



Ottobre 2017

**RU**  
var 1

RELAZIONE  
IDROLOGICO-IDRAULICA

Adozione Delibera C.C. n. .... del.....

Approvazione Delibera C.C. n. .... del.....



## Sommario

<b>1</b>	<b>Introduzione</b> .....	<b>4</b>
1.1	Contesto idrografico e zona di indagine .....	5
1.2	Criteri operativi e obiettivi dello studio .....	6
<b>2</b>	<b>Quadro normativo di riferimento</b> .....	<b>9</b>
2.1	Adempimenti rispetto D.P.C.M. 05.11.1999 “Piano stralcio - Riduzione del rischio idraulico nel bacino del fiume Arno” .....	9
2.2	Adempimenti rispetto alla D.P.G.R. del 25 Ottobre 2011, n. 53/R. “Regolamento di attuazione dell’art.62 della L.R. 3 Gennaio 2005, n.1 (Norme per il governo del territorio) in materia di indagini geologiche.....	11
<b>3</b>	<b>Valutazione degli idrogrammi di piena</b> .....	<b>13</b>
3.1	Considerazioni generali .....	13
3.2	Definizione degli afflussi meteorici .....	14
3.3	Determinazione dello ietogramma di progetto .....	18
3.4	Stima delle perdite idrologiche mediante il metodo del Curve Number .....	19
3.4.1	Caratterizzazione del parametro di assorbimento CN per i bacini idrografici in esame .....	21
3.5	La trasformazione afflussi – deflussi .....	23
3.5.1	Il metodo dell’idrogramma unitario istantaneo (IUH).....	23
3.5.2	Il Metodo Cinematico (Kinematic Wave) .....	24
3.5.3	La propagazione delle onde di piena .....	25
3.6	Stima della portata di progetto, analisi preliminari e scelta del modello idrologico .....	27
3.6.1	Relazioni matematiche .....	27
3.6.2	Modelli matematici.....	30
<b>4</b>	<b>Risultati dell’analisi idrologica</b> .....	<b>37</b>
<b>5</b>	<b>Il modello numerico di simulazione idraulica</b> .....	<b>39</b>
5.1	Principi teorici della modellazione numerica.....	41
5.1.1	Assegnazione dei parametri di scabrezza .....	41
5.1.2	Condizioni al contorno .....	42
5.1.3	Taratura dei principali parametri inerenti l’implementazione del modello numerico in regime di moto vario .....	43
5.2	Modellazione idraulica bidimensionale con FLO-2D ver. Pro .....	44
<b>6</b>	<b>Perimetrazione delle aree a pericolosità idraulica</b> .....	<b>51</b>
<b>7</b>	<b>Risultati della modellazione idraulica</b> .....	<b>52</b>
<b>8</b>	<b>Individuazione delle misure di messa in sicurezza idraulica per le previsioni interessate da una pericolosità idraulica elevata (TR = 200 anni) e verifica del non incremento di rischio nelle aree contermini.</b> .....	<b>53</b>
<b>9</b>	<b>Considerazioni conclusive</b> .....	<b>59</b>

- **APPENDICE 1** - Outputs grafici e numerici delle simulazioni effettuate in regime di moto vario con il software Hec-Ras

- **ALLEGATO SU CD-ROM** - Outputs grafici e numerici delle simulazioni effettuate in regime di moto vario con il software Flo-2D ver. Pro





## 1 Introduzione

La presente relazione documenta ed illustra lo studio idrologico – idraulico redatto per conto del Comune di Torrita di Siena a supporto della Variante 1 al Regolamento Urbanistico così come aggiornato a seguito delle richieste di chiarimenti ed integrazioni al piano adottato avanzate dal Genio Civile Valdarno Superiore, sede di Arezzo, nella nota prot. n. AOOGR/25521/n.060.060 del 19.01.2017.

In particolare, il predetto ufficio regionale, visti gli esiti dell'istruttoria effettuata in merito al controllo delle "Indagini geologico tecniche a supporto del "Regolamento Urbanistico comunale" del Comune di Torrita di Siena (Deposito n. 3532 del 22/12/2016), ha riscontrato la necessità di subordinare l'esito del predetto controllo alle seguenti integrazioni e chiarimenti.

In particolare,

- a) lo studio idraulico è stato riformulato tenendo ferma la determinazione assunta nello strumento urbanistico vigente sulle condizioni dello stato iniziale di bacino con terreno fortemente inibito (CN-III);
- b) sono state acquisite le condizioni al contorno presso l'Autorità di Bacino del Fiume Arno, ai sensi dell'art. 14 comma 6 delle norme di PGRA;
- c) sono stati individuate le misure di messa in sicurezza idraulica per le previsioni ricadenti all'interno del perimetro di pericolosità idraulica elevata (TR = 200 anni).

Le integrazioni richieste dal Genio Civile Valdarno Superiore sono dettagliatamente descritte nei paragrafi che seguono.

Relativamente all'acquisizione delle condizioni al contorno presso l'Autorità di Bacino del Fiume Arno si precisa che a seguito delle riunioni del 05/06/2017 (tenutasi presso l'Ufficio del Genio Civile di Arezzo) e del giorno 27/07/2017 (svoltasi presso gli uffici Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Settentrionale) è stato concordato di estendere di circa 8 km verso monte lo studio del torrente Foenna (ovvero fino alla frazione di Rigomagno Stazione nel Comune di Sinalunga) al fine di attuare quanto indicato dall'Autorità di Bacino nella nota del 03/07/2017: *"... omissis ...Le analisi devono riguardare il sottobacino in questione nella sua interezza od almeno tratti fisicamente ed idraulicamente significativi."*



## 1.1 Contesto idrografico e zona di indagine

Il reticolo idrografico che drena il territorio comunale di Torrita di Siena è per gran parte, almeno nel settore pedecollinare e di pianura, il risultato di una sistematica e lunga azione antropica di bonifica e di regolazione delle acque, attuata in più riprese nel corso degli ultimi cinque secoli. La bonifica della antica palude della Valdichiana, la quale conobbe la sua massima espansione agli inizi del cinquecento, si è sostanzialmente conclusa all'inizio degli anni quaranta del secolo scorso.

Oggi il territorio è caratterizzato da una netta separazione tra i cosiddetti bacini e canali di "acque alte", provenienti dal sistema collinare e pedecollinare e i cosiddetti bacini e canali di "acque basse" che raccolgono i contributi meteorici delle circostanti aree di pianura.

I canali di acque alte, grazie alla maggiore pendenza del fondo, sono in grado di produrre e convogliare sensibili quantità di trasporto solido e, attraversando le aree di fondovalle con arginature di norma pensili, recapitano i loro contributi in altri canali di acque alte, laddove il "corpo" delle acque di piena è dotato di sufficiente energia per mobilitare anche i contributi solidi recapitati dai canali allacciati delle acque alte.

I canali di acque basse sono invece normalmente dotati di minor pendenza motrice e non sono in grado di movimentare il trasporto solido al fondo, sono inoltre di solito soggiacenti alle sommità arginali dei canali di acque alte che attraversano il fondovalle e quindi risultano impossibilitati a recapitare le loro portate direttamente in questi e, quando i loro alvei si intersecano, i canali di acque basse superano l'intersezione sottopassando il canale di acque alte mediante il classico sistema storicamente denominato della "botte a sifone".

In particolare, nell'ambito dell'indagine svolta, sono state condotte analisi e verifiche di sussistenza del rischio idraulico di allagamento in relazione alle previsioni del nuovo strumento urbanistico in prossimità dei seguenti corsi d'acqua:

- *Torrente Foenna (acqua alta)*
- *Fosso Baregno (acqua bassa)*
- *Canale Fuga di Torrita (acqua bassa)*
- *Torrente Galegno (acqua alta)*
- *Canale Acornio (acqua alta)*
- *Fosso Maramocco (acqua alta)*
- *Fosso dei Lavatoi (acqua alta)*
- *Torrente Doccia (acqua alta)*



Le problematiche di carattere idraulico connesse alla tipologia di reticolo idrografico sopra descritto sono essenzialmente dovute ai seguenti aspetti:

- i corsi d'acqua, dopo aver percorso a forte pendenza i loro tratti di monte, raggiungono la zona pedecollinare e di pianura con sensibili riduzioni di pendenza, inserendosi in contesti urbanizzati;

- sezioni idrauliche di norma insufficienti a smaltire portate di progetto caratterizzate da tempo di ritorno duecentennale e, per alcuni corsi d'acqua, anche da tempi di ritorno poco più che ordinari ( $TR = 30$  anni);

- presenza di strutture di attraversamento o tratti tombati di dimensioni non idonee e pertanto origine di localizzati fenomeni esondativi in occasione di eventi di piena eccezionale;

- presenza di canali facenti parte del sistema di drenaggio di "acque basse" caratterizzati da basse pendenze ed estesi bacini idrografici afferenti, frequentemente causa di fenomeni di esondazione o ristagno.

## 1.2 Criteri operativi e obiettivi dello studio

Il presente studio idrologico-idraulico, conformemente a quanto prescritto dal quadro normativo di riferimento, dettagliatamente descritto nei paragrafi seguenti, si è posto l'obiettivo di valutare l'effettivo livello di rischio idraulico sussistente allo stato attuale nelle aree interessate da previsioni urbanistiche in relazione ai potenziali fronti di esondazione del reticolo idrografico circostante per eventi di piena con tempo di ritorno pari a 30 e 200 anni.

Laddove alcune previsioni urbanistiche risulteranno soggette a rischio idraulico, conformemente al disposto normativo vigente, saranno condizionate alla realizzazione di opere di riduzione del rischio che saranno specificatamente ubicate e dimensionate al prescritto mero livello della fattibilità tecnica.

Per poter redigere le carte delle aree allagabili, è stato necessario valutare preliminarmente gli idrogrammi di piena attesi nei tratti dei corsi d'acqua esaminati corrispondenti ad eventi meteorici estremi (rispettivamente con tempo di ritorno trentennale e duecentennale) di durata critica tale da massimizzare la portata al colmo nelle sezioni di interesse.



In base alle diverse configurazioni idrauliche, geomorfologiche e territoriali dei singoli corsi d'acqua, per effettuare le simulazioni numeriche inerenti agli eventi di piena considerati sono stati allestiti più modelli matematici in regime di moto vario, diversificati al fine di mantenere il più possibile un livello di significatività omogeneo dei risultati e di individuare il tasso di degrado delle stime.

A tale scopo è stato utilizzato il software HEC-RAS vers. 4.1, nella opzione relativa al regime di moto vario, con l'introduzione di idonee "*lateral structures*", in modo da poter tenere in conto gli effetti di "*laminazione della portata al colmo di piena*" legati alle aree di naturale esondazione del corso d'acqua.

Per sviluppare un'aderente simulazione dei fenomeni di esondazione e dei deflussi extra alveo (per tutte le aste idrografiche esaminate e per i tempi di ritorno  $T_r = 30$  e  $200$ ), anni sono state effettuate verifiche idrauliche in regime di moto vario monodimensionale per la propagazione in alveo della corrente di piena, mentre per la propagazione delle correnti extra-alveo, è stata condotta un'analisi in moto vario facendo ricorso ad una modellazione idraulica puramente 2-D condotta mediante il software FLO-2D ver. Pro.

Giova comunque precisare che la procedura adottata ha assunto alcune irrinunciabili ipotesi di lavoro circa la non trattazione di fenomeni collaterali che possono aver luogo contestualmente agli eventi di piena, ma aventi carattere di ulteriore eccezionalità rispetto al mero evento idrologico estremo.

In sostanza si assumono ipotesi di regolare operatività e comportamento della rete drenante, forzate dall'imponderabilità spaziale e temporale dei casi di anomalo funzionamento delle difese o delle altre infrastrutture idrauliche coinvolte, o addirittura di totale perdita di funzionalità (distruzione) delle stesse. Eventi, questi, che peraltro, non essendo in generale obbligatoriamente causati dal mero accadimento dell'evento meteorologico estremo, se considerati avvenire contestualmente ad esso determinerebbero una sicura diminuzione della probabilità congiunta dell'evento combinato<sup>1</sup> portando a risultati, in termini di allagabilità e di tiranti idraulici, corrispondenti in realtà ad eventi più rari di quelli di riferimento imposti dalla normativa. In ragione delle suddette considerazioni si assume dunque che:

<sup>1</sup> Ad esempio: piena e collasso arginale; piena e occlusione della luce di un ponte; piena e frana che limita una sezione di deflusso; ecc.



- a) le strutture idrauliche di contenimento (argini, muri di sponda, ecc.) siano considerate tracimabili ma senza collasso della struttura. Analogamente non si considerano fenomeni di collasso dovuti a processi di mobilità dell'alveo o a moti di filtrazione;
- b) per altre strutture di contenimento non idrauliche (rilevati stradali e ferroviari), non è previsto il collasso anche in caso di tracimazione, valutandone nel contempo il grado di permeabilità macroscopico dovuto agli attraversamenti;
- c) si esclude la possibilità di ostruzione delle opere d'arte interferenti per trasporto in flottazione;
- d) non si considera l'influenza di allagamenti o ristagni dal reticolo scolante minore o da altri sistemi di drenaggio.



*Fatto salvo quanto stabilito nelle norme 2 e 3, le opere che comportano trasformazioni edilizie e urbanistiche, ricadenti nelle aree rappresentate nella «Carta guida delle aree allagate», potranno essere realizzate a condizione che venga documentato dal proponente ed accertato dall’Autorità amministrativa competente al rilascio dell’autorizzazione il non incremento del rischio idraulico da esse determinabile o che siano individuati gli interventi necessari alla mitigazione di tale rischio, da realizzarsi contestualmente all’esecuzione delle opere richieste”.*

Nel rispetto delle prescrizioni indicate nella succitata Norma N. 6, saranno descritti gli interventi di mitigazione del rischio idraulico che dovranno essere realizzati contestualmente alle attività di trasformazione del territorio.

