



Università degli Studi di Padova

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE EDILE ED AMBIENTALE
Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

TESI DI LAUREA

**Modellazione idrologica per un bacino di testata
con confronto tra valori di deflusso misurati e simulati**

Relatore:
Prof. Stefano Lanzoni

Correlatore:
Dr. Carlo Gregoretti

Candidato:
Martino Bernard
Matricola 1020018

Anno Accademico 2013-2014

Indice

Introduzione	1
1 Il modello idrologico	3
2 La stazione di monitoraggio a Fiames	17
3 Comportamento a valle dello stramazzo	31
4 Analisi di sensibilità del modello esistente	41
5 Modifiche al modello	51
6 Calibratura del modello sul canale Dimai	65
7 Verifica della calibratura	71
8 Verifica alternativa sul bacino	79
9 Applicazione all'innescio dei debris flow	85
Conclusioni	93
Bibliografia	95

Introduzione

L'argomento affrontato in questo lavoro riguarda la modifica di un modello idrologico esistente mediante l'aggiunta dell'equazione semplificata di Horton per il calcolo delle precipitazioni efficaci.

Questo lavoro ha suscitato fin da subito il mio interesse: in primo luogo, mi ha permesso di utilizzare quanto appreso durante il corso di Idrologia, applicando in pratica quanto studiato teoricamente sui modelli idrologici. Mi ha dato inoltre modo di poter applicare le mie conoscenze informatiche per capire l'algoritmo alla base del modello, sviluppato in linguaggio Fortran, e poterlo modificare. Un ulteriore motivo è stata la possibilità di trattare il problema delle colate detritiche, o debris flow, in ambiente alpino, problema molto attuale e sentito nella mia zona. Il modello idrologico sviluppato sarà inserito in ambiente GIS AdB-Toolbox e consentirà di determinare la portata liquida che genera la colata detritica.

La tesi è organizzata come segue. Nel capitolo 1 si esamina il modello idrologico esistente, analizzandolo e spiegandone il funzionamento. Il capitolo 2 illustra la stazione di monitoraggio e la vasca per la misura della portata realizzate ai piedi del Campanile Dimai, i dati di deflusso superficiale registrati dalla stazione e le portate liquide calcolate con il modello idrologico originale. Il capitolo 3

descrive come la realizzazione della vasca abbia modificato la risposta idrologica del ghiaione posto a valle della stessa. Il capitolo 4 presenta un'analisi di sensibilità relativamente alle variabili in ingresso al modello idrologico originale; in particolare si analizza come cambiano i risultati delle simulazioni dell'evento del 19/08/2013 al variare dei parametri. Il capitolo 5 descrive la modifica apportata al modello idrologico e le verifiche numeriche per validare il codice. Nel capitolo 6 i parametri del modello vengono calibrati sull'evento del 19/08/2013 in modo da ottenere che i valori di picco, il tempo di picco e il volume di deflusso superficiale simulati coincidano con quelli misurati. Nei capitoli 7 e 8 la capacità predittoria del modello viene valutata sulla base di altri due eventi di deflusso superficiale misurati. Infine nel capitolo 9 si simulano gli eventi di deflusso superficiale che hanno innescato due colate detritiche a Fiames per verificare se siano effettivamente superate le soglie critiche per l'innescio di una colata detritica.

Il modello idrologico

Un modello idrologico è uno strumento che trasforma la precipitazione che arriva al suolo in deflusso superficiale, la convoglia al corso d'acqua e calcola la portata generata che transita nella sezione di chiusura del bacino considerato. Com'è noto, la precipitazione caduta al suolo può infiltrarsi o defluire superficialmente; la quantità di acqua che penetra nel terreno è legata alle caratteristiche del luogo, quali pendenza, tipo di vegetazione, permeabilità del suolo, e dalle condizioni di saturazione antecedenti alla precipitazione considerata. La precipitazione che non si infiltra si trasforma in deflusso superficiale ed arriva alla sezione di chiusura, della quale viene redatto un grafico, chiamato idrogramma, che riporta l'andamento della portata nel tempo.

Il modello idrologico utilizzato per la simulazione è ad evento, empirico sperimentale basato sul metodo SCS-CN ma con elementi concettuali, di tipo lineare e distribuito, deterministico. Il modello cioè simula il comportamento di un bacino montano solo in occasione di singoli eventi meteorici di entità non trascurabile (ipotizzando così di poter rendere irrilevanti alcuni fenomeni del ciclo idrologico quali evapotraspirazione e intercettazione vegetale), basandosi principalmente su relazioni matematiche sperimentali fra le variabili rilevanti del

processo e, in maniera minore, su leggi fisiche semplificate; vengono considerate mutevoli nello spazio le caratteristiche del bacino e le grandezze di input (tranne le precipitazioni) e il valore della variabile in uscita (la portata alla sezione di chiusura) viene determinato con esattezza. Il modello, chiamato KRERM, è stato sviluppato da Gregoretti e Dalla Fontana (2008).

Il modello KRERM, (*Kinematic Routing Excess Rainfall Model*) associa la determinazione della quota di precipitazione che si trasforma in deflusso superficiale ad un metodo di trasferimento di questa quota parte di precipitazione alla sezione di chiusura del bacino idrologico.

Il metodo SCS ipotizza che all'inizio dell'evento sia necessario un volume iniziale I_a per saturare il terreno; a questo punto la precipitazione si suddivide fra infiltrazione V_i e deflusso superficiale P_e :

$$P = P_e + V_i + I_a \quad (1.1)$$

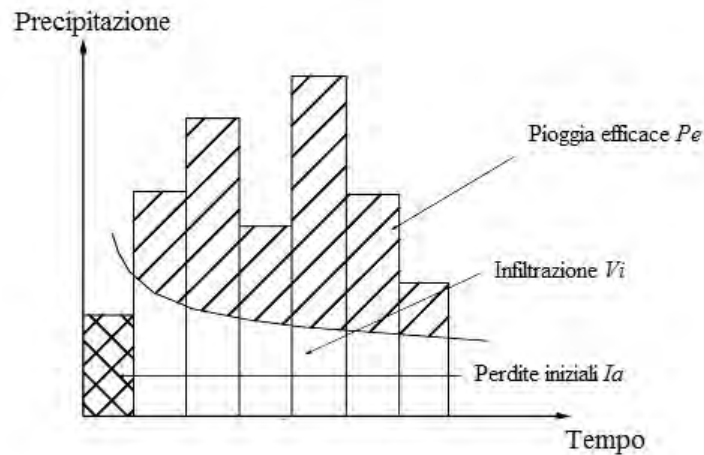


Figura 1.1: Determinazione della pioggia efficace attraverso il metodo SCS

Un'ulteriore assunzione del metodo SCS indica che il rapporto tra l'infiltra-

zione e il potenziale massimo di ritenzione del suolo (S), ovvero il volume massimo per unità di area che può infiltrarsi nel terreno, sia legato alla precipitazione secondo il rapporto:

$$\frac{V_i}{S} = \frac{P_e}{P - I_a} \quad (1.2)$$

Combinando le equazioni (1.1) e (1.2), si ottiene la relazione tra precipitazione efficace e totale del metodo SCS:

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S} \quad (1.3)$$

Per le aree in ambienti montani si assume che le perdite iniziali valgano $I_a = 0.1S$:

$$P_e = \frac{(P - 0.1S)^2}{P + 0.9S} \quad (1.4)$$

La precipitazione efficace dipende dalla precipitazione totale P , nota, e dal potenziale massimo di ritenzione del suolo S , che deve essere stimato. La determinazione del valore del parametro S avviene attraverso il parametro CN (curve number), fissato in base alle caratteristiche del bacino, alla pendenza, alla destinazione d'uso e alle condizioni iniziali di umidità dei terreni:

$$S = S_0 \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right) \quad (1.5)$$

con fattore di scala $S_0 = 25.4 \text{ mm/in}$. Maggiore è il valore di CN , maggiore è la pioggia efficace, maggiore è il deflusso superficiale.

Il bacino è suddiviso in celle quadrate e, per ognuna di esse, si calcola in ogni istante la precipitazione che genera deflusso superficiale. Questo deflusso superficiale viene trasferito alla cella per cui si ha la massima pendenza fra le 8 celle circostanti, finché non si arriva ad una cella appartenente al reticolo idrografico, seguendo il quale giunge alla sezione di chiusura del bacino.

La velocità di percorrenza su versante dipende dalla tipologia di copertura del suolo; il trasferimento lungo il reticolo idrografico avviene con una velocità funzione diretta delle caratteristiche della sezione di chiusura ed indiretta dell'intensità di precipitazione. Utilizzando queste velocità e la lunghezza del percorso di trasferimento dalla cella di generazione del deflusso superficiale alla sezione di chiusura, il modello calcola i tempi di propagazione del deflusso lungo il versante e lungo il reticolo: i contributi che raggiungono la sezione di chiusura nello stesso tempo vengono sommati e rappresentano il deflusso superficiale associato a quel determinato istante.

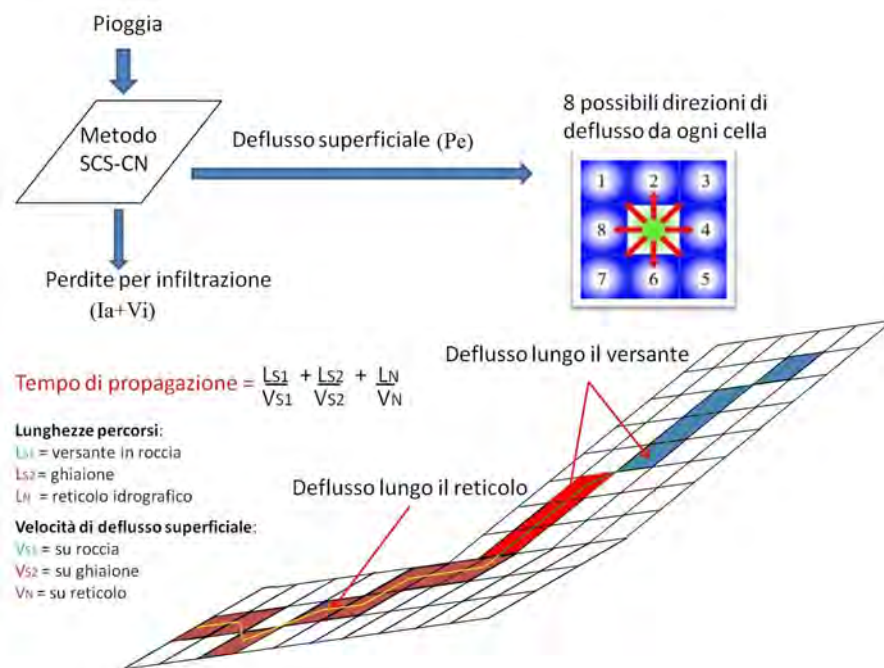


Figura 1.2: Schema concettuale del modello idrologico KRERM basato sul metodo SCS-CN

Per poter utilizzare il modello, la mappa del bacino (DTM, Digital Terrain

Model, ovvero la riproduzione digitale dell'andamento della superficie geodetica) deve essere sottoposta ad alcune operazioni preliminari. Nel DTM possono essere presenti delle depressioni (reali o generate dall'interpolazione dei dati rilevati per la sua creazione) che devono essere eliminate per avere continuità di percorso tra tutte le celle e la sezione di chiusura; la rimozione delle depressioni avviene tramite il riempimento delle stesse. Il DTM privo di depressioni viene utilizzato per ricavare l'area di drenaggio, ossia l'area drenata dalla singola cella; ognuna di esse viene collegata alla sezione di chiusura attraverso un percorso univoco, seguendo le direzioni di deflusso calcolate: per ogni cella vengono determinate le pendenze rispetto alle celle circostanti, rapporto fra differenza di quota e distanza, e si assume come direzione di deflusso quella verso la cella con pendenza maggiore (algoritmo D8).

Conoscendo area drenata e direzione dei deflussi, si possono determinare i tempi di propagazione del deflusso superficiale da ogni singola cella alla sezione di chiusura; vengono definite separatamente la velocità di deflusso lungo il versante, in funzione della copertura del suolo, e la velocità lungo il reticolo. Il percorso di drenaggio viene suddiviso su versante e tipo di suolo e su reticolo; dividendo ogni lunghezza relativa al tipo di suolo/reticolo per la velocità corrispondente, si ottengono i tempi di propagazione per ogni tratto che, sommati, danno per ogni cella il tempo necessario a raggiungere la sezione di chiusura del bacino. Le velocità di deflusso lungo versante/tipo di suolo sono ricavate da letteratura scientifica, la velocità su reticolo viene determinata iterativamente come la velocità media relativa alla portata massima alla sezione di chiusura, di cui è nota la geometria; si fa dipendere così la velocità di reticolo sia dalle caratteristiche geometriche della sezione, sia dall'intensità della precipitazione.

Il parametro necessario per stabilire il passaggio tra deflusso di versante e deflusso di reticolo è l'area di soglia; per stabilire correttamente questo parametro, dove possibile, è necessario confrontare il reticolo ottenuto dal modello con il reticolo reale desunto da verifiche di campo o da ortofoto, se disponibili.

La tendenza al deflusso superficiale è definita dalla mappa dei valori di CN del suolo, ottenuta dalla riclassificazione della carta di copertura del suolo e della carta dei gruppi idrologici del suolo. I gruppi idrologici sono definiti sperimentalmente dal metodo SCS-CN suddividendo i suoli in 4 classi (A, B, C, D) in funzione della permeabilità complessiva del terreno. Il metodo SCS-CN è stato rivisto e modificato per i bacini montani da Gregoretto e Degetto (2012), che con l'introduzione di alcune tabelle, hanno facilitato l'assegnazione al corretto gruppo idrologico in base alle informazioni disponibili sulle caratteristiche geologiche del terreno.

Il parametro CN dipende anche dalle condizioni di saturazione del suolo (AMC), esaminando l'altezza cumulata di pioggia caduta nei 5 giorni precedenti l'evento considerato e lo stato vegetativo della stagione in corso. Le AMC sono comprese in un intervallo tra 1 (terreno asciutto) e 3 (terreno completamente saturo), considerando che la saturazione del suolo ammette una variabilità continua.

Il parametro CN è tabulato in funzione della tipologia di suolo per le condizioni normali (AMC=2). Tramite alcune semplici formule algebriche si ottiene il valore del CN corrispondente all'AMC di interesse:

$$CN(AMC) = \frac{aCN}{10 + bCN} \quad (1.6)$$

con $a = 2.08454e^{0.80709AMC} - 0.47225$, $b = \frac{a-4.2}{100} - 0.058$.

Come sottolineato in precedenza, anche la pendenza locale ha influenza sul valore del CN; per tenerne conto, si ricalcolano i CN con la formula precedente

per $AMC = 3$ e si giunge alla mappa del CN definitiva mediante la seguente formulazione [Hawkins et al. (2009)]:

$$CN = \frac{CN(AMC3) - CN(AMC2)}{3} (1 - 2e^{-13.86a}) + CN(AMC2) \quad (1.7)$$

con a pendenza locale espressa in valori decimali.

Svolte le operazioni preliminari si passa all'uso del modello idrologico; i dati di input, necessari per la corretta elaborazione della simulazione, sono:

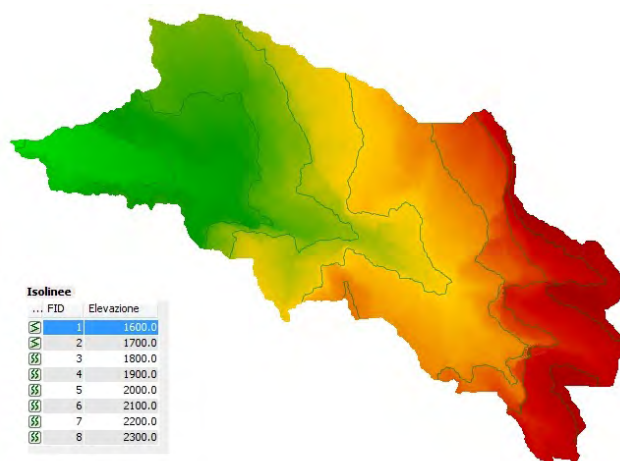
- le mappe dei tempi di propagazione di versante e di reticolo del bacino idrologico;
- la mappa dei CN;
- il modo di inserimento dei dati di pioggia (parametri puntuali a ed n della relazione $h = at^n$, modelli di LSPP distribuiti, file storici di pioggia);
- i parametri riguardanti lo ietogramma, il modello SCS-CN, il modello KRERM e l'idrogramma di output quali:
 - tipo di ietogramma utilizzato e intervallo di input dei dati di precipitazione;
 - intervallo di calcolo dell'idrogramma in uscita;
 - le condizioni di saturazione del suolo (AMC) considerate;
 - la portata di deflusso iniziale;
 - il coefficiente di recessione del serbatoio lineare, per il deflusso superficiale;
 - il parametro ARF (fattore di riduzione areale), che considera la variabilità spazio-temporale della pioggia a scala di bacino;

- il parametro *PFSS-CDS*, fattore di riduzione per il controllo della durata critica della pioggia;
- le perdite iniziali *Ia*;
- la velocità massima di versante;
- i parametri della sezione di chiusura:
 - la velocità di input;
 - la geometria della sezione;
 - la scabrezza d'alveo;
- la mappa della velocità del deflusso idrico sul bacino ottenuta dalle elaborazioni precedenti.

Determinata per ogni istante la precipitazione cumulata caduta, si procede all'elaborazione dei dati su ogni singola cella; dopo aver aggiornato il CN in funzione delle AMC, si procede a valutare la presenza di pioggia netta, come sottrazione delle perdite iniziali alla precipitazione totale, e, in caso positivo, al calcolo della precipitazione efficace cumulata tramite la relazione di deflusso del metodo SCS: la precipitazione efficace caduta nell'intervallo di tempo di calcolo è ottenuta mediante la sottrazione tra i valori cumulati relativi alla fine e all'inizio dell'intervallo. Passando alle grandezze incrementali, si valuta la portata istantanea generata dalla pioggia efficace nella cella e, dati i tempi di percorrenza di versante e di reticolo, l'istante in cui il flusso calcolato raggiunge la sezione di chiusura. Valutate tutte le celle, si ottiene istante per istante la precipitazione efficace presente sul bacino e la portata generata alla sezione di chiusura dal deflusso superficiale. Si calcola la precipitazione infiltrata istantaneamente nel

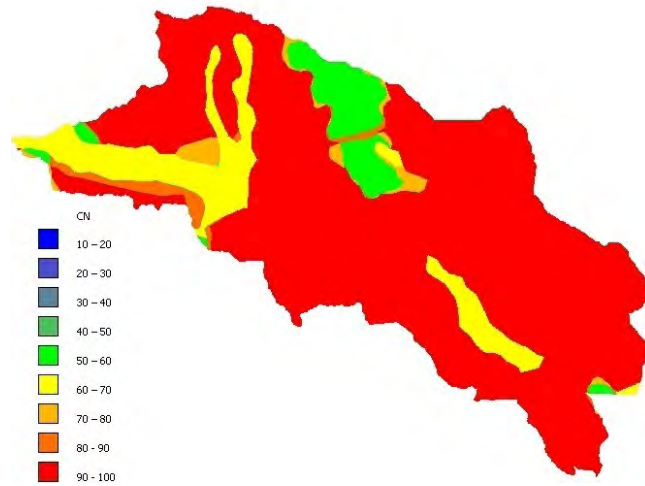
suolo come differenza fra la pioggia caduta e quella scolante superficialmente, volume responsabile del flusso sub-superficiale del bacino, che viene valutato per ogni intervallo temporale come portata in uscita da un serbatoio lineare. Sommando i deflussi superficiale e sottosuperficiale giunti alla sezione di chiusura allo stesso tempo, si ottiene la portata totale in uscita dal bacino; tramite il valore di picco della portata appena calcolato, nota la geometria della sezione, si calcola la velocità di reticolo. Se questo risulta prossimo al valore iniziale il calcolo è finito, altrimenti lo si ri-esegue con il nuovo valore di velocità di reticolo acquisito. Si aggiornano per ogni cella i tempi di percorrenza del reticolo e si applica reiteratamente il modello finché in due computazioni successive la velocità del reticolo non varia sensibilmente: si ottiene l'idrogramma del bacino alla sezione di chiusura scelta.

