

COMUNE di MONTEPULCIANO

Provincia di Siena

Responsabile del procedimento

Massimo Bertone

Sindaco

Andrea Rossi

Garante della comunicazione

Vania Lombardelli

Progettisti

Paolo Corsi

Fabrizio Mezzedimi

Roberto Vezzosi

Consulenti

Aspetti geologici e idraulici:

Progeo associati

Fabio Poggi, Massimiliano Rossi

Alessandro Berni, Lorenzo Corri

Aspetti agronomici:

Monica Coletta

Collaboratori

Massimo Tofanelli

Elisa Butelli

Sistema informativo

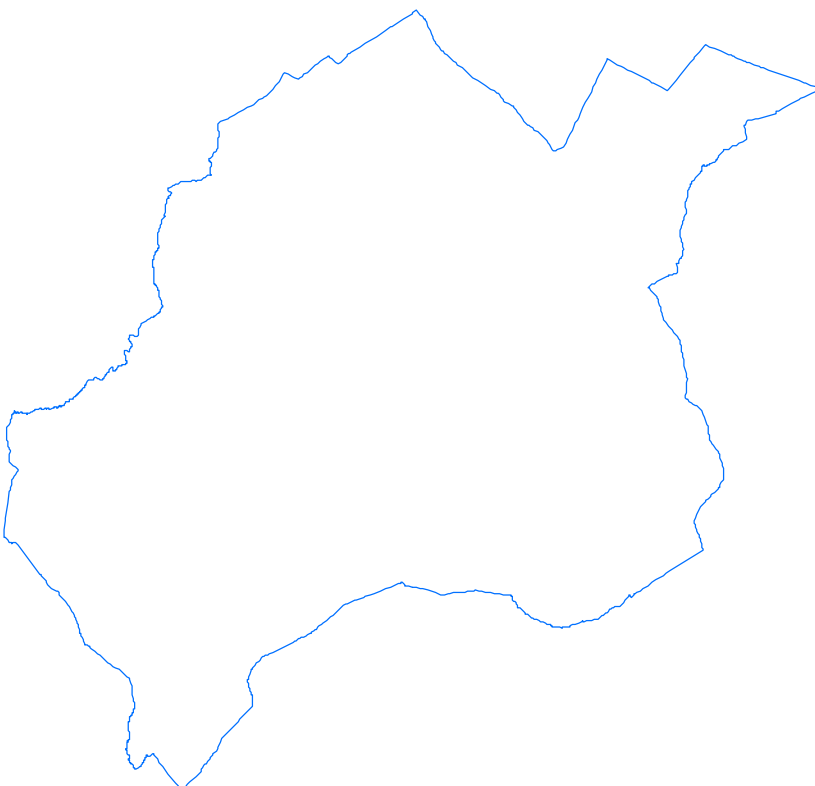
Idp progetti gis

REGOLAMENTO URBANISTICO

STUDIO IDROLOGICO - IDRAULICO

Giugno 2011

RELAZIONE
IDROLOGICO - IDRAULICA



INDICE

PREMESSA E NORMATIVA DI RIFERIMENTO	2
1. INQUADRAMENTO GENERALE DELL'AREA E QUADRO CONOSCITIVO.....	4
2. RILIEVO DELLE SEZIONI D'ALVEO E PIANI QUOTATI DELLE AREE INONDABILI..	10
3. ANALISI IDROLOGICA	13
Definizione degli afflussi meteorici.....	14
Determinazione dello ietogramma di progetto	20
Le perdite idrologiche.....	21
La trasformazione afflussi – deflussi	26
La propagazione delle onde di piena	30
Stima della portata di progetto, analisi preliminari e scelta del modello idrologico.....	32
Confronto con ALTO	38
4. RISULTATI DELL'ANALISI IDROLOGICA	42
5. ANALISI IDRAULICA.....	47
Descrizione della modellazione idraulica	47
HEC-RAS	47
Limiti della modellazione 1D	55
FLO-2D	56
Analisi delle modellazioni idrauliche con HEC-RAS.....	61
Analisi delle modellazioni idrauliche con FLO-2D	62
Inviluppo delle durate critiche lungo l'asta fluviale	63
6. RISULTATI DELLA MODELLAZIONE IDRAULICA.....	68
Modello "Montepulciano Stazione (Gracciano, Nottola, Rovisci)"	69
Modello "Acquaviva"	75
Modello "Nibbiano"	78
Modello "Parce"	79
Modello "Rigo"	80
Modello "Salarco"	82
Modello "Salcheto"	84
Modello "Val di Seste"	87
Modello FLO-2D dell'intero territorio	89
Bibliografia	92

ALLEGATI

PREMESSA E NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il presente studio idrologico - idraulico è redatto su incarico del Comune di Montepulciano, a supporto del Regolamento Urbanistico.

Il lavoro intende caratterizzare gli aspetti connessi alla probabilità di allagamento per fenomeni di esondazione dai corsi d'acqua compresi nel reticolo d'interesse della difesa del suolo come definito nei PAI approvati, ovvero come definito nel PIT, interferenti con le aree potenzialmente interessate da previsioni insediative e infrastrutturali dell'Amministrazione Comunale.

La probabilità di allagamento analizzata è quella indotta dal superamento della capacità di deflusso dei corsi d'acqua oggetto di modellazione, causa dei fenomeni esondativi. Non sono inclusi gli aspetti di pericolosità prodotti da collassi strutturali (argini, ponti,...).

Secondo il D.P.G.R. 26/R del 27 aprile 2007 (B.U.R.T. n.11 del 7/5/2007), le indicazioni circa la propensione all'allagabilità del territorio comunale, in particolare all'interno delle UTOE (unità territoriali organiche elementari) in cui ricadono ambiti territoriali potenzialmente interessati da previsioni insediative e infrastrutturali, saranno fornite considerando tempi di ritorno pari a 20, 30, 200 e 500 anni in relazione all'individuazione delle seguenti classi di pericolosità idraulica:

- **Pericolosità idraulica molto elevata (I.4):** aree interessate da allagamenti per eventi con $Tr \leq 30$ anni.
- **Pericolosità idraulica elevata (I.3):** aree interessate da allagamenti per eventi compresi tra $30 < Tr \leq 200$ anni.
- **Pericolosità idraulica media (I.2):** aree interessate da allagamenti per eventi compresi tra $200 < Tr \leq 500$ anni.
- **Pericolosità idraulica bassa (I.1):** aree collinari o montane prossime ai corsi d'acqua per le quali ricorrono le seguenti condizioni:
 - a) non vi sono notizie storiche di inondazioni
 - b) sono in situazioni favorevoli di alto morfologico, di norma a quote altimetriche superiori a metri 2 rispetto al piede esterno dell'argine o, in mancanza, al ciglio di sponda.

Il presente studio, in accordo con le linee guida dettate dalla Regione Toscana per la redazione degli studi idraulici di supporto agli Strumenti Urbanistici, si articola nelle seguenti fasi:

- **Quadro conoscitivo** con la descrizione delle criticità note del territorio comunale;
- **Analisi idrologica** contenente la metodologia adottata per la stima delle portate di progetto per vari tempi di ritorno;
- **Analisi idraulica** contenente la descrizione delle modellazioni svolte ed i risultati conseguiti in termini di stima e localizzazione delle volumetrie di esondazione per i vari tempi di ritorno e la relativa perimetrazione delle aree allagate.

1. INQUADRAMENTO GENERALE DELL'AREA E QUADRO CONOSCITIVO

Il territorio comunale di Montepulciano si colloca nella parte meridionale della Provincia di Siena e si estende per una superficie di circa 165,58 km² ad un'altitudine media di 605 m. s.l.m.. Da un punto di vista amministrativo confina a nord con il comune di Cortona (AR), a est con quello di Castiglione del Lago (PG), a sud con Chiusi e Chianciano Terme (SI), a ovest con Pienza e Torrita di Siena (SI).

Morfologicamente il territorio risulta suddiviso in due aree distinte:

- l'area collinare e montuosa che occupa tutta la porzione occidentale del territorio comunale;
- l'area pianeggiante e dolcemente ondulata, tipico paesaggio della Valdichiana, nella restante parte del territorio comunale.

Per quanto riguarda l'idrografia, l'area comunale ricade per la maggior parte nel bacino idrografico del Canale Maestro della Chiana e solo una piccola parte, quella ad ovest della dorsale, appartiene in parte al bacino del fiume Orcia ed in parte al bacino del fiume Tevere.

Il reticolo idrografico si presenta poco gerarchizzato, con un pattern tipicamente dendritico e costituito da una serie di piccoli corsi d'acqua confluenti nelle aste fluviali principali, che in gran parte sono stati oggetto di interventi durante le varie fasi di bonifica della Val di Chiana.

I corsi d'acqua sono a carattere torrentizio, di cui i principali sono il Salarco, il Salcheto e il Parce; i primi due seguono, seppur divagando, un andamento generale SW-NE (cioè in direzione ortogonale ai rilievi), mentre il Parce ha uno sviluppo W-E .

Tutti si raccordano mediante canalizzazione al principale corso d'acqua che drena la valle, il Canale Maestro della Chiana.

In particolare, la parte orientale del territorio comunale, dove si sviluppa la Valdichiana, è caratterizzata da una serie di opere idrauliche realizzate in tempi storici che hanno permesso la totale bonifica dell'area; bonifica che si è conclusa con la realizzazione del suddetto Canale Maestro il quale ha permesso il collettamento di tutte le acque drenate verso il bacino del fiume Arno.

È da ricordare infatti che nel Pleistocene inferiore la rete idrografica dell'area afferiva per intero al fiume Tevere, ma successivi eventi tettonici modificarono l'idrografia generale con conseguente impaludamento e successiva inversione "artificiale" del deflusso. Tale

inversione, attualmente da sud verso nord, è testimoniata da fenomeni di ristagno d'acqua eliminati durante la fase di bonifica dell'area.

La Piana di Montepulciano è collocata ad una quota compresa tra i 250 m e i 260 m s.l.m. Per l'area in esame, individuata non in base ai confini comunali ma in base alle aree effettivamente drenanti nel territorio comunale di Montepulciano, è stato realizzato un D.E.M. (Digital Elevation Model) a maglia 10 m x 10 m utilizzando la cartografia CTR in scala 1:10000 a disposizione (Figura 1).

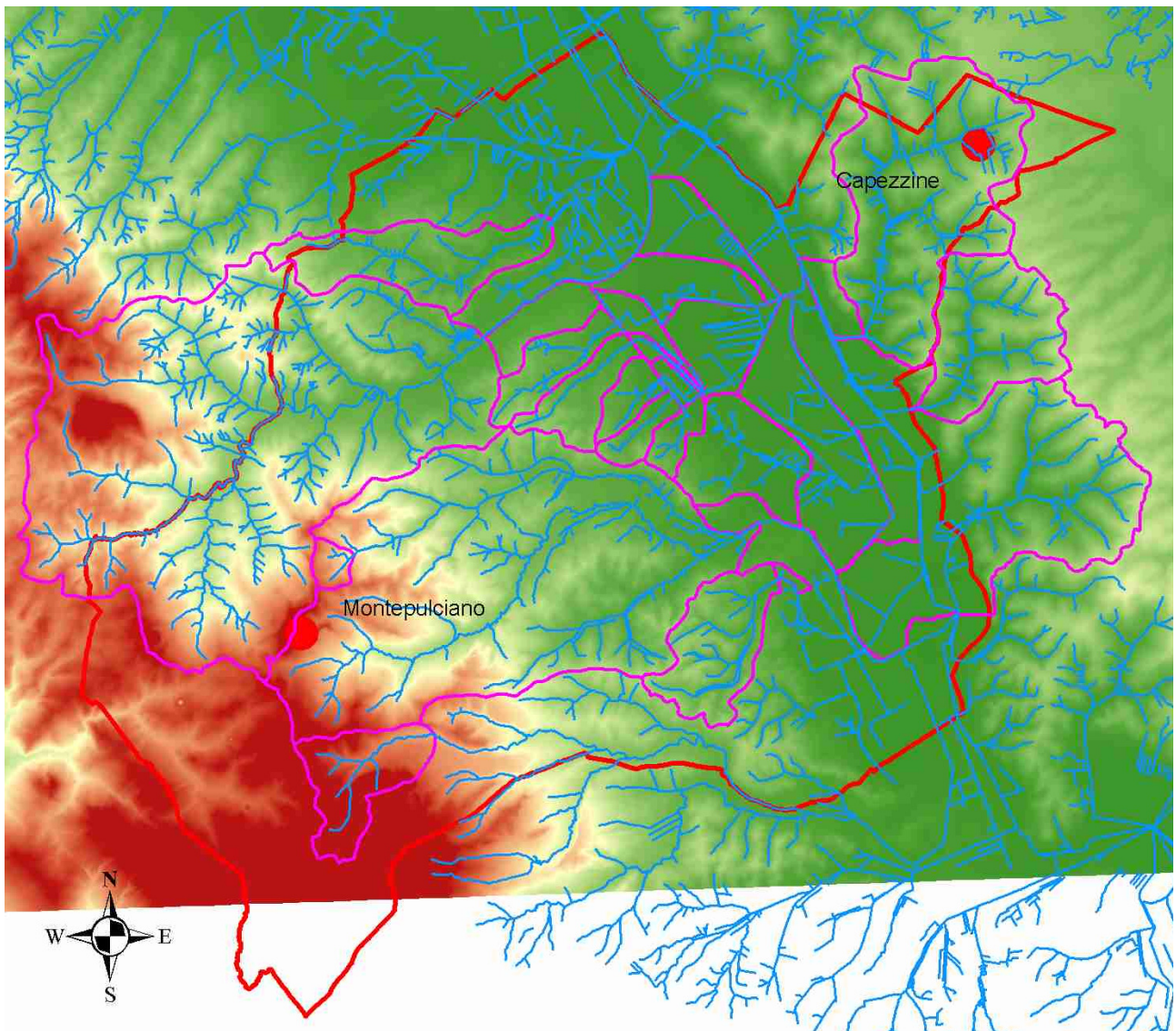


Figura 1: DEM del territorio oggetto di analisi e pluviometri utilizzati per l'analisi idrologica: sensore n.690 di Montepulciano e n.700 di Capezzine

Nella figura sono anche riportati i due pluviometri presenti nell'area ed utilizzati per le analisi idrologiche: il sensore n.690 di Montepulciano (a Ovest) ed il n.700 di Capezzine (a Est).

Dai tematismi di Piano Strutturale dei comuni di Montepulciano, Torrita e Cortona sono poi state estratte le informazioni relative alla permeabilità (Figura 2) e all'uso del suolo (Figura 3).

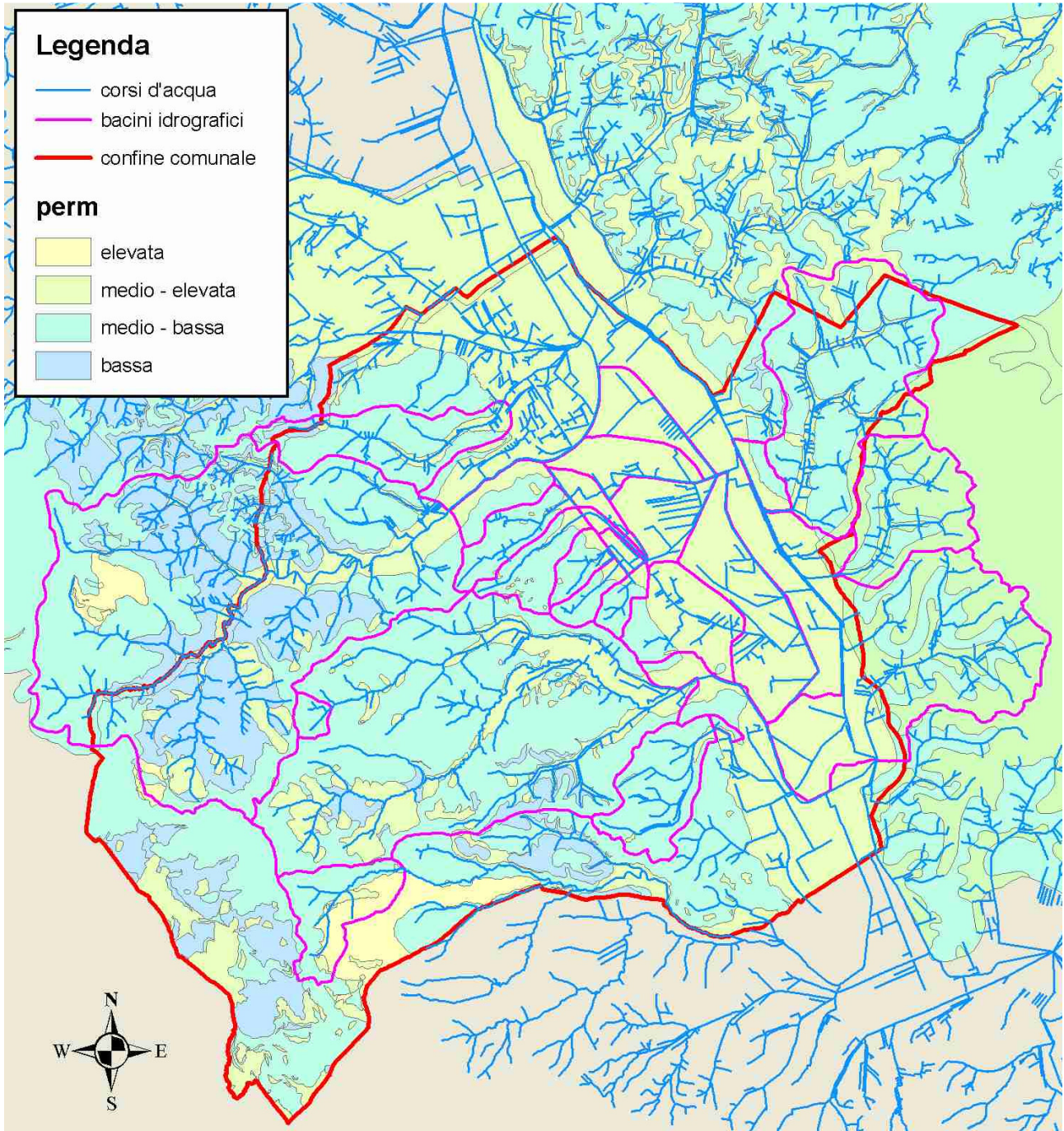


Figura 2: Permeabilità del territorio oggetto di analisi

Nel territorio rimanente, dove non erano disponibili informazioni di dettaglio, i tematismi di permeabilità e uso del suolo sono stati integrati rispettivamente con le informazioni digitali desunte dal Progetto Nazionale Cartografia Geologica (CARG) della Regione Toscana e dal progetto CORINE-Land Cover con risoluzione 1:100.000 aggiornata al 2000.

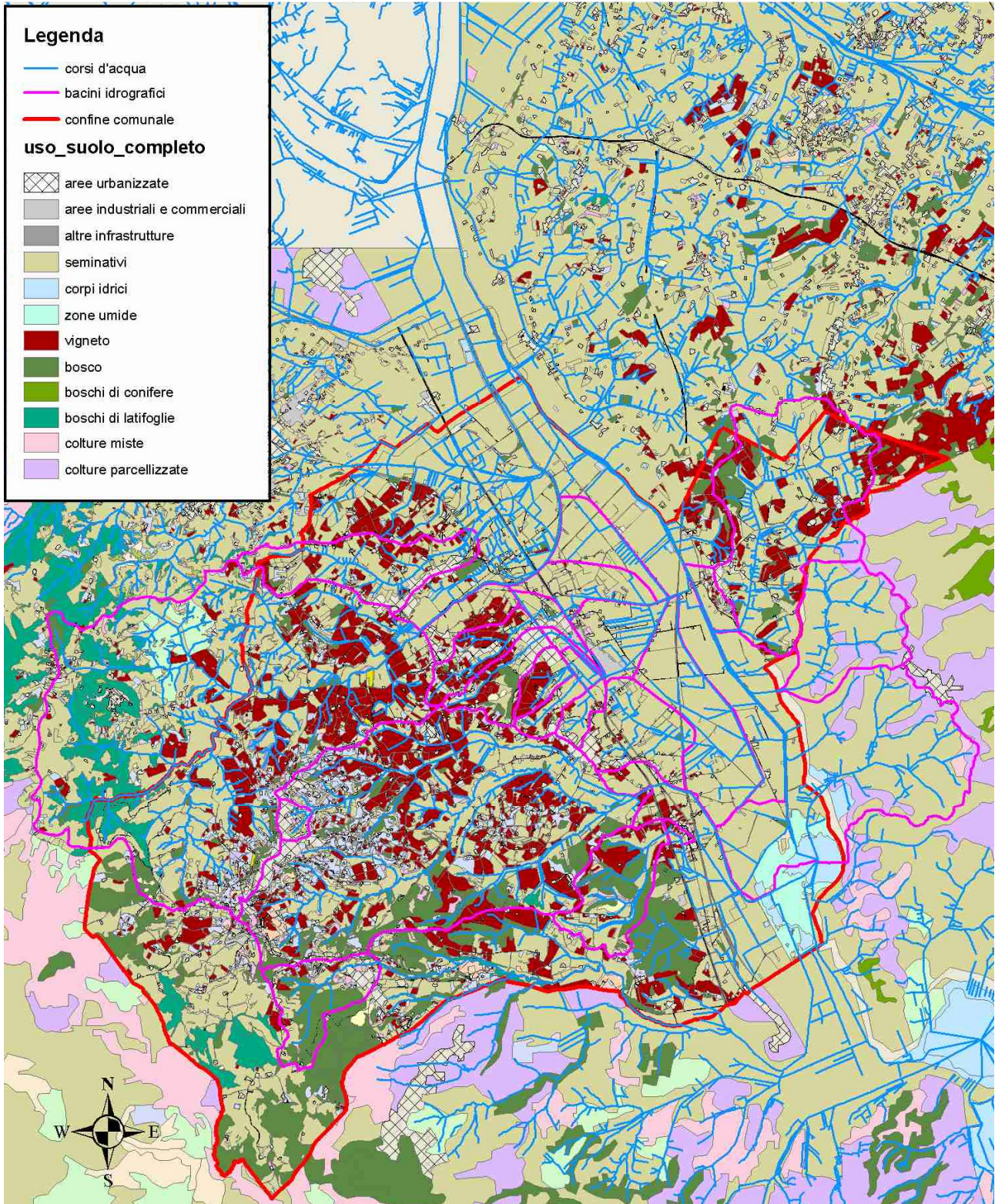


Figura 3: Uso del suolo del territorio oggetto di analisi

Per quanto riguarda la permeabilità, con riferimento alla Figura 2, il territorio di Montepulciano è costituito per la maggior parte da terreni poco permeabili (Tabella 1).

Per quanto riguarda l'uso del suolo, la superficie del bacino è costituita principalmente da aree destinate ad uso seminativo (51%), da oliveti e vigneti (20%), da zone boschive (11%) e da zone urbanizzate e strade (9%), come riportato in Tabella 2.

Tabella 1: Permeabilità nel territorio di Montepulciano

Permeabilità	Area (%)
Elevata	2.35
Medio elevata	41.17
Medio bassa	46.74
Bassa	9.74

Tabella 2: Uso del suolo nel territorio di Montepulciano

Uso del suolo	Area (%)
Centri urbani ed edificato	5.80
Insedimenti produttivi	0.47
Altre infrastrutture	0.53
Strade	1.87
Bosco	11.26
Frutteti	1.67
Oliveti e vigneti	20.05
Seminativi	51.26
Pascoli, incolti	0.42
Vegetazione riparia	3.84
Cave	0.17
Corpi idrici e aree umide	2.49
Altro	0.18
Centri urbani ed edificato	5.80
Insedimenti produttivi	0.47
Altre infrastrutture	0.53
Strade	1.87

Sulla base dei dati di permeabilità e di uso del suolo è stata elaborata, mediante l'utilizzo del software ArcGIS, la mappa relativa al parametro adimensionale CN (Curve Number), secondo la procedura proposta dal Soil Conservation Service, che determina la massima ritenzione potenziale del terreno. Il significato e l'applicazione di tale parametro saranno

descritti nella parte idrologica della presente relazione. La Figura 4 mostra la distribuzione spaziale di tale parametro per condizioni di umidità del suolo intermedie, CN(II).

