

UNIVERSITÀ DELLA CALABRIA



UNIVERSITÀ DELLA CALABRIA

Dipartimento di Ingegneria per l'Ambiente e il Territorio e Ingegneria Chimica

Scuola di Dottorato in

Scienze e Ingegneria dell'Ambiente delle Costruzioni e dell'Energia (SIACE)

CICLO

XXXII

Applicazione delle Shallow Water Equations per la simulazione numerica a scala di bacino
degli eventi alluvionali

Settore Scientifico Disciplinare ICAR/02

Coordinatore: Ch.mo Prof. Salvatore Critelli

Firma

Firma oscurata in base alle linee guida del Garante della privacy

Supervisore: Ch.mo Prof. Francesco Macchione

Firma

Firma oscurata in base alle linee guida del Garante della privacy

Co-Supervisore: Ing. Carmelina Costanzo

Firma

Firma oscurata in base alle linee guida del Garante della privacy

Dottoranda: Dott.ssa Fabiola Gangi

Firma

Firma oscurata in base alle linee guida del Garante della privacy

*Se poniamo a confronto il fiume e la roccia,
il fiume vince sempre non grazie alla sua forza
ma alla sua perseveranza.
Buddha*

Abstract

La valutazione del rischio idraulico connesso alle piene dei corsi d'acqua è particolarmente delicata quando gli eventi alluvionali hanno carattere impulsivo, come accade nei bacini di modeste dimensioni.

L'approccio correntemente utilizzato per l'analisi idraulica è quello di individuare dei singoli tratti di interesse dei corsi d'acqua. L'analisi è condotta sulla base di idrogrammi di progetto ricavati mediante modelli idrologici del tipo afflussi-deflussi. In questa memoria sarà invece applicato un approccio basato sull'analisi degli effetti idraulici provocati da un evento meteorico considerando come dominio per il calcolo idraulico l'intero bacino idrografico. Tale approccio è in grado di individuare situazioni di pericolo in zone che magari non sarebbero state esaminate. L'uso di modelli idrodinamici basati sulle shallow water equations, è diventato oggetto di crescente interesse per simulare eventi a scala di bacino. Un fattore che può essere limitante ai fini dell'ottenimento di risultati conseguibili con il dettaglio fisico garantito dalle SWEs è la dimensione delle celle di calcolo. Questa deve essere sufficientemente piccola da garantire un'accurata simulazione degli effetti idraulici e contestualmente non troppo piccola per non rendere proibitiva la mole dei calcoli su domini estesi. In questa ottica, il presente lavoro propone di occuparsi dell'individuazione dei criteri per la delimitazione delle aree a pericolosità idraulica definendo la più grande dimensione che può essere assegnata alla cella di calcolo per ottenere risultati sufficientemente affidabili.

A tal fine, un modello numerico basato sulle SWE, sviluppato dagli autori e parallelizzato utilizzando le direttive OPENMP e MPI, è stato applicato al bacino del fiume Beltrame, collocato sulla costa Est della Calabria. Il torrente Beltrame, come altri torrenti della fascia ionica calabrese, è stato interessato, in passato, da eventi alluvionali di notevoli dimensioni. Si prenderà qui in esame l'evento accaduto il 10 settembre 2000.

La risoluzione dei dati topografici a disposizione è variabile. Il 39% ha una copertura di dati DTM a risoluzione 5 metri, il 59% ha copertura di dati LiDAR a risoluzione 1 metro e l'2% ha copertura di dati LiDAR a risoluzione 2 metri. A partire dai dati topografici, sono stati generati quattro domini computazionali con griglie di tipo non strutturato, uniforme, con elementi triangolari (con area variabile da 36 a 900 m²). Le differenze tra i risultati ottenuti sono stati confrontati in termini di estensione di aree allagate e distribuzione dei valori della pericolosità all'interno delle aree perimetrate, quest'ultima quantificata secondo il prodotto hV , dove h è la profondità della corrente in un assegnato punto e V è la contestuale velocità. La valutazione della sovrapposibilità delle aree per ciascuna classe di pericolosità è stata eseguita utilizzando diversi indici quali: Hit Rate, False Alarm Ratio, Critical Success Index.