Prendendo come esempio il DEM del bacino del canale 8 di punta Fiames, nel gruppo del Pomagagnon a nord di Cortina D'Ampezzo:

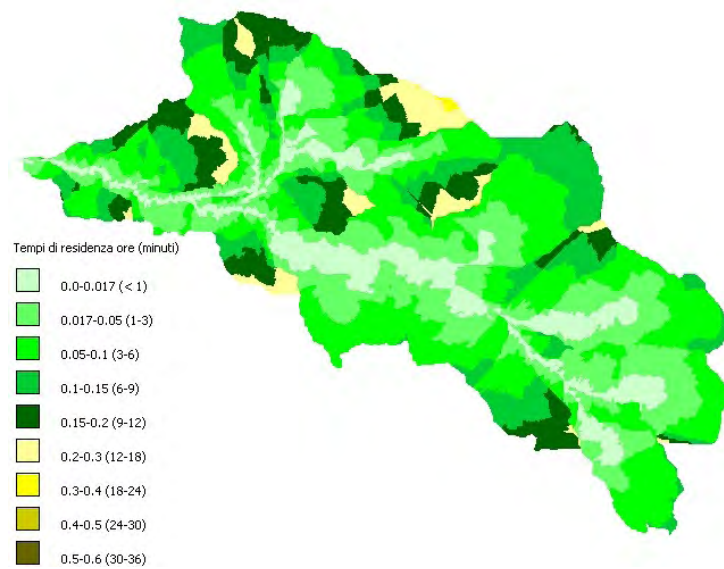


Gli step preliminari portano alla creazione dei file input del modello:

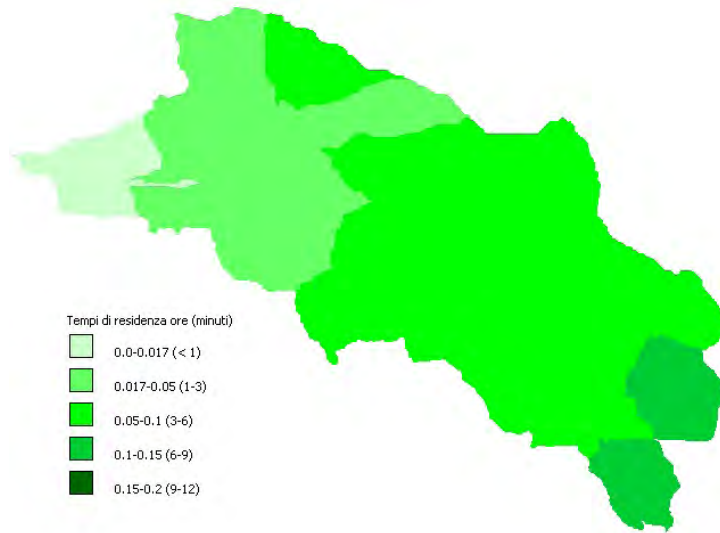
- file della mappa CN



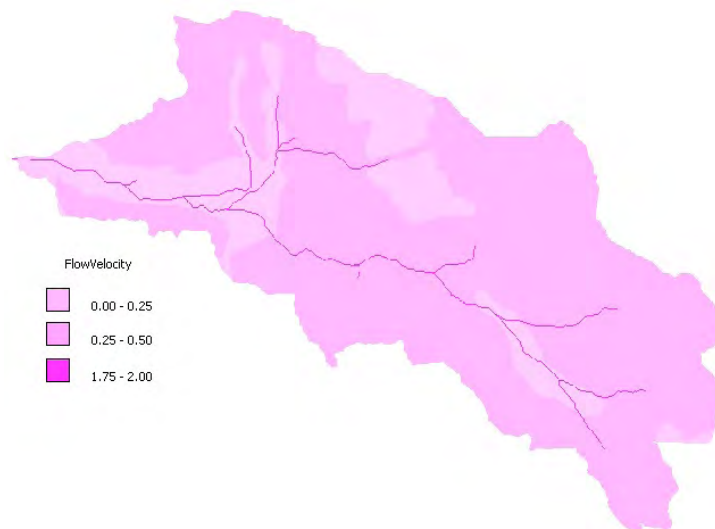
- file dei tempi di versante



- file dei tempi di percorrenza del reticolo



- file delle velocità di percorrenza del bacino



La simulazione dell'idrogramma relativo dell'evento meteorico del 4 luglio 2011, di cui viene riportato lo ietogramma in figura 1.3, porta alla costruzione dell'idrogramma di figura 1.4 a fronte dei risultati riportati in tabella 1.1

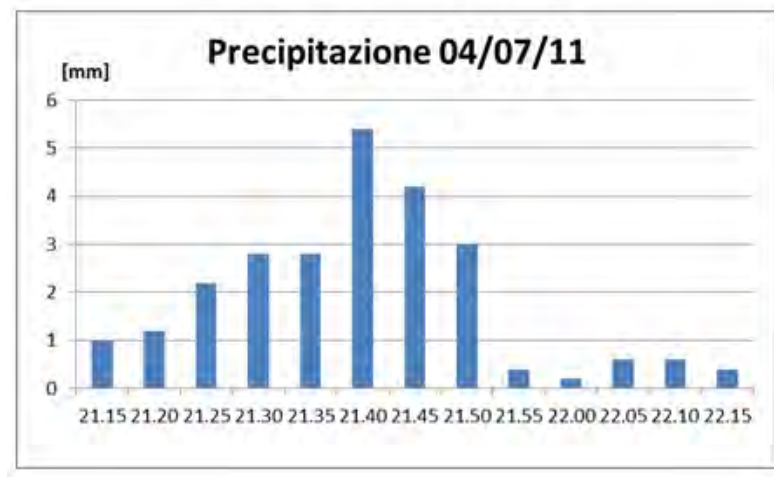


Figura 1.3: Ietogramma dell'evento del 04 luglio 2011

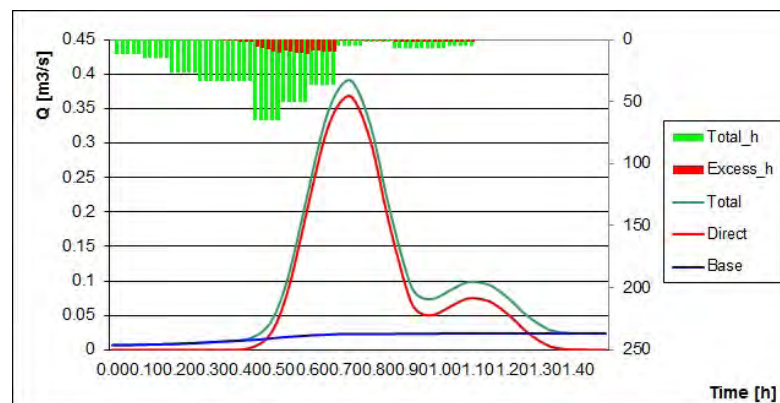


Figura 1.4: Idrogramma simulato con KRERM dell'evento del 04 luglio 2011

Tabella 1.1: Risultati della simulazione dell'evento 4 luglio 2011 sul canale 8

Tempo (min)	Portata (m^3/s)			Precipitazione (mm)		Storage (mm)
	Totale	Diretto	Base	Totale	Efficace	
0	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	1	0	1
10	0.00085	0	0.00085	1.2	0	2.19820
15	0.00186	0	0.00186	2.2	0	4.39424
20	0.00372	0	0.00372	2.8	0.00266	7.18367
25	0.00621	0.00012	0.00609	2.8	0.11657	9.85418
30	0.02092	0.01257	0.00835	5.4	0.66295	14.57349
35	0.10907	0.09673	0.01235	4.2	0.85411	17.89315
40	0.27057	0.25542	0.01516	3	0.76396	20.09699
45	0.38194	0.36492	0.01703	0.4	0.11067	20.35014
50	0.31387	0.29663	0.01724	0.2	0.05608	20.45743
55	0.15749	0.14016	0.01733	0.6	0.17118	20.84942
60	0.07224	0.05458	0.01766	0.6	0.17552	21.23638
65	0.08344	0.06545	0.01799	0.4	0.11938	21.47877
70	0.09192	0.07372	0.0182	0	0	21.44011
75	0.06772	0.04956	0.01816	0	0	21.40152
80	0.0353	0.01717	0.01813	0	0	21.36300
85	0.01929	0.00119	0.0181	0	0	21.32454
90	0.01807	0.00001	0.01807	0	0	21.28616
95	0.01803	0	0.01803	0	0	21.24784

La stazione di monitoraggio a Fiames

Nell'ambito del progetto PARAmount (*imProved Accessibility: Reliability and security of Alpine transport infrastructure related to mountainous hazards in a changing climate*) dell'Alpine Space Programme e del progetto GAPDEMM (*GIS-based integrated platform for debris flow risk mitigation, monitoring and modelling*) della CARIPARO, nell'area di Fiames, nel gruppo del Pomagagnon (2 km a nord di Cortina d'Ampezzo lungo la SS 51 di Alemagna), è stata installata una stazione in grado di monitorare le precipitazioni, i deflussi superficiali e l'eventuale generazione di colate detritiche. La zona è caratterizzata da pareti rocciose costituite da dolomie e calcare del Triassico Superiore ed Inferiore; sulle pareti rocciose sono incisi numerosi canali e dallo sbocco di questi sui versanti sottostanti partono altrettanti canali di colata.

La stazione è posta immediatamente a valle dello sbocco sul versante di un canale roccioso inciso sul Campanile Dimai ad una quota di circa 1707 m s.l.m, è dotata di un pluviometro (risoluzione 0.2 mm, campionamento a 5 minuti), un termometro, 4 trasduttori di pressione, due videocamere, una centralina di controllo e sincronizzazione e un sistema GSM di trasmissione dei dati da remoto;

per alimentare la stazione, sono presenti un paio di batterie da 12 V ricaricate da un pannello solare. Le telecamere inquadrano il canale roccioso discendente dal Campanile Dimai e il ghiaione a valle dove si innescano le colate detritiche. Nel ghiaione sono interrati i trasduttori che misurano la pressione, quindi la profondità del deflusso superficiale, ovvero la risposta idrologica del versante in funzione della precipitazione caduta. Le videocamere entrano in funzione quando la stazione passa in stato di allarme: ogni 2.5 minuti, il sistema fa un check sulla precipitazione caduta nei 5 minuti precedenti; qualora i millimetri rilevati dal pluviometro siano stati superiori agli 1.5 mm, si entra in modalità allarme. L'intervallo di acquisizione dei dati viene ridotto da 5 minuti a 5 secondi per le due ore successive e le videocamere sono attivate; le riprese sono necessarie per isolare il momento d'innescamento dell'eventuale colata e per poter determinare con precisione la precipitazione che l'ha generata. Il monitoraggio delle precipitazioni in zona è perfezionato con l'utilizzo di due pluviometri con risoluzione di 0.5 mm e campionamento minutarlo, posizionati in corrispondenza della Forcella del Pomagagnon e sotto la Testa del Bartoldo. A completare la strumentazione nell'area è presente una vasca con stramazzo in parete sottile, collocata nel canale roccioso a monte della stazione; sorvegliata tramite una videocamera, che, nelle ore di luce, acquisisce un fotogramma al minuto, la vasca è dotata di un ulteriore trasduttore di pressione per la misura del livello idrico presente, ovvero dell'eventuale carico idraulico sullo stramazzo. Per evitare possibili collisioni con materiale trasportato dai deflussi superficiali, il trasduttore è protetto da un tubo in PVC forato (per mantenere lo stesso livello della vasca) coperto con del tessuto geotessile, per evitare un potenziale intasamento.



Figura 2.1: Ortofoto dell'area di Fiames con bacino monitorato

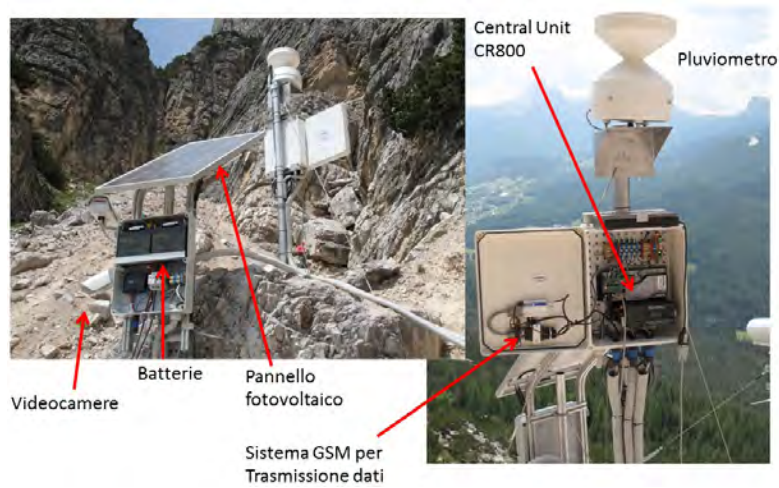


Figura 2.2: Stazione di monitoraggio del bacino Dimai

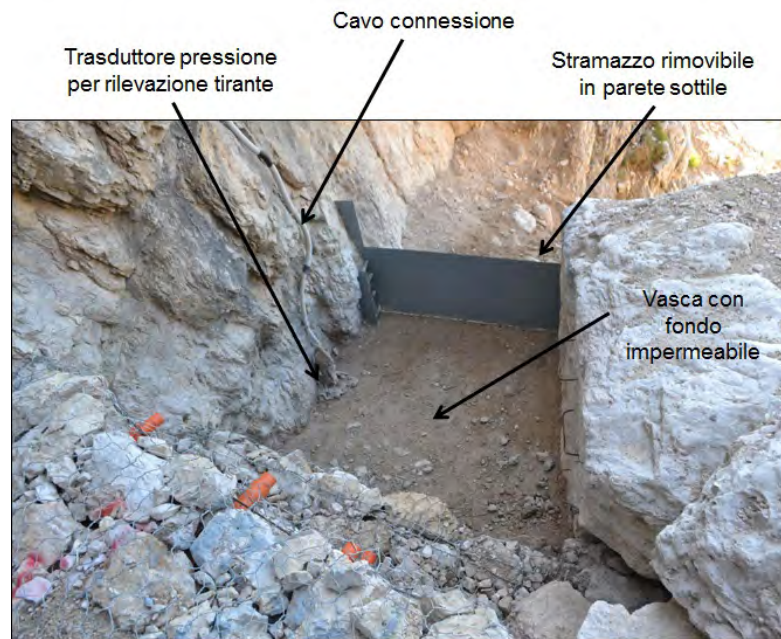


Figura 2.3: Vasca con stramazzo in parete sottile

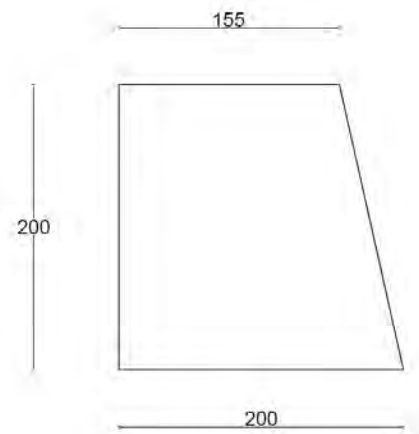


Figura 2.4: Pianta quotata della vasca

Grazie alle rilevazioni è così possibile la misura dei deflussi in transito nella sezione; il deflusso superficiale viene calcolato mediante l'equazione di continuità

dei serbatoi:

$$Q_e - Q_u - Q_l = \frac{dV}{dt} = A \frac{dh}{dt} \quad (2.1)$$

dove Q_e indica la portata in arrivo, Q_u è la portata in uscita, Q_l sono le perdite nell'unità di tempo, V è il volume dato dal prodotto tra l'area A della vasca ed h , livello dell'acqua al suo interno, e t è il tempo. Q_e è il deflusso che discende lungo il canale roccioso inciso sul Campanile Dimai, Q_u è nulla se $h < p$, mentre è data dall'equazione di deflusso da stramazzo se $h > p$:

$$Q_u = C_q b \sqrt{2g} (h - p)^{3/2} \quad (2.2)$$

dove C_q è il coefficiente di portata, b l'effettiva larghezza dello stramazzo e $p = 0.67 \text{ m}$ il petto dello stesso. Data la contrazione laterale sul lato sinistro della vasca, la larghezza effettiva viene posta pari a $b = 1.55 - 0.1(h - p)$ [Ghetti (1980)]. Si segue quindi l'algoritmo:

```

1) conversione valori_trasduttore-livello_vasca tramite scala_taratura
2) ciclo per ogni intervallo di tempo di misura fino all'ultimo valore interessante
    a)  $V = A \times h$ 
    b) se  $h > p$ 
        calcolo  $Q_u$  tramite l'equazione (2.2)
    altrimenti
         $Q_u = 0$ 
    fine_se
    c)  $Q_e = \frac{dV}{dt} + Q_u$ 
fine_ciclo

```

Come riportato nell'equazione (2.1), l'algoritmo può essere migliorato aggiungendo al termine Q_e anche le perdite di portata Q_l . Questo termine è ricavabile

nel periodo di decrescenza dell'onda di piena: in questa fase, non ci sono più afflussi alla vasca dovuti alla precipitazione e il livello decresce a causa delle perdite per infiltrazione. L'onda viene schematizzata con una funzione di andamento esponenziale $Q_t = Q_0 e^{-kt}$, di cui è facile ricavare i parametri tramite interpolazione.

A causa dei lavori eseguiti sullo stramazzo nell'estate 2013, è stata necessaria una verifica della calibratura del trasduttore. Le caratteristiche tecniche del trasduttore indicano:

- 400 mV, livello zero dello strumento, corrispondente alla pressione atmosferica (0.0 bar);
- 2000 mV, risposta del dispositivo ad una pressione pari a 0.5 bar;
- Variazione lineare della risposta in funzione della pressione;
- Errore strumento: 1 mV.

Sfruttando la conversione di unità di misura bar-m di colonna d'acqua ($1bar = 10.198 m H_2O$), si risale alla scala di taratura dello strumento:

$$scala = \frac{2000 - 400}{0.5 * 10.198} * 0.01 = 3.14 mV/cm$$

Il posizionamento del trasduttore nella vasca è tale da avere la punta coincidente con la base della stramazzo di modo che il livello zero è posto 1.5 cm più in alto, come illustrato in figura 2.5.

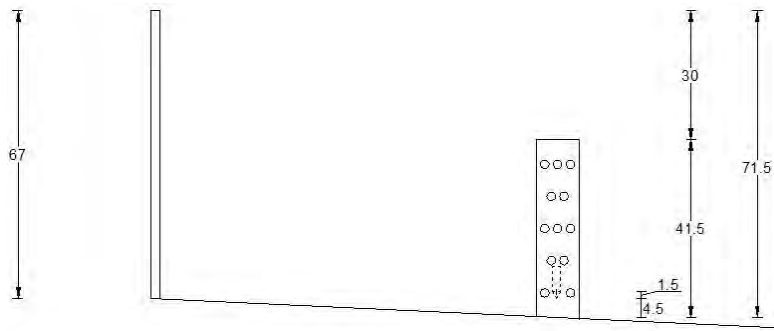


Figura 2.5: Sezione quotata della vasca

Per verificare che il posizionamento del livello zero sia effettivamente quello descritto, si sono fatte delle prove in situ: si è provveduto a impermeabilizzare il tubo forato protettivo con del nastro isolante fino ad un livello prescelto e lo si è riempito, cercando di mantenere più costante possibile la quota dell'acqua all'interno. Ripetuta più volte tale procedura per altezze diverse del tubo, sono stati scaricati dalla stazione i dati rilevati.

La prima serie di dati, riportata in tabella 2.1 è relativa al massimo livello possibile (41.5 cm da terra). La media dei valori misurati dal trasduttore si attesta intorno a 510 mV (campionamento 1 Hz).

Tabella 2.1: Prima serie di valori rilevati per la taratura del trasduttore

Valori rilevati (mV)								
510.7	506.0	508.7	512.8	510.1	509.4	510.1	503.9	509.4
508.0	510.1	508.0	510.1	512.1	511.4	508.7	514.1	510.1
511.4	514.8	508.7	512.1	510.1	511.4	511.4	511.4	509.4
510.7	507.3	508.7	508.7	509.4	507.3	511.4	510.1	511.4

La seconda serie di dati, riportata in tabella 2.2, viene misurata a livello 32 cm da terra, 9.5 cm sotto il livello della prima prova. La media dei valori si attesta intorno a 480 mV.

