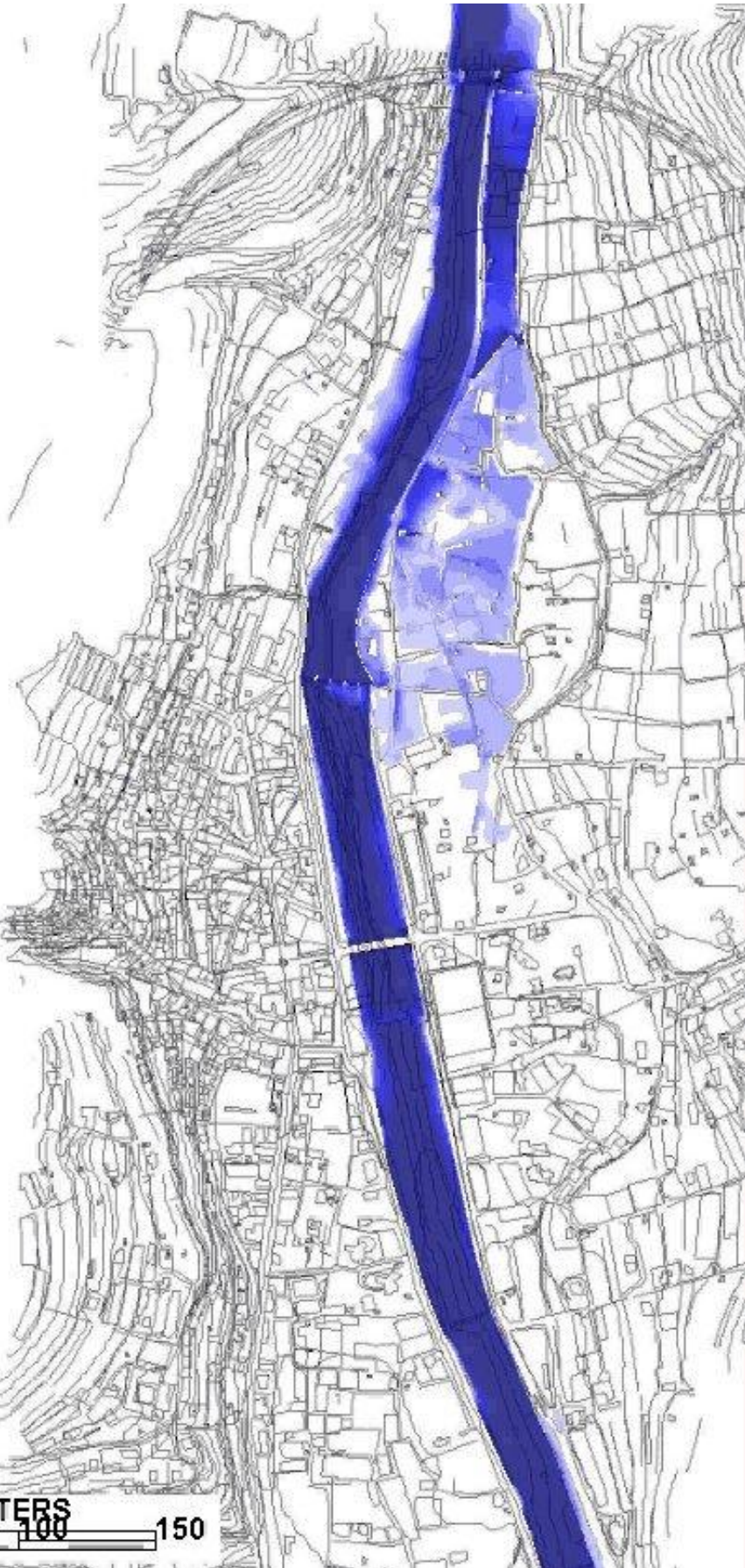




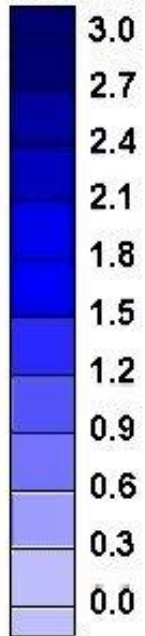
Tiranti [m]



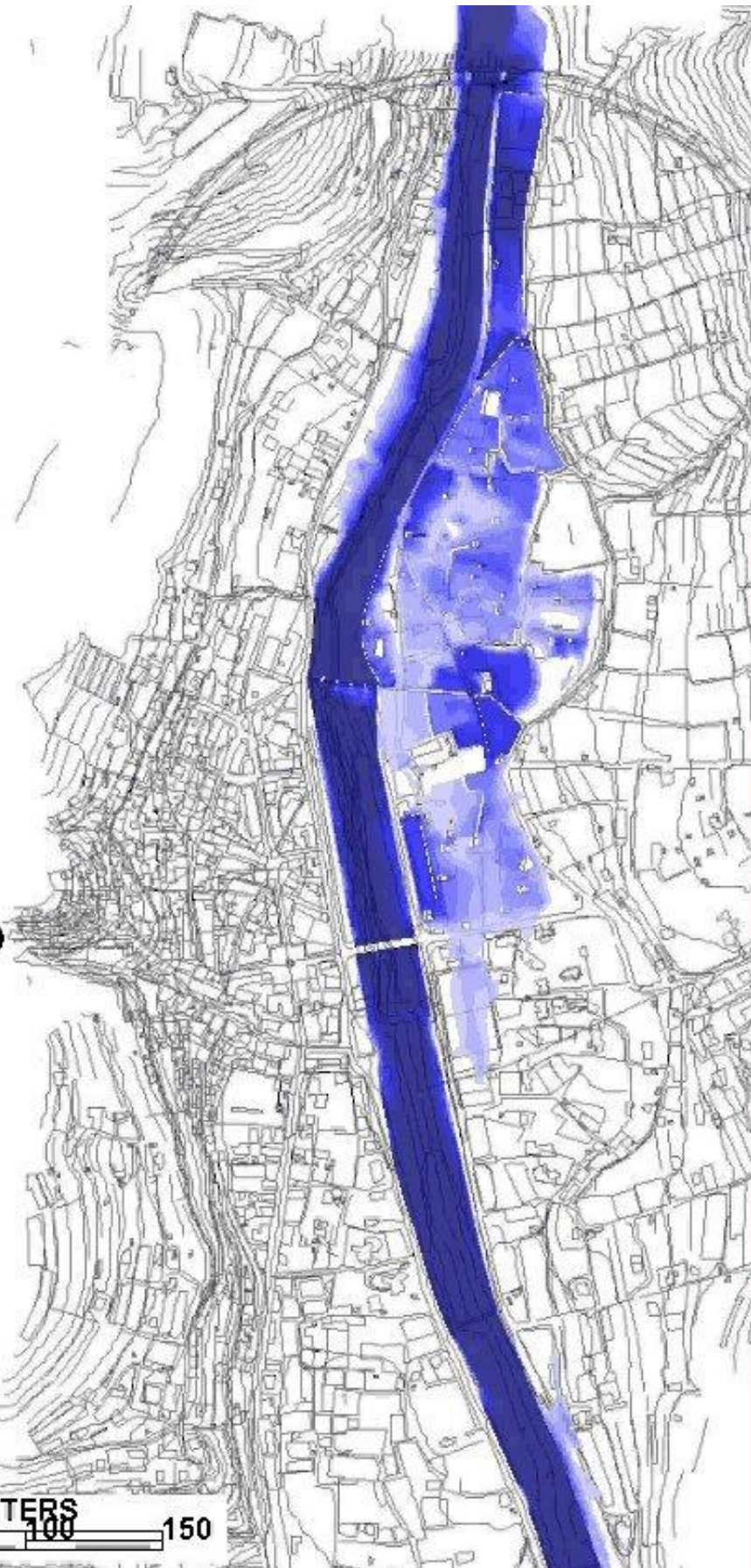
0 02:30:00



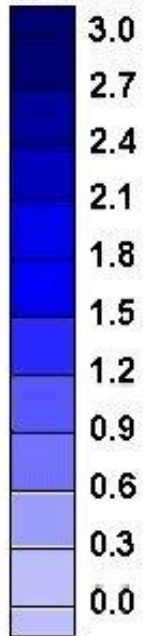
Tiranti [m]