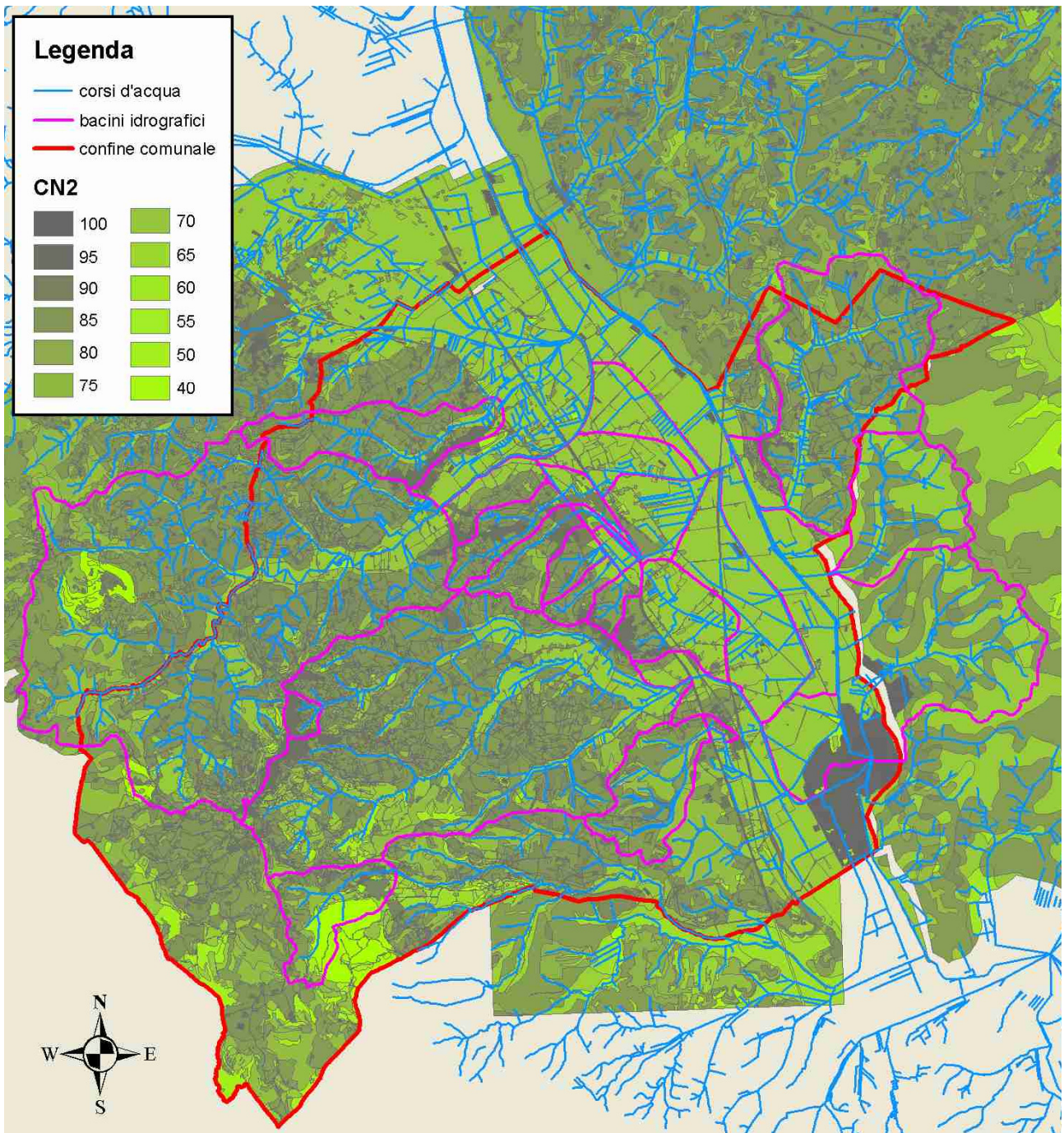


Figura 4: variabilità spaziale del grado di assorbimento del suolo secondo il parametro adimensionale CN (Curve Number) per condizioni di umidità del suolo intermedie, CN(II).

2. RILIEVO DELLE SEZIONI D'ALVEO E PIANI QUOTATI DELLE AREE INONDABILI

Il rilievo delle sezioni d'alveo è stato commissionato per l'occasione dall'amministrazione comunale ed è stato realizzato nel 2009 dalla società Batini Survey S.r.l. di Terni mediante tecnica GPS integrata, dove necessario, da misure con stazione totale. Le sezioni trasversali rilevate sono state rappresentate nelle tavole grafiche allegate con un codice alfanumerico, nel quale i primi caratteri alfabetici indicano il corso d'acqua e i successivi numeri indicano il numero della sezione, da valle verso monte.

La Tabella 3 fornisce un quadro complessivo delle sezioni rilevate per ciascun corso d'acqua:

Tabella 3: Sezioni rilevate sui corsi d'acqua di interesse

CORSO D'ACQUA	CODICE	TRATTO RILEVATO	LUNGH. TRATTO (m)	n. SEZ.
RIGO	RI	Da loc. Podere Greppo fino a valle della Ferrovia Empoli Chiusi	2500	30
SALARCO	SALA	Da loc. Graccianello a loc. Podere Ferretti	6500	66
GRACCIANO 1	GRA	Da loc. Madonnino fino alla confluenza con la Doccia di Nottola, a valle dell'autostrada A1	3100	47
GRACCIANO 2	GRA_BIS	Dalla A1 in loc. P. Parcese fino alla confluenza con la Doccia di Nottola presso P. Catena	2500	37
NOTTOLA 1	NO	Da loc. P. La Croce fino all'autostrada A1	2600	27
ROVISCI	RO	Da P. Santa Mustiola fino alla confluenza con la Doccia di Nottola a monte della A1	1700	29
NOTTOLA 2 (valle)	NO_V	Dall'autostrada A1 fino a P. Catena, nei pressi della Ferrovia Direttissima FI-ROMA	2250	29
GRACCIANO NOTTOLA	GRA_NO	Da P. Catena, a monte della Dirett., fino alla confluenza con il Canale Maestro della Chiana	850	6
VALIANO	VA	Tratto immediatamente a monte della confluenza con il Canale Maestro della Chiana	700	9
ACQUAVIVA	ACQ	Dall'autostrada A1 fino a valle della Ferrovia Direttissima FI-ROMA	2250	37
SALCHETO	SALC	Dalla confluenza con il T. Ciarlana, presso P. Luteriaia, fino a P. La Colmatella	2700	31
VALSESTA	VALS	Da 100 m a monte dell'autostrada A1 fino a loc. San Felice	2600	36
PARCE	PA	Da 200 m a monte della S.S. 146 di Chianciano fino a 80 m a valle di Via di Camaione	1200	8
NIBBIANO	NI	Tratto iniziale del corso d'acqua in prossimità dell'abitato di Montepulciano	600	8
TOTALE			32050	400

Il quadro conoscitivo è stato inoltre aggiornato nelle seguenti aree:

- **SALARCO**: nel periodo maggio-luglio 2010 L'Unione dei Comuni Valdichiana Senese – Area Tecnica ha realizzato le opere previste nel progetto esecutivo *“Interventi urgenti di ripristino arginature e confluenze del torrente Salarco e affluenti nel Comune di Montepulciano (SI) – 1° stralcio”*. Gli interventi hanno riguardato la riprofilatura di circa 400 m di T. Salarco a monte della S.P. 326, il ripristino della sezione idraulica sotto al ponte sulla S.P. (vedi Figura 5) ed il ripristino di un arginello trasversale extra-alveo posto in destra idrografica, sempre a monte della strada provinciale. L'effettiva realizzazione degli interventi è stata verificata dagli scriventi mediante apposito rilievo topografico strumentale.

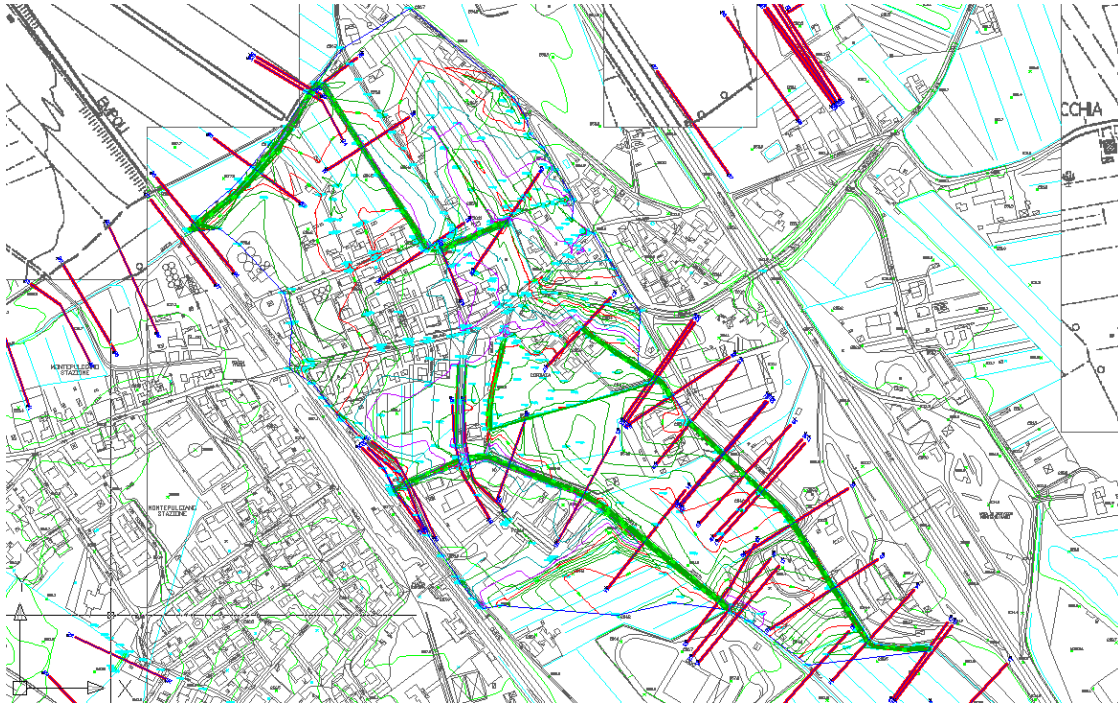


Figura 6: rilievo integrativo Montepulciano Stazione.

Per quanto riguarda la definizione delle aree inondabili si è provveduto alla realizzazione di un modello digitale del terreno (DTM) in formato TIN (Triangular Irregular Network) sulla base delle Carte Tecniche Regionali in scala 1:2000, 1:5000 e 1:10000 in formato dxf. Per tali operazioni è stato utilizzato il software ESRI ArcMap.

3. ANALISI IDROLOGICA

Lo scopo dell'analisi idrologica è la determinazione delle portate di progetto di assegnato tempo di ritorno da impiegare come dati di ingresso per la successiva fase di modellazione idraulica delle aste fluviali di interesse, al fine di verificare il grado di pericolosità idraulica a cui sono soggette le aree urbane limitrofe ai corsi d'acqua a causa di fenomeni di tracimazione delle sommità spondali.

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 (Soil Conservation Service, 1986), 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.

L'utilizzo di una modellistica afflussi-deflussi è infatti l'approccio più applicato in assenza di dati relativi a misure di portata e si basa sulla stima delle linee segnalatrici di possibilità pluviometrica e quindi delle precipitazioni che costituiscono i dati di ingresso per il modello idrologico.

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 ragguaglio all'area;
- b) **Determinazione dello ietogramma di progetto:** scelta della durata critica dell'evento e della distribuzione temporale delle precipitazioni;
- c) **Stima delle perdite idrologiche:** determinazione della quantità di precipitazione trattenuta dal terreno (perdite), con la conseguente determinazione della pioggia effettiva (o pioggia netta) che rappresenta il volume d'acqua che raggiunge per ruscellamento superficiale la rete di drenaggio fino alla sezione di chiusura, determinando l'evento di piena;
- d) **Trasformazione afflussi-deflussi:** schematizzazione della risposta del singolo bacino idrografico alle sollecitazioni meteoriche, in funzione delle proprie caratteristiche fisiografiche e combinazione di tale risposta con la pioggia netta per stimare gli idrogrammi di piena.
- e) **Propagazione delle onde di piena:** modellazione del fenomeno di trasferimento dell'onda di piena lungo il corso d'acqua.

Definizione degli afflussi meteorici

Il primo elemento fondamentale nella creazione di un modello idrologico è costituito dalla stima degli afflussi. Per la simulazione di singoli eventi di piena (come nel caso del presente studio), è sufficiente considerare gli afflussi meteorici, trascurando quelli sotterranei.

Lo studio statistico delle piogge intense in un punto della superficie terrestre si sintetizza nella formulazione delle Linee Segnalatrici di Probabilità Pluviometrica (LSPP), ottenute a partire dall'elaborazione delle serie storiche dei valori massimi annuali delle altezze di precipitazione di assegnata durata, fornite da registrazioni pluviometriche.

Le LSPP descrivono le proprietà statistiche degli eventi di pioggia intensa a scala puntuale ed esprimono un legame tra altezza di pioggia-durata-frequenza. In particolare, per un prefissato tempo di ritorno, la corrispondente LSPP fornisce la relazione tra la durata della pioggia e la relativa altezza di precipitazione. In via di principio è possibile ricavare le linee segnalatrici relative alla pioggia media areale. L'operazione, però, oltre ad essere onerosa richiede la presenza nell'area in esame di un congruo numero di stazioni pluviometriche e funzionanti da un elevato numero di anni. Tale condizione non è però soddisfatta per la

maggior parte del territorio italiano. Per questo motivo generalmente si procede stimando l'altezza di precipitazione puntuale che viene successivamente ragguagliata all'area attraverso un coefficiente di riduzione.

Se nel sito d'interesse sono presenti due stazioni di misura pluviometrica dotate di una serie di osservazioni sufficientemente lunga: l'analisi si basa sull'elaborazione statistica delle piogge massime annuali con durata 1, 3, 6, 12 e 24 ore. Nel caso non fosse presente un pluviometro nell'area in esame, l'informazione ottenuta dalle osservazioni nelle stazioni della rete pluviometrica operante nel territorio limitrofo verrebbe estrapolata nello spazio al fine di ottenere informazioni anche per il sito in esame. Quest'ultimo approccio, di tipo regionale, è da preferirsi ad un approccio a sito singolo in quanto riduce l'incertezza delle stime, soprattutto per gli eventi rari. Un esempio di procedura di regionalizzazione delle precipitazioni è quello sviluppato per il Comparto Bologna-Pisa-Roma da Brath et al. (1998) all'interno del progetto VAPI.

Nel presente studio sono presenti due sensori pluviometrici (Montepulciano n.690 e Capezzine n.700): le informazioni sui dati meteorici ad essi relativi sono state dedotte dalle "LSPP per le stazioni del Compartimento dell'Ufficio Idrografico e Mareografico di Pisa", pubblicate dalla Presidenza del Consiglio dei Ministri con la collaborazione scientifica di PIN – Centro Studi Ingegneria (Università di Firenze) e Regione Toscana (Figura 7).

La pubblicazione contiene i risultati delle elaborazioni statistiche dei dati di pioggia misurati dai sensori del Servizio Idrografico mediante distribuzione di probabilità TCEV (*Two Components Extreme Value*), volte alla definizione della seguente relazione tra altezze, durate di pioggia e tempi di ritorno:

$$h = at^n T_r^m \quad (3-1)$$

dove t = durata espressa in ore, T_r = tempo di ritorno in anni, h = altezza di precipitazione in mm.

La Figura 8 mostra la suddivisione dell'area di studio e la conseguente attribuzione dei dati meteorici dei due pluviometri ai singoli sottobacini idrografici: in particolare, alle aree poste a Sud-Ovest della linea ferroviaria Empoli-Chiusi, drenanti in direzione Nord-Est, sono state associate le LSPP del sensore 690 (Montepulciano) mentre alle rimanenti aree pianeggianti e drenanti in direzione opposta sono state associate le LSPP del sensore 700 (Capezzine).

SENSORE 690 - MONTEPULCIANO		
parametri LSPP d < 1 h		
a	n	m
22.548	0.403	0.165
parametri LSPP d > 1 h		
a	n	m
22.121	0.245	0.199

SENSORE 700 - CAPEZZINE		
parametri LSPP d < 1 h		
a	n	m
20.502	0.293	0.191
parametri LSPP d > 1 h		
a	n	m
23.556	0.178	0.199

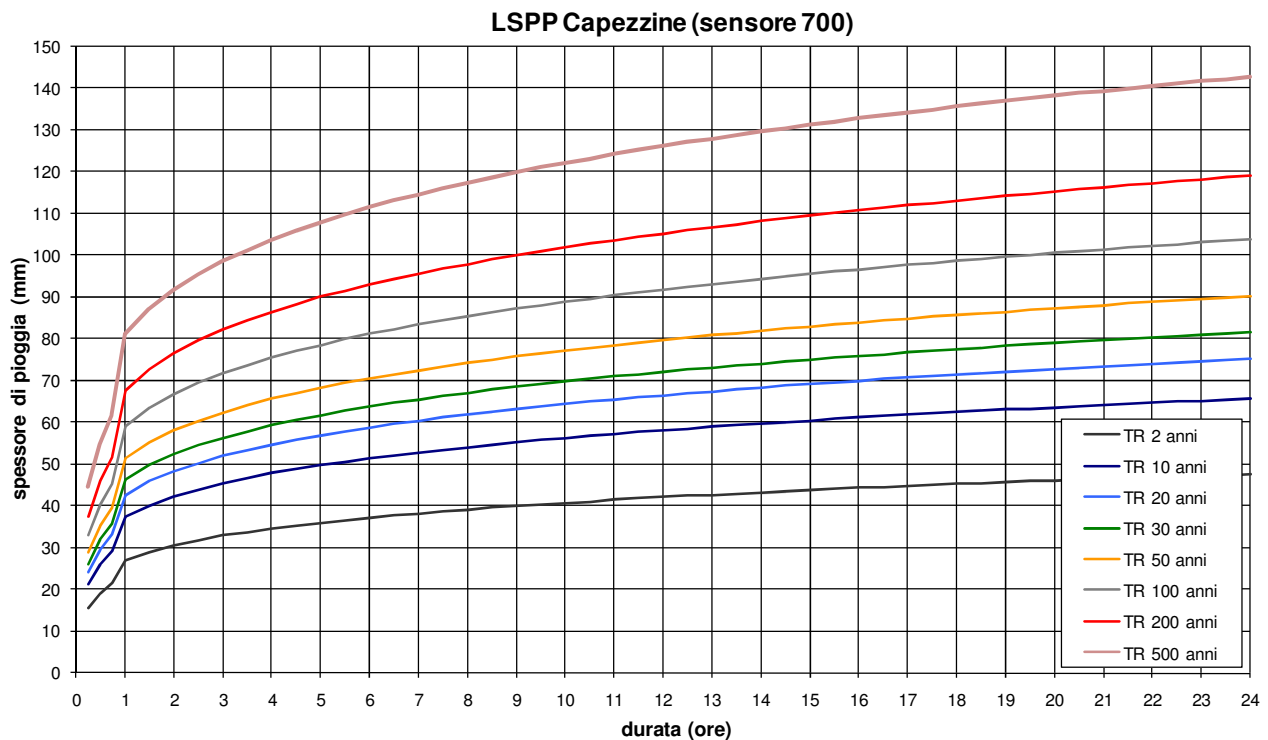
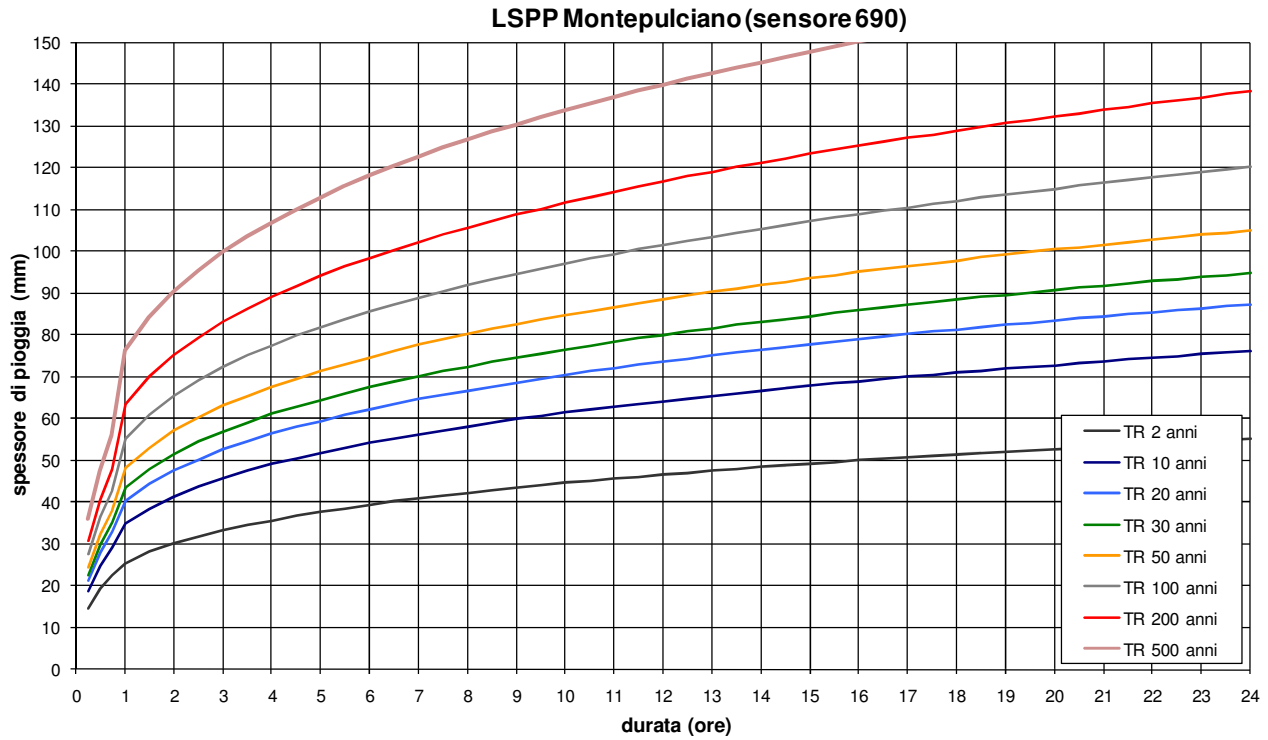


Figura 7: LSPP delle stazioni pluviometriche di Montepulciano e Capezzine

maggiore in bacini piccoli (generalmente di area inferiore a circa 50 Km²), od in generale in bacini con ridotta capacità di invaso.

La distribuzione nel tempo dello spessore di pioggia fornito dalla LSPP può essere effettuata utilizzando diversi criteri, tra cui i più comunemente utilizzati sono:

- ietogrammi con intensità costante;
- ietogrammi con sequenza di spessori parziali di pioggia su intervalli costanti disposti in analogia alla LSPP;
- ietogrammi con sequenza di spessori parziali di pioggia su intervalli costanti disposti in analogia alla LSPP capovolta e ribaltata;
- ietogrammi a blocchi alterni (Alternating Block Method), in cui gli spessori di pioggia su intervalli costanti ricavati dalle LSPP sono ordinati con il valore massimo al centro dello ietogramma e i rimanenti valori disposti in maniera alternata a destra e sinistra dello stesso (Chow et al., 1988).

Per il presente studio, è stato utilizzato per la trasformazione afflussi deflussi, in accordo con l'Autorità di Bacino del Fiume Arno, lo ietogramma con intensità costante, caratterizzato da una durata d ed una intensità costante i_d ricavata dalla LSPP. In Figura 9, per un bacino generico di 10 km² (rappresentativo di quelli analizzati nel presente studio), è riportato il confronto tra gli idrogrammi di progetto al variare della distribuzione temporale della pioggia. Si osserva che la risposta, in termini relativi, è pressoché indipendente dal tempo di ritorno e lo ietogramma uniforme, insieme a quello a blocchi alterni, rappresenta una condizione intermedia di criticità.

Le LSPP hanno validità locale e non possono essere adottate per un intero bacino. E' noto che le piogge di elevata intensità si concentrano in aree piccole e che, a parità di durata e di tempo di ritorno, l'altezza di pioggia decresce con l'area. Su tali basi l'altezza di pioggia media su un bacino si determina moltiplicando l'altezza di pioggia puntuale relativa al centroide del bacino stesso per un opportuno coefficiente di riduzione (o coefficiente di ragguglio all'area) che dipende principalmente dall'area del bacino, dal tempo di ritorno e dalla durata. L'uso di tale coefficiente di riduzione implica che il regime delle precipitazioni sia alquanto uniforme per l'intero bacino. Tale condizione è sicuramente soddisfatta quando le aree considerate non sono troppo grandi (come nel presente studio) e quando lo sviluppo orografico non è molto accentuato. Varie relazioni empiriche per il calcolo del coefficiente di riduzione sono state proposte in letteratura; tra queste quella riportata da Raudkivi (1979) non dipende dal tempo di ritorno ed è data da:

$$G(A_m, d) = 1 - e^{-1.1d^{1/4}} + e^{-1.1d^{1/4} - 0.01A_m} \quad (3-2)$$

dove A_m indica l'area del bacino in migliaia di ettari e d la durata dell'evento piovoso in ore.

L'altezza media di pioggia relativa all'area considerata, $R_T^A(d)$, si ricava da:

$$R_T^A(d) = R_T(d)G(A_m, d) \quad (3-3)$$

con $R_T(d)$ determinata dalla linea segnalatrice di possibilità pluviometrica attesa nel centro di scroscio localizzato in posizione baricentrica all'area stessa.

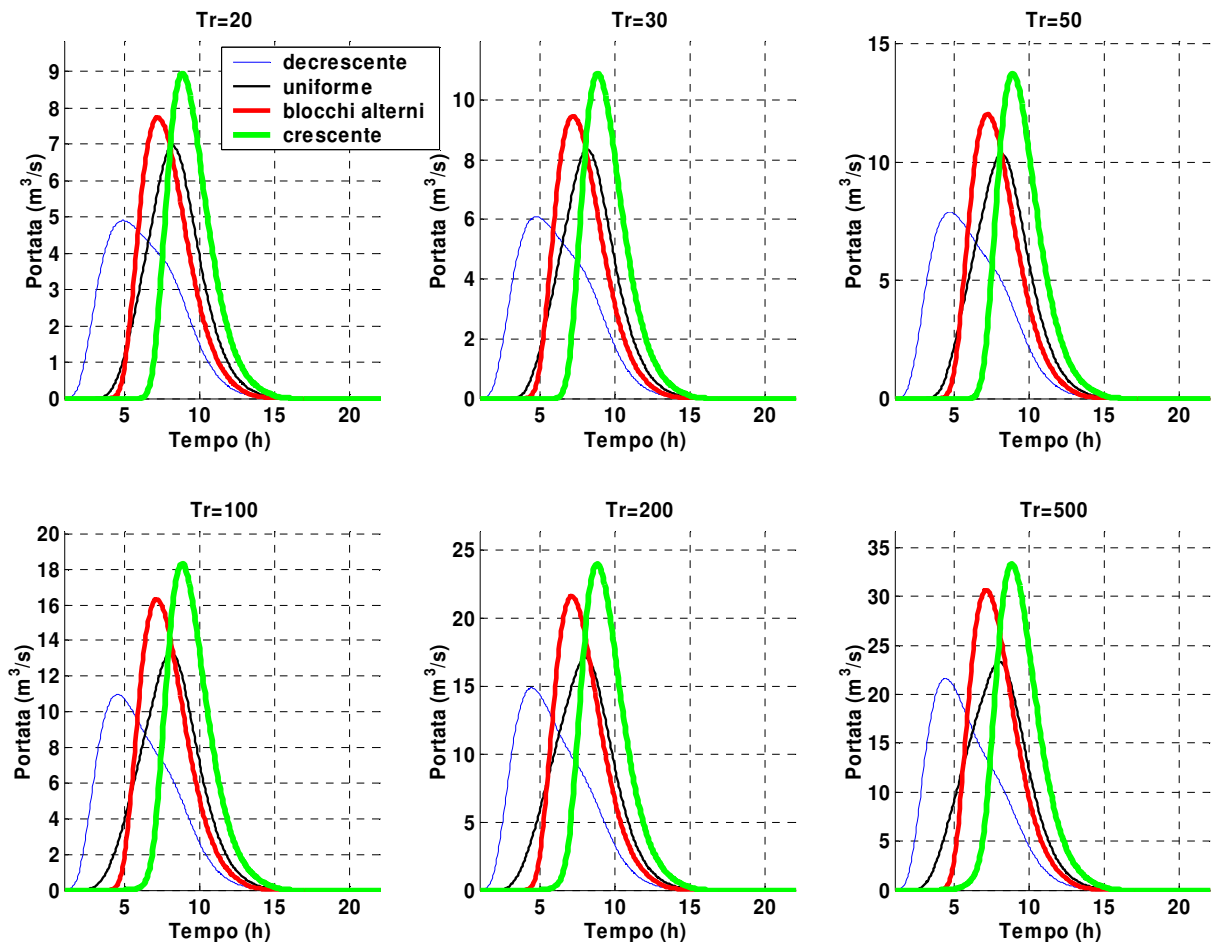


Figura 9: Simulazione della risposta idrologica di un generico bacino di 10 km² sollecitato da una pioggia con intensità costante, crescente, decrescente e a blocchi alterni relativa a diversi tempi di ritorno (20, 30, 50, 100, 200 e 500 anni).

