



Green Power

Engineering & Construction



WE ENGINEERING

GRE CODE

GRE.EEC.R.73.IT.W.15235.00.031.00

PAGE

1 di/of 32

TITLE: Relazione idraulica

AVAILABLE LANGUAGE: IT

STAZIONE ELETTRICA RTN 380/150 KV MONTECILFONE E RACCORDI ALLA LINEA 380KV "LARINO-GISSI"

(Comuni di Palata (CB) e Montecilfone (CB))

Relazione idraulica

Il Tecnico

Ing. Leonardo Sblendido

File: GRE.EEC.R.73.IT.W.15235.00.031.00_Relazione idraulica.pdf

00	09/02/2024	PRIMA EMISSIONE	E. lemma	A. Scalercio	L. Sblendido
REV.	DATE	DESCRIPTION	PREPARED	VERIFIED	APPROVED

GRE VALIDATION

COLLABORATORS	VERIFIED BY	VALIDATED BY
---------------	-------------	--------------

ACQUAVIVA COLLECROCE EO - OPERE DI RETE	GRE CODE																		
	GROUP	FUNCION	TYPE	ISSUER	COUNTRY	TEC	PLANT			SYSTEM	PROGRESSIVE	REVISION							
	GRE	EEC	R	7	3	I	T	W	1	5	2	3	5	0	0	0	3	1	0

CLASSIFICATION: COMPANY	UTILIZATION SCOPE
-------------------------	-------------------



Engineering & Construction



GRE CODE

GRE.EEC.R.73.IT.W.15235.00.031.00

PAGE

2 di/of 32

INDICE

1. INTRODUZIONE	3
2. METODI AFFLUSSI-DEFLUSSI	4
2.1. Metodo razionale.....	4
2.2. Metodo SCS-Curve Number	4
3. ANALISI IDRAULICA E VERIFICA AREE ESONDABILI	9
3.1. Calcolo del tempo di corrivazione	9
3.2. Stima curva di possibilità pluviometrica per durate inferiore all'ora (Bell)	10
3.3. Applicazione metodo SCS - Curve Number	15
3.4. Verifica delle aree esondabili	21
3.4.1. Analisi idraulica sottobacino 1	22
3.4.2. Analisi idraulica sottobacino 2	24
3.6.3. Analisi idraulica sottobacino 3	26
3.6.4. Analisi idraulica sottobacino 4	28
3.6.5. Analisi idraulica sottobacino 5	30
4. CONCLUSIONI	32

1. INTRODUZIONE

Nell'ultimo piano di sviluppo di Terna (PdS) sono inclusi interventi atti a favorire la produzione degli impianti alimentati dalle fonti rinnovabili situati nel Sud Italia. In particolare, sono previsti rinforzi della Rete di Trasmissione Nazionale (RTN) finalizzati a migliorare la dispacciabilità degli impianti esistenti ed a consentire la connessione di ulteriori impianti futuri.

In correlazione allo sviluppo del parco eolico molisano e quindi al fine di raccogliere la produzione di diversi impianti di generazione siti lungo l'Appennino Molisano, è prevista la realizzazione di una nuova stazione elettrica (S.E.) di trasformazione 380 / 150 kV, da inserire in entra - esce sull'elettrodotto della RTN a 380 kV "Larino – Gissi".

La presente relazione si riferisce all'analisi idraulica dell'area interessata dalla realizzazione delle opere di rete (Stazione RTN e relativi raccordi alla linea elettrica esistente, Larino-Gissi), localizzate all'interno dei territori comunali di Montecilfone e Palata, in Provincia di Campobasso.

L'area interessata dalle opere in progetto risulta individuabile sulla cartografia IGM in scala 1:25000 relativa al quadrante n. 154_I_SO "Palata", del quadro d'unione consultabile al portale dell' [Istituto Geografico Militare](#).

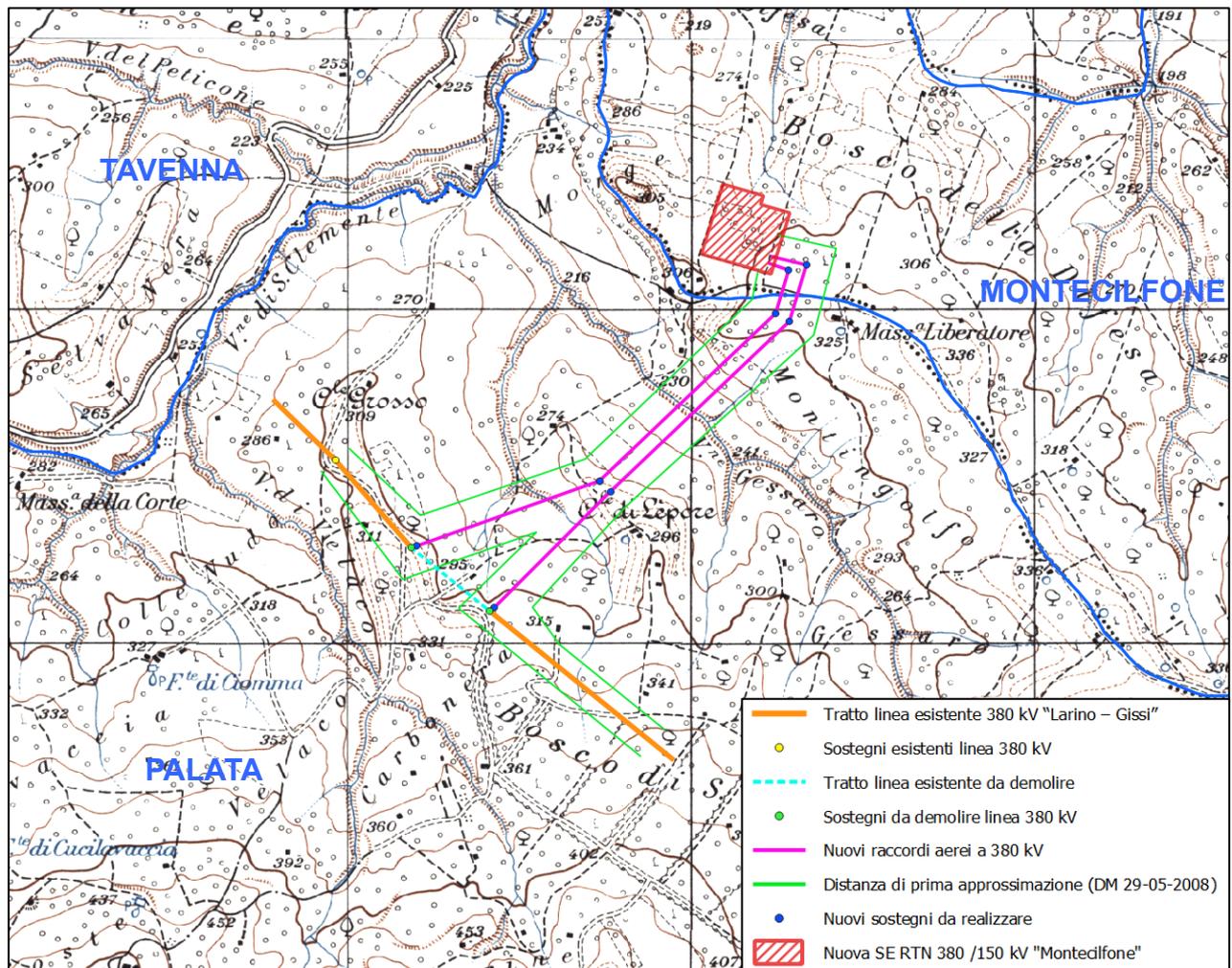


Figura 1 – Inquadramento delle opere di rete (Stazione RTN e relativi raccordi alla linea elettrica esistente, Larino-Gissi) su cartografia IGM 1:25000.

2. METODI AFFLUSSI-DEFLUSSI

2.1. Metodo razionale

Il metodo razionale è un procedimento particolarmente semplice ed efficace per calcolare la portata al colmo di piena Q con un tempo di ritorno T assegnato alla sezione di chiusura di un bacino. Generalmente utilizzato nel caso di bacini di estensione inferiore a 10 kmq si fonda sulla seguente formula:

$$Q = C \cdot S \cdot a \cdot T_c^{n-1}$$

Dove:

- Q = portata di progetto in (mc/s);
- S = sottobacino imbrifero a monte della sezione di chiusura (mq);
- C = coefficiente di deflusso medio del sottobacino imbrifero [adimensionale];
- T_c = tempo di corrivazione del bacino [sec];
- a = parametro della curva di probabilità pluviometrica (c.p.p.), funzione del T_r , coincidente con l'inclinazione della retta di tendenza della curva su scala logaritmica [mm/(secⁿ)];
- n = parametro della curva di probabilità pluviometrica (c.p.p.), funzione del T_r , coincidente con l'intercetta della retta di tendenza della c.p.p. su scala logaritmica [adimensionale].

Il modello adottato assume le seguenti ipotesi:

- Piogge caratterizzate da un tempo di ritorno T_r generano portate al picco di identico tempo di ritorno T_r ;
- A parità di tempo di ritorno T_r , la portata al colmo maggiore è quella determinata dall'evento di pioggia di durata pari al tempo di corrivazione (T_c , che diventa quindi tempo critico);
- La portata al colmo Q , determinata da una pioggia di intensità costante e durata T_c , è proporzionale al prodotto dell'intensità di pioggia ragguagliata all'area e dell'area del bacino S , attraverso un coefficiente C che comprende l'effetto delle perdite per infiltrazione.

La prima ipotesi risulta abbastanza aderente alla realtà, mentre la seconda e la terza assunzione possono giustificarsi schematizzando opportunamente il fenomeno della trasformazione afflussi – deflussi assumendo che le perdite siano proporzionali all'intensità di pioggia e che il tempo impiegato dall'acqua a raggiungere la sezione di chiusura dipenda soltanto dalla lunghezza del percorso compiuto.

2.2. Metodo SCS-Curve Number

Il modello afflussi-deflussi nel caso di sottobacini di estensione superiore a 10 kmq, adotta il modello sviluppato dall'SCS (Soil Conservation Service), secondo il metodo del Curve Number

(CN) che permette di determinare la frazione della pioggia totale che in maniera diretta e preponderante contribuisce alla formazione dell'evento di piena, tenendo conto di perdite iniziali costituite da alcuni processi quali l'intercettazione della pioggia da parte delle chiome della vegetazione, dall'accumulo nelle locali depressioni del terreno e dall'imbibizione iniziale del terreno.

La procedura di calcolo che viene prevista dal metodo in trattazione viene illustrata nei seguenti passaggi, sintetizzati per punti:

- Stima del Curve Number, relativo a condizioni di elevata umidità (CN(III)), utilizzando la seguente formula:

$$CN(III) = \frac{CN(II)}{(0.43 + 0.0057 \cdot CN(II))}$$

Dove:

CN(II) = Curve Number, relativo a condizioni di umidità media, desumibile dalla seguente tabella in funzione di diversi tipi di suolo e copertura:

Tipologie di uso del suolo	Tipo di suolo			
	A	B	C	D
Suoli coltivati	62-72	71-81	78-88	81-91
Pascoli	39-68	61-79	74-86	80-89
Prati	30	58	71	78
Boschi e foreste con copertura modesta	45	66	77	83
Boschi e foreste con buona copertura dall'erosione e sottobosco	25	55	70	77
Aree a parco e di fruizione ricreativa:				
- con copertura erbacea superiore al 75%	39	61	74	80
- con copertura erbacea dal 50 al 75%	49	69	79	84
Aree commerciali (impermeabili per il 185%)	89	92	94	95
Aree industriali (impermeabili per il 72%)	81	88	91	93
Aree residenziali con percentuale media impermeabile:				
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
Parcheggi, aree coperte (impermeabili)	98	98	98	98
Strade:				
- asfaltate	98	98	98	98
-inghiaiatae	76	85	89	91

Tabella 2-1 Valori del parametro CN per diverse combinazioni di suolo e copertura, considerando condizioni di media umidità CN(II) (Fonte: "Handbook of Hydrology, D.R. Maidment, 1992)

Tipo idrologico di suolo	Descrizione
A	Scarsa potenzialità di deflusso. Comprende sabbie profonde con scarsissimo limo e argilla; anche ghiaie profonde, molto permeabili.
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 sottili e suoli contenenti considerevoli quantità di argilla e colloidali, anche se meno che nel gruppo D. Il gruppo ha scarsa capacità di 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 delle superfici.

Tabella 2-2 - Tipi idrologici di suolo da considerare nella scelta del parametro CN

- Stima del volume specifico di saturazione del terreno con la seguente formula:

$$V_s = 25.4 \left(\frac{1000}{CN(III)} - 10 \right)$$

Dove:

V_s = volume specifico di saturazione del terreno (mm);

CN(III) = parametro numerico precedentemente calcolato.