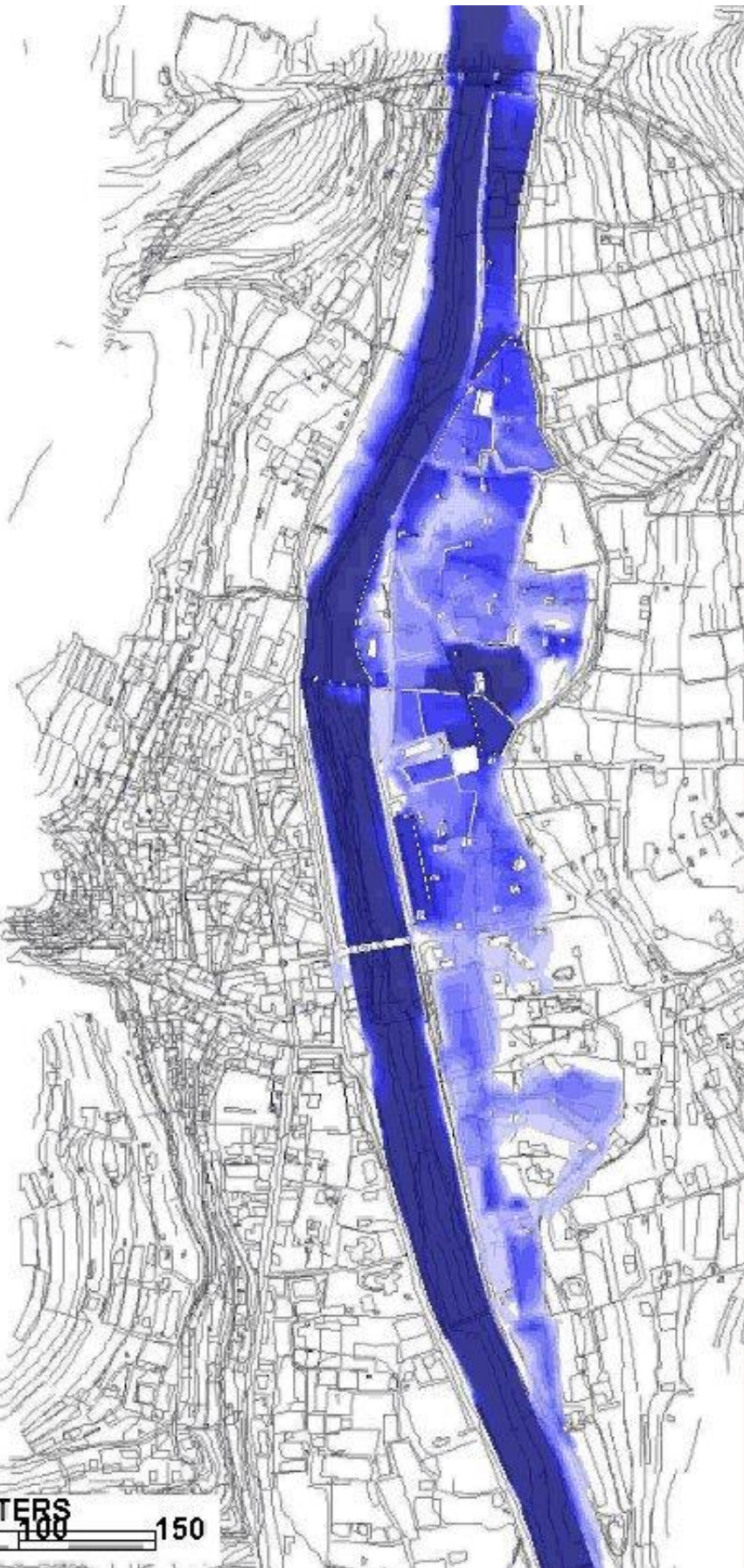
0 03:00:00



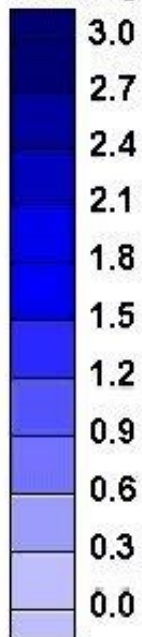
Tiranti [m]



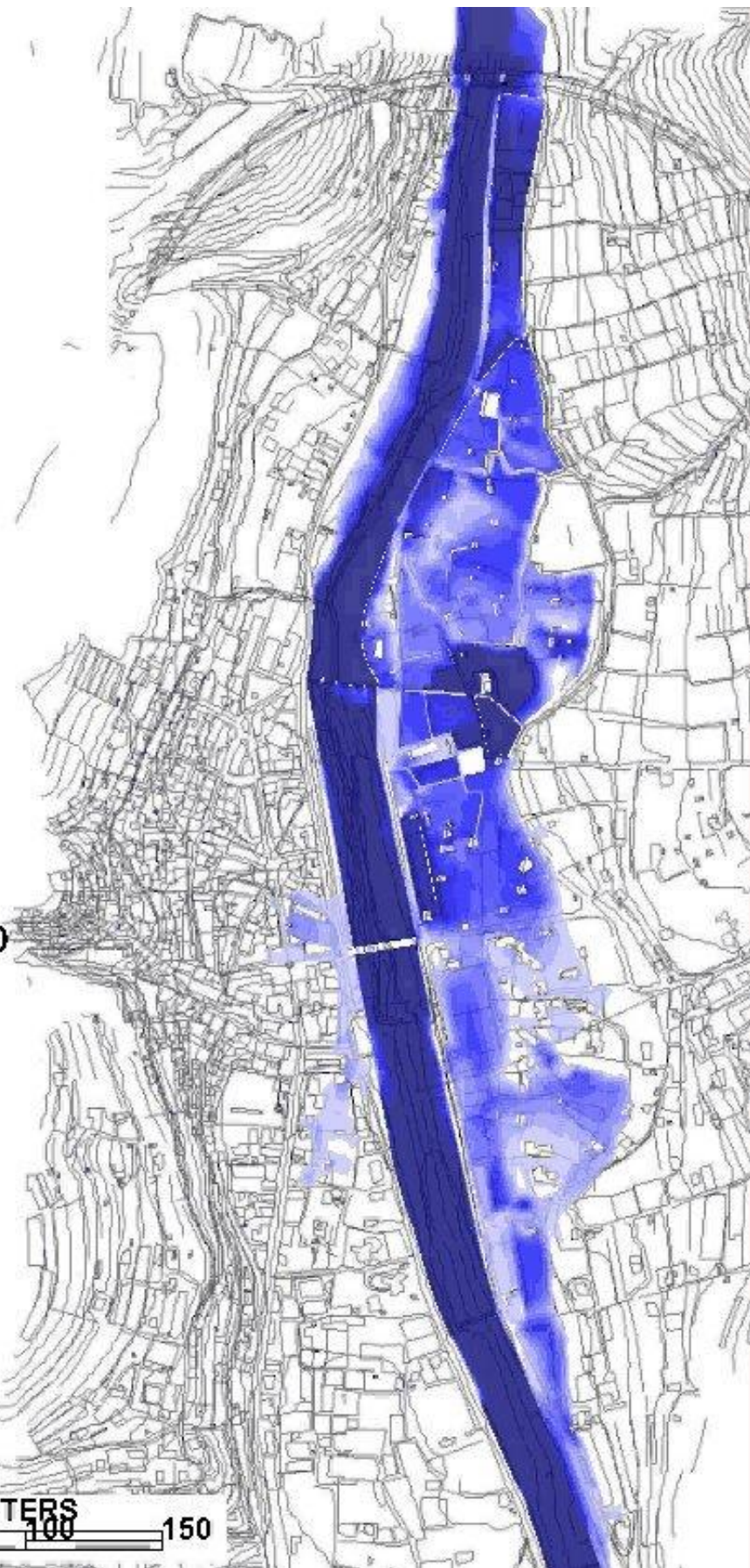
0 03:30:00



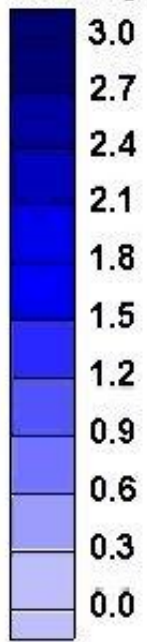
Tiranti [m]



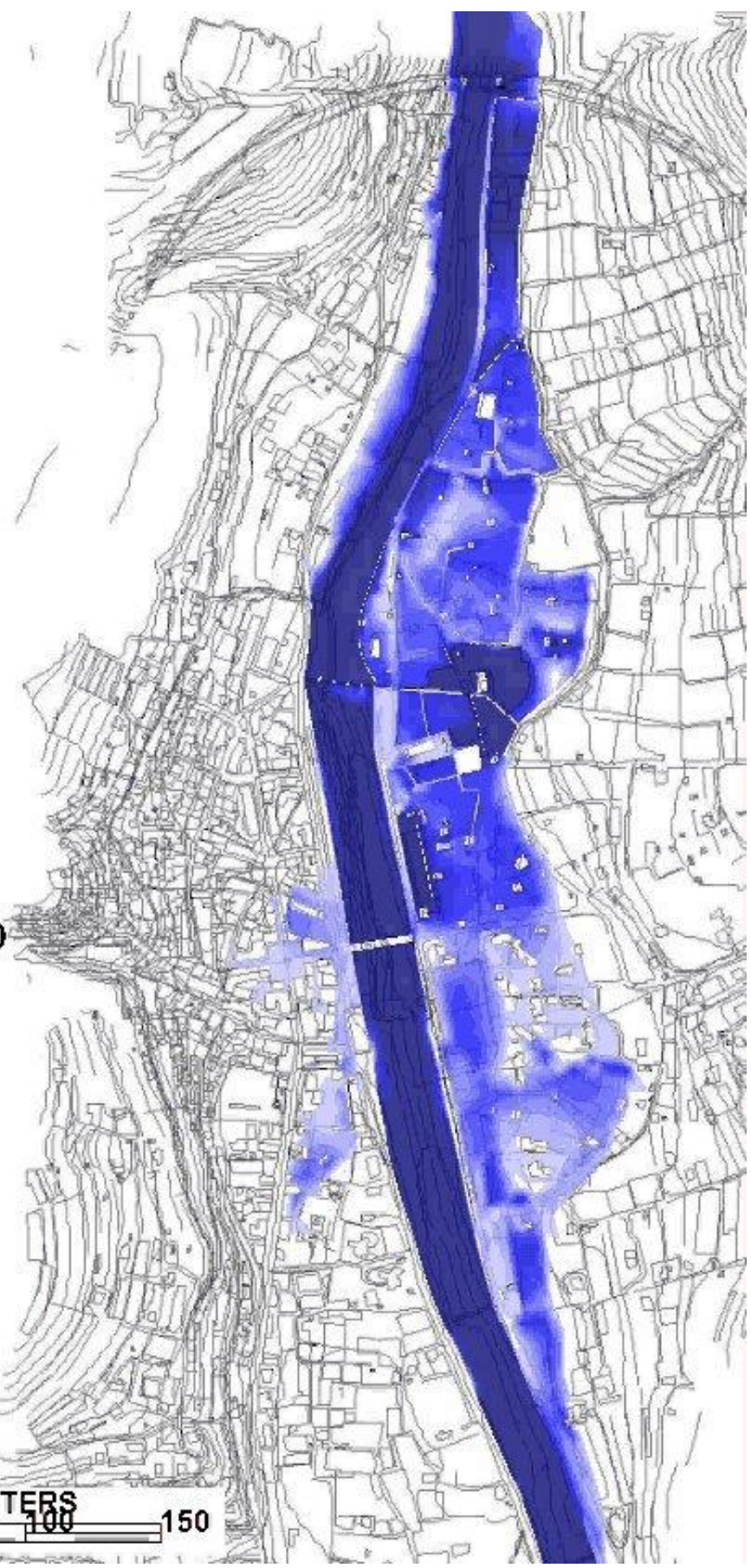
0 04:00:00



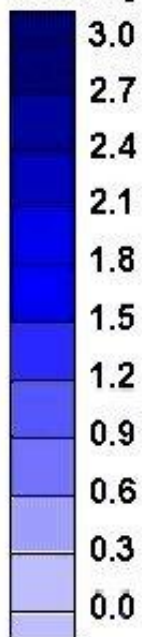
Tiranti [m]