Tabella 2.2: Seconda serie di valori rilevati per la taratura del trasduttore

Valori rilevati (mV)						
478.0	480.7	478.7	480.7	479.4	482.1	476.6
480.7	478.0	480.1	483.5	480.1	478.0	482.8
482.8	478.7	473.2	482.1	482.8	481.4	480.1

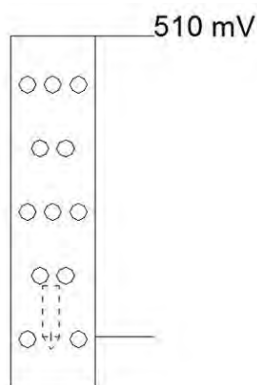


Figura 2.6: Prima serie rilevata

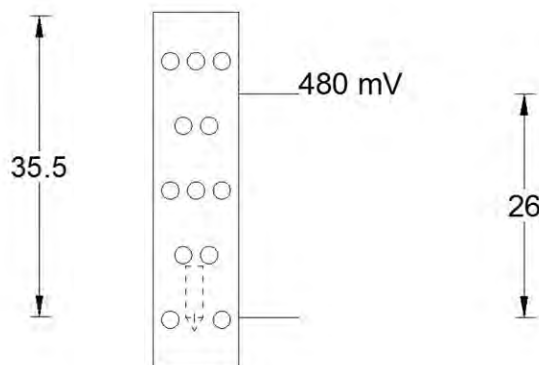


Figura 2.7: Seconda serie rilevata

Quando vengono raccolte misure di una determinata grandezza, al valore misurato deve sempre venire associato l'errore commesso durante la misurazione. Come riportato nelle caratteristiche tecniche, il trasduttore ha un errore in lettura di 1 mV (3.18 mm secondo la scala di taratura); per stabilire l'errore di misurazione relativo alle due serie di dati raccolte, bisogna considerare per ogni misura l'incertezza dovuta al trasduttore e l'errore che si commette prendendo il valor medio come valore rappresentativo della serie. Laddove si operi con

somme e differenze fra le grandezze misurate, l'incertezza totale δq si calcolerà come somma quadratica degli scarti assoluti ($\delta x, \delta y, \delta z, \dots$) associati alle misure (x, y, z, \dots):

$$\delta q = \sqrt{\delta x^2 + \delta y^2 + \dots + \delta z^2} \quad (2.3)$$

Essa fornisce per la prima serie un errore complessivo di 8 mV (errore relativo del 1.6% sulla media 510 mV) e per la seconda un'incertezza di 7 mV (1.5% in rapporto ai 480 mV considerati). La modalità di esecuzione delle prove fa propendere per trascurare l'errore appena calcolato: considerare l'errore sul valor medio per un livello che si cerca di mantenere costante, ma che per tipo di realizzazione delle misure è oscillante, porterebbe ad associare ai calcoli successivi incertezze non ragionevoli.

Per ognuna delle due sequenze di misure raccolte si ricava il livello zero sperimentale da associare al traduttore; il livello zero sperimentale di una serie risulta essere

$$Zero = Vm - Scala * \Delta x$$

con Vm , valore medio della serie; $scala$, scala di taratura dello strumento (3.14 mV/cm); Δx , distanza fra l'altezza a cui vengono rilevate le misure della serie e il posizionamento del livello zero del trasduttore, riportate in figura 2.6 e 2.7. I livelli zero sperimentali delle serie di misure sono

1. 398.5 mV;
2. 398.3 mV.

Per verificare se le misure effettuate confermano il corretto posizionamento del trasduttore e il suo livello zero, si va ad associare al livello zero teorico l'errore massimo commettabile: si considerano i 3.18 mm dell'errore strumento e l'errore

di lettura dell'operatore sulla misura delle distanze dal fondo, posto in valore assoluto pari a 5 mm. Si sommano quadraticamente gli errori osservati secondo l'equazione (2.3) e li si tramutano in mV tramite la scala di taratura, ottenendo un'incertezza totale di 1.9 mV. L'intervallo di incertezza all'interno del quale dovrebbero cadere i livelli zero sperimentali per potere accettare il corretto posizionamento del trasduttore sarà dunque 400 ± 1.9 mV, ossia [398.1;401.9] mV; le ipotesi fatte dunque si possono ritenere corrette. Ad ulteriore riprova, viene analizzato l'evento di precipitazione avvenuto in data 19 agosto 2013. Avendo a disposizione i dati dell'evento rilevati dal trasduttore, si prova ad utilizzare l'algoritmo sopra descritto con la scala di taratura dello strumento, ottenendo un'efflusso dallo stramazzo di durata 8 minuti e 20 secondi ed un potenziale sulla soglia di 605.7 mV. Il risultato ottenuto viene confrontato con la ripresa dello stramazzo registrata dalla videocamera durante quell'evento: la durata dell'efflusso in parete sottile risulta essere superiore od uguale 8 minuti, confermando la validità di quanto sostenuto.

Con il trasduttore correttamente tarato, prima di passare al confronto fra la portata misurata e quella simulata con il modello, si valuta il valore da assegnare alle perdite della vasca. Come detto in precedenza, la curva di decrescenza della portata (o, equivalentemente, del livello della vasca) è schematizzabile tramite una funzione esponenziale; lavorando sugli eventi di precipitazione avvenuti con lo stramazzo in funzione (che verranno descritti meglio al capitolo successivo in tabella 3.4), si rileva come la funzione esponenziale della recessione dei livelli può essere approssimata con una funzione lineare (ossia, con una perdita per infiltrazione costante) senza commettere errori grossolani. Considerando la variazione di livello Δh che si ha nella vasca in seguito ai cessati afflussi e il tempo

Tabella 2.3: Perdite della vasca per gli eventi di precipitazione dell'anno 2013

Data	Differenza di livello (cm)	Tempo (sec)	Perdite (m ³ /sec)
04-ago	26.72	1940	0.0005
09-ago	–	–	–
13-ago	9.17	2115	0.0002
19-ago	18.31	1300	0.0005
24-ago	15.86	1475	0.0004
09-set	3.41	350	0.0004

Δt in cui questa variazione avviene, considerata la superficie $A = 3.55m^2$ della vasca, le perdite per infiltrazione vengono calcolate come

$$Perdite = \frac{\Delta h}{\Delta t} * A \quad (2.4)$$

I risultati, illustrati in tabella 2.3, portano a scegliere per le perdite per infiltrazione un valore di 0.5 l/sec, ottenuto considerando gli eventi che hanno portato efflusso dallo stramazzo (4/8, 19/8, 24/8). Si può quindi passare al confronto fra la portata misurata grazie allo stramazzo e quella simulata con il modello, cosicché da verificare l'attendibilità delle simulazioni effettuate con il KRERM. Le caratteristiche del bacino in esame, chiuso all'altezza dello stramazzo, denotano un'estensione limitata, approssimativamente 30000 m², e la presenza per il 98.9% di un unico tipo di terreno (n. 332 della classificazione degli usi del suolo, ovvero roccia) di gruppo idrologico C, ossia CN=90; con la riclassificazione del CN per considerare la pendenza locale del terreno, il CN assume valore 91.8. L'assenza di copertura vegetale fa ipotizzare che, al momento della valutazione

delle AMC, la stagionalità della vegetazione non influisca sulla scelta e si vada a propendere per le AMC della stagione dormiente. La velocità di versante corrispondente al terreno rupestre viene stimata in 0.3 m/s mentre la velocità sulla rete in prima analisi viene ipotizzata pari a 2 m/s. Si prenda ad esempio l'evento di precipitazione avvenuto in data 19 agosto 2013 con le relative misurazioni e rilevazioni: l'evento viene simulato con terreno asciutto (AMC 1, 3.8 mm registrati nei 5 giorni precedenti); la precipitazione utilizzata, riportata in figura 2.8, è stata registrata dal pluviometro della stazione con tempo di campionamento 5 minuti.

Dal grafico di confronto di figura 2.9 si può notare facilmente come l'onda di piena registrata tramite lo stramazzo abbia una portata di picco più elevata (22.58 l/s) rispetto a quella simulata (9 l/s) e come si presenti in anticipo alla sezione di chiusura (18'40" contro 24'); è altresì vero che si può notare come il volume dell'onda registrata sia inferiore a quello dell'onda simulata (4 m³ registrati contro i 6 m³ calcolati con la simulazione).

Si può concludere che il modello da una buona lettura delle condizioni che portano all'onda di piena del bacino idrologico, peccando leggermente sulla stima del tempo di corrivazione e del picco di portata e sovrastimandone il volume totale.



Figura 2.8: Ietogramma dell'evento del 19 agosto 2013

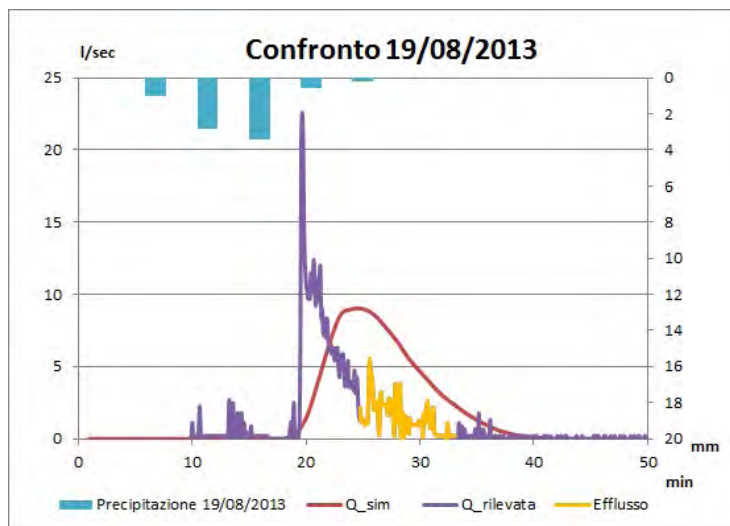


Figura 2.9: Idrogramma dell'evento del 19 agosto 2013 confrontato con la simulazione mediante KRERM

Comportamento a valle dello stramazzo

Un altro aspetto che si vuole indagare è la variazione della risposta dei trasduttori di pressione interrati nel ghiaione a valle della stramazzo in seguito alla realizzazione della vasca avvenuta fra il 2011 e la sua sistemazione avvenuta a fine luglio 2013. Per quanto riguarda lo studio degli eventi senza la presenza dello stramazzo, i dati esaminati sono relativi all'anno 2010, all'anno 2011 (fino alla realizzazione della vasca avvenuta nel mese di luglio) e al luglio 2013, mentre per l'analisi con la presenza della vasca le precipitazioni considerate sono quelle successive al luglio 2013. I dati del 2011 con lo stramazzo realizzato e quelli del 2012 vengono scartati in quanto ritenuti inattendibili: il 18 agosto 2011 la vasca è stata parzialmente ostruita da un masso, spostatosi durante la fase di esaurimento dell'evento meteorico; il macigno ha bloccato il canale roccioso, causando la deviazione parziale, se non totale, del deflusso a lato dello stramazzo. Il risultato che si vuole perseguire è verificare se e in quale modo la presenza dello sbarramento influenzi la propagazione dell'onda di piena generata dall'evento di precipitazione nel canale a valle dello stramazzo. Ogni singolo evento è stato analizzato valutando le misure dei trasduttori, registrate ogni 5 secondi dalla

Tabella 3.1: Eventi di precipitazione dell'anno 2010

Data	Pluviometro	Precipitazione (mm)	Tempo (min)	Intensità (mm/min)	AMC
11-lug	Pomagagnon	26.9	50	0.538	
23-lug	Pomagagnon	10.0	70	0.142	
04-ago	Dimai	14.0	155	0.090	1
08-ago	Dimai	7.8	40	0.195	3
12-ago	Dimai	4.8	25	0.192	2
13-ago	Dimai	15.4	100	0.154	2
16-ago	Bartoldo	9.5	70	0.136	3
24-ago	Dimai	7.0	35	0.200	1
27-ago	Dimai	10.0	55	0.182	1

Tabella 3.2: Eventi di precipitazione del 2011 antecedenti alla realizzazione della vasca

Data	Pluviometro	Precipitazione (mm)	Tempo (min)	Intensità (mm/min)	AMC
16-giu	Dimai	8.8	20	0.440	
04-lug	Dimai	24.8	65	0.382	1

stazione. Per stabilire l'influenza della vasca sulla risposta del bacino si sono confrontati eventi che si è valutato di poter ritenere simili, in base alle condizioni iniziali di umidità del terreno, quantità ed intensità della precipitazione.

Nell'estate 2010 si sono avuti 9 eventi di precipitazione (11/7, 23/7, 4/8, 8/8, 12/8, 13/8, 16/8, 24/8 e 27/8) che hanno generato deflusso superficiale; 2 si sono avuti nel 2011 (16/6, 4/7); nell'estate 2013 se ne sono registrati 12: 6 dopo la rimozione completa del macigno, 6 in seguito al ripristino della vasca; questi eventi vengono riportati nelle tabelle 3.1, 3.2, 3.3 e 3.4.

Per ognuno di questi eventi si è misurato il tempo di risposta dei trasduttori in seguito ad una precipitazione. Come tempo iniziale della precipitazione si sono fatte due scelte: l'impulso iniziale di pioggia ed il primo input di precipita-

Tabella 3.3: Eventi di precipitazione dell'anno 2013, ante sistemazione vasca

Data	Pluviometro	Precipitazione (mm)	Tempo (min)	Intensità (mm/min)	AMC
17-lug	Dimai	5.2	120	0.043	1
18-lug	Dimai	4.4	20	0.220	1
19-lug	Dimai	5	30	0.167	2
22-lug	Dimai	8.8	40	0.220	2
23-lug	Dimai	13.8	80	0.173	2
24-lug	Dimai	7.4	80	0.093	3

Tabella 3.4: Eventi di precipitazione dell'anno 2013 con vasca ripristinata

Data	Pluviometro	Precipitazione (mm)	Tempo (min)	Intensità (mm/min)	AMC
04-ago	Dimai	21.0	60	0.350	1
09-ago	Dimai	5.4	90	0.060	2
13-ago	Dimai	9.8	115	0.090	2
19-ago	Dimai	8.0	25	0.320	1
24-ago	Dimai	22.0	120	0.183	1
09-set	Dimai	9.0	70	0.129	1

Tabella 3.5: Risposta dei trasduttori in seguito agli eventi dell'anno 2010

Data	Tempo di risposta dei trasduttori rispetto all'inizio precipitazione		Tempo di risposta dei trasduttori rispetto al primo impulso ≥ 2 mm	
	Risposta primo sensore (mm:ss)	Risposta ultimo sensore (mm:ss)	Risposta primo sensore (mm:ss)	Risposta ultimo sensore (mm:ss)
11-lug	22:50	23:00	12:50	13:00
23-lug	20:33	22:50	10:33	12:50
04-ago	10:26	12:00	05:26	07:00
08-ago	05:40	07:15	05:40	07:15
12-ago	15:35	16:25	10:35	11:25
13-ago	41:20	43:00	06:20	08:00
16-ago	41:15	42:50	21:15	22:50
24-ago	23:25	23:45	13:25	13:45
27-ago	25:10	29:30	15:10	19:30

Tabella 3.6: Risposta dei trasduttori in seguito agli eventi ante sistemazione vasca dell'anno 2011

Data	Tempo di risposta dei trasduttori rispetto all'inizio precipitazione		Tempo di risposta dei trasduttori rispetto al primo impulso ≥ 2 mm	
	Risposta primo sensore (hh:mm:ss)	Risposta ultimo sensore (hh:mm:ss)	Risposta primo sensore (hh:mm:ss)	Risposta ultimo sensore (hh:mm:ss)
16-giu	00:06:15	00:06:50	00:06:15	00:06:50
04-lug	00:14:00	00:20:05	00:04:00	00:10:05

zione superiore od uguale a 2 mm in 5 minuti, quantità sufficiente per generare in tempi accettabili una risposta dei trasduttori [Gregoretti et al. (2012)]. Nelle tabelle 3.5, 3.7 e 3.8 si riportano le risposte dei trasduttori in seguito agli eventi degli anni 2010 e 2013 rispetto ai riferimenti sopraindicati.

Per gli eventi del 17 luglio e 24 luglio 2013, è stato rilevato deflusso sub-superficiale nonostante non si siano rilevati impulsi di pioggia maggiori o uguali ai 2 mm in 5 minuti; per gli eventi del 13 agosto e 9 settembre 2013, i trasduttori

Tabella 3.7: Risposta dei trasduttori in seguito agli eventi ante vasca dell'anno 2013

Data	Tempo di risposta dei trasduttori rispetto all'inizio precipitazione		Tempo di risposta dei trasduttori rispetto al primo impulso ≥ 2 mm	
	Risposta primo sensore (hh:mm:ss)	Risposta ultimo sensore (hh:mm:ss)	Risposta primo sensore (hh:mm:ss)	Risposta ultimo sensore (hh:mm:ss)
17-lug	00:52:20	00:57:25	-	-
18-lug	00:38:00	00:45:30	00:36:55	00:44:25
19-lug	00:17:25	00:17:50	00:09:20	00:09:45
22-lug	00:17:25	00:18:00	00:15:55	00:16:30
23-lug	00:44:20	00:54:00	00:41:15	00:50:55
24-lug	01:10:40	01:20:55	-	-

Tabella 3.8: Risposta dei trasduttori in seguito agli eventi dell'anno 2013 post sistemazione vasca

Data	Tempo di risposta dei trasduttori rispetto all'inizio precipitazione		Tempo di risposta dei trasduttori rispetto al primo impulso ≥ 2 mm	
	Risposta primo sensore (hh:mm:ss)	Risposta ultimo sensore (hh:mm:ss)	Risposta primo sensore (hh:mm:ss)	Risposta ultimo sensore (hh:mm:ss)
04-ago	00:19:05	00:19:45	00:19:05	00:19:45
09-ago	01:54:15	01:56:55	00:54:15	00:56:55
13-ago	-	-	-	-
19-ago	00:28:00	00:29:45	00:23:00	00:24:45
24-ago	00:50:05	00:51:05	00:30:05	00:31:05
09-set	-	-	-	-

non rilevano variazioni di pressione, perché non essendoci stato efflusso dallo stramazzo, è possibile ipotizzare che il deflusso superficiale del bacino sia stato interamente intercettato dalla vasca. Ad ulteriore riprova è possibile osservare come, negli altri eventi riportati in tabella 3.9, non siano segnalate variazioni significative di pressione dai trasduttori prima dell'efflusso della vena dalla vasca (per l'evento del 4 agosto non è possibile stabilire con certezza il momento dell'inizio di stramazzo della vena dato il posizionamento incerto del trasduttore nella vasca).

Tabella 3.9: Risposta dei trasduttori dopo l'efflusso da stramazzo negli eventi dell'anno 2013

Data	Rispetto inizio precipitazione		Rispetto inizio efflusso	
	Efflusso da stramazzo (hh:mm:ss)		Risposta primo sensore (hh:mm:ss)	Risposta ultimo sensore (hh:mm:ss)
04-ago	-		-	-
09-ago	01:49:00		00:05:15	00:07:55
19-ago	00:18:45		00:09:15	00:11:00
24-ago	00:45:00		00:05:05	00:06:05

Vengono confrontati gli eventi di precipitazione riportati per cercare similitudini fra di essi e verificare l'influenza della presenza della vasca sulla risposta. Sono stati scartati gli eventi con AMC pari a 3 (condizioni non presenti nelle condizioni di vasca ripristinata) e quelli rilevati da pluviometri diversi da quello in dotazione alla stazione Dimai (per la difficoltà ad avere una scala dei tempi certa in relazione agli eventi del 2013), mentre per il 2013 si trascurano le precipitazioni che non hanno creato le condizioni necessarie all'efflusso da stramazzo. Gli eventi con condizioni iniziali di umidità AMC 2 sono:

- l'evento del 12 agosto 2010 si presenta come una precipitazione di 4.8 mm in 25 minuti, di cui 3.4 mm caduti in 5 minuti (pari ad un'intensità di 0.68 mm/min);
- l'evento del 13 agosto 2010 è caratterizzato da 15.4 mm in 100 minuti, di cui 3.8 mm caduti in 5 minuti (intensità di 0.76 mm/min);
- l'evento del 19 luglio 2013 si caratterizza con 5 mm caduti in mezz'ora, di cui 2.4 mm nei 5 minuti;
- l'evento del 22 luglio 2013 ha un'intensità massima di 3.4 mm in 5 minuti, per un totale di 8.8 mm in 40 minuti;
- l'evento del 23 luglio 2013 è caratterizzato da 13.8 mm in 80 minuti, con intensità massima 1.8 mm nei 5 minuti;
- l'evento del 9 agosto 2013 vede una precipitazione di 5.8 mm in 85 minuti, di cui 1.2 mm in 5 minuti (con intensità di 0.24 mm/min).

Si osserva che le precipitazioni del 2010 e l'unica disponibile del 2013 non siano paragonabili. Gli eventi con condizioni di umidità AMC 1 sono:

- 4 agosto 2010: si caratterizza come una precipitazione di 15 mm in 155 minuti, con uno scroscio iniziale di 2.8 mm in 5 minuti (intensità di 0.56 mm/min);
- 24 agosto 2010: evento caratterizzato da 7 mm caduti in 35 minuti, di cui 2 mm in 5 minuti (pari a 0.40 mm/min);
- 27 agosto 2010: presenta una pioggia di 10 mm in 55 minuti, di cui 2.4 mm caduti negli ultimi 5 minuti dell'evento (intensità pari a 0.26 mm/min);

- 4 luglio 2011: evento di 24.8 mm in 80 minuti, con 5.4 mm caduti in 5 minuti (1.08 mm/min);
- 17 luglio 2013: 5.2 mm in 2 ore, con intensità massima 0.8 mm in 5 minuti;
- 18 luglio 2013: 20 minuti di precipitazione con 4.4 mm caduti, di cui 2.4 mm in 5 minuti;
- 4 agosto 2013: precipitazione di 21 mm in un ora, di cui 4,8 mm caduti nella mezz'ora iniziale (0.96 mm/min);
- 19 agosto 2013: evento caratterizzato da 8 mm caduti in 25 minuti;
- 24 agosto 2013: si presenta come un evento di 22 mm in 120 minuti, di intensità massima 1.8 in 5 minuti (0.36 mm/min).