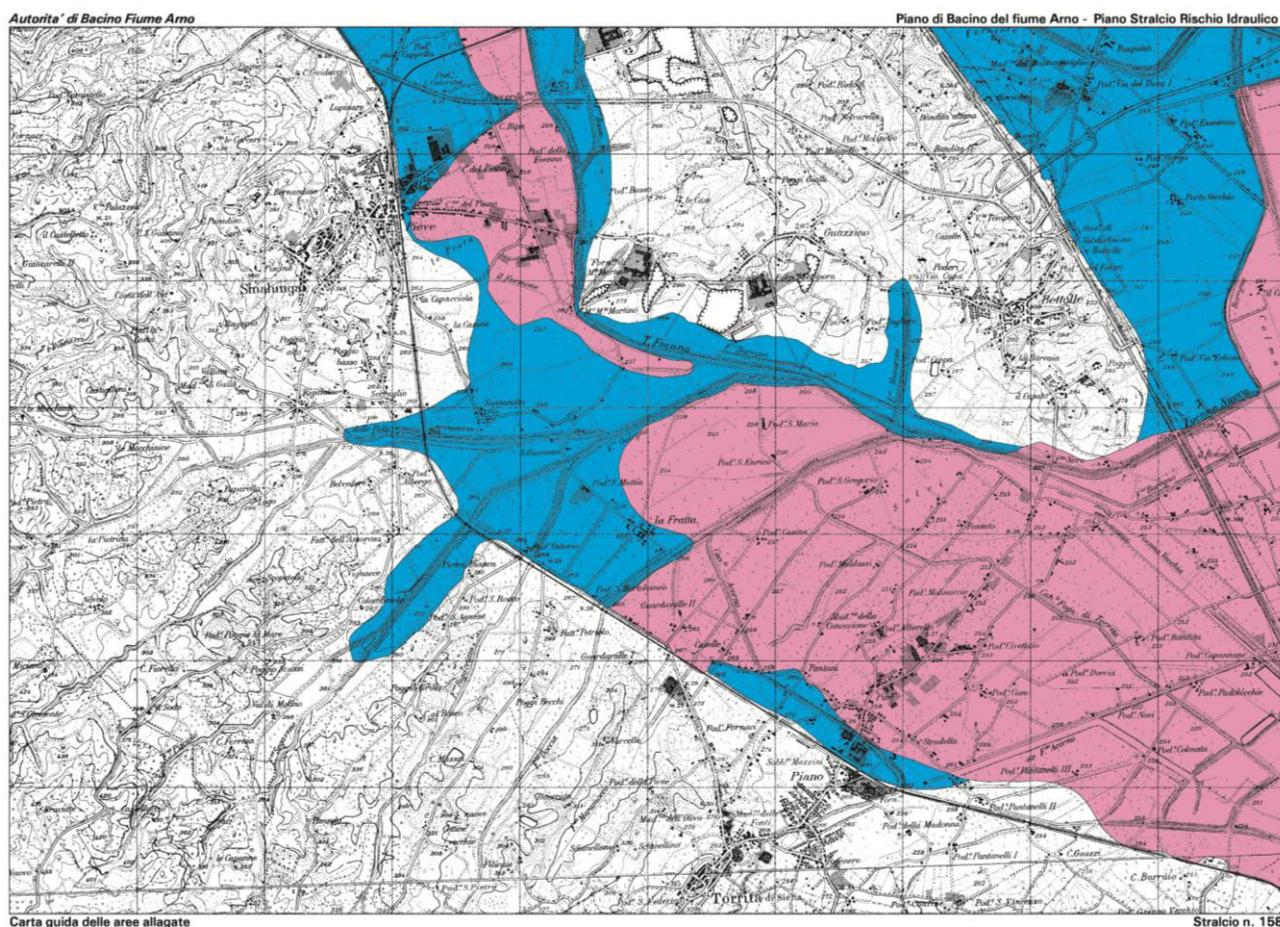


Figura 2-2: Carta guida delle aree allagate. Piano stralcio “Riduzione del rischio Idraulico nel bacino del fiume Arno Stralcio n°58.

## **2.2 Adempimenti rispetto alla D.P.G.R. del 25 Ottobre 2011, n. 53/R. “Regolamento di attuazione dell’art.62 della L.R. 3 Gennaio 2005, n.1 (Norme per il governo del territorio) in materia di indagini geologiche.**

Con D.P.G.R. del 25 Ottobre 2011, n. 53/R è stato approvato il “Regolamento di attuazione dell’art.62 della L.R. 3 Gennaio 2005 n.1 (Norme per il governo del territorio) in materia di indagini geologiche”.

Poiché la propensione alla allagabilità comporta diverse condizioni d'uso del territorio, conformemente a quanto prescritto nelle Direttive per le Indagini Geologico-Tecniche (Allegato A), sono state definite, per gli ambiti territoriali potenzialmente interessati da previsioni insediative ed infrastrutturali, le aree interessate da allagamenti per eventi con  $Tr \leq 30$  anni (aree a pericolosità idraulica molto elevata I.4) e le aree interessate da allagamenti per eventi compresi tra  $30 < Tr \leq 200$  anni (aree a pericolosità idraulica elevata I.3).

Al punto 3.2.2.1 dei Criteri generali di fattibilità in relazione agli aspetti idraulici delle Direttive per le Indagini Geologico-Tecniche contenute nel predetto Allegato A, si precisa che nelle situazioni caratterizzate da pericolosità idraulica molto elevata ed elevata è necessario rispettare i seguenti criteri generali:

- "a) sono da consentire nuove edificazioni o nuove infrastrutture per le quali sia prevista la preventiva o contestuale realizzazione di interventi strutturali per la riduzione del rischio sui corsi d'acqua o sulle cause dell'insufficiente drenaggio finalizzati alla messa in sicurezza idraulica per eventi con tempi di ritorno di 200 anni;*
- c) gli interventi di messa in sicurezza, definiti sulla base di studi idrologici e idraulici, non devono aumentare il livello di rischio in altre aree con riferimento anche agli effetti dell'eventuale incremento dei picchi di piena a valle".*

*Inoltre alla lettera c) del punto 3.2.2.2 del suddetto allegato A si prescrive che*

- c) gli interventi di messa in sicurezza, definiti sulla base di studi idrologici e idraulici, non devono aumentare il livello di rischio in altre aree con riferimento anche agli effetti dell'eventuale incremento dei picchi di piena a valle. Ai fini dell'incremento del livello di rischio, laddove non siano attuabili interventi strutturali di messa in sicurezza, possono non essere considerati gli interventi urbanistico-edilizi comportanti volumetrie totali sottratte all'esondazione o al ristagno inferiori a 200 metri cubi in caso di bacino sotteso dalla previsione di dimensioni fino ad 1 chilometro quadrato, volumetrie totali sottratte all'esondazione o al ristagno inferiori a 500 metri cubi in caso di bacino sotteso di dimensioni comprese tra 1 e 10 kmq, o volumetrie totali sottratte all'esondazione o al ristagno inferiori a 1000 metri cubi in caso di bacino sotteso di dimensioni superiori a 10 kmq.*

Conformemente a quanto previsto al punto 3.2.2, relativamente alle previsioni ricadente in aree a pericolosità idraulica molto elevata (I.4) e a pericolosità idraulica



elevata (I.3) saranno individuati gli interventi che, senza aumentare il livello di rischio in altre aree, consentono la messa in sicurezza idraulica per eventi con tempo di ritorno pari a 200 anni.

Nelle aree a pericolosità idraulica molto elevata (I.4) trova applicazione la L.R. 21/2012.

### 3 Valutazione degli idrogrammi di piena

#### 3.1 Considerazioni generali

Per individuare le previsioni urbanistiche soggette a rischio idraulico è stato necessario preliminarmente valutare gli idrogrammi di piena di riferimento per i corsi d'acqua elencati in premessa (analisi "idrologica").

Come meglio specificato nei paragrafi seguenti, gli idrogrammi stimati con riferimento ai tempi di ritorno 30 e 200 anni sono stati utilizzati come input idrologico nei successivi modelli di simulazione numerica delle correnti di piena.

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 semidistribuito 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);
- ragguglio 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 ragguglio 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.

### 3.2 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 UNI FI). I nuovi dati pluviometrici sono liberamente consultabili nel sito della Regione Toscana nella sezione dedicata alla Difesa del Suolo (Figura 3-1).

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.

The screenshot shows the website of the Regione Toscana. At the top left is the logo of the region, a white horse on a red background. Below it is a navigation menu with links for Home, Regione, Cittadini, Imprese, Enti e associazioni, and Uffici. On the right is a 'ServiziOnline' button. Below the menu is a breadcrumb trail: 'Sei in: Regione Toscana | Cittadini | Ambiente | Difesa del suolo'. The main heading is 'Cittadini | Ambiente'. On the left is a sidebar menu with categories like Alimentazione, Ambiente (selected), Bandi, Cultura, Diritti e cittadinanza, Educazione, Istruzione e ricerca, Formazione, and Lavoro. Under 'Ambiente', there is a sub-menu with items like Acqua, Acque minerali e termali, Boschi, Caccia e pesca, Difesa del suolo (selected), Energia, Inquinamento, Mare e balneazione, Parchi e aree protette, Rifiuti, and Stato dell'ambiente. The main content area is titled 'Difesa del suolo' and features a sub-heading 'Nuovi dati sulla regionalizzazione delle precipitazioni'. The text describes a collaboration between the Regione Toscana and the University of Florence for a hydrological study. It mentions that regional precipitation frequency analysis was conducted up to 2012, and that linear regression was used to calculate parameters for isohyets. A map of Tuscany is shown with color-coded contours representing precipitation frequency. Below the map, there are links to a final report and a presentation, and instructions on how to download the data in ASCII grid format.

Figura 3-1: Sezione del sito della Regione Toscana dedicato ai nuovi dati di regionalizzazione delle precipitazioni.

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 3-2 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.

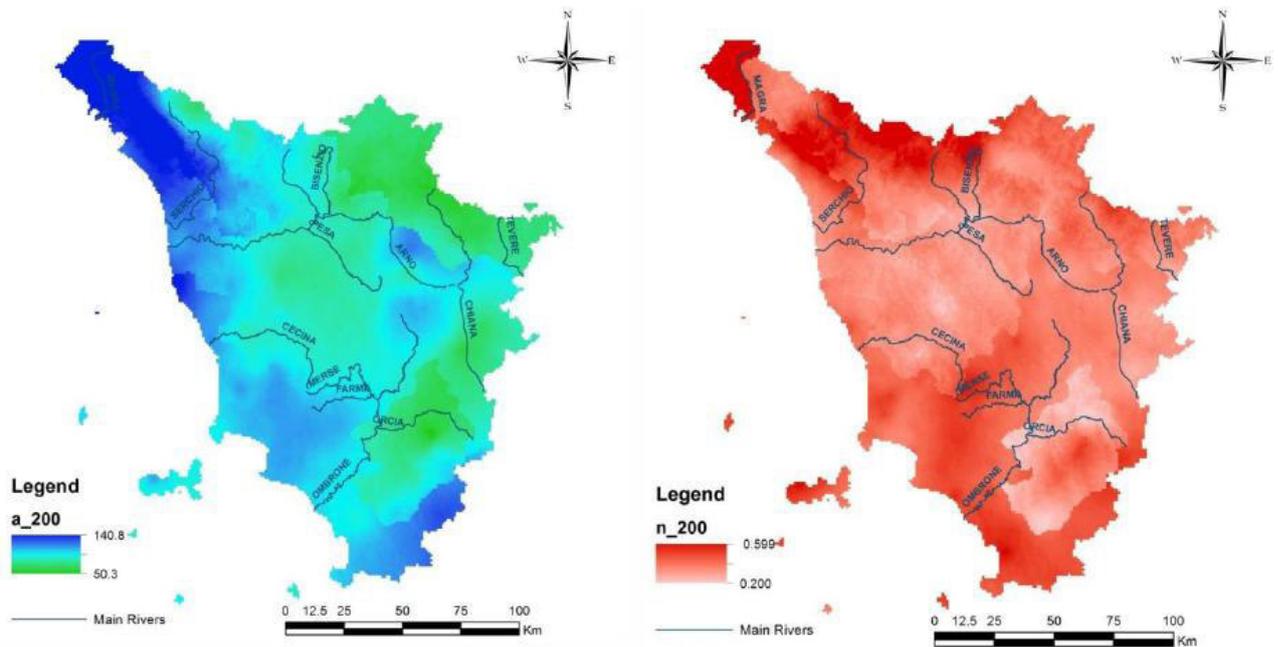


Figura 3-2: Spazializzazione sull'intera regione dei parametri "a" (a sinistra) e "n" (a destra) della Linea Segnalatrice di Possibilità Pluviometrica LSPP per il Tempo di ritorno 200 anni.

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.

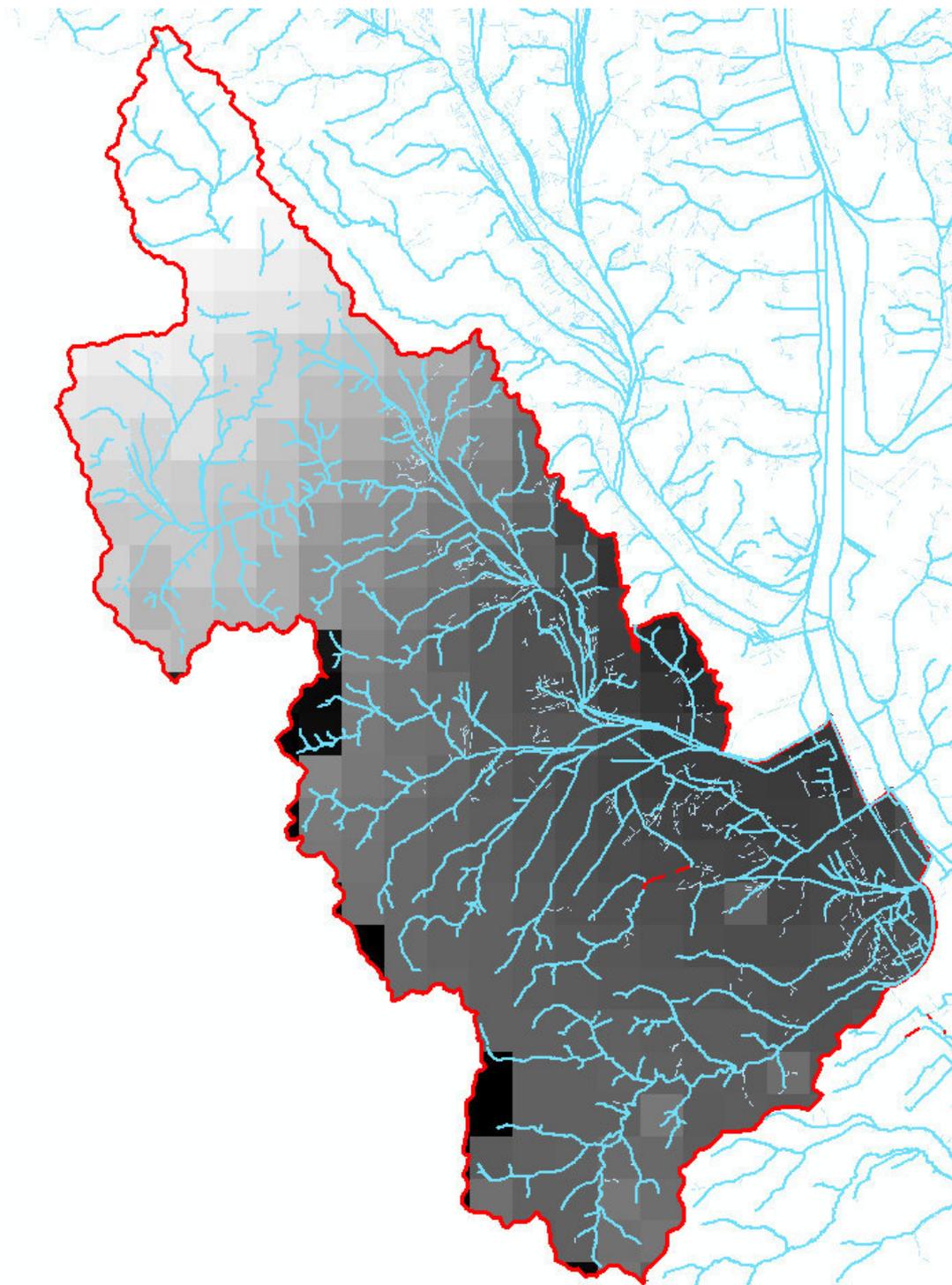


Figura 3-3: Individuazione delle porzioni Ovest (perimetro arancio) ed Est (perimetro giallo) dei bacini idrografici e stima dei parametri delle LSPP a partire dai dati spaziali in formato raster forniti dalla Regione Toscana.