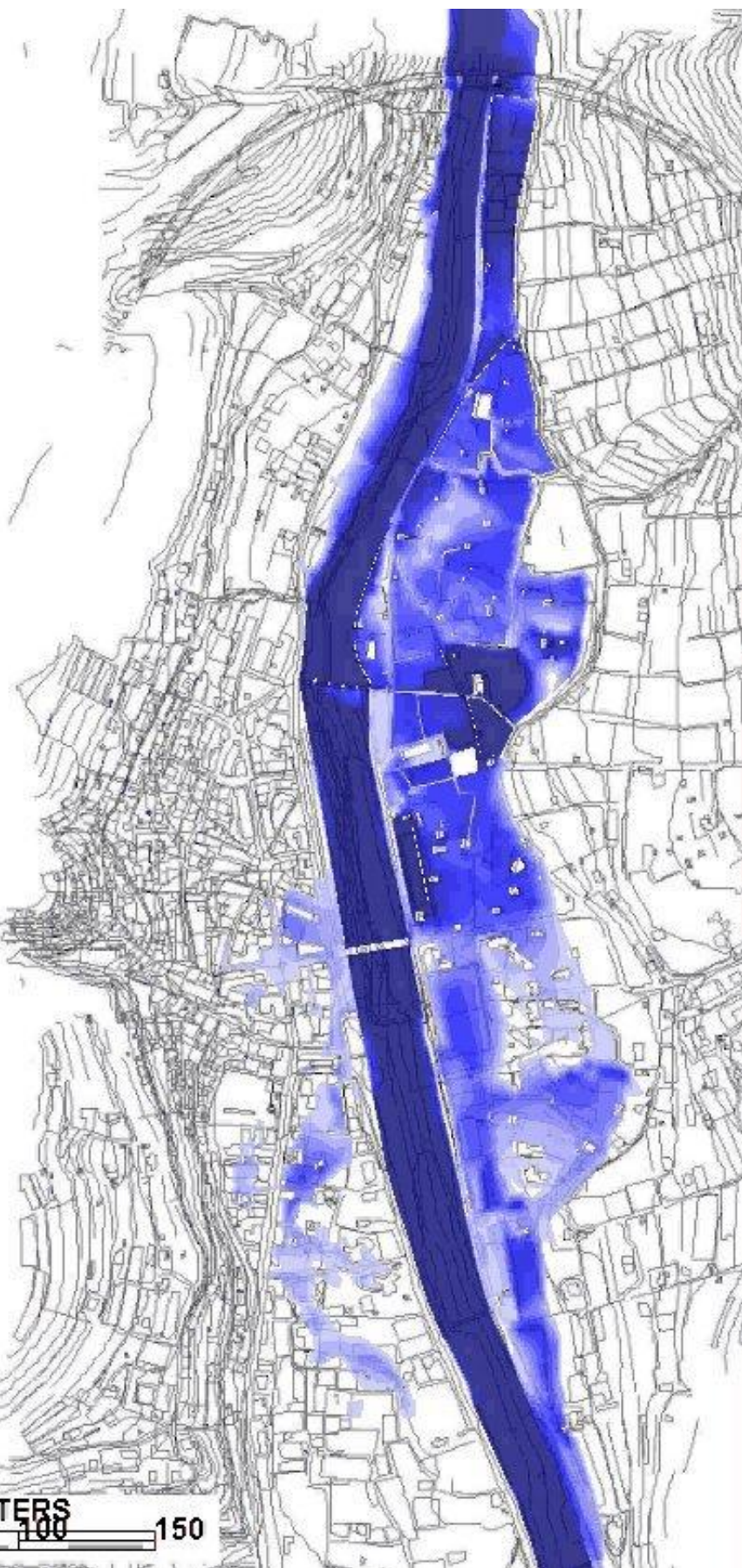
0 04:30:00



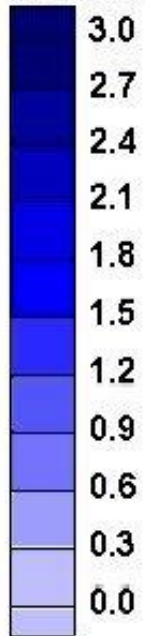
Tiranti [m]



0 05:00:00



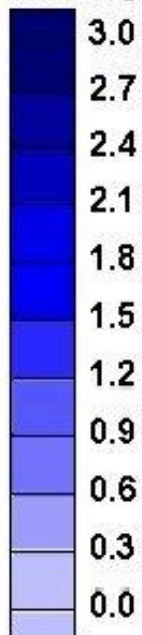
Tiranti [m]



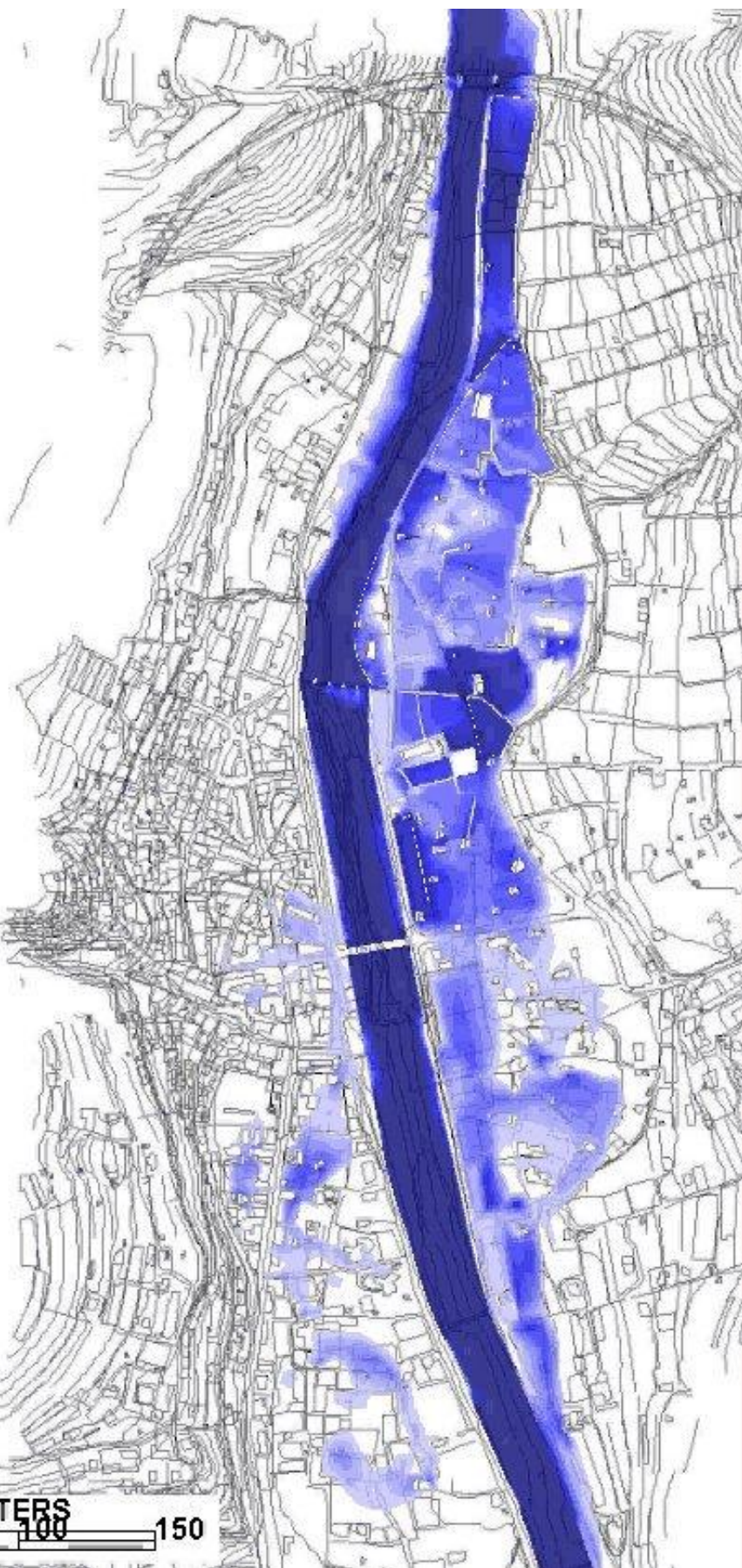
0 05:30:00



Tiranti [m]