La numerosità e variabilità degli eventi fa in modo che sia possibile trovare e confrontare:

1. 4 agosto 2010 e 19 agosto 2013, caratterizzati dalla stessa intensità di precipitazione nei 25 minuti;
2. 24 agosto 2010 e 24 agosto 2013, caratterizzati dalla stessa intensità massima di precipitazione;
3. 27 agosto 2010 e 24 agosto 2013, caratterizzati dagli stessi mm d'acqua caduti nei primi 50 minuti;
4. 4 luglio 2011 e 4 agosto 2013, caratterizzati dagli stessi mm d'acqua caduti nei primi 35 minuti.

Preso come tempo di riferimento per ogni evento il momento in cui si ha il primo impulso di precipitazione superiore ai 2 mm nei 5 minuti, i confronti illustrano

un ritardo dell'onda di piena nel presentarsi a valle per gli eventi con la vasca realizzata rispetto a quelli senza stramazzo, pari a:

1. $17.57 \div 17.75$ minuti;

2. $16.67 \div 17.33$ minuti;

3. $11.58 \div 14.92$ minuti;

4. $09.66 \div 15.08$ minuti;

Si può dunque affermare che la realizzazione della vasca ha influenza sulla risposta del bacino, come sottolineato dai ritardi registrati negli eventi del 2013 e dall'assenza di variazioni di pressione nei casi di mancato efflusso dallo stramazzo; inoltre è possibile notare guardando la tabella 3.9 come la risposta dei trasduttori risulti sempre posteriore all'efflusso dalla vasca.

Analisi di sensibilità del modello esistente

Dal confronto realizzato alla fine del secondo capitolo si può dedurre come il modello dia una buona lettura delle condizioni che portano all'onda di piena del bacino idrologico, peccando leggermente sulla stima del tempo di corrivazione, del picco di portata e sovrastimandone il volume totale.

Partendo dalle condizioni iniziali utilizzate nella simulazione dell'evento del 19 agosto 2013:

- Condizioni iniziali di umidità: $AMC = 1$;
- Velocità di versante: $v_v = 0.3m/s$;
- Velocità di reticolo: $v_r = 2m/s$;
- Perdite per ritenzione iniziale: $Ia = 0.1S$

si va ad analizzare come la variazione di un singolo parametro del modello vada ad alterare il risultato della simulazione.

Il primo parametro che si considera sono le condizioni di saturazione iniziale del suolo: passando ad $AMC=2$ l'onda di piena risulta essere troppo onerosa rispetto a quella rilevata, quindi per l'evento si assumerà $AMC=1$ fisso.

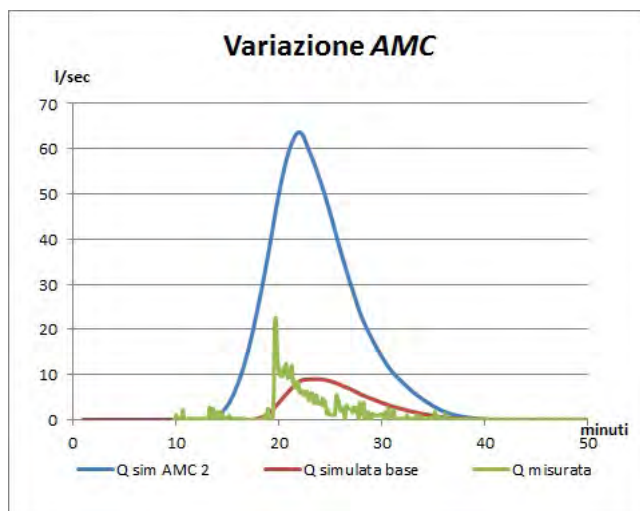


Figura 4.1: Analisi di sensibilità per il parametro AMC

Altro parametro considerato è la velocità di percorrenza del versante: partendo dalla velocità tabulata per i versanti rocciosi (0.3 m/s), la si aumenta fino ad un valore di 1.0 m/s. L'operazione permette di anticipare leggermente l'arrivo dell'onda e di ottenere una forma d'onda simile a quella registrata, senza però riuscire ad ottenere il picco desiderato.

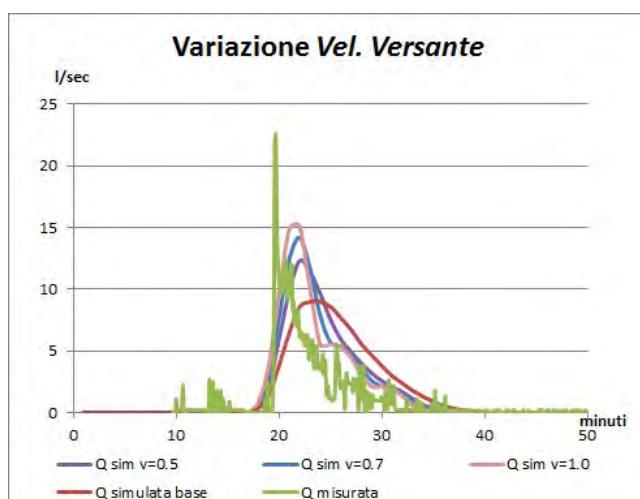


Figura 4.2: Analisi di sensibilità per il parametro velocità di versante

Si valuta anche la velocità di percorrenza del reticolo facendola variare tra 1.0 m/s e 3.0 m/s, osservando come influenzi il tempo corrispondente al picco.

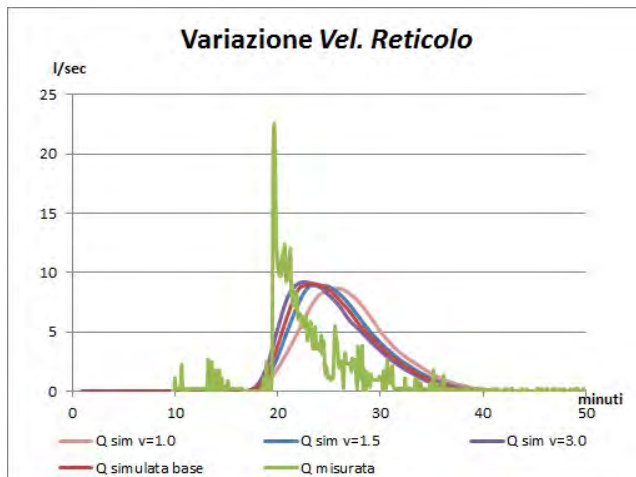


Figura 4.3: Analisi di sensibilità per il parametro velocità di reticolo

Ultimo parametro analizzato sono le perdite iniziali; il volume iniziale da immagazzinare per avere un picco paragonabile a quello misurato deve essere ridotto ed attestarsi intorno a $Ia = 0.05 \div 0.06S$.

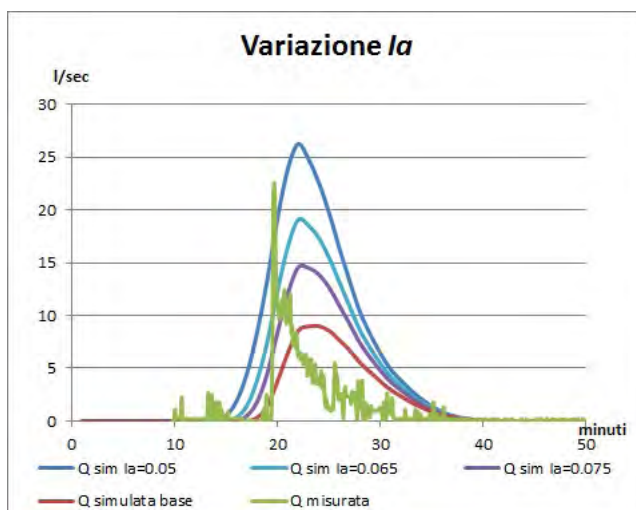


Figura 4.4: Analisi di sensibilità per il parametro Ia di ritenzione iniziale

L'analisi svolta in funzione delle variazioni dei parametri del modello porta a concludere che agendo unicamente su una grandezza è impossibile ottenere una curva che descriva al meglio l'onda rilevata. Lavorando su di un solo parametro è difficile riuscire a ridurre il ritardo dell'onda della simulazione, mentre per approssimare il valore di picco e ridurre il volume complessivo appare sufficiente modificare i parametri relativi all'infiltrazione (i.e. Ia).

Si ripete quindi l'analisi di sensibilità agendo contemporaneamente su due parametri: se ne varia uno per diversi valori dell'altro, mantenendo il terzo costante, passando tutte le possibili combinazioni dei tre. In pratica, verranno fatti variare i due parametri di velocità (di versante e di reticolo) cambiando di volta in volta le condizioni di ritenzione iniziale della simulazione, per cercare di capire se esiste una correlazione tra le condizioni di partenza e la risposta del modello alla variazione di un parametro.

Al contempo l'analisi permette di raggiungere la taratura del modello, cioè la combinazione dei valori delle grandezze che descrivono nel migliore dei modi l'onda registrata sotto il profilo di portata di picco e tempo corrispondente, trascurando per ora la verifica del volume misurato. In questa nuova analisi di sensibilità non si tiene in considerazione il parametro AMC; come osservato nella precedente analisi, la differenza di risposta fra i valori 1 e 2 di AMC è oltremodo elevata da permettere l'esclusione della parametro. Per le restanti grandezze viene vagliato un range significativo, all'interno del quale modificare i loro valori:

- Velocità di versante: $v_v = 0.2 \div 0.7 \text{ m/s}$;
- Velocità di reticolo: $v_r = 1.5 \div 3 \text{ m/s}$;

- Perdite per ritenzione iniziale: $Ia = 0.025 \div 0.1S$

Nelle figure 4.5, 4.6, 4.7 e 4.8 si riportano i risultati dell'analisi: ad ogni figura corrisponde un valore di Ia diverso; ogni velocità di reticolo è identificata da un colore (rosso per $v_r = 1.5\text{m/s}$, blu per $v_r = 2.0\text{m/s}$, azzurro per $v_r = 3.0\text{m/s}$); le velocità di versante (0.2 m/s , 0.3 m/s , 0.5 m/s , 0.7 m/s) sono riconoscibili poiché danno luogo a differenze elevate.

Si nota che per basse velocità di versante, la velocità di reticolo influenza solo

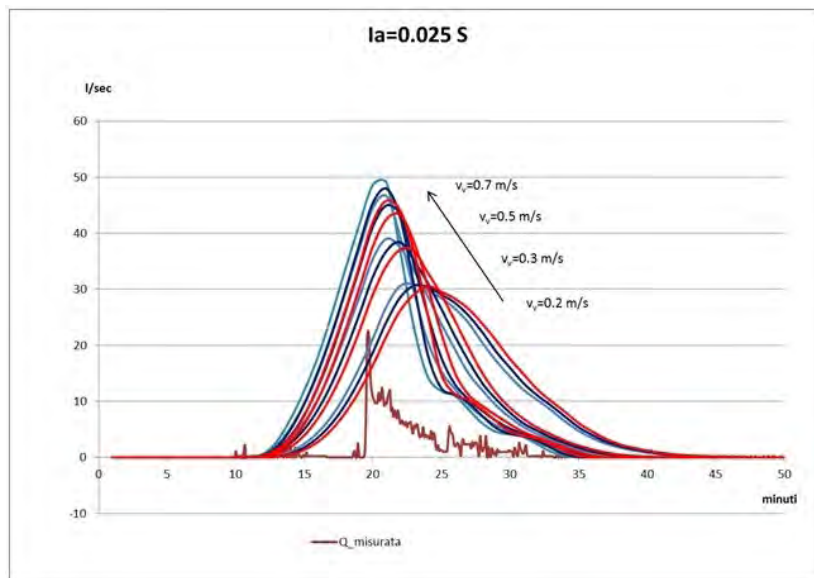


Figura 4.5: Analisi di sensibilità per $Ia = 0.025S$, $v_r = 1.5\text{m/s}$ (rosso), $v_r = 2.0\text{ m/s}$ (blu), $v_r = 3.0\text{ m/s}$ (azzurro)

il tempo con cui si presenta il picco; all'aumentare della velocità di versante, il picco cresce maggiormente con il crescere della velocità di reticolo. Il concetto di velocità di versante bassa è relativo al valore delle ritenute Ia : maggiori sono le ritenute, maggiore dovrà essere il valore della velocità di versante perché velocità di reticolo influenzi il picco. Si studiano dunque quattro casi:

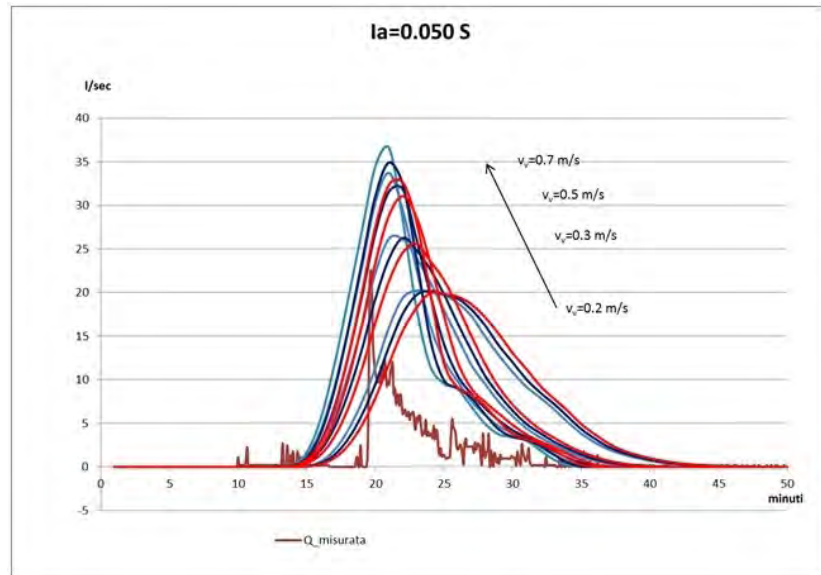


Figura 4.6: Analisi di sensibilità per $Ia = 0.050S$, $v_r = 1.5 \text{ m/s}$ (rosso), $v_r = 2.0 \text{ m/s}$ (blu), $v_r = 3.0 \text{ m/s}$ (azzurro)

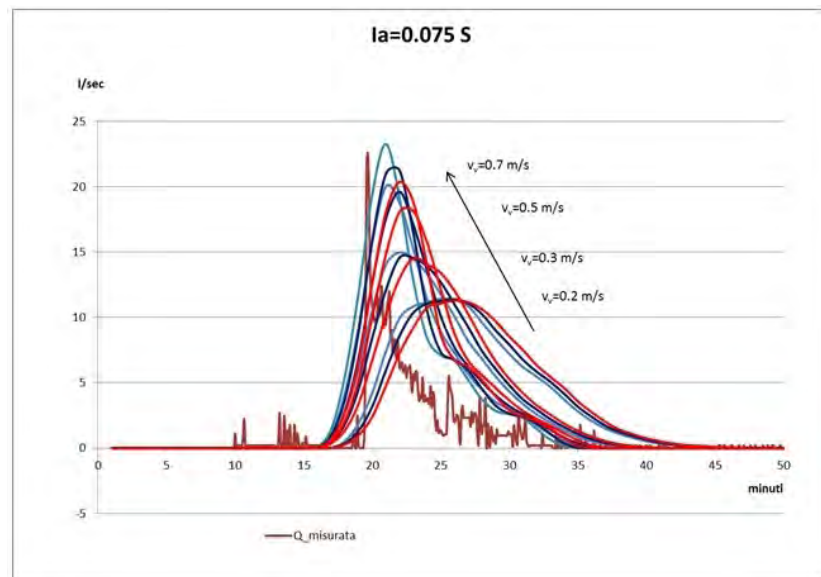


Figura 4.7: Analisi di sensibilità per $Ia = 0.075S$, $v_r = 1.5 \text{ m/s}$ (rosso), $v_r = 2.0 \text{ m/s}$ (blu), $v_r = 3.0 \text{ m/s}$ (azzurro)

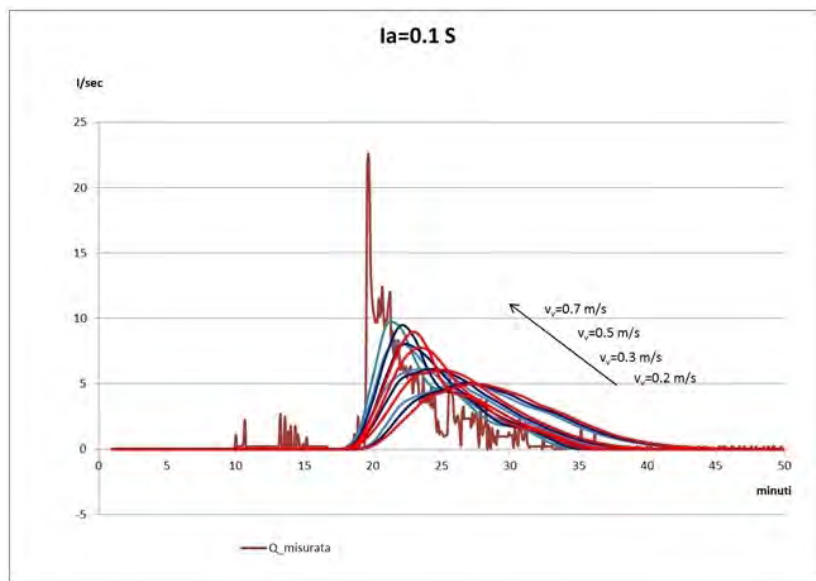


Figura 4.8: Analisi di sensibilità per $Ia = 0.1S$, $v_r = 1.5 \text{ m/s}$ (rosso), $v_r = 2.0 \text{ m/s}$ (blu), $v_r = 3.0 \text{ m/s}$ (azzurro)

1. velocità di versante costante

- basse velocità: all'aumentare delle Ia , il valore di picco non viene influenzato dall'aumento della velocità di reticolo e si riduce l'influenza sul tempo corrispondente;
- alte velocità: in generale all'aumentare delle Ia si ampliano le differenze fra i picchi all'aumentare della velocità di reticolo, ma le curve si presentano man mano più in ritardo;

2. velocità di reticolo costante

- basse velocità: all'aumentare delle Ia , le curve relative alle diverse velocità di versante si scalano proporzionalmente, venendo ritardate.
- velocità maggiori: le curve si comportano come nel caso di velocità di reticolo basse.

Tabella 4.1: Variazioni di volume al variare di Ia

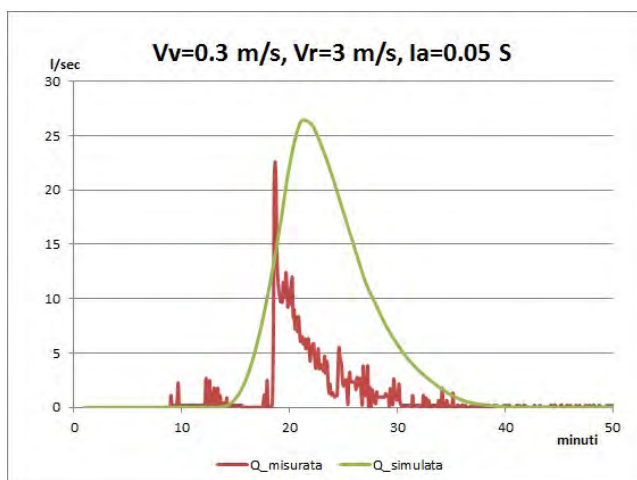
	Volume (m^3)	Differenza di volume (m^3)	Differenza di volume (%)
$Ia=0.025$ S	21.97	7.72	35.14
$Ia=0.050$ S	14.25	6.17	43.30
$Ia=0.075$ S	8.08	4.51	55.82
$Ia=0.100$ S	3.57		

Per quanto riguarda il volume, esso è indipendente dalle velocità; si nota che aumentando a passo costante le ritenzioni Ia , il peso percentuale del volume trattenuto fra due valori successivi di Ia aumenta sempre di più (tabella 4.1).

Riassumendo, si può affermare che l'analisi di sensibilità fatta inizialmente è indipendente dalle condizioni iniziali che si impostano; si nota solo che con velocità elevate sono più soggette a variazioni le grandezze inerenti a ritenzioni iniziali maggiori.