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

Tabella 3-1: parametri delle curve di possibilità pluviometrica impiegate nel modello idrologico

<b>TR 30 anni (<math>d &gt; 0.5</math> ore)</b>		<b>TR 200 anni (<math>d &gt; 0.5</math> ore)</b>	
<i>a</i>	<i>n</i>	<i>a</i>	<i>n</i>
48.57	0.23	67.40	0.29

### 3.3 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. E' 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 3-4, 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).

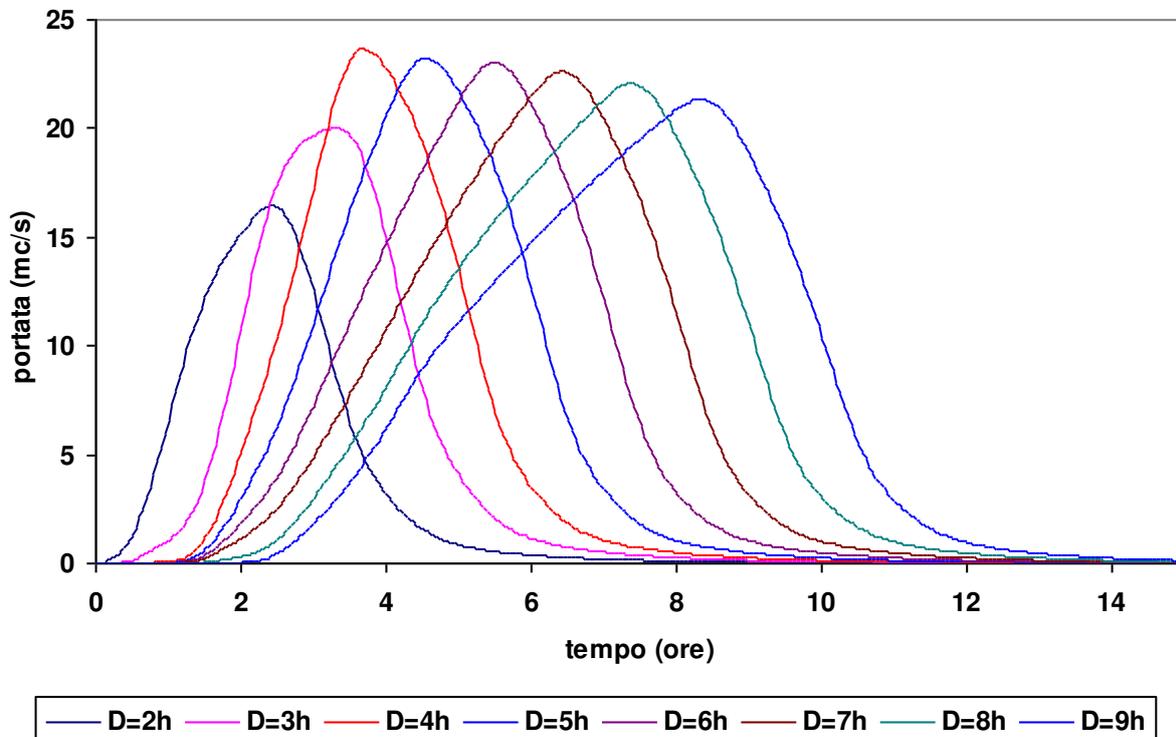


Figura 3-4: Simulazioni con ietogramma costante e diverse durate per la scelta della durata critica di un generico bacino idrografico

### 3.4 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 al 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.



### **3.4.1 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 3-5 mostra l'andamento spaziale del parametro *CN-II* nell'area di interesse.

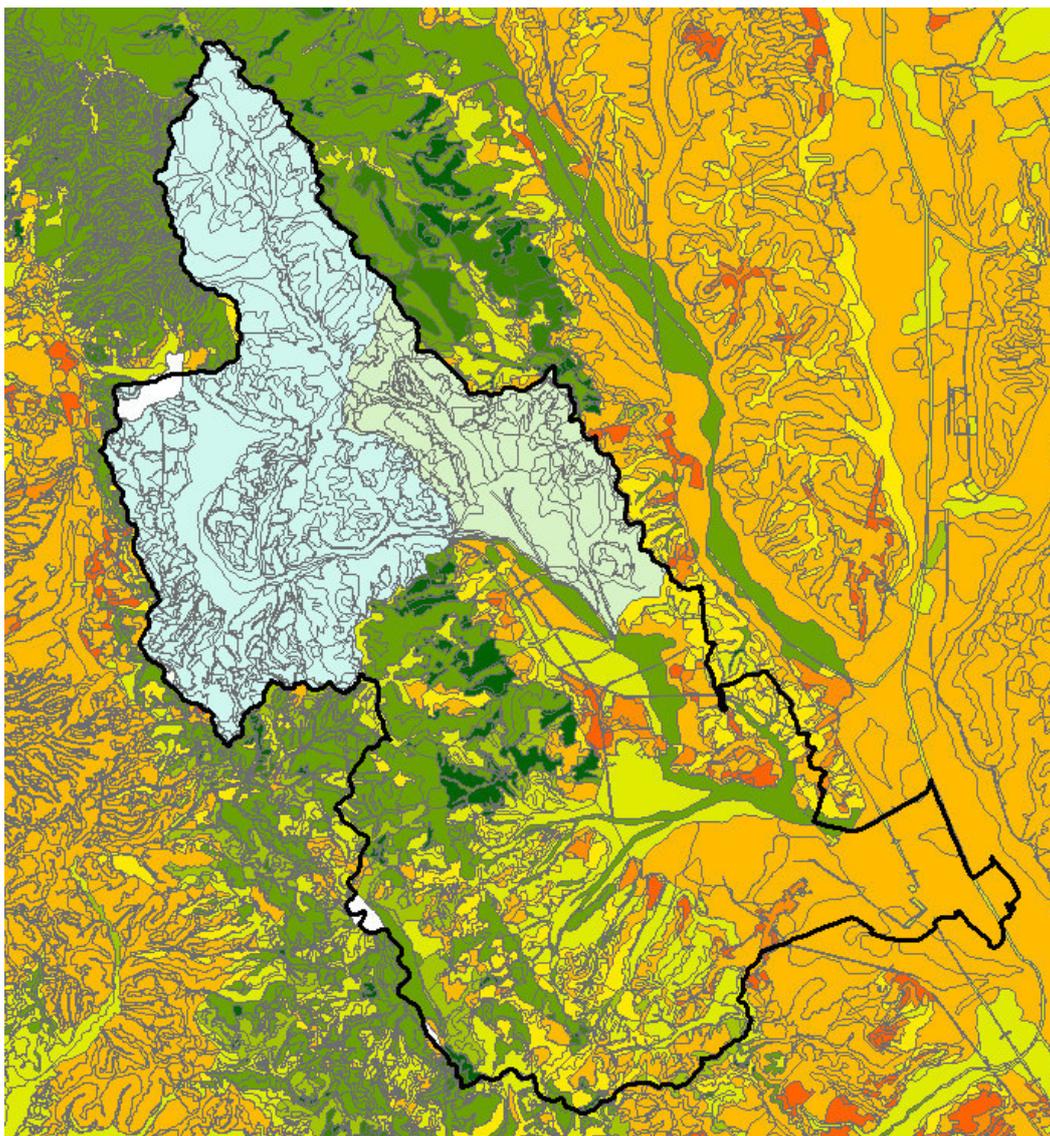


Figura 3-5: Andamento spaziale del parametro *CN-II* nell'area di interesse: la gradazione cromatica da verde a rosso indica aree rispettivamente da molto permeabili a sostanzialmente impermeabili. La linea di colore nero indica il bacino idrografico di interesse.

In Tabella 3-2, per ciascun bacino di interesse, sono indicati i valori dei parametri *CN-II* e *CN-III*

Tabella 3-2: valori del parametro *CN III* per i sottobacini e gli interbacini individuati in Appendice 1.

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



Sottobacini	Superficie [kmq]	CN II	CN III	Interbacini	Superficie [kmq]	CN II	CN III
BA_I4	1.31	83.54	92.6	GA_S1	21.26	63.82	81.40
FU_I4	2.39	83.64	92.7	FR_S1	8.76	71.70	86.3
FU_I5	0.67	83.65	92.7	MU_S1	2.77	76.80	89.1
FO_S1	61.33	63.55	81.20				

### 3.5 La trasformazione afflussi – deflussi

#### 3.5.1 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.

##### 3.5.1.1 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 3-6).

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:

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

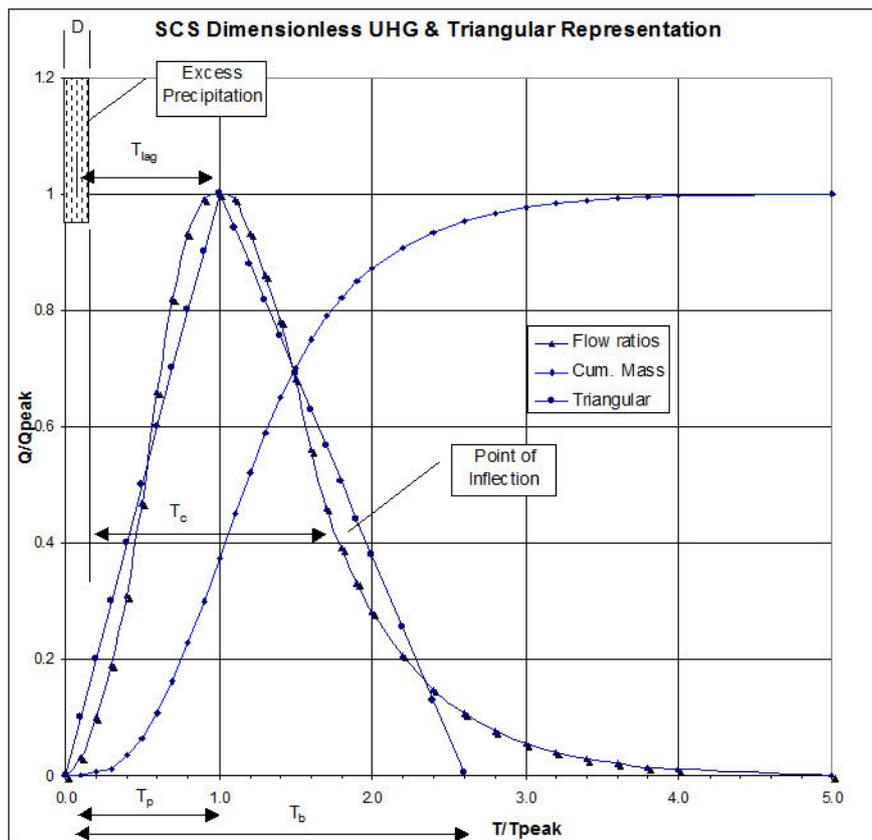


Figura 3-6: IUH-SCS

### 3.5.2 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 3-7).

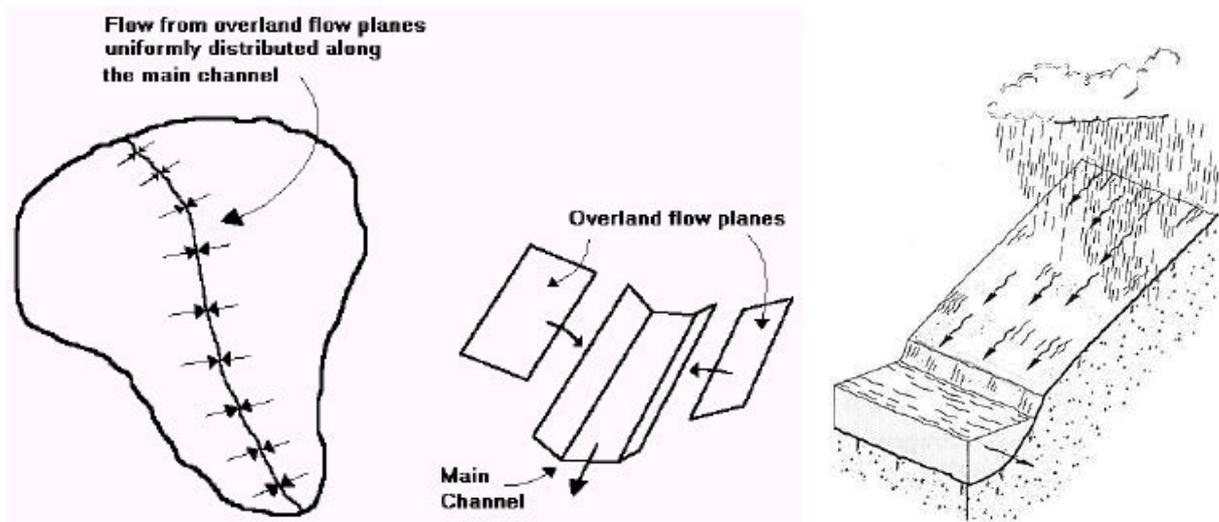


Figura 3-7: schematizzazione cinematica di un interbacino in canali e aree di drenaggio

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:

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

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.

