



COMUNE DI TORRITA DI SIENA
(Provincia di SIENA)

PROGETTO ESECUTIVO

**Fosso Acornio tratto loc. Ciliano - Opere di mitigazione del rischio idraulico -
Realizzazione di cassa di laminazione/espansione**

CODICE CIG : B2899AE46A

IL RESP. DEL PROCEDIMENTO
Ing. Alessandro Valtriani

PROGETTAZIONE



COOPROGETTI Soc. Coop.
Sede Legale ed Operativa
Via THOMAS ALVA EDISON n.5 - 06024 Gubbio (PG)
tel +39-075.923011 - fax +39-075.9230150
www.cooprogetti.it

DIRETTORE TECNICO

Ing. Lorena Ragnacci
Ordine Ingegneri Prov.
di Perugia n. A2857

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

Ing. Remo Chiarini *Dott. Francesco Faralli*
Ing. Alessandro Berni *Dott.ssa Maria Francesca Parretta*
Ing. Andrea Chiarini *Geom. Meri Migliacci*
Ing. Cosimo Convertino *Geom. Mario Sensi*
Ing. Luigi Bigazzi *Geom. Iris Silvero Pena*
Ing. Elisa Lucoli

IL PROGETTISTA E RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE.

Dott. Ing. Remo Chiarini
Ordine Ingegneri Provincia di Arezzo
n. A532

GEOLOGIA

Geol. Franco Bulgarelli *Geol. Riccardo Ancillotti*
Ordine Geologi Toscana Ordine Geologi Toscana
n. 645 n. 1274

IMPATTO ACUSTICO E POLVERI

Ing. Marco Baglioni
Ordine Ingegneri Provincia di Firenze
n. A5360

ARCHEOLOGIA

Dott.ssa Archeologa Francesca Fabbrini
Archeologo di Fascia 1 - n. di iscrizione 9970

IDRAULICA

STUDIO IDROLOGICO IDRAULICO

Relazione idrologico-idraulica

CODICE PROGETTO		NOME FILE							EL01IDRID01RE01_A		REVISIONE	SCALA									
FASE		LOTTO		CATEGORIA		SOTT.CAT.	PROG.	TIPO ELAB.		PROG ELAB.											
2	4	1	6	6	E	CODICE ELAB.	L	0	1	I	D	R	I	D	0	1	RE	0	1	A	
0	Emissione										Nov. 2024		A. Berni		L. Bigazzi		R. Chiarini				
REV.	DESCRIZIONE										DATA		REDATTO		VERIFICATO		APPROVATO				

Sommario

1	Premessa	2
2	Valutazione degli idrogrammi di piena	5
2.1	Considerazioni generali	5
2.2	Definizione degli afflussi meteorici	6
2.3	Determinazione dello ietogramma di progetto	9
2.4	Stima delle perdite idrologiche mediante il metodo del Curve Number	10
2.4.1	<i>Caratterizzazione del parametro di assorbimento CN per i bacini idrografici in esame</i>	<i>11</i>
2.5	La trasformazione afflussi – deflussi	13
2.5.1	<i>Il metodo dell'idrogramma unitario istantaneo (IUH)</i>	<i>13</i>
2.5.2	<i>Il Metodo Cinematico (Kinematic Wave)</i>	<i>15</i>
2.5.3	<i>La propagazione delle onde di piena</i>	<i>15</i>
2.6	Stima della portata di progetto, analisi preliminari e scelta del modello idrologico	17
2.6.1	<i>Relazioni matematiche</i>	<i>17</i>
2.6.2	<i>Modelli matematici</i>	<i>20</i>
2.7	Risultati dell'analisi idrologica	26
3	Il modello numerico di simulazione idraulica	28
3.1	Principi teorici della modellazione numerica	28
3.2	Allestimento del modello geometrico d'alveo e delle aree perfluviali nella configurazione di stato modificato	29
3.2.2	<i>Durate di pioggia analizzate e condizioni al contorno</i>	<i>30</i>
3.2.3	<i>Allestimento della geometria del modello numerico di stato modificato</i>	<i>32</i>
4	Risultati della modellazione idraulica	34
4.1	TR = 200 anni	34
4.2	TR = 500 anni	37
5	Effetti a valle e ipotesi di futuri ulteriori interventi di mitigazione del rischio idraulico	38

1 PREMESSA

Il presente elaborato descrive le analisi di carattere idrologico e idraulico redatte a supporto del progetto esecutivo (PE) avente per oggetto gli interventi strutturali sul Fosso Acornio per la mitigazione del rischio idraulico nell'abitato di Torrita di Siena, consistenti nella realizzazione di una cassa di d'espansione in linea in località Ciliano.

Esso riguarda la completa revisione progettuale degli interventi previsti in un precedente progetto definitivo-esecutivo del 2014, redatto da Idroprogetti srl, dal titolo *"Interventi per la messa in sicurezza delle aree soggette ad esondazione del torrente Foenna, torrente Doccia, canale Acornio e canale Fuga di Torrita 1° Stralcio - Cassa di laminazione di monte sul t. Acornio"*, in quanto detto progetto era stato accantonato non avendo ottenuto la necessaria completa approvazione da parte della Autorità Idraulica. Infatti, il competente Ufficio Tecnico del Genio Civile – Area vasta Siena e Grosseto, aveva evidenziato in particolare, tra gli altri aspetti critici, l'inidonea ubicazione delle opere costituenti lo sbarramento di monte¹ a bocca tarata rispetto all'attuale assetto della strada comunale di Via Piè agli Orti / Via Lucca. Infrastruttura viaria che, nella configurazione di progetto, sarebbe venuto a collocarsi a valle e a ridosso dello sbarramento e del relativo scarico superficiale (sfioratore di sicurezza).

Inoltre, le nuove analisi idrologico-idrauliche successivamente redatte a supporto degli strumenti urbanistici² vigenti hanno dimostrato comunque come le opere di cui al primo stralcio (del predetto progetto del 2014), ancorché integrate da quelle previste nello stralcio successivo, non fossero idonee a mitigare adeguatamente³ il rischio idraulico a valle, né per piene frequenti (aventi tempo di ritorno ≤ 30 anni), né per quelle eccezionali aventi tempi di ritorno compreso tra 30 e 200 anni.

Alla luce di tali constatazioni e dei successivi fenomeni di grave esondazione occorsi in occasione delle piene dell'8-05-2018 e del 27-05-2019, l'Amministrazione Comunale ha ritenuto necessario procedere alla totale revisione degli interventi strutturali previsti, adottando un diverso approccio progettuale preventivamente concordato con la nuova

¹ In vero il progetto preliminare contemplava la realizzazione di due casse d'espansione in linea in cascata a monte del tratto tombato che attraversa l'area periurbana ad est del centro storico.

² Si veda in proposito la relazione idrologico idraulica redatta a supporto del P.O. del Comune di Torrita di Siena (Chiarini Associati, ottobre 2022).

³ In particolare, le simulazioni della propagazione delle correnti di piena effettuate e descritte nello studio di cui alla precedente nota 2, hanno dimostrato come anche dopo la realizzazione delle due casse in linea sarebbe rimasta sostanzialmente invariata l'estensione delle aree allagabili a valle del tratto tombato, con battenti tali da determinare condizioni di rischio idraulico elevato.

Autorità Idraulica (Genio Civile Valdarno Superiore).

Per fornire una oggettiva visiva valutazione della gravità degli allagamenti avvenuti nei due predetti episodi alluvionali, si producono di seguito alcune significative riprese fotografiche delle aree urbanizzate adiacenti al Fosso Acornio a valle del tratto tombato, nonché una perimetrazione su base su CTR e ortofoto delle aree interessate dall'esondazione dell'8 maggio 2018 (fonte Genio Civile – Valdarno Superiore).



Foto 1-1: esondazione zona distillerie Bonollo - Evento di piena dell'8.05.2018



Foto 1-2: esondazione zona Distillerie Bonollo - Evento di piena dell'8.05.2018.





Foto 1-4: esondazione del Fosso Acornio e allagamento di Via Loc. Vitombolaia.

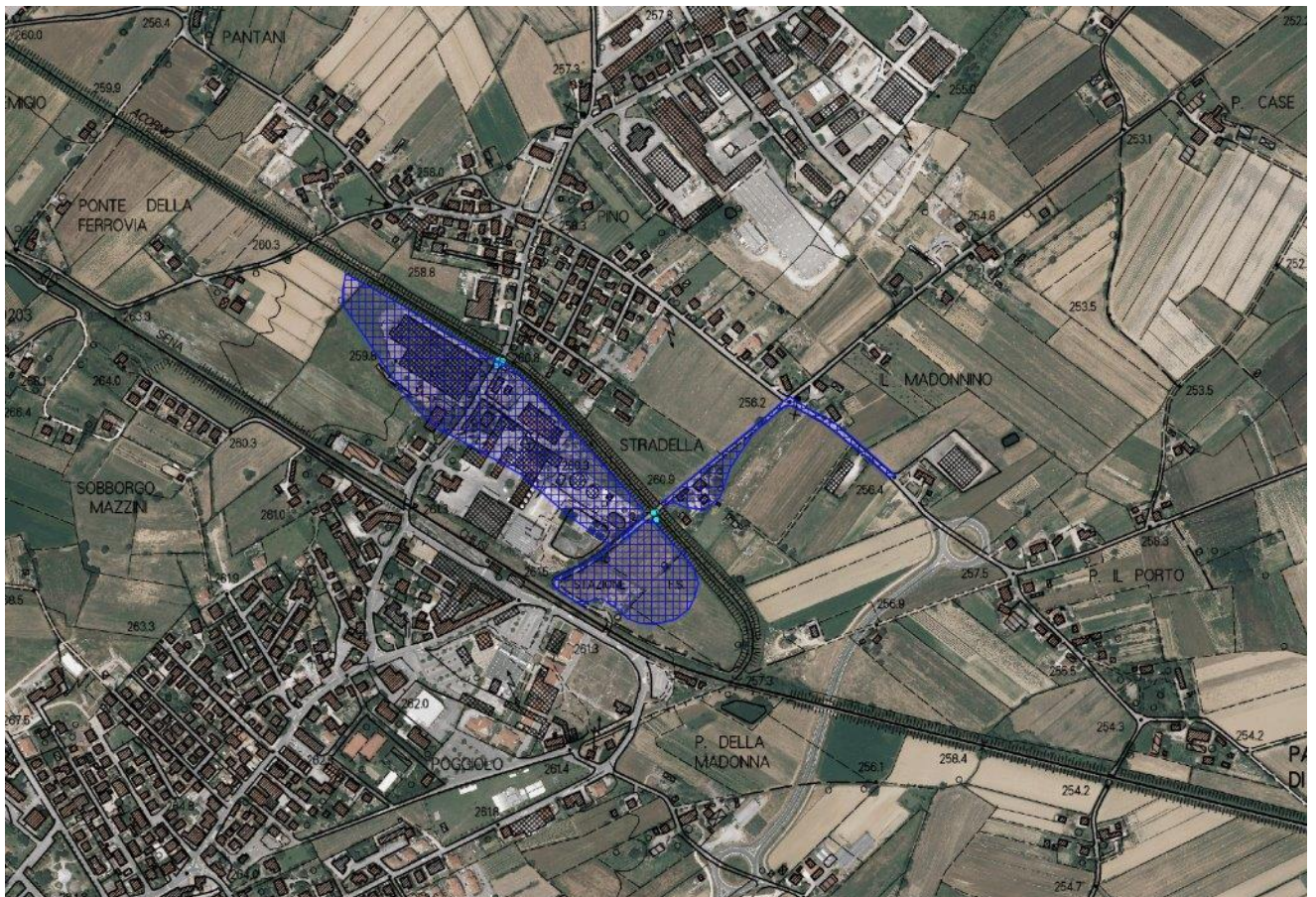


Foto 1-5: perimetrazione aree allagate dall'esondazione del Fosso Acornio - Piena dell'8.05.2018.

2 VALUTAZIONE DEGLI IDROGRAMMI DI PIENA

2.1 Considerazioni generali

Per la valutazione degli idrogrammi di piena di progetto si è fatto riferimento agli studi idrologici condotti a supporto del Piano Operativo del Comune di Torrita di Siena redatti nel 2022. Nei paragrafi seguenti si riportano i parametri e i risultati del predetto studio idrologico.

La stima degli idrogrammi di progetto associati ai diversi tempi di ritorno per i bacini idrografici in esame, che risultano essere non strumentati, è stata eseguita mediante una modellistica idrologica afflussi-deflussi di tipo semi distribuito e considerando valida l'ipotesi che la portata defluente associata ad uno specifico tempo di ritorno sia determinata da una sollecitazione meteorica di pari probabilità di accadimento. In particolare, la trasformazione afflussi-deflussi, a meno del deflusso di base ritenuto trascurabile, viene descritta da un approccio idrologico costituito da tre componenti in serie: un modello di infiltrazione basato sul metodo SCS-CN, due modelli di formazione della piena basati sull'idrogramma unitario istantaneo (IUH) adimensionale e sul metodo cinematico ed, infine, il modello di Muskingum-Cunge (Cunge, 1969) per il trasferimento dell'onda di piena lungo i corsi d'acqua.

I passi per determinare l'idrogramma di piena di progetto per ogni assegnato tempo di ritorno sono:

- stima delle linee segnalatrici di possibilità pluviometrica (LSPP);
- ragguaglio all'area delle LSPP;
- determinazione dello ietogramma di progetto: scelta della durata critica dell'evento e della distribuzione temporale delle precipitazioni;
- stima della pioggia effettiva;
- stima della portata di progetto.

Di seguito verranno analizzati i seguenti elementi:

- a) **Definizione degli afflussi meteorici:** determinazione della relazione tra altezze e durata di pioggia di assegnato tempo di ritorno per i bacini idrografici in esame (LSPP) e operazione di ragguaglio all'area;
- b) **Determinazione dello ietogramma di progetto:** scelta della durata critica dell'evento e della distribuzione temporale delle precipitazioni;
- c) **Stima delle perdite idrologiche:** determinazione della quantità di precipitazione

trattenuta dal terreno (perdite), con la conseguente determinazione della pioggia effettiva (o pioggia netta) che rappresenta il volume d'acqua che raggiunge per ruscellamento superficiale la rete di drenaggio fino alla sezione di chiusura, determinando l'evento di piena;

- d) **Trasformazione afflussi-deflussi:** schematizzazione della risposta del singolo bacino idrografico alle sollecitazioni meteoriche, in funzione delle proprie caratteristiche fisiografiche e combinazione di tale risposta con la pioggia netta per stimare gli idrogrammi di piena.
- e) **Propagazione delle onde di piena:** modellazione del fenomeno di trasferimento dell'onda di piena lungo il corso d'acqua.

2.2 Definizione degli afflussi meteorici

La forzante data dall'evento meteorico è schematizzata attraverso uno ietogramma sintetico ad intensità costante nel tempo e nello spazio, la cui frequenza viene stimata a partire dalle curve di possibilità pluviometrica ricavate con l'adattamento delle serie storiche reali alla distribuzione TCEV ("Two Components Extreme Value").

Dette curve sono espresse, per ciascun tempo di ritorno, nella classica equazione di forma monomia nella quale l'altezza di pioggia totale h [mm] è espressa in funzione della durata d [ore] dell'evento:

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

dove i parametri a e n sono desunti dallo studio promosso dalla Regione Toscana con DGRT 1133/2012 al fine di procedere ad un'implementazione e un aggiornamento del quadro conoscitivo idrologico del territorio toscano, con il quale si è provveduto ad aggiornare l'analisi di frequenza regionale delle precipitazioni estreme fino all'anno 2012 compreso (Referente: Prof. Enrica Caporali, Dipartimento di Ingegneria civile e Ambientale dell'Università degli Studi di Firenze). I nuovi dati pluviometrici sono liberamente consultabili nel sito della Regione Toscana nella sezione dedicata alla Difesa del Suolo.

Ad oggi le nuove LSPP sono state ricavate per durate di precipitazione $d \geq 1$ ora ma, secondo le indicazioni fornite dagli estensori dello studio, sono estrapolabili con buona attendibilità fino a $d \geq 0.5$ ore.

Dal sito della Regione Toscana è possibile scaricare l'andamento spaziale dei parametri a e n con griglia di 1 km x 1 km per ciascuno dei tempi di ritorno 2, 5, 10, 20, 30, 50, 100, 150, 200 e 500 anni, desunto a partire dall'analisi TCEV delle altezze di pioggia osservate. I risultati resi disponibili in formato ASCII Grid. La Figura 2-1 mostra, a titolo di

esempio, le griglie dei parametri a e n per il tempo di ritorno di 200 anni nell'intera regione.