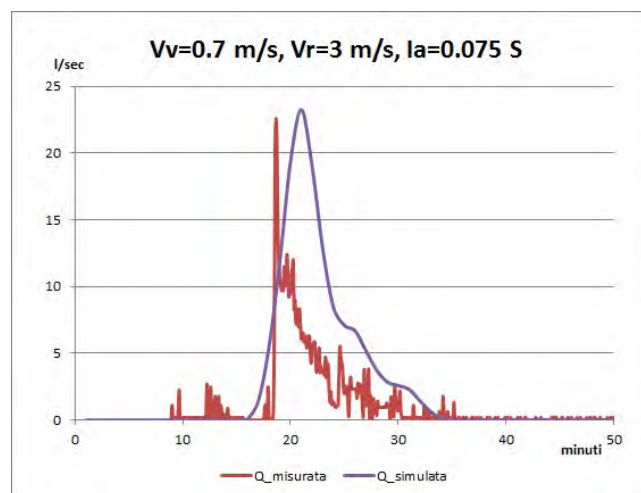
Esaminate le onde di simulazione ottenute per svolgere l'analisi (3 parametri, 4 possibili valori per ognuno, $4^3 = 64$ onde), si sono scelte due terne di valori per la taratura del modello:

- Velocità di versante 0.3 m/s, velocità di reticolo 3 m/s, $Ia = 0.05S$



	Rilevazione	Simulazione
Portata di picco (l/s)	22.58	26.20
Tempo di picco (mm:ss)	18:40	21:00
Volume di deflusso (m ³ /s)	4.01	14.24

- Velocità di versante 0.7 m/s, velocità di reticolo 3 m/s, $Ia = 0.075S$



	Rilevazione	Simulazione
Portata di picco (l/s)	22.58	23.26
Tempo di picco (mm:ss)	18:40	21
Volume di deflusso (m ³ /s)	4.01	8.06

La seconda terna è quella che rispecchia meglio l'andamento registrato dai trasduttori, ma presenta un valore di velocità di versante che, in letteratura, non trova riscontri. Si preferisce dunque tenere entrambe le terne per sceglierne in seguito solo una. Dal confronto con i valori misurati, il modello KRERM simula unicamente il valore di picco, con un leggero ritardo del tempo di picco ed un volume di deflusso superiore al doppio di quello misurato.

Modifiche al modello

L'analisi di sensibilità sui parametri del modello ha dimostrato come il modello riesca a simulare il valore di picco, sovrastimando però il tempo di picco ed il volume di deflusso. Questo è probabilmente dovuto ad un errato computo della precipitazione efficace; per il calcolo di tale frazione della precipitazione, il modello originale prevede l'algoritmo:

per ogni cella appartenente al bacino

calcolo di CN in funzione delle AMC

calcolo di S e delle perdite iniziali I_a relative

per ogni istante della durata della simulazione (con step ciclo_calc)

pioggia_netta_cumulata = P (pioggia_totale_cumulata) - I_a)

se pioggia_netta_cumulata >0

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

altrimenti

$P_e = P_{e_istante_precedente}$

fine se

fine per

[...]

In particolare, il metodo SCS non risulta adeguato a simulare i deflussi superficiali per bacini piccoli e per eventi brevi ed intensi; esso infatti produce all'inizio dell'evento una precipitazione efficace minore di quella reale, ossia permette un'infiltrazione nel terreno maggiore, per poi produrre deflusso in eccesso. Procedendo analogamente a quanto sviluppato da Grimaldi et al. (2012), dove il metodo del CN è accoppiato al modello di infiltrazione di Green-Ampt, si modifica il calcolo della precipitazione efficace combinando l'impostazione di tipo dunniano del metodo SCS con una di tipo hortoniano; secondo Horton, si ha la formazione di deflusso superficiale quando l'intensità di precipitazione supera la capacità di infiltrazione del terreno, producendo un deflusso superficiale pari alla differenza fra volume piovuto e volume assorbito dal suolo.

La scelta di combinare il metodo SCS con l'impostazione hortoniana è stata presa dopo aver valutato anche la possibilità di utilizzare solo il metodo di Horton. Calibrando una velocità di infiltrazione che fornisse l'uguaglianza fra i picchi della curva simulata e quella registrata per l'evento del 19 agosto 2013 (figura 5.1), si è osservato che il volume di deflusso simulato e soprattutto il tempo di picco sono molto diversi dai valori misurati (tabella 5.1). La modifica proposta e sviluppata nel presente lavoro riguarda il controllo dell'infiltrazione in funzione dell'intensità istantanea di precipitazione: se questa supera un determinato valore, si ha deflusso superficiale, altrimenti si infiltra tutto. La modifica viene

Tabella 5.1: Confronto fra valori misurati e simulati con il modello di Horton per l'evento del 19 agosto 2013

	Misure	Simulazione
Portata di picco (l/s)	22.58	23.15
Tempo di picco (mm:ss)	18:40	15:00
Volume di deflusso (m ³ /s)	4.01	4.72

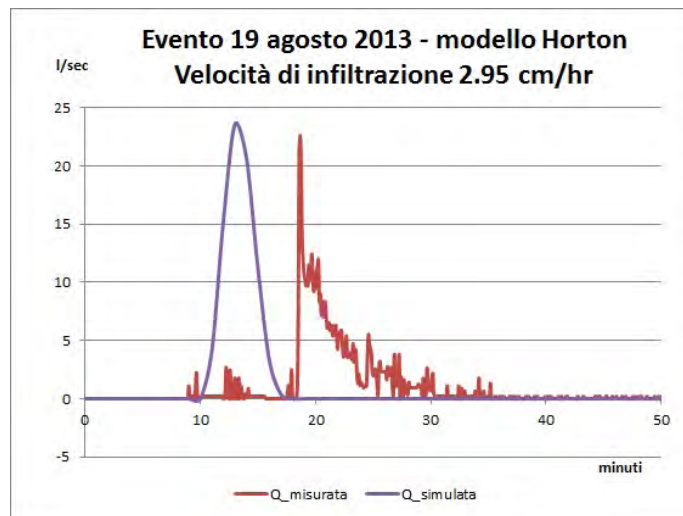


Figura 5.1: Simulazione con il modello di Horton sull'evento del 19 agosto 2013

implementata all'interno del seguente controllo:

```

se pioggia_netta_cumulata > 0

    pioggia_istantanea= [P(istante attuale)-P(istante precedente)]/ciclo_calc

    se pioggia_istantanea > Vinf (velocita_infiltrazione_cella)

        PHorton = (pioggia_istantanea- Vinf) x ciclo_cal

        pioggia_efficace_cumulata = pioggia_efficace_precedente + PHorton

    altrimenti

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

    fine se

altrimenti

    pioggia_efficace_cumulata=pioggia_efficace_cumulata_precedente

fine se

```

Questa modifica permette di simulare correttamente il picco ed il tempo di picco, ma non riesce a riprodurre il volume defluito e la forma dell'onda di piena.

I parametri del modello SCS devono anch'essi essere modificati per ottenere l'uguaglianza tra il volume di deflusso misurato e simulato. Al riguardo viene quindi posto un ulteriore controllo per cui la pioggia efficace cumulata finale non può superare la pioggia efficace totale calcolata prima dell'inizio dei calcoli. La combinazione del metodo SCS e della variante hortoniana potrebbe portare ad un'incongruenza nel caso in cui la precipitazione efficace calcolata ad un istante con "Horton" fosse superiore a quella calcolata mediante il modello SCS negli istanti successivi. Ovvero, la pioggia efficace cumulata calcolata all'istante i -esimo non può essere inferiore a quella calcolata all'istante $(i-1)$ -esimo, possibilità che si potrebbe verificare nel caso in cui, al ciclo precedente, la pioggia efficace sia stata calcolata con il metodo di Horton. Si impone quindi che la pioggia efficace cumulata rimanga così uguale a quella computata all'istante precedente.

Per verificare le modifiche apportate al modello, viene creato un bacino test sul quale controllare i risultati forniti in output dal codice. Il bacino indagato, di cui viene riportato il DEM in figura 5.2, è una superficie rettangolare con due diverse tipologie di suolo investita da una pioggia uniforme di intensità costante. Ogni cella ha una superficie di 100 m^2 ed un CN pari ad 86; le prime tre colonne appartengono ad una tipologia di suolo mentre l'ultima ad un'altra, per cui le velocità di versante sono differenti (0.09 m/s per le prime 3 colonne, 1.5 m/s per l'ultima). Si riportano le operazioni svolte sul bacino preliminarmente all'applicazione del modello: mediante l'algoritmo D8, si ricavano aree drenate e direzioni di deflusso (figure 5.3 e 5.4).

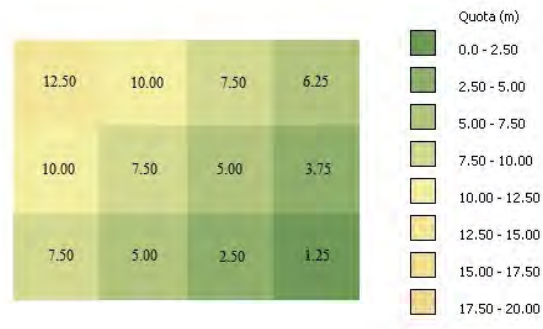


Figura 5.2: DEM del bacino test

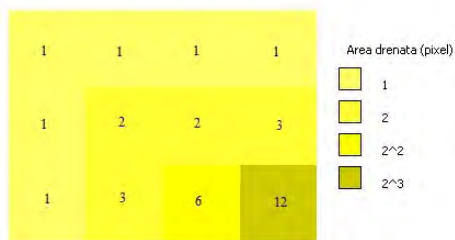


Figura 5.3: Area drenata

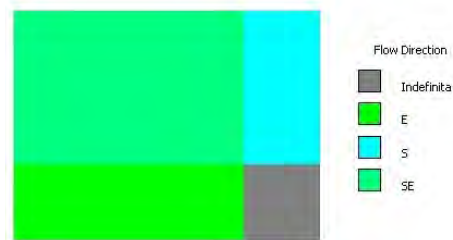


Figura 5.4: Direzioni di deflusso

Ipotizzando un'area di soglia di 200 m^2 , il reticolo idrografico del bacino risulta essere quello in figura 5.5.

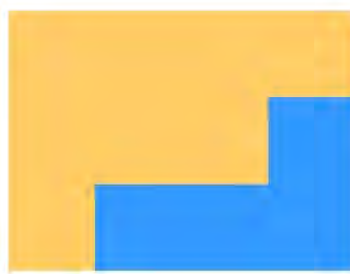


Figura 5.5: Reticolo idrografico

Il primo controllo da eseguire riguarda la presenza di terreni molto permeabili o di terreni sufficientemente permeabili in rapporto all'intensità di precipitazione in corso: il contributo hortoniano dovrebbe essere nullo.

Il confronto, riportato in tabella 5.2, viene eseguito ipotizzando una precipitazione di durata 65 minuti, di intensità costante 12 mm/h ed una velocità di infiltrazione irrealistica di 1 m/s; si confrontano i risultati di output ottenuti tramite il modello originale AdB e quelli ottenuti con la modifica. La spiega-

Tabella 5.2: Confronto fra le simulazioni eseguite con i due diversi modelli

	Modello originale			Modello modificato		
Initial baseflow (m ³ /s)	0			0		
Recession constant	6			6		
AMC	1			1		
Appearing CN	72.082			72.082		
Watershed area (km ²)	0.001			0.001		
Contributing area (%)	100			100		
Simulated discharge	Direct	Base	Total	Direct	Base	Total
Rainfall (mm)	0.098	12.902	13	0.098	12.902	13
Baseflow (m ³ /s)	0	0	0	0	0	0
Max discharge (m ³ /s)	0	0	0	0	0	0
Average discharge (m ³ /s)	0	0	0	0	0	0
Time (hr)	1.167	1.1	1.167	1.167	1.1	1.167

zione dei valori nulli di portata sta nel salvataggio dei dati su file di testo, che avviene tenendo in considerazione solo 3 cifre decimali.

Le onde di piena generate dai due modelli sono riportate in figura 5.6. Dal confronto si denota che le due onde simulate risultano uguali perché il contributo hortoniano al modello è nullo in caso di terreni di permeabilità elevate.

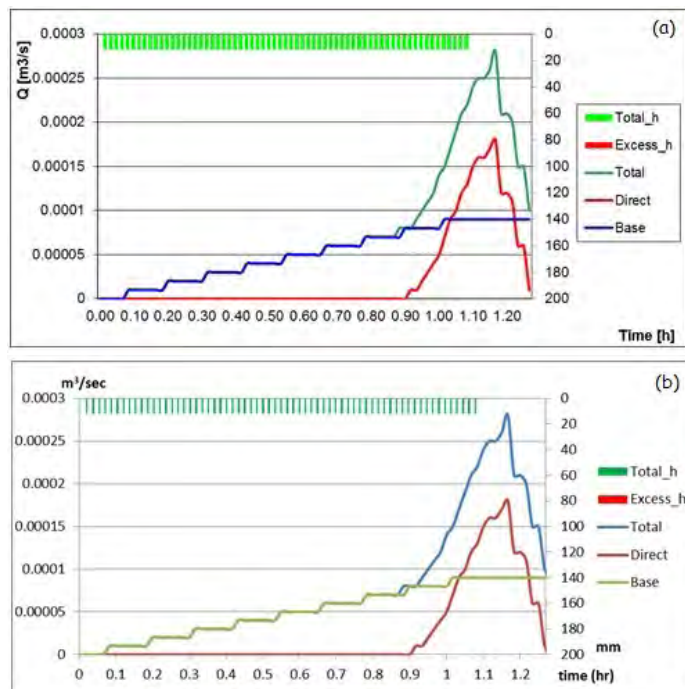


Figura 5.6: Confronto fra le simulazioni eseguite con i due diversi modelli:
a) originale, b) modificato

In secondo luogo si controlla che il modello ritoccato dia effettivamente dei risultati consoni alle modifiche apportate, ossia che l'output generato dal codice corrisponda al computo teorico. Utilizzando la stessa precipitazione del confronto precedente, si ipotizza una velocità di infiltrazione del suolo costante e pari a 7,2 mm/h, permeabilità tipica di un terreno fine con strato impermeabile (franco limoso-argilloso). Assodate le operazioni preliminari sul DEM svolte in precedenza, si svolge il calcolo manuale della risposta del bacino:

- Calcolo dei tempi di residenza in versante e di percorrenza del reticolo (espressi in secondi) per ogni cella (figure 5.7 e 5.8);

314.27	314.27	157.13	6.67
157.13	157.13	157.13	0.00
111.11	0.00	0.00	0.00

Figura 5.7: Tempi versante

10	5	10	10
15	10	5	10
15	15	10	5

Figura 5.8: Tempi reticolo

- Aggiornamento del CN per le AMC 1, calcolo del parametro S e delle ritenzioni iniziali Ia: $CN = 72.07$, $S = 98.45 \text{ mm}$, $Ia = 9.845 \text{ mm}$;
- Determinazione del ciclo di calcolo e della precipitazione istantanea: $ciclo_cal = 33.33 \text{ s}$, $P = 0.1111 \text{ mm/ciclo}$;
- Determinazione della precipitazione efficace cumulata per ogni cella per ogni istante di calcolo (tabella 5.3);

Tabella 5.3: Precipitazione efficace cumulata delle celle per ogni istante di calcolo

istante	Peff (mm)	istante	Peff (mm)	istante	Peff (mm)
1-88	0	98	0.01333	108	0.04616
89	0.00133	99	0.01467	109	0.05099
90	0.00267	100	0.01608	110	0.05605
91	0.00400	101	0.01900	111	0.06134
92	0.00533	102	0.02217	112	0.06687
93	0.00667	103	0.02557	113	0.07263
94	0.00800	104	0.02921	114	0.07862
95	0.00933	105	0.03310	115	0.08484
96	0.01067	106	0.03721	116	0.09129
97	0.01200	107	0.04157	117	0.09797

- Determinazione della precipitazione efficace netta e della portata istantanea generata (tabella 5.4);

- Sommando per ogni pixel i tempi di percorrenza di versante e reticolo e dividendo il tempo computato per la durata del ciclo di calcolo, si stabilisce in quale istante il deflusso generato dalla cella comincia a dare il suo contributo alla portata calcolata nella sezione di chiusura (figura 5.9);

10	10	5	1
5	5	5	0
4	0	0	0

Figura 5.9: Istanti di calcolo di ogni cella di inizio contributo alla portata nella sezione di chiusura

- Sommando i contributi di deflusso delle varie celle, facendo attenzione al momento di inizio contribuzione, si ricava la portata transitante la sezione di chiusura del bacino istante per istante (tabella 5.5);
- Per ogni istante si calcola il volume infiltrato nel bacino come differenza fra la pioggia immagazzinata nel periodo di calcolo e il volume sottratto dalla portata sub-superficiale (stabilita tramite il coefficiente di recessione del serbatoio lineare, che si ipotizza schematizzare il comportamento del bacino);
- E' immediato determinare per ogni istante il valore della portata totale transitante per la chiusura del bacino, come somma fra il deflusso superficiale e quello sottosuperficiale (tabella 5.6);

Tabella 5.4: Portata istantanea delle celle per ogni istante di calcolo

istante	q (l/s)	istante	q (l/s)	istante	q (l/s)
1-88	0	98	0.011	108	0.018
89	0.004	99	0.011	109	0.018
90	0.005	100	0.012	110	0.019
91	0.005	101	0.013	111	0.020
92	0.006	102	0.013	112	0.021
93	0.007	103	0.014	113	0.021
94	0.008	104	0.015	114	0.022
95	0.008	105	0.016	115	0.023
96	0.009	106	0.016	116	0.023
97	0.010	107	0.017	117	0.024

Tabella 5.5: Portata superficiale transitante alla sezione di chiusura per ogni istante di calcolo

istante	q (l/s)	istante	q (l/s)	istante	q (l/s)	istante	q (l/s)
1-88	0.000	98	0.040	108	0.127	118	0.134
89	0.016	99	0.048	109	0.134	119	0.140
90	0.016	100	0.049	110	0.142	120	0.124
91	0.020	101	0.067	111	0.158	121	0.129
92	0.020	102	0.070	112	0.167	122	0.113
93	0.024	103	0.078	113	0.175	123	0.035
94	0.040	104	0.081	114	0.183	124	0.036
95	0.040	105	0.090	115	0.192	125	0.037
96	0.040	106	0.113	116	0.200	126	0.039
97	0.040	107	0.120	117	0.209	127	0.040

Tabella 5.6: Portata totale (superficiale + sottosuperficiale) alla sezione di chiusura per ogni istante di calcolo

istante	q (l/s)	istante	q (l/s)	istante	q (l/s)	istante	q (l/s)
1	0.0000	11	0.0129	21	0.0273	31	0.0416
2	0.0000	12	0.0144	22	0.0287	32	0.0430
3	0.0014	13	0.0158	23	0.0301	33	0.0444
4	0.0029	14	0.0172	24	0.0316	34	0.0458
5	0.0043	15	0.0187	25	0.0330	35	0.0472
6	0.0058	16	0.0201	26	0.0344	36	0.0487
7	0.0072	17	0.0215	27	0.0358	37	0.0501
8	0.0086	18	0.0230	28	0.0373	38	0.0515
9	0.0101	19	0.0244	29	0.0387	39	0.0529
10	0.0115	20	0.0258	30	0.0401	40	0.0544
41	0.0558	51	0.0900	61	0.2184	71	0.1325
42	0.0572	52	0.0946	62	0.2403	72	0.0924
43	0.0586	53	0.1128	63	0.2585	73	0.0923
44	0.0600	54	0.1142	64	0.2751	74	0.0923
45	0.0615	55	0.1172	65	0.2916	75	0.0923
46	0.0629	56	0.1259	66	0.2251	76	0.0922
47	0.0643	57	0.1480	67	0.2199	77	0.0922
48	0.0657	58	0.1598	68	0.2122	78	0.0922
49	0.0671	59	0.1807	69	0.1276	79	0.0921
50	0.0845	60	0.2042	70	0.1300	80	0.0921

- Si aggiorna la velocità di percorrenza del reticolo considerando la portata massima uscente dal bacino $Q_{max} = 0.2916 \text{ l/s}$ e le caratteristiche della sezione di chiusura (scarpa dx e sx 1:1, pendenza $i = 0.4003$, $K_s = 9 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$): $v = 0.0575 \text{ m/s}$;
- Ricalcolati con questa velocità i tempi di percorrenza del reticolo, si aggiornano tutti i conti svolti, fintanto che per due iterazioni successive lo scarto relativo fra le due velocità calcolate è inferiore al parametro tolleranza dato in input (nel caso in esame 4%).