- Stima della pioggia efficace con la seguente formula:

$$P_e = \frac{(P - 0.2 \cdot V_s)^2}{(P + 0.8 \cdot V_s)}$$

Dove:

P_e = pioggia efficace (mm)

P = pioggia totale (mm), esprimibile sulla base delle curve di probabilità pluviometrica risultanti dall'analisi idrologica e riferibile ad una durata pari al tempo di corrivazione del bacino (t_c);

V_s = volume specifico di saturazione del terreno [mm], precedentemente calcolato.

- Calcolo del tempo di accumulo nel bacino (t_a) in ore, in funzione del tempo efficace (t_{eff}) in ore e del tempo di ritardo (t_r) in ore, usando le seguenti formule:

$$t_a = 0.5 \cdot t_{eff} + t_r$$

$$t_{eff} = T_c \left(1 - \frac{0.2 S}{h_{T_c, T}} \right)$$

$$t_r = 0.6 \cdot T_c$$

Dove:

$h_{T_c,T}$ (mm) = altezza di pioggia esprimibile sulla base delle curve di possibilità pluviometrica in funzione del tempo di ritorno (T) e del tempo totale di pioggia assunto pari al tempo di corrivazione del bacino (T_c);

T_c (ore) = tempo di corrivazione del bacino considerato.

- Calcolo dell'idrogramma unitario, usando la seguente formula:

$$Q_p = 0.208 \cdot \frac{P_e \cdot S}{t_a}$$

Dove:

Q_p = portata di picco dell'idrogramma unitario [mc/sec*mm];

P_e = pioggia efficace [mm];

S = estensione del bacino [kmq];

t_a = tempo di accumulo [ore].

- Calcolo della portata al colmo, usando la seguente formula:

$$Q = Q_p \cdot h_{T_c,T}$$

Dove:

Q = portata al colmo [mc/s];

Q_p = portata di picco dell'idrogramma unitario [mc/sec*mm];

$h_{T_c,T}$ = altezza di pioggia calcolata sulla base della curva di probabilità pluviometrica in relazione ad un evento di durata pari al tempo di corrivazione (T_c) e di fissato tempo di ritorno (T).

3. ANALISI IDRAULICA E VERIFICA AREE ESONDABILI

Nell'analisi idraulica si è proceduto con la simulazione della portata al colmo di piena al fine di individuare le aree inondabili e stabilire la sicurezza idraulica delle aree. L'output dello studio idrologico-idraulico, simulando eventi con tempo di ritorno di 200 anni, consente di individuare la parte di territorio allagabile.

3.1. Calcolo del tempo di corrivazione

Il tempo di corrivazione del bacino coincide con il tempo di durata della pioggia. Tale parametro indica il tempo che impiega una goccia d'acqua a raggiungere la sezione di chiusura del bacino dal punto idraulicamente più lontano.

Per il calcolo del tempo di corrivazione sono state utilizzate le seguenti formule presenti in letteratura:

– **Formula di Pezzoli**

$$t_c = 0.055 \frac{L}{\sqrt{i_k}} \quad (\text{ore})$$

– **Formula di Pasini**

$$t_c = \frac{0.108^3 \sqrt{A_b \cdot L}}{\sqrt{i_k}} \quad (\text{ore})$$

– **Formula di Kirpich**

$$t_c = 0.95 \frac{L^{1.155}}{d^{0.385}} \quad (\text{ore})$$

dove:

A_b è l'area del bacino (km²);

L è la lunghezza dell'asta principale (km);

i_k è la pendenza media dell'asta principale (-);

d è il dislivello dell'asta principale (m).

Di seguito si riportano i valori di t_c per i sottobacini di interesse:

SOTTOBACINI	TEMPO DI CORRIVAZIONE t_c (ore)			
	Pezzoli	Pasini	Kirpich	Media
1	0.118	0.160	0.120	0.133
2	0.077	0.155	0.086	0.106
3	0.117	0.217	0.119	0.151
4	0.709	0.873	0.476	0.686
5	0.064	0.142	0.075	0.093

Tabella 3-2 Valori del tempo di corrivazione calcolato per i sottobacini in esame

Il tempo di corrivazione finale è stato ottenuto come media dei tempi di corrivazione calcolati con le formule di letteratura. Si è poi passati dal tempo di corrivazione in ore al tempo di corrivazione in minuti.

Come si evince dalla precedente tabella, per i sottobacini di riferimento, il tempo di corrivazione risulta essere ampiamente inferiore all'ora (costituisce un'eccezione il sottobacino 4 a causa della sua maggiore estensione). Ciò comporta che l'analisi delle curve di possibilità pluviometrica come imposta dal PAI, cioè l'analisi TCEV del VAPI, debba essere modificata in base alla durata espressa in minuti del tempo caratteristico, perché per eventi brevi, ($t < 60$ minuti) le curve di possibilità pluviometrica ottenute elaborando dati di pioggia con durata maggiore o uguale a 1 ora, non danno valori affidabili, infatti i valori ottenuti risultano essere sovrastimati rispetto a quelli che effettivamente si possono verificare.

3.2. Stima curva di possibilità pluviometrica per durate inferiore all'ora (Bell)

In base a quanto sopra detto, si procede alla determinazione della curva di possibilità pluviometrica per durate inferiore all'ora applicando la formula di Bell. Bell ha osservato che i rapporti $r\delta$ tra le altezze di durata τ molto breve ed inferiori alle due ore e l'altezza oraria sono relativamente poco dipendenti dalla località in cui si verificano. Lo U.S. Water Bureau raccomanda per tempi di pioggia inferiore a mezz'ora l'adozione di una relazione empirica, derivata interamente da dati di breve durata. Tale relazione mostra che il tempo in minuti in pioggia ha un rapporto costante con la pioggia della durata di 1 ora per lo stesso tempo di ritorno così come segue:

$$\frac{h_{t,T}}{h_{60,T}} = 0.54 \cdot t^{0.25} - 0.50$$

dove:

- $h_{t,T}$ è l'altezza di pioggia espressa in mm di una durata t e tempo di ritorno T ;
- $h_{60,T}$ è l'altezza di pioggia di durata 1 ora con determinato tempo di ritorno T ;

– t è la durata di pioggia espressa in minuti.

Questa formula consente di calcolare l'altezza di pioggia di durata inferiore ai 60 minuti e tempo di ritorno a partire dal valore di $h_{60,T}$ ottenuto dalla curva di probabilità pluviometrica relativa allo stesso tempo di ritorno T .

Pertanto, prendendo in considerazione la curva di possibilità pluviometrica $h_{60,T} = h_{60,200}$ relativa alla durata di 1 ora e al tempo di ritorno $T=200$ anni ottenuta con la distribuzione di tipo TCEV per ciascuno dei sottobacini e applicando la formula di Bell, si ottengono i valori di pioggia inferiori all'ora di seguito riportati.

Sottobacino 1	T=200 anni					
t (min)	5	10	15	30	45	60
$h_{t,T}$ (mm)	19.60	29.34	35.87	48.69	57.29	63.75

Tabella 3-3 Valori di pioggia inferiori all'ora per il sottobacino 1

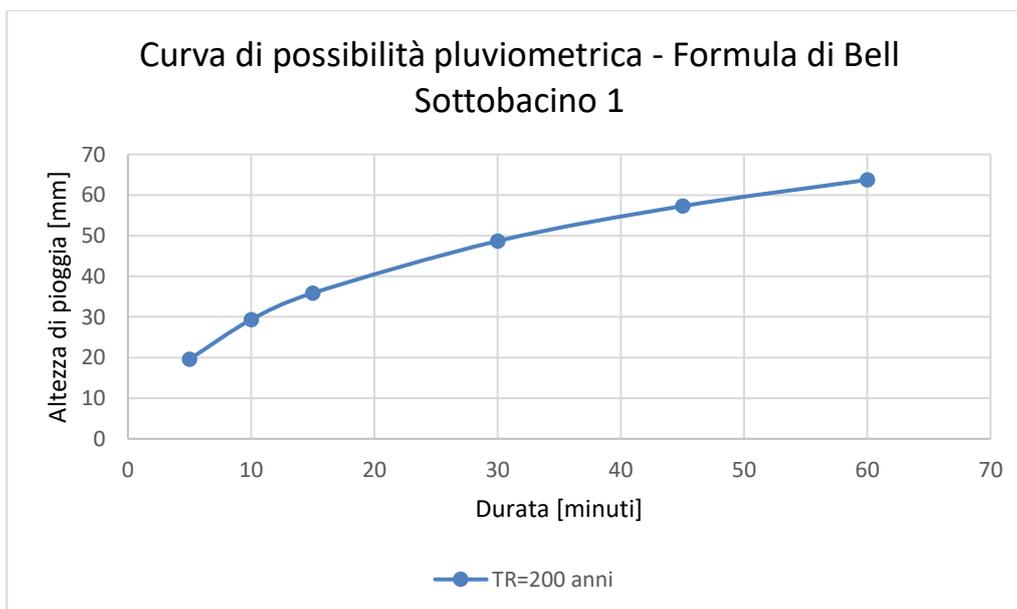


Figura 3-3 Curva di possibilità pluviometrica per durate inferiori all'ora per il sottobacino 1

T (anni)	a	n
200	9.675	0.469

Tabella 3-4 Parametri della curva di possibilità pluviometrica per durate inferiori all'ora per il sottobacino 1

Sottobacino 2	T=200 anni					
t (min)	5	10	15	30	45	60
$h_{t,T}$ (mm)	19.60	29.34	35.87	48.69	57.28	63.75

Tabella 3-5 Valori di pioggia inferiori all'ora per il sottobacino 2

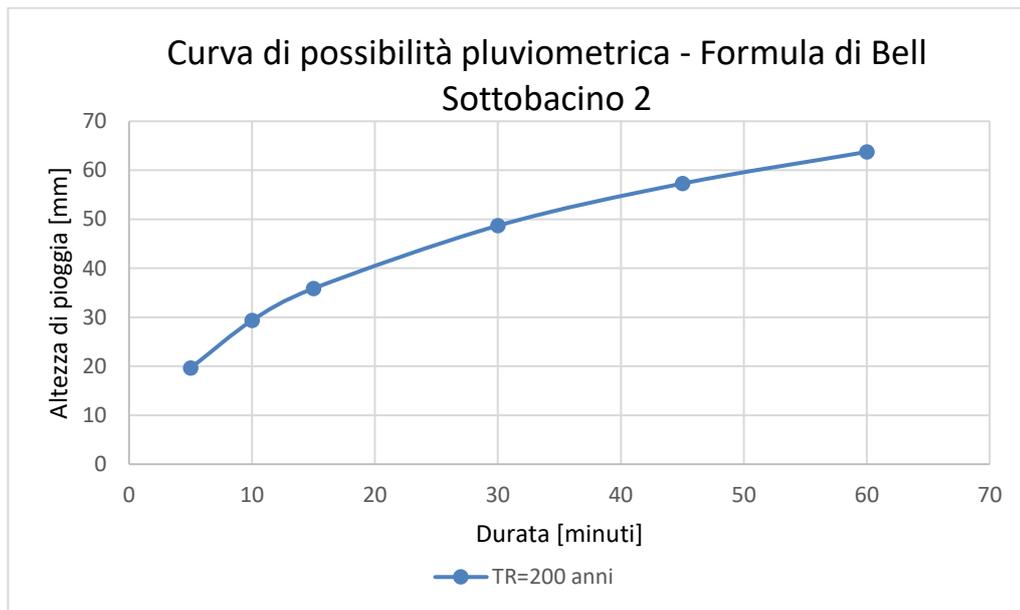


Figura 3-4 Curva di possibilità pluviometrica per durate inferiori all'ora per il sottobacino 2

T (anni)	a	n
200	9.6748	0.469

Tabella 3-6 Parametri della curva di possibilità pluviometrica per durate inferiore all'ora per il sottobacino 2

Sottobacino 3	T=200 anni					
t (min)	5	10	15	30	45	60
$h_{t,T}$ (mm)	19.60	29.34	35.88	48.69	57.29	63.75