I valori delle altezze di pioggia così calcolati sono validi, a rigore, solo per precipitazioni estreme puntuali, essendo stati calibrati a partire dai dati puntuali di pioggia (le LSPP sono tarate sulla base dei massimi annui misurati puntualmente in una determinata stazione pluviometrica).

All'aumentare dell'area interessata dalla precipitazione la probabilità di ottenere un'intensità media dell'evento estremo pari a quella puntuale diminuisce sensibilmente, soprattutto per eventi brevi che sono tendenzialmente più localizzati.

Solitamente risulta quindi opportuno introdurre un coefficiente riduttivo da applicare alle altezze di pioggia che prende il nome di coefficiente di ragguaglio areale, tuttavia nel presente studio si è cautelativamente assunto di non introdurre il predetto coefficiente.

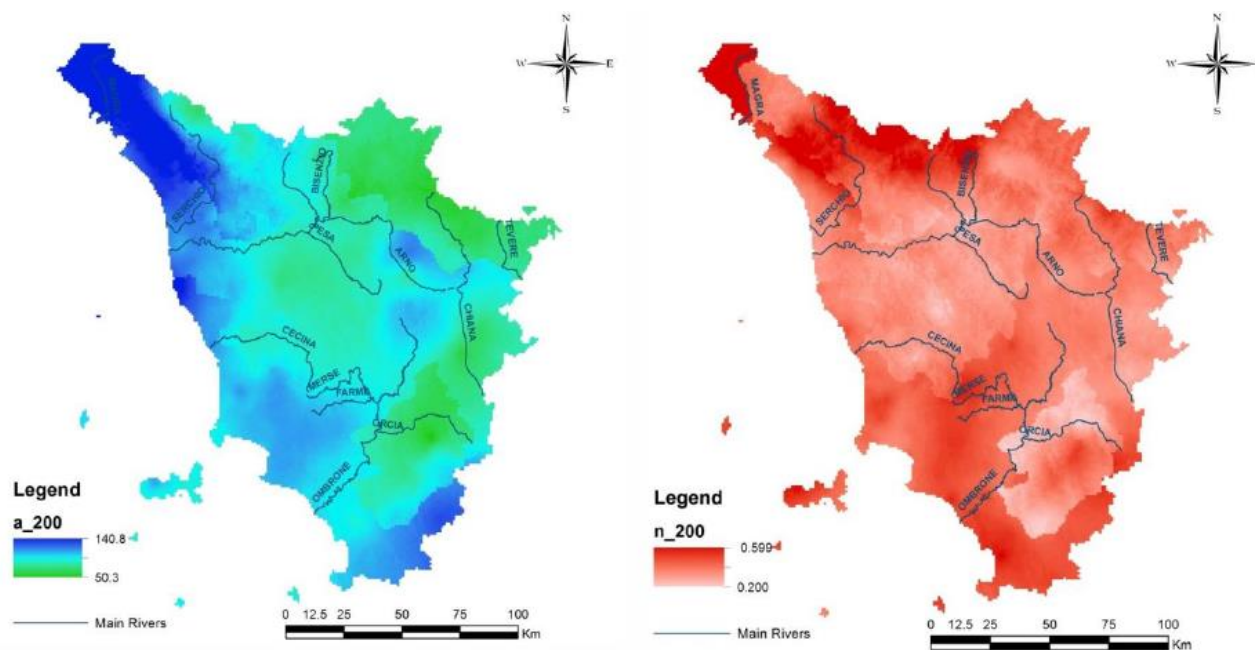


Figura 2-1: Spazializzazione sull'intera regione dei parametri “a” (a sinistra) e “n” (a destra) della Linea Segnalatrice di Possibilità Pluviometrica LSPP per il Tempo di ritorno 200 anni.

Per poter stimare gli afflussi meteorici sono stati innanzi tutto individuati i bacini idrografici (in particolare i sottobacini e gli interbacini del modello idrologico semidistribuito che sarà descritto in seguito) separati dalle linee di spartiacque desunte dal modello digitale del terreno.

Successivamente sono stati quindi calcolati per i tempi di ritorno investigati (30 e 200 anni), i valori dei parametri a e n delle LSPP.

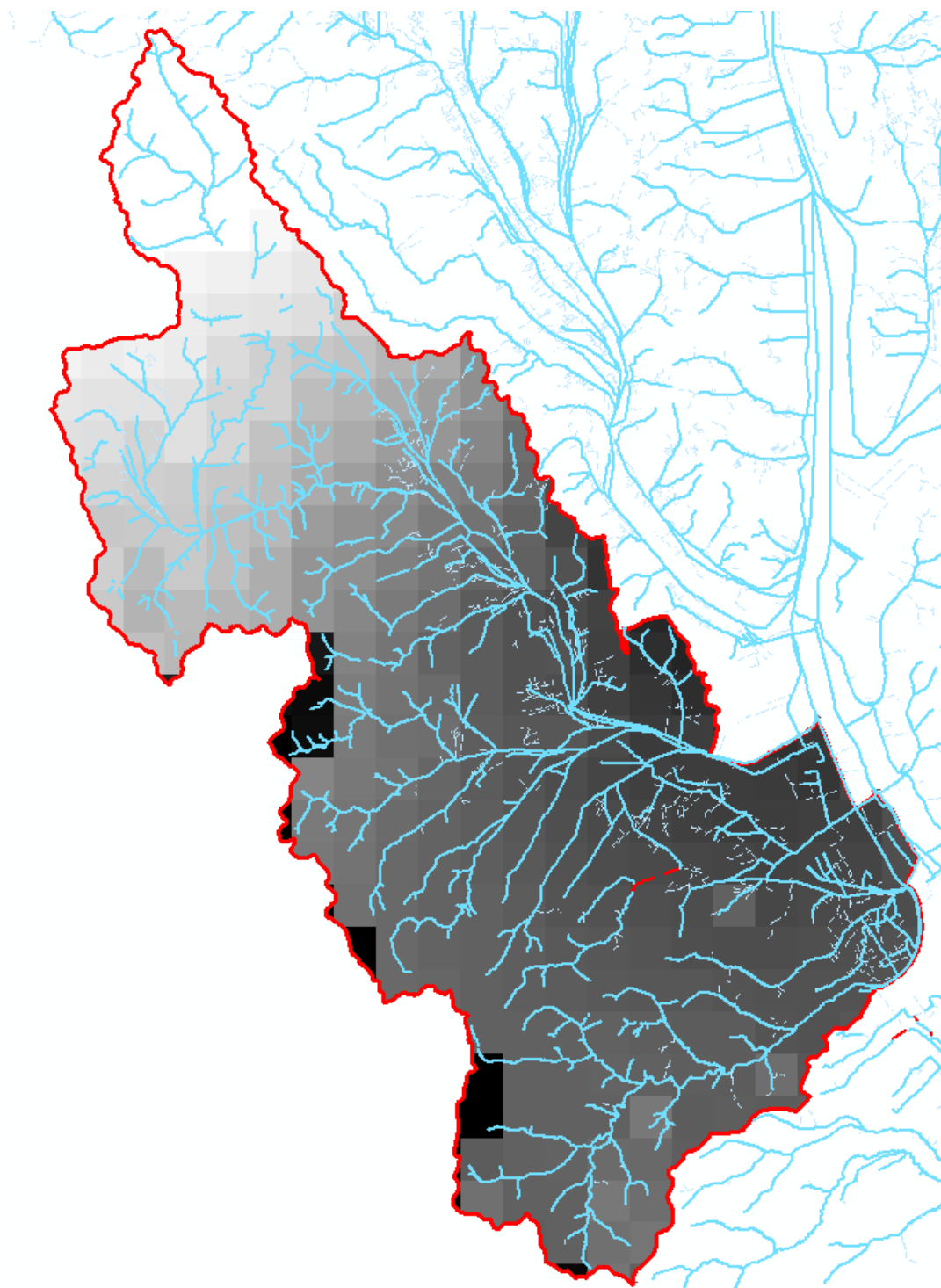


Figura 2-2: Perimetro dei bacini idrografici analizzati e stima dei parametri delle LSPP a partire dai dati spaziali in formato raster forniti dalla Regione Toscana.

Nella tabella seguente si riportano i parametri delle curve di possibilità pluviometrica caratteristici dei corsi d'acqua di interesse.

Tabella 2-1: parametri delle curve di possibilità pluviometrica impiegate nel modello idrologico

TR 30 anni (d > 0.5 ore)		TR 200 anni (d > 0.5 ore)		TR 500 anni (d > 0.5 ore)	
a	n	a	n	a	n
48.57	0.23	67.40	0.29	77.36	0.31

2.3 Determinazione dello ietogramma di progetto

La determinazione dello ietogramma di progetto per un prefissato tempo di ritorno richiede l'individuazione della durata dello ietogramma (durata critica) nonché della distribuzione temporale degli spessori di pioggia stimati dalla corrispondente linea segnalatrice di possibilità pluviometrica areale.

La durata della pioggia viene determinata assumendo che la portata al colmo con assegnato tempo di ritorno, T_r , sia la maggiore tra le portate al colmo determinate da tutti gli eventi di pioggia a intensità costante ricavati dalla linea di possibilità pluviometrica areale. È possibile determinare la durata critica utilizzando diverse metodologie in funzione della modellistica afflussi-deflussi impiegata. In particolare, nel caso dei metodi empirici tradizionali che si basano sul metodo razionale tale durata è data dal tempo di corrivazione del bacino, mentre nel caso di uso di modelli idrologici in grado di descrivere la trasformazione afflussi-deflussi, essa può essere stimata mediante un insieme di simulazioni. Nel presente studio è stato seguito il secondo approccio, utilizzando il primo, per una prima stima attorno alla quale determinare il corretto valore di durata critica.

In particolare, sulla base del concetto di evento critico, la determinazione della durata critica mediante simulazione idrologica consiste nell'effettuare un insieme di simulazioni con un modello afflussi-deflussi avente come dati di ingresso una serie di ietogrammi di pioggia di durata crescente, ottenuti distribuendo in modo uniforme nel tempo lo spessore di pioggia ricavato dalla LSPP areale relativa ad un determinato tempo di ritorno. All'aumentare della durata dell'evento, si ottengono idrogrammi di piena il cui picco assume valori crescenti fino ad un valore massimo, per poi decrescere. La durata dell'evento che corrisponde all'idrogramma con il massimo valore della portata di picco viene assunta come durata critica.

A titolo di esempio, vengono di seguito riportati i risultati delle simulazioni effettuate per un generico bacino idrografico, per ietogrammi di pioggia uniforme e per un solo tempo di ritorno, essendo la durata critica praticamente indipendente da TR. Come si può vedere dalla Figura 2-3, la durata che massimizza la portata al colmo, pari a 4 ore, è assunta come durata critica del bacino.

Nota la pioggia areale, per la determinazione del deflusso diretto è necessario valutare la pioggia effettiva e, quindi, la quantità di pioggia che viene assorbita dal suolo e quella intercettata dalla vegetazione, mentre la quantità di pioggia persa per evapotraspirazione è trascurabile per eventi meteorici particolarmente intensi (Maione,

1977). Per effettuare tale stima, è stato applicato il metodo del Curve Number proposto dal Soil Conservation Service (1972).

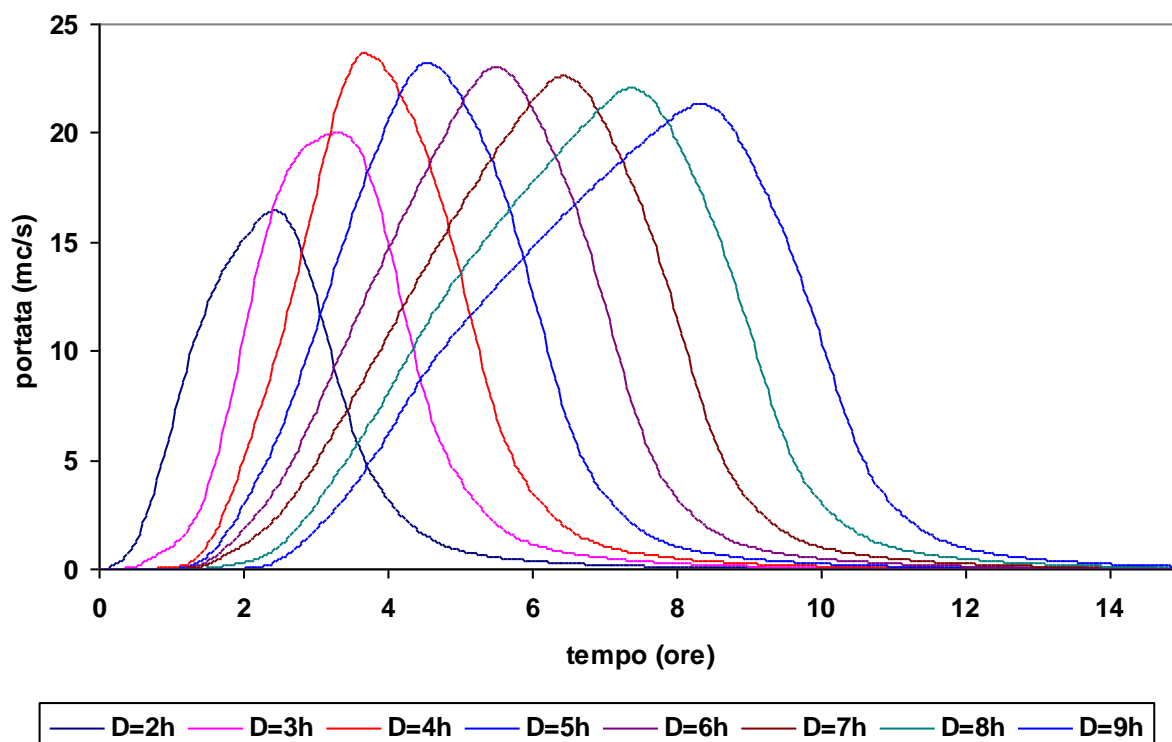


Figura 2-3: Simulazioni con ietogramma costante e diverse durate per la scelta della durata critica di un generico bacino idrografico

2.4 Stima delle perdite idrologiche mediante il metodo del Curve Number

La stima delle perdite idrologiche è stata effettuata con il metodo del Curve Number del SCS (*Soil Conservation Service*).

Questo metodo considera il deflusso superficiale come differenza fra le precipitazioni e le perdite, dove in queste ultime si inglobano, oltre alle perdite per infiltrazione, anche quelle per intercettazione da parte delle piante, quelle per accumulo sulle depressioni superficiali e quelle per l'imbibizione iniziale del terreno. L'ipotesi di base del metodo è che il rapporto fra il volume defluito ed il volume di pioggia depurato delle perdite iniziali rimanga, in ogni istante, uguale al rapporto fra il volume infiltrato ed il volume massimo teorico delle perdite:

$$\frac{P_e}{P - I} = \frac{F_a}{S}$$

dove P_e è la precipitazione efficace per il deflusso, P la precipitazione lorda, I_a le perdite iniziali, F_a il volume specifico infiltrato ed S il volume specifico di saturazione del terreno. L'equazione di continuità si può riscrivere per questo modello come segue:

$$P = P_e + I_a + F_a$$

nella quale le perdite iniziali (o *Initial Abstraction*) è possibile stimarle in funzione del volume specifico di saturazione tramite la relazione:

$$I_a = \beta \cdot S$$

dove si pone normalmente $\beta = 0.2$. Dalla combinazione delle due equazioni di continuità precedentemente scritte si ottiene l'espressione della precipitazione efficace:

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S}$$

nella quale il volume specifico di saturazione S dipende dalla natura geologica del terreno e dall'uso del suolo, caratteristiche esprimibili in funzione del coefficiente Curve Number CN secondo la relazione:

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

Il coefficiente CN può assumere valori compresi tra 0 (suolo completamente permeabile) e 100 (suolo completamente impermeabile) ed è stimabile tramite delle tabelle elaborate dalla US Soil Conservation Service a partire dalle caratteristiche geologiche, di uso del suolo e del livello di umidità antecedente l'inizio delle precipitazioni. Quest'ultimo fattore è schematizzabile in tre condizioni: terreno ben asciutto ($CN I$), terreno mediamente umido ($CN II$) e terreno molto umido ($CN III$).