Nei grafici di figura 5.10 si illustrano i risultati ottenuti. I risultati sono pressoché

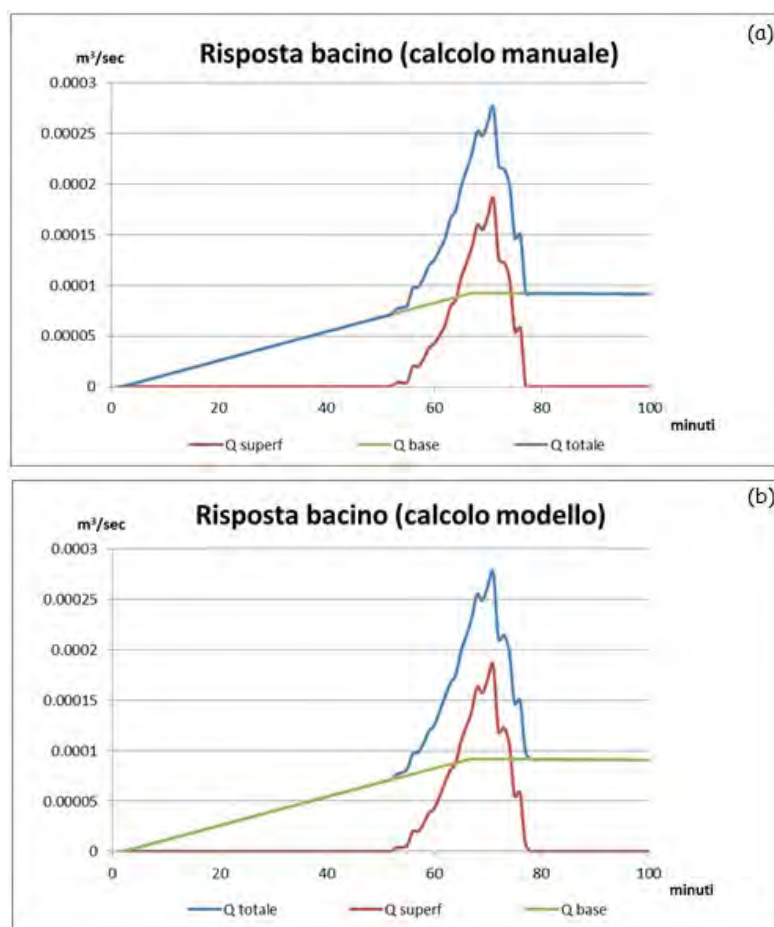


Figura 5.10: Confronto fra i risultati ottenuti tramite a) calcoli manuali, b) modello modificato

identici, con un errore relativo massimo del 9.84 % (la portata superficiale è nulla tranne che nell'intervallo 50-75esimo minuto); gli errori sono riportati in tabella 5.7. Si sono quindi verificati manualmente i risultati del modello e si può concludere che il modello numerico produce i risultati attesi teoricamente. Lo scopo della modifica è generare un anticipo del ruscellamento superficiale, con corrispondente aumento del picco dell'onda di piena; questo anticipo del deflusso sarà tanto maggiore quanto minore sarà la velocità di infiltrazione del terreno considerato. In figura 5.11, si nota agevolmente quanto riportato in precedenza.

Tabella 5.7: Errori percentuali fra i conti manuali e i risultati del codice

min	Q _{bas}	Q _{tot}	min	Q _{bas}	Q _{tot}	min	Q _{sup}	Q _{bas}	Q _{tot}	min	Q _{bas}	Q _{tot}
1	0.00	0.00	26	0.13	0.13	51	0.00	0.10	0.10	76	0.76	7.34
2	2.86	2.86	27	0.08	0.08	52	0.00	0.11	0.11	77	0.73	0.73
3	0.71	0.71	28	0.00	0.00	53	0.00	0.13	0.12	78	0.80	0.80
4	0.43	0.43	29	0.06	0.06	54	2.50	0.15	1.82	79	0.76	0.76
5	0.74	0.74	30	0.12	0.12	55	0.00	0.16	0.13	80	0.73	0.73
6	0.07	0.07	31	0.06	0.06	56	0.00	0.17	0.14	81	0.80	0.80
7	0.37	0.37	32	0.00	0.00	57	0.00	0.18	0.14	82	0.76	0.76
8	0.31	0.31	33	0.05	0.05	58	0.12	0.19	0.17	83	0.73	0.73
9	0.05	0.05	34	0.10	0.10	59	0.09	0.33	0.17	84	0.80	0.80
10	0.32	0.32	35	0.06	0.06	60	7.23	0.33	2.66	85	0.77	0.77
11	0.16	0.16	36	0.01	0.01	61	9.84	0.34	4.56	86	0.73	0.73
12	0.07	0.07	37	0.03	0.03	62	1.82	0.46	0.64	87	0.80	0.80
13	0.27	0.27	38	0.07	0.07	63	1.66	0.58	0.54	88	0.77	0.77
14	0.11	0.11	39	0.08	0.08	64	1.31	0.58	0.46	89	0.73	0.73
15	0.06	0.06	40	0.04	0.04	65	1.14	0.69	0.37	90	0.81	0.81
16	0.21	0.21	41	0.00	0.00	66	1.13	0.80	0.37	91	0.77	0.77
17	0.10	0.10	42	0.03	0.03	67	2.22	0.76	1.15	92	0.73	0.73
18	0.04	0.04	43	0.06	0.06	68	1.37	0.72	0.56	93	0.81	0.81
19	0.16	0.16	44	0.07	0.07	69	1.24	0.80	0.53	94	0.77	0.77
20	0.10	0.10	45	0.04	0.04	70	0.00	0.76	0.50	95	0.74	0.74
21	0.01	0.01	46	0.02	0.02	71	6.14	0.72	3.83	96	0.81	0.81
22	0.10	0.10	47	0.01	0.01	72	0.56	0.80	0.02	97	0.77	0.77
23	0.12	0.12	48	0.03	0.03	73	0.69	0.76	0.02	98	0.74	0.74
24	0.03	0.03	49	0.06	0.06	74	1.23	0.72	0.01	99	0.81	0.81
25	0.05	0.05	50	0.07	0.07	75	1.11	0.80	0.02	100	0.78	0.78

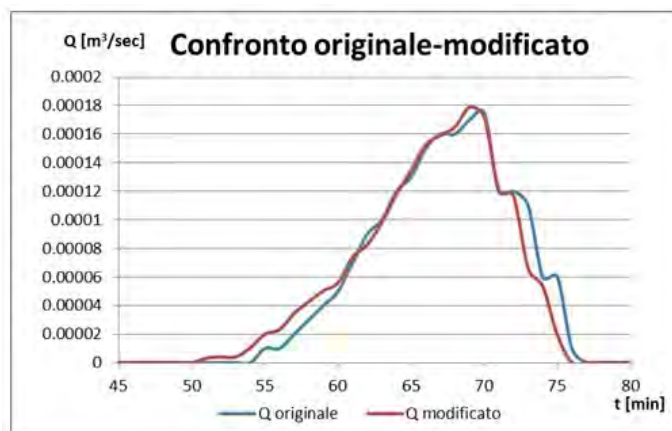


Figura 5.11: Confronto fra i modelli sul bacino test

Calibratura del modello sul canale Dimai

Il modello modificato calcola a priori il volume di deflusso superficiale con il metodo del Curve Number; per poter calibrare il modello per il bacino di testata del Campanile Dimai e, nello specifico, per l'evento registrato il 19 agosto 2013, servirà uguagliare il volume simulato con il volume misurato, ovvero far in modo che l'onda osservata e quella simulata sottendano la stessa area. Si opera dunque sulle due curve che eguagliano il picco dell'onda registrata e, utilizzando la particolarità del bacino di essere formato per la quasi totalità da un unico tipo di terreno, se ne modifica omogeneamente il CN, riducendolo fino a giungere alla parità di volume fra simulazione ed osservazione.

Come era ragionevole aspettarsi, l'onda di piena simulata con ritenzioni iniziali $Ia = 0.05S$ necessita di una diminuzione maggiore del CN per compensare il maggior volume di deflusso superficiale a disposizione; si giunge così a CN=87 (Fig. 6.1) e CN=90 (Fig. 6.2) per le due possibili tarature ipotizzate.

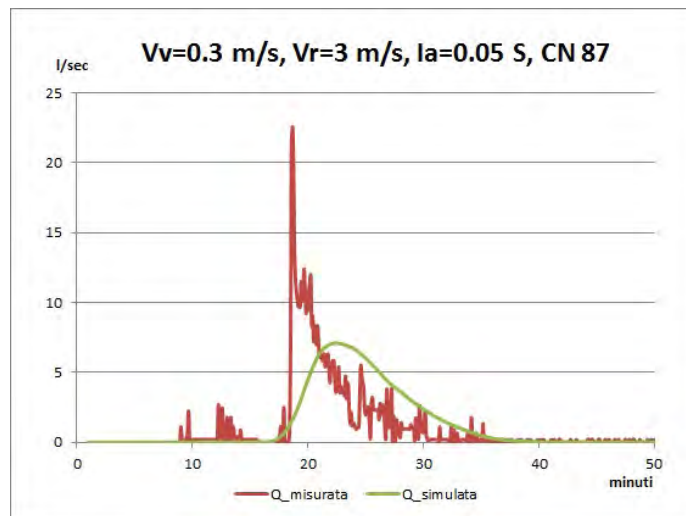


Figura 6.1: Simulazione dell'evento 19/08/2013 con condizioni: $v_v = 0.3 \text{ m/s}$, $v_r = 3 \text{ m/s}$, $I_a = 0.05S$, $CN = 87$

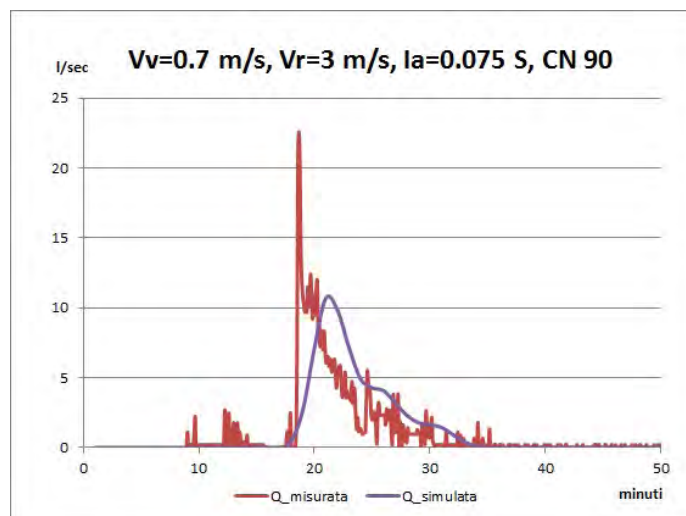


Figura 6.2: Simulazione dell'evento 19/08/2013 con condizioni: $v_v = 0.7 \text{ m/s}$, $v_r = 3 \text{ m/s}$, $I_a = 0.075S$, $CN = 90$

Il problema che sorge per l'applicazione del nuovo modello è stabilire il valore relativo alla capacità del terreno di infiltrare l'acqua precipitata. La velocità di infiltrazione di un terreno è un parametro complesso da determinare con precisione, dipendendo dalle caratteristiche in situ del suolo quali:

- tessitura: i suoli sabbiosi hanno una capacità di infiltrazione maggiore dei terreni argillosi;
- struttura: i suoli con aggregati stabili o forti (come i terreni a struttura fine) hanno un'infiltrazione maggiore rispetto ai suoli con struttura debole o massiva;
- contenuto di sostanze organiche: maggiore è il contenuto di sostanza organica maggiore è la penetrazione dell'acqua nel suolo;
- porosità: pori ampi e continui aumentano la velocità di infiltrazione, pori piccoli e discontinui ne rallentano il movimento;
- contenuto d'acqua: l'infiltrazione è più veloce quando il terreno è asciutto.

Come visto, il bacino in esame chiuso all'altezza dello stramazzo ha una superficie esclusivamente rupestre, caratteristica che facilita la ricerca della velocità di infiltrazione: data un'onda di piena simulata, la velocità di infiltrazione sarà omogenea e sarà quella che garantisce il pareggiarsi dei picchi misurati e simulati. Procedendo così si verifica che i valori dei parametri $Ia = 0.05S$ e $CN=87$ non producono i risultati desiderati per nessuno dei valori di velocità di infiltrazione utilizzati: la simulazione che replica l'onda registrata nel modo migliore viene effettuata con velocità di infiltrazione pari a 1.80 cm/hr, riesce a pareggiare il tempo di corrivazione dell'onda, ma non replica il picco (11.18 l/s) (Fig. 6.3). Di contro, con $Ia = 0.075S$ ed una velocità di infiltrazione pari a 2.90 cm/hr, si riesce a riprodurre anche il picco di portata, andando però discapito della forma dell'onda (come riportato in Fig. 6.4).

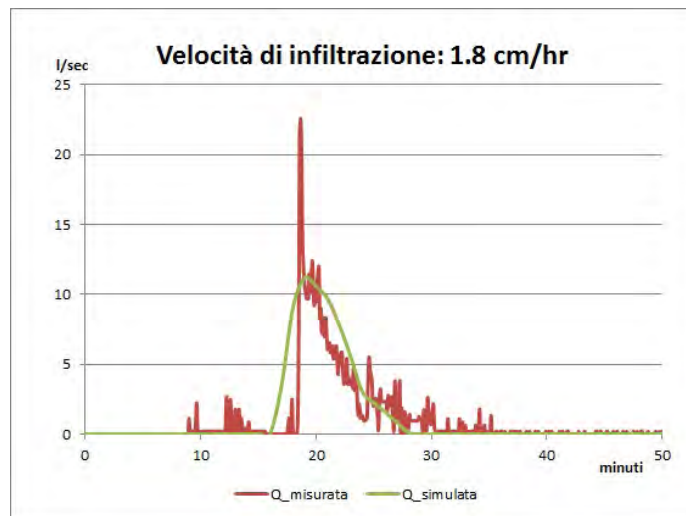


Figura 6.3: Simulazione dell'evento 19/08/2013 con il nuovo modello, prima taratura ipotizzata

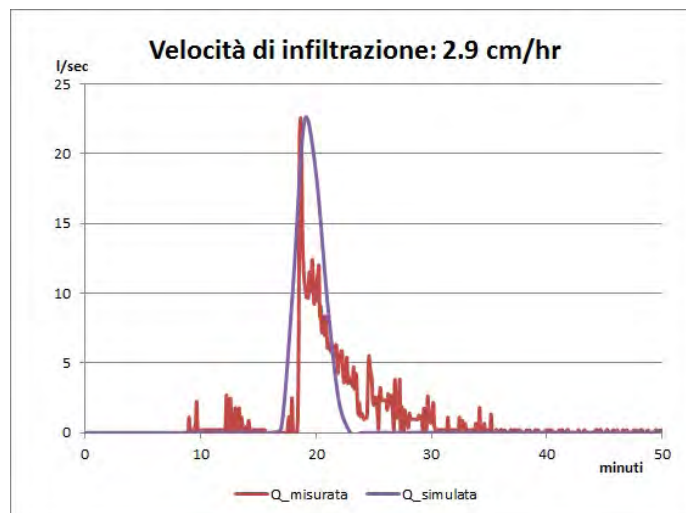


Figura 6.4: Simulazione dell'evento 19/08/2013 con il nuovo modello, seconda taratura ipotizzata

Si analizza quindi la bontà della simulazione tramite l'indice D di Schulz (6.1) e l'errore percentuale sui picchi (6.2), seguendo quanto scritto da Foglia et

al. (2009) e da Grimaldi et al. (2012).

$$D = 200 \frac{\sum_{i=1}^n |Q_{sim,i} - Q_{obs,i}| Q_{obs,i}}{n(Q_{obs,p})^2} \quad (6.1)$$

$$E_{rr} = 100 \left(\frac{|Q_{sim,p} - Q_{obs,p}|}{Q_{obs,p}} \right) \quad (6.2)$$

con n numero di istanti di osservazione, $Q_{sim,i}$ e $Q_{sim,p}$ valori simulati istantanei e di picco ed, analogamente, $Q_{obs,i}$ e $Q_{obs,p}$ valori istantanei e di picco osservati.

Applicando l'equazione (6.1) alla simulazione effettuata, si ottiene un valore $D = 2.21$ che indica un adattamento molto buono della simulazione all'osservazione, come riportato in tabella 6.1; ad ulteriore conferma, anche l'errore sul picco conferma il buon fitting, risultando $E_{rr} = 2.5\%$.

Quanto ottenuto inoltre dimostra che, per ottenere il picco desiderato nel tempo rilevato, ci vuole una velocità di versante superiore ai 0.3 m/s proposti da Gregoretto e Degetto (2012) quale velocità caratteristica dei terreni rupestri; si nota che anche la velocità di reticolo deve venire aumentata rispetto ai 2 m/s ipotizzati inizialmente per ottenere il tempo di picco corretto.

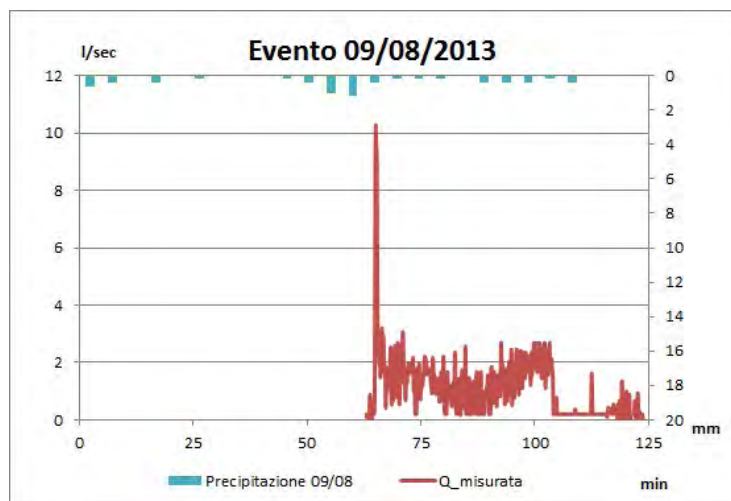
Tabella 6.1: Corrispondenza tra il grado di adattamento del modello e l'indice di Schulz, estratta da Foglia et al. (2009)

Adattamento	Indice di Schulz
Insufficiente	>18
Sufficiente	10-18
Buono	3-10
Molto buono	0-3
Eccellente	

Verifica della calibratura

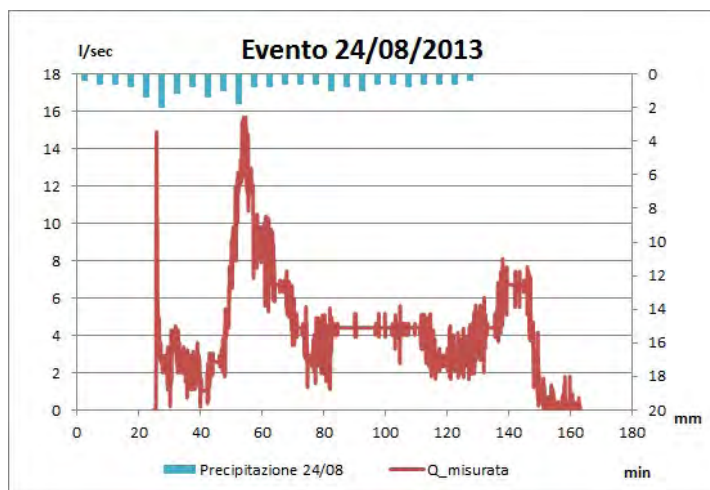
Quanto ottenuto al capitolo precedente va verificato sugli altri eventi significativi, ossia quelli che hanno generato vena stramazzone dalla vasca:

- Evento 09 agosto 2013



Portata di picco (l/s)	10.37
Tempo di picco (hh:mm:ss)	01:05:10
Volume di deflusso (m ³ /s)	3.84

- Evento 24 agosto 2013



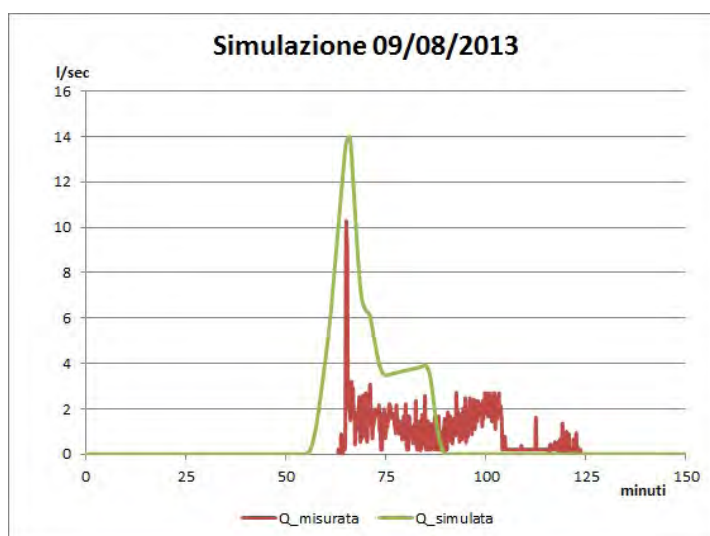
Portata di picco (l/s) 15.67

Tempo di picco (hh:mm:ss) 00:54:10

Volume di deflusso (m³/s) 41.52

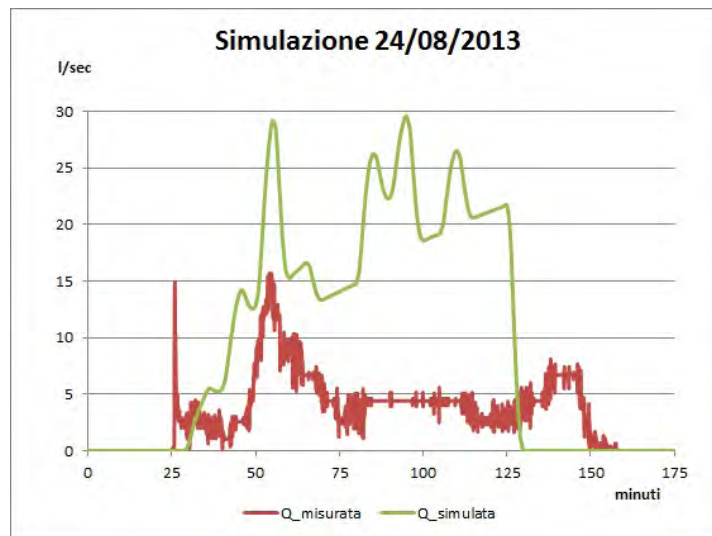
Ognuno dei due eventi viene simulato con il modello iniziale, utilizzando per i parametri i valori calibrati con la simulazione del 19 agosto ($v_v = 0.7 \text{ m/s}$, $v_r = 3 \text{ m/s}$, $Ia = 0.075S$, $CN = 90$).