### 3.5.3 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.

### 3.5.3.1 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.

### 3.5.3.2 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  $\Delta t$  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  $\Delta x$  è l'intervallo di discretizzazione spaziale,  $\Delta t$  il passo temporale di calcolo e  $S_0$  la pendenza di fondo.

### 3.6 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.

#### 3.6.1 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 km<sup>2</sup>.

Nel caso di bacini idrografici strumentati, se si dispone delle osservazione 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 km<sup>2</sup>,  $L$  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.

- **Kirpich**, analizzando sei piccoli bacini americani di area compresa tra 0.0051 e 0.433 Km<sup>2</sup>, 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.

- **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.

- **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.

- 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 Km<sup>2</sup> 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.

- **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 Km<sup>2</sup>.
- **Aronica e Paltrinieri** hanno invece fornito la seguente formulazione, applicabile a bacini di area minore di 10 Km<sup>2</sup>:

$$t_c = \frac{\frac{1}{Md} \sqrt{A} + 1.5L}{0.8 \sqrt{H_m}}$$

in cui M e d sono due costanti numeriche che variano, rispettivamente, con l'uso del suolo e con la permeabilità del terreno.

- la formula del **NCRS – Lag method** propone, per bacini con superficie compresa tra 0.004 e 8.1 km<sup>2</sup>:

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

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.

### 3.6.2 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 3-10).

La Figura 3-8 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 3-9).

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 secondo la formulazione di Raudkivi (1970) modificata;
- 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.

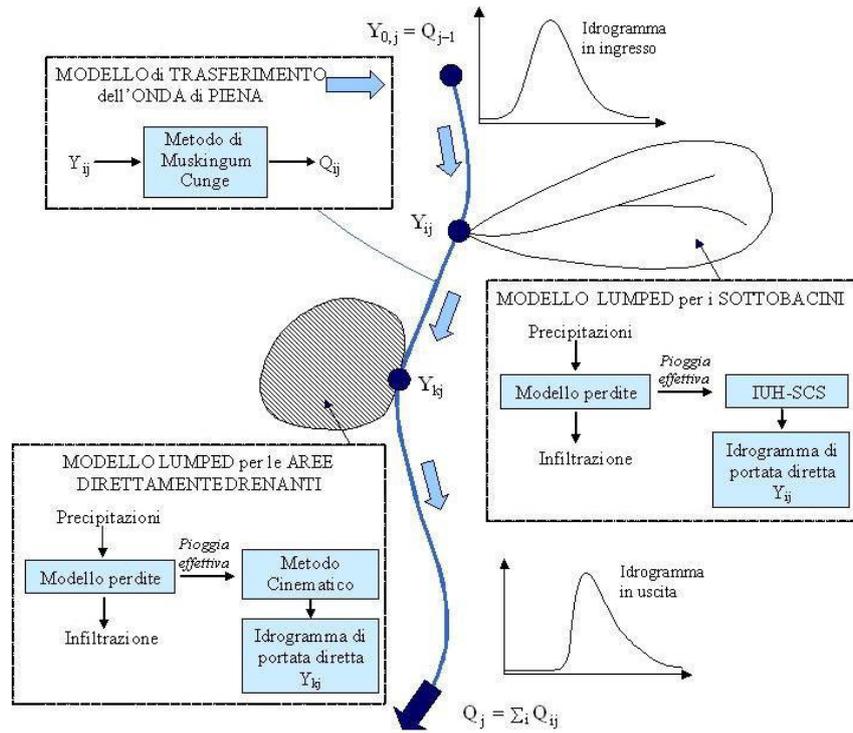


Figura 3-8: Diagramma schematico degli elementi del modello idrologico e delle loro connessioni.

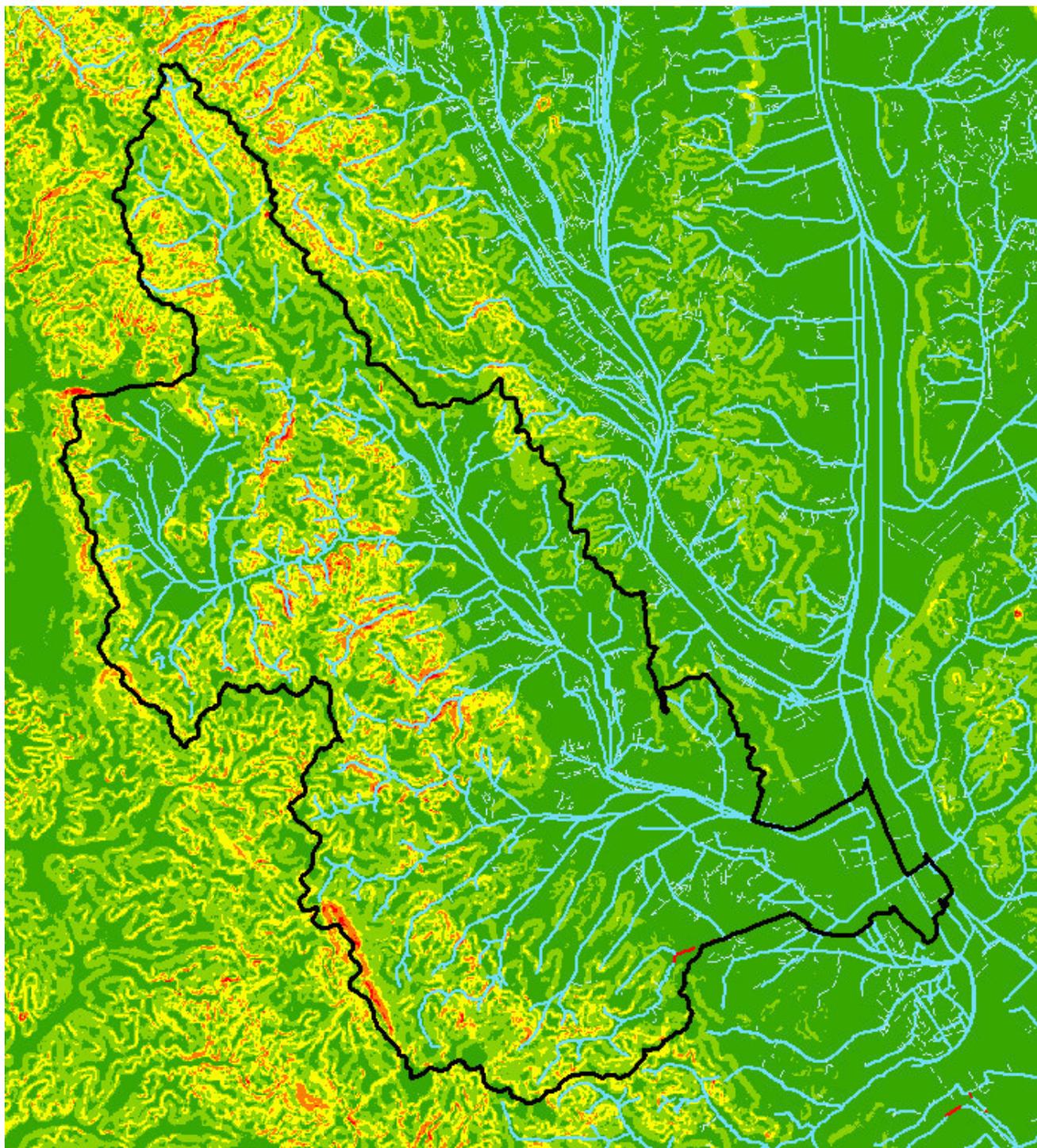


Figura 3-9: Mappa delle pendenze

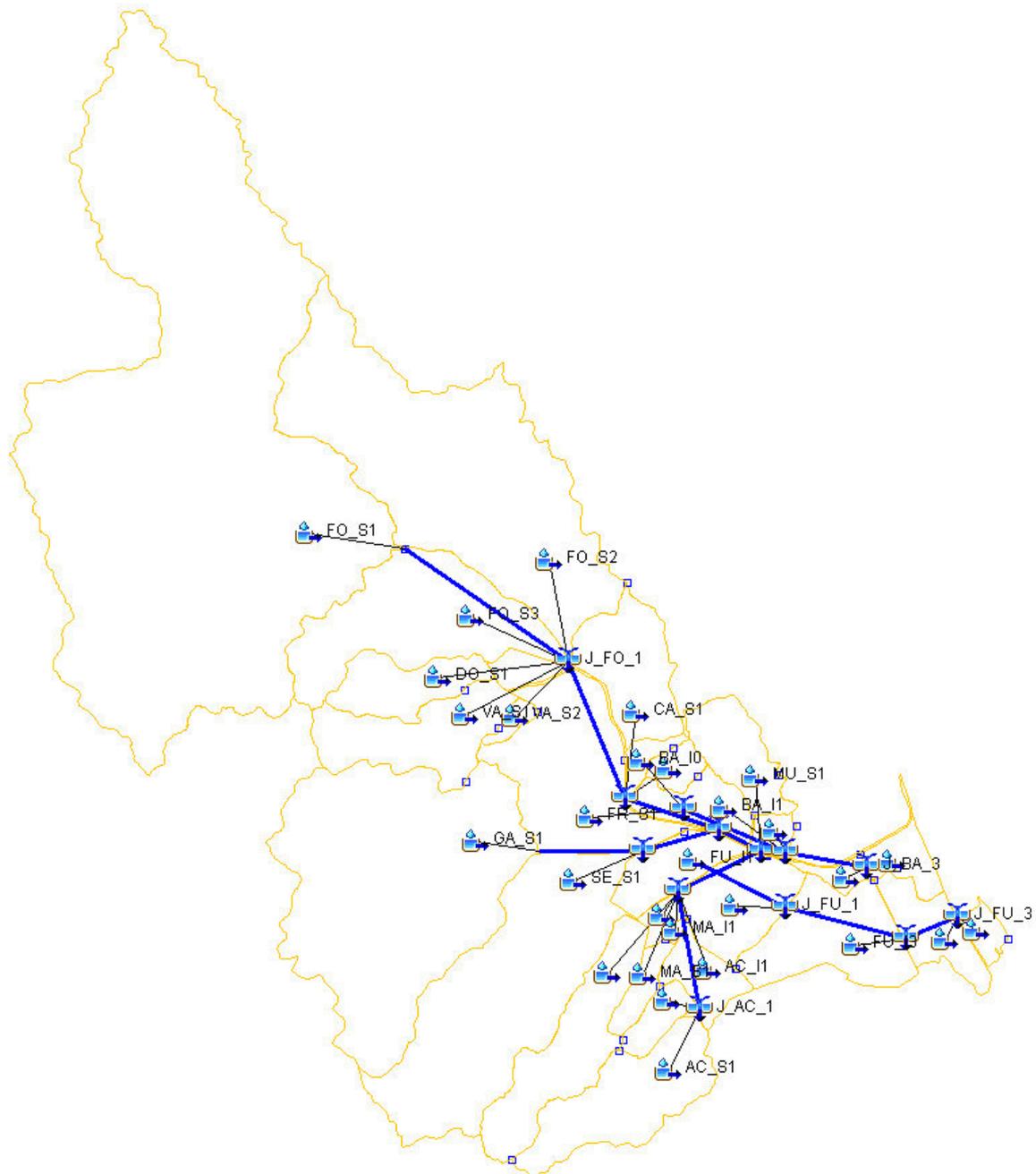


Figura 3-10: Modello idrologico semidistribuito implementato mediante il software HEC-HMS

Per ciascun sottobacino, in Tabella 3-3 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 media<sup>2</sup> dell'asta principale, ritenzione potenziale.

<sup>2</sup> 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*)



Tabella 3-4 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").

Tabella 3-3: 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 <sup>2</sup> ]	[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

Tabella 3-4: indicazione per ciascun sottobacino del tempo di corrivazione calcolato con le predette formule, di quello medio nonché del tempo di ritardo  $T_r$

bacino	$t_c$ [ore]							$T_r$ [min]
	Kirpich	Vipparelli	Pezzoli	Watt	Chow	NCRS		
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

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

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



Per ciascun interbacino, in Tabella 3-5 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 3-5: grandezze per la caratterizzazione del modello Kinematic Wave

bacino	L [m]	i [m/m]	R $m^{-1/3}s$	A [Km <sup>2</sup> ]	l [m]	$i_c$ [-]	n $m^{-1/3}s$	b [m]	$i_s$ [m/m]
Ma_11	52	0.02	0.2	0.11	578	0.014	0.035	1.7	2.2
AC_11	494	0.03	0.2	1.77	2082	0.001	0.035	0.8	2.3
AC_12	482	0.02	0.2	0.55	587	0.001	0.035	2.3	2.4
BA_10	297	0.02	0.2	0.6	542	0.002	0.035	1	1
BA_11	341	0.04	0.2	2.08	2610	0.002	0.035	1.5	1.5
BA_12	336	0.03	0.2	0.62	682	0.002	0.035	1.5	1.5
BA_13	237	0.03	0.2	0.58	1882	0.002	0.035	1.35	1.35
BA_14	447	0.01	0.2	1.31	1260	0.0018	0.035	1.35	1.35
FU_11	855	0.01	0.2	2.35	493	0.001	0.035	1	1
FU_12	607	0.01	0.2	3.54	1858	0.001	0.035	2.8	1.6
FU_13	625	0.006	0.2	5.12	3068	0.001	0.035	2.8	1.6
FU_14	658	0.004	0.2	2.39	1175	0.001	0.035	2.8	1.6
FU_15	514	0.01	0.2	0.67	703	0.001	0.035	2.8	1.6

## 4 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 4-1 e in Tabella 4-2. Le tabelle mostrano inoltre le diverse durate critiche, ottenute mediante la procedura precedentemente descritta.

Tabella 4-1: Portate di picco di progetto per tempo di ritorno TR = 30 anni ricavate dall'analisi idrologica

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
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 4-2: Portate di picco di progetto per tempo di ritorno TR = 200 anni ricavate dall'analisi idrologica

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
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

## 5 Il modello numerico di simulazione idraulica

Come già anticipato, il presente studio idrologico - idraulico persegue l'obiettivo di individuare allo stato attuale i potenziali fronti di esondazione che potrebbero interessare le previsioni urbanistiche.