Tabella 3-7 Valori di pioggia inferiori all'ora per il sottobacino 3

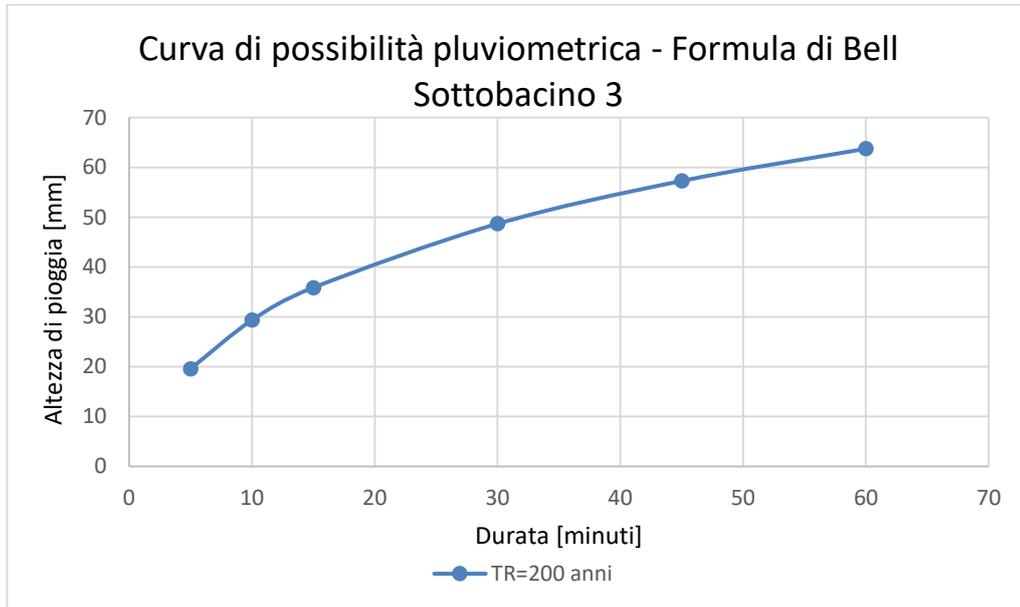


Figura 3-5 Curva di possibilità pluviometrica per durate inferiori all'ora per il sottobacino 3

T (anni)	a	n
200	9.6757	0.469

Tabella 3-8 Parametri della curva di possibilità pluviometrica per durate inferiore all'ora per il sottobacino 3

Sottobacino 4	T=200 anni					
	5	10	15	30	45	60
t (min)	5	10	15	30	45	60
H _{t,T} (mm)	19.41	29.06	35.53	48.22	56.73	63.13

Tabella 3-9 Valori di pioggia inferiori all'ora per il sottobacino 4

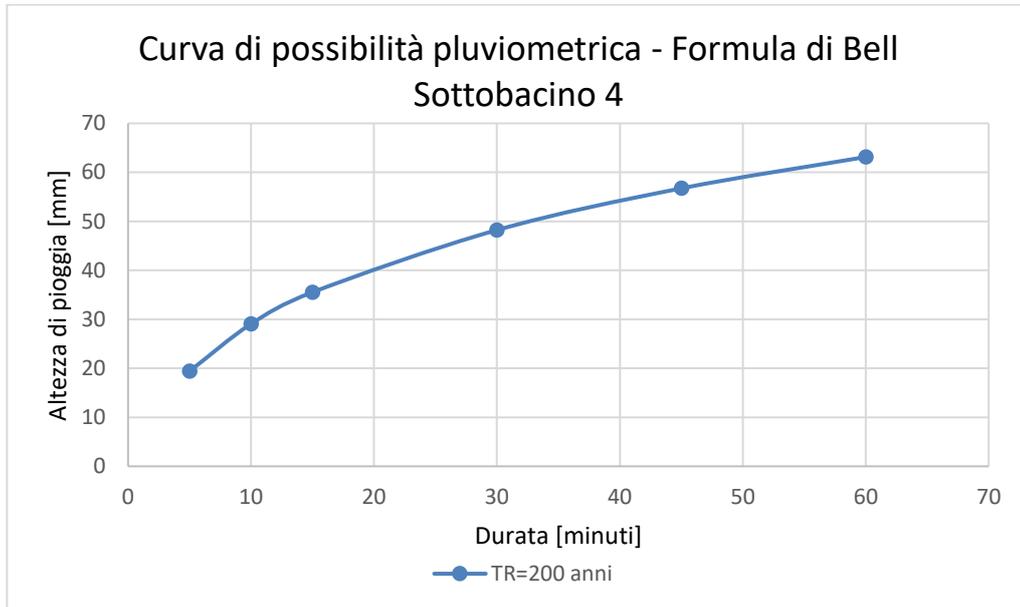


Figura 3-6 Curva di possibilità pluviometrica per durate inferiori all'ora per il sottobacino 4

T (anni)	a	n
200	9.5816	0.469

Tabella 3-10 Parametri della curva di possibilità pluviometrica per durate inferiore all'ora per il sottobacino 4

Sottobacino 5	T=200 anni					
	t (min)	5	10	15	30	45
$h_{t,T}$ (mm)	19.60	29.33	35.86	48.68	57.27	63.73

Tabella 3-11 Valori di pioggia inferiori all'ora per il sottobacino 5

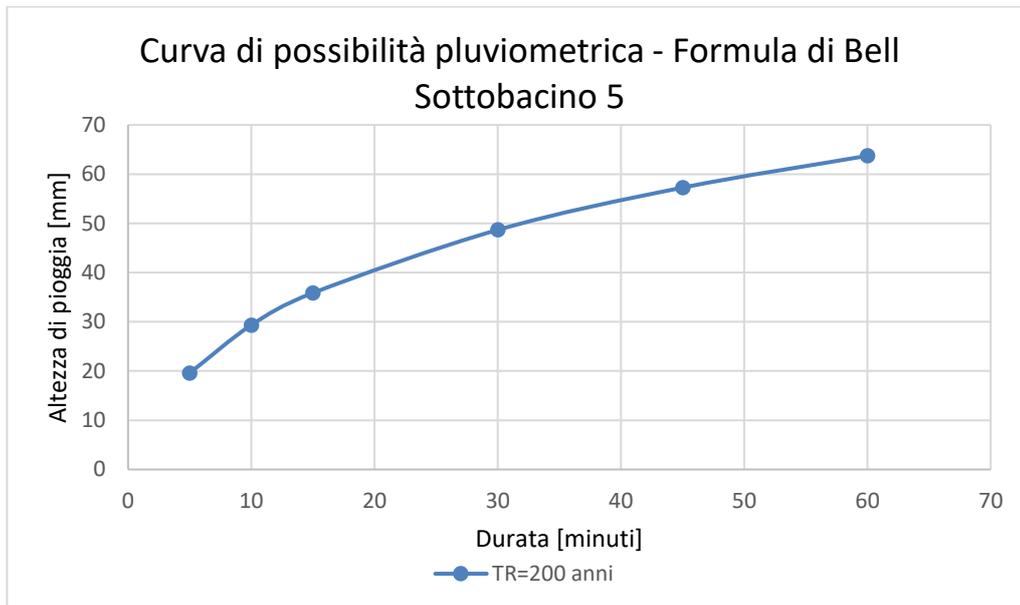


Figura 3-7 Curva di possibilità pluviometrica per durate inferiori all'ora per il sottobacino 5

T (anni)	a	n
200	9.6726	0.469

Tabella 3-12 Parametri della curva di possibilità pluviometrica per durate inferiore all'ora per il sottobacino 5

3.3. Applicazione metodo SCS – Curve Number

Nonostante tutti e cinque i sottobacini siano di dimensioni inferiori a 10 km², e pertanto basterebbe l'applicazione del metodo razionale per la determinazione della portata al colmo di piena, si è deciso comunque di eseguire il calcolo della portata di picco con il metodo del SCS Curve Number. Dal momento che il processo di trasformazione afflussi-deflussi è composto da una prima fase, che consiste nella determinazione delle piogge nette e in una seconda fase che consiste nella trasformazione delle piogge nette in deflussi superficiali, al fine di poter effettuare tale trasformazione è stato utilizzato il software HEC-HMS, sviluppato dall'Hydrologic Engineering Service del US Army Corps of Engineers e che permette appunto di simulare la risposta di un bacino idrografico investito da un evento meteorico di caratteristiche note.

In particolare, utilizzando le informazioni ricavate dalle curve di possibilità pluviometrica stimate attraverso la distribuzione probabilistica TCEV al II livello di regionalizzazione e ricalcolate con la formula di Bell per tempi di pioggia inferiore all'ora, sono stati determinati i pluviogrammi di progetto per un tempo di ritorno di 200 anni per ciascuno dei cinque sottobacini analizzati.