- Simulazione 09 agosto 2013



Portata di picco (l/s)	13.95
Tempo di picco (hh:mm:ss)	01:06:00
Volume di deflusso (m ³ /s)	10.37

- Simulazione 24 agosto 2013



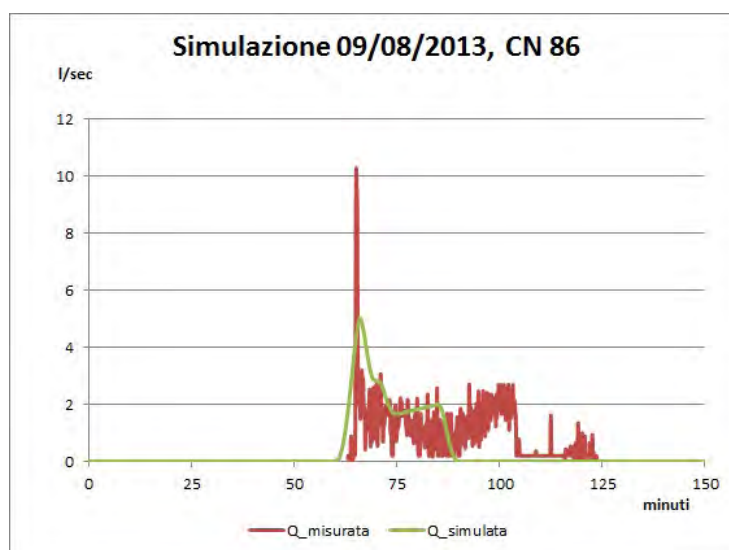
Portata di picco (l/s)	26.54
Tempo di picco (hh:mm:ss)	00:54:00
Volume di deflusso (m ³ /s)	103.62

Si trova così la prima discrepanza di risultato fra i vari eventi: le condizioni che per l'evento del 19 agosto fornivano un'onda simulata di pari volume, per gli altri due eventi danno delle simulazioni con sia portate di picco che totali maggiori delle registrate. La spiegazione che può essere adottata riguarda le precipitazioni che caratterizzano i tre eventi considerati: mentre il 19 agosto si è avuto uno scroscio di 8 mm in 25 minuti con un'intensità media molto elevata (19.2 mm/hr), gli eventi del 9 e del 24 agosto sono entrambi meno intensi e soprattutto più duraturi nel tempo (come riportato in tabella 3.4 a pag. 33). Non avendo a disposizione numerose rilevazioni significative non si riesce ad

indagare maggiormente la risposta del bacino in funzione del tipo di evento a cui è sottoposto, né quindi a tarare con precisione il CN da utilizzare nelle simulazioni. Di contro, le figure confermano la bontà della scelta fatta riguardo ai valori da attribuire alle velocità del modello, con entrambi i tempi di picco che vengono individuati precisamente.

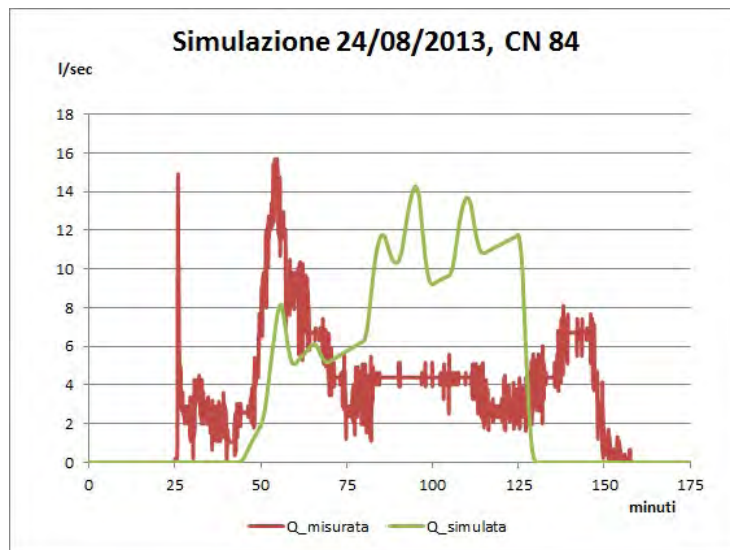
Procedendo secondo quanto fatto in precedenza, si riduce omogeneamente il CN per trovare la parità fra volume defluito realmente e volume simulato:

- per l'evento del 9 agosto si trova un CN pari a 86



Portata di picco (l/s)	5.02
Tempo di picco (hh:mm:ss)	01:06:00
Volume di deflusso (m ³ /s)	3.67

- il CN relativo alla simulazione del 24 agosto è pari a 84

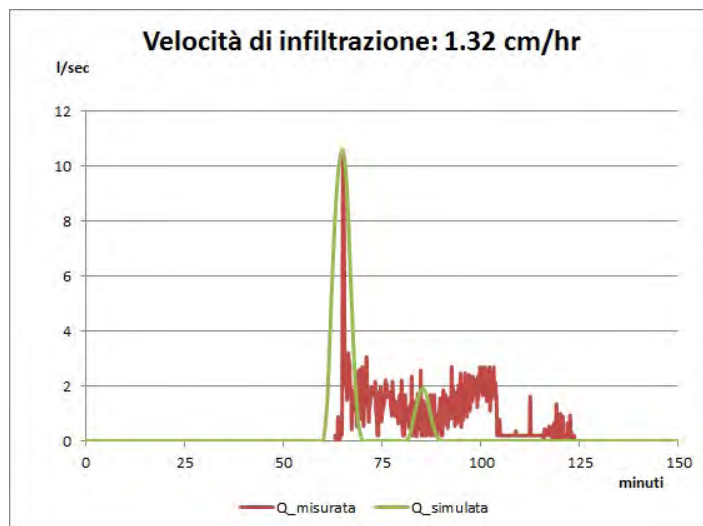


Portata di picco (l/s)	14.27
Tempo di picco (hh:mm:ss)	01:35:00
Volume di deflusso (m ³ /s)	42.09

Osservando i grafici, si nota come il volume misurato per l'evento del 9 agosto non sia corretto; l'idrogramma simulato che fornisce lo stesso volume descrive la curva limitatamente. Il problema che si mette in luce è la difficoltà ad avere misure di portata certe quando la variazione dei livelli nella vasca è molto graduale; risulta infatti dello stesso ordine di grandezza della precisione dello strumento, determinando un'incertezza sulla portata misurata. Non avendo inoltre l'opportunità di riprendere la vasca con una telecamera ad infrarossi, si perde la possibilità di controllare gli eventi che avvengono in notturna (i.e. entrambi gli eventi utilizzati per la verifica della calibratura).

Il modello modificato, applicato con la velocità di infiltrazione che soddisfa l'evento del 19 agosto (2.9 cm/hr), non modifica le curve appena illustrate; si va quindi alla ricerca del valore del parametro infiltrativo per il quale i picchi delle curve vengano individuati con precisione:

- 9 agosto: velocità di infiltrazione pari a 1.32 cm/hr

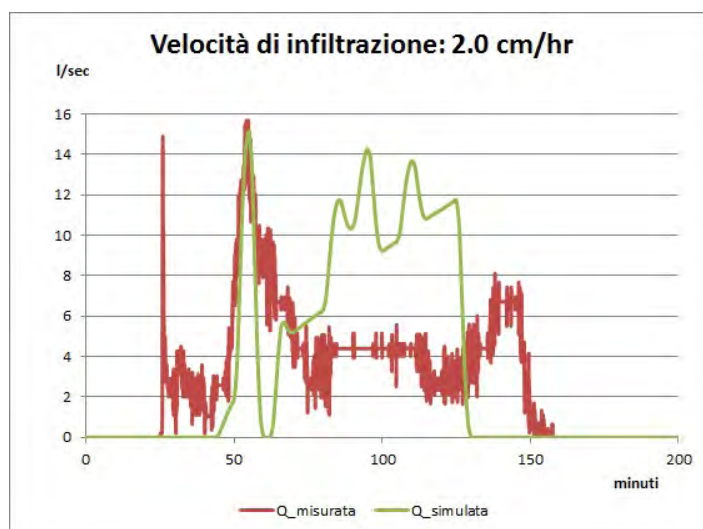


Portata di picco (l/s) 10.57

Tempo di picco (hh:mm:ss) 01:05:00

Volume di deflusso (m³/s) 3.67

- 24 agosto: il valore della velocità di infiltrazione è 2.00 cm/hr



Portata di picco (l/s) 15.12

Tempo di picco (hh:mm:ss) 00:55:00

Volume di deflusso (m³/s) 42.09

Tabella 7.1: Precipitazione caduta nei 5 giorni antecedenti agli eventi

Data	Precipitazione caduta nei 5 giorni precedenti (mm)	AMC
09-ago	12.8	2
19-ago	3.8	1
24-ago	11.0	1

Si osserva che le velocità di infiltrazione sono diverse fra loro e, come già rimarcato in precedenza, entrambe diverse dal valore calibrato per l'evento del 19 agosto. Esaminando la tabella 7.1, si constata che si può correlare la velocità di infiltrazione allo stato di saturazione del terreno: all'aumentare della precipitazione caduta nei 5 giorni antecedenti all'evento considerato (quantità d'acqua che determina l'AMC relativo all'evento), si riduce la velocità di infiltrazione necessaria a creare deflusso superficiale.

Verifica alternativa sul bacino

Al capitolo precedente si è visto come, con i parametri del modello calibrati sull'evento del 19 agosto 2013, non si riuscisse a descrivere le risposte del bacino nel caso delle altre precipitazioni considerate. Si era passati a considerare per ogni evento il CN che forniva l'onda di piena simulata pari a quella registrata tenendo costante il parametro Ia e si è osservato che il parametro della velocità di infiltrazione non rimaneva costante.

Si prende dunque in considerazione l'espressione generale della velocità di infiltrazione $f(t)$ sviluppata dal modello di Horton:

$$f(t) = f_c + (f_0 - f_c)e^{-rt} \quad (8.1)$$

dove f_0 indica il valore iniziale della velocità di infiltrazione, f_c è il suo valore a regime e r [1/T] è una costante di decadimento.

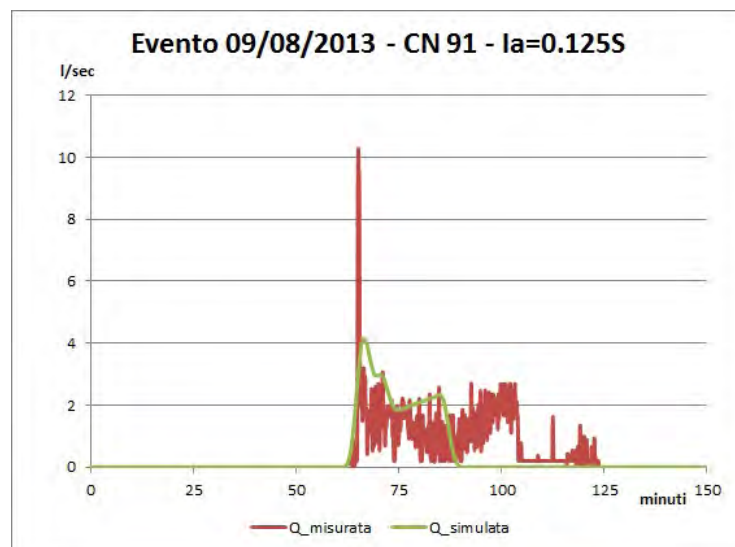
Analizzando come è stato modificato il modello e visti i risultati non del tutto soddisfacenti del capitolo precedente, si suppone di mantenere il CN costante pari a quello iniziale e si varia il valore delle ritenzioni iniziali Ia con due finalità:

- ottenere sul lungo periodo un volume di simulazione pari al misurato;
- incorporare nel termine il valore iniziale della velocità di infiltrazione f_0 e il tratto più pendente della curva di Horton.

Si vuole dunque valutare se la velocità di infiltrazione che si impone sia la velocità a regime f_c , ossia se dopo un certo intervallo iniziale sia possibile considerare costante la velocità con cui si infiltra l'acqua nel terreno. Si prendono le curve che con il modello idrologico iniziale forniscono il pareggio fra volume misurato-simulato:

- per l'evento del 9 agosto 2013, il valore trovato per le ritenzioni iniziali è

$$Ia = 0.125S$$

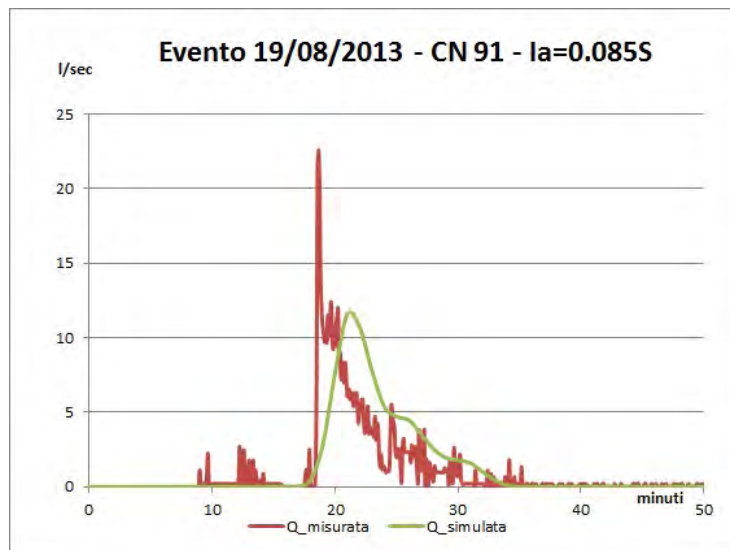


Portata di picco (l/s) 4.12

Tempo di picco (hh:mm:ss) 01:06:00

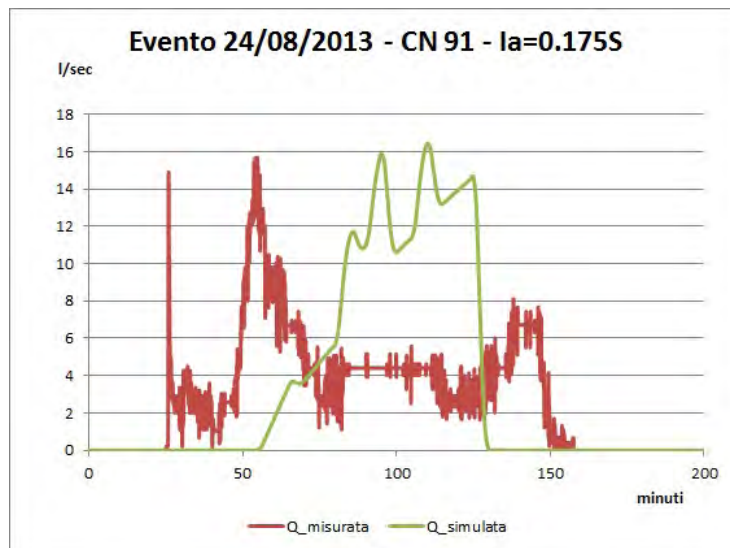
Volume di deflusso (m³/s) 3.73

- l'evento del 19 agosto 2013 ha un valore $Ia = 0.085S$



Portata di picco (l/s)	11.59
Tempo di picco (hh:mm:ss)	00:21:00
Volume di deflusso (m^3/s)	4.11

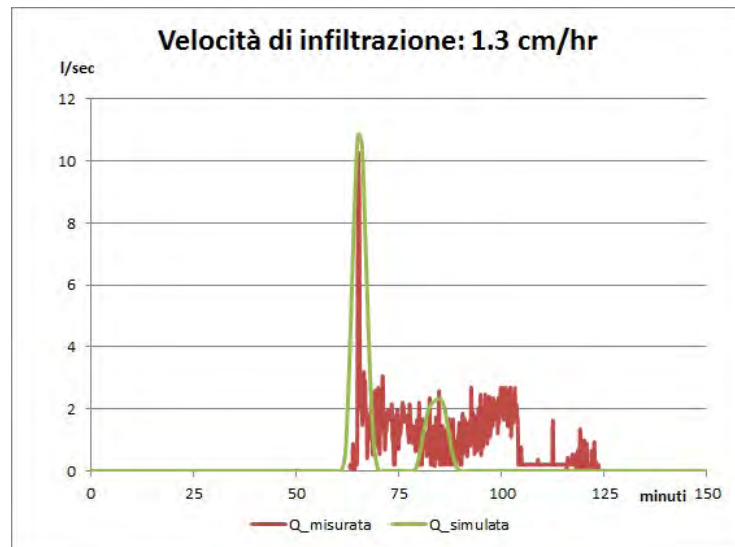
- per l'evento del 24 agosto 2013 si trova un valore $Ia = 0.175S$



Portata di picco (l/s)	16.42
Tempo di picco (hh:mm:ss)	01:50:00
Volume di deflusso (m^3/s)	41.06

Dopo aver testato vari valori per la velocità di infiltrazione, si è trovato che la velocità $f_c = 1.30 \text{ cm/hr}$ soddisfaceva tutti gli eventi considerati:

- evento 09 agosto 2013

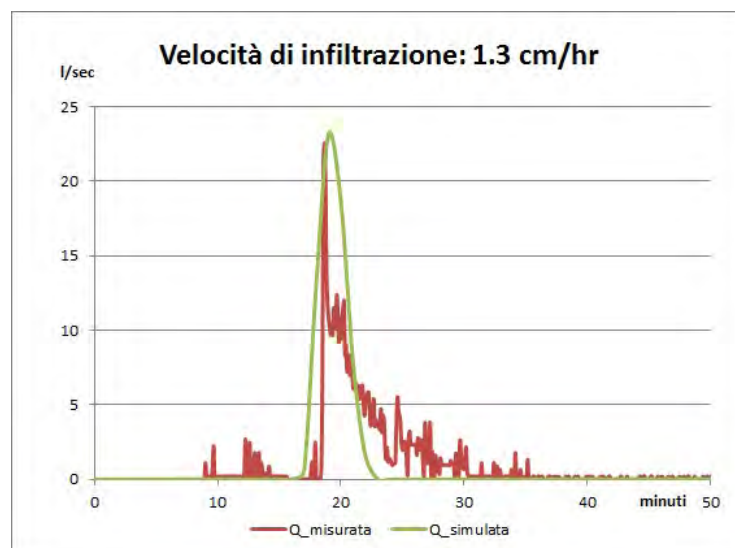


Portata di picco (l/s) 10.85

Tempo di picco (hh:mm:ss) 01:05:00

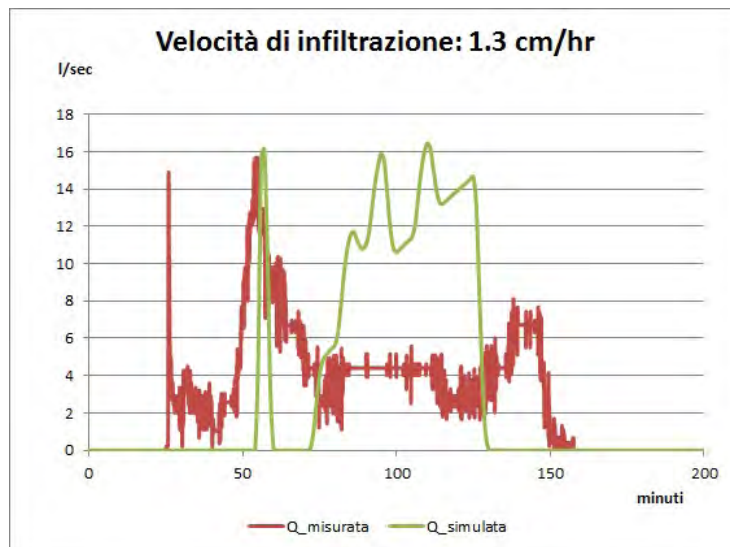
Volume di deflusso (m^3/s) 3.73

- evento 19 agosto 2013



Portata di picco (l/s)	23.10
Tempo di picco (hh:mm:ss)	00:19:00
Volume di deflusso (m ³ /s)	4.11

- evento 24 agosto 2013



Portata di picco (l/s)	16.15
Tempo di picco (hh:mm:ss)	00:57:00
Volume di deflusso (m ³ /s)	41.06

Utilizzando il modello modificato con un unico valore per la velocità di infiltrazione, andando ad agire solamente sul parametro I_a , si riescono a simulare correttamente i picchi delle curve, il tempo in cui tali valori si presentano alla sezione di chiusura ed il volume complessivo delle onde. Di contro, la forma dell'onda non viene pienamente rispettata, come si nota soprattutto nel caso del 24 agosto dove il modello simula per l'onda più picchi di ugual portata, mentre il trasduttore ne aveva registrato solo uno.