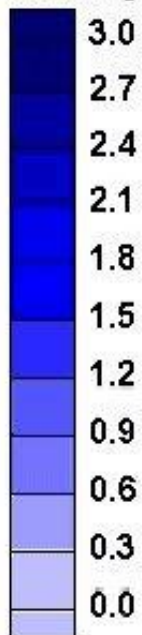


0 06:00:00

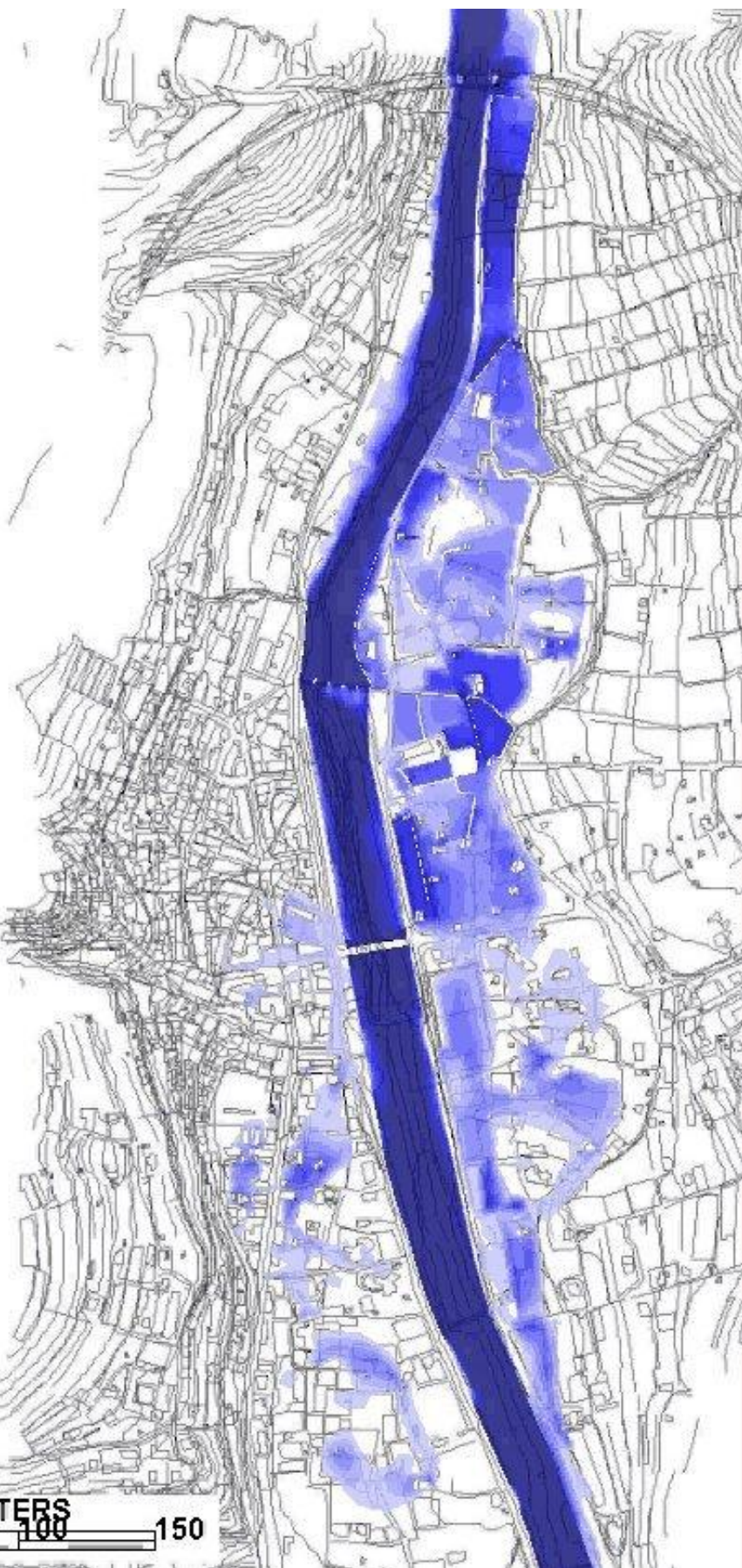




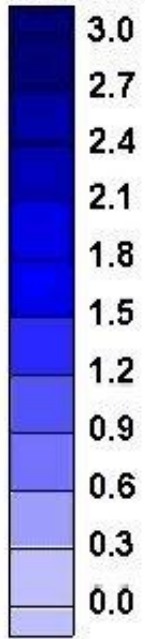
Tiranti [m]



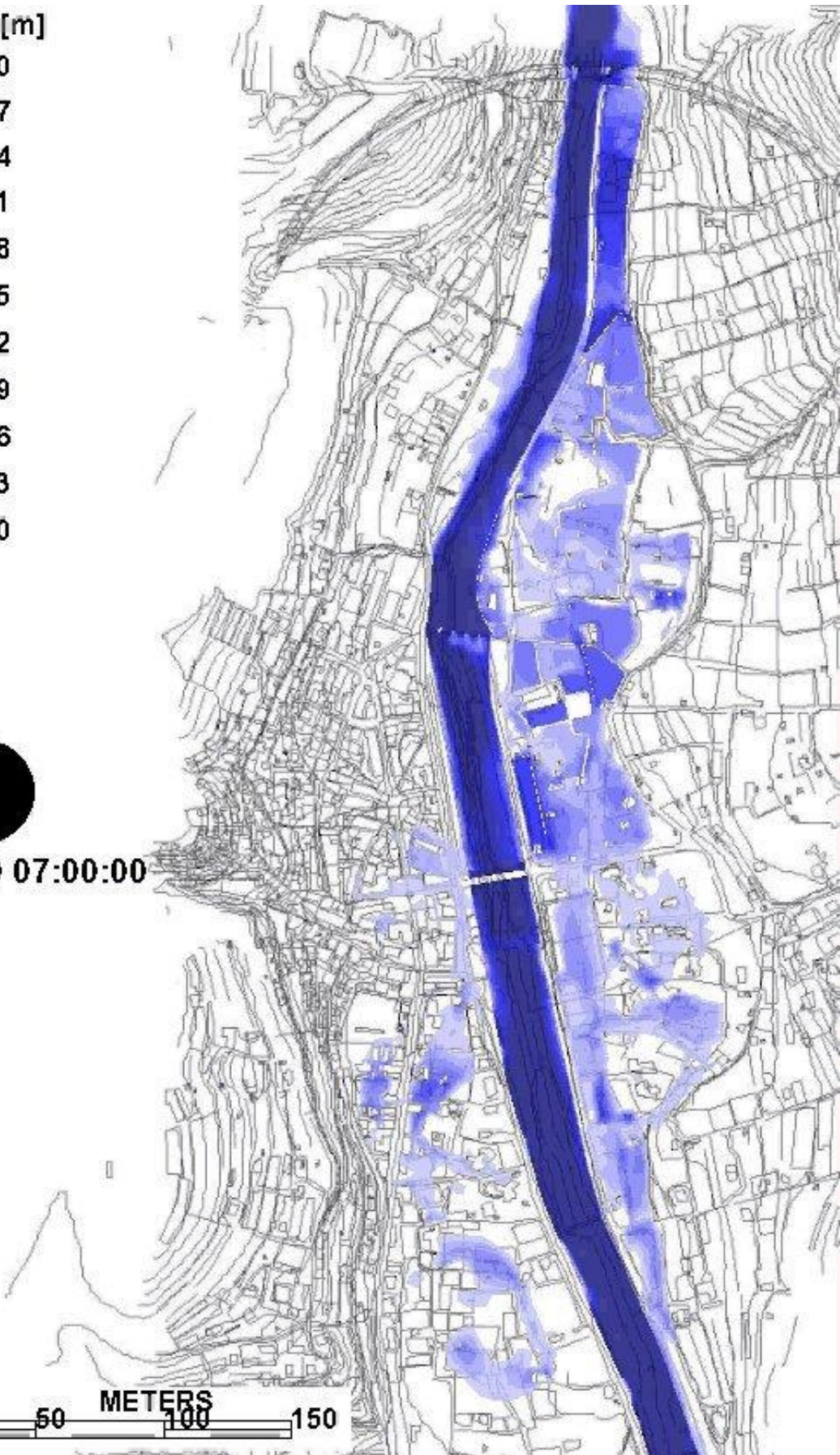
0 06:30:00



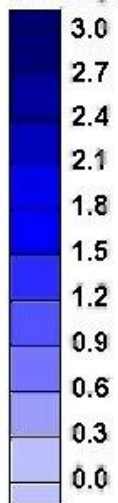
Tiranti [m]



0 07:00:00



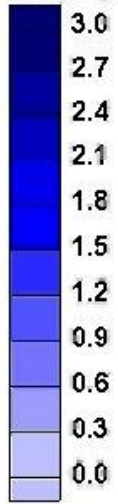
Tiranti [m]