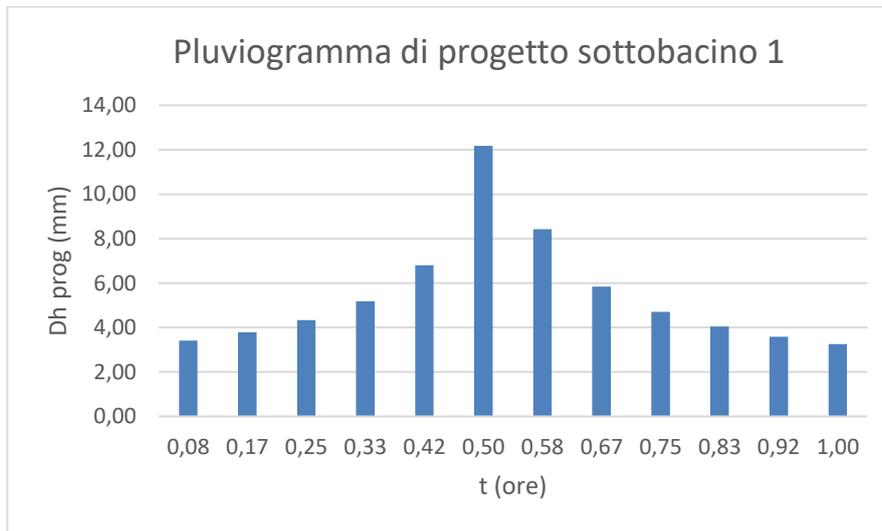


Figura 3-8 Pluviogramma di progetto per il sottobacino 1

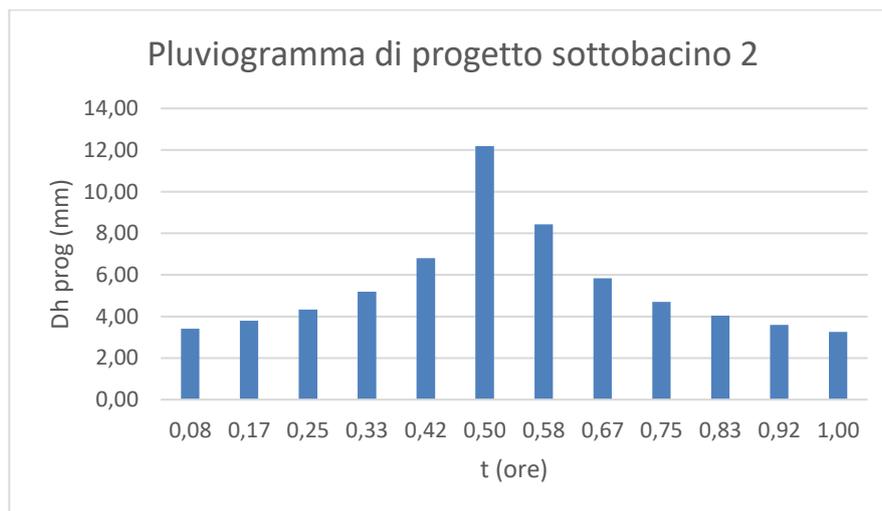


Figura 3-9 Pluviogramma di progetto per il sottobacino 2

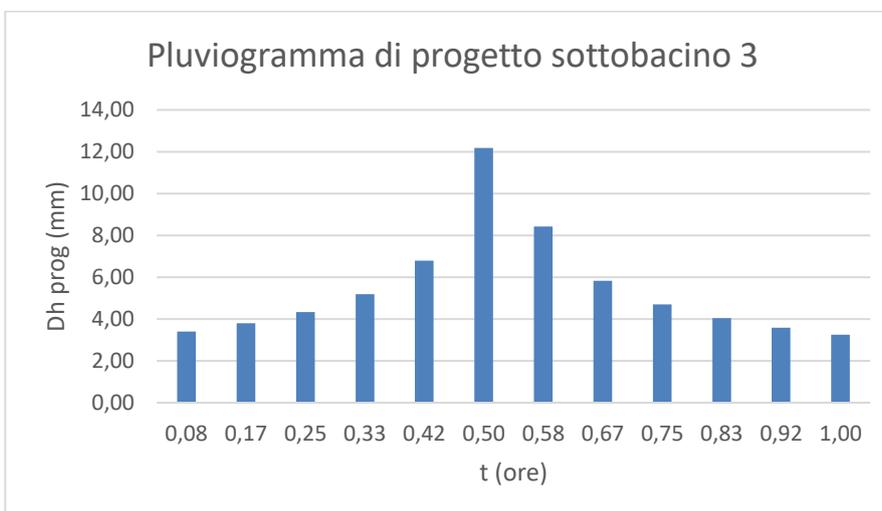


Figura 3-10 Pluviogramma di progetto per il sottobacino 3

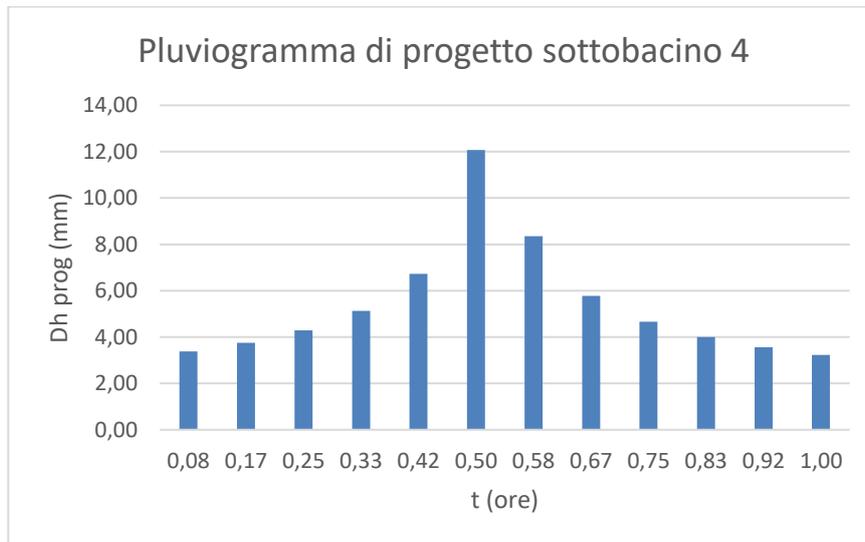


Figura 3-11 Pluviogramma di progetto per il sottobacino 4

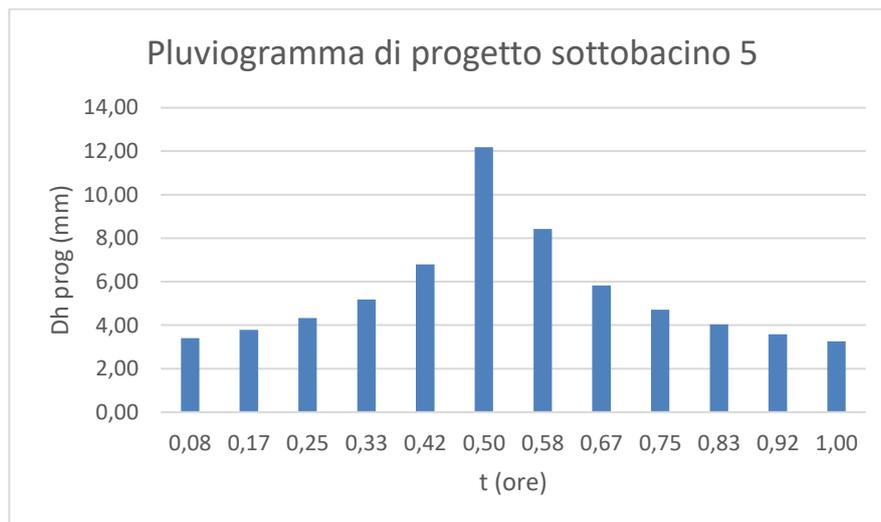


Figura 3-12 Pluviogramma di progetto per il sottobacino 5

I pluviogrammi così determinati sono stati caricati sul software HEC-HMS nel quale sono stati inseriti ulteriori dati relativi alle diverse geometrie dei sottobacini. Il valore del Curve Number, assunto pari a $CN(II) = 70$, è stato ricavato tenendo in considerazione sia la tabella di letteratura relativa alla classificazione del territorio che la carta geologica del territorio compreso tra i comuni Montecilfone e di Palata, grazie al quale è stato possibile calcolare il $CN(III) = 84$ con la formula vista in precedenza.

Inseriti i dati necessari si è passati ad effettuare la simulazione idrologica dei bacini idrografici con la possibilità di selezionare diverse durate e intervalli di simulazione, nel caso specifico si è scelto di far durare la simulazione per 4 ore con intervallo di 5 minuti.

Gli idrogrammi di piena ottenuti per i vari sottobacini sono riportati di seguito.

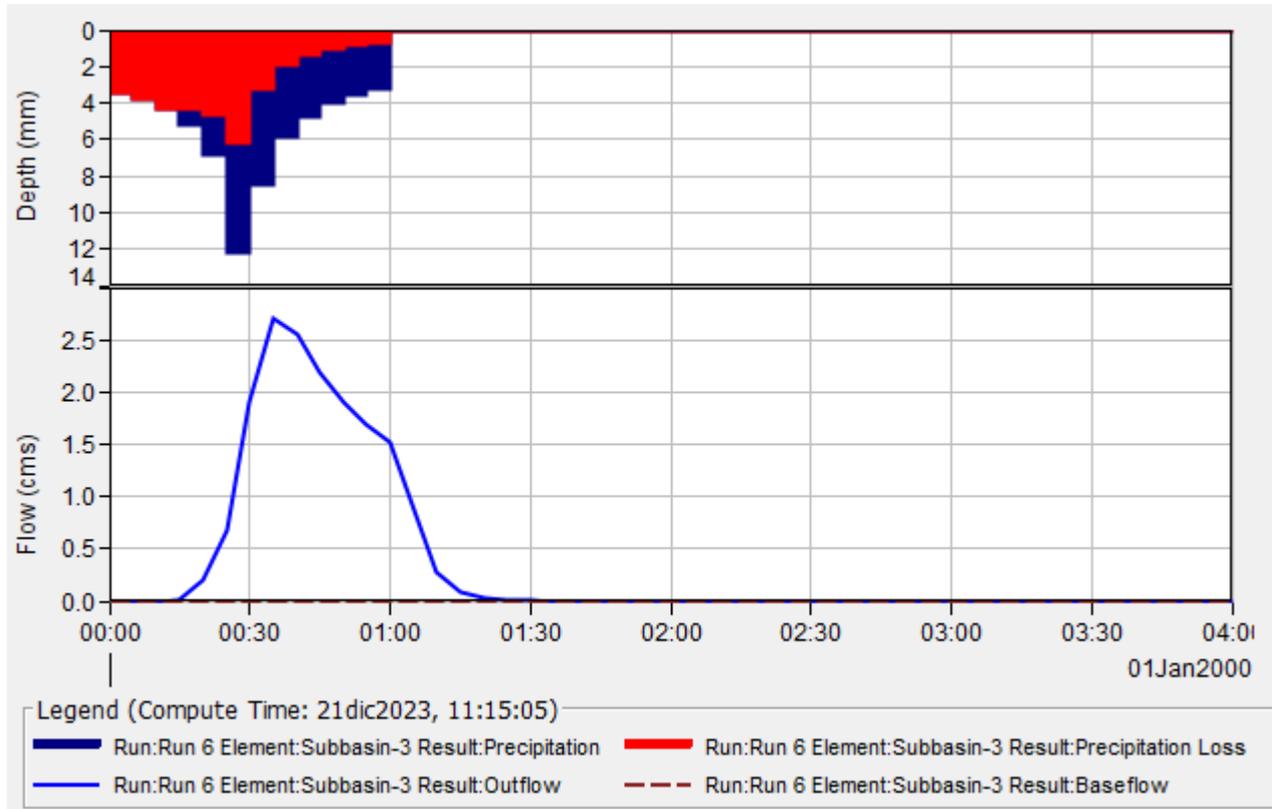


Figura 3-1 – Idrogramma di piena per $Tr=200$ anni per il sottobacino 1 (Fonte: Elaborazione HEC-HMS)

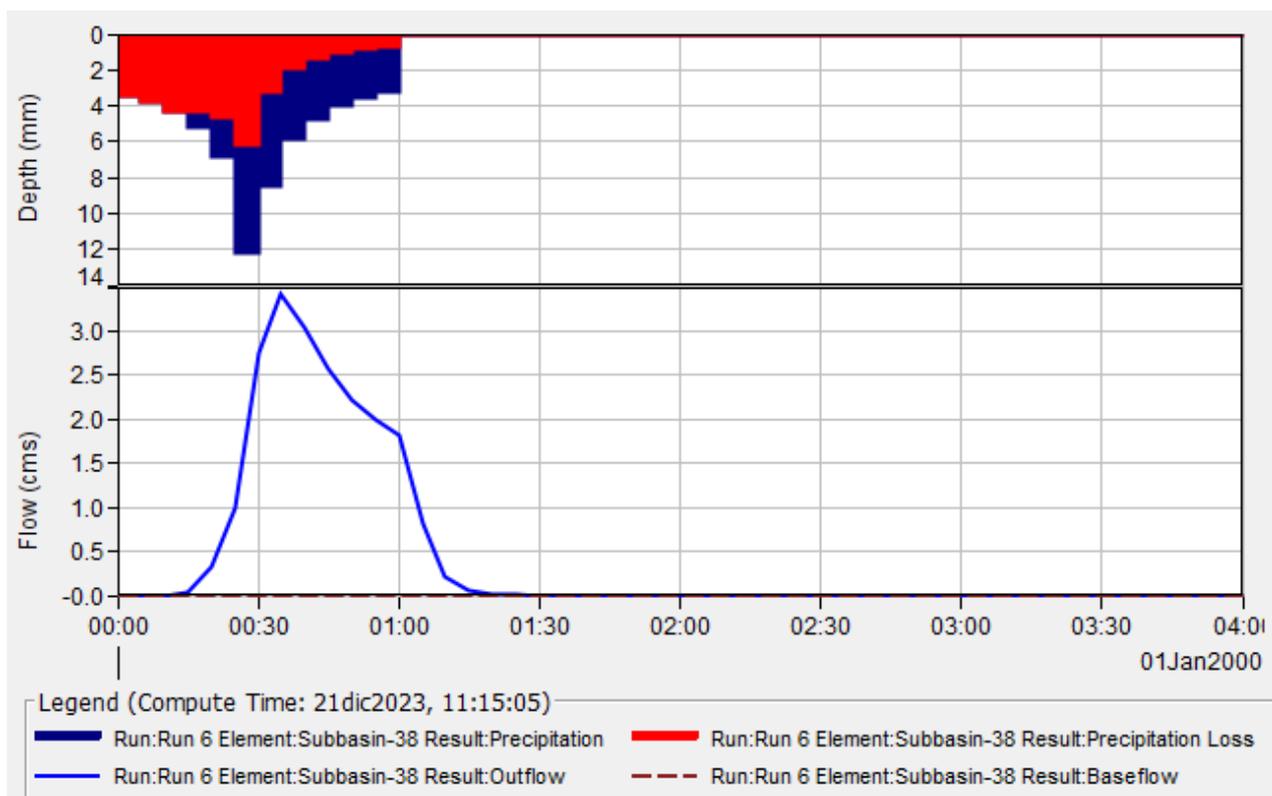


Figura 3-14 – Idrogramma di piena per $Tr=200$ anni per il sottobacino 2 (Fonte: Elaborazione HEC-HMS)