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.

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.

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.

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).

Le perdite idrologiche

La stima delle perdite idrologiche avviene secondo metodi diversi a seconda che si considerino simulazioni relative a singoli eventi (generalmente eventi di piena, come nel caso specifico) o simulazioni continue su lunghi periodi temporali.

Il passaggio dalla precipitazione lorda alla precipitazione netta dipende da:

- caratteristiche del bacino: uso e tipo dei suoli, stato di umidità del suolo all'inizio dell'evento;
- caratteristiche degli afflussi: altezza totale di precipitazione, dinamica temporale e distribuzione spaziale dell'evento.

Le perdite idrologiche vengono generalmente suddivise in:

- intercezione;
- evaporazione;
- traspirazione delle piante;
- immagazzinamento nelle depressioni superficiali;
- infiltrazione.

Nei modelli di piena, l'infiltrazione sulle aree permeabili o semipermeabili costituisce senz'altro la componente principale. Meno significativa, ma spesso non trascurabile (specialmente in comprensori agricoli pianeggianti), è la perdita che avviene sul bacino per immagazzinamento nelle depressioni superficiali dalle quali l'acqua viene allontanata solo per evaporazione o infiltrazione. Le perdite per intercezione e per evapotraspirazione sono invece importanti esclusivamente nell'analisi della risposta del bacino su lunghi periodi temporali.

Il metodo SCS - CN

La capacità di ritenzione dei suoli viene sintetizzata efficientemente nel modello di infiltrazione del terreno messo a punto dal Soil Conservation Service (1972) degli Stati Uniti. Questo metodo viene largamente adottato perché consente, attraverso informazioni quantitative sulla natura del bacino di facile acquisizione, di valutare le grandezze di interesse anche per bacini non strumentati. Secondo il metodo SCS-CN, il volume di deflusso superficiale (altezza di pioggia effettiva), E^A , per un evento isolato di piena è dato da:

$$E^A = \frac{(R^A - I_a)^2}{R^A - I_a + S} \quad (3-4)$$

essendo R^A lo spessore di pioggia precipitato sul bacino, S lo spessore di massima ritenzione potenziale del terreno e $I_a = cS$ lo spessore di assorbimento iniziale, con $0 \leq c < 1$. L'assorbimento iniziale I_a rappresenta il volume specifico di pioggia sottratto a priori per l'intercettazione della vegetazione e l'accumulo nelle depressioni superficiali e, come si può intuire, risulta difficilmente valutabile. Sulla base di dati sperimentali relativi a numerosi bacini statunitensi, il Soil Conservation Service ha suggerito per la stima di I_a un valore di $c = 0.2$.

Per un fissato stato iniziale di imbibimento, la massima ritenzione potenziale del bacino è funzione del tipo di terreno e dell'uso del suolo, il cui effetto combinato è descritto globalmente dal parametro adimensionale CN , con $0 \leq CN \leq 100$, legato ad S dalla relazione:

$$S = 25.4 \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right) \quad (3-5)$$

dove S è espresso in mm. Per determinare il valore del CN è necessario conoscere il tipo e l'uso del suolo, nonché il grado iniziale di imbibimento del terreno che può essere di tre tipi: AMC Tipo I, in caso di bacino asciutto, AMC Tipo II, per condizioni intermedie, e AMC Tipo III, in caso di bacino fortemente imbibito. Lo stato di imbibimento viene individuato, in modo quali-quantitativo, in funzione dell'indice di pioggia API_5 (Antecedent Precipitation Index), ovvero la pioggia totale caduta nei cinque giorni che precedono l'evento di piena.

Ravazzani (2004), alla luce delle analisi condotte nel bacino del Fiume Arno, propone per la scelta della corretta classe AMC, considerando la sola stagione non vegetativa, degli spessori di pioggia di riferimento leggermente modificati rispetto a quelli originali proposti dal SCS.

E' stato però ben evidenziato che tale criterio non presenta particolare affidabilità per la realtà italiana (Melone et. al., 2001; Brocca et al., 2008a; 2008b; 2008c). Lo stesso Soil Conservation Service americano, oggi Natural Resources Conservation Service (NRCS), ha riconosciuto che il parametro API_5 rappresenti solo una delle componenti idrologiche rappresentative delle condizioni iniziali di un bacino, le precipitazioni, trascurando altri aspetti non secondari legati alle caratteristiche peculiari del bacino idrografico come l'umidità del suolo, la tipologia ed il livello di crescita della vegetazione, le pratiche

agricole, ecc.. e, riferendosi ad un nuovo parametro, denominato ARC (Antecedent Runoff Condition), ha eletto le condizioni iniziali intermedie, AMC Tipo II, come quelle più adatte per effettuare valutazioni sia dello stato attuale sia progettuali di un generico bacino idrografico (Woodward & Plummer, 2000).

In funzione delle caratteristiche idrologiche, i suoli possono essere suddivisi in quattro classi di permeabilità (A, B, C e D); in Tabella 4 sono descritte tali categorie dalla A alla D con potenzialità di deflusso crescente (Chow et al., 1988), mentre in Tabella 5 sono riportati i valori di CN per condizioni iniziali intermedie, AMC Tipo II, in funzione del tipo di suolo e dell'uso del suolo stesso.

Per condizioni iniziali differenti, il CN viene determinato a partire dai valori di $CN(II)$ relativi alla condizione AMCII mediante le seguenti relazioni analitiche:

$$CN(I) = \frac{CN(II)}{[2.334 - 0.01334 * CN(II)]} \quad CN(III) = \frac{CN(II)}{[0.4036 + 0.005964 * CN(II)]} \quad (3-6)$$

Tabella 4 : Descrizione delle categorie dei tipi di suolo in base al metodo del SCS (1986).

Gruppo	Descrizione
A	Scarsa potenzialità di deflusso. Comprende sabbie profonde con scarsissimo limo e argilla; anche ghiaie profonde
B	Potenzialità di deflusso moderatamente bassa. Comprende la maggior parte dei suoli sabbiosi meno profondi che nel gruppo A, ma il gruppo nel suo insieme mantiene alte capacità di infiltrazione anche a saturazione.
C	Potenzialità di deflusso moderatamente alta. Comprende suoli contenenti considerevoli quantità di argilla e colloid, anche se meno che nel gruppo D. Il gruppo ha scarsa capacità d'infiltrazione a saturazione.
D	Potenzialità di deflusso molto alta. Comprende la maggior parte delle argille con alta capacità di rigonfiamento, ma anche suoli sottili con orizzonti pressoché impermeabili in vicinanza della superficie.

Tabella 5: Valori di CN per condizioni intermedie in funzione del tipo di suolo e del tipo di copertura.

Tipo di Copertura	Tipo di Suolo			
	A	B	C	D
<i>Terreno coltivato</i>				
Senza trattamenti di conservazione	72	81	88	91
Con interventi di conservazione	62	71	78	81
<i>Terreno da pascolo</i>				
Cattive condizioni	68	79	86	89
Buone condizioni	39	61	74	80
<i>Praterie</i>				
Buone condizioni	30	58	71	78
<i>Terreni boscosi o forestati</i>				
Terreno sottile, sottobosco povero, senza foglie	45	66	77	83
Sottobosco e copertura buoni	25	55	70	77
<i>Spazi aperti, prati rasati, parchi</i>				
Buone condizioni con almeno il 75% dell'area con copertura erbosa	39	61	74	80
Condizioni normali, con copertura erbosa intorno al 50%	49	69	79	84
<i>Aree commerciali (impermeabilità 85%)</i>				
	89	92	94	95
<i>Distretti industriali (impermeabilità 72%)</i>				
	81	88	91	93
<i>Aree residenziali (impermeabilità media %)</i>				
65%	77	85	90	92
38%	61	75	83	87
30%	57	72	81	86
25%	54	70	80	85
20%	51	68	79	84
<i>Parcheggi impermeabilizzati, tetti</i>				
	98	98	98	98
<i>Strade</i>				
Pavimentate, con cordoli e fognature	98	98	98	98
Inghiaiate o selciate e con buche	76	85	89	91
In terra battuta (non asfaltate)	72	82	87	89

Il metodo SCS-CN, pertanto, fornisce i due parametri I_a e S a partire dalle caratteristiche litologiche e pedologiche del bacino e delle condizioni di umidità iniziali.

Nel caso in cui nel bacino siano presenti differenti tipi di terreno o questo sia utilizzato in differenti modi, si ricorre ad un valore medio di CN . Come suggerito da Mancini e Rosso (1989), si utilizza il valore medio a scala di bacino del parametro S , mediante un'integrazione spaziale dei valori puntuali, anziché un'integrazione dei valori di CN a causa della non linearità dell'eq (3-5) che lega i due parametri. Quindi si ha:

$$\bar{S} = \frac{S_1 A_1 + S_2 A_2 + \dots + S_i A_i}{A_1 + A_2 + \dots + A_i} \quad (3-7)$$

dove S_i rappresenta il valore di S per l'area omogenea A_i .

Una volta nota \bar{S} , l'eq. (3-4) permette di calcolare la pioggia effettiva media areale dell'intero evento ma non fornisce il suo andamento temporale, che può essere ottenuto dalla:

$$e^A(t) = \frac{dE^A}{dt} = \frac{d}{dt} \left[\frac{(R^A - 0.2S)^2}{R^A + 0.8S} \right] \quad (3-8)$$

L'eq. (3-8) è valida sotto la condizione $R^A > I_a$; fino a quando non è verificata tale condizione si pone $e^A(t) = 0$.

Nella pratica per risolvere la (3-4) a partire da uno ietogramma di pioggia discreto r_1, r_2, \dots si valuta ad ogni passo temporale t_m ($t_m = m\Delta t$; $m=1, 2, \dots$) il valore del volume incrementale di ruscellamento (o pioggia netta), E_m , come:

$$E_m = \begin{cases} 0, & R_m < 0.2S \\ \frac{(R_m - cS)^2}{R_m} + (1 - c)S, & R_m \geq 0.2S \end{cases} \quad (3-9)$$

dove il valore della pioggia lorda cumulata, R_m , è dato da:

$$R_m = \sum_{i=1}^m r_i \quad (3-10)$$

e per semplicità è stato tralasciato l'apice A per indicare quantità riferite all'area del bacino.

In base al valore di E_m si ricava quindi $\Delta E_m = E_m - E_{m-1}$. Il tasso di ruscellamento e_m durante l'intervallo m -esimo è:

$$e_m = \Delta E_m / \Delta t \quad (3-11)$$

La trasformazione afflussi – deflussi

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:

$$Q(t) = \int_0^t p(\tau)h(t - \tau)d\tau \quad (3-12)$$

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.

Il modello dell'invaso lineare

Il metodo dell'invaso lineare si basa sull'ipotesi che la relazione tra volume d'acqua invasato nel bacino e portata defluente possa essere considerata lineare.

Si può verificare facilmente che l'IUH relativo al serbatoio lineare di costante k è descritto dalla seguente relazione:

$$h(t) = \frac{1}{k} e^{-t/k} \quad (3-13)$$

Nel caso dei bacini idrografici naturali, la stima di k , effettuata sulla base della capacità di invaso dei diversi elementi della rete di drenaggio, viene generalmente basata sul tempo caratteristico di risposta del bacino. Può risultare utile dal punto di vista applicativo osservare che generalmente $k = 0.7T_c$, dove T_c è il tempo di corrivazione, definito come il tempo che occorre alla goccia di pioggia caduta nel punto idraulicamente più lontano per raggiungere la sezione di chiusura (funzione principalmente della forma e dimensione del bacino).

Il modello di Nash e l'idrogramma unitario istantaneo geomorfologico (GIUH)

Il modello di Nash schematizza il bacino come un insieme di n serbatoi lineari in serie tutti caratterizzati dalla medesima costante di tempo k ed è perciò caratterizzato dai due parametri, n (parametro di forma) e k (parametro di scala).

L'IUH di Nash è descritto dalla seguente relazione:

$$h(t) = \frac{1}{k\Gamma(n)} \left(\frac{t}{k}\right)^{n-1} e^{-t/k} \quad (n \geq 1, k > 0) \quad (3-14)$$

dove $\Gamma(n) = \int_0^{\infty} x^{(n-1)} e^{-x} dx$ è la funzione gamma di Eulero.

Le costanti n e k relative all'idrogramma di Nash possono essere determinate in base all'analisi geomorfologica dei bacini idrografici. Si può inoltre dimostrare che il prodotto nk rappresenta il tempo di ritardo del bacino T_r .

Il metodo di classificazione del reticolo idrografico di Horton-Strahler fornisce la base per la definizione delle leggi del numero, della lunghezza e della pendenza dei canali ordinati (aste). E' possibile stimare l'IUH di un dato bacino a partire dalla conoscenza della struttura morfologica del suo reticolo idrografico e dalla determinazione dei parametri che esprimono l'organizzazione del reticolo. Si dimostra che l'IUH assume una forma particolare alla quale viene attribuito il nome di Idrogramma Unitario Istantaneo Geomorfologico (GIUH). Sebbene la struttura matematica del GIUH sia piuttosto complessa, ai fini operativi esso può essere considerato equivalente all'IUH di Nash in cui i parametri n e k sono dati dall'espressione:

$$n = 3.29 \left(\frac{R_B}{R_A}\right)^{0.78} R_L^{0.07} \quad k = 0.70 \left(\frac{R_A}{R_B R_L}\right)^{0.46} \frac{L_\Omega}{v} \quad (3-15)$$

dove L_{Ω} rappresenta la lunghezza dell'asta di ordine massimo, R_B , R_L e R_A sono i noti rapporti hortoniani di biforcazione, lunghezza, area e v indica un parametro cinematico rappresentativo della velocità media di propagazione dei deflussi nella rete idrografica. In generale v può essere assunto pari alla velocità media spazio temporale della corrente nell'asta principale della rete; in alternativa, nella pratica ingegneristica la seconda relazione può essere sostituita con $T_l = nk$.

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 10).

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:

$$T_l = \frac{3}{5} T_c \quad (3-16)$$

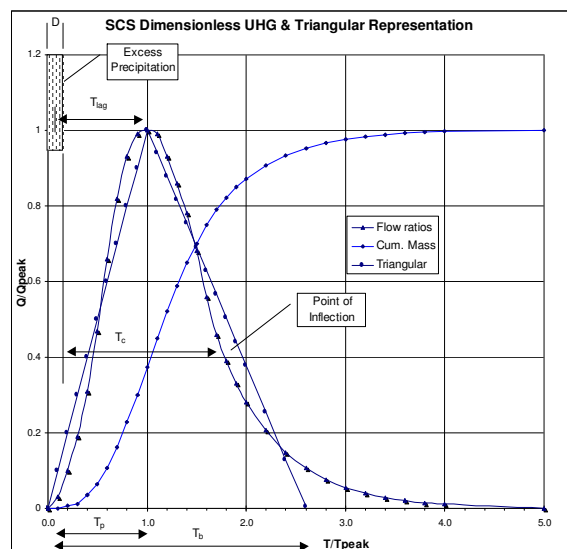


Figura 10: IUH del SCS

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 11).

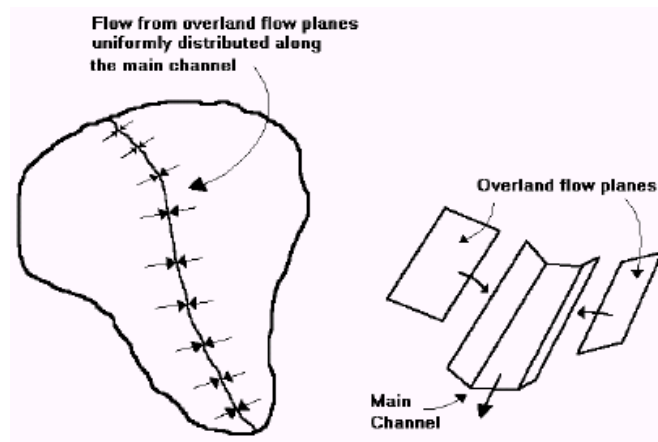


Figura 11: schematizzazione cinematica di un interbacino in canali e aree di drenaggio

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

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \alpha m A^{(m-1)} \frac{\partial A}{\partial x} = q \quad (3-17)$$

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.

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.

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:

$$V = K[XQ_i + (1 - X)Q_u] \quad (3-18)$$

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.

Il Metodo di Muskingum-Cunge

Il metodo di Muskingum-Cunge è basato sull'equazione di continuità e sull'approssimazione parabolica delle equazioni complete di De Saint Venant. Cunge (1969) dimostrò che quando K e Δt sono assunti come costanti, rappresentano

un'approssimazione dell'equazione dell'onda cinematica, ed in particolare dell'equazione di diffusione del momento. Definita c la celerità di traslazione dell'onda corrispondente a Q e B ($c = \frac{dQ}{dA} = \frac{dx}{dt}$) dove B è la larghezza dell'alveo in superficie ed A l'area liquida, i coefficienti del metodo di Muskingun vengono calcolati in base alle caratteristiche del corso d'acqua mediante le relazioni:

$$K = \frac{\Delta x}{c} \quad X = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{Q}{BS_0 c \Delta x} \right) \quad (3-19)$$

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

La scelta del metodo di propagazione dei deflussi

Come guida all'applicazione dei diversi modelli di propagazione dei deflussi l'U.S. Army Corps of Engineers propone la seguente Tabella 6, in cui S_0 è la pendenza di fondo alveo, g l'accelerazione di gravità, T la durata dell'idrogramma, U_0 e d_0 una velocità ed un'altezza liquida medie di riferimento, rappresentative dell'idrogramma considerato.

Tabella 6: Guida all'applicazione dei diversi modelli di propagazione dell'onda di piena (U.S.A.C.E.)

IPOTESI:	METODI CONSIGLIATI:
<i>Non sono disponibili idrogrammi osservati</i>	Metodo cinematico; Muskingum-Cunge
<i>Sono prevedibili significativi effetti di rigurgito da valle</i>	Modified Puls
<i>Si ha deflusso in una sezione composta (con aree golenali)</i>	Qualsiasi metodo che permetta di considerare separatamente le condizioni di deflusso nell'alveo centrale e nelle aree golenali
$S_0 > 0.002$ e $\frac{TS_0 U_0}{d_0} \geq 171$	Qualsiasi metodo
$0.0004 < S_0 < 0.002$ e $\frac{TS_0 U_0}{d_0} \geq 171$	Muskingum; Muskingum-Cunge; Modified Puls
$S_0 < 0.0004$ e $TS_0 \left(\frac{g}{d_0} \right)^{1/2} \geq 30$	Muskingum-Cunge
$S_0 < 0.0004$ e $TS_0 \left(\frac{g}{d_0} \right)^{1/2} < 30$	E' necessario utilizzare un modello idraulico

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.

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:

$$Q_c = \frac{1}{3.6} \frac{EA}{T_c} \quad (3-20)$$

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^2 .

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:

$$T_c = \frac{4A^{0.5} + 1.5L}{0.8H^{0.5}} \quad (3-21)$$

con A area del bacino in km^2 , 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.

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.

La Figura 12 illustra in maniera schematica e concettuale gli elementi del modello e le loro connessioni per il j-esimo segmento fluviale.

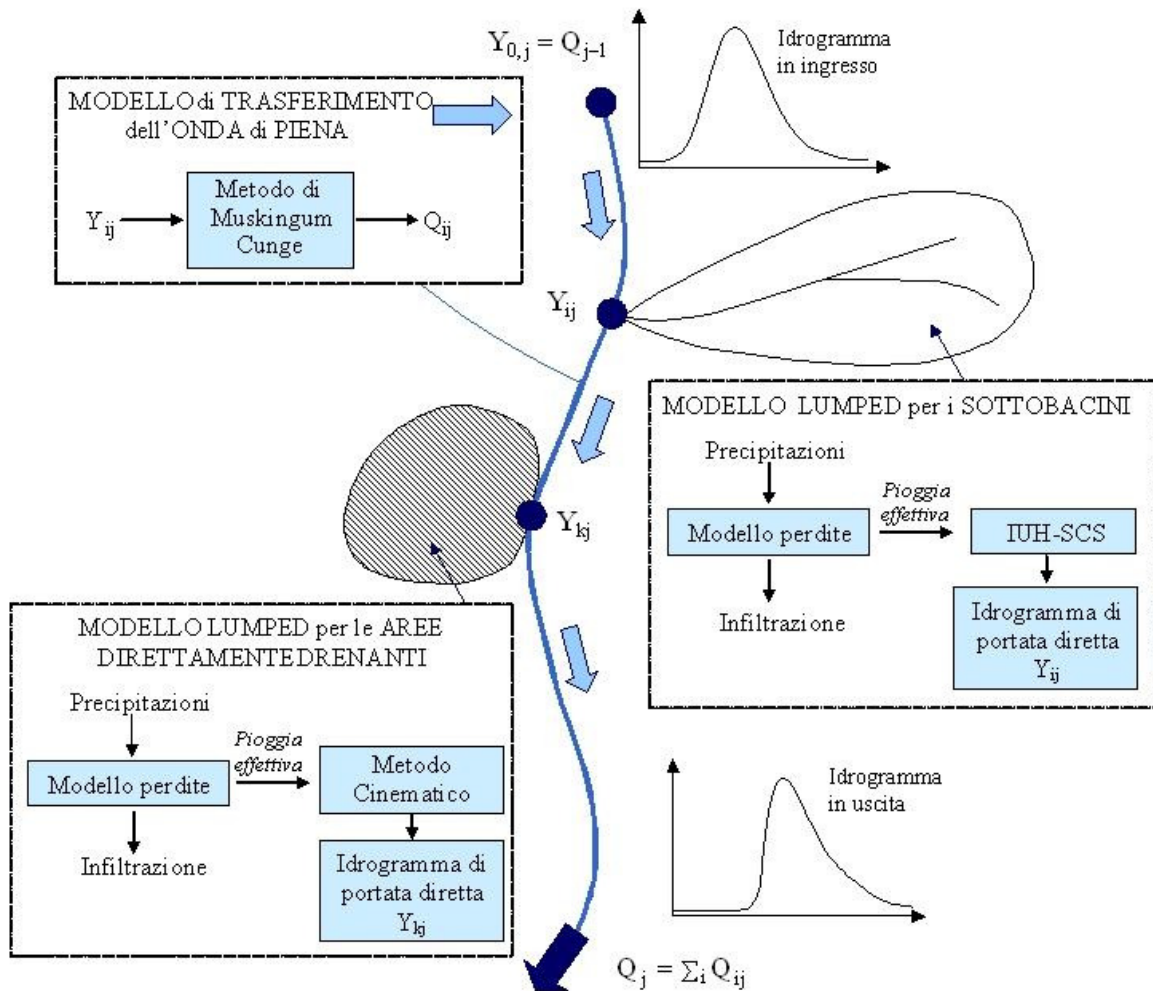


Figura 12: Diagramma schematico degli elementi del modello idrologico e delle loro connessioni.

Come anticipato nell'inquadramento generale iniziale, le caratteristiche dei bacini per le analisi idrologiche sono state estratte dal DEM e dai dati GIS di permeabilità dei terreni ed uso del suolo, intersecati per ottenere la carta del CN nell'intera area di drenaggio.

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

- dati di pioggia da LSPP;
- durata critica 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);
- ietogramma costante;
- stima dell'infiltrazione mediante metodo SCS-CN assumendo il valore CN (III) relativo allo stato iniziale di bacino fortemente imbibito;
- IUH del SCS con tempo di ritardo valutato mediante la relazione empirica $Tl = \alpha A^\beta$, dove A = superficie del bacino in Km²:
 - $\beta = 0.32$ e $\alpha = 0.5$ (Regione Toscana, 1997, inserita nella Parte IV, Metodologia Operativa, del P.A.I. dell'Autorità di Bacino del Fiume Arno).
 - $\beta = 0.33$ e $\alpha = 0.8 \cdot 1.19$ (Melone, Corradini, Singh, 2002, Università di Perugia e CNR-IRPI).

Per la stima del Lag (tempo di ritardo) sono stati tenuti in considerazione i seguenti aspetti:

- caratteristiche fisiografiche dei bacini – curva ipsografica;
- rapporto Lag / tempo di corrivazione;
- estensione area di drenaggio.

La relazione “Lag-Area” della Regione Toscana determina, a parità di volume dell'IUH, una risposta caratterizzata da tempi più brevi e picchi di piena più elevati.

Il criterio generale è stato quello di utilizzare pertanto la “Lag-Area” CNR-IRPI per quei bacini più estesi e/o che presentassero un'area di drenaggio più pianeggiante (caratterizzati pertanto da una maggiore capacità di laminazione e, conseguentemente, tempi di risposta più lenti).