Nel presente studio, si è fatto riferimento cautelativamente a condizioni iniziali di terreno fortemente imbibito ($CN III$), tramite la seguente espressione:

$$CNIII = \frac{CNII}{0.43 + 0.0057 \cdot CNII}$$

nella quale $CN II$ è stato determinato, per i bacini di interesse, mediante la procedura descritta al paragrafo seguente.

2.4.1 Caratterizzazione del parametro di assorbimento CN per i bacini idrografici in esame

La determinazione del parametro di assorbimento CN (U.S. Dept. Agric., Soil Conservation Service, 1972) è stata raggiunta attraverso l'analisi degli aspetti litologici, pedologici, vegetazionali e di uso del suolo del bacino.

Per la determinazione del CN si è utilizzato lo shape file predisposto per l'intero territorio regionale dal Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale dell'Università degli studi di Firenze (DICEA).

Il $CN-II$ medio per ogni bacino è stato quindi determinato come media pesata dei

valori di CN delle singole celle di estensione S_i in cui è stata suddivisa l'area totale del bacino:

$$CN = \sum_i CN_i \cdot S_i / \sum_i S_i$$

La Figura 2-4 mostra l'andamento spaziale del parametro $CN-II$ nell'area di interesse.

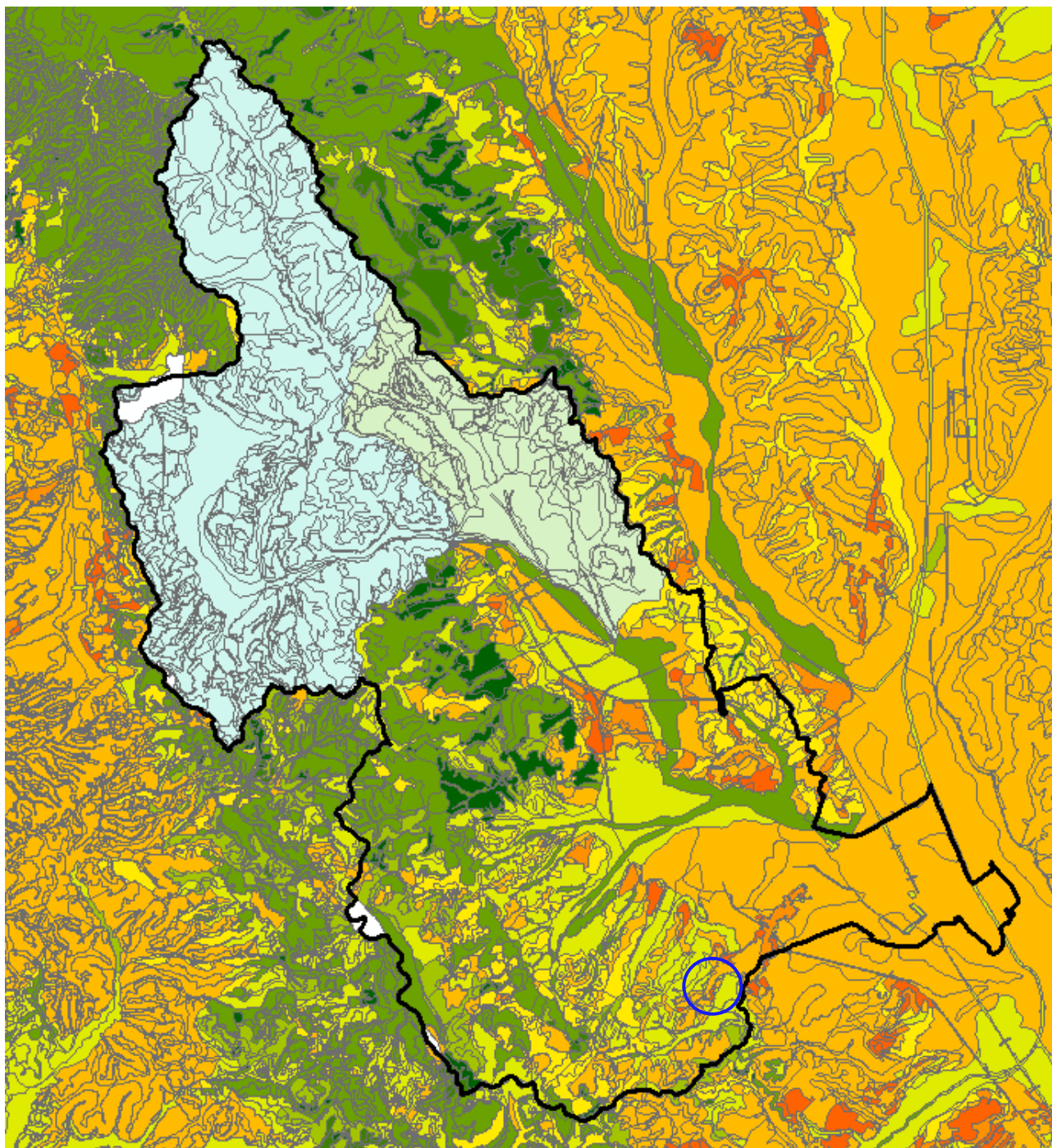


Figura 2-4: Andamento spaziale del parametro $CN-II$ nell'area di interesse: la gradazione cromatica da verde a rosso indica aree rispettivamente da molto permeabili a sostanzialmente impermeabili. La linea di colore nero indica il bacino idrografico di interesse, il cerchio di colore blu localizza l'area di intervento.

In Tabella 2-2, per ciascun bacino di interesse, sono indicati i valori dei parametri $CN-II$ e $CN-III$

Tabella 2-2: valori del parametro CN III per i sottobacini e gli interbacini individuati; in grassetto sono evidenziati i bacini afferenti al tratto oggetto di studio.

Sottobacini	Superficie [kmq]	CN II	CN III	Interbacini	Superficie [kmq]	CN II	CN III
AC_S1	5.65	76.15	88.8	FO_S2	21.40	70.03	85.3
AC_I1	1.77	82.65	92.2	DC_S1	5.62	75.13	88.2
AC_I2	0.55	83.42	92.6	LA_S1	1.12	77.25	89.4
MA_S1	0.97	76.89	89.2	BA_I0	0.60	73.69	83.5
MA_I1	0.11	84.00	92.9	SE_S1	14.50	70.29	85.4
BA_I1	2.08	76.91	89.2	FO_S3	8.85	79.01	90.3
FU_I1	2.35	77.96	89.8	DO_S1	2.90	55.52	75.6
BA_I2	0.62	71.67	86.2	VA_S1	4.97	60.85	79.4
FU_I2	3.54	83.49	92.6	VA_S2	0.41	64.36	81.7
BA_I3	0.58	79.10	90.4	CA_S1	4.20	75.94	88.7
FI_I3	5.12	83.66	92.7	PE_S1	0.81	83.25	92.5
BA_I4	1.31	83.54	92.6	MU_S1	2.77	76.80	89.1
FU_I4	2.39	83.64	92.7	PO_S1	0.39	80.44	90.4
FU_I5	0.67	83.65	92.7	PO_S2	0.34	81.70	91.1
FO_S1	61.33	63.55	81.20	PO_I 1dx	0.46	84.00	92.35
GA_S1	21.26	63.82	81.40	PO_I 1sx	0.11	84.00	92.35
FR_S1	8.76	71.70	86.3	PO_I 2sx	0.18	84.24	92.48

2.5 La trasformazione afflussi – deflussi

2.5.1 Il metodo dell'idrogramma unitario istantaneo (IUH)

Nel vasto panorama dei modelli di formazione dei deflussi, che si propongono di rappresentare matematicamente i processi idrologici che si manifestano in un bacino idrografico descrivendone il comportamento con un operatore che lega la funzione di distribuzione temporale delle piogge effettive (ingresso al sistema) ed il corrispondente idrogramma dei deflussi diretti (risposta del sistema), è stata scelta la metodologia basata sull'idrogramma unitario istantaneo (IUH). Il metodo si basa sulle ipotesi di linearità e stazionarietà del bacino ed effettua la combinazione tra pioggia in ingresso e IUH per il calcolo della portata diretta. In altre parole, la risposta $Q(t)$ ad una sollecitazione meteorica di intensità $p(t)$ variabile nel tempo, ma supposta costante su tutti i punti del bacino, è data dall'integrale di convoluzione:

$$Q(t) = \int_0^t p(\tau) h(t - \tau) d\tau$$

dove $p(t)=A i(t)$ è la portata di afflusso meteorico al generico tempo t e la funzione $h(t)$, che prende il nome di IUH, è definita come l'idrogramma dei deflussi generato da un'ipotetica pioggia efficace di altezza unitaria ed intensità costante, distribuita uniformemente sul bacino, e caduta in un intervallo di tempo unitario (immissione di tipo impulsivo).

La funzione $h(t)$ può essere stimata mediante numerosi approcci, tra cui il metodo

dell'invaso lineare, il metodo di Nash, il metodo geomorfologico oppure facendo ricorso all'idrogramma unitario del SCS.

2.5.1.1 L'idrogramma unitario del Soil Conservation Service (IUH-SCS)

L'idrogramma SCS è un idrogramma adimensionale definito dal SCS in base all'analisi di idrogrammi di piena in uscita dalla sezione di chiusura di numerosi bacini idrografici strumentati, di dimensioni grandi e piccole. Esso ha un vasto campo di applicazioni pratiche nel campo delle trasformazioni afflussi deflussi per la sua semplicità d'uso e per la sua generalità. Questo IUH presenta il 37.5% del suo volume prima dell'istante di picco; inoltre, i valori della portata di picco e dell'istante T_p sono stati ricavati adottando un modello semplificato di idrogramma triangolare di base $2.67 T_p$ (Figura 2-5).

Per la definizione dell'idrogramma unitario adimensionale del SCS per è necessario specificare il tempo di ritardo T_l del bacino idrografico, che può essere valutato separatamente mediante relazioni empiriche valide per l'area in esame oppure, in assenza di esse, a partire dal tempo di corrivazione secondo la relazione:

$$T_l = \frac{3}{5} T_c$$

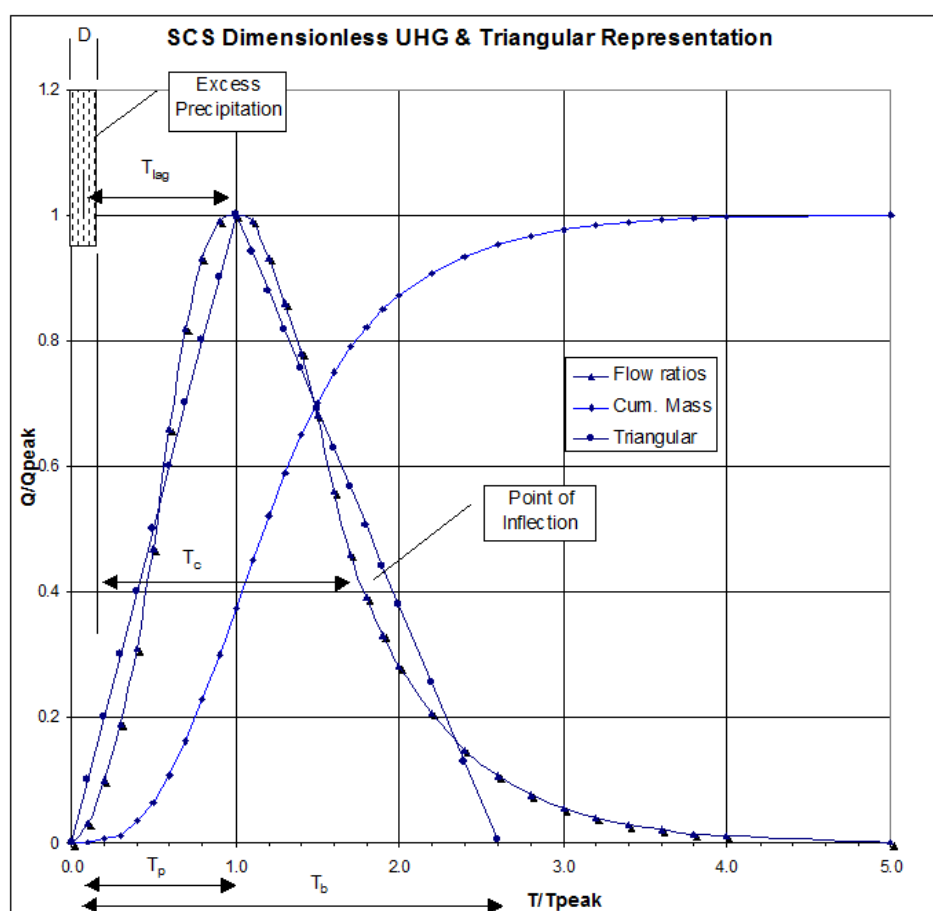


Figura 2-5: IUH-SCS

2.5.2 Il Metodo Cinematico (Kinematic Wave)

Il metodo cinematico utilizza l'equazione di continuità e l'approssimazione cinematica delle equazioni complete di De Saint Venant per trasformare la precipitazione efficace in deflusso superficiale. Il bacino viene rappresentato tramite un modello concettuale in cui possono essere definiti due piani rettangolari, percorsi dal deflusso superficiale (*overland flow planes*) e canali che raccolgono il deflusso proveniente dai piani rettangolari (Figura 2-6).

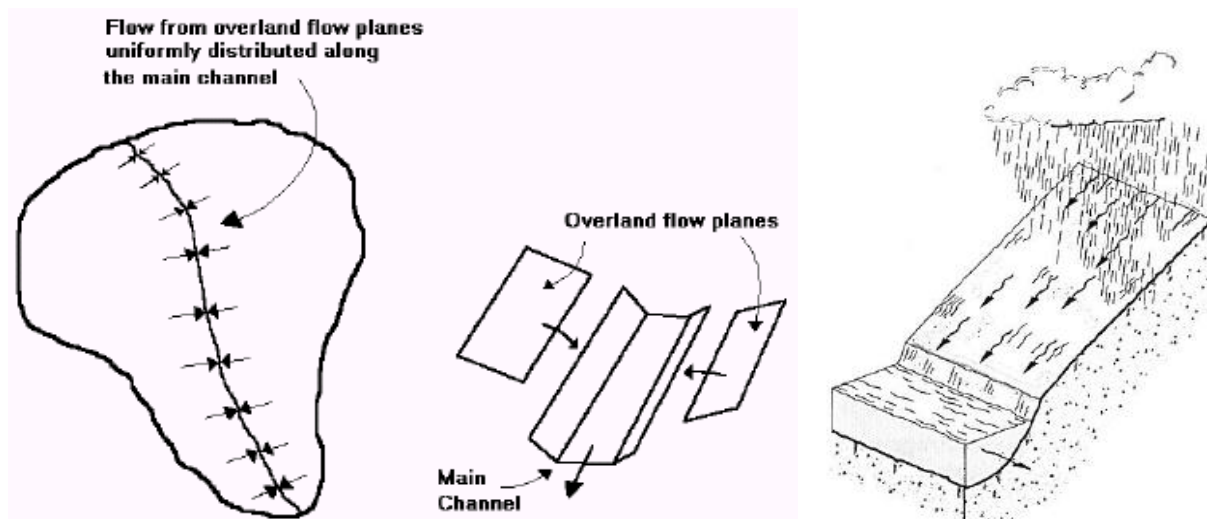


Figura 2-6: schematizzazione cinematica di un interbacino in canali e aree di drenaggio

L'equazione che modella il fenomeno di trasferimento della massa liquida sia sui versanti che nell'alveo del corso d'acqua è l'equazione dell'onda cinematica:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \alpha m A^{(m-1)} \frac{\partial A}{\partial x} = q$$

dove A è l'area liquida della sezione di deflusso, q la portata continua in ingresso lungo l'ascissa x del corso d'acqua, a ed m due parametri univocamente determinati dalla geometria e dalla scabrezza della sezione di deflusso, essendo per ipotesi, nel metodo cinematico, $Q = aA^m$.

Il coefficiente di scabrezza di Manning relativo al moto sui versanti è maggiore rispetto quello utilizzato negli alvei naturali e può essere ricavato da specifiche tabelle disponibili in letteratura.

2.5.3 La propagazione delle onde di piena

Una onda di piena che percorre un corso d'acqua viene laminata per effetto degli attriti e dei fenomeni di invaso nell'alveo e nelle zone golenali.

Il tempo di percorrenza e le caratteristiche di laminazione della portata al colmo variano a seconda del tipo di corso d'acqua considerato. In particolare, il processo di

propagazione dipende dalla pendenza, dalla lunghezza del tratto, dalla scabrezza e dall'altezza d'acqua. In generale lo studio della propagazione dei deflussi può essere effettuato mediante:

- **modelli idraulici**, basati sulle equazioni di De Saint Venant, in forma completa o semplificata.
- **modelli idrologici**, basati sull'equazione di continuità e su relazioni tra portata e volumi liquidi invasati in un dato tratto di un corso d'acqua.