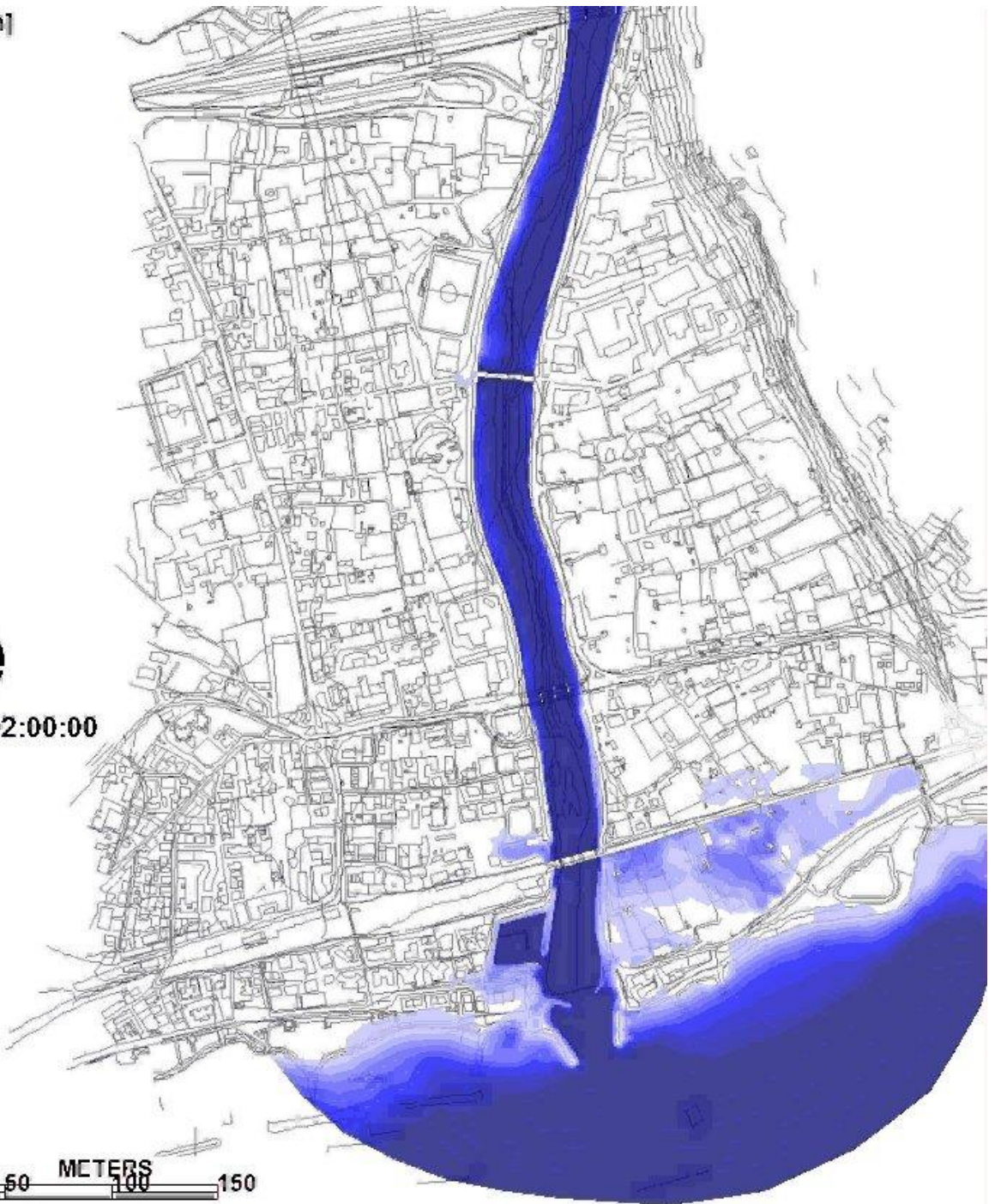
0 01:30:00



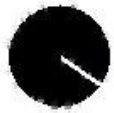
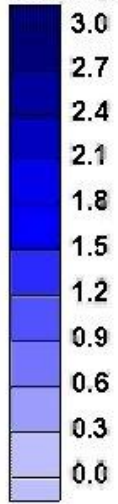
Tiranti [m]



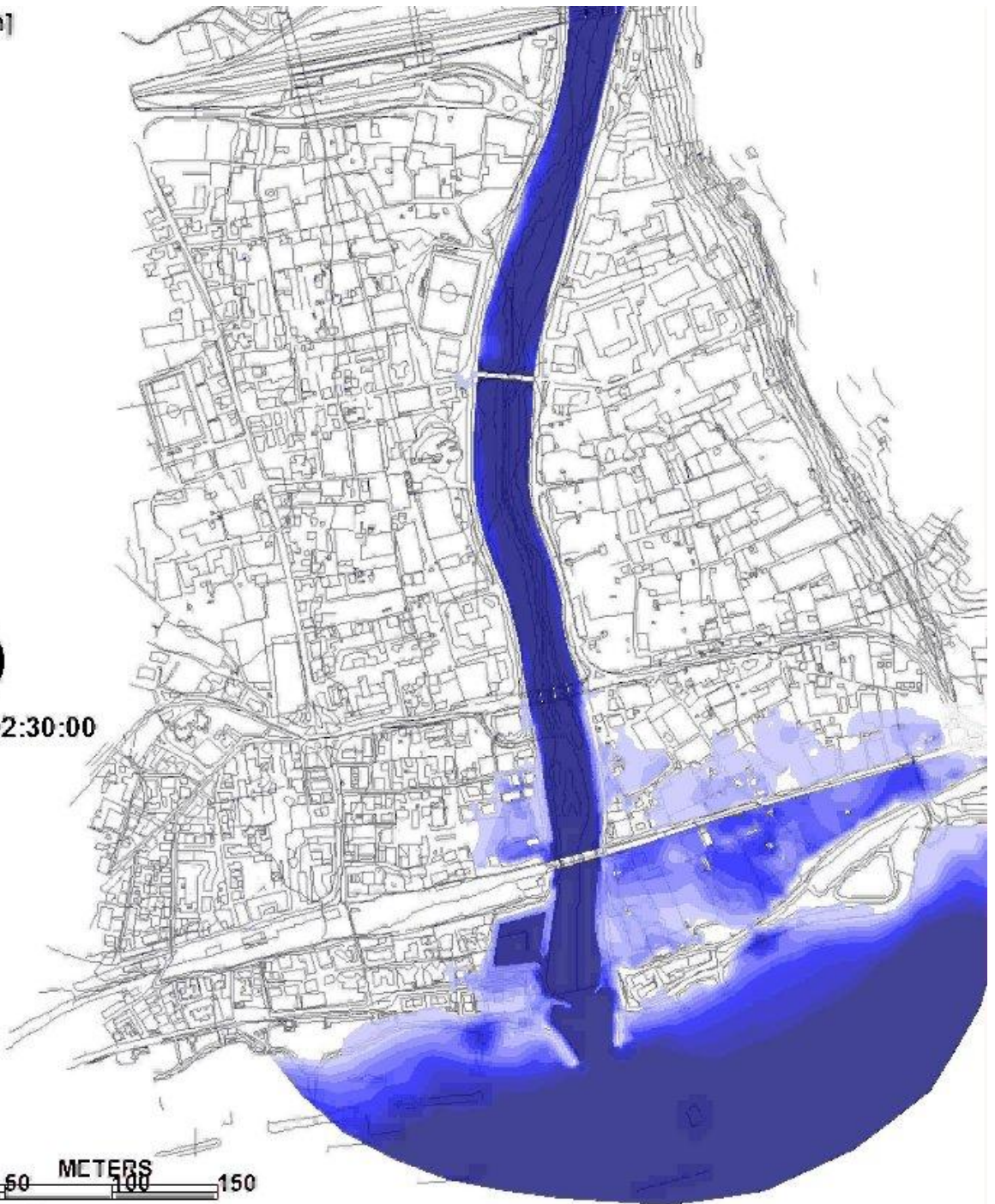
0 02:00:00



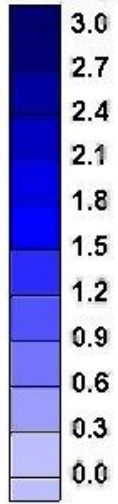
Tiranti [m]



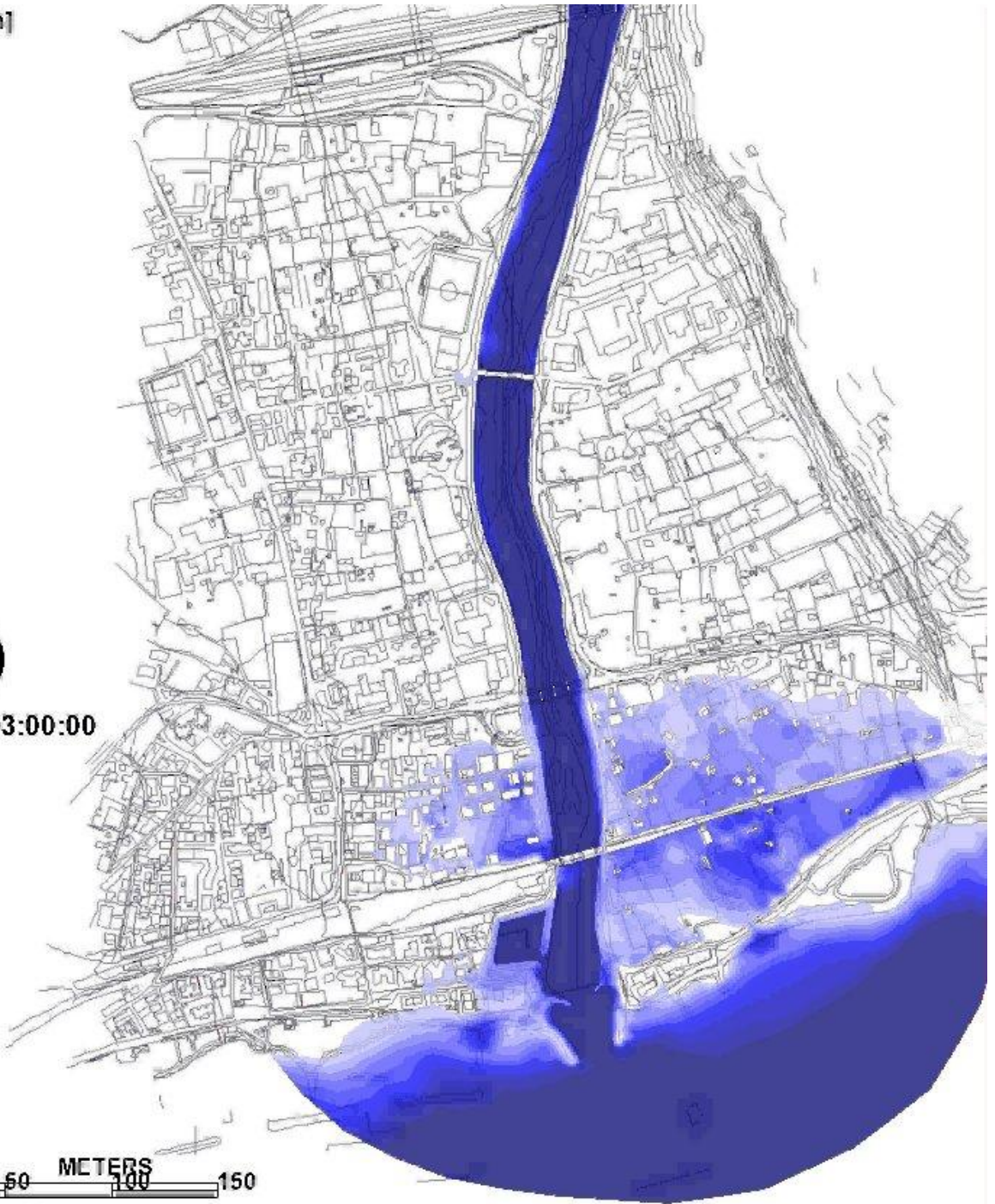
0 02:30:00



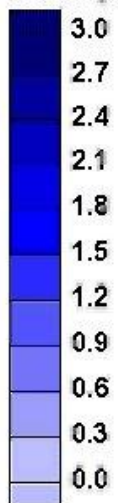
Tiranti [m]