Applicazione all'innesco dei debris flow

Come visto nei capitoli precedenti, l'obiettivo principale della modifica apportata al modello KRERM è quella di migliorare la simulazione dell'idrogramma, ossia anticiparne il tempo di picco e, soprattutto, aumentare il suo valore. Si applica il modello modificato al bacino relativo ad un altro canale della zona di Fiames, denominato canale 1, composto per il 60% da terreno rupestre e per il 40% da ghiaione. Ritenendo comunque che la tipologia morfologica di tale bacino sia la stessa del bacino relativo alla stazione, si suppone di poter utilizzare nelle simulazioni i valori calibrati per l'evento avvenuto il 19 agosto 2013 al capitolo 6 (ossia ritenzioni iniziali $Ia = 0.075S$, velocità di versante $v_v = 0.7 m/s$, velocità di reticolo $v_r = 3.0 m/s$, velocità di infiltrazione $2.90 cm/hr$). Discorso a parte per i valori di CN da applicare: si suppone di ridurre quelli ottenuti dalla riclassificazione di usi del suolo e gruppi idrologici della stessa percentuale della quale si era ridotto il valore di CN del bacino Dimai, ovvero

$$\frac{91.8 - 90}{91.8} = 1.97\% \quad (9.1)$$

Prendendo ad esempio l'evento rilevato il 05 luglio 2006, si vede come siano evidenti le variazioni degli idrogrammi fra i due diversi modelli (come illustrato

Tabella 9.1: Confronto fra valori simulati con i due diversi modelli per l'evento del 05 luglio 2006

	KRERM	Modello modificato
Portata di picco (m^3/s)	1.29	2.77
Tempo di picco (mm:ss)	32:00	16:00
Volume di deflusso (m^3/s)	1515	1665

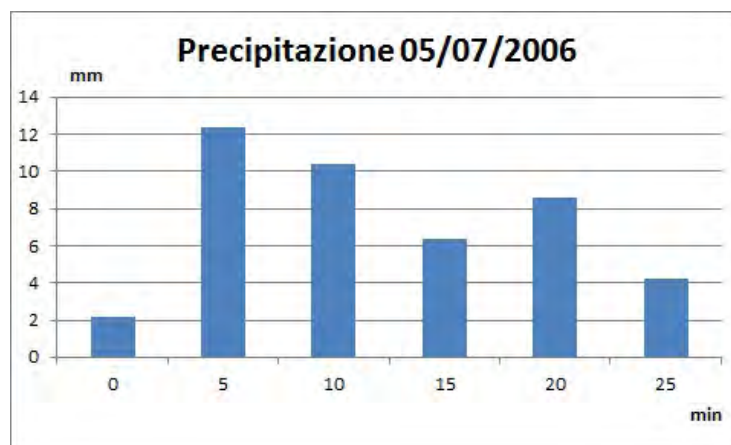


Figura 9.1: Ietogramma dell'evento del 05 luglio 2006

in tabella 9.1 e in figura 9.2).

La conferma della sottostima del picco si ha nel momento in cui si applica l'idrogramma simulato con il modello KRERM al modello che simula l'innescò dei debris flow. Tale modello (il cui schema basilare di funzionamento è rappresentato in figura 9.3) determina la possibilità del presentarsi di un debris flow nel bacino in esame in funzione del deflusso superficiale generato dalla precipitazione studiata. Il calcolo della portata di innescò deriva dal metodo proposto da Gregoretti e Dalla Fontana (2008) per la determinazione del deflusso che genera la colata detritica per erosione del fondo del canale: se il picco del deflusso superficiale supera il valore critico determinato tramite la relazione empirica

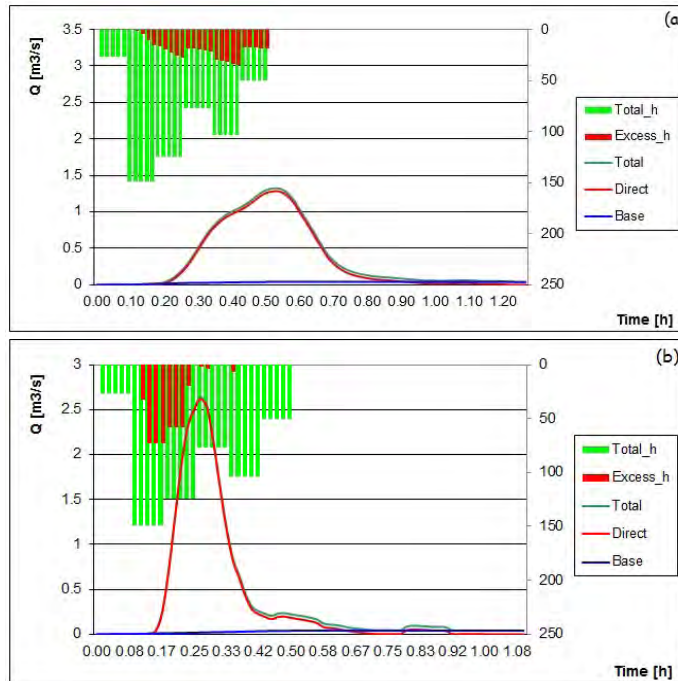


Figura 9.2: Confronto fra i risultati ottenuti tramite a) KRERM, b) modello modificato

(9.2) si è in presenza di debris flow, altrimenti la colata non parte. I parametri di interesse per il calcolo della portata d'innescò sono la geometria del canale, ovvero l'angolo di inclinazione del fondo ϑ e la sua larghezza B , e il diametro medio d_M dei sedimenti:

$$Q_{crit} = B q_{crit} = B (0.78 d_M^{1.5} \tan \vartheta^{-1.27}) \quad (9.2)$$

Vengono analizzati gli eventi avvenuti il 4 luglio (figura 1.3) e il 18 agosto 2011 (figura 9.4), riportati in tabella 9.2; entrambi hanno innescato una colata detritica nel canale 8 di Punta Fiames, il cui DEM è già stato illustrato nel primo capitolo a pagina 11. Le caratteristiche del bacino in esame denotano un'estensione decisamente superiore rispetto a quella relativa al bacino dello

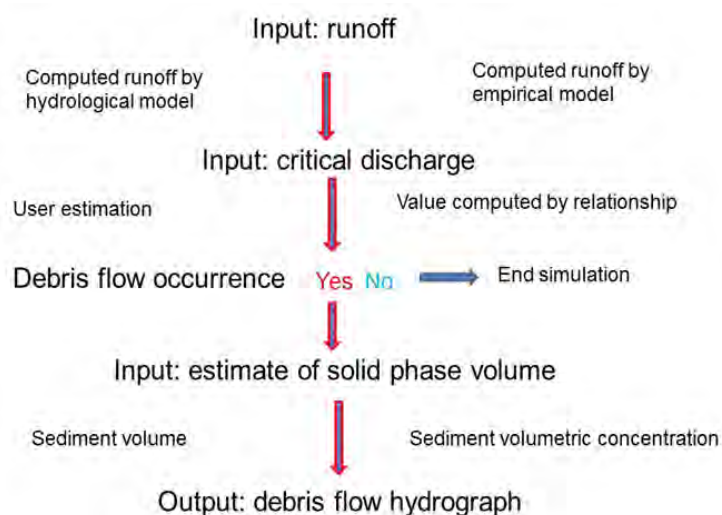


Figura 9.3: Schema concettuale di funzionamento del modello per il calcolo dell'innescò dei debris flow (tratto da Gregoretto e Degetto (2012))

Tabella 9.2: Eventi di precipitazione analizzati per l'anno 2011

Data	Precipitazione (mm)	Tempo (min)	Intensità (mm/min)	Precipitazione caduta nei 5 giorni precedenti (mm)	AMC
04-lug	24.8	65	0.382	7.0	1
18-ago	17.6	35	0.503	17.8	2

stramazzo, approssimativamente 135000 m², e, come nel caso precedente, una presenza cospicua (82%) di terreno rupestre (n. 332 della classificazione degli usi del suolo) di gruppo idrologico C, per un CN complessivo di bacino di 85, ottenuto tramite una media ponderata sulla superficie. Anche in questo caso, l'assenza di copertura vegetale fa ipotizzare che, al momento della valutazione delle AMC, la stagionalità della vegetazione non influisca sulla scelta e si vada a propendere per le AMC della stagione dormiente.

Simulando tali eventi con il modello KRERM però si è visto come il deflusso

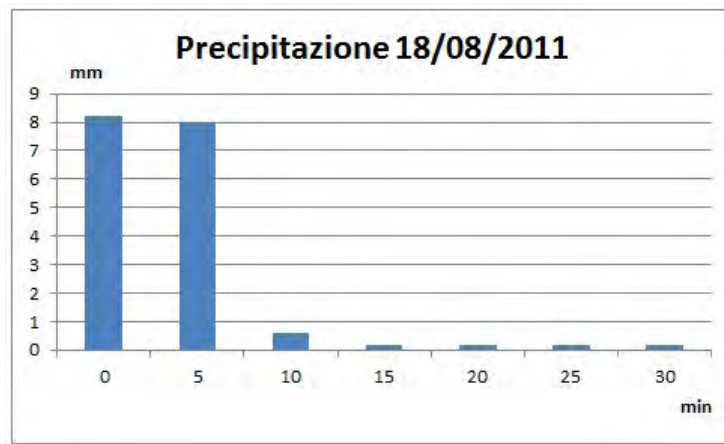


Figura 9.4: Ietogramma dell'evento del 18 agosto 2011

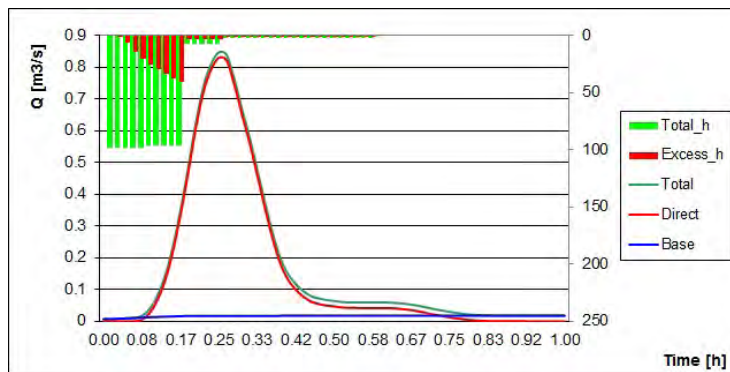


Figura 9.5: Idrogramma dell'evento del 18 agosto 2011

superficiale non superi il valore critico per l'innescio dei debris flow e quindi non vengano calcolati nonostante essi siano realmente avvenuti; i valori di picco degli idrogrammi simulati per l'evento del 4 luglio (figura 1.4) e per l'evento del 18 agosto (figura 9.5) non superano il valore critico $Q_{crit} = 0.958 \text{ m}^3/\text{s}$ calcolato tramite l'equazione (9.2).

Si passa quindi ad utilizzare il modello modificato anche su questo bacino. Essendo anch'esso della stessa tipologia morfologica di quello relativo alla stazione, si suppone anche in questo caso di poter adoperare i valori calibrati per

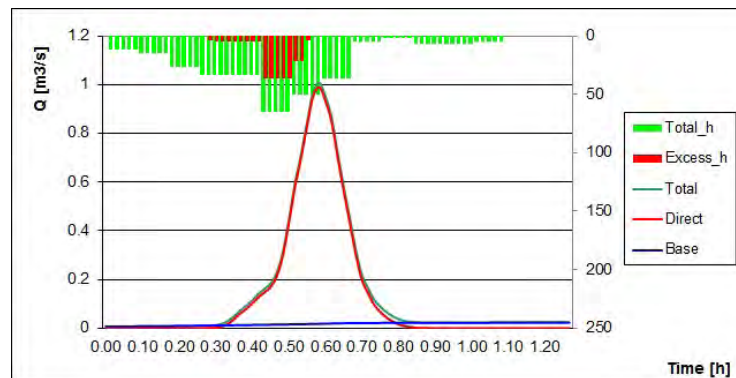


Figura 9.6: Idrogramma dell'evento 04 luglio 2011 con il modello modificato

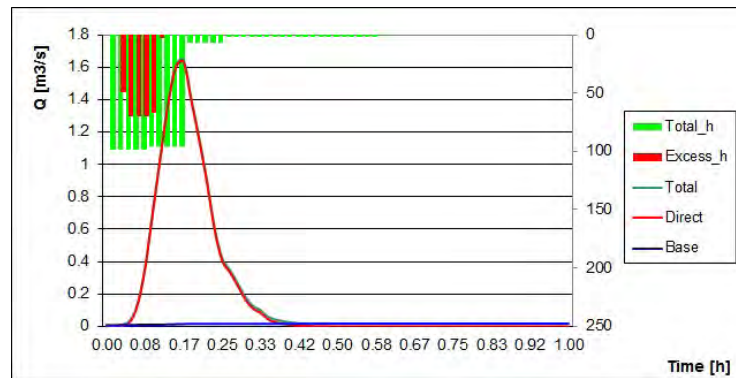


Figura 9.7: Idrogramma dell'evento 18 agosto 2011 con il modello modificato

l'evento avvenuto il 19 agosto 2013. Con questa taratura, le portate fluide simulate inerenti agli eventi in esame superano la portata critica precedentemente calcolata, ovvero permettono l'innescò di una colata detritica: per l'evento del 04 luglio (figura 9.6) si stima un picco di $0.99 \text{ m}^3/\text{s}$, mentre per l'evento del 18 agosto (figura 9.7) una portata massima di $1.63 \text{ m}^3/\text{s}$ (nelle tabelle 9.3 e 9.4 si può osservare il confronto fra i risultati ottenuti con i due modelli per i due eventi considerati).

Tabella 9.3: Confronto fra valori simulati con i due diversi modelli per l'evento del 04 luglio 2011

	KRERM	Modello modificato
Portata di picco (m^3/s)	0.37	0.99
Tempo di picco (mm:ss)	43:00	35:00
Volume di deflusso (m^3/s)	418	606

Tabella 9.4: Confronto fra valori simulati con i due diversi modelli per l'evento del 18 agosto 2011

	KRERM	Modello modificato
Portata di picco (m^3/s)	0.83	1.63
Tempo di picco (mm:ss)	20:00	10:00
Volume di deflusso (m^3/s)	557	742

La modifica apportata al modello idrologico con i valori tarati sull'evento registrato il 19 agosto 2013 permette così di simulare correttamente i deflussi superficiali che creano le condizioni necessarie per l'innescare del debris flow, condizioni che non si producevano con le portate simulate tramite il modello KRERM.

Conclusioni

La realizzazione del sistema vasca-stramazzo ai piedi del Campanile Dimai nell'area di Fiammes permette la misura della portata di deflusso superficiale generata dal bacino sotteso. Le misure registrate durante l'evento avvenuto il 19 agosto 2013 vengono confrontate con i risultati forniti dal modello idrologico KRERM (Gregoretto e Dalla Fontana, 2008), che utilizza il metodo del *Curve Number* (sviluppato dal *Soil Conservation Service*) per il calcolo della precipitazione efficace, ossia della frazione di precipitazione che produce deflusso superficiale. Il confronto ha evidenziato come la risposta del bacino allo scroscio, misurata in termini di deflusso superficiale, sia anticipata e presenti un valore di picco maggiore rispetto a quanto simulato con il modello KRERM, che, di contro, calcola un volume di deflusso maggiore. Per questo motivo si è modificato il metodo di calcolo della precipitazione efficace, introducendo un controllo di tipo hortoniano: se l'intensità di precipitazione supera la velocità di infiltrazione dell'acqua nel terreno, si genera un deflusso superficiale pari alla differenza fra queste due grandezze, altrimenti si usa il metodo SCS-CN; la parte di precipitazione efficace calcolata secondo Horton viene sottratta a quella calcolata con il metodo SCS-CN, mantenendo inalterato il volume di deflusso superficiale complessivo.

Il modello così modificato è stato utilizzato per simulare l'evento sopra cita-

to, dopo averne tarato i parametri, ovvero il coefficiente CN, le perdite iniziali I_a , le velocità di reticolo e di versante che determinano lo stesso volume di precipitazione efficace. Calibrata la velocità di infiltrazione, si è così ottenuta un'onda di piena che simula correttamente non solo il volume, ma anche il valore di picco misurato e il tempo a cui esso si presenta. Con questi parametri, tuttavia, non si è riusciti a simulare le onde di piena generate in risposta agli altri 2 eventi di precipitazione registrati dal trasduttore della vasca nell'estate 2013. Il motivo principale di questa scarsa capacità predittoria è dovuto alla bassa intensità di precipitazione per cui la variazione del livello nella vasca risulta dello stesso ordine di grandezza della risoluzione dello strumento, determinando così l'incertezza della portata misurata. La verifica della capacità predittoria del modello potrà essere fatta solamente quando ci sarà un campione maggiormente significativo di eventi "consistenti". Mantenendo la taratura eseguita considerando l'evento registrato il 19 agosto 2013, il modello idrologico modificato ha permesso di simulare le condizioni idrologiche di innesco di due eventi di colata di detrito avvenuti su un canale adiacente a quello monitorato; i deflussi superficiali simulati con il modello KRERM, infatti, non superavano la soglia critica che permette l'innesco dei debris flow. La ricerca delle velocità di infiltrazione hortoniane di altri tipi di terreni e la conseguente calibratura del modello modificato su bacini con morfologia diversa sarà obiettivo di futuri studi.

Bibliografia

Foglia L., Hill M. C., Mehl S. W., Burlando P. (2009), *Sensitivity analysis, calibration, and testing of a distributed hydrological model using error-based weighting and one objective function*, Water Resources Research, 45, W06427

Ghetti A., *Idraulica. Seconda edizione*, Edizioni Libreria Cortina, Padova, Ristampa 2006

Gregoretto C., Dalla Fontana G. (2008), *The triggering of debris flow due to a channel-bed failure in some alpine headwater basins of the Dolomites: analyses of critical runoff*, Hydrological Process, 22, 2248-2263

Gregoretto C., Degetto M. (Maggio 2012), *Debris Flow Modeling Tool: Reference Manual*, Università degli Studi di Padova, Dipartimento TeSAF (Territorio e Sistemi Agro-Forestali)

Gregoretto C., Degetto M. (Gennaio 2013), *Debris Flow Modeling Tool: User Manual*, Università degli Studi di Padova, Dipartimento TeSAF (Territorio e Sistemi Agro-Forestali)

Gregoretto C., Degetto M., Crucil G., Pimazzoni A., Berti M., Simoni A., De Vido G., *Monitoraggio dei deflussi superficiali in un canale roccioso inciso sul Campanile Dimai a Fiames (Cortina d'Ampezzo, BL): analisi preliminari*,

XXXIII Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Brescia,
10-15 settembre 2012

Grimaldi S., Petroselli A., Romano N. (2012), *A parsimonious geomorphological unit hydrograph for rainfall-runoff modelling in small ungauged basins*, Hydrological Sciences Journal, 57:1, 73-83

Grimaldi S., Petroselli A., Romano N. (2012), *Green-Ampt Curve-Number mixed procedure as an empirical tool for rainfall-runoff modelling in small and ungauged basins*, Hydrological Process, 27, 1253-1264 (2013)

Hawkins R.H., Ward T.J., Woodward D.E., Van Mullem J.A. (2009), *Curve Number Hydrology: state of the practice*, American Society of Civil engineers (ASCE)

Marani M. (Marzo 2003), *Processi e modelli dell'idrometeorologia. Un'introduzione*, Università degli Studi di Padova, Dipartimento IMAGE (Ingegneria Idraulica, Marittima, Ambientale e GEotecnica)

Taylor J.R (1997), *Introduzione all'analisi degli errori. Lo studio delle incertezze nelle misure fisiche. Seconda edizione*, Zanichelli Editore (edizione italiana, 2000)