2.5.3.1 Il Metodo di Muskingum

Nel presente metodo l'invaso in un tratto di corso d'acqua viene considerato come somma di un termine di immagazzinamento prismatico e di un termine di immagazzinamento a cuneo. Durante la fase di crescita della portata defluente l'invaso a cuneo è positivo e viene aggiunto all'invaso prismatico, mentre durante la fase calante dell'onda di piena l'invaso a cuneo è negativo e viene sottratto dall'invaso prismatico.

Nel metodo di Muskingum si pone:

$$V = K[XQ_i + (1 - X)Q_u]$$

dove Q_i rappresenta la portata in ingresso, Q_u la portata in uscita, K il tempo che impiega l'acqua a propagarsi nel tratto di corso d'acqua in esame (cioè tra la sezione di monte e quella di valle) ed X è un fattore peso, variabile tra 0 e 0.5. Generalmente i valori di X sono prossimi a 0 per canali con ampie aree golenali, prossimi a 0.5, invece, per canali a forte pendenza. Valori tipici di X sono compresi tra 0.2 e 0.3.

2.5.3.2 Il Metodo di Muskingum-Cunge

Il metodo di Muskingum-Cunge è basato sull'equazione di continuità e sull'approssimazione parabolica delle equazioni complete di De Saint Venant. Cunge (1969) dimostrò che quando K e Δt sono assunti come costanti, rappresentano un'approssimazione dell'equazione dell'onda cinematica, ed in particolare dell'equazione di diffusione del momento. Definita c la celerità di traslazione dell'onda corrispondente a Q e B ($c = \frac{dQ}{dA} = \frac{dx}{dt}$) dove B è la larghezza dell'alveo in superficie ed A l'area liquida, i coefficienti del metodo di Muskingum vengono calcolati in base alle caratteristiche del corso d'acqua mediante le relazioni:

$$K = \frac{\Delta x}{c} \quad X = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{Q}{BS_0 c \Delta x} \right)$$

in cui Δx è l'intervallo di discretizzazione spaziale, Δt il passo temporale di calcolo e S_0 la pendenza di fondo.

2.6 Stima della portata di progetto, analisi preliminari e scelta del modello idrologico

La scelta del tipo di schematizzazione per rappresentare la risposta di un bacino idrografico sollecitato da un evento meteorico è condizionata sia dall'obiettivo dell'analisi che si vuole effettuare sia dalla disponibilità dei dati. Le metodologie comunemente utilizzate per rappresentare la trasformazione afflussi-deflussi possono essere distinte in relazioni matematiche e modelli matematici. Le relazioni matematiche, nelle quali il tempo non compare come variabile, sono comunemente usate quando non è necessario descrivere l'andamento temporale delle grandezze. I modelli matematici, viceversa, si usano quando le quantità in gioco sono funzioni del tempo e non è possibile trascurare l'influenza esercitata sui valori di una grandezza da quelli che la stessa ha assunto in precedenza.

2.6.1 Relazioni matematiche

Le relazioni matematiche forniscono solo alcune caratteristiche dell'idrogramma di progetto quali l'istante della portata al colmo, la portata al colmo o la durata. I vari metodi utilizzati nella pratica idrologica per la schematizzazione della trasformazione afflussi-deflussi si basano su alcune ipotesi semplificative che sono quelle su cui si fonda il metodo razionale e, in particolare, sono:

- per un fissato tempo di ritorno il massimo della portata al colmo di piena è prodotto dall'evento di pioggia, uniforme nello spazio e nel tempo, ricavato dalla corrispondente curva di possibilità pluviometrica ed avente una durata uguale al tempo di corrivazione del bacino;
- il picco dell'idrogramma di piena si osserva all'istante in cui cessa la pioggia;
- il picco di piena ha il medesimo tempo di ritorno della precipitazione che lo ha generato;
- la formazione della piena nel bacino ed il suo trasferimento lungo il reticolo idrografico avviene senza la formazione di significativi invasi.

Tra le varie relazioni matematiche, si ricorda quella di Ghirardelli che assume l'idrogramma di piena di forma triangolare, con tempo di risalita e di discesa pari al tempo di corrivazione. Il valore della portata al colmo è quindi dato da:

$$Q_c = \frac{1}{3.6} \frac{EA}{T_c}$$

dove E è la pioggia areale netta, denominata anche eccesso di pioggia, espressa in

mm; T_c è il tempo di corrivazione, espresso in ore; e A è la superficie del bacino espressa in km².

Nel caso di bacini idrografici strumentati, se si dispone delle osservazioni relative ad alcuni idrogrammi di piena salienti, il calcolo del tempo di corrivazione, T_c , può essere effettuato mediante lo ietogramma di pioggia effettiva e l'idrogramma di deflusso diretto. In particolare, i metodi di stima più ricorrenti per T_c sono (Singh, 1988):

- il tempo che intercorre tra il centroide della pioggia effettiva e il punto di inflessione del ramo decrescente dell'idrogramma di portata diretta;
- il tempo tra la fine della pioggia effettiva e il punto di inflessione del ramo decrescente dell'idrogramma di portata diretta.

Per bacini idrografici non strumentati, invece, la stima del tempo di corrivazione dipende da relazioni empiriche che esprimono il legame tra T_c ed alcune grandezze caratteristiche del bacino di facile determinazione. Tra le relazioni empiriche maggiormente utilizzate, ricordiamo la formula di Giandotti (1934), ricavata attraverso dati relativi a diversi bacini italiani (Dora Baltea, Trebbia, Taro, Panaro, Reno Tevere, Arno, Po), che stima T_c in ore come:

$$T_c = \frac{4A^{0.5} + 1.5L}{0.8H^{0.5}}$$

con A area del bacino in km², L lunghezza dell'asta fluviale principale in km e H altezza media del bacino rispetto alla sezione di chiusura espressa in metri. L'altezza media del bacino può essere stimata mediante un modello digitale del terreno.

Altre formule disponibili per la stima del tempo di corrivazione e ottenute su bacini aventi diverse caratteristiche fisiografiche sono quelle di Kirpich, Viparelli, Pezzoli, Aronica e Paltrinieri, Watt & Chow, Chow, NCRS-Lag method.

1) Kirpich, analizzando sei piccoli bacini americani di area compresa tra 0.0051 e 0.433 Km², ha ricavato la seguente relazione, successivamente corretta da Rowe e Thomas:

$$t_c = 0.000325 \left(\frac{L}{\sqrt{i_a}} \right)^{0.77}$$

in cui t_c è espresso in ore, e L è la lunghezza dell'asta principale, a partire dallo spartiacque, espressa in metri e i_a è la sua pendenza.

2) Viparelli calcola il tempo di corrivazione t_c come il rapporto tra la lunghezza del

percorso idraulicamente più lungo che deve seguire la particella d'acqua per raggiungere la sezione di chiusura e stabilire una velocità media di trasferimento V della particella nel suddetto percorso:

$$t_c = \frac{L}{V}$$

e suggerisce di utilizzare valori della velocità V caratteristica per correnti di piena variabili tra 1 e 1.3 m/s, specie per corsi d'acqua pedemontani.

- 3) **Pezzoli** propone invece la seguente espressione del tempo di corrivazione, dedotta da misure su piccoli bacini piemontesi:

$$t_c = 0.055 \frac{L}{\sqrt{i_a}}$$

in cui t_c è espresso in ore, L è la lunghezza dell'asta principale espressa in Km e i_a è la pendenza media (m/m) dell'asta principale.

- 4) Una formula analoga è quella di **Watt e Chow**, ottenuta utilizzando dati relativi a 44 bacini canadesi di area compresa tra 0.01 e 5840 Km² e caratterizzati da valori della pendenza i_a variabili tra 0.00121 e 0.0978:

$$t_L = a \left(\frac{L}{\sqrt{i_a}} \right)^b$$

in cui t_L è espresso in ore, L è la lunghezza dell'asta principale espressa in m, e le costanti a e b assumono rispettivamente il valore 0.000326 e 0.79.

- 5) **Chow** ha proposto anche la stessa formula con i coefficienti $a=0.00116$ e $b=0.64$, studiando venti piccoli bacini americani di superficie variabile tra 0.0051 e 18.5 Km².
- 6) la formula del **NCRS – Lag method** propone, per bacini con superficie compresa tra 0.004 e 8.1 km²:

$$t_c = \frac{l^{0.8} (S+1)^{0.7}}{0.6 \cdot 1900 \sqrt{i_v}}$$

in cui t_c è espresso in ore, l è la lunghezza idraulica del bacino in piedi, S è la ritenzione potenziale espressa in mm e i_v è la pendenza media dei versanti in percentuale.

- 7) la formula di **Tournon** propone, per bacini con superficie compresa tra 30 e 170 km²:

$$T_c = 0.369 \frac{L}{\sqrt{i_a}} \left(\frac{A \sqrt{i_a}}{L^2 \sqrt{i_v}} \right)^{0.72}$$

in cui t_c è espresso in ore, L è la lunghezza dell'asta principale in km, A è la superficie del bacino espressa in km², i_a è la pendenza media (m/m) dell'asta principale e i_v è la pendenza media (m/m) dei versanti.

2.6.2 Modelli matematici

La modellistica idrologica si prefigge di creare modelli matematici di tipo afflussi-deflussi, capaci di riprodurre l'andamento della portata in una o più sezioni del reticolo idrografico di un bacino, in funzione della distribuzione sia spaziale che temporale delle piogge. In letteratura sono descritti differenti tipi di modelli idrologici, che possono essere classificati in funzione della complessità della trattazione del problema (Maione, 1977). Tra questi, i più appropriati per gli scopi del presente studio sono i cosiddetti modelli di piena di tipo concettuale che utilizzano rappresentazioni semplificate dei processi fisici in gioco, che vengono comunque esplicitamente presi in considerazione. Inoltre, tali modelli incorporano parametri che sono fisicamente basati riducendo così l'arbitrarietà in fase di calibrazione del modello stesso. In particolare, essi rappresentano con semplicità le perdite, mentre cercano di descrivere in modo più dettagliato la trasformazione della pioggia netta in portata diretta. Quest'ultima viene assunta pari alla portata totale, poiché in eventi salienti di piena il deflusso di base è tipicamente trascurabile.

Possono essere sviluppati modelli aventi diversi gradi di complessità, da particolarmente semplici a molto dettagliati; tuttavia, per scopi di tipo ingegneristico, è consigliabile l'uso di modelli che rispondano ad alcune particolari esigenze, quali:

- la dipendenza da un numero limitato di parametri, che ne consenta il controllo in fase di calibrazione;
- la semplicità di schematizzazione dei processi fisici, che permetta un'agevole implementazione;
- la sensibilità sufficientemente limitata alla variabilità dei parametri stessi.

I **modelli semi-distribuiti** consentono di soddisfare l'esigenza di impiegare un numero limitato di parametri che ne permetta il controllo in fase di calibrazione e nello stesso tempo utilizzano l'informazione geomorfologica distribuita, la variabilità spaziale delle piogge e delle caratteristiche del suolo, che costituiscono gli aspetti fondamentali nell'analisi della risposta idrologica a scala di bacino. I modelli semi-distribuiti si possono, quindi, considerare come una valida alternativa sia ai modelli a parametri concentrati che incorporano un numero ridotto di parametri a scapito della descrizione dei processi fisici, sia ai modelli distribuiti che, pur effettuando una schematizzazione dettagliata dei

fenomeni, restano vincolati a troppi parametri. La scelta è stata quindi dettata dalla necessità di utilizzare un numero limitato di parametri, da stimare attraverso pochi eventi di piena deducibili da bacini “simili” appartenenti alla stessa area geografica, e che sia in grado di fornire gli idrogrammi di piena in qualsiasi sezione del tratto fluviale investigato.

Nel presente studio è stato utilizzato un modello idrologico di tipo concettuale e semidistribuito, implementato mediante il software americano HEC-HMS (Figura 2-9).

La Figura 2-7 illustra in maniera schematica e concettuale gli elementi del modello e le loro connessioni per il j-esimo segmento fluviale.

Le caratteristiche morfometriche dei bacini per le analisi idrologiche sono state estratte dal DEM costruito a partire dalla cartografia numerica CTR in scala 1:10000 (Figura 2-8).

Il modello idrologico scelto è in sintesi un **modello di simulazione dell'evento critico** avente le seguenti caratteristiche:

- dati di pioggia da LSPP Regione Toscana (agg. dati 2012);
- durata critica assunta in prima istanza pari al tempo di corrivazione e infine determinata con procedimento iterativo in modo da massimizzare il valore della portata al colmo;
- riduzione del tasso di pioggia in base alla superficie del bacino sotteso e della durata dello scroscio (non applicata in via cautelativa);
- ietogramma costante;
- stima dell'infiltrazione mediante metodo SCS-CN assumendo il valore CN (III) relativo allo stato iniziale di bacino fortemente imbibito;
- trasformazione afflussi deflussi basata sull'IUH del SCS per i sottobacini (con tempo di ritardo valutato a partire dal tempo di corrivazione) e sul metodo dell'onda cinematica per gli interbacini.

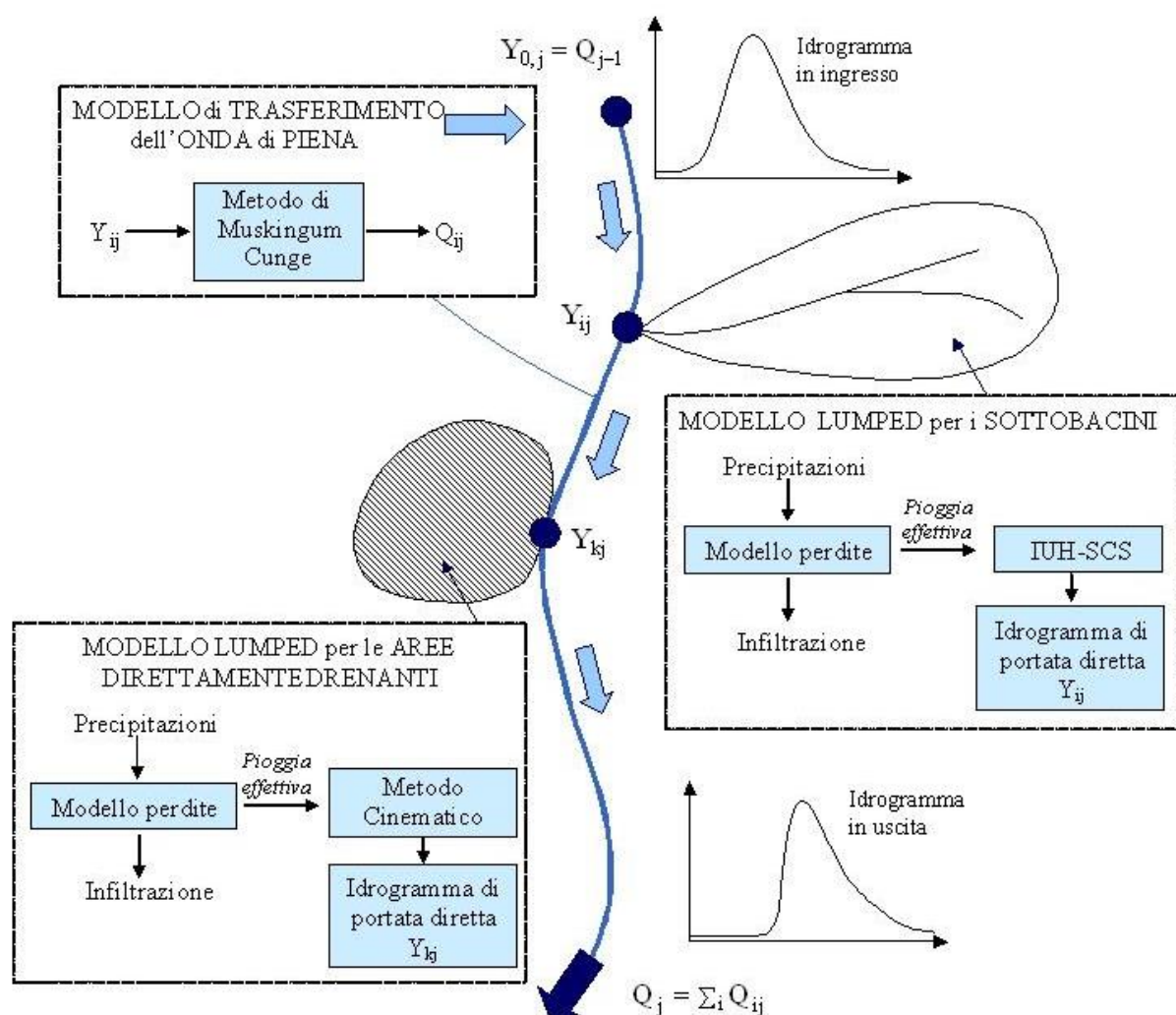


Figura 2-7: Diagramma schematico degli elementi del modello idrologico e delle loro connessioni.