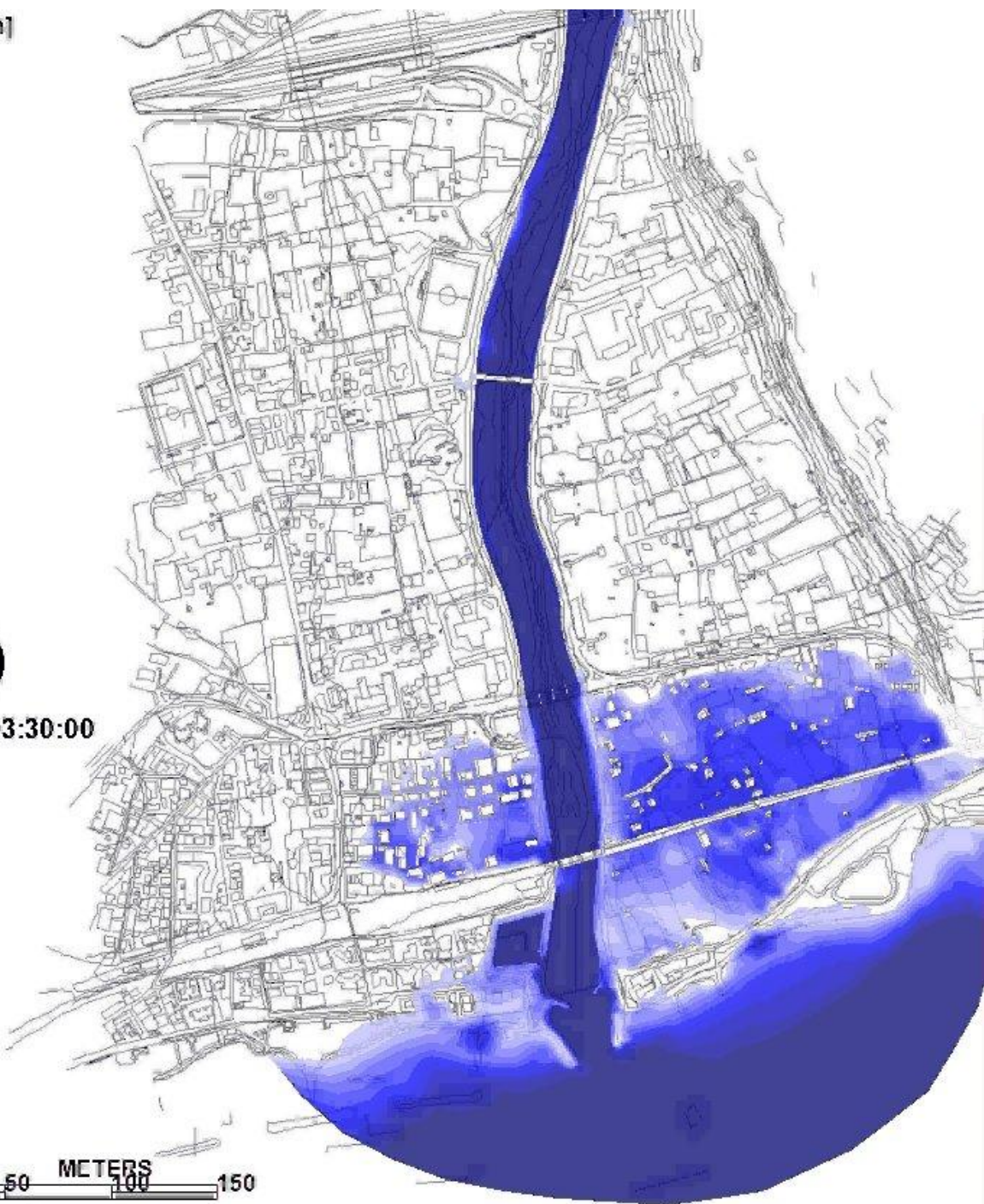
0 03:00:00



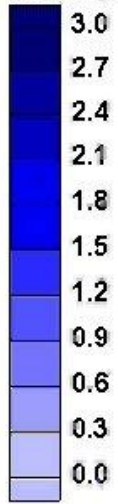
Tiranti [m]



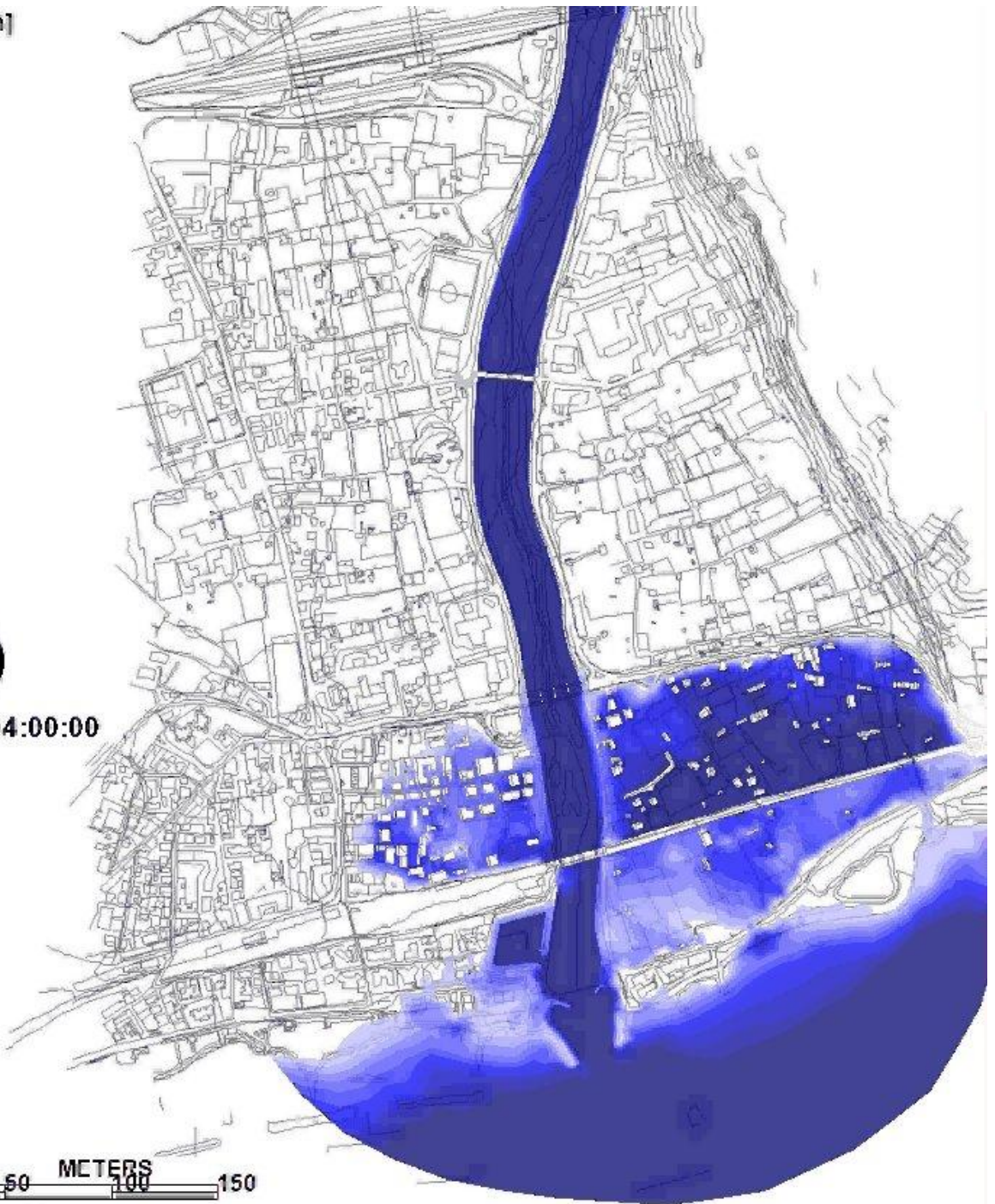
0 03:30:00



Tiranti [m]