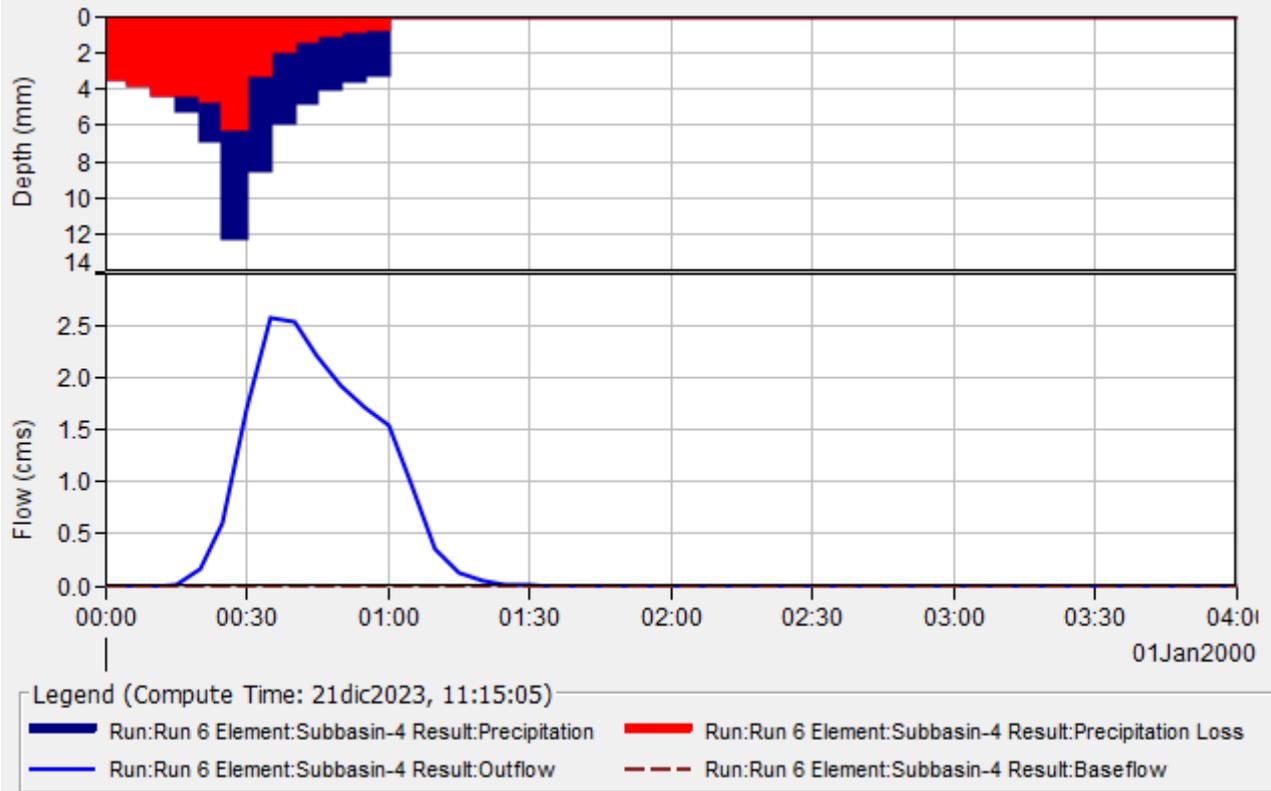


Figura 3-15 – Idrogramma di piena per Tr=200 anni per il sottobacino 3 (Fonte: Elaborazione HEC-HMS)

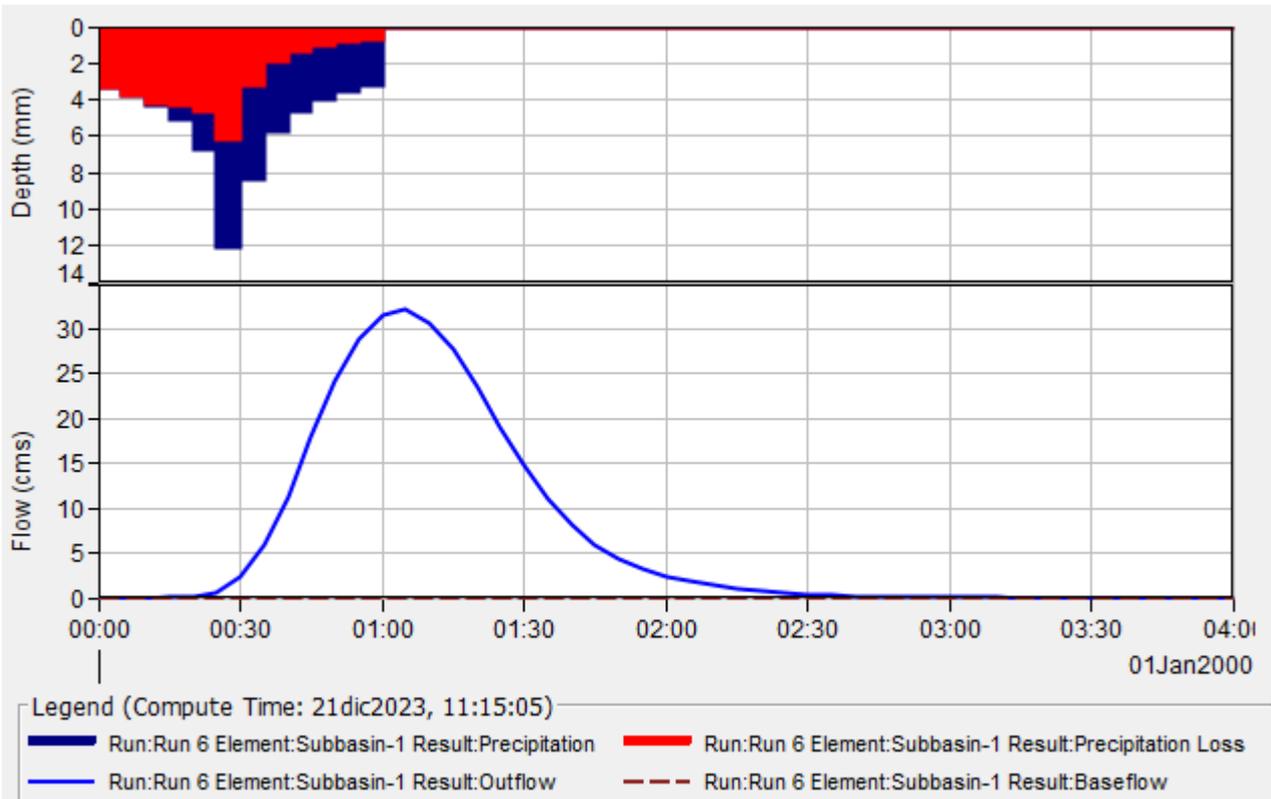


Figura 3-16 – Idrogramma di piena per Tr=200 anni per il sottobacino 4 (Fonte: Elaborazione HEC-HMS)

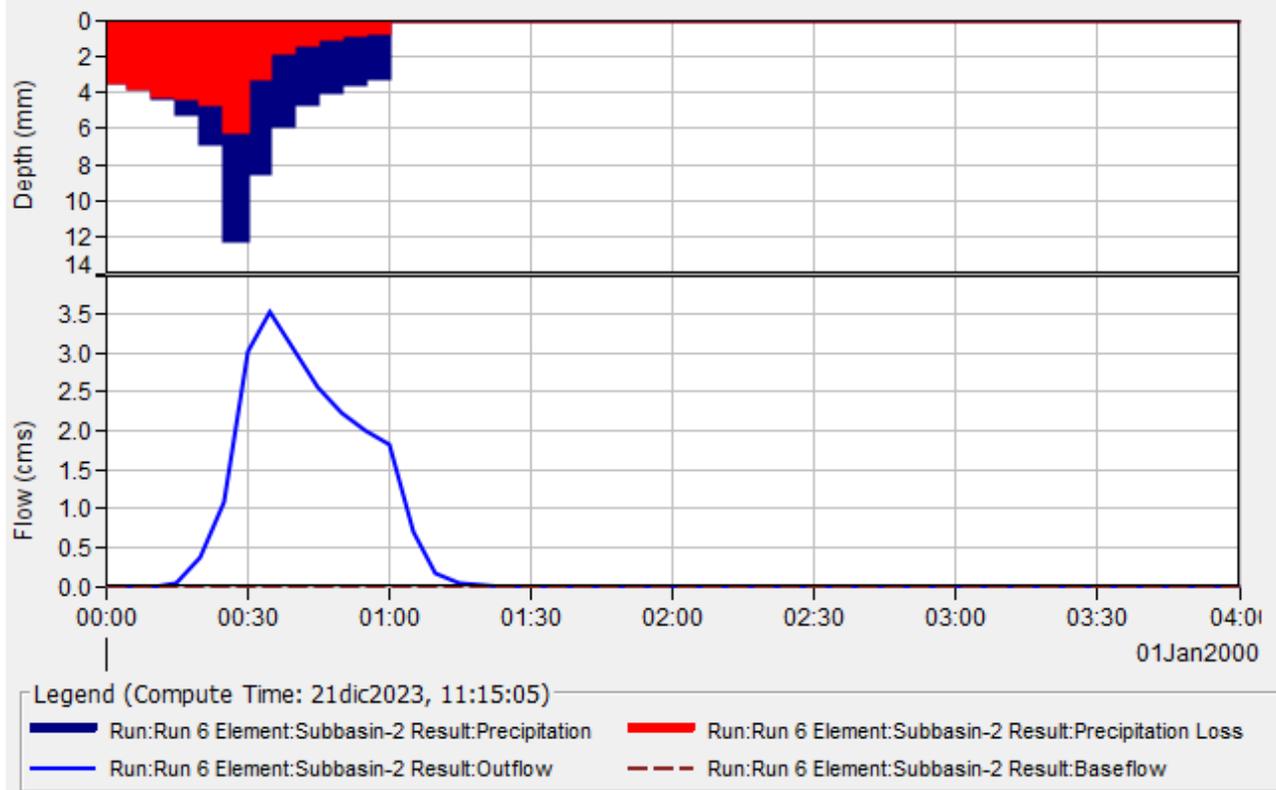


Figura 3-17 – Idrogramma di piena per $Tr=200$ anni per il sottobacino 5 (Fonte: Elaborazione HEC-HMS)

Come si evince dalle precedenti figure le portate di picco per i diversi sottobacini si attestano intorno a un valore medio di circa $3 \text{ m}^3/\text{s}$, variando da un minimo di $2.6 \text{ m}^3/\text{s}$ per il sottobacino 3 fino a un valore massimo di $3.5 \text{ m}^3/\text{s}$ per il sottobacino 5. Invece, per quanto riguarda il sottobacino 4 la portata di picco risulta pari a $32.2 \text{ m}^3/\text{s}$, ciò è dovuto alle maggiori dimensioni di quest'ultimo rispetto agli altri quattro.

Nella seguente tabella sono riportate le principali informazioni ottenute mediante tali simulazioni.

	SOTTOBACINI				
	1	2	3	4	5
Portata di picco (m^3/s)	2.7	3.4	2.6	32.2	3.5
Istante in cui si verifica dall'avvio della simulazione	0:35	0:35	0:35	1:05	0:35

Tabella 3-13 Portata di picco per i sottobacini analizzati

3.4. Verifica delle aree esondabili

La verifica delle aree esondabili è stata effettuata sui corsi d'acqua che sono in prossimità delle opere di rete. L'analisi idraulica è stata condotta in condizioni di moto vario, utilizzando l'idrogramma di piena calcolato con il metodo SCS Curve – Number.

La verifica è stata effettuata considerando un tempo di ritorno di 200 anni.

Il primo passaggio è stato quello di costruire un modello geometrico dell'area di intervento, al fine di comprendere l'andamento del flusso lungo l'asse dei corsi d'acqua nonché su tutta la piana alluvionale dei corsi d'acqua stessi, modellizzando il processo esondativo.

La verifica delle aree esondabili è stata condotta utilizzando il software HEC-RAS 6.4.1 ed effettuando quindi la schematizzazione idraulica del fenomeno indagato come di seguito descritto:

- schematizzazione dello sviluppo longitudinale dei corsi d'acqua studiato sulla base del DTM;
- creazione di una griglia di calcolo caratterizzata da celle 10x10 metri per il calcolo delle aree inondabili;
- inserimento dei valori di scabrezza per le diverse tipologie di uso del suolo in termini di coefficiente di Manning desunto dalla seguente tabella:

LABEL1	LABEL2	LABEL3	Mannings n	
1 Artificial surfaces	1.1 Urban fabric	1.1.1 Continuous urban fabric	0.013	
		1.1.2 Discontinuous urban fabric		
	1.2 Industrial, commercial and transport units	1.2.1 Industrial or commercial units		0.013
		1.2.2 Road and rail networks and associated land		
1.2.3 Port areas				
1.2.4 Airports				
1.3 Mine, dump and construction sites	1.3.1 Mineral extraction sites		0.013	
	1.3.2 Dump sites			
	1.3.3 Construction sites			
1.4 Artificial, non-agricultural vegetated areas	1.4.1 Green urban areas		0.025	
	1.4.2 Sport and leisure facilities			
2 Agricultural areas	2.1 Arable land	2.1.1 Non-irrigated arable land	0.03	
		2.1.2 Permanently irrigated land		
		2.1.3 Rice fields		
	2.2 Permanent crops	2.2.1 Vineyards		0.08
		2.2.2 Fruit trees and berry plantations		
	2.3 Pastures	2.2.3 Olive groves		0.035
		2.3.1 Pastures		
2.4 Heterogeneous agricultural areas	2.4.1 Annual crops associated with permanent crops		0.04	
	2.4.2 Complex cultivation patterns		0.04	
	2.4.3 Land principally occupied by agriculture, with significant areas of natural vegetation		0.05	
	2.4.4 Agro-forestry areas		0.06	
3 Forest and semi natural areas	3.1 Forests	3.1.1 Broad-leaved forest	0.1	
		3.1.2 Coniferous forest		
		3.1.3 Mixed forest		
	3.2 Scrub and/or herbaceous vegetation associations	3.2.1 Natural grasslands		0.04
		3.2.2 Moors and heathland		0.05
		3.2.3 Sclerophyllous vegetation		0.05
		3.2.4 Transitional woodland-shrub		0.06
	3.3 Open spaces with little or no vegetation	3.3.1 Beaches, dunes, sands		0.025
		3.3.2 Bare rocks		0.035
		3.3.3 Sparsely vegetated areas		0.027
3.3.4 Burnt areas		0.025		
3.3.5 Glaciers and perpetual snow		0.01		
4 Wetlands	4.1 Inland wetlands	4.1.1 Inland marshes	0.04	
		4.1.2 Peat bogs		
	4.2 Maritime wetlands	4.2.1 Salt marshes		0.04
		4.2.2 Salines		
		4.2.3 Intertidal flats		
		4.2.4 Intertidal flats		
5 Water bodies	5.1 Inland waters	5.1.1 Water courses	0.05	
		5.1.2 Water bodies		
	5.2 Marine waters	5.2.1 Coastal lagoons		0.07
		5.2.2 Estuaries		
		5.2.3 Sea and ocean		
		5.2.4 Sea and ocean		

Figura 3-18 – Tabella dei coefficienti di scabrezza in funzione della tipologia di copertura del suolo (Fonte https://www.researchgate.net/publication/324700831_An_Operational_Method_for_Flood_Directive_Implementation_in_Unguided_Urban_Areas)

- inserimento e definizione delle cosiddette “boundary conditions”, cioè le condizioni al contorno che hanno la capacità di influenzare le elaborazioni. Nello specifico per la sezione di monte di ciascun sottobacino è stato inserito l'idrogramma di piena, mentre per la sezione di valle è stata inserita la condizione di normal depth.