Per i bacini di Parce-Forcone e Nibbiano, invece, è stata scelta la “Lag-Area” della Regione Toscana, in grado di fornire un valore del rapporto Lag/tempo di corrivazione prossimo allo 0.6 di letteratura. Come sarà descritto con maggior dettaglio in seguito, per i bacini Rigo e Nottola è stato assunto per il Lag un valore medio tra quelli forniti dalle “Lag-Area” CNR-IRPI e Regione Toscana.

Il ricorso al parametro CN (III) sembrerebbe suggerito dallo studio condotto da Ravazzani (2004). Tuttavia, la scelta dello stato iniziale di imbibimento del terreno comporta notevoli incertezze e rappresenta un punto chiave nella modellazione a causa della forte dipendenza della risposta idrologica da tale scelta. Ad esempio, in aree mediterranee è stato osservato che passando da condizioni di saturazione intermedie del suolo a condizioni umide si produce un significativo incremento (pari anche a più del 100%) sia della portata al colmo che del volume di deflusso.

Si sottolinea inoltre che, nell'ambito di studi di pericolosità idraulica, gli ietogrammi di progetto considerati sono di per sé relativi ad eventi meteorologici particolarmente intensi e, quindi, dalle caratteristiche molto gravose. Infatti, vengono considerate sia le piogge intense molto brevi (1-2 ore), tipiche degli eventi convettivi del periodo estivo, sia le piogge con spessori cumulati significativi, ma più prolungate, che caratterizzano gli eventi frontali delle stagioni autunnali ed invernali. Gli eventi convettivi estivi, che si verificano in condizioni "secche" del terreno, hanno caratteristiche più simili agli eventi pluviometrici di progetto.

Nel presente lavoro si è scelto di utilizzare il parametro CN (III), relativo a condizioni iniziali umide, sia in via cautelativa sia per non ottenere valori di portata che, pur scientificamente basati, si discostassero troppo dai valori forniti da ALTO o dai valori di portata riportati in alcuni studi condotti in passato nel territorio comunale.

Confronto con ALTO

I risultati forniti dal modello idrologico descritto ed implementato con il software HEC-HMS, utilizzato per il calcolo degli idrogrammi di piena di progetto per i vari tempi di ritorno, saranno ora confrontati con quelli forniti dal modello ALTO (“AL-luvioni in TO-scana”), sviluppato per la Regione Toscana nel 1997 dal PIN, Centro Studi Ingegneria dell’Università di Firenze.

Occorre premettere che, come riportato nel campo di applicabilità del modello (Regionalizzazione delle portate di piena in Toscana – *Relazione conclusiva di sintesi* – Cap.6 – *Condizioni di applicabilità derivanti dalle caratteristiche intrinseche del modello*, pag. 28), ALTO “**si basa sul comportamento idrologico delle reti idrografiche naturali. Pertanto non risulta applicabile alle reti di drenaggio artificiali (bonifiche e fognature)**”. Risulta pertanto evidente la non idoneità a stimare le portate di piena nei tratti vallivi dei corsi d’acqua in esame, trattandosi di aste idriche di bonifica.

Preme inoltre sottolineare che la documentazione a corredo di ALTO specifica che “**le misure idrometriche disponibili e significative idrologicamente, oltre ad essere relative ad un numero limitato di sezioni idrometriche (41 su 72), si riferiscono a bacini di area superiore a 10 km² e inferiore a 4.000 km². Pertanto, per i bacini aventi dimensioni al di fuori dell’intervallo 10 ÷ 4.000 km², non è possibile condurre verifiche quantitative di attendibilità delle elaborazioni svolte”.**

Altra premessa riguarda il fatto che la procedura idrologica implementata dagli scriventi è stata in precedenza utilizzata in occasione degli studi idraulici di supporto agli strumenti urbanistici dei Comuni di Arezzo e Sinalunga, con i quali nel 2009 è stata modificata la cartografia di PAI dell’Autorità di Bacino del Fiume Arno sia a livello di dettaglio (scala 1:10.000) sia a livello di sintesi (1:25.000). Il lavoro di Arezzo conteneva verifiche preliminari condotte su un bacino “pilota” strumentato, avente caratteristiche fisiografiche simili a quelle dei bacini oggetto di modellazione (bacino idrografico del Fiume Arno a Stia). Il confronto tra i dati idrometrici ed i modelli hanno dimostrato che il modello idrologico fornisce una sovrastima della portata di picco di riferimento (pari a 180.5 m³/s) di poco inferiore al 50%, mentre ALTO una sovrastima del 63%. Risulta pertanto che, per il bacino idrografico in esame, entrambi gli approcci sono da ritenersi cautelativi e che il modello utilizzato nel presente studio fornisce un risultato migliore di ALTO.

Per quanto riguarda il territorio comunale di Montepulciano, il confronto con ALTO è fattibile per i soli torrenti Salarco e Salcheto.

I due corsi d'acqua, infatti, presentano, nel loro tratto di monte, aree di drenaggio naturali di estensione superiore a 10 km² (preme osservare che la maggior parte dei bacini idrografici oggetto di analisi presenta aree di drenaggio addirittura inferiori a 5 km²).

Le portate di picco risultanti per TR = 200 anni ed i confronti con ALTO per i due corsi d'acqua in esame sono riportati in Tabella 7.

Tabella 7: Risultati del modello idrologico adottato e confronto con ALTO;

Bacino idrografico (sez. di chiusura)	Modello idrologico	Area (km ²)	Qp TR200 (m ³ /s)	Scarto (%)	Q spec TR200 (m ³ /s km ²)
T. Salcheto (Loc.Salcheto – ferrovia Empoli Chiusi) ID 69770	ProGeo	29.3 (J2 modello HMS)	119	- 7 %	4.1
	ALTO	24.3	128.3		5.3

Bacino idrografico	Dc	Qp TR 30 (m ³ /s)	Qp TR 100 (m ³ /s)	Qp TR 200 (m ³ /s)	Qp TR 500 (m ³ /s)
T. Salarco A ≈ 39 km ²	ProGeo 4.5 h	75	104	126	159
	ALTO 2.9÷3.8 h	101	134	157	187
Scostamento ProGeo vs ALTO (%)		-26%	-22%	-20%	-15%

Per entrambi i corsi d'acqua si osserva un buon accordo tra i risultati conseguiti con il modello idrologico descritto e ALTO: per il T. Salcheto lo scostamento è decisamente modesto. Per il T. Salarco si riscontra un maggiore scarto, seppur non elevato in ambito idrologico, che è causato tuttavia dalla scelta dei parametri utilizzati nel modello ALTO per la stima dell'infiltrazione, cioè la conducibilità idraulica a saturazione e le perdite iniziali (Preti et al., 1996). La Figura 13 mostra i valori della conducibilità idraulica a saturazione utilizzati nel modello ALTO per il territorio del comune di Montepulciano. Come si può osservare, i valori adottati per tale parametro sono piuttosto bassi (pari a 2.325 mm/h) e addirittura nulli in gran parte del bacino idrografico del T. Salarco. In tali aree, ad eccezione delle perdite iniziali, tutte le piogge che cadono sul bacino contribuiscono al deflusso.

Inoltre, come evidenziato dagli stessi autori del modello ALTO, tale modello porta ad una notevole sovrastima delle portate per piccoli bacini. Preti et al. (1996) hanno evidenziato che, confrontando i valori di portata ottenuti dall'analisi statistica delle serie storiche osservate e quelli forniti da ALTO, quest'ultimo tende a sovrastimare notevolmente le portate al colmo per i bacini di piccole e medie dimensioni. In particolare, con riferimento ai bacini idrografici con area inferiore a 100 km² (di interesse nel presente studio), si osserva che in media le portate fornite da ALTO per tempi di ritorno centennali sono superiori a quelle di riferimento ottenute dalle serie storiche osservate del 103 % (Tabella 8). Lo stesso risultato è stato ottenuto anche per differenti valori del tempo di ritorno con scostamenti anche superiori al 200% (Figura 14).

In definitiva, per quanto detto, osservando inoltre che il modello ALTO si basa su dati morfometrici (DTM a maglia 400 x 400 m), litologici e di uso del suolo (da cartografia a scala 1:250.000 e digitalizzati con maglia 400 x 400 m) aventi un dettaglio minore rispetto alla base di dati utilizzata nel presente studio, si ritiene che i valori forniti dalla procedura proposta producano risultati più realistici di quelli forniti dal modello ALTO, soprattutto per bacini di limitate dimensioni.

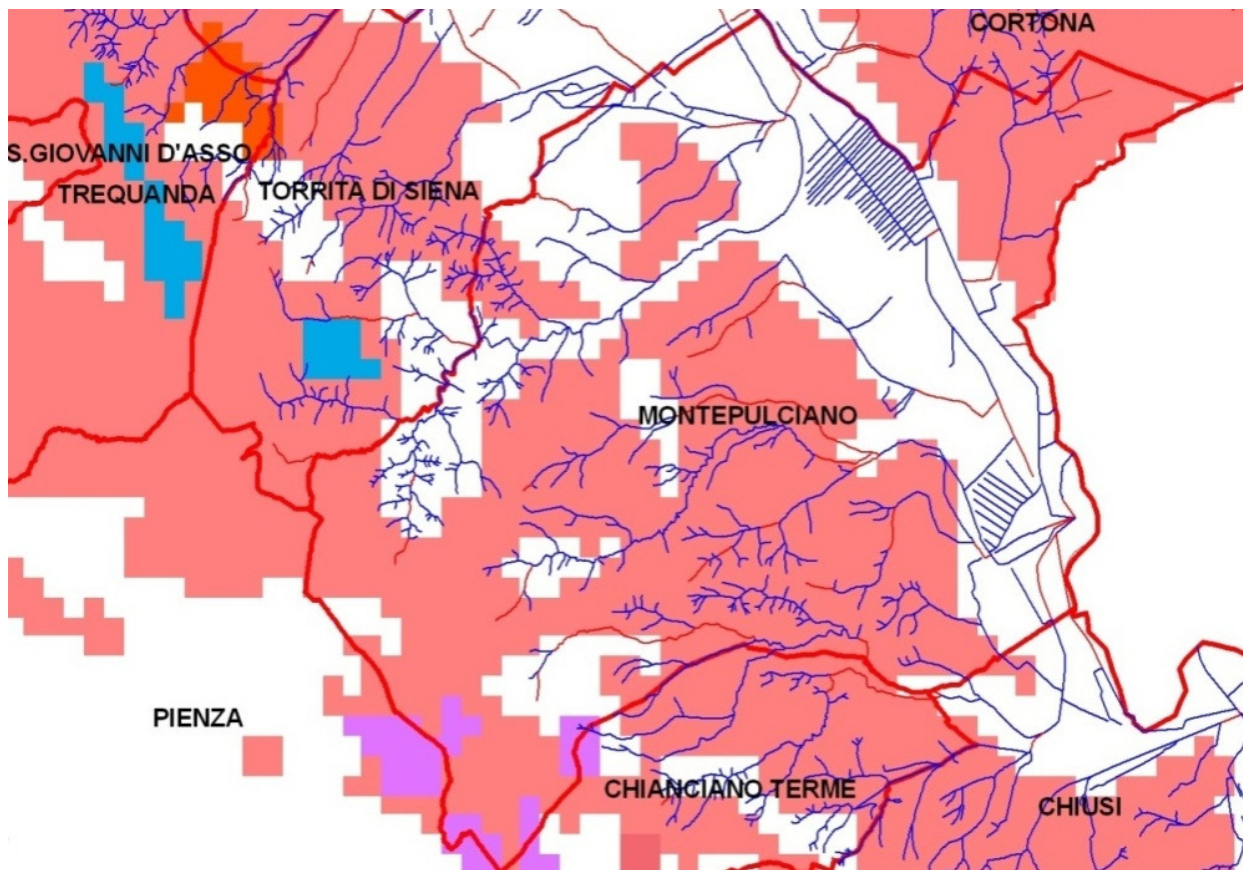


Figura 13: Mappa dei valori della conducibilità idraulica di saturazione, K_s , adottati nel modello ALTO per il comune di Montepulciano (bianco: $k_s=0$ mm/h, rosa: $k_s=2.325$ mm/h).

Nonostante tali premesse, a favore di sicurezza, per le modellazioni idrauliche del T. Salarco sono state utilizzate le portate di progetto fornite da ALTO.

Tabella 8: Confronto tra i valori della portata di picco in m³/s per differenti tempi di ritorno ricavati dal modello ALTO con quelli ricavati dall'analisi statistica delle serie storiche osservate in alcuni bacini toscani con area inferiore a 100 km² (Preti et al., 1996).

Sezione di chiusura	Area (km ²)	GUMBEL			TCEV			ALTO		
		Tr 20	Tr 100	Tr 200	Tr 20	Tr 100	Tr 200	Tr 20	Tr 100	Tr 200
Brana a Burgianico	13	97	141	160	82	149	187	66	96	112
Terzolle a Le Masse	14	158	249	288	17	28	35	65	98	115
Fegana a Ponte a Bussato	29	45	61	68	43	60	67	110	163	191
Nievole a Colonna	33	45	62	69	40	55	62	109	159	186
Reno a Pracchia	41	166	226	251	164	279	344	151	217	252
Pescia di Pescia M.no Narducci	47	104	141	157	100	138	155	180	262	306
Bagnone (Magra) a Bagnone	51	169	229	254	178	253	285	340	510	603
Fine a Santa Luce	53	83	113	126	91	130	146	172	250	292
Bisenzio a Praticello	54	205	294	332	131	218	267	184	267	309
Arno a Stia	62	97	129	143	87	142	172	153	239	287
Melacce ad Anteata	65	31	40	45	30	43	48	208	301	352
Limentra di Riola a Stagno	66	280	374	414	319	546	672	232	333	387
Farma a Ponte di Torniella	70	284	406	458	268	402	459	159	233	273
Milia a Grillandino	77	85	111	123	98	134	150	183	290	347
Magra a Piccatello	77	296	425	480	251	363	411	308	435	503
Cornia a Frassine	97	176	251	283	143	202	228	220	339	404
Bisenzio a Carmignanello	100	278	381	425	258	433	531	299	431	503

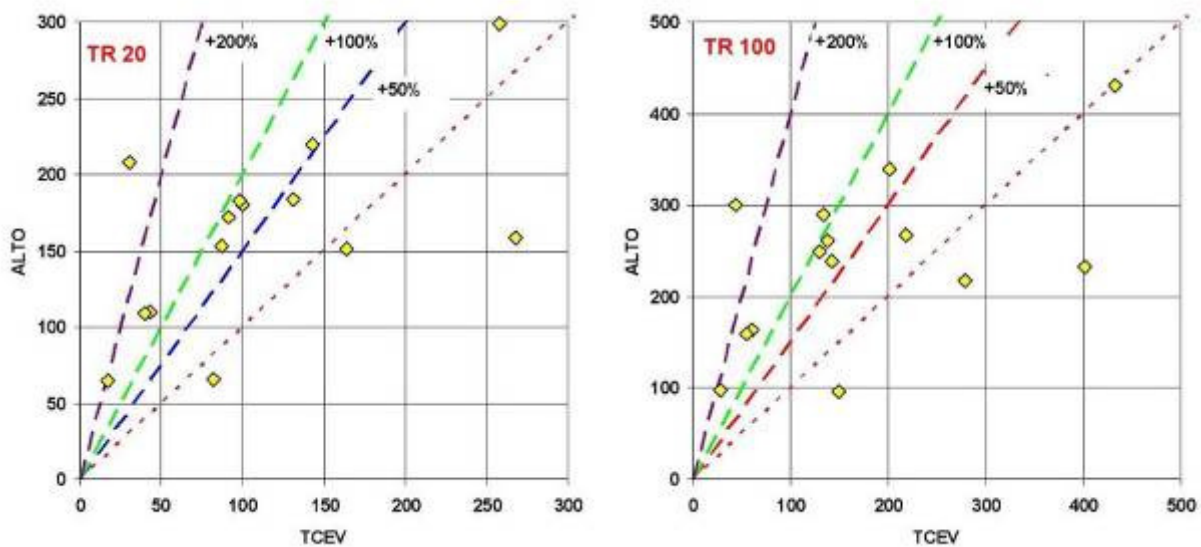


Figura 14: Scostamenti percentuali tra i valori della portata di picco in m³/s per differenti tempi di ritorno ricavati dal modello ALTO con quelli ricavati dall'analisi statistica delle serie storiche osservate in alcuni bacini toscani con area inferiore a 100 km² (Preti et al., 1996)

Tabella 9: principali caratteristiche idrologiche dei bacini idrografici oggetto di modellazione

BACINO	Area	L	Hmax	Hmin	Hmean	CN2	CN3	LAG	LAG	LAG/Dc(simul.)	Dc(simul.)
	kmq	km	ms.l.m.	ms.l.m.	ms.l.m.			formula	min	(-->0.6)	h
Fosso Rigo	4.7	5.0	381.9	253.8	284.8	82	92	RT-CNR	72	0.60	2.0
Salarco	39.0	10.9	614.3	265.9	381.9	ALTO					2.9 - 3.8
Salcheto totale	29.3	10.8	683.0	257.3	353.4	78	90			non utilizzato	3.0
Salcheto Nord	13.2					78	90	CNR	134	0.74	3.0
Salcheto Sud (Marmo)	5.9					78	90	CNR	103	0.57	3.0
Ciarliana	9.7					78	90	CNR	121	0.67	3.0
Interbacino	0.5					78	90		45		
Parce-Forcone	3.2	3.1	708.9	441.2	549.2	62	80	RT	43	0.48	1.5
Nibbiano	0.5	0.6	518.8	396.0	455.6	89	95	RT	24	0.66	0.6
Val di Seste	3.7	3.7	340.0	257.6	291.7	ALTO MOD					1.5
Doccia di Gracciano	1.8	3.0	332.6	256.1	282.1	85	93	CNR	70	0.77	1.5
Doccia di Gracciano interbacino	0.7	2.4	263.6	252.5	256.1	75	88				1.5
Doccia di Gracciano 2 (interbacino)	2.0	2.8	306.8	259.6	269.9	78	90				2.0
Poggetto	1.5	1.7	261.7	249.3	252.0	69	85	CNR	66	0.55	2.0
affluente Doccia di Gracciano 2	2.0	3.0	256.3	243.7	250.1	73	87	CNR	72	0.60	2.0
Doccia di Nottola	1.9	2.7	332.6	256.5	283.6	83	92	RT-CNR	53	0.59	1.5
Doccia di Nottola interbacino	0.3	1.6	257.7	252.2	255.0	75	88				1.5
Fosso Rovisci	0.9	1.3	310.0	253.6	269.4	84	93	CNR	56	0.62	1.5
Fosso Rovisci (interbacino)	0.3	1.0	256.6	252.0	253.1	69	85				1.5
Fosso Rovisci (interbacino affluente)	0.8	0.5	313.2	254.0	274.4	81	91				1.5
Nottola Lauretana (interbacino)	2.2	2.3	260.0	244.3	250.6	71	86				1.5
Acquaviva monte	0.8	1.4	306.0	252.0	268.7	78	92	CNR	52	0.58	1.5
Acquaviva interbacino	3.4	2.3	306.4	249.7	256.4	73	87				1.5

La Tabella 10 riassume le portate di picco di progetto: per la consultazione degli interi idrogrammi di piena, dati di input nelle modellazioni in moto vario, si rimanda invece agli allegati. Come termine di confronto, in Tabella 10 si forniscono anche le portate di picco ottenute mediante una seconda metodologia idrologica, basata sulla formula razionale, secondo la quale la massima portata al colmo è calcolabile mediante la relazione:

$$Q_{max,TR} = \frac{h_{d,TR} k_r k_d A}{3.6 t_c} \quad (4-1)$$

dove $Q_{max,TR}$ è la portata di picco (m^3/s), $h_{d,TR}$ lo spessore di pioggia di durata d e tempo di ritorno TR (mm), k_r il fattore di ragguglio all'area, k_d il coefficiente di deflusso, t_c il tempo di corrivazione del bacino (h) e A la superficie del bacino (Km^2).

La durata della pioggia critica è assunta pari al tempo di corrivazione del bacino, calcolato mediante la nota relazione di Giandotti.

La stima del coefficiente di deflusso, parametro chiave del metodo, è stata invece effettuata ricorrendo alle seguenti relazioni, che esprimono k_d in funzione del Curve Number, $CN(III)$, rendendo di fatto minima l'interpretazione delle caratteristiche di infiltrazione del bacino:

$$k_d = \begin{cases} 0 & K \geq \frac{1}{I} \\ \frac{(1-IK)^2}{1+(1-I)K} & \frac{1}{I} > K \geq \frac{I}{1-I+I^2} \\ 1-K & K < \frac{I}{1-I+I^2} \end{cases} \quad (4-2)$$

con

I = valore percentuale della perdita di precipitazione iniziale (= 0.2);

$K = \frac{25.4 \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right)}{h_{d,TR} k_r}$ = rapporto tra la ritenzione potenziale del suolo e l'afflusso meteorico ragguagliato all'area.

L'applicazione della formula razionale, con riferimento alla Tabella 10, fornisce valori di portata molto vicini a quelli di progetto utilizzati nello studio e ottenuti mediante modellazione idrologica semidistribuita, a conferma della procedura utilizzata.

Tabella 10: Portate di picco di progetto per i diversi tempi di ritorno ricavate da analisi idrologica

BACINO	Area kmq	Qpicco CN3 modello semidistribuito					Qpicco CN3 formula razionale				
		Tr 20 mc/s	Tr 30 mc/s	Tr 100 mc/s	Tr 200 mc/s	Tr 500 mc/s	Tr 20 mc/s	Tr 30 mc/s	Tr 100 mc/s	Tr 200 mc/s	Tr 500 mc/s
Fosso Rigo	4.7	-	19.3	28.5	31.7	40.0	12.6	14.1	19.5	23.3	29.3
Salarco	39.0	-	101.0	134.5	157.2	187.5	73.9	83.4	117.6	142.0	180.6
Salcheto totale	29.3						55.7	62.8	88.6	106.9	135.9
Salcheto Nord	13.2	28.2	32.2	45.2	54.1	68.6					
Salcheto Sud (Marmo)	5.9	14.8	16.9	23.5	28.2	35.9					
Ciarliana	9.7	22.1	25.2	35.3	42.3	53.6					
Interbacino	0.5	1.0	1.2	1.8	2.2	3.0					
Parce-Forcone	3.2	7.0	8.5	13.7	17.6	23.8	6.2	7.5	12.5	16.4	22.8
Nibbiano	0.5	-	3.7	4.7	5.4	6.6	4.2	4.6	6.1	7.1	8.6
Val di Seste	3.7	18.4	20.8	29.3	34.3	42.1	11.0	12.4	17.4	20.9	26.5
Doccia di Gracciano	1.8	7.7	8.6	11.8	14.0	17.4	7.0	7.8	10.7	12.7	15.9
Doccia di Gracciano interbacino	0.7	0.4	0.5	0.9	1.2	1.9	-	-	-	-	-
Doccia di Gracciano 2 (interbacino)	2.0	0.7	0.9	1.5	2.0	2.9	-	-	-	-	-
Poggetto	1.5	3.9	4.6	6.8	8.4	11.0	2.1	2.4	3.5	4.3	5.6
affluente Doccia di Gracciano 2	2.0	5.8	6.6	9.6	11.7	15.1	3.0	3.5	5.0	6.2	8.0
Doccia di Nottola	1.9	-	9.7	13.4	15.9	19.9	6.9	7.8	10.8	12.9	16.3
Doccia di Nottola interbacino	0.3	0.2	0.2	0.4	0.5	0.8					
Fosso Rovisci	0.9	4.3	4.8	6.7	7.9	9.9	4.1	4.6	6.4	7.7	9.7
Fosso Rovisci (interbacino)	0.3	0.2	0.2	0.5	0.7	1.1	-	-	-	-	-
Fosso Rovisci (interbacino affluente)	0.8	0.8	1.0	1.8	2.4	3.6	-	-	-	-	-
Nottola Lauretana (interbacino)	2.2	0.6	0.7	1.4	1.9	2.7	-	-	-	-	-
Acquaviva_monte	0.8	3.6	4.0	5.6	6.7	8.4	3.4	3.8	5.3	6.4	8.2
Acquaviva interbacino	3.4	0.9	1.2	2.3	3.2	5.1	-	-	-	-	-

Per quanto concerne il Val di Seste, le portate di progetto adottate sono quelle inserite nel progetto degli “Interventi per la messa in sicurezza idraulica delle aree soggette ad esondazione del t. Salcheto, t. Doccia, fosso di Acquaviva e fosso Val di Seste” - primo stralcio.

Le portate assunte sono fornite da ALTO, apportando una modifica ai parametri relativi alla stima delle perdite per infiltrazione a partire dalle informazioni di maggior dettaglio desunte dai tematismi di Piano Strutturale su uso del suolo e litologia (Figura 16).