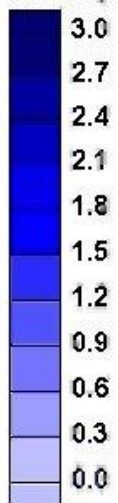


0 04:00:00

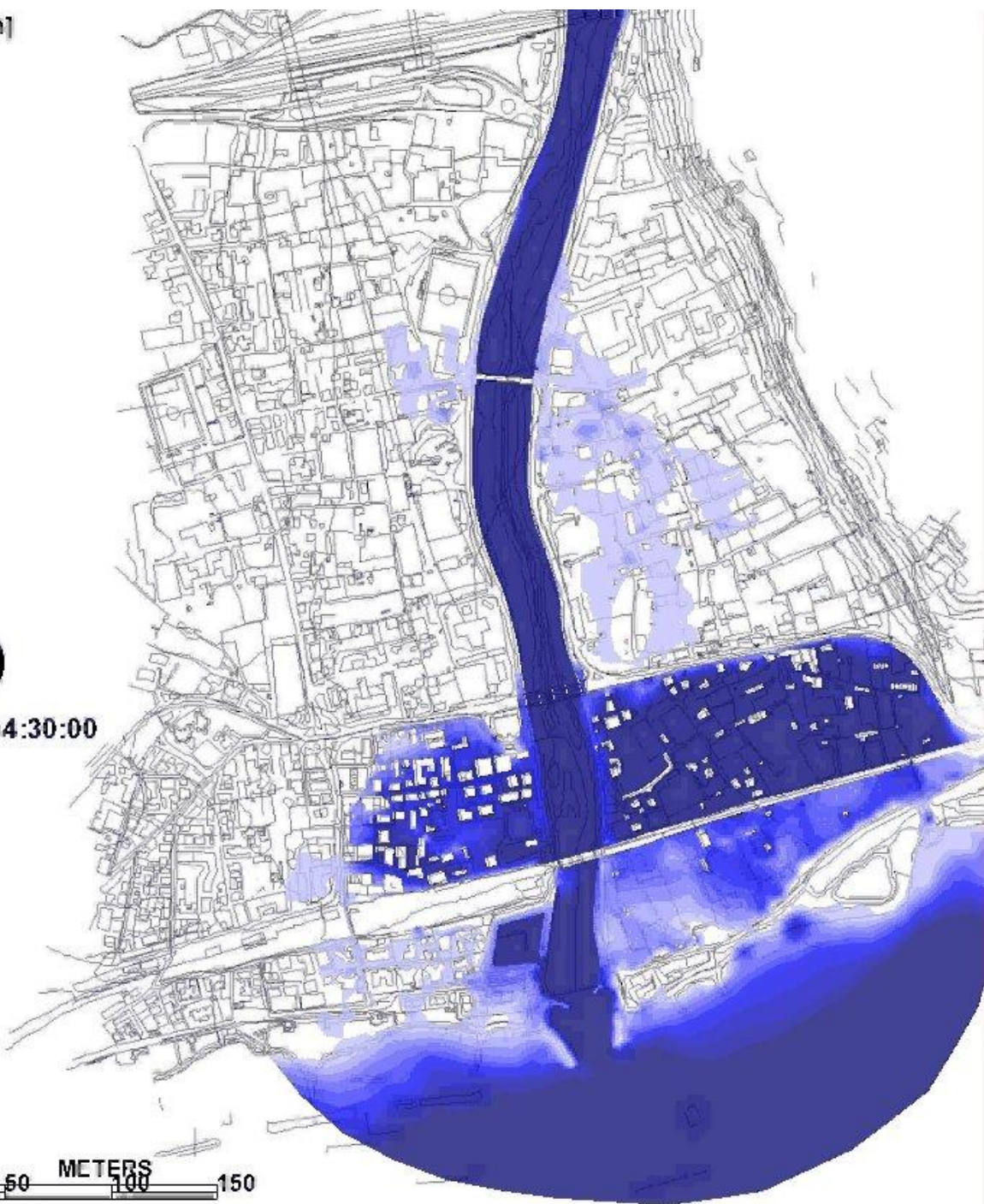




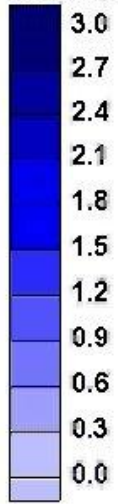
Tiranti [m]



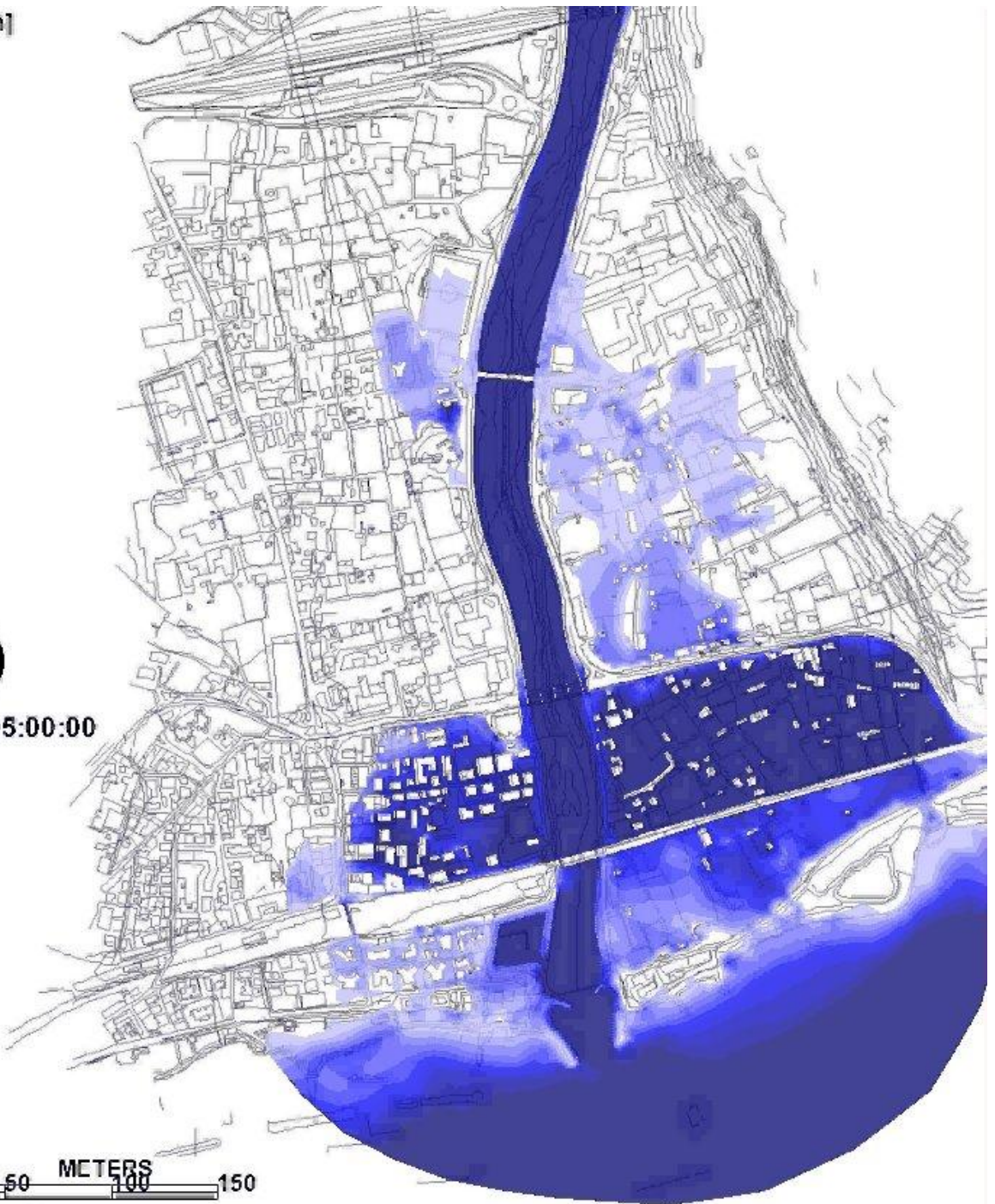
0 04:30:00



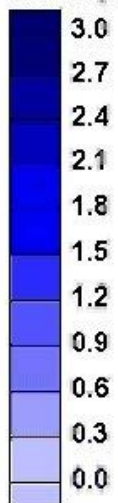
Tiranti [m]