A questo punto è stato possibile eseguire le simulazioni in condizioni di moto vario in quanto il modello afflussi-deflussi utilizzato è stato quello dell'SCS - Curve Number.

Nelle figure che seguono è possibile desumere la verifica delle aree esondabili dei corsi d'acqua per il tempo di ritorno di 200 anni.

3.4.1. Analisi idraulica sottobacino 1

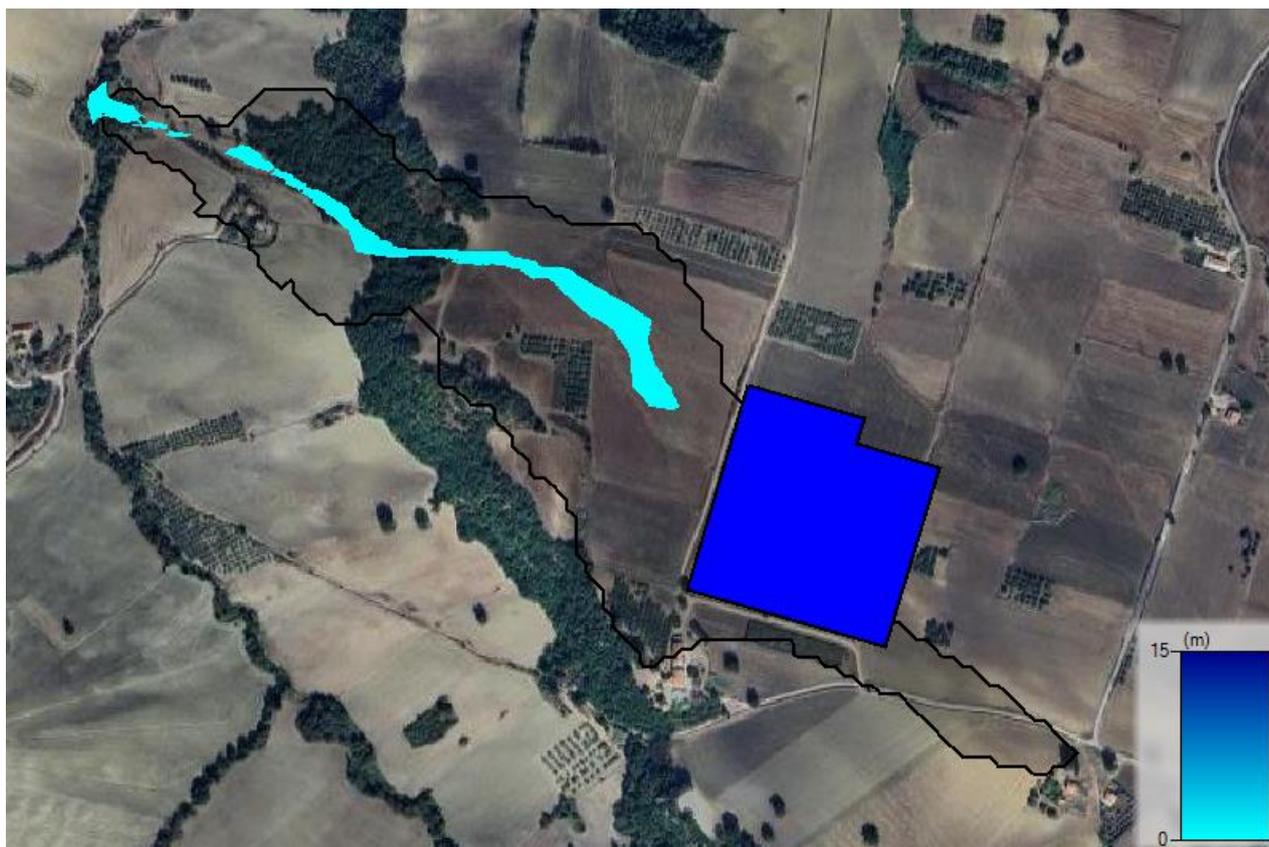


Figura 3-19 Altezza (Depth) per effetto della propagazione della portata di picco corrispondente a $Tr = 200$ anni per il corso d'acqua del sottobacino 1

Il tirante idrico rimane confinato in alveo ad eccezione della zona di monte (parte in basso in figura 3-19) dove l'allagamento si espande a destra idraulica per circa 20 m con altezze max di 0.2 m.

La stazione di trasformazione 380/150 kV non è interessata dall'allagamento.



Figura 3-20 Velocità della corrente (velocity) per effetto della propagazione della portata di picco corrispondente a $Tr = 200$ anni per il corso d'acqua del sottobacino 1

Le massime velocità si mantengono ovunque basse, al di sotto di 3 m/s. Nella parte centrale, invece, si registrano valori di poco superiori a 4 m/s.

3.4.2. Analisi idraulica sottobacino 2

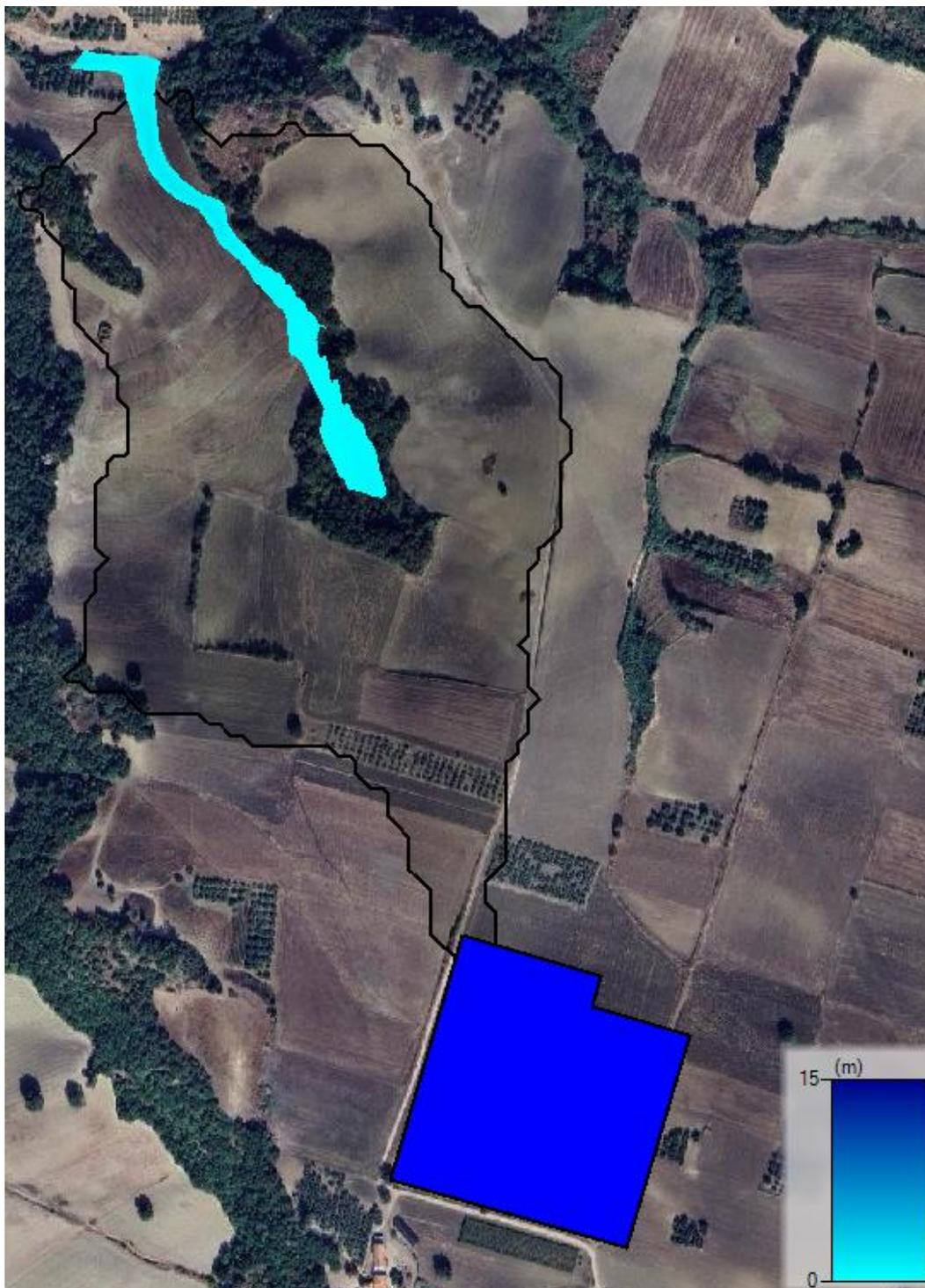


Figura 3-21 Altezza (Depth) per effetto della propagazione della portata di picco corrispondente a $Tr = 200$ anni per il corso d'acqua del sottobacino 2

Il tirante idrico rimane confinato in alveo. Le massime altezze sono registrate nella parte di valle del canale (in alto in figura 3-21) raggiungendo valori di 1.15 m.

La stazione di trasformazione 380/150 kV ricade nella parte di monte del sottobacino, pertanto, non è interessata dall'allagamento.