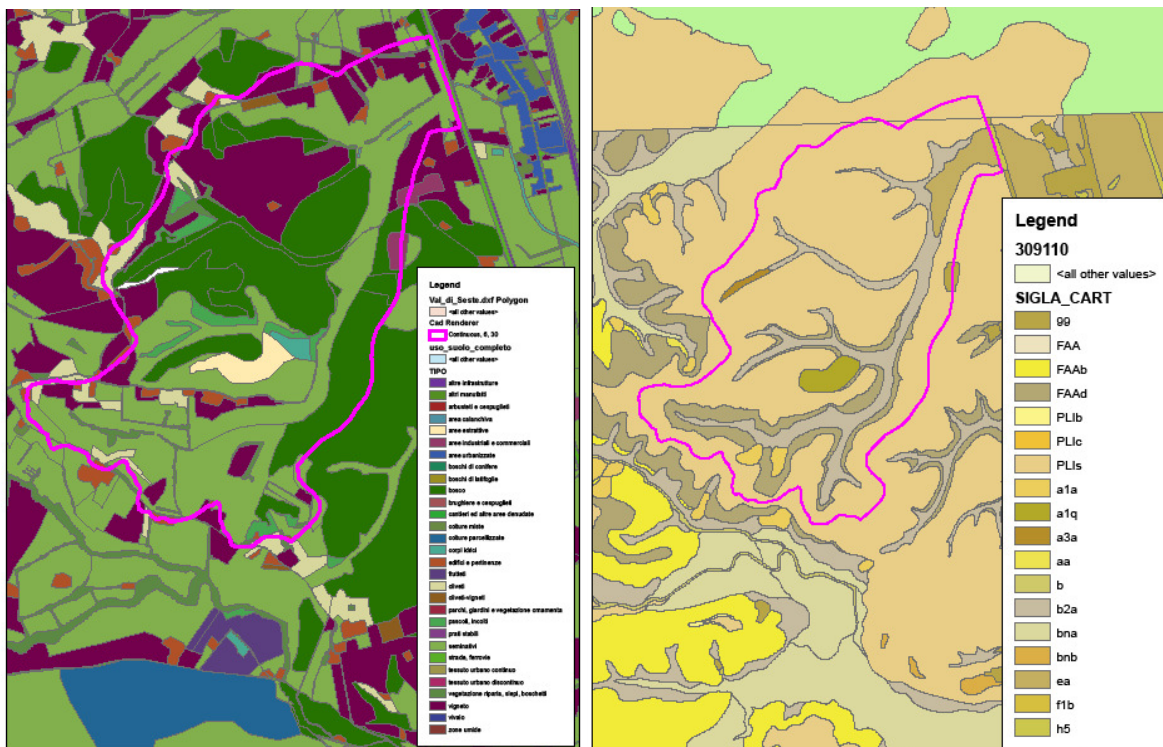


Figura 16: Mappe di uso del suolo e permeabilità del Fosso Val di Seste desunte dai tematismi di Piano Strutturale

Nel programma ALTO, la trasformazione da pioggia areale a pioggia netta viene ottenuta mediante il metodo “Initial/Constant” considerando una perdita iniziale per assorbimento la , che assorbe completamente la precipitazione durante i primi momenti dell’evento, e una perdita per infiltrazione costante a saturazione Ks durante tutto l’evento. In ALTO i parametri la e Ks sono stati ottenuti dalle tarature del modello e sono stati regionalizzati, in funzione dell’uso del suolo e dalla geologia. Ks è stato stimato a partire dalla carta geolitologica in scala 1:250.000. Il parametro la , è stato invece correlato alla percentuale di superficie boscata dei bacini idrografici strumentati utilizzati nella fase di calibrazione. La Figura 17 riporta il grafico della regressione ottenuta, la cui espressione è:

$$I_a = 3.3 + 22 \times (\text{frazione boscata})$$

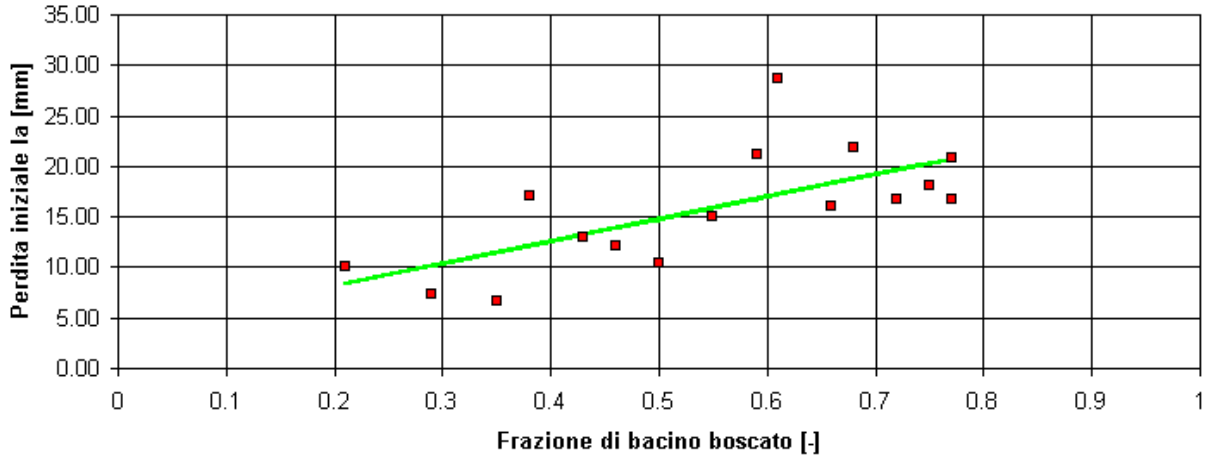


Figura 17: Stima del volume unitario di perdita iniziale I_a nei bacini toscani

I nuovi valori dei parametri I_a e K_s inseriti in ALTO, sono i seguenti:

- $I_a = 11.4$ mm (relativa al 37% di superficie boscata);
- $K_s = 4.79$ mm/h (ottenuti da media pesata dei singoli valori di K_s attribuiti alle classi litologiche da tabelle di letteratura).

5. ANALISI IDRAULICA

Descrizione della modellazione idraulica

La modellazione dei fenomeni di allagamento e di transito sono state eseguite utilizzando i software di calcolo americani HEC-RAS e FLO-2D. La modellazione è stata eseguita secondo un progressivo livello di dettaglio in base alla specificità di ogni singolo corso d'acqua.

In particolare, la modellazione idraulica è stata eseguita in una prima fase secondo uno schema monodimensionale in moto permanente mediante HEC-RAS. Successivamente, ove necessario, è stato applicato un approccio quasi-bidimensionale in moto vario (sempre con HEC-RAS), simulando cioè in modo monodimensionale il deflusso negli alvei fluviali, i quali sono stati dotati di opportuni sfioratori laterali collegati, ove presenti, a settori di allagamento dove il livello liquido è funzione della portata entrante ed uscente. I settori di allagamento sono simulati come "storage areas", opportunamente interconnessi tra loro. Le leggi di riempimento di ciascun settore (relazioni quota-volume immagazzinato) sono ottenute a partire dal modello digitale del terreno (DTM) realizzato sulla base CTR mediante il software ArcView.

Laddove i fenomeni esondativi hanno interessato aree non confinate, tali da non poter immagazzinare i volumi idrici provenienti dal corso d'acqua, è stato adottato uno schema puramente bidimensionale mediante il programma FLO-2D, in modo da simulare l'allagamento di tali aree senza ipotesi restrittive.

HEC-RAS

Uno dei due programmi di calcolo impiegati per la determinazione dei profili di corrente a pelo libero è HEC-RAS v. 4.1 del U.S. Army Corps of Engineers (USACE). Il programma integra le equazioni di Saint Venant tramite lo schema implicito alle differenze finite di Preismann e Cunge. Si forniscono di seguito alcuni aspetti concettuali, rimandando, per una completa descrizione del codice di calcolo, alla documentazione tecnica fornita a corredo del programma e consultabile on line (*Hydraulic Reference Manual* disponibile al sito <http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-ras/index.html>).

In moto permanente, HEC-RAS risolve il problema della individuazione del livello del pelo libero della corrente in una assegnata sezione nelle seguenti ipotesi di base:

- moto gradualmente variato;

- flusso monodimensionale.

Sezioni particolari in cui non risulti localmente valida l'ipotesi di graduale variazione del moto (ponti, traverse, ...) vengono tuttavia modellate attraverso l'adozione di formulazioni empiriche o integrali.

L'unità elementare del sistema fisico, composta da un volume idrico di controllo posto tra due generiche sezioni trasversali del corso d'acqua, schematicamente riportata in Figura 18, è governata dal principio della conservazione dell'energia, assunto descrivibile tramite le seguenti due equazioni semplificate:

$$WS_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = WS_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e \quad (5-1)$$

$$h_e = L \bar{S}_f + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right| \quad (5-2)$$

dove:

- i pedici 1 e 2 indicano le corrispondenti sezioni;
- WS_2, WS_1 : livelli del pelo libero alle estremità del tratto [m];
- V_2^2, V_1^2 : velocità quadratiche medie [m^2/s^2];
- α_1, α_2 : coefficienti ponderali dei termini cinetici [];
- g : accelerazione di gravità [m/s^2];
- h_e : perdite di carico totali [m];
- L : distanza media pesata sulle portate tra le due sezioni [m], i.e.

$$L = \frac{L_{lo} \cdot \bar{Q}_{lo} + L_{mch} \cdot \bar{Q}_{mch} + L_{ro} \cdot \bar{Q}_{ro}}{\bar{Q}_{lo} + \bar{Q}_{mch} + \bar{Q}_{ro}}$$

- \bar{Q}_{ij} : portata media nel tratto elementare nelle golene o nel canale [m^3/s];
- \bar{S}_f : gradiente medio delle perdite di carico per attrito [m/m];
- C : coefficiente di dissipazione energetica per espansione o contrazione [].

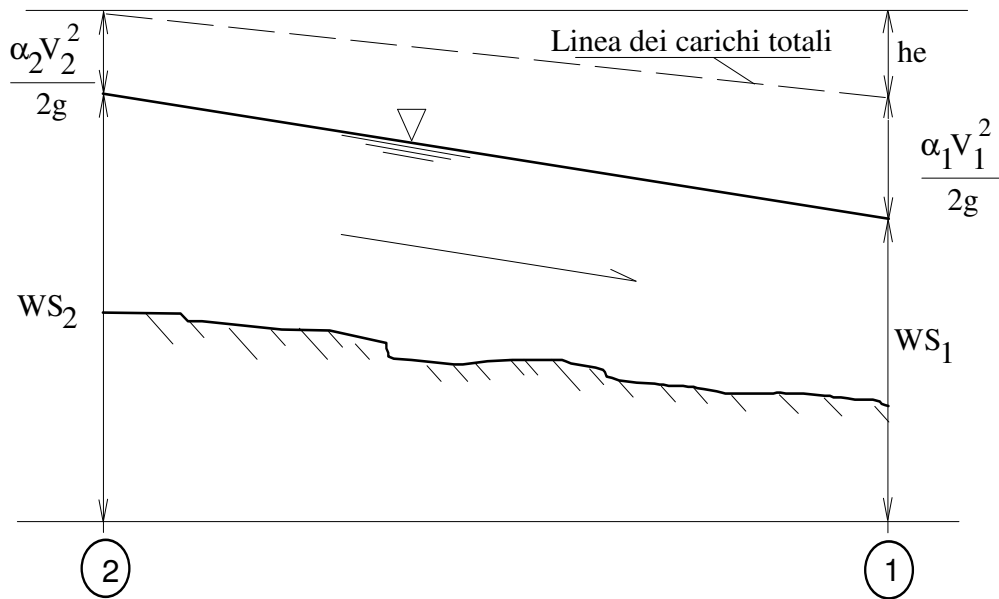


Figura 18: Rappresentazione in termini energetici dell'equilibrio di volume idrico elementare.

La sezione di deflusso è supposta suddivisibile in tre ambiti primari in cui risulta applicabile l'ipotesi di distribuzione uniforme delle velocità, i.e. l'alveo principale e due zone golenali.

I termini di perdita di carico media per ciascun tratto elementare, sia concentrata (α) sia distribuita (S_f), vengono calcolati utilizzando la seguente definizione della capacità di deflusso (portata per unità di pendenza motrice^{1/2}), indipendentemente per ciascun ambito della sezione (si omettono per brevità i pedici):

$$K = \frac{A R^{2/3}}{n} \quad (5-3)$$

dove:

- K : capacità di deflusso nell'ambito [m^3/s];
- n : coefficiente di scabrezza di Manning [$s/m^{1/3}$];
- R : raggio idraulico dell'ambito [m];
- A : area della sezione bagnata dell'ambito [m^2].

In funzione del regime della corrente vengono utilizzate diverse stime del gradiente di carico per attrito medio sul tratto (media aritmetica, geometrica, armonica, ..). In particolare, per i profili di corrente lenta è stato prevalentemente utilizzata la media semplice ponderata sulla capacità di deflusso:

$$\bar{S}_f = \left(\frac{Q_1 + Q_2}{K_1 + K_2} \right)^2 \quad (5-4)$$

Per i carichi cinetici vale invece la seguente espressione (il pedice t indica la totalità della sezione):

$$\alpha = \frac{A_t^2 \left[\frac{K_{lb}^3}{A_{lb}^2} + \frac{K_{mch}^3}{A_{mch}^2} + \frac{K_{rb}^3}{A_{rb}^2} \right]}{K_t^3} \quad (5-5)$$

I coefficienti di contrazione C sono stati assunti generalmente pari a 0.1-0.3 per le sezioni a variazioni ordinarie, per le contrazioni e le espansioni, rispettivamente. Le scabrezze equivalenti sono computate per media pesata su perimetro bagnato, sia per quelle di ambito che di intera sezione di deflusso.

Le transizioni attraverso lo stato critico della corrente, nel caso dei risalti idraulici e del passaggio attraverso ponti, vengono assunte governate dall'equazione semplificata della quantità di moto applicata al tratto elementare di canale (X è la direzione di deflusso, 1 e 2 sono le sezioni di estremità):

$$P_1 - P_2 + W_x - F_f = Q \rho \Delta V_x \quad (5-6)$$

dove:

- P : forza idrostatica [N];
- W_x : forza peso della massa idrica compresa nel tratto [N];
- F_f : forza di attrito complessivamente agente sul tratto [N];
- Q : portata in transito [m^3/s];
- ρ : densità dell'acqua [Ns^2/m^4];
- ΔV_x : variazione di velocità media tra le sezioni, in direzione X [m/s].

Gli sforzi tangenziali sul perimetro bagnato vengono calcolati secondo la formulazione di moto uniforme e la quantità di moto corretta con coefficienti empirici di letteratura.

Gli elementi geometrici principali da inserire nel modello idraulico sono le *sezioni ordinarie*, quelle cioè in cui non è presente un manufatto che interferisca con la corrente alterandone

"localmente" ed in maniera significativa lo stato energetico (ad es. ponti, traverse, salti di fondo, tombini, bruschi restringimenti, ...).

I principali attributi delle sezioni ordinarie sono:

- limiti del canale principale;
- scabrezza;
- argini;
- limiti delle aree "inefficaci".

Per quanto riguarda i manufatti trasversali, invece, le sezioni che complessivamente caratterizzano ogni struttura sono 4. Le numero 2 e 3 rappresentate in Figura 19 definiscono le sezioni di monte e valle sul ponte, mentre le 1 e 4 individuano i limiti di perturbazione locale indotti dal manufatto per effetto della riduzione della sezione di deflusso e/o delle perdite di carico concentrate. Quest'ultime vanno poste ad una distanza dalla struttura tale che il flusso non risenta della presenza della struttura stessa; ciò dovrebbe essere determinato attraverso una indagine sul campo durante gli eventi di piena. Stante l'impossibilità di procedere nella maggioranza dei casi a tale indagine diretta, generalmente si fa ricorso al criterio di porre la sezione trasversale di monte n.4 ad una distanza pari a circa una volta la larghezza media della costrizione laterale causata dalle spalle del ponte, mentre la sezione trasversale n.1 è posta ad una distanza leggermente maggiore e ricavabile empiricamente in funzione del restringimento di sezione, della pendenza del corso d'acqua e delle scabrezze del canale e delle golene (vedi tabella 5.1 Hydraulic Reference Manual di HEC-RAS).

Le perdite di carico in prossimità dei ponti sono costituite da due componenti: quella delle perdite di carico immediatamente a valle [monte] della struttura per effetto dell'allargamento [restringimento] della sezione, e quella delle perdite di carico che si realizzano per effetto della struttura stessa. Quest'ultima comprende sia le normali perdite per attrito che quelle specifiche dovute ad eventuali pile in alveo.

Il deflusso attraverso il ponte può avvenire a pelo libero, in pressione, a stramazzo per sormonto dell'impalcato o in condizioni ibride tra le precedenti. Ciascun regime viene modellato adottando specifiche equazioni. Le transizioni attraverso le possibili condizioni di moto, in relazione alla portata e all'energia totale della corrente, sono schematicamente descritte in Figura 20.

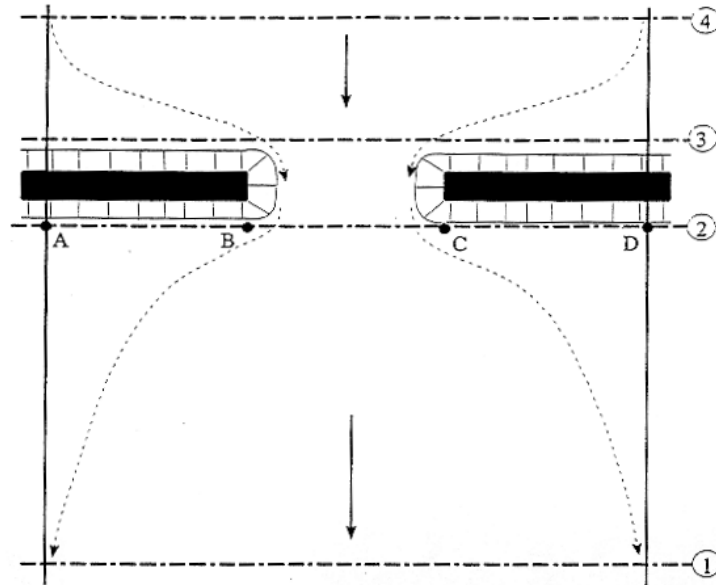


Figura 19: Schema della discretizzazione longitudinale nell'intorno di un ponte.

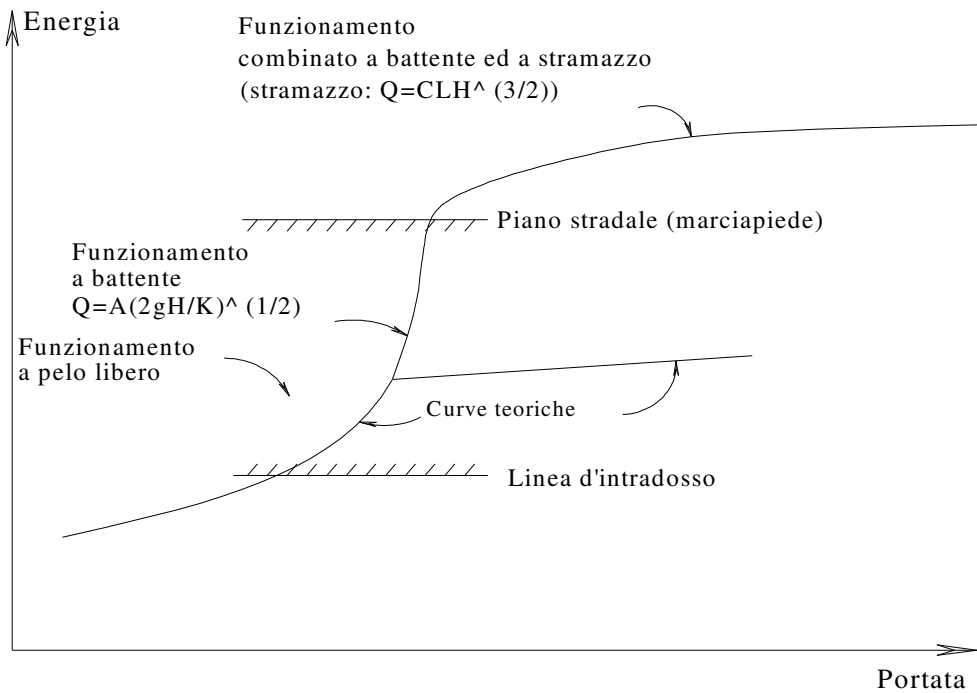


Figura 20: Andamento della portata in presenza di un ponte al crescere del carico totale a monte.

In **moto vario**, invece, le equazioni di continuità e del moto utilizzate da HEC-RAS assumono rispettivamente la seguente espressione:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial \phi Q}{\partial x_c} + \frac{\partial [(1-\phi)Q]}{\partial x_f} = 0 \quad (5-7)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left(\frac{\phi^2 Q^2}{A_c} \right)}{\partial x_c} + \frac{\partial \left[\frac{(1-\phi)^2 Q^2}{A_f} \right]}{\partial x_f} + gA_c \left[\frac{\partial z}{\partial x_c} + S_{fc} \right] + gA_f \left[\frac{\partial z}{\partial x_f} + S_{ff} \right] = 0 \quad (5-8)$$

in cui :

$$Q_c = \phi Q$$

$$\phi = \frac{K_c}{K_c + K_f}$$

ed i pedici c ed f si riferiscono rispettivamente al *main channel* ed alle *floodplains* (Figura 21).

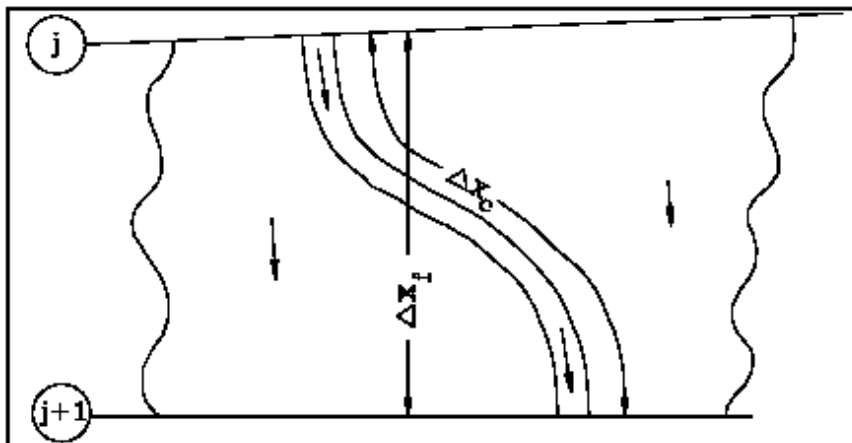


Figura 21: distanze misurate lungo il main channel e lungo le floodplains

HEC-RAS utilizza generalmente il modello completo delle equazioni di De Saint Venant. La soluzione numerica di tali equazioni in regime di corrente lenta è basata su un metodo alle differenze finite di tipo implicito a quattro punti, noto in letteratura come *box scheme*. Dalla discretizzazione alle differenze finite delle equazioni del moto applicate ad un tratto di corso d'acqua e dall'applicazione delle condizioni al contorno, risulta un sistema lineare di N equazioni in N incognite, con N pari a 2 volte il numero di sezioni in cui è stato suddiviso il corso d'acqua meno le sezioni in cui sono state assegnate le condizioni al contorno. Tale sistema deve essere risolto ad ogni successivo istante di calcolo. Il sistema di equazioni lineari viene risolto con metodo iterativo, utilizzando l'algoritmo *skyline*,

specificatamente pensato per la soluzione dei problemi di moto vario nelle reti a pelo libero.

Nel caso di corrente mista lenta o veloce HEC-RAS utilizza la tecnica *local partial inertia* (LPI), per cui si passa gradualmente dalla soluzione delle equazioni complete del moto alla soluzione del modello parabolico delle equazioni del moto vario. Il modello parabolico viene applicato dal programma soltanto nei tratti di corso d'acqua in cui si ha un numero di Froude maggiore di un valore di soglia definibile dall'utente. Il modello matematico riesce così a garantire una maggiore stabilità di calcolo anche nei tratti interessati da corrente veloce o mista, pur mantenendo un'adeguata accuratezza di calcolo.

In particolare, con l'algoritmo LPI, al tendere del numero di Froude ad 1 si applica un coefficiente riduttivo ai termini di inerzia locale e convettiva delle equazioni del moto. Le equazioni del moto vengono così modificate nella forma seguente:

$$\sigma \left[\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left(\frac{\beta Q^2}{A} \right)}{\partial x} \right] + gA \left(\frac{\partial h}{\partial x} + S_f \right) = 0 \quad (5-9)$$

dove:

- $\sigma = F_T - F_r^m$ se $F_r \leq F_T$
- $\sigma = 0$ se $F_r > F_T$

con:

- σ : coefficiente LPI che moltiplica i termini inerziali dell'equazione del moto
- F_T : numero di Froude di soglia per cui $\sigma = 0$. (Tra 1 e 2, default = 1).
- F_r : numero di Froude
- m : esponente dell'equazione che fornisce il valore di σ (tra 1 e 128, default = 10)
- h : quota della superficie del pelo libero
- S_f : pendenza della linea dell'energia

Quando il numero di Froude è maggiore del valore di soglia F_T , il coefficiente σ assume valore 0. E' possibile variare sia il valore di F_T che dell'esponente m . Al crescere del valore sia di F_T che di m diminuisce la stabilità del calcolo, ma ne aumenta l'accuratezza.

Limiti della modellazione 1D

Un modello monodimensionale come HEC-RAS, pur risultando uno strumento idoneo nella larga maggioranza di situazioni pratiche da analizzare, non è in grado di descrivere il flusso reale nel caso di esondazione su aree prevalentemente pianeggianti in cui non è possibile predeterminare le direzioni di flusso dei volumi idrici.

Il moto, in tali casi, può seguire direzioni anche diverse da quella del flusso in alveo di magra in funzione dell'orografia del territorio e della quantità di moto che ad esso compete: ne consegue che non necessariamente il moto seguirà le direzioni di massima pendenza, ma si potranno avere altre configurazioni (con direzioni di flusso sulle golene ben lontane dall'essere parallele a quelle in alveo di magra) che solo un modello bidimensionale è in grado di cogliere.

In altre parole, i modelli monodimensionali realizzati con HEC-RAS, sia in moto permanente che vario, per la schematizzazione di alcune casistiche di flusso golenale, danno luogo a risultati fisicamente non accettabili, con aree inondate caratterizzate dalla presenza di bruschi salti muovendosi lungo l'asta fluviale. Tale fenomeno è dovuto alla forma geometrica della sezione trasversale su cui si stanno integrando le equazioni di Saint Venant (vedi Figura 22). Nel momento in cui il tirante supera l'argine destro tutta la superficie golenale in depressione sarà inondata (Figura 22 B) generando un salto di inondazione in planimetria chiaramente non realistico.

Infatti in un modello 1D la golena è parte integrante della sezione trasversale ed il processo di invaso che avviene nella direzione ortogonale a quella del flusso in alveo non può essere contemplata, per cui l'inondazione delle golene viene regolata da considerazioni geometriche a partire dai valori di tirante misurati nell'alveo di magra.