L'analisi condotta nella presente memoria ha messo in luce che, a scala di bacino, gli errori sui massimi tiranti crescano significativamente al crescere delle dimensioni delle celle di calcolo, sebbene essi si mantengano più contenuti, anche usando le griglie più grossolane, per la parte valliva, caratterizzata da estensioni più ampie dell'area allagata. In ogni caso sembra che questo abbia una scarsa ricaduta sulla valutazione della pericolosità. I calcoli e i confronti hanno mostrato che le aree a diversa pericolosità si distribuiscono all'interno dell'area del bacino in maniera simile. Inoltre, anche se non si arriva ad una perfetta sovrapposizione areale, esse sono collocate spazialmente in modo che o si sovrappongono parzialmente o, se sono delle strisce sottili, hanno dislocazioni molto prossime le une alle altre. Si ritiene che anche con la griglia più grossolana si possa impiantare una buona analisi della pericolosità a scala di bacino, certamente con precisione maggiore andando dai rami montani del reticolo – più stretti - a quelli più ampi che provocano esondazioni in zone vallive.

Sommario

Introduzione.....	6
Capitolo I - Modelli matematici per lo scorrimento superficiale.....	8
Introduzione.....	8
Modello completo delle equazioni bidimensionali del moto vario per correnti a superficie libera	8
Modelli semplificati.....	9
Discretizzazione delle equazioni differenziali.....	13
Metodi numerici alle differenze finite.....	14
Metodi numerici agli elementi finiti.....	14
Metodi numerici ai volumi finiti.....	14
Formulazione del metodo ai volumi finiti	15
Discontinuità e shock	15
Calcolo numerico del flusso	15
Solutori approssimati del problema di Riemann.....	16
Schema di Roe.....	16
Problemi numerici.....	18
Pendenza del fondo	18
Resistenza al moto	19
Wet/dry.....	19
Capitolo II - Determinazione della griglia di calcolo per problemi di overland flow	20
Introduzione.....	20
Dati topografici.....	20
DEM, DSM e DTM.....	20
LiDAR	22
Reperibilità dati topografici in Italia.....	23
Griglie di calcolo	23
Griglia strutturata.....	24
Griglia non strutturata	24
Problematiche relative alla creazione dei domini di calcolo	25
Influenza della risoluzione dei domini di calcolo sui risultati numerici.....	25
Costruzione del dominio di calcolo con differenti risoluzioni spaziali.....	27
Individuazione delle reti di drenaggio nelle simulazioni del ruscellamento superficiale utilizzando le SWEs.....	28

Capitolo III - Ricostruzione dell'evento storico di riferimento: Soverato 2000	33
Introduzione.....	33
Descrizione del bacino del torrente Soverato	33
Inquadramento geografico	33
Caratteristiche geomorfometriche del bacino idrografico.....	33
Dati topografici	37
Introduzione.....	37
Set di dati a disposizione.....	37
Ricostruzione storica dell'evento del 10 Settembre 2000	39
Analisi idrologica dell'evento	40
Determinazione delle piogge nette.....	44
Criteri e dettagli dei calcoli idraulici eseguiti per il conseguimento di una soddisfacente ricostruzione dell'evento del 10 settembre 2000	49
Modello di calcolo utilizzato.....	49
Costruzione del dominio di calcolo	49
Verifica della correttezza della stima delle piogge nette	55
Validazione dei segni di massima piena	57
Dettagli sulla trattazione dei ponti e di altre singolarità topografiche nel tratto terminale prossimo alla foce.....	58
Discussione dei risultati della ricostruzione numerica	72
Le tempistiche osservate.....	75
Conclusioni	80
Capitolo IV - Utilizzazione del modello proposto ai fini previsionali	82
Introduzione.....	82
Simulazioni eseguite.....	83
Confronto degli errori sulle massime quote raggiunte dall'acqua.....	87
Confronto sull'estensione delle aree allagate.....	87
Confronti sulla distribuzione della pericolosità nell'area perimetrata.....	91
Analisi areale delle classi di pericolosità	93
Analisi della pericolosità a scala dell'intero reticolo idrografico.....	95
Analisi della pericolosità per l'area valliva dell'alveo interessata da attività antropiche.....	98
Tempi di calcolo	104
Conclusioni	107
Conclusioni	108