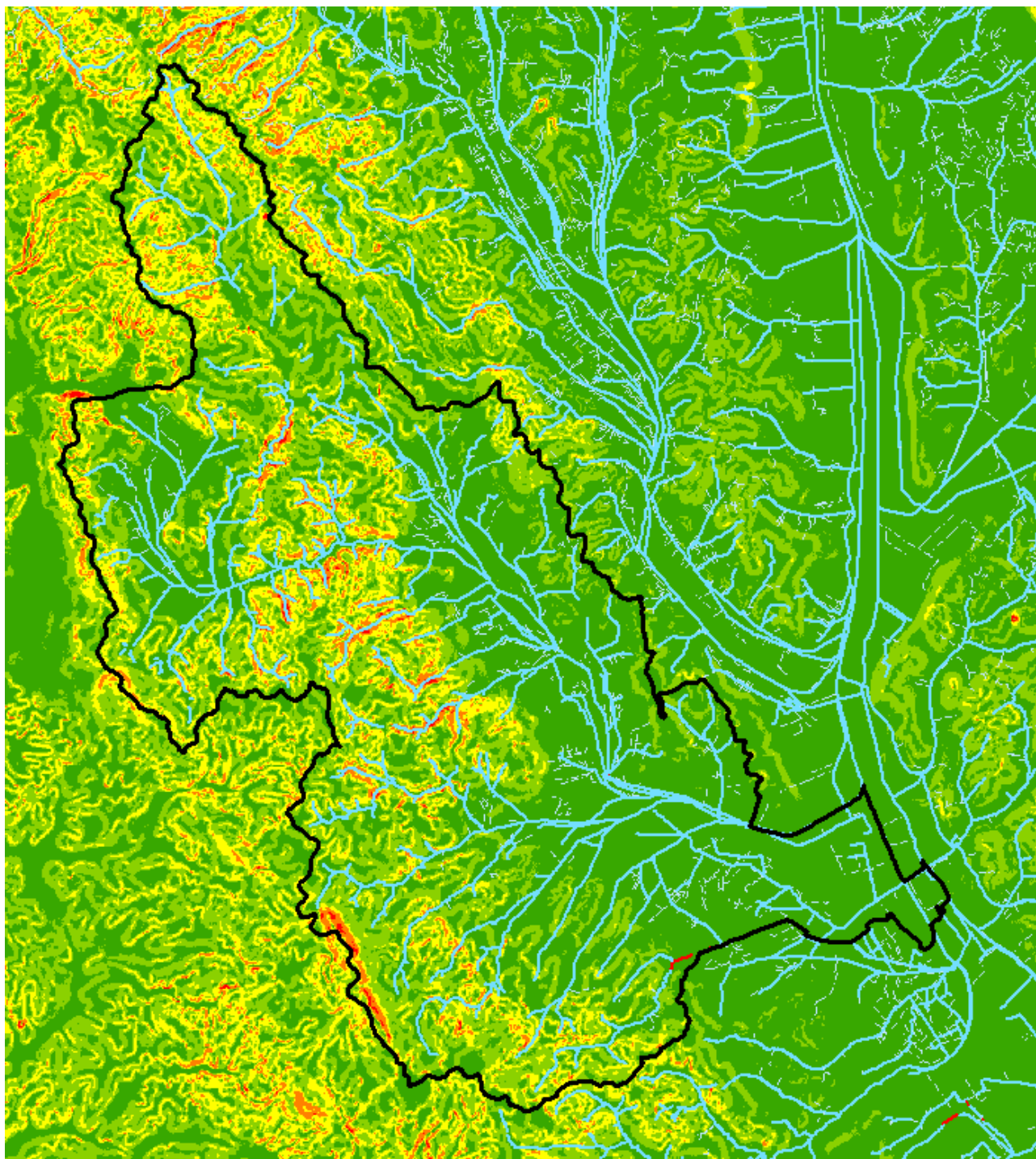


Figura 2-8: Mappa delle pendenze

Per ciascun sottobacino, in Tabella 2-3 sono riportati i valori dei parametri caratteristici per il calcolo del tempo di corrivazione t_c : area del bacino S , lunghezza dell'asta principale L , L_b lunghezza idraulica del bacino, h_m altezza media su sezione di chiusura del bacino, H_{max} quota massima del bacino, H_{min} quota minima del bacino, $CN(II)$, i_v pendenza media dei versanti, i pendenza media⁴ dell'asta principale, ritenzione

⁴ Calcolata come media armonica delle radici delle pendenze medie dei sottotratti che la compongono, pesate per la lunghezza dei rispettivi sottotratti. (vedi Da Deppo, Datei, Salandin *Sistemazione dei corsi d'acqua* Quarta edizione,

potenziale.

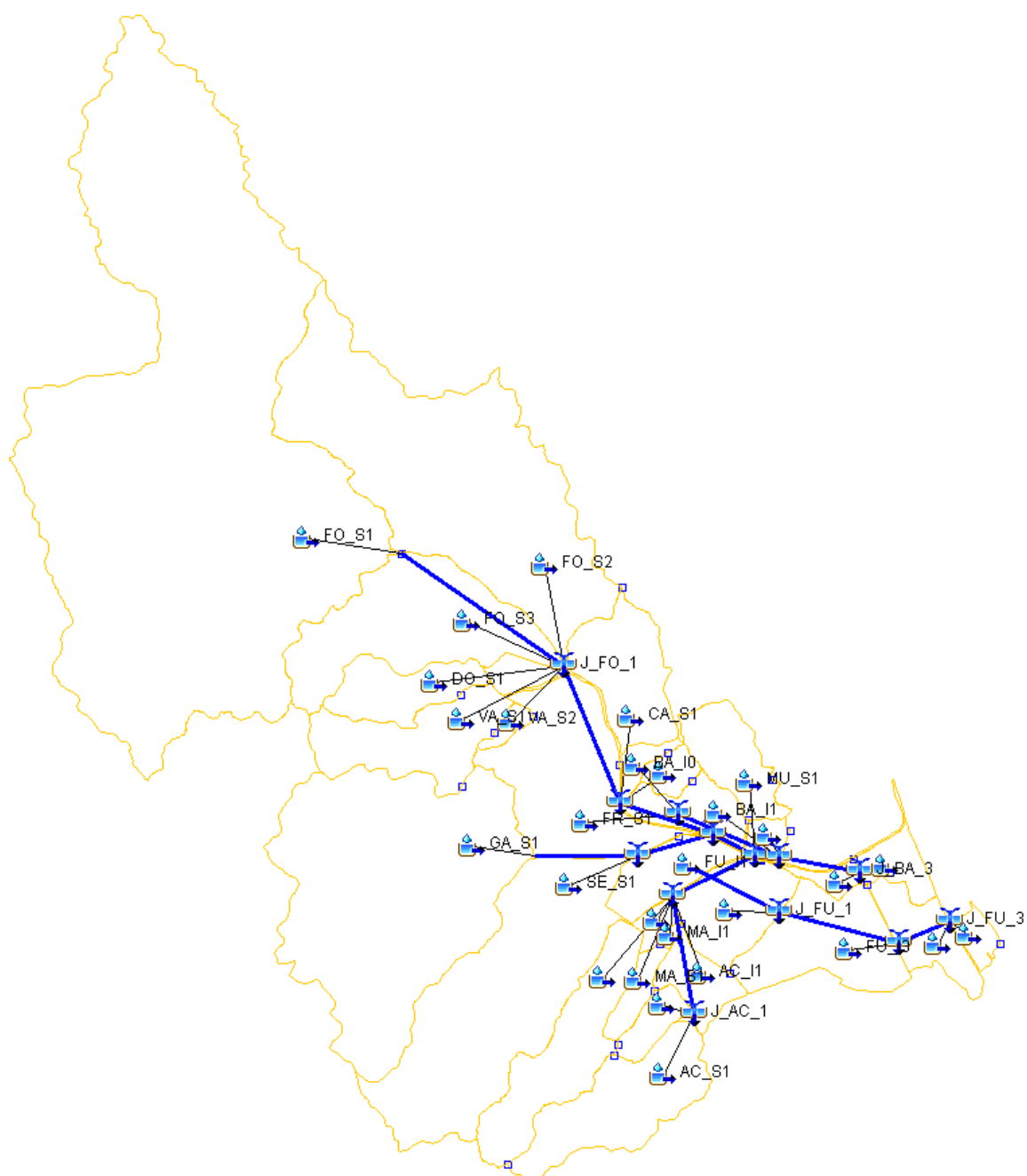


Figura 2-9: Modello idrologico semidistribuito implementato mediante il software HEC-HMS

In Tabella 2-4, per ciascun sottobacino, è indicato il valore del tempo di corrivazione t_c stimato con varie formulazioni disponibili in letteratura e precedentemente descritte, il valore medio e il tempo di ritardo T_r (il cosiddetto "Lag").

Libreria Internazionale Cortina, Padova, 2002, pag 178) La media armonica è l'inverso della media aritmetica degli inversi:

$$i^{0.5} = \frac{\sum_j L_j}{\sum_j L_j \cdot i_j^{-0.5}}$$

Tabella 2-3: parametri caratteristici per il calcolo del tempo di corrivazione

bacino	S	L	L _b	h _m	Hmax	Hmin	CN (II)	i _v	i	S
	[Km ²]	[Km]	[Km]	[m]	[ms.l.m.]	[ms.l.m.]		[%]	[%]	[mm]
SE_S1	14.50	8.77	9.11	105.56	634.00	262.85	70.29	0.11	0.02	4.23
GA_S1	21.26	6.71	6.80	122.85	634.00	265.86	63.82	0.15	0.02	5.67
FO_S1	61.33	19.43	19.59	125.27	632.00	264.00	63.55	0.16	0.01	5.74
FO_S2	21.40	7.19	7.60	44.02	469.00	265.00	70.03	0.08	0.01	4.28
FO_S3	8.85	5.03	5.13	88.72	546.00	263.00	79.01	0.14	0.04	2.66
DO_S1	2.90	3.45	3.61	126.86	518.00	271.00	55.52	0.20	0.05	8.01
VA_S1	4.97	5.79	6.00	124.02	532.00	263.00	60.85	0.19	0.03	6.43
VA_S2	0.41	0.90	1.34	51.67	436.00	272.00	64.36	0.13	0.08	5.54
MU_S1	2.77	3.21	3.36	31.71	311.00	251.00	76.80	0.05	0.01	3.02
PE_S1	0.81	1.71	1.89	19.05	306.00	262.00	83.25	0.04	0.02	2.01
FR_S1	8.76	2.55	4.05	20.96	431.00	255.00	71.70	0.04	0.003	3.95
CA_S1	4.20	3.62	3.98	16.86	305.00	258.00	75.94	0.04	0.01	3.17
DC_S1	5.62	5.70	5.76	90.15	554.00	266.00	75.13	0.13	0.03	3.31
AC_S1	5.65	5.31	5.66	76.75	555.00	271.00	76.15	0.15	0.02	3.13
LA_S1	1.12	1.89	1.93	36.04	354.00	268.00	77.25	0.09	0.02	2.94
MA_S1	0.97	2.07	2.21	31.72	332.00	267.00	76.89	0.08	0.02	3.00
PO_S1	0.39	0.80	0.86	28.71	351.00	272.00	80.44	0.07	0.05	2.43
PO_S2	0.34	1.02	1.03	21.26	320.00	262.00	81.70	0.06	0.03	2.24

Tabella 2-4: indicazione per ciascun sottobacino del tempo di corrivazione calcolato con le predette formule, di quello medio nonché del tempo di ritardo Tr

bacino	t _c [ore]							Tr [min]
	Kirpich	Viparelli	Pezzoli	Watt	Chow	NCRS	Tourmon	
SE_S1		2.20		3.23	2.21		2.55	92
GA_S1		1.64		2.48	1.78		1.97	71
FO_S1		4.73		8.11	4.65		5.83	210
FO_S2		1.84		3.61	2.41		2.62	94
FO_S3		1.24		1.67	1.29	1.41	1.40	51
DO_S1		0.87		1.15	0.95	1.65	1.16	42
VA_S1		1.45		2.13	1.58	2.23	1.85	66
VA_S2	0.22	0.32	0.18	0.32	0.34	0.74	0.35	13
MU_S1		0.81		2.02	1.51	1.74	1.52	55
PE_S1		0.46	0.71	0.96	0.83	0.97	0.79	28
FR_S1		0.98		2.85	1.99	2.52	2.08	75
CA_S1		0.96		2.82	1.98	2.39	2.04	73
DC_S1		1.39		2.09	1.55	1.79	1.71	61
AC_S1		1.37		2.07	1.54	1.60	1.64	59
LA_S1		0.47	0.74	0.99	0.85	0.84	0.78	28
MA_S1		0.53	0.75	1.01	0.86	1.03	0.84	30
PO_S1	0.19	0.24	0.20	0.36	0.37	0.44	0.19	11
PO_S2	0.25		0.31	0.50	0.48	0.56	0.25	15

Per ciascun interbacino, in Tabella 2-5 sono riportati i valori dei parametri caratteristici per l'applicazione del modello Kinematic Wave (onda cinematica) accoppiato al modello di propagazione di Muskingum- Cunge: la superficie ideale rettangolare inclinata è definita dai parametri Area (A), lunghezza (L), scabrezza (R) e pendenza (i); il deflusso nel canale (channel flow) da lunghezza (l) e pendenza (i_c) del corso d'acqua, larghezza al fondo (b) e pendenza delle sponde (i_s) della sezione trasversale, scabrezza di Manning (n).

Tabella 2-5: grandezze per la caratterizzazione del modello Kinematic Wave

bacino	L	i	R	A	l	i _c	n	b	is
	[m]	[m/m]	m ^{-1/3} s	[Km ²]	[m]	[-]	m ^{-1/3} s	[m]	[m/m]
Ma_I1	52	0.02	0.2	0.11	578	0.014	0.035	1.7	2.2
AC_I1	494	0.03	0.2	1.77	2082	0.001	0.035	0.8	2.3
AC_I2	482	0.02	0.2	0.55	587	0.001	0.035	2.3	2.4
BA_I0	297	0.02	0.2	0.6	542	0.002	0.035	1	1
BA_I1	341	0.04	0.2	2.08	2610	0.002	0.035	1.5	1.5
BA_I2	336	0.03	0.2	0.62	682	0.002	0.035	1.5	1.5
BA_I3	237	0.03	0.2	0.58	1882	0.002	0.035	1.35	1.35
BA_I4	447	0.01	0.2	1.31	1260	0.0018	0.035	1.35	1.35
FU_I1	855	0.01	0.2	2.35	493	0.001	0.035	1	1
FU_I2	607	0.01	0.2	3.54	1858	0.001	0.035	2.8	1.6
FU_I3	625	0.006	0.2	5.12	3068	0.001	0.035	2.8	1.6
FU_I4	658	0.004	0.2	2.39	1175	0.001	0.035	2.8	1.6
FU_I5	514	0.01	0.2	0.67	703	0.001	0.035	2.8	1.6
PO_I1DX	230	0.04	0.1	0.46	1186	0.013	0.035	1	1
PO_I1SX	200	0.04	0.1	0.11	644	0.019	0.035	1	1
PO_I2SX	299	0.03	0.1	0.18	542	0.007	0.035	1	1

2.7 Risultati dell'analisi idrologica

La procedura descritta ha permesso di ricavare, per ogni corso d'acqua analizzato, nelle sezioni di chiusura di interesse ed al variare del tempo di ritorno, le portate di progetto riassunte in Tabella 2-6 e in Tabella 2-7. Le tabelle mostrano inoltre le diverse durate critiche (tali da massimizzare le portate di picco), ottenute mediante la procedura precedentemente descritta.