Le modalità di allagamento delle aree golenali di un corso d'acqua possono risultare molto differenti da caso a caso. Un allagamento può, infatti, verificarsi per libera espansione nelle golene non protette da difese spondali o per tracimazione degli argini o dei muri di sponda. Il volume esondato può, a sua volta, accumularsi in una determinata area oppure può trasferirsi più a valle, allagando, magari, un territorio non interessato da un fronte di esondazione diretto.

Per definire le modalità di allagamento si sono preliminarmente individuati le potenziali aree di trasferimento e i possibili fronti di esondazione. L'indagine morfologica e topografica su tali aree è stata condotta sulla scorta delle seguenti fonti:

- analisi della cartografia CTR in scala 1:10000 e 1:2000;
- sopralluoghi e riprese fotografiche;
- modello Digitale del Terreno (DTM) derivato dal rilievo realizzato con laser altimetro aviotrasportato;
- rilievi di dettaglio effettuati con strumentazione GPS o stazione totale.

Occorre precisare che in caso di sormonto arginale qualunque programma di simulazione numerica del tipo monodimensionale gestisce il fenomeno estendendo orizzontalmente ed istantaneamente il pelo libero fino all'estremo della sezione posto sul medesimo lato e procede poi nelle iterazioni calcolando tutte le grandezze idrauliche di interesse (area bagnata, perimetro bagnato ecc..) in funzione della quota e dell'estensione del suddetto pelo libero (vedasi caso b) di Figura 5-1): in tal caso l'area golenale risulta partecipe del moto.

Può però accadere che la propagazione dell'onda di piena nell'area golenale, avvenga con un tirante idraulico variabile nel tempo ma indipendente da quello simultaneo nella sezione più prossima dell'alveo principale (vedi caso c) di Figura 5-1). Anche in questo caso il programma di simulazione numerica gestirebbe il fenomeno estendendo orizzontalmente ed istantaneamente il pelo libero sovrastimando così sia il battente che l'estensione delle aree allagate golenali.

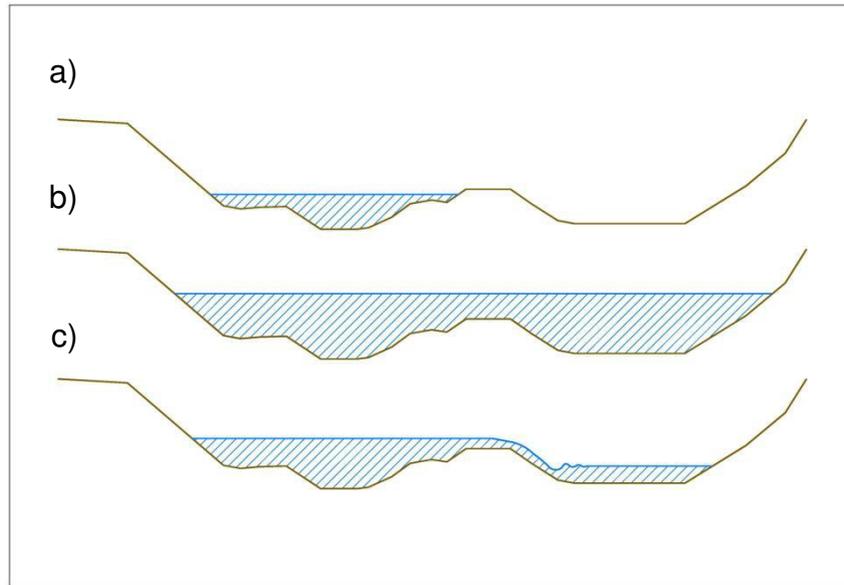


Figura 5-1: schematizzazione del moto nelle golene nei modelli monodimensionali

Per meglio approssimare quest'ultimo fenomeno si è utilizzato l'artificio "Levee"<sup>3</sup> associato agli elementi "Lateral structures".

Così facendo, il campo di moto è stato limitato all'alveo inciso del torrente principale mentre i relativi volumi esondati che si propagano nelle aree golenali circostanti sono stati stimati con lo strumento "Lateral structure".

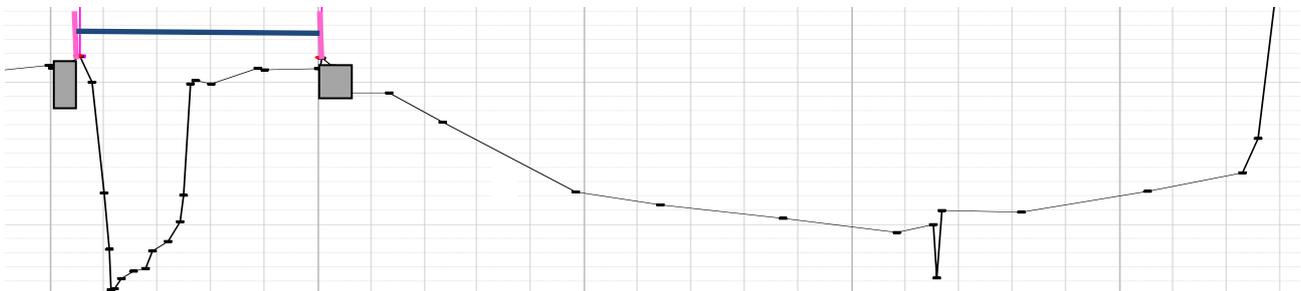


Figura 5-2: schema del modello di calcolo adottato per descrivere il fenomeno di sormonto arginale.

Pertanto per descrivere compiutamente il fenomeno è stato allestito un modello matematico monodimensionale implementato mediante il software Hec-Ras<sup>4</sup> (rel.4.1.0) per la propagazione dell'onda di piena nell'alveo e la determinazione dei volumi esondati. In caso di esondazione, al fine di individuare e perimetrare le aree allagabili è stato allestito un modello puramente bidimensionale con il software FLO-2D ver. Pro.

<sup>3</sup> In Hec-Ras lo strumento "levee" (argine) consente l'introduzione di un limite laterale all'estensione della sezione di deflusso occupata dalla corrente unidirezionale. Senza tale limite aree, perimetri bagnati, raggi idraulici e velocità medie risulterebbero notevolmente falsati.

<sup>4</sup> Hydrologic Engineering Center – River Analysis System – US Army Corps of Engineers, Davis CA, 2005.



## 5.1 Principi teorici della modellazione numerica

Si omette in questa sede l'illustrazione dei principi teorici sui quali si basa la soluzione numerica delle equazioni di moto e di continuità che regolano il processo di moto permanente e di moto vario, in quanto una esaustiva trattazione degli stessi argomenti è liberamente disponibile in rete all'indirizzo <http://www.hec.usace.army.mil>.

Pertanto, per ogni dettaglio riguardante il Package Hec-Ras rel.4.1.0 si rimanda alle due pubblicazioni "Hydraulic Reference Manual" e "User's Manual".

### 5.1.1 Assegnazione dei parametri di scabrezza

Per quanto riguarda le scabrezze medie attribuibili al corso d'acqua, rimandando all'Appendice 1 per i dettagli relativi a ciascun corso d'acqua, si sono assunti valori medi del coefficiente  $n$  di Manning rappresentativi della regolarità dei corsi d'acqua e della presenza di vegetazione, coerentemente ai normali valori proposti in letteratura<sup>5</sup>:

- $0.025 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$  corrisponde a :*"terra con erba sul fondo. Corsi d'acqua naturali regolari"*.
- $0.030 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$  corrisponde a :*"terra in cattive condizioni. Corsi d'acqua naturali con ciottoli e ghiaia"*.
- $0.035 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$  corrisponde a :*"Canali in abbandono con grande vegetazione"*

Analogamente, per quanto riguarda la scabrezza extra-alveo da utilizzare per la modellazione idraulica bidimensionale del cosiddetto "overland flow", si è fatto riferimento alla tabella seguente, sempre tratta dalla letteratura di settore.

In particolare, nelle aree extra-alveo è stata adottata una scabrezza uniforme di Manning pari a  $0.1 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ .

<sup>5</sup> Manuale di Ingegneria Civile - Volume I .Ed.Zanichelli/Esac.

Tabella 5-1: valori di scabrezza al variare del tipo di copertura per "overland flow"

<b>Table 1. Overland Flow Manning's n Roughness Values<sup>1</sup></b>	
Surface	n-value
Dense turf	0.17 - 0.80
Bermuda and dense grass, dense vegetation	0.17 - 0.48
Shrubs and forest litter, pasture	0.30 - 0.40
Average grass cover	0.20 - 0.40
Poor grass cover on rough surface	0.20 - 0.30
Short prairie grass	0.10 - 0.20
Sparse vegetation	0.05 - 0.13
Sparse rangeland with debris	
0% cover	0.09 - 0.34
20 % cover	0.05 - 0.25
Plowed or tilled fields	
Fallow - no residue	0.008 - 0.012
Conventional tillage	0.06 - 0.22
Chisel plow	0.06 - 0.16
Fall disking	0.30 - 0.50
No till - no residue	0.04 - 0.10
No till (20 - 40% residue cover)	0.07 - 0.17
No till (60 - 100% residue cover)	0.17 - 0.47
Open ground with debris	0.10 - 0.20
Shallow glow on asphalt or concrete (0.25" to 1.0")	0.10 - 0.15
Fallow fields	0.08 - 0.12
Open ground, no debris	0.04 - 0.10
Asphalt or concrete	0.02 - 0.05

<sup>1</sup>Adapted from COE, HEC-1 Manual, 1990 and the COE, Technical Engineering and Design Guide, No. 19, 1997 with modifications.

### 5.1.2 Condizioni al contorno

Per svolgere la simulazione e calcolare il livello del pelo libero in una data sezione, è necessario conoscere la medesima grandezza in una sezione prossima a questa, a monte o a 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 in un tratto la corrente ad esempio è veloce, esso adotterà quale altezza di riferimento quella fornita in input per l'estremo di monte; viceversa, se la corrente del tratto 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 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.

Trattandosi di analisi in regime di moto vario, quale condizioni al contorno di monte sono stati assunti gli idrogrammi di piena; per la condizione di valle, invece, si è generalmente optato per l'altezza di moto uniforme. Fa eccezione il canale la Fuga di Torrita per il quale, a favore di sicurezza è stata assunta come condizione di valle l'ipotesi che il Canale recettore sia completamente pieno. E' stato quindi imposto uno *Stage Hydrograph* costante di quota pari a 248.24 m s.l.m., cioè pari alla massima quota arginale del Canale Maestro nella sezione Provv\_400.2.

### **5.1.3 Taratura dei principali parametri inerenti l'implementazione del modello numerico in regime di moto vario**

Il corretto impiego del software Hec-Ras in regime di moto vario richiede un'adeguata comprensione delle equazioni che reggono il processo al fine di conseguire una giusta messa a punto dei parametri di calcolo del modello, così da raggiungere un buon compromesso tra stabilità ed accuratezza della soluzione.

Uno dei parametri più critici nella taratura del modello è costituito dal passo temporale di calcolo. Si può ottenere una buona stabilità ed accuratezza del modello selezionando un valore dell'intervallo di calcolo che rispetti la condizione di Levi Courant. In alternativa può essere usato un altro criterio indicato dagli autori come più speditivo  $\Delta t \leq T_r / 20$ , in cui  $T_r$  rappresenta la durata del ramo crescente dell'idrogramma di piena.

Come però segnalato nel manuale utente la presenza di "*Weir/spillways*" e "*hydraulic connections*" rende spesso necessario ridurre il valore di tale parametro fino a  $\Delta t$  di pochi secondi: nel caso specifico, considerando tutte le simulazioni, abbiamo ottenuto  $3 \leq \Delta t \leq 30$  sec. In Figura 5-3 sono riportate le opzioni impostate e le tolleranze di calcolo utilizzate.

HEC-RAS Unsteady Computation Options and Tolerances

Geometry Preprocessor Options

- Convert Energy Method Bridges to Cross Sections with Lids
- Family of Rating Curves for Internal Boundaries
  - Use existing internal boundary tables when possible.
  - Recompute at all internal boundaries

Unsteady Flow Options

Theta [implicit weighting factor] (0.6-1.0):	1
Theta for warm up [implicit weighting factor] (0.6-1.0):	1
Water surface calculation tolerance (m):	0.05
Storage Area elevation tolerance (m):	0.05
Flow calculation tolerance [optional] (m <sup>3</sup> /s):	
Maximum number of iterations (0-40):	40
Number of warm up time steps (0-200):	200
Time step during warm up period (hrs):	0.01
Minimum time step for time slicing (hrs):	0.0005
Maximum number of time slices:	20
Lateral Structure flow stability factor (1.0-3.0):	3
Inline Structure flow stability factor (1.0-3.0):	3
Weir flow submergence decay exponent (1.0-3.0):	3
Gate flow submergence decay exponent (1.0-3.0):	3
DSS Messaging Level (1 to 10, Default = 4)	4
Maximum error in water surface solution (Abort Tolerance):	2

Compute energy losses over junctions

Figura 5-3: opzioni di calcolo assegnate.

## 5.2 Modellazione idraulica bidimensionale con FLO-2D ver. Pro

Il software di calcolo americano FLO-2D si basa su un codice di calcolo che utilizza uno schema integrato:

- monodimensionale per il deflusso nell'alveo inciso;
- bidimensionale nelle aree golenali.

Inoltre, FLO-2D presenta le seguenti caratteristiche principali:

- è un modello fisicamente basato;
- conserva i volumi e ne fornisce un report.

Rimandando per gli aspetti di dettaglio alla documentazione tecnica consultabile online al sito <http://www.flo-2d.com/>, si illustrano alcune caratteristiche principali del programma di calcolo.

I processi fisici simulati da FLO-2D sono rappresentati graficamente in Figura 5-4. Per quanto concerne la propagazione delle portate in alveo ed extra alveo, il software permette di effettuare una modellazione ibrida 1D nel canale (del tutto analoga a Hec-Ras)

e puramente 2D nelle golene (tutto ciò sia per le portate liquide sia, volendo, per portate solide).

FLO-2D consente di importare la geometria del corso d'acqua direttamente da Hec-Ras, mentre le strutture idrauliche sono inserite mediante le proprie scale di deflusso, calcolate esternamente in Hec-Ras e riportate in dettaglio in Appendice 2.