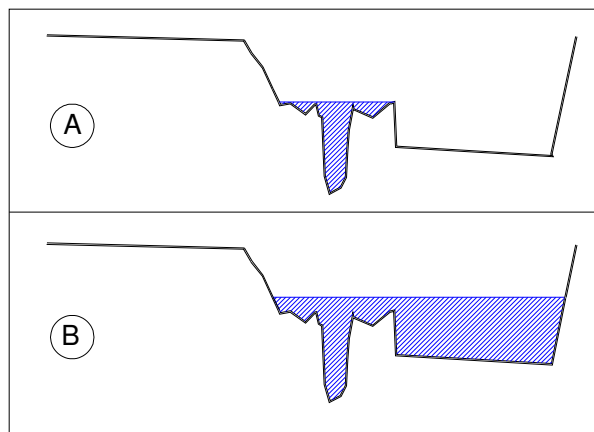


Figura 22: inadeguatezza dei modelli 1D tipo HEC-RAS nello schematizzare il moto nelle golene

FLO-2D

Il programma bidimensionale FLO-2D (ver. 2009) presenta le seguenti caratteristiche principali:

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

Il software contiene un componente idrologico e la possibilità di effettuare una modellazione ibrida 1D nel canale e 2D nelle golene sia per le portate liquide sia per portate solide.

Nel presente studio FLO-2D è stato utilizzato per la sola propagazione bidimensionale dei volumi d'acqua esondati nelle aree allagate, eseguendo a parte l'analisi idrologica ed utilizzando HEC-RAS per la modellazione monodimensionale in alveo. Si limita pertanto la descrizione del programma ai criteri di modellazione 2D nelle *floodplains* ("Overland flow") rimandando per gli altri aspetti alla documentazione tecnica consultabile online al sito <http://www.flo-2d.com>.

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 (overland flow) consiste nel calcolare la portata attraverso ognuna delle 8 potenziali direzioni di flusso (4 ortogonali ai bordi della cella e 4 diagonali, vedi Figura 23) 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.

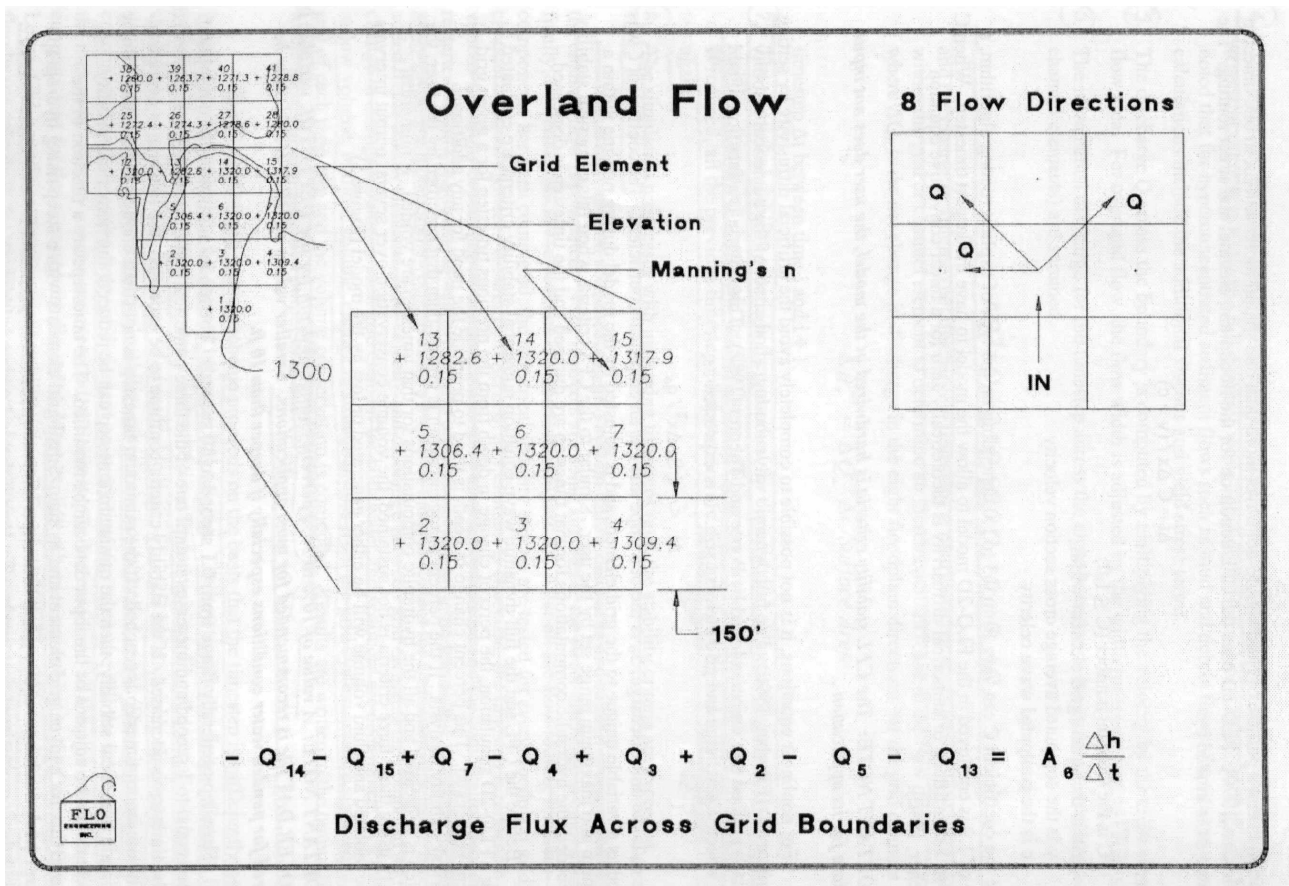


Figura 23: Flussi attraverso i confini di una cella in FLO-2D

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, sempre facendo riferimento ad analisi tipo "overland flow", 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, strade, levee, edifici, parametri di controllo e di stabilità della simulazione) con i moduli GDS, 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.

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 computazione 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 una interpolazione lineare tra i punti che ricadono ad una distanza fissata dall'utente dal centro della singola cella.
- In particolare, nel presente studio, si è imposto all'algoritmo di interpolazione di analizzare almeno 2 punti nelle vicinanze del centro della singola cella; il raggio di interpolazione si allarga fino a comprendere il numero di punti scelto. Sono state inoltre disattivate le funzioni di filtro, avendo eliminato a monte gli outliers dai punti 3D della cartografia CTR.
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 $Q_{picco} / A_c < 0.15 \text{ m}^3/\text{s m}^2$, con Q_{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 della carta topografica che si utilizza.

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 essere meno di dettaglio rispetto a quella con cui si modella l'alveo principale del corso d'acqua. Il flusso di acqua nel canale viene tuttavia modellato con un approccio monodimensionale, il che rende necessaria la conoscenza delle sole sezioni rilevate e non dell'intero sviluppo geodetico.

Analisi delle modellazioni idrauliche con HEC-RAS

Il territorio comunale di Montepulciano, come gran parte delle aree di bonifica, è caratterizzato da corsi d'acqua naturali piuttosto acclivi ed incisi nel loro tratto iniziale che, nel tratto vallivo, riducono fortemente la propria pendenza. Il sistema idrografico si divide in due componenti, le "acque alte" e le "acque basse", e nell'area analizzata è caratterizzato da vaste aree pianeggianti e non confinate, tali da non permettere il confinamento dei volumi idrici esondati né il prestabilire con certezza i percorsi dei volumi idrici di esondazione.

Pertanto, senza definire settori di allagamento, laddove i corsi d'acqua sono risultati insufficienti a convogliare le portate di progetto (mediante modellazioni in moto permanente o vario e per ognuno dei tempi di ritorno investigati) si è proceduto ad individuare le aree allagate sulla base delle seguenti procedure:

- Tratti di monte → perimetrazione delle aree allagate effettuata in base alla quota assoluta assunta dal tirante idrico nelle singole sezioni trasversali dei modelli idraulici;
- Tratti di valle → inserimento in HEC-RAS di sfioratori laterali (in destra o in sinistra idrografica) che seguono l'andamento delle sponde e successivo inserimento dei singoli idrogrammi di esondazione nella modellazione puramente bidimensionale con il programma FLO-2D.

In relazione alle condizioni al contorno di valle, laddove i tiranti idrici di valle dei modelli idraulici dei corsi d'acqua afferenti al Canale Maestro della Chiana risultavano inferiori alle sommità arginali del canale, sono state modificate tali condizioni al contorno imponendo al tirante di valle tali quote arginali.

Analisi delle modellazioni idrauliche con FLO-2D

La preparazione dei dati di ingresso per le modellazioni bidimensionali è stata condotta nel modo seguente:

6. Importazione in formato ASCII del GRID a maglia 10 m ricavato dal TIN del terreno, costruito a sua volta a partire dai punti e dalle curve di livello della cartografia numerica, previa eliminazione dei punti con quota evidentemente errata (outliers);
7. Scelta della dimensione delle celle costituenti la griglia di calcolo in base al criterio di stabilità $Q_{picco} / A_c < 0.15 \text{ m}^3/\text{m}^2$;
8. Perimetrazione dominio di calcolo (da elaborazioni preliminari per il tempo di ritorno maggiore in modo tale che la piena non raggiunga tale perimetro);
9. Definizione scabrezze in base al tipo di superficie;
10. Interpolazione quote → assegnazione quota alle singole celle;
11. Verifica delle quote assegnate in fase di interpolazione automatica e, dove necessario, locale modifica manuale (ad esempio sottopassi, argini);
12. Inserimento dati di outflow (celle in cui l'acqua esce dal sistema) e di inflow (idrogrammi di piena che invadono la floodplain estratti dagli sfioratori laterali dei modelli HEC-RAS).

Inviluppo delle durate critiche lungo l'asta fluviale

Nel presente studio sono state condotte simulazioni idrologiche-idrauliche anche per durate più elevate rispetto alla sola durata critica al fine di definire il massimo volume di esondazione, in funzione dell'efficienza idraulica della sezione, attraverso l'involuppo delle durate critiche lungo l'asta fluviale.

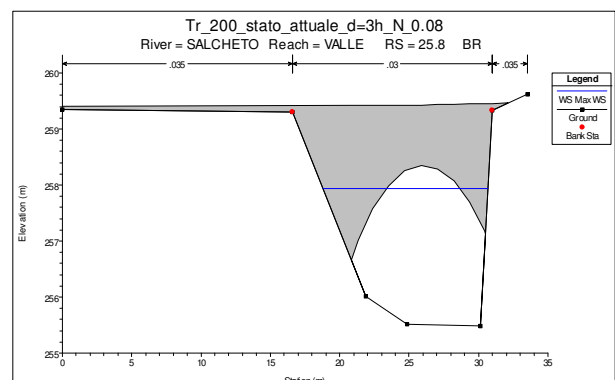
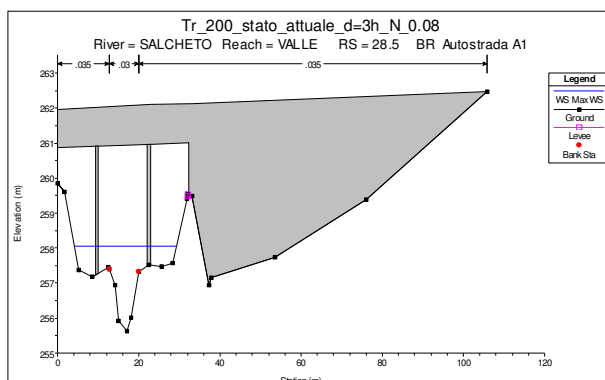
per ciascun modello idraulico sono stati valutati i seguenti aspetti:

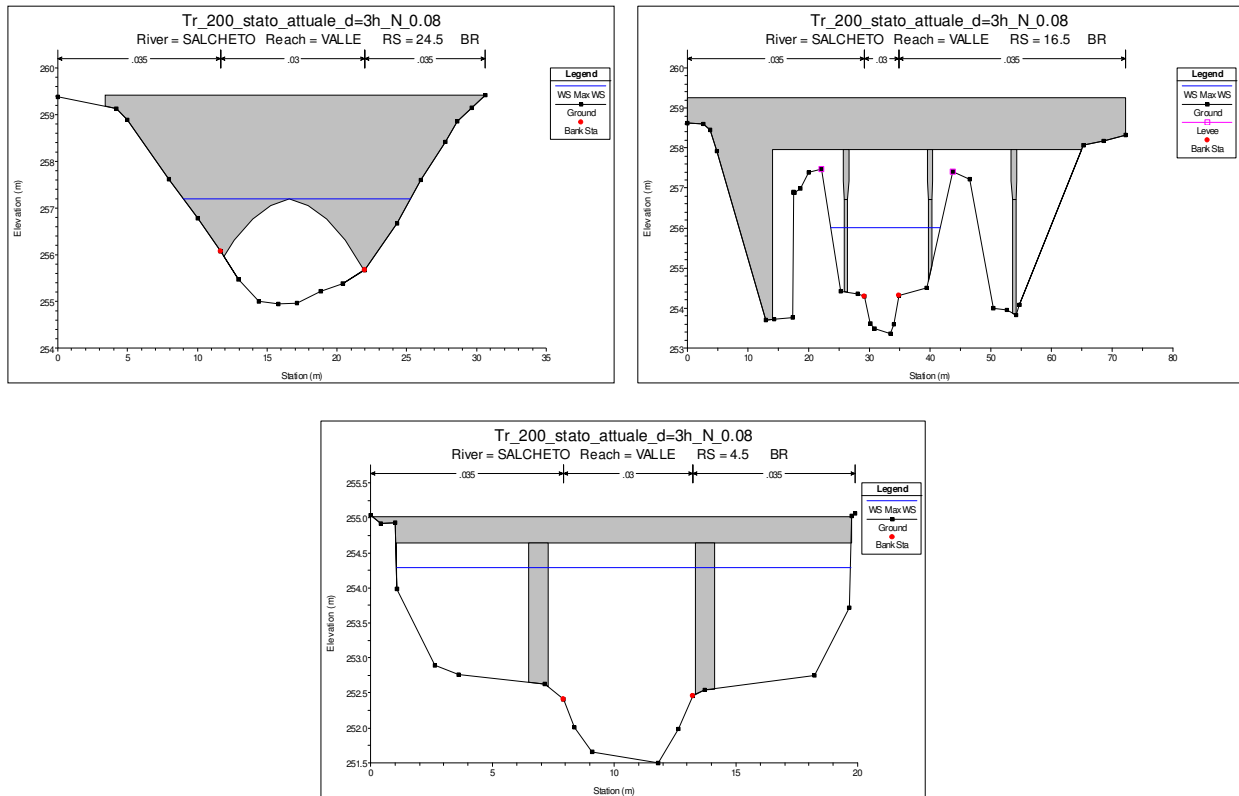
1. verifica efficienza idraulica minima;
2. verifica incidenza di ogni sfioratore rispetto al totale dei volumi esondati;
3. verifica della presenza di restringimenti, attraversamenti, bocche tarate in funzione della possibilità di accumulo a monte;
4. valutazione volumi esondati con durate maggiori della durata critica.

Caso – pilota: T. SALCHETO

- Efficienza idraulica minima ramo Ciarlaia si riscontra nella Sez 38, pari a circa 15 mc/s; nel resto del ramo efficienza superiore a 25 mc/s.
- Efficienza idraulica minima ramo Salcheto Monte si riscontra nella Sez 39, pari a circa 10 mc/s; nel resto del ramo efficienza superiore a 25 mc/s.
- Efficienza idraulica minima ramo Salcheto Valle si riscontra nella Sez 28, pari a circa 20 mc/s; nel resto del ramo efficienza superiore a 50 mc/s.

Non ci sono attraversamenti che fanno da restringimento o bocca tarata per gli idrogrammi di piena.

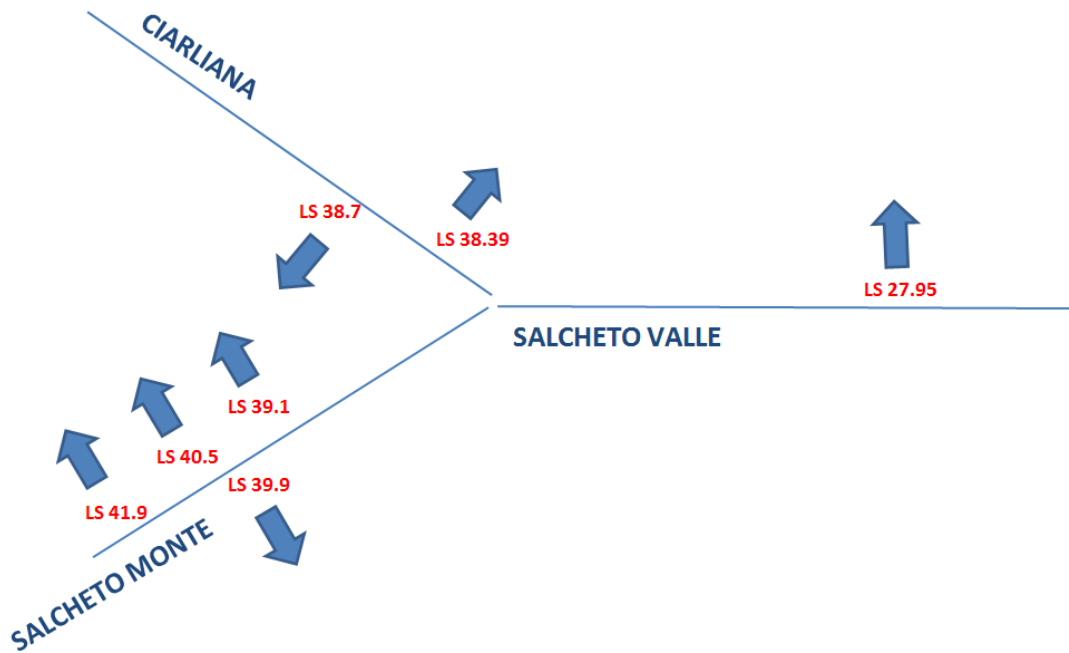




Sono state condotte modellazioni idrologiche e idrauliche del T. Salcheto per la durata critica, stimata in 3 ore, e per le ulteriori 4, 5, 6, 9, 12 e 15 ore: l'involuppo delle diverse durate lungo l'asta idrica ha sì portato ad un aumento di circa il 22% dei volumi esondati per TR = 30 e 24.6% per TR = 200 anni, ma risultati minimamente difformi in termini di perimetri delle aree allagate, a fronte di un importante aggravio in termini di oneri computazionali e minime ricadute sulle previsioni urbanistiche.

Di seguito si riportano i valori di portata di picco e il valore complessivo delle volumetrie degli idrogrammi di piena in ingresso nel modello, al variare della durata dell'evento di pioggia, e gli scostamenti percentuali rispetto ai risultati ottenuti per durata pari alla durata critica.

Durata	TR200						
	Dc 3h	Dc+1/3 4h	Dc+2/3 5h	2*Dc 6h	3*Dc 9h	4*Dc 12h	5*Dc 15h
Q picco Ciarliana (mc/s)	42.30	40.90 -3.31%	38.40 -9.22%	36.20 -14.42%	28.76 -32.00%	24.10 -43.03%	20.90 -50.59%
Q picco Salcheto Monte (mc/s)	54.10	53.10 -1.85%	50.40 -6.84%	47.90 -11.46%	38.68 -28.50%	32.70 -39.56%	28.40 -47.50%
Q picco Confluenza (mc/s)	119.00	117.50 -1.26%	111.90 -5.97%	106.40 -10.59%	86.00 -27.73%	72.50 -39.08%	63.00 -47.06%
Volumi Piena (mc)	1 605 330	1 773 900 10.50%	1 905 840 18.72%	2 049 480 27.67%	2 299 578 43.25%	2 550 960 58.91%	2 770 740 72.60%



In particolare, la tabella seguente mostra i volumi esondati dai singoli sfioratori laterali (“LS”) al variare della durata di pioggia. Sono evidenziati i valori massimi.

Le volumetrie totali sfiorate dal modello per ogni durata aumentano fino ad un valore massimo (23.51%) associato ad una durata dell'evento di pioggia pari a due volte la durata critica, per poi tornare a diminuire per durate superiori.

D (h)	LS 40.9	LS 39.79	LS 38.7	LS 38.39	LS 41.9	LS 40.5	LS 39.9	LS 39.1	LS 32.5	LS 31.75	LS 27.95	LS 27.9	TOT	
3 (Dc)	1,098	24	47,298	77,928	81,762	35,463	186,615	192,174	1,119	801	139,779	0	764,061	
4	486	0	51,678	86,283	88,935	39,156	207,522	214,398	1,125	792	156,021	0	846,396	10.78%
5	6	0	52,449	90,519	85,842	42,018	222,639	231,909	837	576	167,142	0	893,937	17.00%
6	0	0	52,902	94,566	82,287	45,540	238,644	250,398	579	387	178,362	0	943,665	23.51%
9	0	0	40,527	85,425	40,650	49,860	243,024	261,138	0	0	175,434	0	896,058	17.28%
12	0	0	16,323	44,919	3,750	37,266	164,658	190,515	0	0	117,714	0	575,145	-24.73%
15	0	0	4,029	18,963	0	25,374	103,362	133,548	0	0	77,049	0	362,325	-52.58%

La tabella seguente mostra invece che, con riferimento allo scenario di esondazione relativo all’inviluppo di tutte le durate investigate (particolarmente oneroso in termini di tempi computazionali), lo scenario relativo alla durata critica è caratterizzato da una volumetria complessiva di esondazione inferiore del 27%, mentre lo scenario relativo all’inviluppo tra Dc e 2*Dc da volumi inferiori solo del 3%.

MODELLAZIONE CON Dc													
LS 40.9	LS 39.79	LS 38.7	LS 38.39	LS 41.9	LS 40.5	LS 39.9	LS 39.1	LS 32.5	LS 31.75	LS 27.95	LS 27.9	TOT	
1,098	24	47,298	77,928	81,762	35,463	186,615	192,174	1,119	801	139,779	0	764,061	27%
INVILUPPO DI TUTTE LE DURATE													
LS 40.9	LS 39.79	LS 38.7	LS 38.39	LS 41.9	LS 40.5	LS 39.9	LS 39.1	LS 32.5	LS 31.75	LS 27.95	LS 27.9	TOT	
1,098	24	52,902	94,566	88,935	49,860	243,024	261,138	1,125	801	178,362	0	971,835	
INVILUPPO TRA Dc e 2*Dc													
LS 40.9	LS 39.79	LS 38.7	LS 38.39	LS 41.9	LS 40.5	LS 39.9	LS 39.1	LS 32.5	LS 31.75	LS 27.95	LS 27.9	TOT	
1,098	24	52,902	94,566	82,287	45,540	238,644	250,398	1,119	801	178,362	0	945,741	3%

I risultati conseguiti dimostrano che considerando l'inviluppo dei volumi sfiorati per la durata critica e una durata pari al doppio della durata critica si ottengono volumetrie di esondazione che non si modificano sostanzialmente andando a considerare inviluppo con ulteriori durate.

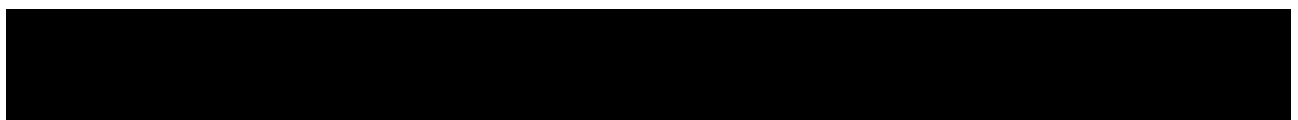
Dato pertanto che la differenza tra l'inviluppo dei volumi di esondazioni ottenuti da modellazioni condotte con durate pari a 3, 4, 5, 6, 9, 12 e 15 h, e l'inviluppo delle modellazioni condotte con le sole durate Dc e 2*Dc sono minime, si propone, come compromesso tra risultati raggiunti e oneri computazionali, di valutare l'inviluppo di modellazioni con Dc e 2*Dc anche per le altre aste idriche per ottenere gli input da utilizzare nella modellazione bidimensionale.

Applicando la stessa procedura adottata per il Salcheto, si è ricavato che i modelli idraulici in cui è risultato necessario procedere all'inviluppo degli idrogrammi sfiorati per $d = Dc$ e $d = 2*Dc$ sono i seguenti:

1. Salcheto;

2. Acquaviva;

Volumetrie di esondazione dal modello idraulico del T.Acquaviva per Tr 200 anni e valori di durata dell'evento pari a Dc e 2*Dc:



3. Gracciano 2:

Volumetrie di esondazione dal modello idraulico del T.Gracciano per Tr 200 anni e valori di durata dell'evento pari a Dc e 2*Dc:

D (h)	LS 35.91	LS 33.91	LS 31.91	LS 31.9	LS 7.91	LS 4.91	LS 1.91	LS 1.9
2 (Dc)	797	553	308	69 514	18 909	40 138	12 660	1
4	465	509	42	78 932	24 140	50 908	13 707	0

4. Montepulciano Stazione.

Volumetrie di esondazione dal modello idraulico dei T.Gracciano, Nottola e Rovisci, per Tr 200 anni e valori di durata dell'evento pari a Dc e 2*Dc:

Gracciano

D (h)	86.7	85.8	78.5	77.9	77.2	70.4	66.55	64.9	63.48
1.5 (Dc)	359.1	5901.6	3501.3	1566.9	7781.7	9331.2	803.1	1895.4	242.7
3	31.2	3010.8	4239.9	1746.3	9847.5	12979.8	1299.6	2922.6	358.8

D (h)	62.9	60.5	58.9	48.4
1.5 (Dc)	5411.1	103.2	1080.3	503.7
3	7784.4	149.4	1581.6	1139.1

Nottola

D (h)	18.81	12.92	9.92	8.92	3.9
1.5 (Dc)	16923.3	0	333	528.6	1326.6
3	12750	0	381	606.9	3502.2

BRIDGE 21.50

D (h)	Sx	Dx
1.5 (Dc)	3777.771	3218.9
3	2616.529	2491.715

Nottola valle

D (h)	23.1	22.4	22.3	19.4	18.3	13.64	12.9	11.9	9.85	9.4
1.5 (Dc)	22484.4	39372.3	129	3801.3	1047.9	17.1	3312.6	2502.3	1391.7	38379.3
3	31500	54350.4	247.2	5218.2	1558.2	33	4411.8	3340.8	1874.4	49091.7

Rovisci

D (h)	62.4	60.95	60.94	58.95	58.94	54.95	54.94	51.2	50.95	50.45
1.5 (Dc)	8181.6	169.8	12308.4	0	0	0	0	6.9	336.9	397.8
3	8223.9	36.3	14785.5	0	0	0	0	37.2	1007.1	1221.6

D (h)	49.95	49.35	49.54	47.95	47.94	45.95	45.94
1.5 (Dc)	53.7	0	5.4	3722.1	1905	2986.8	1008
3	333.9	0	56.7	6360.6	3980.7	5413.8	2426.1

6. RISULTATI DELLA MODELLAZIONE IDRAULICA

La presentazione delle singole modellazioni idrauliche e dei relativi risultati sarà articolata secondo lo schema seguente:

- descrizione delle specificità del modello idraulico in esame;
- informazioni idrologiche di dettaglio, ietogrammi e idrogrammi di progetto per i vari tempi di ritorno;
- tipo di modellazione effettuata:
 1. monodimensionale in moto permanente (HEC-RAS);
 2. monodimensionale in moto vario (HEC-RAS);
 3. monodimensionale in moto vario con sfioratori laterali e settori di allagamento (HEC-RAS);
 4. monodimensionale in moto vario per l'alveo principale, con sfioratori laterali, e bidimensionale in moto vario per le aree golenali (FLO-2D).
- descrizione dei parametri adottati (scabrezze) e delle condizioni al contorno imposte;
- risultati in termini di volumi sfiorati nei vari tratti investigati al variare del tempo di ritorno.