Tabella 2-6: Portate di picco di progetto per tempo di ritorno TR = 30 anni ricavate dall'analisi idrologica con evidenziazione della portata massima

ACQUE ALTE											
N°	Nome	Codice	Sezione chiusura HMS	S (kmq)	Q picco (mc/s) - TR30						
					1h	2h	3h	4h	6h	8h	12h
1	Acornio S1	AC	AC_S1	5.7	25.5	26.2	23.5	20.7	16.3	13.5	10.2
2	Lavatoi	LA	LA_S1	1.1	8.5	6.8	5.4	4.5	3.4	2.8	2.1
3	Acornio I1	AC	AC_I1	1.8	8.7	10.5	8.9	7.4	5.5	4.5	3.3
4	Acornio I2	AC	AC_I2	0.6	2.4	3.3	2.8	2.3	1.7	1.4	1.0
5	Maramocco S1	MA	MA_S1	1.0	7.0	5.7	4.6	3.8	2.9	2.4	1.8
6	Maramocco I1	MA	MA_I1	0.1	1.3	0.8	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2
7	Doccia	DC	DC_S1	5.6	23.7	25.0	22.7	20.1	15.9	13.2	10.0
8	Doccia	DC	J_DC_1	15.8	59.8	66.9	63.1	56.8	45.4	37.7	28.5
9	Segavenne	SE	SE_S1	14.5	35.7	43.1	43.7	41.6	35.9	30.9	24.1
10	Galegno	GA	J_GA_1	35.8	85.1	103.2	103.9	98.2	84.2	72.6	56.8
11	Galegno	GA	GA_s1	21.3	50.1	60.7	60.5	56.9	48.5	41.8	32.8
12	Musarone	MU	MU_S1	2.8	13.5	13.5	11.9	10.3	8.1	6.7	5.0
13	Foenna	FO	J_FO_2	104.9	112.5	135.1	144.9	151.9	160.9	161.3	145.8
14	Poderuccio	PO	J_PO	1.48	18.2	14.7	9.4				
ACQUE BASSE											
N°	Nome	Codice	Sezione chiusura HMS	S (kmq)	Q picco (mc/s) - TR30						
					1h	2h	3h	4h	6h	8h	12h
1	Baregno	BA	J_BA_2	12.1	32.3	38.4	39.2	37.4	31.6	26.9	20.7
2	Baregno	BA	BA_I3	0.6	4.3	3.7	2.9	2.4	1.8	1.4	1.1
3	Baregno	BA	BA_I4	1.3	6.4	7.0	6.6	5.5	4.1	3.4	2.5
4	Fuga	FU	FU_I1	2.4	4.2	6.3	7.2	7.4	6.8	5.7	4.3
5	Fuga	FU	FU_I2	3.5	8.1	11.7	13.9	14.0	11.0	9.0	6.7
6	Fuga	FU	FU_I3	5.1	10.8	15.7	18.7	19.3	15.8	13.0	9.7
7	Fuga	FU	FU_I4	2.4	3.7	5.4	6.6	7.6	7.3	6.0	4.5
8	Fuga	FU	FU_I5	0.7	1.9	2.7	3.2	2.8	2.1	1.7	1.3

Tabella 2-7: Portate di picco di progetto per tempo di ritorno TR = 200 anni ricavate dall'analisi idrologica con evidenziazione della portata massima

ACQUE ALTE											
N°	Nome	Codice	Sezione chiusura HMS	S (kmq)	Q picco (mc/s) - TR200						
					1h	2h	3h	4h	6h	8h	12h
1	Acornio S1	AC	AC_S1	5.7	42.1	43.9	39.3	34.6	27.4	22.8	17.4
2	Lavatoi	LA	LA_S1	1.1	13.5	10.9	8.7	7.3	5.6	4.6	3.5
3	Acornio I1	AC	AC_I1	1.8	17.7	18.0	14.2	11.8	9.0	7.4	5.6
4	Acornio I2	AC	AC_I2	0.6	5.1	5.7	4.5	3.7	2.8	2.3	1.7
5	Maramocco S1	MA	MA_S1	1.0	11.3	9.3	7.5	6.3	4.8	4.0	3.0
6	Maramocco I1	MA	MA_I1	0.1	1.9	1.2	0.9	0.7	0.6	0.5	0.3
7	Doccia	DC	DC_S1	5.6	39.6	42.1	38.2	33.8	27.0	22.5	17.3
8	Doccia	DC	J_DC_1	15.8	100.1	113.5	106.9	95.7	76.5	63.8	48.8
9	Segavenne	SE	SE_S1	14.5	62.7	77.4	78.2	74.3	63.9	54.9	43.0
10	Galegno	GA	J_GA_1	35.8	155.4	191.0	191.1	179.9	153.5	131.8	103.4
11	Galegno	GA	GA_S1	21.3	94.2	114.9	113.5	106.0	89.8	77.0	60.5
12	Musarone	MU	MU_S1	2.8	22.1	22.3	19.7	17.2	13.5	11.2	8.6
13	Foenna	FO	J_FO_2	104.9	197.7	248.5	274.2	293.1	315.0	312.6	277.7
14	Poderuccio	PO	J_PO	1.5	29.3	22.4	14.6	-	-	-	-
ACQUE BASSE											
N°	Nome	Codice	Sezione chiusura HMS	S (kmq)	Q picco (mc/s) - TR200						
					1h	2h	3h	4h	6h	8h	12h
1	Baregno	BA	J_BA_2	12.1	53.3	66.1	69.4	65.9	55.4	47.0	36.3
2	Baregno	BA	BA_I3	0.6	7.9	5.9	4.6	3.8	2.9	2.4	1.8
3	Baregno	BA	BA_I4	1.3	12.2	13.1	10.6	8.8	6.7	5.5	4.2
4	Fuga	FU	FU_I1	2.4	9.6	14.2	15.4	14.9	11.6	9.6	7.3
5	Fuga	FU	FU_I2	3.5	17.1	25.9	27.4	23.4	18.0	14.8	11.2
6	Fuga	FU	FU_I3	5.1	22.9	34.5	37.8	33.7	26.0	21.4	16.2
7	Fuga	FU	FU_I4	2.4	7.8	12.1	15.3	15.5	12.1	10.0	7.6
8	Fuga	FU	FU_I5	0.7	3.9	6.0	5.4	4.5	3.4	2.8	2.1

Tabella 2-8: Portate di picco di progetto per tempo di ritorno TR = 500 anni ricavate dall'analisi idrologica con evidenziazione della portata massima

ACQUE ALTE											
N°	Nome	Codice	Sezione chiusura HMS	S (kmq)	Q picco (mc/s) - TR500						
					1h	2h	3h	4h	6h	8h	12h
1	Acornio S1	AC	AC_S1	5.7	51.3	53.1	47.4	41.6	32.9	27.4	21.0
2	Lavatoi	LA	LA_S1	1.1	16.3	13.0	10.4	8.7	6.7	5.5	4.2
3	Acornio I1	AC	AC_I1	1.8	23.0	21.6	16.9	14.0	10.7	8.8	6.7
4	Acornio I2	AC	AC_I2	0.6	6.9	6.8	5.3	4.4	3.3	2.8	2.1
5	Maramocco S1	MA	MA_S1	1.0	13.6	11.1	8.9	7.5	5.8	4.8	3.6
6	Maramocco I1	MA	MA_I1	0.1	2.2	1.4	1.1	0.9	0.7	0.6	0.4
7	Doccia	DC	DC_S1	5.6	48.5	51.1	46.2	40.8	32.5	27.1	20.8
8	Doccia	DC	J_DC_1	15.8	121.8	137.9	129.4	115.2	91.9	76.6	58.6
9	Segavenne	SE	SE_S1	14.5	78.1	95.8	96.3	91.0	77.9	66.8	52.2
10	Galegno	GA	J_GA_1	35.8	196.1	238.6	237.1	222.1	188.3	161.3	126.2
11	Galegno	GA	GA_S1	21.3	120.0	144.4	141.6	131.4	110.6	94.6	74.1
12	Musarone	MU	MU_S1	2.8	26.9	27.0	23.7	20.6	16.2	13.5	10.3
13	Foenna	FO	J_FO_2	104.9	246.0	310.9	344.5	369.2	395.8	390.1	343.3
ACQUE BASSE											
N°	Nome	Codice	Sezione chiusura HMS	S (kmq)	Q picco (mc/s) - TR500						
					1h	2h	3h	4h	6h	8h	12h
1	Baregno	BA	J_BA_2	12.1	65.0	81.0	85.4	80.5	67.2	56.9	44.0
2	Baregno	BA	BA_I3	0.6	9.9	7.1	5.5	4.5	3.5	2.9	2.2
3	Baregno	BA	BA_I4	1.3	15.7	16.0	12.6	10.4	7.9	6.5	5.0
4	Fuga	FU	FU_I1	2.4	13.3	18.6	20.3	17.9	13.9	11.5	8.8
5	Fuga	FU	FU_I2	3.5	23.1	34.2	33.2	27.9	21.4	17.6	13.4
6	Fuga	FU	FU_I3	5.1	30.8	45.8	46.9	40.2	30.9	25.5	19.4
7	Fuga	FU	FU_I4	2.4	10.5	16.4	20.3	18.7	14.4	11.9	9.0
8	Fuga	FU	FU_I5	0.7	5.3	7.7	6.4	5.3	4.1	3.3	2.5

3 IL MODELLO NUMERICO DI SIMULAZIONE IDRAULICA

3.1 Principi teorici della modellazione numerica

Rimandando all'indirizzo internet <http://www.hec.usace.army.mil> per l'esauritiva trattazione dei principi teorici sui quali si basa la soluzione numerica delle equazioni di moto e di continuità che regolano il processo di moto (in particolare alle pubblicazioni "*Hydraulic Reference Manual*", "*User's Manual*" e "*Two-Dimensional Modeling User's Manual*"), si riportano di seguito alcuni brevi cenni di come viene effettuata la modellazione numerica 2D dal software Hec-Ras v.6.4.1.

Il programma risolve sia le equazioni 2D di diffusione dell'onda o quelle complete di Saint Venant. Questa opzione è selezionabile dall'utente in base al tipo di problema da analizzare.

Il risolutore delle equazioni di moto bidimensionale utilizza un algoritmo implicito ai volumi finiti. Tale algoritmo di soluzione, oltre a consentire passi temporali di calcolo maggiori rispetto ai metodi espliciti, presenta miglioramenti in termini di stabilità e robustezza rispetto alle tradizionali tecniche differenziali di soluzione basate su metodi a elementi finiti.

Il software è stato progettato per utilizzare mesh computazionali strutturate o non strutturate. Ciò significa che le celle computazionali possono essere variabili e presentare forme triangolari, quadrate, rettangolari, pentagonali, esagonali, ettagonali oppure ottagonali.

Ogni cella e ogni faccia della cella, per tutta la maglia di calcolo, è pre-processata al fine di calcolare le tabelle di proprietà idrauliche basate sul DTM di base, che mantiene la propria risoluzione spaziale generalmente, come in questo caso, superiore a quella della mesh (Figura 3-1).

Nella Figura 3-1 è illustrato uno schema della maglia di calcolo sovrapposta ad un DTM avente maggior risoluzione spaziale della mesh. Le celle computazionali sono rappresentate dalle linee nere spesse. Il centro delle celle di calcolo è rappresentato dai nodi neri e sono i punti in cui vengono calcolati per ogni cella il livello idrico e la portata. La curva altezza/volume viene calcolata nella fase di pre-processing per ogni cella sulla base del DTM sottostante. Ogni faccia della cella è una sezione trasversale dettagliata basata anch'essa sul terreno sottostante. Questo metodo di rappresentazione delle celle permette all'acqua di spostarsi tra celle contigue in base ai dati morfologici sottostanti. Pertanto, un

piccolo canale che attraversa le celle e le cui dimensioni sono molto più piccole della dimensione della mesh viene comunque rappresentato tramite le curve altezza/volume oltreché dalle proprietà idrauliche delle facce. Ciò significa che l'acqua scorre tra le celle più grandi ma comunque il deflusso si concentra inizialmente nelle zone più depresse.

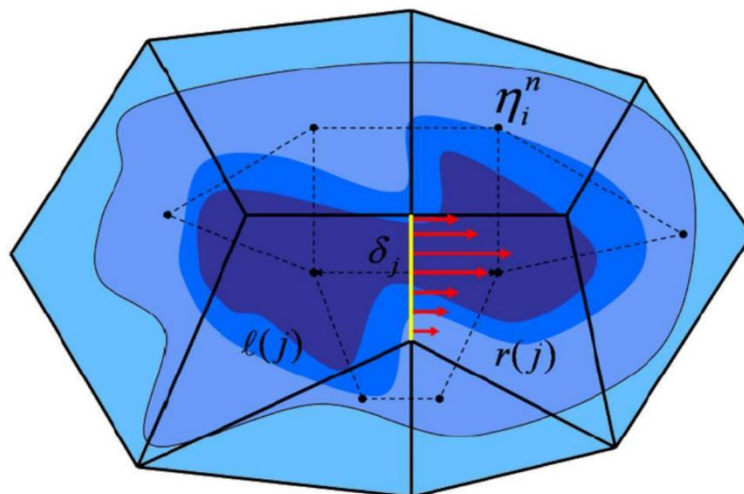


Figura 3-1: schema concettuale dell'algoritmo a volumi finiti adottato dal software Hec-Ras v.5.

Nell'ambiente RAS Mapper, il software Hec-Ras consente di effettuare la perimetrazione delle aree allagabili, la mappatura delle varie grandezze idrauliche (tra cui velocità, sforzi tangenziali, ecc...) l'animazione della propagazione della piena nel tempo. La mappatura delle aree allagate si basa sul DTM e ne mantiene la risoluzione: ciò significa che la reale superficie bagnata sarà basata sui dettagli morfologici del terreno sottostante e non sulla dimensione della cella di calcolo. Le celle, quindi, possono anche essere parzialmente bagnate/asciutte.

3.2 Allestimento del modello geometrico d'alveo e delle aree perfluviali nella configurazione di stato modificato

La simulazione idraulica è stata condotta allestendo un modello numerico combinato, bidimensionale per la cassa di laminazione e monodimensionale per il tratto di valle del Fosso Acornio e per il Fosso dei Lavatoi, utilizzando il software Hec-Ras 6.4.1.

Per l'allestimento del modello geometrico dell'alveo del Fosso Acornio, dall'imbocco del tratto tombato a monte dell'abitato di Torrita di Siena fino alla confluenza con il Fosso Maramocco, e del Fosso dei Lavatoi si è fatto riferimento al modello predisposto nello studio idraulico redatto dallo Studio Chiarini Associati nel 2022 a supporto del Piano Operativo del Comune di Torrita di Siena.

Per le aree perfluviali, i dati morfologici necessari per la propagazione 2D sono stati invece ricavati dal modello digitale del terreno (DTM) 1m x 1m ottenuto dai rilievi LIDAR

risalenti agli anni 2008-2010 e liberamente scaricabili dal portale cartografico regionale. Nell'area interessata dalla realizzazione della cassa di laminazione in progetto tali dati sono stati integrati con le informazioni morfologiche ricavate nello specifico rilievo topografico eseguito a supporto del presente progetto dal Geom.Santoni nel mese di febbraio 2024. Detto rilievo è riportato nelle tavole di stato attuale, contraddistinte dal codice RIL.

3.2.1 Assegnazione dei parametri di scabrezza

In accordo ai valori di riferimento indicati nella letteratura di settore, per quanto concerne la scabrezza dell'alveo sono stati assunti i seguenti valori del coefficiente n di Manning:

- **Fosso Acornio:** coefficiente di scabrezza di Manning n
 - o dalla sez. 61.2 alla sez. 60.999, alveo $n=0.04 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$; extra alveo $n=0.08 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$;
 - o dalla sez. 60.99 alla sez. 60.5571, alveo $n=0.01 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$; extra alveo $n=0.045 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$;
 - o dalla sez. 60.505 alla sez. 31, alveo $n=0.035 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$; extra alveo $n=0.045 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$;
 - o dalla sez. 30 alla sez. 29, alveo $n=0.035 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$; extra alveo $n=0.08 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$;
- **Fosso dei Lavatoi:** coefficiente di scabrezza di Manning n
 - o dalla sez. 84 alla sez. 61, alveo $n=0.035 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$; extra alveo $n=0.08 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$;
 - o dalla sez. 60.6714 alla sez. 60.5571, alveo $n=0.011 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$; extra alveo $n=0.011 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$.

Nelle circostanti aree golenali è stato assunto un valore medio del coefficiente n di Manning pari a $0.08 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$. Per l'alveo del Fosso Acornio modellato in ambiente bidimensionale è stato assunto un valore del coefficiente n di Manning pari a $0.04 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$.