Quando, durante le simulazioni in moto vario, le portate idrauliche non riescono più ad essere contenute in alveo, il software trasferisce automaticamente i volumi in eccesso alle celle golenali adiacenti, passando allo schema di propagazione 2-D; ciò avviene anche al contrario, con i volumi idrici di esondazione che possono, compatibilmente alle condizioni idrauliche in alveo, rientrare nel "channel" (Figura 5-5).

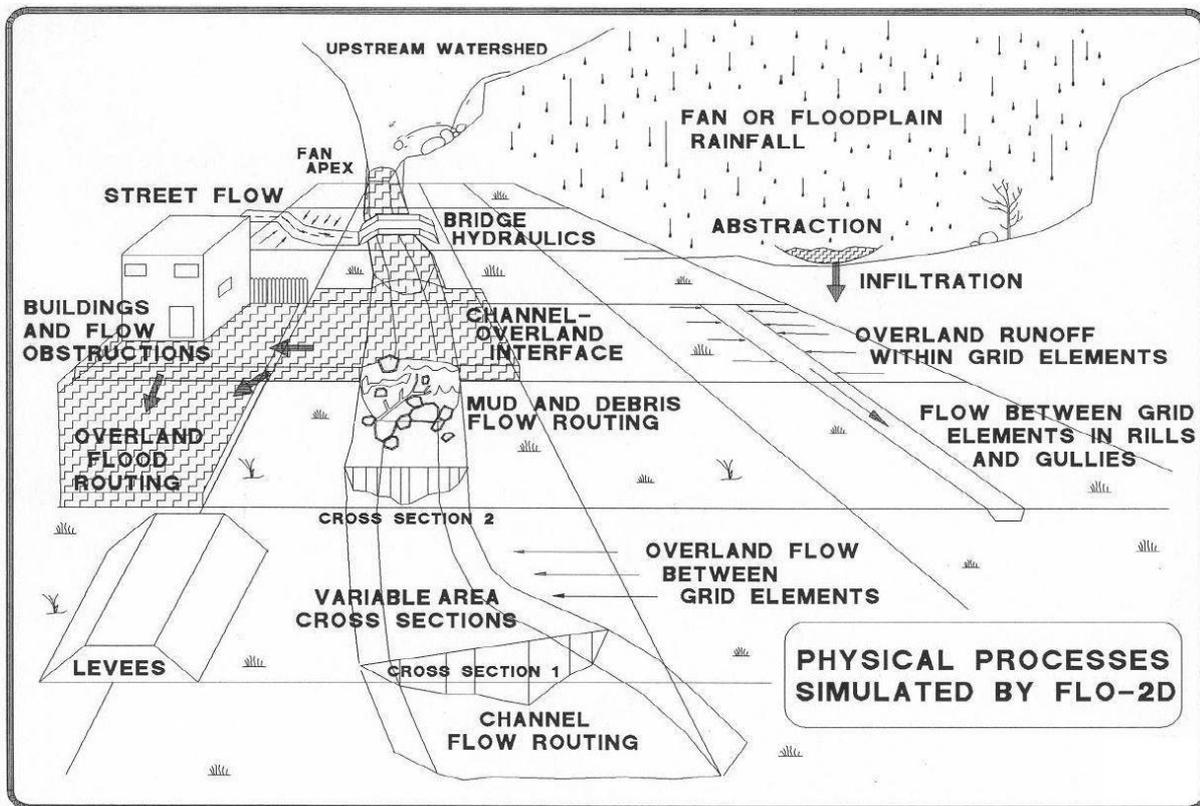


Figura 5-4: Processi fisici simulati da FLO-2D.

L' "overland flow", cioè la propagazione della piena fuori alveo, è modellata in modo bidimensionale sia come deflusso esteso e a basso tirante ("sheet flow") o come deflusso in canali multipli e separati, in base alle caratteristiche morfologiche dell'area allagata.

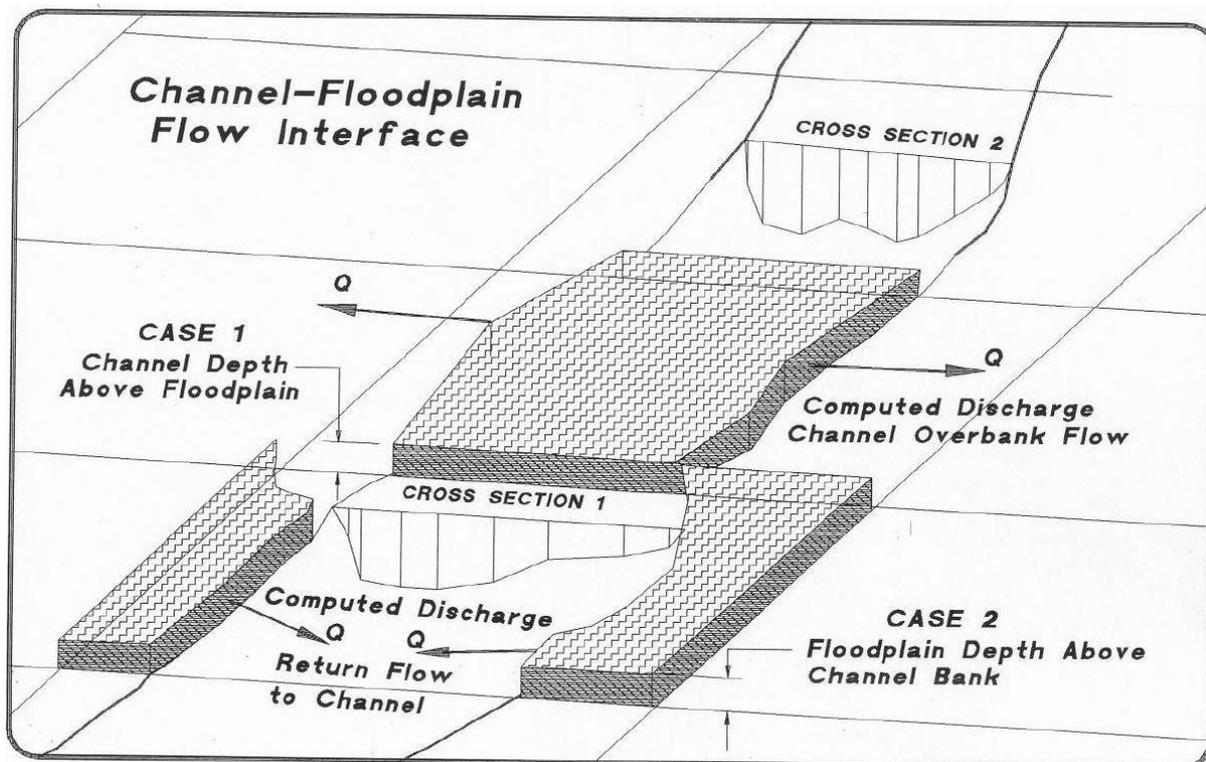


Figura 5-5: Interfaccia alveo inciso - aree golenali.

Il moto bidimensionale di propagazione della piena è risolto mediante l'integrazione numerica delle equazioni del moto e di conservazione del volume. FLO-2D utilizza il seguente sistema di equazioni, costituito rispettivamente dall'equazione di continuità e dall'equazione del moto espressa come equazione dell'onda dinamica completa:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial h V_x}{\partial x} = i$$

$$S_{fx} = S_{0x} - \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{V_x}{g} \frac{\partial V_x}{\partial x} - \frac{1}{g} \frac{\partial V_x}{\partial t}$$

dove:

$h$ : tirante idrico;

$V_x$ : componente lungo x della velocità media;

$i$ : intensità dell'eccesso di pioggia;

$S_{fx}$ : componente lungo x del gradiente delle perdite di carico per attrito (da equazione di Manning);

$S_{0x}$ : pendenza del piano campagna.

La forma differenziale delle equazioni di continuità e del moto è risolta con uno schema numerico esplicito alle differenze finite centrato, ovvero interpolando con legge quadratica la soluzione reale.



In FLO-2D il dominio di calcolo è discretizzato mediante una griglia di celle quadrate di dimensione uniforme. La procedura computazionale di analisi della propagazione della piena fuori alveo consiste nel calcolare la portata attraverso ognuna delle 8 potenziali direzioni di flusso (4 ortogonali ai bordi della cella e 4 diagonali, vedi Figura 5-6) e inizia con una prima stima del tirante idrico ai bordi della cella. Tale tirante  $h$  è una media dei battenti delle due celle che si scambiano volumi idrici in una delle 8 direzioni. Altri parametri idraulici sono mediati tra le due celle per poter stimare la velocità, come la resistenza al moto (coefficiente  $n$  di Manning), l'area di deflusso, la pendenza, il perimetro bagnato, ecc.

L'equazione dell'onda dinamica completa è un'equazione differenziale parziale non lineare del secondo ordine. Per risolverla, la velocità è inizialmente calcolata a partire dalla pendenza media della superficie idrica tra due celle: tale valore di primo tentativo è poi utilizzato per determinare le radici dell'equazione del moto mediante il metodo Newton-Raphson di secondo ordine.

Il gradiente delle perdite di carico per attrito è fornito dall'equazione di Manning. La modalità utilizzata da FLO-2D per tener conto delle dissipazioni di energia aggiuntive (dovute a vegetazione/edifici, espansioni/contrazioni, curve che i filetti fluidi sono costretti a seguire, ecc..) e del conseguente rallentamento della corrente, è quella di assumere valori maggiorati dei coefficienti  $n$ , disponibili in letteratura.

La velocità attraverso il confine tra due celle è quindi calcolata risolvendo l'equazione del moto: dall'area media di deflusso si ottiene successivamente la portata per ogni istante di tempo di calcolo. La modifica del volume idrico contenuto in ogni cella in cui è suddivisa l'area inondata (floodplain) è data dalla somma delle singole portate che attraversano i confini nelle 8 direzioni, moltiplicate per l'intervallo temporale di calcolo.

Tale cambiamento di volume è successivamente diviso per l'area della cella per ottenere l'aumento o la diminuzione del tirante idrico.

FLO-2D adotta un passo temporale di calcolo variabile in automatico (sia in incremento sia in decremento) in base alle condizioni numeriche di stabilità che evitano l'insorgenza di instabilità numerica ("surging"). La variabilità temporale di calcolo può essere controllata dall'utente.

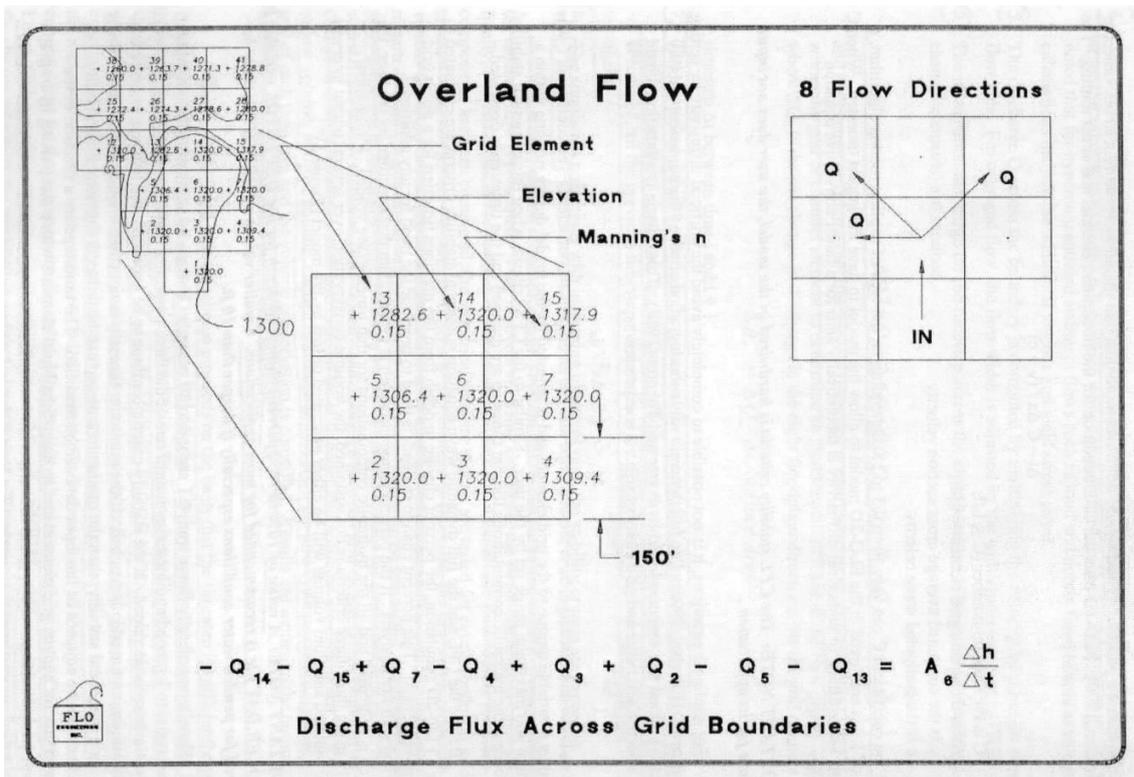


Figura 5-6: Flussi attraverso i confini di una cella in FLO-2D.

Le ipotesi e le limitazioni di base del programma riguardano principalmente la risoluzione spaziale e temporale della griglia di calcolo:

- ogni cella è associata univocamente ad un valore di elevazione, un coefficiente di scabrezza di Manning ed un tirante idrico;
- condizioni di moto uniforme per la durata del passo temporale;
- distribuzione idrostatica delle pressioni;
- risalto idraulico non simulato.

Nelle applicazioni pratiche, l'uso del programma prevede in successione l'uso dei seguenti componenti:

1. Creazione della griglia di calcolo con il software di pre-processamento GDS;
2. Generazione e modifica dei dati di input/output (tra cui dati di inflow, outflow, canali, strade, strutture idrauliche, levee, edifici, parametri di controllo e di stabilità della simulazione) con i moduli GDS, PROFILES, GUI, FLOENVIR;
3. Esecuzione del codice di calcolo idraulico FLO;
4. Lancio dei moduli di post-processamento MAXPLOT, MAPPER per l'analisi dei risultati;
5. Esportazione/integrazione dei risultati in ArcGIS o AutoCAD.