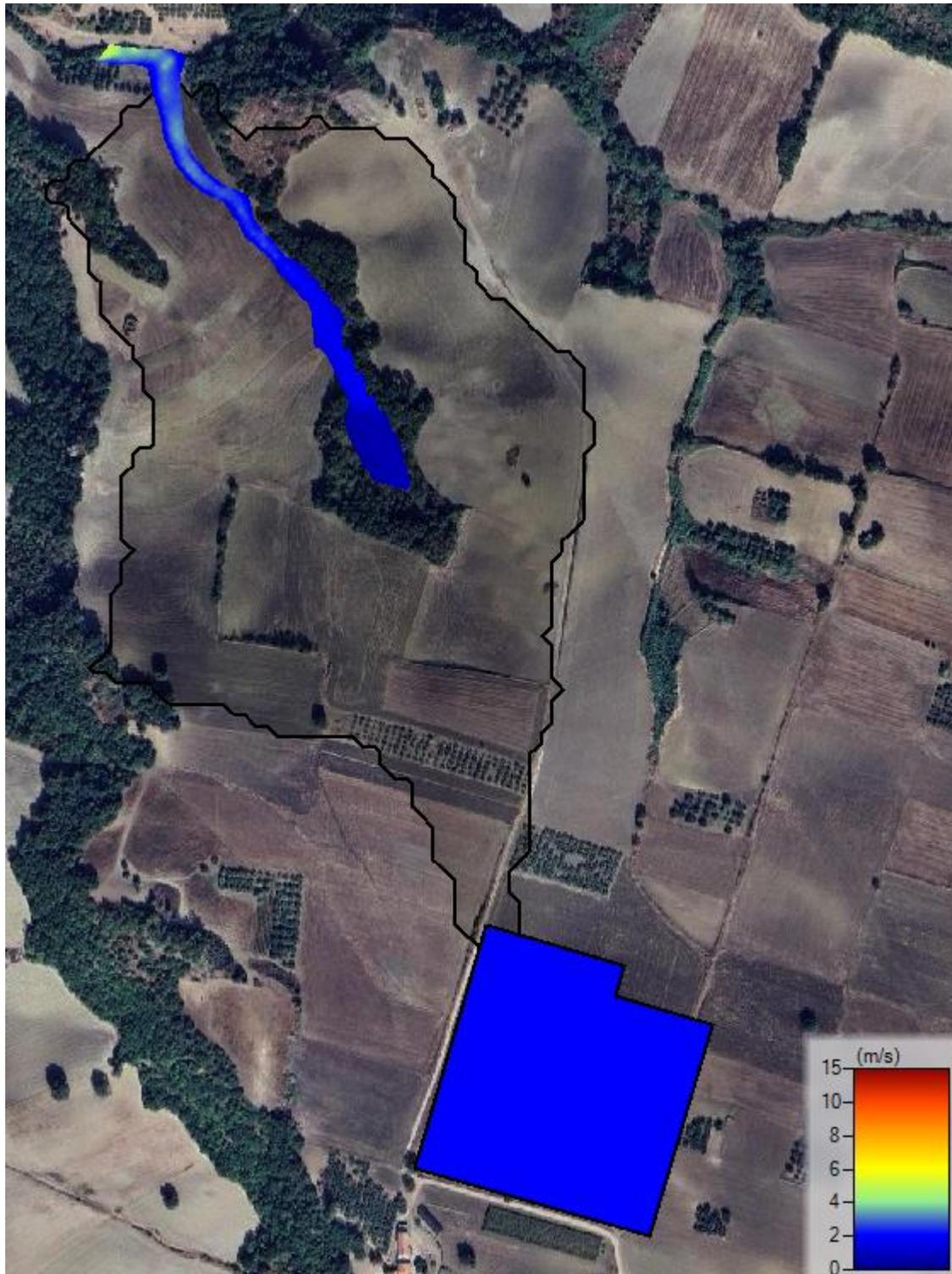


Figura 3-22 Velocità della corrente (velocity) per effetto della propagazione della portata di picco corrispondente a $T_r = 200$ anni per il corso d'acqua del sottobacino 2

Le massime velocità sono registrate nella parte valliva del canale con picchi che oscillano intorno a 4.6 m/s.

3.6.3. Analisi idraulica sottobacino 3

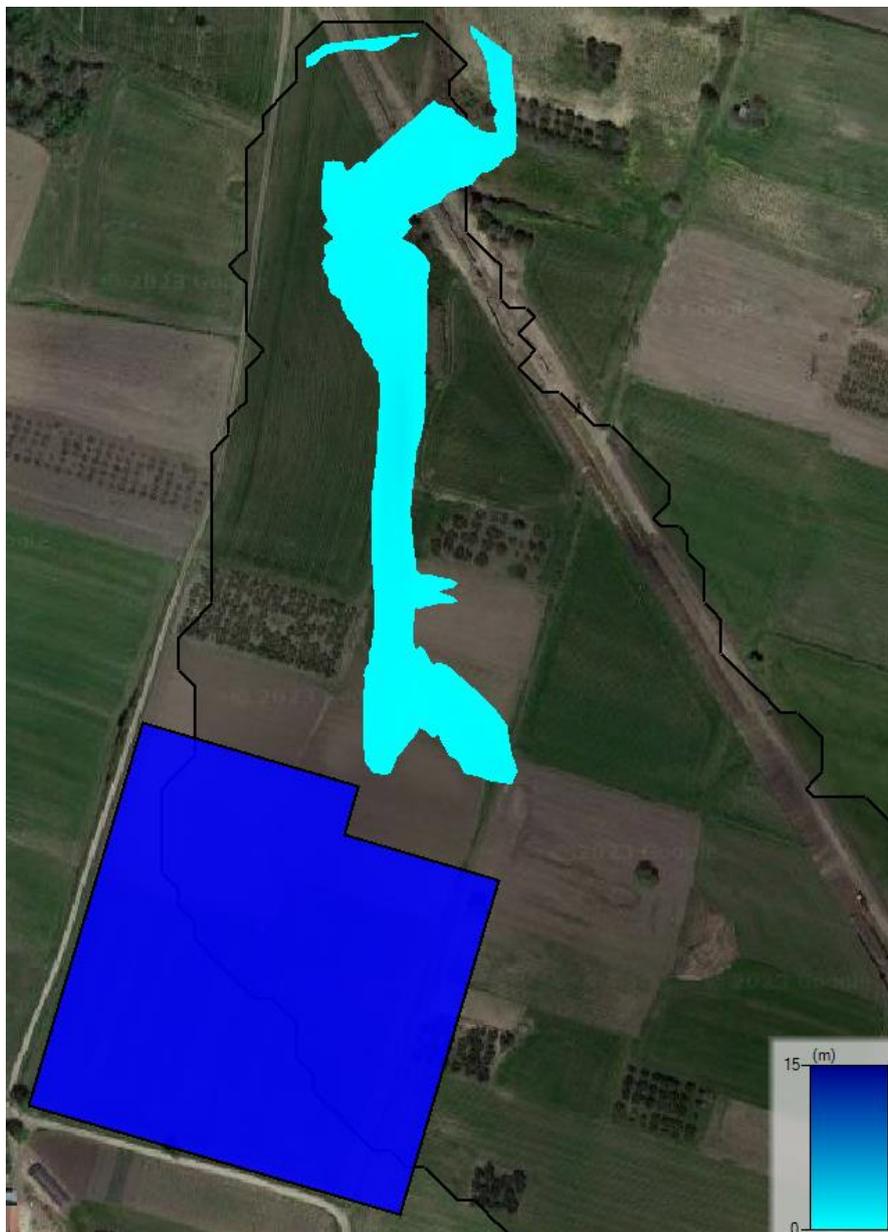


Figura 3-23 Altezza (Depth) per effetto della propagazione della portata di picco corrispondente a $Tr = 200$ anni per il corso d'acqua del sottobacino 3

Il tirante idrico nelle zone di monte e di valle fuoriesce dall'alveo propagandosi nella pianura alluvionale adiacente. Le altezze registrate nella pianura alluvionale di monte nella sua parte più esterna, limitrofa alla stazione di trasformazione 380/150 kV, sono dell'ordine di 0.05 m.

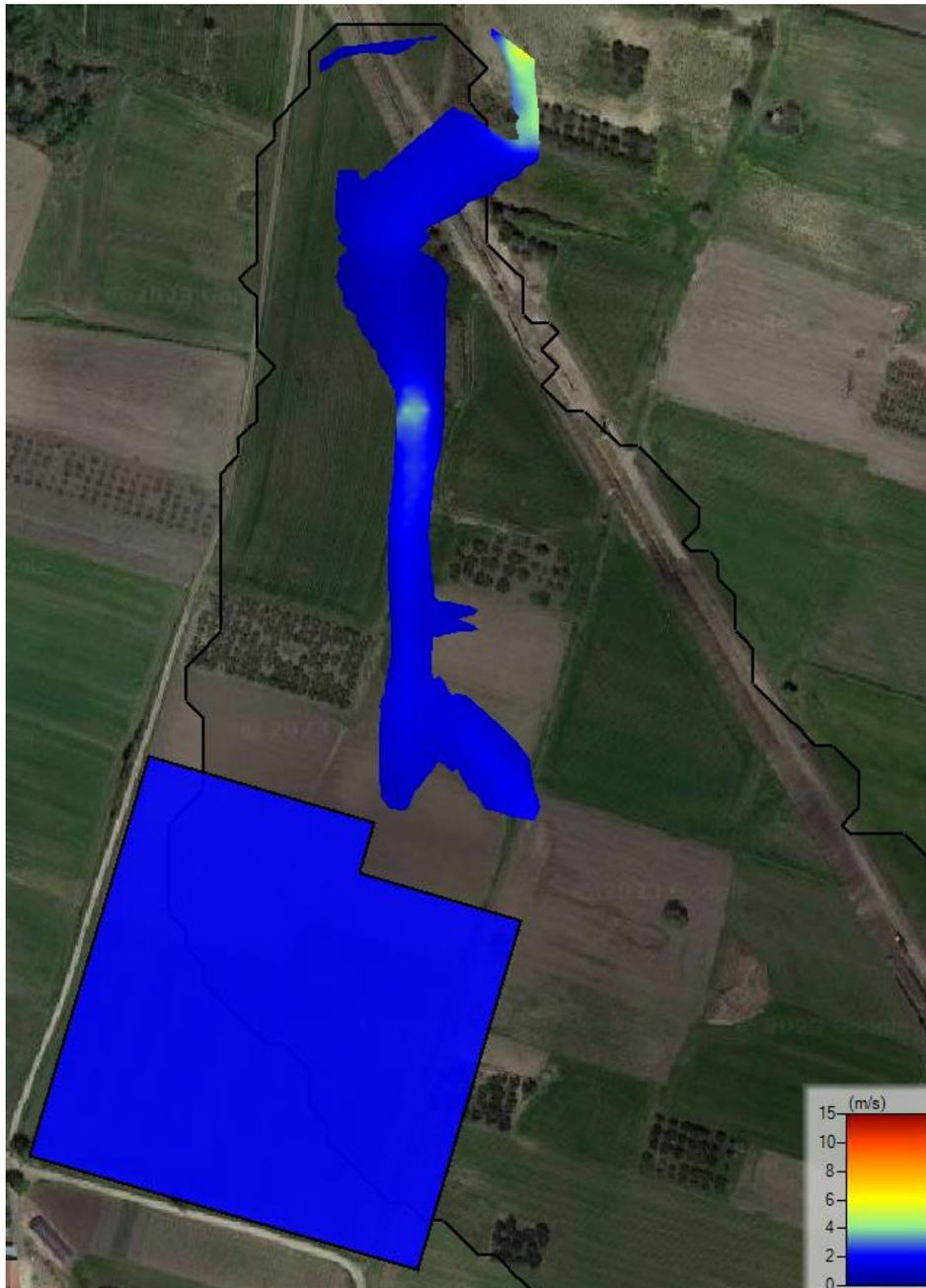


Figura 3-2 Velocità della corrente (velocity) per effetto della propagazione della portata di picco corrispondente a $T_r = 200$ anni per il corso d'acqua del sottobacino 3

Le massime velocità nella parte di monte sono relativamente basse e oscillano intorno ai 2 m/s verificandosi dopo circa mezz'ora dall'inizio dell'evento di piena per rimanere tali fino alla fine dell'evento meteorico.

3.6.4. Analisi idraulica sottobacino 4



Figura 3-25 Altezza (Depth) per effetto della propagazione della portata di picco corrispondente a $T_r = 200$ anni per il corso d'acqua del sottobacino 4

Il sottobacino 4, come si evince dalla precedente figura, è interessato nella sua parte di valle dalla presenza di quattro sostegni 380 kV di progetto.

La simulazione svolta dimostra che i massimi tiranti idrici rimangono interamente confinati in alveo non interessando, pertanto, le zone marginali del sottobacino poste comunque ad una quota maggiore di circa 40 m rispetto al fondo del canale.