3.2.2 Durate di pioggia analizzate e condizioni al contorno

Le analisi sono state effettuate considerando che i corsi d'acqua presenti nel modello siano simultaneamente interessati da eventi meteorici aventi lo stesso tempo di ritorno e la stessa durata di pioggia, in quanto costituiscono un sistema interconnesso.

Pertanto, sono stati esaminati i seguenti scenari meteorici:

- eventi meteorici cinquecentennali di durata pari a 1, 2, 3, 4, 6, 8, 12 ore;
- eventi meteorici duecentennali di durata pari a 1, 2, 3, 4, 6, 8, 12 ore;
- eventi meteorici trentennali di durata pari a 1, 2, 3, 4, 6, 8, 12 ore.

Per svolgere le simulazioni con Hec-Ras è stato necessario inserire idonee

condizioni al contorno, di monte o di valle a seconda del regime di corrente. Il programma provvede automaticamente al riconoscimento per tratti del regime di corrente che si può effettivamente instaurare per la portata assegnata e, se la corrente ad esempio nel primo tratto di monte è veloce, esso adotterà quale altezza di riferimento quella fornita in input per l'estremo di monte; viceversa, se la corrente del tratto finale è lenta, quale altezza di controllo sarà adottata quella fornita in input per la sezione terminale di valle. Nei tratti intermedi il programma adotta analoghi criteri ed è in grado di processare situazioni in cui i due regimi si susseguono in qualsiasi ordine.

Per effettuare la simulazione è stato quindi necessario imporre delle condizioni al contorno a monte e a valle dei tratti in esame. Com'è noto questa condizione può essere imposta in vari modi: livello idrico noto, altezza critica, altezza di moto uniforme, scala di deflusso. A questo proposito va tuttavia osservato che il metodo d'integrazione numerica adottato dal software ("Standard step method") è intrinsecamente autoregolante, ovvero, dopo pochi step spaziali (sezioni), l'altezza della corrente risulta invariante rispetto alla condizione al contorno adottata. Per questo motivo, eventuali imprecisioni nella valutazione delle altezze di controllo diventano inessenziali se si dispone di un numero di sezioni in eccesso rispetto a quelle strettamente occorrenti per l'estensione del tratto da indagare.

Le condizioni di monte sono costituite dagli idrogrammi di piena, mentre come condizione di valle del Fosso Acornio è stata imposta l'altezza di moto uniforme corrispondente a una pendenza della linea dell'energia pari a 0.0008 m/m.

Nella tabella seguente sono elencate le condizioni al contorno applicate al presente modello nella configurazione di stato modificato.

Tabella 3-1: condizioni al contorno di monte (idrogrammi di piena) imposte nel modello numerico

Corso d'acqua	Sezione Hec-Ras	Bacino
Fosso Acornio - Area 2D	-	AC_S1
Fosso Acornio	52 - 29.1	AC_I1
Fosso dei Lavatoi	84	LA_S1

3.2.3 Allestimento della geometria del modello numerico di stato modificato

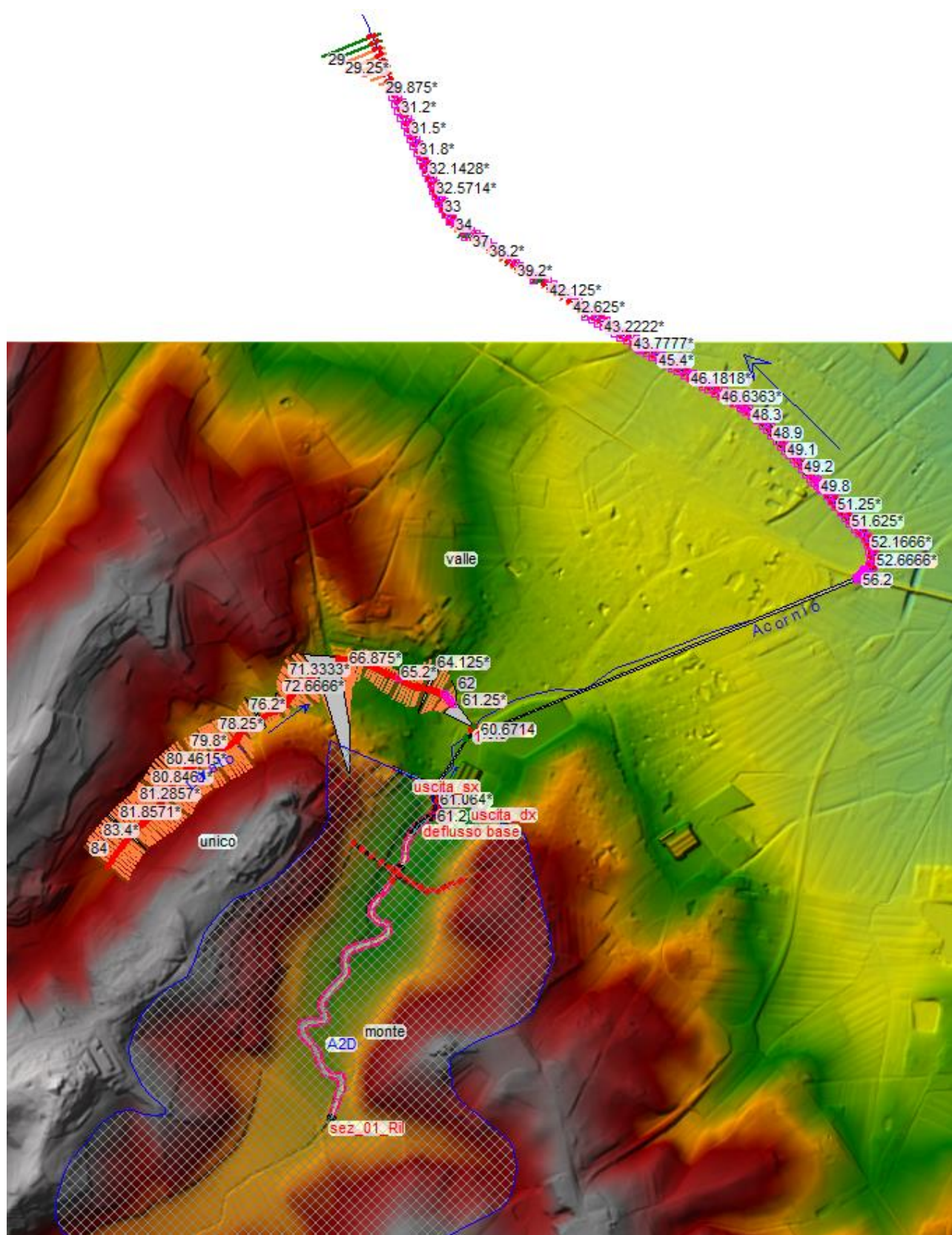


Figura 3-2: geometria del modello numerico allestito in ambiente Hec-Ras per la configurazione post-operam

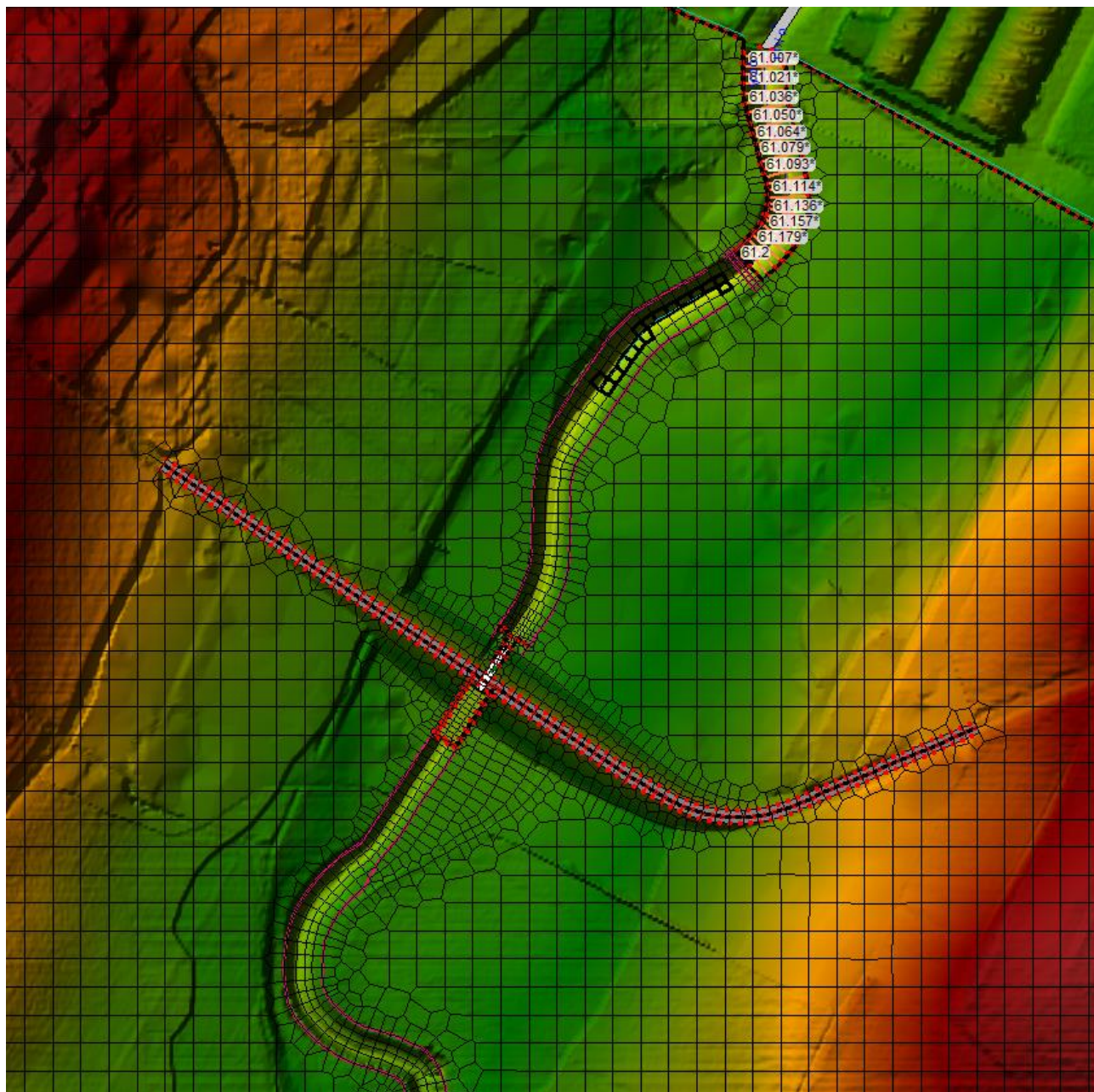


Figura 3-3: dettaglio dell'opera di progetto estratto dalla geometria del modello numerico allestito in ambiente Hec-Ras per la configurazione post-operam

4 RISULTATI DELLA MODELLAZIONE IDRAULICA

4.1 TR = 200 anni

Nella tabella seguente sono riassunti i principali parametri idraulici ottenuti mediante le simulazioni numeriche svolte. Preme segnalare che la quota di sfioro del manufatto di regolazione è posto a quota 272.60 m s.l.m.

Dall'esame della tabella si evince che, a parità di tempo di ritorno duecentennale dell'evento meteorico estremo, quello di maggior criticità idraulica a valle è indotto da una forzante meteorica avente una durata pari a 4 ore, perché in tali condizioni la cassa d'espansione, pur essendo sollecitata da un picco di piena ($Q_P = 34.59$ mc/s) inferiore a quello che si ottiene per eventi di minore durata (43.85 mc/s, corrispondente a piogge di 2 h), determina il riempimento massimo del bacino artificiale a monte, con livello d'invaso che raggiunge la quota assoluta di 272.55 m slm e che determina l'invaso temporaneo massimo di 162'480 mc, rilasciando allo scarico una portata massima a valle Q_V pari a 18.02 mc/s, con un efficienza di laminazione pari a circa il 48%, essendo infatti:

$$(Q_P - Q_V) / Q_P = (34.59 - 18.02) / 34.59 = 0.479.$$

Per tale evento, in Figura 4-1, Figura 4-2 e Figura 4-3 si forniscono alcune viste dell'invaso nell'istante di massimo riempimento.

Preme al riguardo osservare tuttavia che l'allagamento delle aree a monte dello sbarramento avviene per durate estremamente ridotte: come mostrato in Figura 4-4, in occasione dell'evento critico TR200 4 h l'allagamento delle aree extra alveo del Fosso Acornio a monte dello sbarramento inizia e si esaurisce completamente in sole 6 h.

Tuttavia, se si considera la combinazione con i contributi di piena a valle scaricati nel Fosso Acornio per un evento sincrono (meteora di pari durata) e isofrequente (duecentennale) dall'affluente Fosso dei Lavatoi, si vede che l'evento di maggior criticità a valle è in realtà quello indotto da una pioggia critica duecentennale di durata 3 h, cui corrisponde una portata di picco complessiva laminata pari a 24.79 mc/s, che risulta comunque compatibile con la capacità di deflusso all'interno del successivo tratto tombato dove lascia comunque un franco idraulico pari a circa m 1.40. Per tale scenario idrologico, la precedente tabella mostra che la massima portata di picco duecentennale lungo il tratto tombato, pari a 24.79 mc/s, è significativamente inferiore a quella calcolata nella configurazione ante-operam, pari a 36.60 mc/s.

Tabella 4-1: quadro riassuntivo delle principali grandezze idrauliche risultanti dalle simulazioni numeriche (TR = 200 anni)

d (h)	Q _p monte (mc/s)	Volume onda di piena (1000mc)	Q _p valle (mc/s)	Efficienza di laminazione	WSE max invaso (m s.l.m.)	Volume invasato (1000 mc)	Battente sullo sfioratore (m)	Franco rispetto al coronamento (m)	Q _p valle tratto tombato (mc/s)
1	42.09	225.94	16.72	0.60	271.57	103.68	-1.03	2.03	22.67
2	43.85	303.06	17.63	0.60	272.26	142.84	-0.34	1.34	24.30
3	39.34	357.13	17.95	0.54	272.50	158.95	-0.10	1.10	24.79
4	34.59	400.29	18.02	0.48	272.55	162.48	-0.05	1.05	24.45
6	27.43	468.41	17.79	0.35	272.39	151.39	-0.21	1.21	23.00
8	22.81	522.14	17.34	0.24	272.02	128.01	-0.58	1.58	21.69
12	17.43	607.16	15.83	0.09	270.97	77.59	-1.63	2.63	19.24



Figura 4-1: vista 3D dell'istante di massimo riempimento dell'invaso durante l'evento di piena critica TR200 (d=4 h)

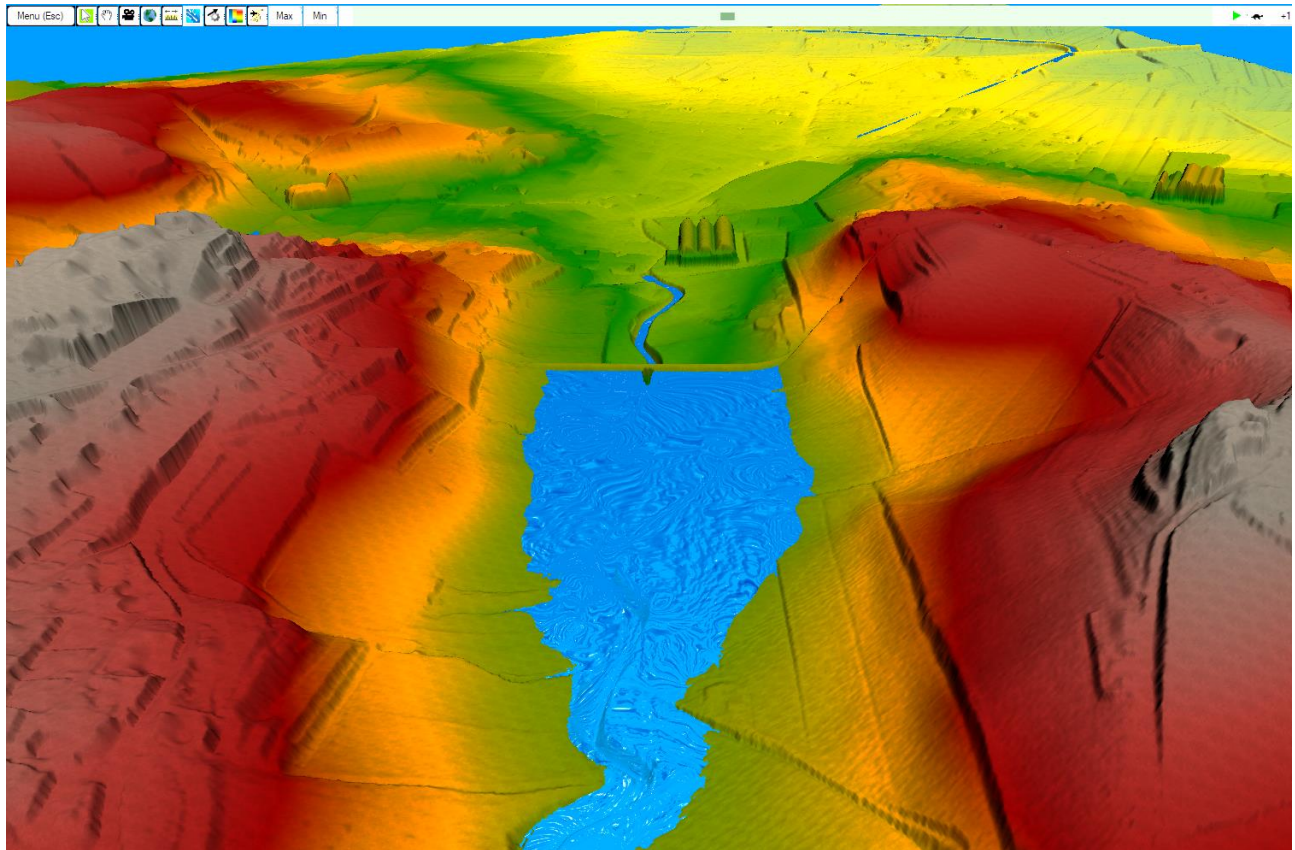


Figura 4-2: vista 3D dell'istante di massimo riempimento dell'invaso durante l'evento di piena critico TR200 (d=4 h)