Il primo problema relativo ad una modellazione bidimensionale consiste nella definizione e discretizzazione del dominio di integrazione. Una volta acquisiti i dati topografici relativi all'area di studio, è necessario definire la griglia di calcolo su cui



sarà implementata l'integrazione delle equazioni differenziali del modello matematico. Definire la griglia significa determinare le dimensioni delle celle che la costituiscono e la loro relativa quota. L'interpolazione delle quote geodetiche del dominio da cui si ottengono le quote delle celle di discretizzazione rappresenta un punto importante di una modellazione bidimensionale, in quanto da esso dipende l'accuratezza della soluzione finale. Infatti, se immaginiamo una carta topografica di dettaglio, troveremo una serie di punti geodetici sparsi, la cui densità varia da punto a punto, su cui dovranno innestarsi le celle di discretizzazione. La quota di ogni cella sarà quella ottenuta tramite un processo di interpolazione tra i punti che ricadono in un certo intorno del punto centrale della cella. La bontà di tale interpolazione dipenderà da tre fattori:

1. tecnica di interpolazione
2. dalla dimensione della cella
3. dalla densità di distribuzione dei punti geodetici.

1. Esistono diverse tecniche di interpolazione, da quelle più semplici di tipo algebrico che operano una media delle quote dei punti che si trovano ad una certa distanza dal centro della cella, fino a metodi più complessi, come quelli di Poisson e Laplace, che invece utilizzano modelli differenziali dedicati. Il programma FLO-2D effettua o la media dei molti punti 3D, provenienti da LIDAR, interni ad ogni singola cella (come in questo caso) oppure una interpolazione lineare tra i punti che ricadono ad una distanza fissata dall'utente dal centro della singola cella. L'algoritmo di interpolazione di default analizza nel secondo caso almeno 2 punti nelle vicinanze del centro della singola cella, con il raggio di interpolazione che si allarga fino a comprendere il numero di punti scelto. Sono inoltre disponibili funzioni di filtro, trascurabili nel caso si eliminassero a monte gli outliers dai punti topografici di partenza.
2. La dimensione della cella è un'altro fattore importante, in quanto si intuisce facilmente che quanto più questa è piccola, tanto più riesce a interpretare fedelmente il reale andamento orografico del terreno. Infatti se immaginiamo cinque diversi punti, la loro interpolazione con un'unica cella genera una quota media che leviga i picchi e riduce le zone depresse, mentre al contrario una discretizzazione con cinque celle conserverebbe l'andamento naturale del terreno.  
Tuttavia, oltre al fatto che per estesi allagamenti un'elevata discretizzazione del dominio di calcolo perde significatività, motivi computazionali richiedono una dimensione maggiore della singola cella in caso di elevate portate in ingresso; il



criterio suggerito dai creatori del software per la corretta scelta della dimensione della cella è  $Q_{\text{picco}} / A_c < 0.15 \text{ m}^3/\text{s m}^2$ , con  $Q_{\text{picco}}$  = portata massima in arrivo ad una cella e  $A_c$  = superficie della singola cella.

3. La densità dei punti rilevati influisce sulla discretizzazione finale e dipende essenzialmente dalla precisione di dettaglio del dato topografico disponibile.<sup>6</sup>

Nel caso specifico, la disponibilità di dati LIDAR ad alta risoluzione ha permesso di conseguire una ricostruzione geometrica delle aree obiettivo molto dettagliata, in grado evidenziare la presenza di rilevati, impluvi e di tutti quei dettagli morfologici in grado di esaltare le potenzialità di una simulazione idraulica puramente bidimensionale. Le celle quadrate con cui è stato discretizzato il dominio hanno lati di lunghezza pari a **8 m**.

---

<sup>6</sup> Nel caso di modellazione 2D completa, il livello di dettaglio geometrico richiesto per la modellazione idraulica del deflusso nell'alveo di magra è diverso da quello per la modellazione del deflusso golenale (overland flow). Infatti, la discretizzazione del canale è quella che richiede una precisione maggiore: i gradienti di quota sono generalmente più elevati e si sviluppano in uno spazio più ristretto se paragonato a quello golenale. Ne consegue che la dimensione della maglia di discretizzazione richiesta nelle floodplains potrà avere un livello di dettaglio inferiore rispetto a quello dell'alveo principale del corso d'acqua. Il deflusso nel canale viene tuttavia modellato con un approccio monodimensionale, basato sul tradizionale rilievo delle sole sezioni trasversali.



## 6 Perimetrazione delle aree a pericolosità idraulica

L'inviluppo dei risultati ottenuti per ciascun tempo di ritorno (in particolare in termini di livelli idrometrici massimi raggiunti in alveo e nelle aree di potenziale esondazione) ha costituito la base numerica di riferimento per il tracciamento delle aree allagabili con riferimento al DTM Lidar. Nelle modellazioni numeriche puramente bidimensionali, il software FLO-2D ha direttamente fornito l'inviluppo delle aree allagabili.

Il territorio è stato caratterizzato, in funzione del tempo di ritorno, secondo le seguenti fasce:

- Aree inondabili per eventi con tempo di ritorno  $TR \leq 30$  anni (pericolosità idraulica molto elevata (I.4));
- Aree inondabili da eventi con tempo di ritorno  $30 \leq TR \leq 200$  anni (pericolosità idraulica elevata (I.3));
- Aree inondabili da eventi con tempo di ritorno  $200 \leq TR \leq 500$  anni (pericolosità idraulica media (I.2); quest'ultima non è stata oggetto di specifica modellazione ma è stata bensì desunta dall'attuale pericolosità P1 di PGRA.

## 7 Risultati della modellazione idraulica

Le simulazione numerica delle correnti di piena condotte per eventi meteorici duecentennali e trentennali e per le durate di pioggia di 1, 2, 3, 4, 6, 8 e 12 ore, implementati con il programma Hec-Ras, hanno consentito di individuare, nei corsi d'acqua oggetto di studio, i tratti dove si verificano le esondazioni.

Inoltre, per ogni fronte di esondazione, è stata individuata la durata di pioggia che massimizza i volumi defluiti extra-alveo.

Gli idrogrammi corrispondenti al massimo volume esondato da ciascun fronte di esondazione sono stati propagati extra-alveo con il software Flo-2D.

Le risultanti perimetrazioni delle aree a pericolosità idraulica elevata e molto elevata rappresentano pertanto, cautelativamente, l'involuppo degli allagamenti occorrenti in occasione di eventi meteorici estremi con durate di pioggia 1, 2, 3, 4, 6, 8 e 12 ore.

Per quanto concerne il torrente Foenna, l'estensione verso monte del modello e l'inserimento degli idrogrammi idrologici lungo l'asta idrica, a monte rispetto al territorio comunale di interesse, dà origine a fenomeni esondativi nei tratti più a monte, nel territorio comunale di Sinalunga; nel tratto compreso nell'area modellata (vedi tavola grafica allegata) il torrente non determina esondazioni nemmeno per TR = 200 anni.

I volumi esondati a monte non possono re-immetersi in alveo in quanto esso risulta arginato (sia in destra che in sinistra idrografica), pertanto detti volumi risultano drenati dal reticolo di acque basse sottostante alle sommità arginali dei canali di acque alte. Il recapito di tali volumi esondati, convogliati verso valle dal reticolo di acque basse, avviene in tempi differiti rispetto al passaggio dell'onda di piena.

I volumi di esondazione del torrente Foenna non sono infine stati propagati nell'area modellata in quanto il torrente Galegno, arginato, costituisce una barriera fisica a nord del Comune di Torrita di Siena che impedisce il propagarsi delle esondazioni che si verificano in destra idrografica del torrente Foenna a monte dello stesso, verso il territorio comunale di Torrita.

Nella Tavola delle aree allagabili sono indicate le aree a pericolosità idraulica da cui si evincono le criticità idrauliche presenti nel territorio comunale di Torrita di Siena.

Per i risultati numerici di dettaglio si rimanda all'Appendice 1 e all'Allegato contenente gli outputs delle simulazioni 2D.

## 8 Individuazione delle misure di messa in sicurezza idraulica per le previsioni interessate da una pericolosità idraulica elevata (TR = 200 anni) e verifica del non incremento di rischio nelle aree contermini.

Per le previsioni ricadenti in aree a pericolosità idraulica molto elevata ed elevata, nelle relative schede di fattibilità sono stati individuati gli interventi consentiti nonché, ove necessari, gli interventi di mitigazione dal rischio idraulico. In particolare, per tali interventi è stata indicata la quota massima raggiunta dalla superficie idrica duecentennale nella configurazione di progetto, cioè impedendo ai volumi idrici di esondazione di occupare, cautelativamente, l'intera superficie della previsione urbanistica, incrementata di un opportuno franco di sicurezza. Di tale configurazione di progetto è stata effettuata una specifica simulazione 2D, che ha permesso di verificare (vedi allegati numerici) il non aggravio di rischio idraulico nelle aree contermini (Figura 8-1 e Figura 8-2).

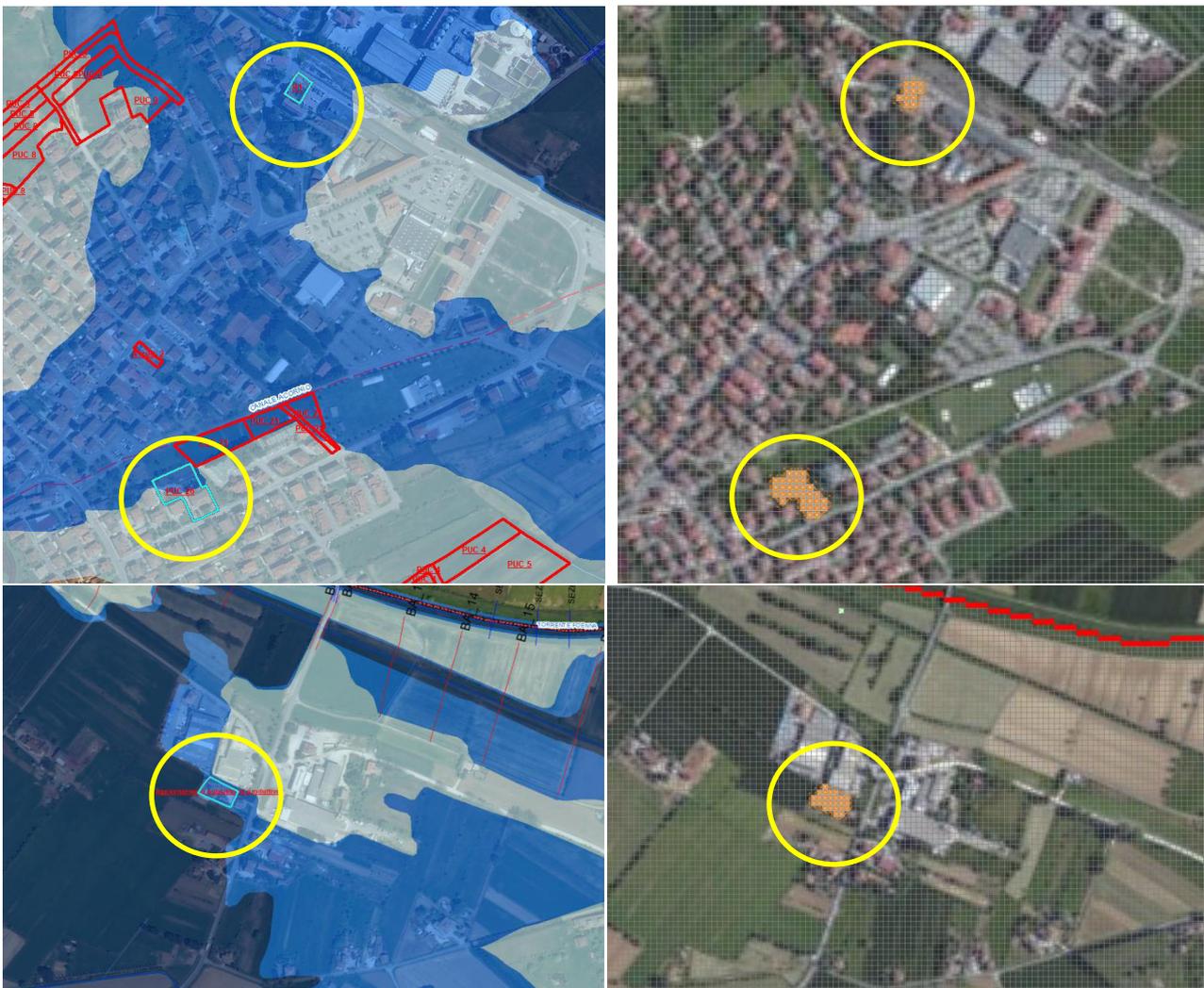


Figura 8-1: Previsioni urbanistiche di Variante al RU di cui è stata simulata con FLO-2D la configurazione di progetto mediante "ostruzione" delle celle di calcolo.



Figura 8-2: Verifica del non incremento di rischio nelle aree contermini mediante il confronto dei battenti forniti da FLO-2D nelle configurazioni attuale (contours verdi) e di progetto (contours bianchi).

In particolare, il confronto tra lo scenario di progetto e lo scenario attuale mostra, per la previsione rappresentata in Figura 8-3, variazioni nulle o millimetriche dei battenti idrici. In tale figura, come in quelle che seguono, sono riportati i valori numerici, espressi in metri, della differenza tra la quota massima raggiunta dalla superficie idrica duecentennale nello scenario di progetto e quella relativa allo scenario attuale; inoltre, per agevolare la lettura, sono colorate in gradazioni arancione-rosso le celle in cui si osserva un incremento di battente superiore a 3 cm e verde laddove se ne osserva, viceversa, una riduzione.

Per quanto concerne la previsione "PUC 26", rappresentata in Figura 8-4, l'incremento massimo di battente risulta ovunque inferiore a 4 cm, valore praticamente equivalente alla tolleranza numerica del codice di calcolo ( $\pm 3$  cm).

Per entrambe le previsioni urbanistiche, quindi, tali evidenze dimostrano l'assenza di incremento di rischio idraulico nelle aree contermini.