Modello “Montepulciano Stazione (Gracciano, Nottola, Rovisci)”

Descrizione delle specificità del modello idraulico

Il modello simula il comportamento idraulico dei corsi d'acqua Gracciano, Nottola e Rovisci, con i tre rami di monte che confluiscono in corrispondenza dell'Autostrada A1, immediatamente a sud dell'area RDB, per poi scorrere come unica asta idrica (denominata nel presente studio “Nottola 2 valle”) verso Nord-Est lungo Via Lauretana. Della Doccia di Gracciano è stata inoltre modellata un'asta secondaria (denominata nel presente studio “Gracciano 2”) che, dalla A1 a Nord di Via Parma, passa per la Chiesa della Maestà del Ponte per poi costeggiare verso Est la S.P.10 fino a confluire con l'asta idrica sopra citata (“Nottola 2 valle”) presso Podere Catena, nelle vicinanze della Linea Ferroviaria Direttissima, prima di confluire da sinistra nel Canale Maestro della Chiana. Il modello descrive in modo esaustivo le condizioni di rischio idraulico a cui è soggetto l'abitato di Montepulciano Stazione e le aree circostanti.

Informazioni idrologiche di dettaglio

Con riferimento al modello idrologico semidistribuito implementato con HEC-HMS e rappresentato graficamente in Figura 15, ad ognuno dei due sistemi idraulici in oggetto è stata assegnata la propria durata critica (secondo le modalità descritte in relazione) con lo scopo di massimizzare la risposta idraulica in termini di portata di picco in corrispondenza delle aree interessate dalle previsioni urbanistiche.

I 2 modelli idraulici presentano le seguenti caratteristiche idrologiche:

1. modello Gracciano-Nottola-Rovisci:

- durata critica: 1.5 h
- coefficiente di ragguaglio areale: 1
- ietogrammi costanti di durata pari alla durata critica e spessori lordi cumulati da LSPP
- elementi del modello idrologico:
 - sottobacini (S): Gracciano, Nottola, Rovisci;
 - interbacini (I), aventi le caratteristiche geometriche riportate di seguito:
Gracciano, Nottola, Rovisci, affluente Rovisci, Nottola Lauretana;

BACINO	Area kmq	area sin %	area ds %	lung sin m	lung ds m	pendenza sin m/m	pendenza ds m/m	pendenza canale m/m
Fosso Rigo	4.7							
Salarco	39.0							
Salcheto	29.3							
Parce-Forcone	3.2							
Nibbiano	0.5							
Val di Seste	3.7							
Val di Seste interbacino	0.1							
Reglia di Valiano	12.1							
Doccia di Gracciano	1.8							
Doccia di Gracciano interbacino	0.7	72	28	200	710	0.001	0.001	0.0053
Doccia di Gracciano 2 (interbacino)	2.0	93	7	970	90	0.0015	0.0020	0.0016
Poggetto	1.5							
affluente Doccia di Gracciano 2	2.0							
Doccia di Nottola	1.9							
Doccia di Nottola interbacino	0.3	43	57	175	245	0.001	0.001	0.0052
Fosso Rovisci	0.9							
Fosso Rovisci (interbacino)	0.3	75	25	775	125	0.005	0.005	0.0055
Fosso Rovisci (interbacino affluente)	0.8	0	100		1600		0.023	0.0016
Nottola Lauretana (interbacino)	2.2	92	8	1330	25	0.002	0.002	0.0011

- reach (R) per trasferimento onda di piena: Nottola Lauretana

2. modello Gracciano 2:

- durata critica: 2 h
- coefficiente di ragguglio areale: 1
- ietogrammi costanti di durata pari alla durata critica e spessori lordi cumulati da LSPP
- elementi del modello idrologico:
 - sottobacini (S): Poggetto, affluente Gracciano 2;
 - interbacini (I), aventi le caratteristiche geometriche riportate di seguito:
Gracciano 2;

BACINO	Area kmq	area sin %	area ds %	lung sin m	lung ds m	pendenza sin m/m	pendenza ds m/m	pendenza canale m/m
Fosso Rigo	4.7							
Salarco	39.0							
Salcheto	29.3							
Parce-Forcone	3.2							
Nibbiano	0.5							
Val di Seste	3.7							
Val di Seste interbacino	0.1							
Reglia di Valiano	12.1							
Doccia di Gracciano	1.8							
Doccia di Gracciano interbacino	0.7	72	28	200	710.00	0.001	0.001	0.0053
Doccia di Gracciano 2 (interbacino)	2.0	93	7	970	90.00	0.0015	0.0020	0.0016
Poggetto	1.5							
affluente Doccia di Gracciano 2	2.0							
Doccia di Nottola	1.9							
Doccia di Nottola interbacino	0.3	43	57	175	245.00	0.001	0.001	0.0052
Fosso Rovisci	0.9							
Fosso Rovisci (interbacino)	0.3	75	25	775	125.00	0.005	0.005	0.0055
Fosso Rovisci (interbacino affluente)	0.8	0	100		1600.00		0.023	0.0016
Nottola Lauretana (interbacino)	2.2	92	8	1330	25.00	0.002	0.002	0.0011

- reach (R) per trasferimento onda di piena: Gracciano 2.

Modellazione idraulica, parametri e condizioni al contorno

1. modello Gracciano-Nottola-Rovisci:

- La modellazione condotta è di tipo monodimensionale in moto vario per l'alveo principale, con sfioratori laterali, e bidimensionale in moto vario per le aree golenali.
- Le scabrezze nei corsi d'acqua sono state assunte pari a $n_{Manning} = 0.03 \div 0.035 \text{ s m}^{-1/3}$ per l'alveo principale, pari a $n_{Manning} = 0.035 \div 0.08 \text{ s m}^{-1/3}$ per le zone golenali (si rimanda agli allegati di HEC-RAS per le informazioni di dettaglio);
- Condizioni di monte: idrogrammi di piena (si rimanda agli allegati di HEC-RAS per le informazioni di dettaglio);
- Condizioni di valle: nella sezione di valle del Nottola viene imposto il tirante idrico della Sezione n.1 del modello Gracciano_2 per i corrispondenti Tempi di ritorno - Tr 500 - 249.60 m s.l.m. ; Tr 200 - 249.57 m s.l.m. ; Tr 20 - 249.52 m s.l.m.;
- No storage areas.

2. modello Gracciano 2:

- La modellazione condotta è di tipo monodimensionale in moto vario per l'alveo principale, con sfioratori laterali, e bidimensionale in moto vario per le aree golenali.
- Le scabrezze nei corsi d'acqua sono state assunte pari a $n_{Manning} = 0.033 \text{ s m}^{-1/3}$ per l'alveo principale, pari a $n_{Manning} = 0.035 \div 0.08 \text{ s m}^{-1/3}$ per le zone golenali (si rimanda agli allegati di HEC-RAS per le informazioni di dettaglio);
- Condizioni di monte: idrogrammi di piena (si rimanda agli allegati di HEC-RAS per le informazioni di dettaglio);
- Altre condizioni al contorno: idrogrammi di piena inseriti lateralmente (si rimanda agli allegati di HEC-RAS per le informazioni di dettaglio);
- Condizioni di valle: il modello arriva a pochi metri dalla confluenza con il Canale Maestro della Chiana - in corrispondenza della sezione 450.2 del Provveditorato - dove la quota sommitale dell'argine sinistro è pari a 249.07 m s.l.m.; tale quota è stata imposta come condizione di valle;
- No storage areas.

La morfologia pianeggiante e non confinata delle aree golenali e la conseguente difficoltà nel predeterminare le direzioni di flusso dell'acqua esondata all'interno delle aree allagate ha suggerito il ricorso ad una modellazione bidimensionale con FLO-2D.

I volumi sfiorati sono stati pertanto inseriti nel modello bidimensionale dell'intero territorio.

Risultati

- Perimetrazione aree allagate (vedi tavole allegate);
- Volumi sfiorati nei vari tratti (vedi allegati HEC-RAS e FLO-2D):

GRACCIANO						
Sfioratori sinistra	tratto	TR_20 [mc]	TR_30 [mc]	TR_100 [mc]	TR_200 [mc]	TR_500 [mc]
86.7	tra sez. GRA_47 e GRA_46	0.0	0.0	10.2	359.1	1666.5
85.8	tra sez. GRA_46 e GRA_45	0.0	0.0	1533.6	5901.6	15881.4
78.5	in prossimità di sez. GRA_38	0.0	412.2	2489.1	4239.9	6459.3
70.40	in prossimità di sez. GRA_30	0.0	5000.4	10293.9	12979.8	16260.0
Sfioratori destra	tratto	TR_20 [mc]	TR_30 [mc]	TR_100 [mc]	TR_200 [mc]	TR_500 [mc]
77.90	a valle di sez. GRA_38	0.0	12.0	895.8	1746.3	3,240.0
77.20	a monte di sez. GRA_37	0.0	1160.7	6006.3	9847.5	14,283.0
66.55	a monte di sez. GRA_26	0.0	103.2	721.8	1299.6	2,239.5
64.90	tra sez. GRA_25 e GRA_24	0.0	363.9	1857.6	2922.6	4,445.4
63.48	tra sez. GRA_24 e GRA_23	0.0	90.0	258.6	358.8	497.4
62.90	tra sez. GRA_23 e GRA_22	0.0	3296.7	6249.9	7784.4	9,829.8
60.50	tra sez. GRA_21 e GRA_20	0.0	55.2	116.4	149.4	193.5
58.90	tra sez. GRA_19 e GRA_18	0.0	615.9	1249.8	1581.6	2,028.9
48.40	in prossimità di sez. GRA_08	0.0	96.6	587.7	1139.1	2,189.7
NOTTOLA						
Sfioratori sinistra	tratto	TR_20 [mc]	TR_30 [mc]	TR_100 [mc]	TR_200 [mc]	TR_500 [mc]
18.81	tra sez. NO_19 e NO_18	0.0	757.5	8662.5	16923.3	32322.6
Sfioratori destra	tratto	TR_20 [mc]	TR_30 [mc]	TR_100 [mc]	TR_200 [mc]	TR_500 [mc]
12.92	tra sez. NO_13 e NO_12	0.0	0.0	0.0	0.0	10.5
9.92	tra sez. NO_10 e NO_09	0.0	0.0	48.3	381.0	1,367.1
8.92	tra sez. NO_09 e NO_08	0.0	0.0	67.2	606.9	2,369.7
3.90	tra sez. NO_04 e NO_03	0.0	0.0	1042.8	3502.2	8,114.7

NOTTOLA VALLE						
Sfioratori sinistra	tratto	TR_20 [mc]	TR_30 [mc]	TR_100 [mc]	TR_200 [mc]	TR_500 [mc]
22.3	tra sez. NO_V_22 e NO_V_21	0.0	8.1	148.2	247.2	415.2
19.4	in prossimità di NO_V_19	361.2	2952.3	4429.8	5218.2	6360.9
18.3	tra sez. NO_V_18 e NO_V_17	9.0	624.9	1199.1	1558.2	2163.6
12.9	tra sez. NO_V_13 e NO_V_12	864.0	2763.6	3808.5	4411.8	5358.6
11.9	tra sez. NO_V_12 e NO_V_11	634.8	2063.4	2870.4	3340.8	4090.2
9.85	a valle di sez. NO_V_10	306.0	1003.2	1522.2	1874.4	2499.9
9.4	a monte di sez. NO_V_09	17891.4	34291.2	43745.7	49091.7	57367.5
Sfioratori destra	tratto	TR_20 [mc]	TR_30 [mc]	TR_100 [mc]	TR_200 [mc]	TR_500 [mc]
23.10	in prossimità di NO_V_23	289.2	16483.5	26795.7	31500.0	37,421.7
22.40	in prossimità di NO_V_22	1913.7	30427.2	46849.8	54350.4	63,762.9
13.64	in prossimità di NO_V_13	0.0	0.0	17.1	33.0	77.1
ROVISCI						
Sfioratori sinistra	tratto	TR_20 [mc]	TR_30 [mc]	TR_100 [mc]	TR_200 [mc]	TR_500 [mc]
60.95	tra sez. RO_21 e RO_20	0.0	0.0	36.6	169.8	558.6
51.2	a monte di sez. RO_11	0.0	0.0	4.2	37.2	147.6
50.95	a valle di sez. RO_11	0.0	0.0	298.8	1007.1	2321.1
50.45	a monte di sez. RO_10	0.0	0.0	429.0	1221.6	2603.7
49.95	a valle di sez. RO_10	0.0	0.0	63.9	333.9	1164.0
49.35	a monte di sez. RO_09	0.0	0.0	0.0	0.0	16.2
47.95	tra sez. RO_08 e RO_07	0.0	729.3	4176.6	6360.6	9629.7
45.95	tra sez. RO_06 e RO_05	0.0	439.2	3370.5	5413.8	8604.0
Sfioratori destra	tratto	TR_20 [mc]	TR_30 [mc]	TR_100 [mc]	TR_200 [mc]	TR_500 [mc]
62.40	a monte di sez. RO_22	0.0	1757.1	5280.6	8223.9	14,115.0
60.94	tra sez. RO_21 e RO_20	0.0	5211.3	10905.9	14785.5	20,707.2
49.54	a monte di sez. RO_09	0.0	0.0	7.2	56.7	223.8
47.94	tra sez. RO_08 e RO_07	0.0	54.6	2177.7	3980.7	6,835.5
45.94	tra sez. RO_06 e RO_05	0.0	10.2	1160.7	2426.1	4,782.9

GRACCIANO 2		dc=2h				
Sfioratori sinistra	tratto	TR_20 [mc]	TR_30 [mc]	TR_100 [mc]	TR_200 [mc]	TR_500 [mc]
35.91	tra sez. GRA_BIS_36 e 35		39	267	795	2157
33.91	tra sez. GRA_BIS_34 e 33		78	288	555	1119
31.91	tra sez. GRA_BIS_32 e 30		0	21	312	1719
7.91	tra sez. GRA_BIS_8 e 6		7098	14007	18918	27207
4.91	tra sez. GRA_BIS_5 e 3		14811	29517	40146	58446
1.91	tra sez. GRA_BIS_2 e 0.99		1524	7188	12663	23580
Sfioratori destra	tratto	TR_20 [mc]	TR_30 [mc]	TR_100 [mc]	TR_200 [mc]	TR_500 [mc]
31.90	tra sez. GRA_BIS_32 e 30		40038	55155	66114	83814
1.90			0	0	0	45
GRACCIANO 2		d=4h				
Sfioratori sinistra	tratto	TR_20 [mc]	TR_30 [mc]	TR_100 [mc]	TR_200 [mc]	TR_500 [mc]
35.91	tra sez. GRA_BIS_36 e 35	-	0	249	465	1965
33.91	tra sez. GRA_BIS_34 e 33	-	15	348	513	1233
31.91	tra sez. GRA_BIS_32 e 30	-	0	0	42	942
7.91	tra sez. GRA_BIS_8 e 6	-	9585	18174	24150	34047
4.91	tra sez. GRA_BIS_5 e 3	-	19995	38097	50898	72510
1.91	tra sez. GRA_BIS_2 e 0.99	-	2097	7980	13716	25524
Sfioratori destra	tratto	TR_20 [mc]	TR_30 [mc]	TR_100 [mc]	TR_200 [mc]	TR_500 [mc]
31.90	tra sez. GRA_BIS_32 e 30	-	54390	63198	74346	99225
1.90		-	0	0	0	0
GRACCIANO 2		inviluppo				
Sfioratori sinistra	tratto	TR_20 [mc]	TR_30 [mc]	TR_100 [mc]	TR_200 [mc]	TR_500 [mc]
35.91	tra sez. GRA_BIS_36 e 35	-	39	267	795	2157
33.91	tra sez. GRA_BIS_34 e 33	-	78	348	555	1233
31.91	tra sez. GRA_BIS_32 e 30	-	0	21	312	1719
7.91	tra sez. GRA_BIS_8 e 6	-	9585	18174	24150	34047
4.91	tra sez. GRA_BIS_5 e 3	-	19995	38097	50898	72510
1.91	tra sez. GRA_BIS_2 e 0.99	-	2097	7980	13716	25524
Sfioratori destra	tratto	TR_20 [mc]	TR_30 [mc]	TR_100 [mc]	TR_200 [mc]	TR_500 [mc]
31.90	tra sez. GRA_BIS_32 e 30	-	54390	63198	74346	99225
1.90		-	0	0	0	45

Modello "Acquaviva"

Descrizione delle specificità del modello idraulico

Il modello simula il comportamento idraulico del corso d'acqua Acquaviva, nel tratto compreso tra l'Autostrada A1 e la Linea Ferroviaria Direttissima, a Nord-Est dell'omonimo abitato.

Informazioni idrologiche di dettaglio

Con riferimento al modello idrologico semidistribuito implementato con HEC-HMS e rappresentato graficamente in Figura 15, la durata critica è stata determinata secondo le modalità descritte in relazione con lo scopo di massimizzare la risposta idraulica in termini di portata di picco in corrispondenza delle aree interessate dalle previsioni urbanistiche.

Il modello presenta le seguenti caratteristiche idrologiche:

- durata critica: 1.5 h
- coefficiente di ragguaglio areale: 0.996
- ietogrammi costanti di durata pari alla durata critica e spessori lordi cumulati da LSP
- elementi del modello idrologico:
 - sottobacini (S): Acquaviva;
 - interbacini (I), aventi le caratteristiche geometriche riportate di seguito:
Acquaviva;

BACINO	Area kmq	area sin %	area ds %	lung sin m	lung ds m	pendenza sin m/m	pendenza ds m/m	pendenza canale m/m
Fosso Rigo	4.7							
Salarco	39.0							
Salcheto	29.3							
Parce-Forcone	3.2							
Nibbiano	0.5							
Val di Seste	3.7							
Val di Seste interbacino	0.1							
Reglia di Valiano	12.1							
Doccia di Gracciano	1.8							
Doccia di Gracciano interbacino	0.7	72	28	200	710	0.001	0.001	0.0053
Doccia di Gracciano 2 (interbacino)	2.0	93	7	970	90	0.0015	0.0020	0.0016
Poggetto	1.5							
affluente Doccia di Gracciano 2	2.0							
Doccia di Nottola	1.9							
Doccia di Nottola interbacino	0.3	43	57	175	245	0.001	0.001	0.0052
Fosso Rovisci	0.9							
Fosso Rovisci (interbacino)	0.3	75	25	775	125	0.005	0.005	0.0055
Fosso Rovisci (interbacino affluente)	0.8	0	100		1600		0.023	0.0016
Nottola Lauretana (interbacino)	2.2	92	8	1330	25	0.002	0.002	0.0011
Acquaviva monte	0.8							
Acquaviva interbacino	3.4	34	66	640	975	0.002	0.006	0.001

Modellazione idraulica, parametri e condizioni al contorno

- La modellazione condotta è di tipo monodimensionale in moto vario per l'alveo principale, con sfioratori laterali, e bidimensionale in moto vario per le aree golenali.
- Le scabrezze nel corso d'acqua sono state assunte pari a $n_{Manning} = 0.02 \div 0.035 \text{ s m}^{-1/3}$ per l'alveo principale, pari a $n_{Manning} = 0.035 \div 0.08 \text{ s m}^{-1/3}$ per le zone golenali (si rimanda agli allegati di HEC-RAS per le informazioni di dettaglio);
- Condizioni di monte: idrogramma di piena (si rimanda agli allegati di HEC-RAS per le informazioni di dettaglio);
- Altre condizioni al contorno: idrogramma di piena inserito lateralmente (si rimanda agli allegati di HEC-RAS per le informazioni di dettaglio);
- Condizioni di valle: il corso d'acqua prosegue nello Scolo Interno e si immette nel Canale Maestro della Chiana circa 6.5 km oltre la sezione di valle del modello, e pertanto non risente dei tiranti idrici del Canale Maestro della Chiana; inoltre la quota arginale sinistra del Canale Maestro della Chiana nella Sez 492, che risulta in corrispondenza - secondo le isopise della CTR - con la sezione di valle del modello Acquaviva è pari a 249.48 m s.l.m., mentre il tirante idrico nel modello Acquaviva per Tr pari a 20 anni è pari a 249.52 m s.l.m. ovvero compatibile con il massimo tirante idrico nel Canale Maestro della Chiana;
- No storage areas.

La morfologia pianeggiante e non confinata delle aree golenali e la conseguente difficoltà nel predeterminare le direzioni di flusso dell'acqua esondata all'interno delle aree allagate ha suggerito il ricorso ad una modellazione bidimensionale con FLO-2D.

I volumi sfiorati sono stati pertanto inseriti nel modello bidimensionale dell'intero territorio.

Risultati

- Perimetrazione aree allagate (vedi tavole allegate);
- Volumi sfiorati nei vari tratti (vedi allegati HEC-RAS e FLO-2D):

ACQUAVIVA						
Sfioratori sinistra	tratto	TR_20 [mc]	TR_30 [mc]	TR_100 [mc]	TR_200 [mc]	TR_500 [mc]
32.81	tra sez. ACQ_33 e ACQ_31	-	0	1716	3870	7860
30.81	tra sez. ACQ_31 e ACQ_29	-	0	861	2445	5937
22.81	tra sez. ACQ_23 e ACQ_21	-	0	339	1200	3429
12.81	tra sez. ACQ_13 e ACQ_11	-	0	0	0	75
8.81	tra sez. ACQ_9 e ACQ_7	-	30	1143	2493	8361
6.81	tra sez. ACQ_7 e ACQ_4	-	3153	10860	27183	55485
Sfioratori destra	tratto	TR_20 [mc]	TR_30 [mc]	TR_100 [mc]	TR_200 [mc]	TR_500 [mc]
29.82	tra sez. ACQ_30 e ACQ_28	-	0	12	210	1104
14.82	tra sez. ACQ_15 e ACQ_13	-	0	0	0	372
ACQUAVIVA		d=3h				
Sfioratori sinistra	tratto	TR_20 [mc]	TR_30 [mc]	TR_100 [mc]	TR_200 [mc]	TR_500 [mc]
32.81	tra sez. ACQ_33 e ACQ_31	0	0	552	2694	7494
30.81	tra sez. ACQ_31 e ACQ_29	0	0	240	1554	5514
22.81	tra sez. ACQ_23 e ACQ_21	0	0	300	1560	5184
12.81	tra sez. ACQ_13 e ACQ_11	0	0	0	0	693
8.81	tra sez. ACQ_9 e ACQ_7	0	0	1866	4983	16938
6.81	tra sez. ACQ_7 e ACQ_4	0	3582	24996	47286	73182
Sfioratori destra	tratto	TR_20 [mc]	TR_30 [mc]	TR_100 [mc]	TR_200 [mc]	TR_500 [mc]
29.82	tra sez. ACQ_30 e ACQ_28	0	0	0	66	897
14.82	tra sez. ACQ_15 e ACQ_13	0	0	0	15	1446
ACQUAVIVA		inviluppo				
Sfioratori sinistra	tratto	TR_20 [mc]	TR_30 [mc]	TR_100 [mc]	TR_200 [mc]	TR_500 [mc]
32.81	tra sez. ACQ_33 e ACQ_31	-	0	1716	3870	7860
30.81	tra sez. ACQ_31 e ACQ_29	-	0	861	2445	5937
22.81	tra sez. ACQ_23 e ACQ_21	-	0	339	1560	5184
12.81	tra sez. ACQ_13 e ACQ_11	-	0	0	0	693
8.81	tra sez. ACQ_9 e ACQ_7	-	30	1866	4983	16938
6.81	tra sez. ACQ_7 e ACQ_4	-	3582	24996	47286	73182
Sfioratori destra	tratto	TR_20 [mc]	TR_30 [mc]	TR_100 [mc]	TR_200 [mc]	TR_500 [mc]
29.82	tra sez. ACQ_30 e ACQ_28	-	0	12	210	1104
14.82	tra sez. ACQ_15 e ACQ_13	-	0	0	15	1446

Modello “Nibbiano”

Descrizione delle specificità del modello idraulico

Il modello simula il comportamento idraulico del Fosso Nibbiano nel suo tratto iniziale, ai confini Nord-Est del centro abitato di Montepulciano.

Informazioni idrologiche di dettaglio

La durata critica è stata determinata secondo le modalità descritte in relazione con lo scopo di massimizzare la risposta idraulica in termini di portata di picco in corrispondenza delle aree interessate dalle previsioni urbanistiche.