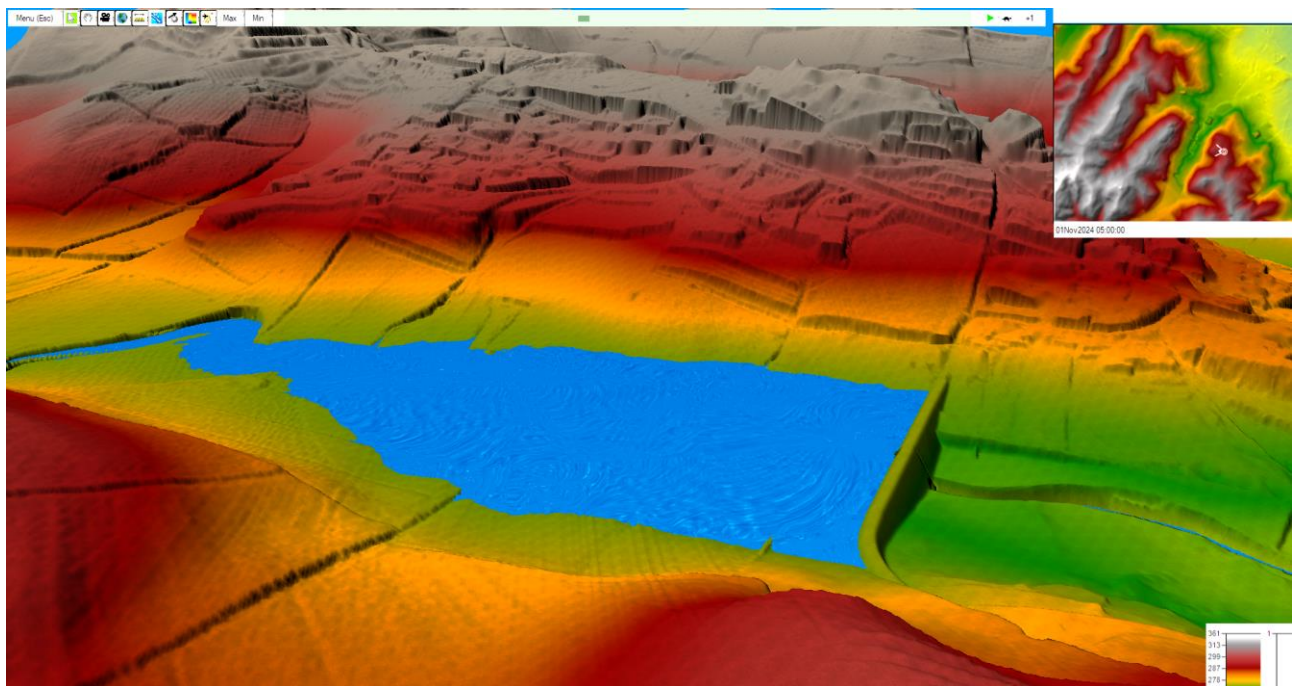


Figura 4-3: vista 3D dell'istante di massimo riempimento dell'invaso durante l'evento di piena critico TR200 (d=4 h)

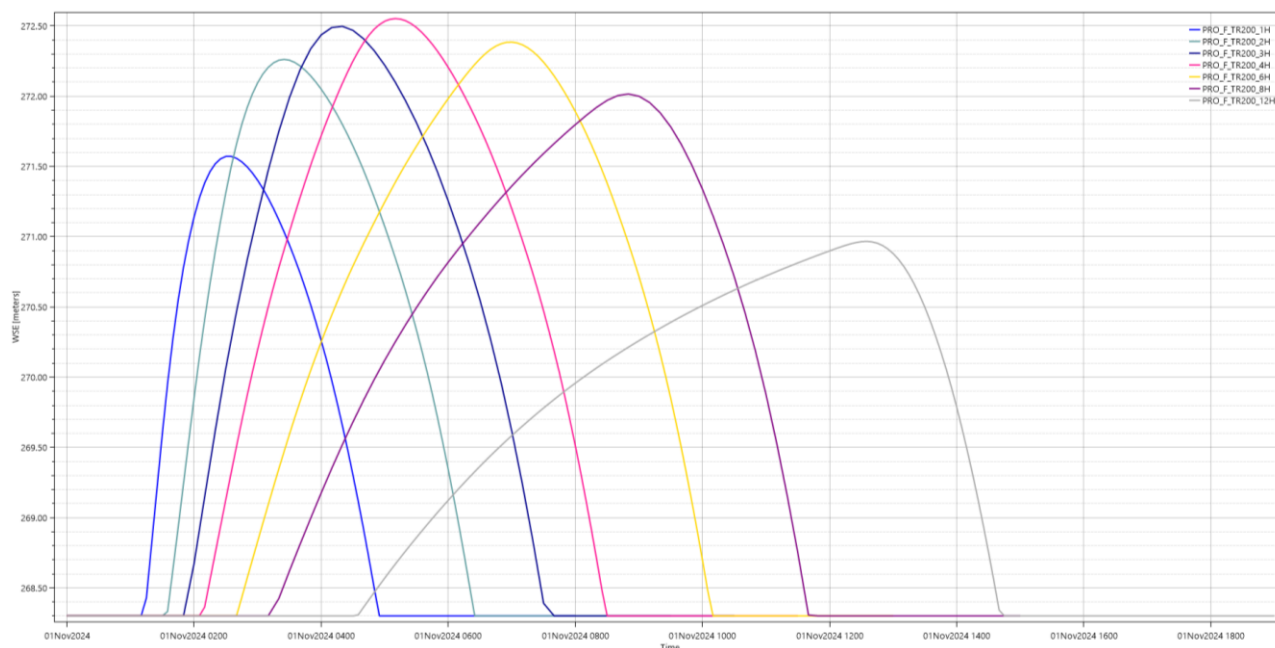


Figura 4-4: limnogrammi a monte dello sbarramento di progetto durante gli eventi di piena TR200 al variare della durata di precipitazione

4.2 TR = 500 anni

Nella tabella seguente sono riassunti i principali parametri idraulici ottenuti mediante le simulazioni numeriche svolte. Preme segnalare che la quota di sfioro del manufatto di regolazione è posto a quota 272.60 m s.l.m.

Dalla tabella si evince come la durata critica per l'evento cinquecentennale tale da massimizzare non la portata di picco in arrivo (che presenta un valore massimo pari a 53.06 mc/s per una pioggia di durata 2 h) bensì il livello di invaso, quindi la portata esitata a valle dello sbarramento, è pari a 4 h.

La tabella mostra che in occasione della piena critica cinquecentennale il battente massimo sullo sfioratore è pari a 29 cm, a cui corrisponde un franco di sicurezza minimo pari a 71 cm rispetto alla quota di coronamento dello sbarramento.

Tabella 4-2: quadro riassuntivo delle principali grandezze idrauliche risultanti dalle simulazioni numeriche (TR = 500 anni)

d (h)	Qp monte (mc/s)	Volume onda di piena (1000mc)	Qp valle (mc/s)	Efficienza di laminazione	WSE max invaso (m s.l.m.)	Volume invasato (1000 mc)	Battente su sfioratore (m)	Franco rispetto a coronamento (m)
1	51.27	276.39	17.58	0.66	272.24	141.55	-0.36	1.36
2	53.06	371.29	28.03	0.47	272.80	181.05	0.20	0.80
3	47.42	438.52	33.13	0.30	272.88	187.31	0.28	0.72
4	41.56	492.01	33.08	0.20	272.89	188.10	0.29	0.71
6	32.91	577.29	31.10	0.05	272.83	183.38	0.23	0.77
8	27.39	517.72	26.23	0.04	272.77	178.74	0.17	0.83
12	20.97	357.17	17.63	0.16	272.26	142.84	-0.34	1.34

5 EFFETTI A VALLE E IPOTESI DI FUTURI ULTERIORI INTERVENTI DI MITIGAZIONE DEL RISCHIO IDRAULICO

La compatibilità idraulica a valle, dopo la realizzazione delle opere di mitigazione ascrivibili ad interventi strutturali successivi a quelli qui previsti (demolizione ponte S.C. di Vitombola e sulla S.P. n° 327, nonché interventi di risagomatura alveo e regolarizzazione dei coronamenti arginali) è testimoniata dal confronto tra i profili idraulici ante operam e post operam del Fosso Acornio rappresentati nelle successive figure relativi al transito di una piena duecentennale di massima criticità.

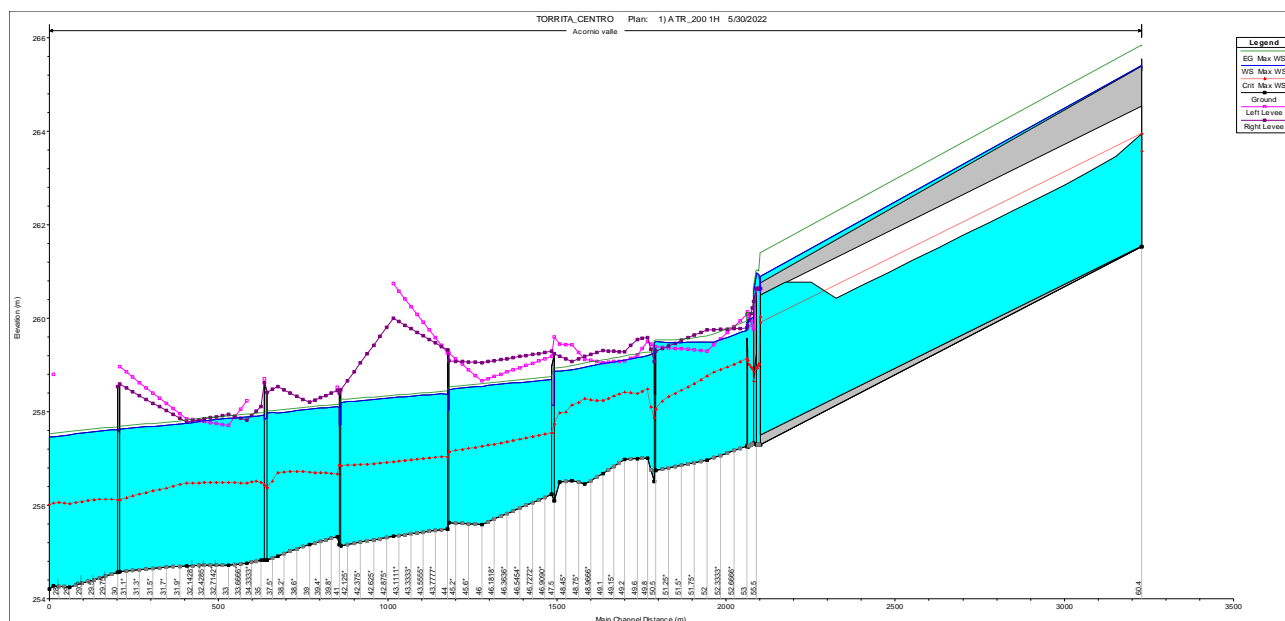


Figura 5-1: Profilo longitudinale TR200 relativo alla configurazione di stato attuale dalla confluenza del Fosso dei Lavatoi al ponte sulla S.C. dei Maldossi

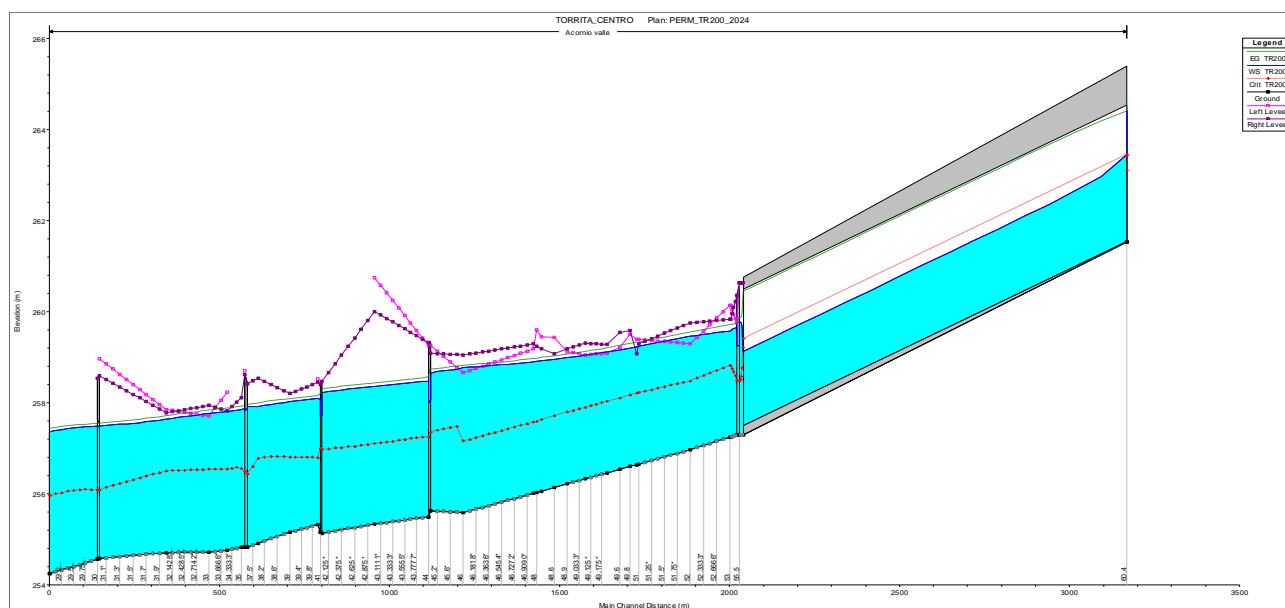


Figura 5-2: Profilo longitudinale TR200 stato di progetto comprensivo di interventi di riprofilatura d'alveo e demolizione/adequamento passerella pedonale a valle della ferrovia, del ponte sulla strada comunale di Vitombola e del ponte sulla S.P.

Pertanto, nell'ipotesi sopra richiamata della regolarizzazione delle quote di coronamento arginale in destra e sinistra idraulica del Fosso Acornio a valle del tratto tombato, nonché della demolizione dei ponti esistenti sulla strada comunale di Vitombola e sulla S.P. n° 327 (salvo il rifacimento di questo secondo una nuova geometria idraulicamente compatibile), il futuro assetto del Fosso Acornio consentirà il contenimento in alveo della piena avente tempo di ritorno pari a 200 anni.

Per quanto sopra osservato si può quindi affermare che l'opera consegue i prefissati obiettivi di mitigazione del rischio idraulico per eventi di piena di progetto con tempi di ritorno pari a 200 anni e che, anche per eventi eccezionali più rari, fino a tempi di ritorno pari a 500 anni, l'opera di laminazione è in grado di conseguire una riduzione sensibile del picco di piena, conservando comunque un congruo franco idraulico rispetto alla sua tracimazione.