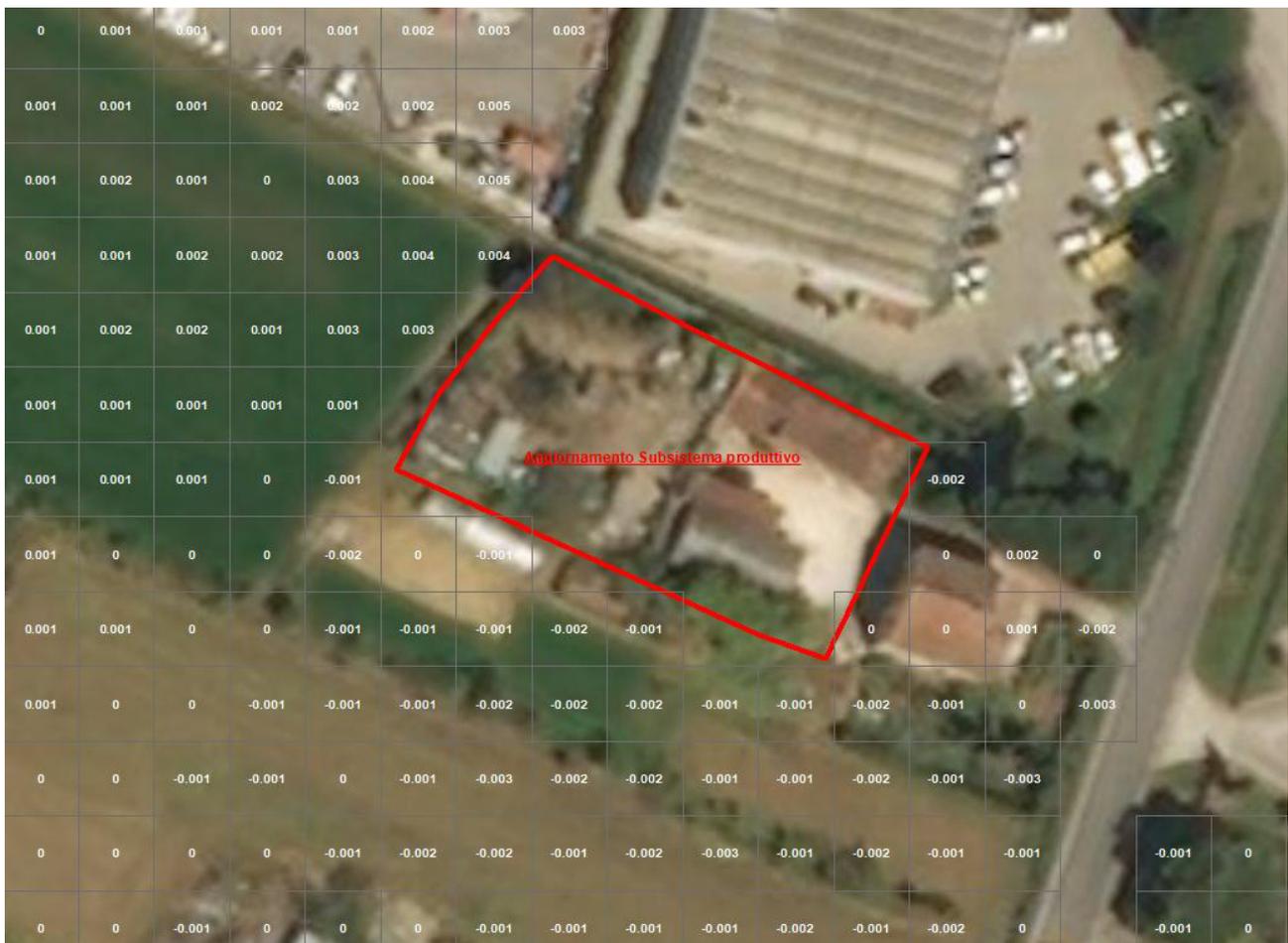


Figura 8-3: Rappresentazione grafica e numerica della differenza di quota della superficie idrica duecentennale tra le configurazioni di progetto e attuale (espressa in m).

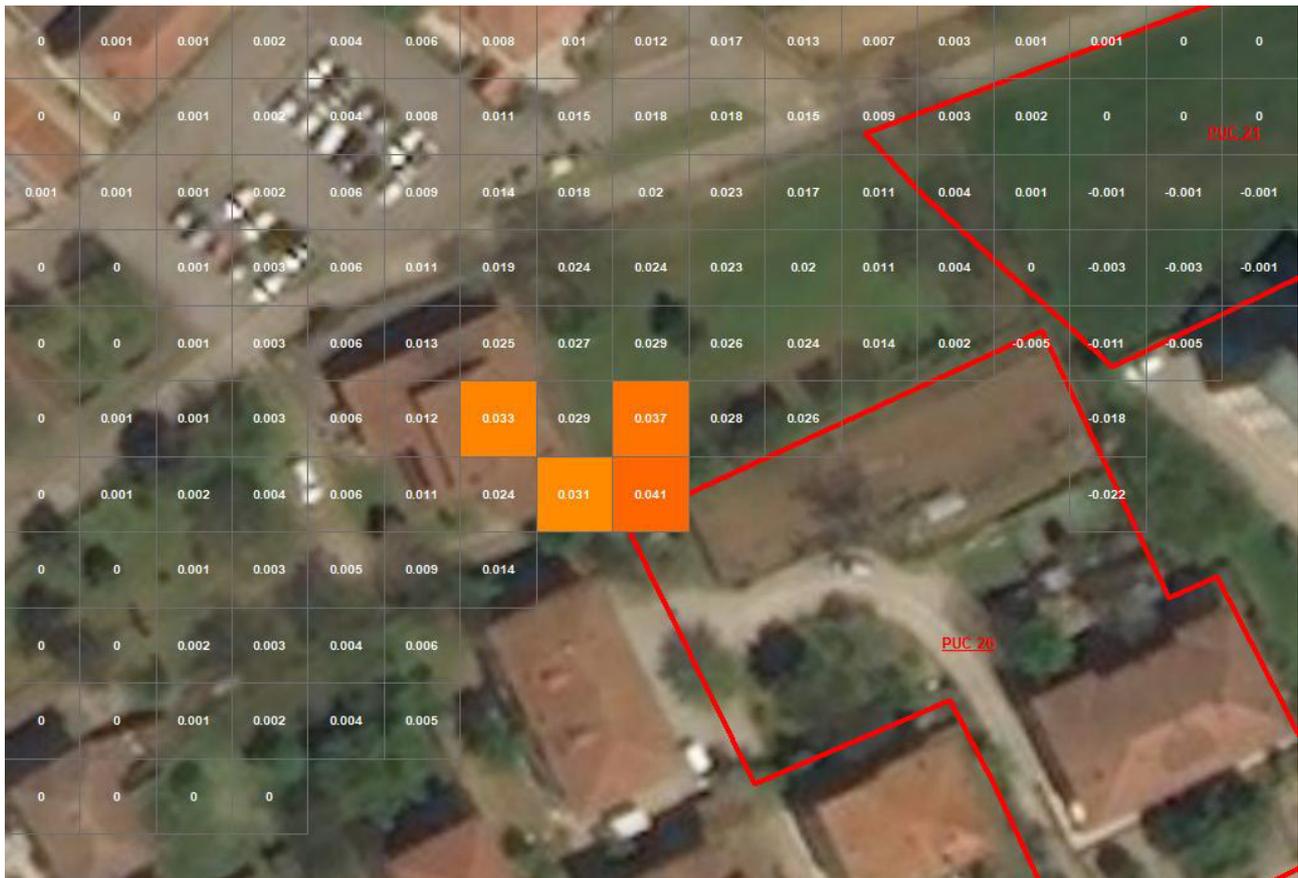


Figura 8-4: Rappresentazione grafica e numerica della differenza di quota della superficie idrica duecentennale tra la configurazioni di progetto e attuale (espressa in m).

Infine, per l'intervento rappresentato in Figura 8-5, prossimo alla stazione ferroviaria, i risultati mostrano che incrementi superiori alle tolleranze di calcolo, ma ovunque inferiori a 7 cm, si manifestano in sole n°8 celle comprese in una distanza di circa 20 m dal perimetro della previsione urbanistica. Tali celle di calcolo presentano, allo stato attuale, battenti duecentennali compresi tra 6 e 12 cm e, nello scenario di progetto, battenti inferiori a 18 cm, con velocità dell'acqua inferiore a 0.5 m/s (vedi allegati numerici e in formato shape allegati).

Per comprendere la "marginalità" dal punto di vista della vulnerabilità e quindi del rischio a cui competono battenti massimi di 18 cm e velocità massime pari a 0.5 m/s, si ritiene opportuno far riferimento al metodo adottato nel Piano Stralcio di Assetto Idrogeologico (PAI) dall'Autorità di Bacino del Fiume Tevere per "ritagliare", ai bordi delle aree allagabili  $Tr = 50$  anni e  $Tr = 200$  anni, le zone marginali ai fini del rischio, sulla base delle risultanze di uno studio condotto nel 2000 dal Prof. Natale della Facoltà d'Ingegneria dell'Università di Pavia per conto della Regione Lombardia, nell'ambito della redazione dei "Criteri di compatibilità idraulica delle proposte di uso delle aree a rischio idraulico". Sulla base di dati sperimentali sono state elaborate una serie di curve, nel piano  $U - h$  (velocità

– tirante), che rappresentano condizioni di ugual valore della spinta totale (idrostatica, funzione di  $h$  e dinamica, funzione di  $U$ ) su elementi sottoposti all'azione di una corrente. In Figura 8-6 sono riportate tutte le curve elaborate nello studio citato. La curva più bassa del diagramma definisce, in particolare, la regione n. 4 in cui le condizioni di rischio in termini di incolumità delle persone risultano accettabili anche per minori e disabili con accompagnamento.

Tali evidenze, unitamente all'ipotesi cautelativa di sottrarre all'esondazione l'intera superficie della previsione urbanistica, permettono agli scriventi di ritenere tecnicamente trascurabile anche in quest'ultimo caso l'incremento di rischio idraulico nelle aree contermini.



Figura 8-5: Rappresentazione grafica e numerica della differenza di quota della superficie idrica duecentennale tra la configurazioni di progetto e attuale (espressa in m).

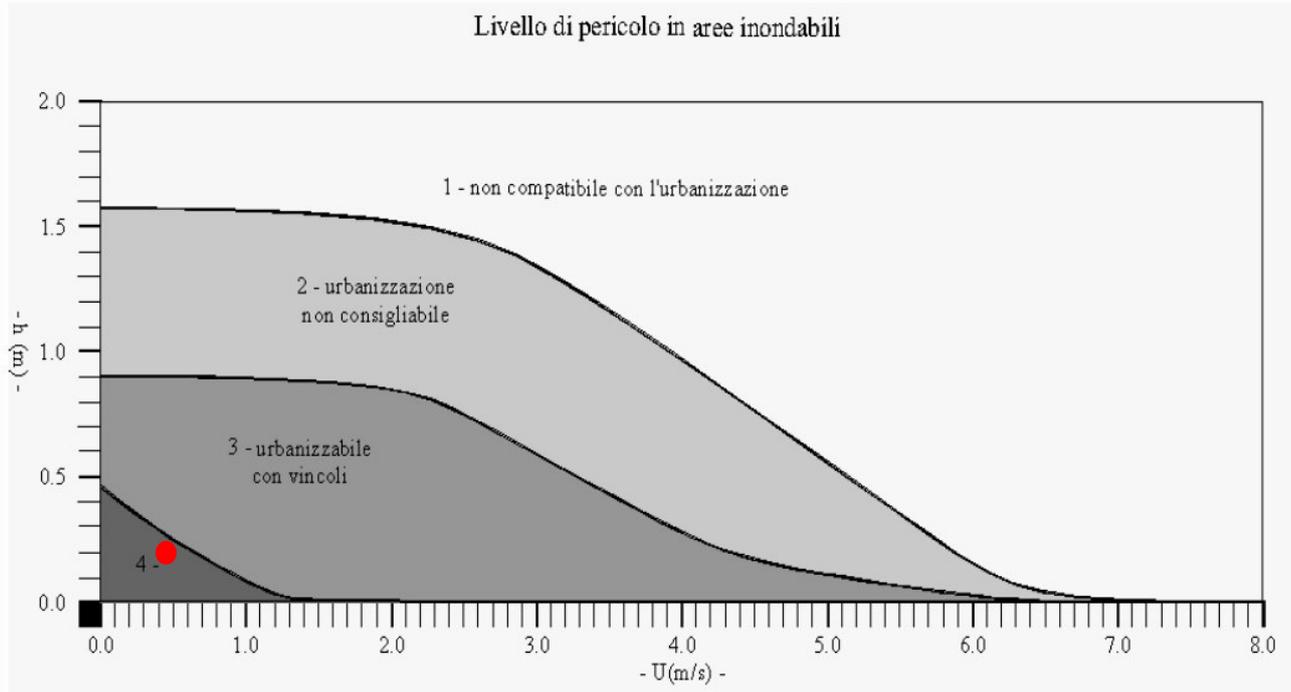


Figura 8-6: Curve che rappresentano condizioni di ugual valore della spinta totale (idrostatica, funzione di  $h$  e dinamica, funzione di  $U$ ) su elementi sottoposti all'azione di una corrente (fonte PAI AdB Tevere).



## 9 Considerazioni conclusive

È però opportuno precisare che i risultati ottenuti con le presenti verifiche idrologiche ed idrauliche sono naturalmente basati sulle conoscenze attuali del sistema idrografico e dei dati idrologici disponibili, nonché sull'ipotesi fondamentale che le sezioni idrauliche dei corsi d'acqua oggetto di verifica siano mantenute in futuro almeno nelle medesime condizioni di officiosità idraulica.

Infatti, i risultati esposti nel presente studio sono vincolati alla sussistenza delle attuali condizioni e assetti del reticolo idrografico idraulicamente rilevante: eventuali future modifiche di tali assetti, ovvero la modifica del quadro conoscitivo indotto da futuri eventi meteorologici estremi, imporranno adeguate revisioni dei risultati qui ottenuti ed esposti.

Inoltre, in relazione anche alla futura evoluzione del processo di espansione edilizia, all'eventuale approvazione di varianti al regolamento urbanistico, a variazioni significative dell'assetto dell'uso del suolo o delle reti idrauliche naturali o artificiali interferenti con le aree investigate, le analisi qui svolte dovranno essere aggiornate.

Infine, occorre evidenziare che i risultati qui esposti in termini di aree allagabili si riferiscono alla porzione di territorio individuata nella tavola grafica allegata con il poligono denominato "*area modellata*". Pertanto, con la presente relazione non è espressa alcuna valutazione circa la pericolosità idraulica nella porzione di territorio non ricompresa all'interno del suddetto dominio.

I tecnici incaricati

Ing. Remo Chiarini

Ing. Alessandro Berni

Ing. Luigi Bigazzi