Il modello presenta le seguenti caratteristiche idrologiche:

- durata critica: 0.5 h
- coefficiente di ragguglio areale: 0.999
- ietogrammi costanti di durata pari alla durata critica e spessori lordi cumulati da LSPP

Modellazione idraulica, parametri e condizioni al contorno

- La modellazione condotta è di tipo monodimensionale in moto permanente.
- Le scabrezze nel corso d'acqua sono state assunte pari a $n_{Manning} = 0.035 \text{ s m}^{-1/3}$ sia per l'alveo principale che per le zone golenali (si rimanda agli allegati di HEC-RAS per le informazioni di dettaglio);
- Condizioni di monte: altezza critica;
- Condizioni di valle: altezza di moto uniforme, imponendo come “friction slope” la pendenza media dell'alveo nel tratto finale del modello, $i = 0.07$;

Risultati

- La conformazione morfologica incisa del corso d'acqua e delle aree contermini determina la permanenza nell'ambito fluviale dei volumi idrici senza che si manifestino fenomeni esondativi e di immagazzinamento nelle aree circostanti.

Modello “Parce”

Descrizione delle specificità del modello idraulico

Il modello simula il comportamento idraulico del Torrente Parce nel suo tratto montano, al confine Nord dell’abitato di Montepulciano Terme – Sant’Albino.

Informazioni idrologiche di dettaglio

La durata critica è stata determinata secondo le modalità descritte in relazione con lo scopo di massimizzare la risposta idraulica in termini di portata di picco in corrispondenza delle aree interessate dalle previsioni urbanistiche.

Il modello presenta le seguenti caratteristiche idrologiche:

- durata critica: 1.5 h
- coefficiente di ragguglio areale: 0.996
- ietogrammi costanti di durata pari alla durata critica e spessori lordi cumulati da LSPP

Modellazione idraulica, parametri e condizioni al contorno

- La modellazione condotta è di tipo monodimensionale in moto vario.
- Le scabrezze nel corso d’acqua sono state assunte pari a $n_{Manning} = 0.035 \text{ s m}^{-1/3}$ sia per l’alveo principale che per le zone golenali (si rimanda agli allegati di HEC-RAS per le informazioni di dettaglio);
- Condizioni di monte: idrogramma di piena (si rimanda agli allegati di HEC-RAS per le informazioni di dettaglio);
- Condizioni di valle: altezza di moto uniforme, imponendo come “friction slope” la pendenza media dell’alveo nel tratto finale del modello, $i = 0.026$;
- No sfioratori né storage areas.

Risultati

- Non sono presenti fenomeni esondativi per nessuno dei tempi di ritorno investigati.

Modello “Rigo”

Descrizione delle specificità del modello idraulico

Il modello simula il comportamento idraulico del Fosso Rigo, a Nord dell’abitato di Abbadia.

Informazioni idrologiche di dettaglio

La durata critica è stata determinata secondo le modalità descritte in relazione con lo scopo di massimizzare la risposta idraulica in termini di portata di picco in corrispondenza delle aree interessate dalle previsioni urbanistiche.

Il modello presenta le seguenti caratteristiche idrologiche:

- durata critica: 2 h
- coefficiente di ragguglio areale: 0.995
- ietogrammi costanti di durata pari alla durata critica e spessori lordi cumulati da LSPP

Modellazione idraulica, parametri e condizioni al contorno

- La modellazione condotta è di tipo monodimensionale in moto vario per l’alveo principale, con sfioratori laterali, e bidimensionale in moto vario per le aree golenali.
- Le scabrezze nel corso d’acqua sono state assunte pari a $n_{Manning} = 0.035 \text{ s m}^{-1/3}$ per l’alveo principale, pari a $n_{Manning} = 0.035 \div 0.08 \text{ s m}^{-1/3}$ per le zone golenali (si rimanda agli allegati di HEC-RAS per le informazioni di dettaglio);
- Condizioni di monte: idrogramma di piena (si rimanda agli allegati di HEC-RAS per le informazioni di dettaglio);
- Condizioni di valle: la confluenza con il Canale Maestro della Chiana è 3.3 km oltre la sezione di valle del modello; inoltre nella Sez 420.2 del Canale Maestro della Chiana, che risulta in corrispondenza - secondo le isoipse della CTR - con la sezione di valle del modello, l’argine sinistro è a quota 248.32 m s.l.m. mentre nella sezione di valle del modello Rigo la quota della sponda minore è 253.74 m s.l.m. Il modello non risente dei tiranti idrici nel Canale Maestro della Chiana. La sezione di valle del modello inoltre risulta a monte del rilevato dell’Autostrada del Sole, limite fisico individuato per la divisione tra aree allagate del Canale Maestro della Chiana e aree allagate da modellazioni dei corsi d’acqua affluenti;
- No storage areas.

La morfologia pianeggiante e non confinata delle aree golenali e la conseguente difficoltà nel predeterminare le direzioni di flusso dell'acqua esondata all'interno delle aree allagate ha suggerito il ricorso ad una modellazione bidimensionale con FLO-2D.

I volumi sfiorati sono stati pertanto inseriti nel modello bidimensionale dell'intero territorio.

Risultati

- Perimetrazione aree allagate (vedi tavole allegate);
- Volumi sfiorati nei vari tratti (vedi allegati HEC-RAS e FLO-2D):

RIGO						
Sfioratori sinistra	tratto	TR_20 [mc]	TR_30 [mc]	TR_100 [mc]	TR_200 [mc]	TR_500 [mc]
5.40	tra sez. RI_06 e RI_05	-	30	333	477	1188
3.91	tra sez. RI_04 e RI_03	-	3297	12309	15891	25536
Sfioratori destra	tratto	TR_20 [mc]	TR_30 [mc]	TR_100 [mc]	TR_200 [mc]	TR_500 [mc]
3.90	tra sez. RI_04 e RI_03	-	5541	17052	21498	32973

Modello “Salarco”

Descrizione delle specificità del modello idraulico

Il modello simula il comportamento idraulico del Torrente Salarco nel tratto compreso tra gli abitati di Abbadia e Gracciano. Più a valle, il tratto modellato delimita a Nord la zona di Montepulciano Stazione.

Informazioni idrologiche di dettaglio

- ALTO

Modellazione idraulica, parametri e condizioni al contorno

- La modellazione condotta è di tipo monodimensionale in moto vario per l'alveo principale, con sfioratori laterali, e bidimensionale in moto vario per le aree golenali.
- Le scabrezze nel corso d'acqua sono state assunte pari a $n_{Manning} = 0.035 \text{ s m}^{-1/3}$ sia per l'alveo principale che per le zone golenali (si rimanda agli allegati di HEC-RAS per le informazioni di dettaglio);
- Condizioni di monte: idrogramma di piena (si rimanda agli allegati di HEC-RAS per le informazioni di dettaglio);
- Condizioni di valle: altezza di moto uniforme, imponendo come “friction slope” la pendenza media dell'alveo nel tratto finale del modello, $i = 0.0011$; il corso d'acqua prosegue nel Canale Allacciante di Sinistra - non risente pertanto dei tiranti idrici nel Canale Maestro della Chiana; inoltre nella sezione di valle del modello la quota della sponda minore è pari 254.95 m s.l.m. che è 5 metri sul piano campagna;
- No storage areas.

La morfologia pianeggiante e non confinata delle aree golenali e la conseguente difficoltà nel predeterminare le direzioni di flusso dell'acqua esondata all'interno delle aree allagate ha suggerito il ricorso ad una modellazione bidimensionale con FLO-2D.

I volumi sfiorati sono stati pertanto inseriti nel modello bidimensionale dell'intero territorio.

Risultati

- Perimetrazione aree allagate (vedi tavole allegate);
- Volumi sfiorati nei vari tratti (vedi allegati HEC-RAS e FLO-2D):

SALARCO						
Sfioratori sinistra	tratto	TR_20 [mc]	TR_30 [mc]	TR_100 [mc]	TR_200 [mc]	TR_500 [mc]
64.1	tra sez. SA_65 e SA_62	0.0	0.0	79914.0	200793.0	418,551.0
60.1	tra sez. SA_61 e SA_58	0.0	0.0	20931.0	56013.0	116,844.0
37.90	tra sez. SA_38 e SA_37	0.0	0.0	738.0	2325.0	4,905.0
Sfioratori destra	tratto	TR_30 [mc]	TR_30 [mc]	TR_100 [mc]	TR_200 [mc]	TR_500 [mc]
64.11	tra sez. SA_65 e SA_62	0.0	0.0	0.0	297.0	12,657.0
54.10	tra sez. SA_55 e SA_52	0.0	0.0	2001.0	10647.0	30,819.0
22.50	tra sez. SA_23 e SA_21	0.0	102.0	29379.0	51534.0	78,807.0

Modello “Salcheto”

Descrizione delle specificità del modello idraulico

Il modello simula il comportamento idraulico del Fosso Salcheto, a Sud dell'omonimo abitato e a Nord della località Tre Berte.

Informazioni idrologiche di dettaglio

La durata critica è stata determinata secondo le modalità descritte in relazione con lo scopo di massimizzare la risposta idraulica in termini di portata di picco in corrispondenza delle aree interessate dalle previsioni urbanistiche.

Il modello presenta le seguenti caratteristiche idrologiche:

- durata critica: 4 h
- coefficiente di ragguglio areale: 0.977
- ietogrammi costanti di durata pari alla durata critica e spessori lordi cumulati da LSPP

Modellazione idraulica, parametri e condizioni al contorno

- La modellazione condotta è di tipo monodimensionale in moto vario per l'alveo principale, con sfioratori laterali, e bidimensionale in moto vario per le aree golenali.
- Le scabrezze nel corso d'acqua sono state assunte pari a $n_{Manning} = 0.035 \text{ s m}^{-1/3}$ sia per l'alveo principale che per le zone golenali (si rimanda agli allegati di HEC-RAS per le informazioni di dettaglio);
- Condizioni di monte: idrogramma di piena (si rimanda agli allegati di HEC-RAS per le informazioni di dettaglio);
- Condizioni di valle: il corso d'acqua si immette nel Lago di Montepulciano circa 1.6 km a valle della sezione di valle del modello; la modellazione idraulica del tratto indagato non può pertanto risentire di un eventuale rigurgito dal Canale Maestro della Chiana, ma tuttalpiù può essere influenzata dai livelli idrici del Lago di Montepulciano; la quota sommitale dell'argine della sezione di valle del modello Torrente Salcheto - Sez 57 del Provveditorato - risulta pari a 254.69 m s.l.m. ovvero circa 3.5 m sopra il piano campagna, ed il tirante in alveo valutato per tempo di ritorno pari a 20 anni e condizione di valle imposta pari alla pendenza del fondo alveo risulta pari a 253.45 m s.l.m. ovvero circa 2 m sopra il piano campagna, mentre la quota massima raggiungibile dal lago di Montepulciano nello studio

dell'evoluzione in transitorio redatto per l'Amministrazione Provinciale di Siena dalla società Italimpianti nel 1989 risulta pari a 249.63 m s.l.m.;

- No storage areas.

La morfologia pianeggiante e non confinata delle aree golenali e la conseguente difficoltà nel predeterminare le direzioni di flusso dell'acqua esondata all'interno delle aree allagate ha suggerito il ricorso ad una modellazione bidimensionale con FLO-2D.

I volumi sfiorati sono stati pertanto inseriti nel modello bidimensionale dell'intero territorio.

Risultati

- Perimetrazione aree allagate (vedi tavole allegate);
- Volumi sfiorati nei vari tratti (vedi allegati HEC-RAS e FLO-2D):

SALCHETO - Ramo CIARLIANA						
Sfioratori sinistra	tratto	TR_20 [mc]	TR_30 [mc]	TR_100 [mc]	TR_200 [mc]	TR_500 [mc]
40.9	tra sez. CIAR_09 e CIAR_08	0.0	0.0	0.0	1100.7	17,860.8
39.79	tra sez. CIAR_08 e CIAR_07	0.0	0.0	0.0	26.1	6,677.7
38.39	in prossimità di CIAR_06	13833.0	22266.6	61799.4	94566.6	110,497.5
Sfioratori destra	tratto	TR_20 [mc]	TR_30 [mc]	TR_100 [mc]	TR_200 [mc]	TR_500 [mc]
38.70	in prossimità di CIAR_06	4194.0	8693.7	29913.9	52901.7	89,858.1
SALCHETO						
Sfioratori sinistra	tratto	TR_20 [mc]	TR_30 [mc]	TR_100 [mc]	TR_200 [mc]	TR_500 [mc]
41.90	tra sez. SAL_11 e SAL_10	0.0	1946.7	38826.6	82285.5	181,316.1
40.50	in prossimità di SAL_09	18093.0	22606.8	36984.0	45544.8	58,941.9
39.10	in prossimità di SAL_08	98199.0	119574.6	197192.4	250405.8	324,438.6
Sfioratori destra	tratto	TR_20 [mc]	TR_30 [mc]	TR_100 [mc]	TR_200 [mc]	TR_500 [mc]
39.90	tra sez. SAL_09 e SAL_08	73989.0	95898.9	179214.0	238642.8	322,866.0
32.50	a valle di SAL_02	0.0	0.0	217.2	1121.4	3,637.5
SALCHETO - Ramo VALLE						
Sfioratori sinistra	tratto	TR_20 [mc]	TR_30 [mc]	TR_100 [mc]	TR_200 [mc]	TR_500 [mc]
27.95	tra sez. s_28 e s_27	57234.0	72341.7	131656.5	178364.7	245,512.5
Sfioratori destra	tratto	TR_20 [mc]	TR_30 [mc]	TR_100 [mc]	TR_200 [mc]	TR_500 [mc]
31.75	tra sez. SAL_01 e s_31	0.0	0.0	138.9	808.8	2,984.4

Modello “Val di Seste”

Descrizione delle specificità del modello idraulico

Il modello simula il comportamento idraulico del Canale Consorziale Val di Seste in località Tre Berte.

Informazioni idrologiche di dettaglio

- ALTO modificato (vedi sezione idrologica della presente relazione)

Modellazione idraulica, parametri e condizioni al contorno

- La modellazione condotta è di tipo monodimensionale in moto vario per l'alveo principale, con sfioratori laterali, e bidimensionale in moto vario per le aree golenali.
- Le scabrezze nel corso d'acqua sono state assunte pari a $n_{Manning} = 0.011 \div 0.035 \text{ s m}^{-1/3}$ per l'alveo principale, pari a $n_{Manning} = 0.035 \div 0.08 \text{ s m}^{-1/3}$ per le zone golenali (si rimanda agli allegati di HEC-RAS per le informazioni di dettaglio);
- Condizioni di monte: idrogramma di piena (si rimanda agli allegati di HEC-RAS per le informazioni di dettaglio);
- Condizioni di valle: imposizione al tirante idrico della quota fissa di 249.63 m s.l.m., quota massima raggiungibile dal lago di Montepulciano nello studio dell'evoluzione in transitorio redatto per l'Amministrazione Provinciale di Siena dalla società Italimpianti nel 1989; sono state tuttavia condotte delle verifiche di sensitività atte a valutare l'effetto di rigurgito al variare di tale condizione al contorno, osservando che l'aumento del livello del lago Montepulciano produce un modesto incremento del rigurgito, che si esaurisce a breve distanza dalla botte.
- No storage areas.

La morfologia pianeggiante e non confinata delle aree golenali e la conseguente difficoltà nel predeterminare le direzioni di flusso dell'acqua esondata all'interno delle aree allagate ha suggerito il ricorso ad una modellazione bidimensionale con FLO-2D.

I volumi sfiorati sono stati pertanto inseriti nel modello bidimensionale dell'intero territorio.

Risultati

- Perimetrazione aree allagate (vedi tavole allegate);

- Volumi sfiorati nei vari tratti (vedi allegati HEC-RAS e FLO-2D):

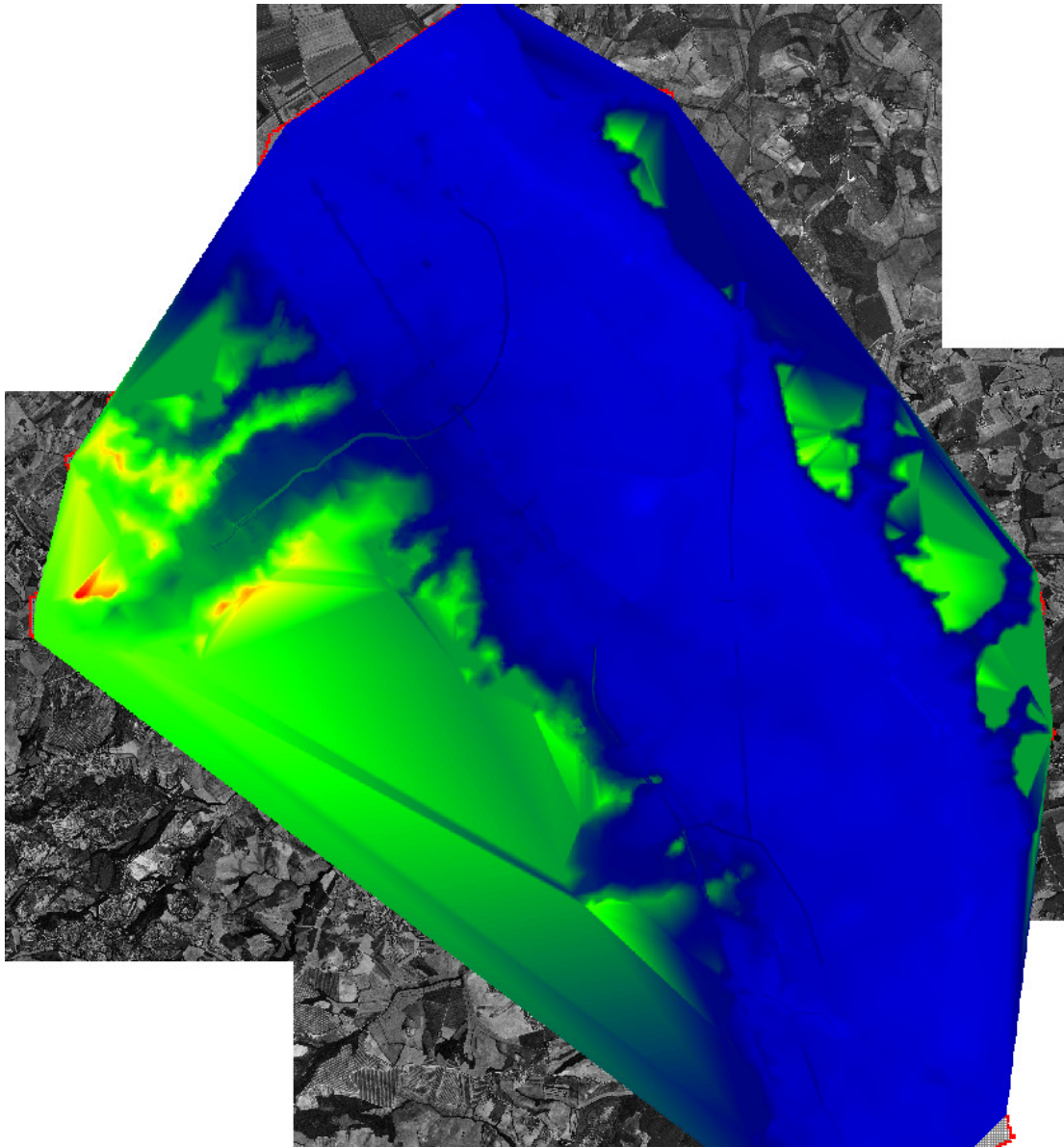
VAL DI SESTE						
Sfioratori sinistra	tratto	TR_20 [mc]	TR_30 [mc]	TR_100 [mc]	TR_200 [mc]	TR_500 [mc]
23.99	tra 24 e 21	-	0	0	0	0
19.99	tra 20 e 18	-	0	372	3174	4932
17.091	tra 17 e 16	-	0	1662	4854	6762
8.991	tra 9 e 6	-	0	9702	15903	19650
4.991				4605	8208	10395
Sfioratori destra	tratto	TR_20 [mc]	TR_30 [mc]	TR_100 [mc]	TR_200 [mc]	TR_500 [mc]
31.5	tra 32 e 30	-	0	0	1455	7137
29.39	tra 30 e 29	-	0	0	1434	4878
27.99	tra 28 e 27	-	0	3	8184	15939
25.99	tra 26 e 21	-	0	0	0	0

Modello FLO-2D dell'intero territorio

Come già anticipato nelle precedenti descrizioni dei singoli modelli idraulici monodimensionali, la conformazione morfologica delle aree golenali ha suggerito il ricorso ad una modellazione bidimensionale con FLO-2D.

I volumi sfiorati per ognuno dei tempi di ritorno investigati dai modelli 1D in moto vario relativi ai corsi d'acqua Acquaviva, Gracciano, Gracciano 2, Nottola, Nottola 2 valle, Rigo, Rovisci, Salarco e Salcheto sono stati pertanto inseriti in un unico modello bidimensionale dell'intero territorio.

Con riferimento all'immagine seguente, la modellazione è stata condotta con celle quadrate di lato pari a **30 m**, in base ai criteri numerici descritti in relazione:



La scabrezza assunta per le aree allagate per "overland flow" è pari a $n_{Manning} = 0.2 \text{ s m}^{-1/3}$, valore suggerito in letteratura per terreno agricolo (vedi tabella).

Table 2. Overland Flow Manning's n Roughness Values¹	
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
¹ Adapted from COE, HEC-1 Manual, 1990 and the COE, Technical Engineering and Design Guide, No. 19, 1997 with modifications.	

Si rimanda agli allegati di FLO-2D per le informazioni di dettaglio.

Arezzo, giugno 2011

ProGeo associati

Dott. Fabio Poggi

Dott. Massimiliano Rossi

Ing. Alessandro Berni

Ing. Lorenzo Corri

Bibliografia

- Brath, A., Franchini, M., and Galeati, G.: Valutazione delle piogge intense nell'Italia centrosettentrionale, *L'Acqua*, 4, 15–27, 1998.
- Brocca, L., Melone, F., Moramarco, T. On the estimation of antecedent wetness condition in rainfall-runoff modelling. *Hydrological Processes*, 22, 629-642, 2008a.
- Brocca, L., Melone, F., Moramarco, T., Singh, V.P. Assimilation of observed soil moisture data in storm rainfall-runoff modelling. *Journal of Hydrologic Engineering*, in stampa, 2008b.
- Brocca, L., Melone, F., Moramarco, T., Morbidelli, R. Antecedent wetness conditions based on ERS scatterometer data. *Journal of Hydrology*, disponibile on line 25/11/08, 2008c.
- Chow, V.T., Maidment, D.R., Mays, L.W. *Applied Hydrology*. McGraw Hill International Edition, 1988.
- Corradini, C., Melone F., Ubertini L. A semi-distributed model for direct runoff estimate. in: *Applied Simulation and Modelling*, Hanza MH (ed.), IASTED ACTA Press: Anaheim (CA); 541-545, 1995a.
- Corradini, C., Melone, F., Singh, V.P. Some remarks on the use of GIUH in the hydrological practice. *Nordic Hydrology*, 26, 297-312, 1995b.
- Cunge, J. A., 1969, On the Subject of a Flood Propagation Computation Method (Muskingum Method), *Journal of Hydraulic Research*, v. 7, no. 2, p. 205-230.
- Giandotti, M. Previsione delle piene e delle magre dei corsi d'acqua. *Memorie e studi idrografici*, Pubbl. 2 del Servizio Idrografico Italiano, Vol. VIII, 107, 1934.
- Gupta, V.K., Waymire, E., Wang C.T. A representation of an instantaneous unit hydrograph from geomorphology. *Water Resources Research*, 16, 855-862, 1980.
- Maione, U. Appunti di Idrologia 3 – Le piene fluviali. *La Goliardica Pavese*, Pavia, 1977.
- Mancini, M., Rosso, R. Using GIS to assess spatial variability of SCS Curve Number at the basin scale. in: *New Directions for Surface Water Modelling*, ed. by M.L. Kavvas, IAHS Publ. No. 181, pp. 435-444, 1989.
- Melone, F., Neri, N., Morbidelli, R., C. Saltalippi, C. A conceptual model for flood prediction in basins of moderate size. in: *Applied Hydrology and Modelling*, Hanza MH (ed.), IASTED ACTA Press: Anaheim (CA); 461-466, 2001.
- Melone, F., Corradini, C., Singh, V.P. Lag prediction in ungaged basin: an investigation trough actual data of the upper Tiber River valley. *Hydrological Process*, 16, 1085-1094, 2002.

- Melone, F., Neri, N., Morbidelli, R., Saltalippi, C. A conceptual model for flood prediction in basins of moderate size. in: *Applied Hydrology and Modelling*, Hanza MH (ed.), IASTED ACTA Press: Anaheim (CA); 461-466, 2001.
- Mishra, S.K., Seth, S.M. Use of hysteresis for defining the nature of flood wave propagation in natural channels. *Hydrological Sci. J.*, Oxford, U.K., 41(2), 153-170, 1996.
- Preti F., Settesoldi, D., Paris, E., Mazzanti, B. Criteri e procedure per la valutazione delle piene nel territorio toscano. *Atti del XXV Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche*, Torino, settembre 1996, CNR-GNDICI, pp. 317-328, 1996.
- Raudkivi, A. J. *Hydrology*. Pergamon Press, Great Britain, 1979.
- Ravazzani, G. Processi idrologici nella modellistica di piena: analisi di un sistema di preallerta per il bacino del Fiume Arno. *Dissertazione per il conseguimento del Titolo di Dottore di Ricerca in Ingegneria Idraulica, XVI ciclo*. Politecnico di Milano, 2004
- Reed, D.W. A review of British flood forecasting practise. *Technical Report N°90*, Institute of Hydrology, Wallingford, UK, 1984.
- Singh, V.P. *Hydrologic System: Rainfall-Runoff Modeling*. Prentice Hall: Englewood Cliff, New Jerse, 1988.
- Soil Conservation Service. *Hydrology, Chapter 9, Hydrologic Soil Cover Complex*. SCS National Engineering Handbook, Washington D.C., U.S. Department of Agriculture, Sect. 4, 1972.
- Soil Conservation Service. *Hydrology, SCS National Engineering Handbook*. Washington D.C., U.S. Department of Agriculture, Sect. 4, 1986.
- Troutman, B.M., Karlinger, M.B. Unit hydrograph approximation assuming linear flow trough topologically random channel networks. *Water Resour. Res.*, 21, 743-754, 1985.
- Woodward, D. E., and Plummer, A. (2000). "Antecedent moisture conditions NRCS view point." Proc., ASCE-Watershed Management and Operations Management Conf., Fort Collins, Colo.