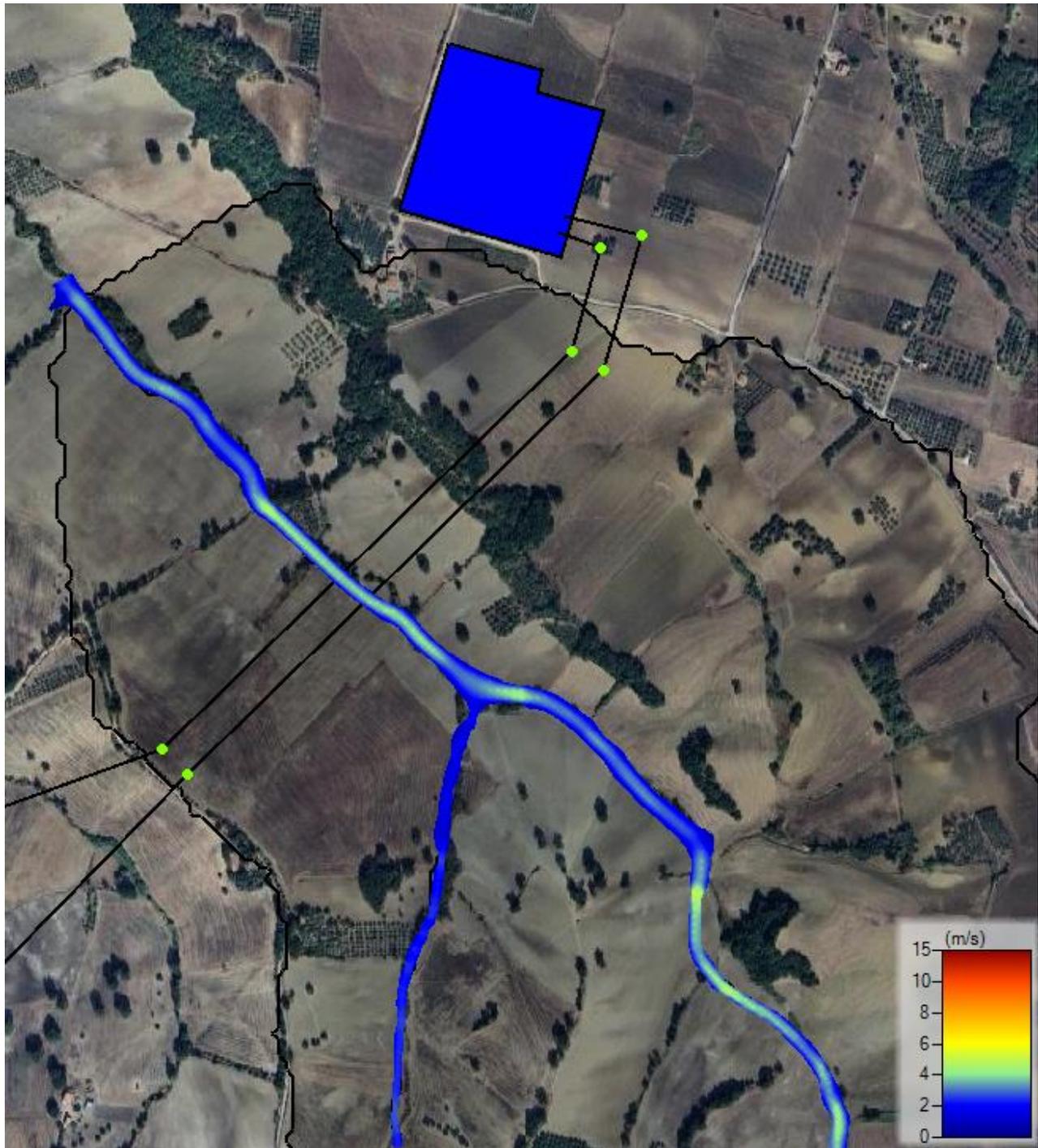


Figura 3-26 Velocità della corrente (velocity) per effetto della propagazione della portata di picco corrispondente a $T_r = 200$ anni per il corso d'acqua del sottobacino 4

Le velocità massime registrate si attestano attorno a valori compresi tra 4 - 4.5 m/s.

3.6.5. Analisi idraulica sottobacino 5

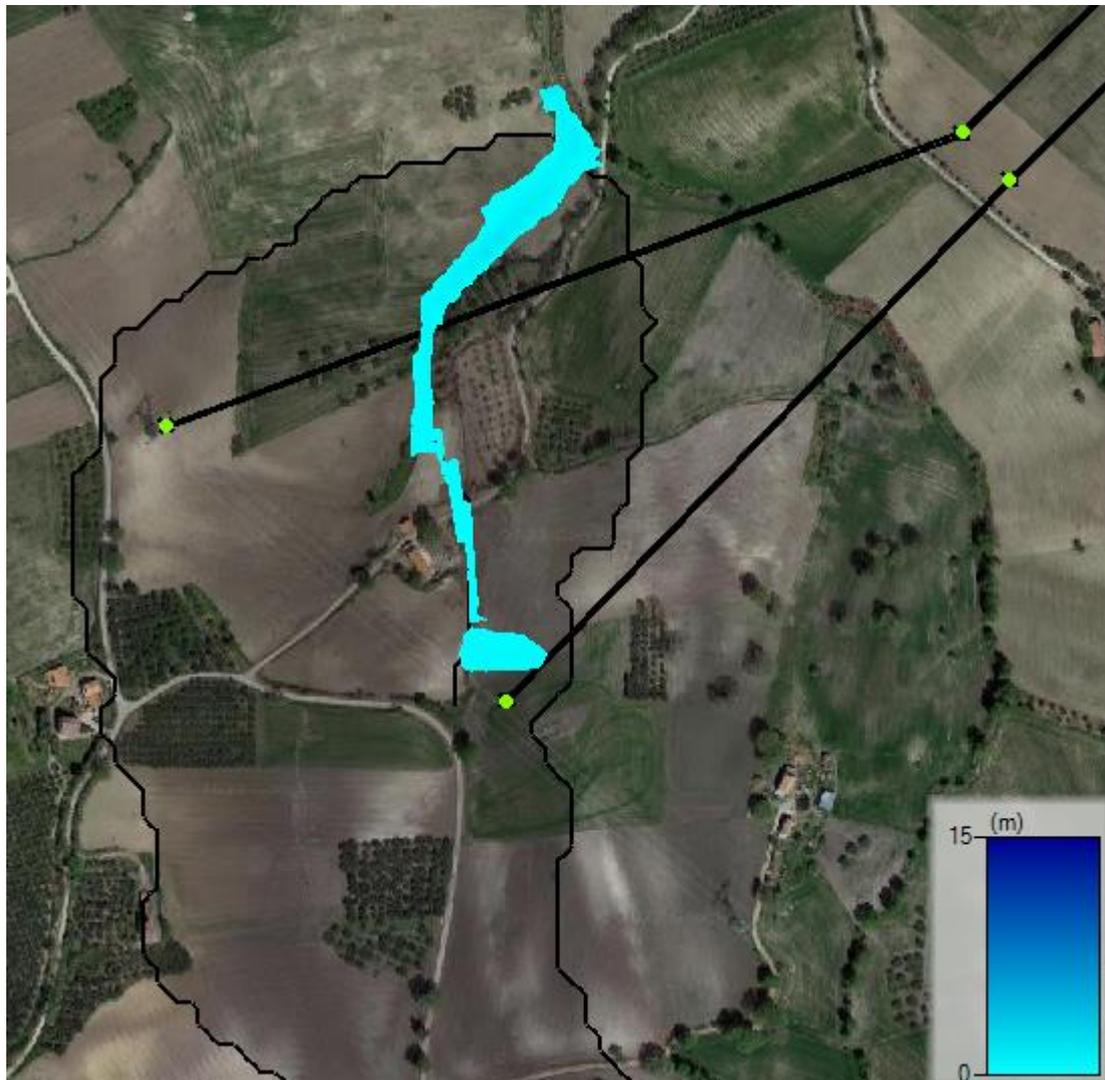


Figura 3-27 Altezza (Depth) per effetto della propagazione della portata di picco corrispondente a $T_r = 200$ anni per il corso d'acqua del sottobacino 5

La simulazione effettuata per il corso d'acqua del sottobacino 5 mostra che i massimi tiranti idrici esondano nelle zone di monte e di valle. In particolare, l'area allagata di monte è caratterizzata dalla vicinanza a un sostegno 380 kV di progetto, il quale si trova ad una quota altimetrica maggiore di 5 m.

Le massime altezze registrate nella zona esondata rimangono al di sotto di 0.35 m.

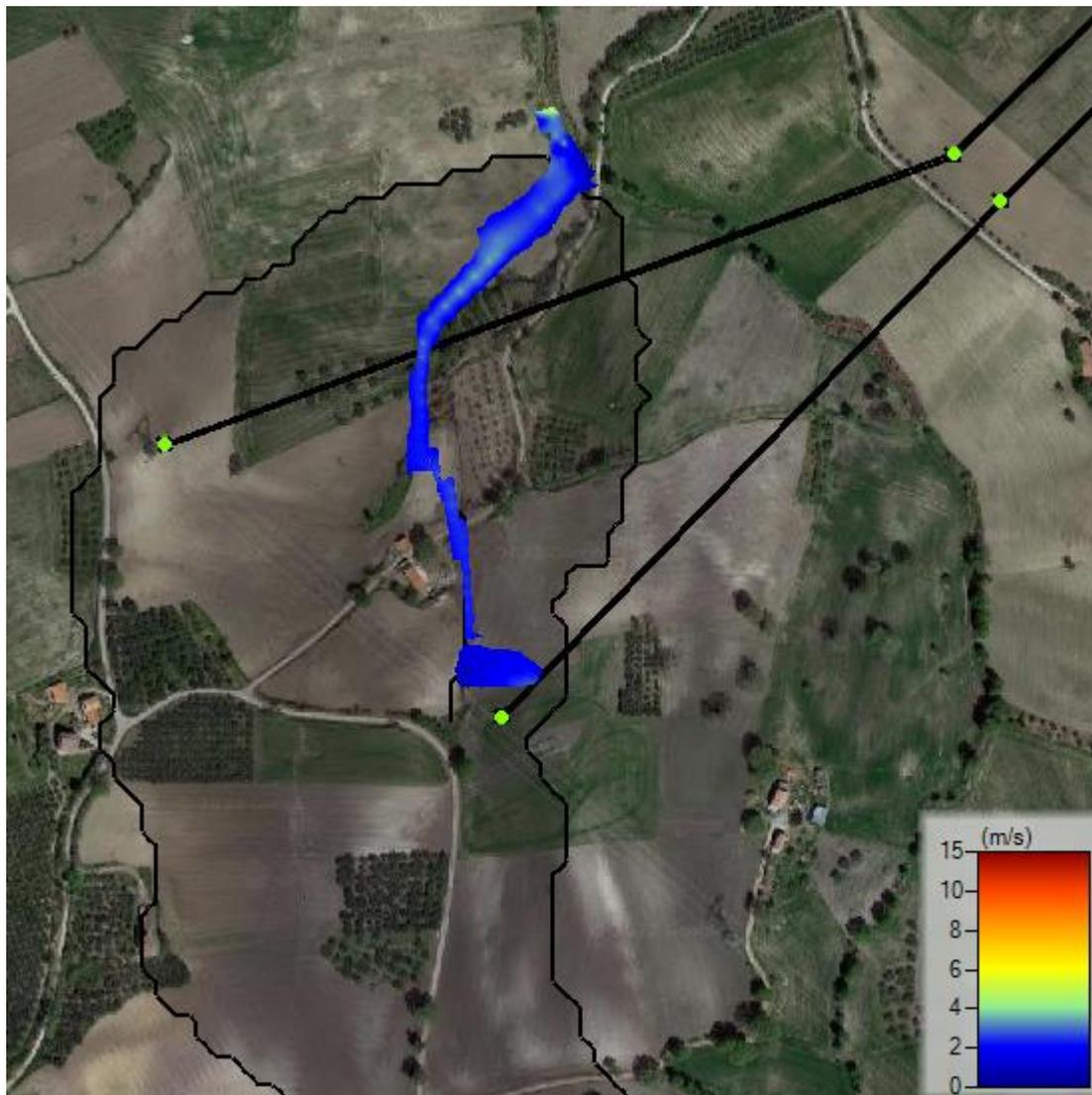


Figura 3-28 Velocità della corrente (velocity) per effetto della propagazione della portata di picco corrispondente a $T_r = 200$ anni per il corso d'acqua del sottobacino 5

Le massime velocità si verificano nella parte di valle con picchi di 4.3 m/s. La parte di monte è caratterizzata da velocità massime minori di 2 m/s.

4. CONCLUSIONI

Sulla scorta di quanto illustrato nel presente studio è possibile affermare che:

- Le opere di rete sono dislocate tra i territori comunali di Montecilfone e di Palata, entrambi in provincia di Campobasso. In particolare, nel comune di Montecilfone si trovano la nuova stazione di trasformazione 380/150 kV della RTN e due sostegni dei raccordi a 380 kV, mentre nel comune di Palata sono situati sei sostegni dei raccordi a 380 kV;
- L'area di studio è stata suddivisa in cinque sottobacini idrografici e per ognuno di essi sono state calcolate le curve di possibilità pluviometrica attraverso la formulazione proposta da Bell (durate inferiori all'ora) per un tempo di ritorno pari a 200 anni;
- Attraverso il software HEC-HMS, sviluppato dall'Hydrologic Engineering Service del US Army Corps of Engineers, il quale permette di simulare la risposta di un bacino idrografico investito da un evento meteorico di caratteristiche note, sono stati determinati gli idrogrammi di piena per ciascun sottobacino;
- La verifica delle aree esondabili dai corsi d'acqua è stata condotta utilizzando il software HEC-RAS 6.4.1 ed effettuando quindi la schematizzazione idraulica del fenomeno. Per ciascuno dei corsi d'acqua, sono state create delle griglie di calcolo caratterizzate da celle 10x10 metri al fine di determinare le aree potenzialmente inondabili;
- I risultati delle simulazioni mostrano che i massimi tiranti idrici dei diversi corsi d'acqua rimangono sostanzialmente confinati in alveo, esondando solamente nelle zone montane e vallive dei sottobacini analizzati e non interessando, le opere di rete, oggetto del presente studio.

Il Tecnico

Ing. Leonardo Sblendido