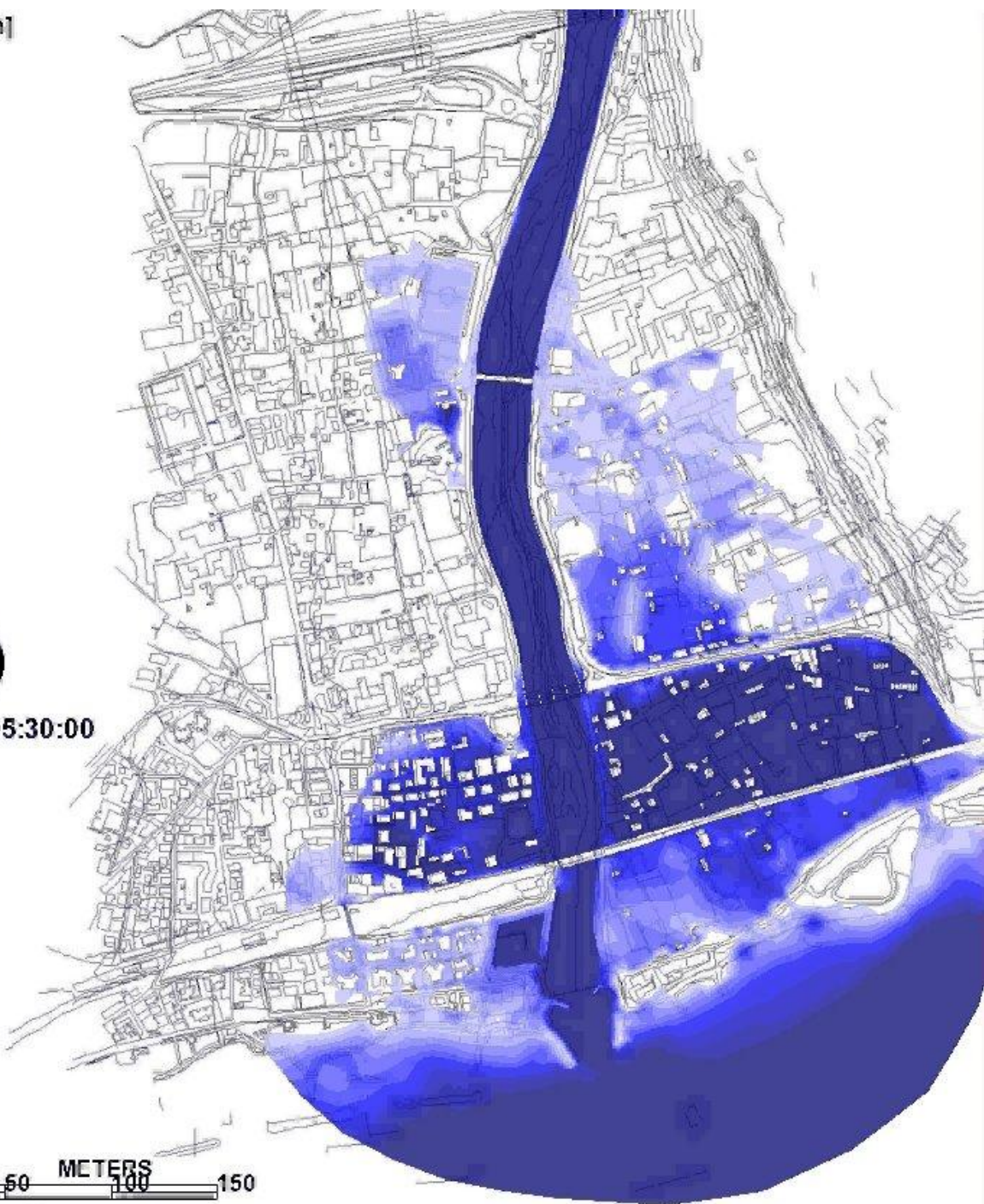
0 05:00:00



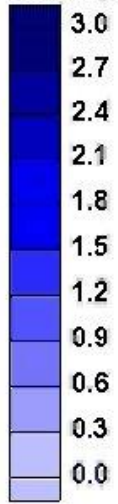
Tiranti [m]



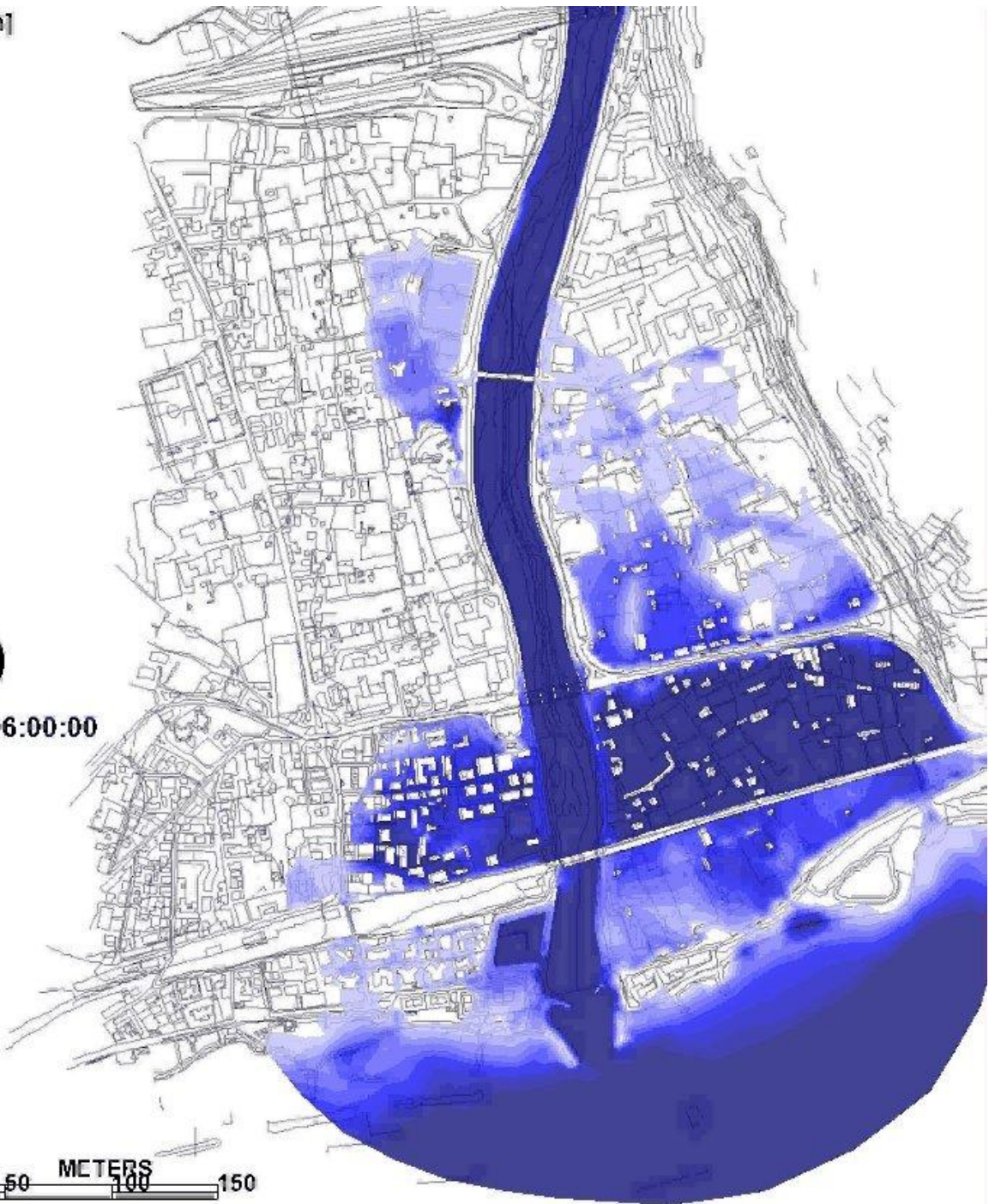
0 05:30:00



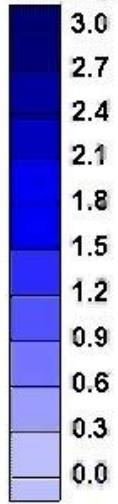
Tiranti [m]



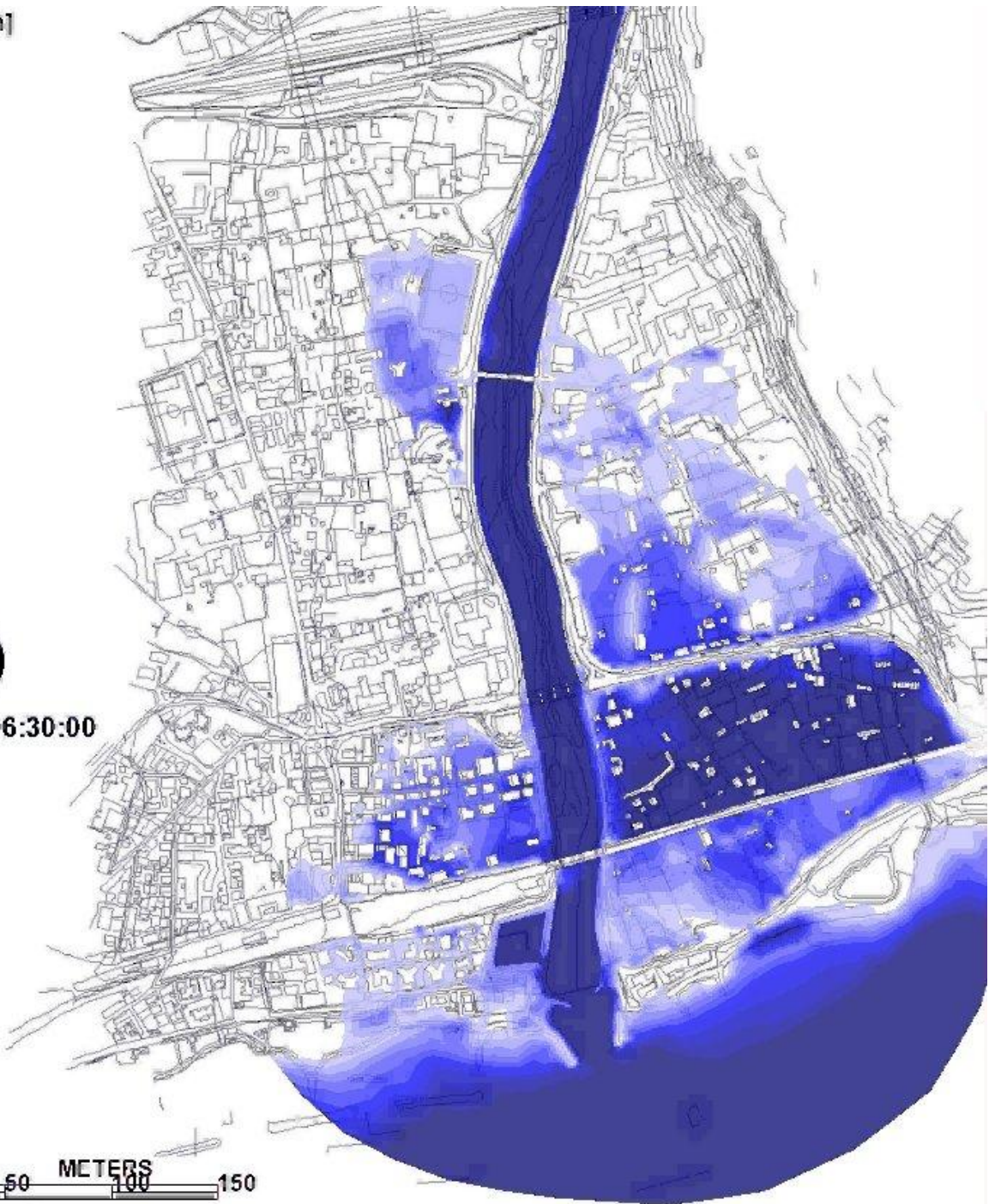
0 06:00:00



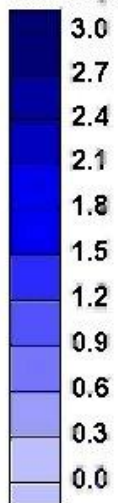
Tiranti [m]



0 06:30:00



Tiranti [m]



0 07:00:00