Bibliografia 110

Introduzione

La valutazione del rischio idraulico connesso alle piene dei corsi d'acqua è particolarmente delicata quando gli eventi alluvionali hanno carattere impulsivo, come accade nei bacini di modeste dimensioni. Qui gli eventi meteorici spesso provocano alluvioni molto onerose, note come *flash flood*, che sono uno dei più distruttivi pericoli naturali nella regione del Mediterraneo. La storia della Calabria è costellata di eventi alluvionali. La struttura fisica della regione fa sì che il reticolo idrografico sia caratterizzato da corsi d'acqua alimentati da bacini di modesta estensione e con elevata pendenza. Essi reagiscono in maniera impulsiva ad eventi meteorici che, anche per motivi orografici, possono assumere carattere di intensità eccezionale. Tali eventi diventano particolarmente drammatici quando vanno ad interessare i centri abitati poiché, dati i tempi brevi con i quali si manifestano, il rischio cui la popolazione rimane esposta si fa particolarmente elevato (vedi ad es. Macchione et al., 2018; 2019a; 2019b).

In questa ottica, il presente lavoro di tesi intende occuparsi dell'individuazione dei criteri per la delimitazione delle aree a pericolosità idraulica in bacini di questo tipo. L'approccio correntemente utilizzato per questo scopo è l'analisi idraulica dei tratti di interesse dei corsi d'acqua sulla base di idrogrammi di progetto ricavati mediante modelli idrologici del tipo afflussi-deflussi.

In questo lavoro sarà invece applicato un approccio basato sull'analisi degli effetti idraulici provocati da un evento meteorico considerando come dominio per il calcolo idraulico, non singoli tratti fluviali scelti a priori, bensì l'intero bacino idrografico. La possibilità di descrivere le correnti idriche a scala di bacino con le equazioni complete darebbe un contributo notevole alla valutazione distribuita della pericolosità idraulica. In altri termini si avrebbe la possibilità di calcolare le altezze idriche e le velocità dell'acqua nello spazio e nel tempo in tutto il bacino, avendo così la possibilità di scorgere situazioni di pericolo in tratti che magari non sarebbero entrati in una selezione di tratti da esaminare.

Diversi autori hanno sviluppato modelli idrodinamici semplificati basati sulle equazioni di tipo diffusivo e cinematico (vedi ad es. Lopez-Barrera et al., 2011; Warnock et al., 2014). L'uso di modelli idrodinamici basati sulle equazioni complete del moto vario, note in letteratura come shallow water equations (di qui in avanti SWEs), è diventato oggetto di crescente interesse per simulare eventi a scala di bacino (Costabile et al., 2010b, 2012, 2013, 2019a). Nel passato lo sviluppo di questi modelli è stato limitato da alcune difficoltà associate all'utilizzo delle equazioni complete, come l'insorgenza di problemi di instabilità e di convergenza, la mancanza di dati ad alta risoluzione e l'onerosità dei tempi di calcolo. Oggigiorno, questi problemi sono stati ridimensionati dai progressi compiuti nell'ultimo decennio nella modellistica numerica per la propagazione delle alluvioni su topografia complessa e nelle tecniche di acquisizione dati come la tecnica di tipo LiDAR. Inoltre, è sempre più diffuso lo sviluppo di codici paralleli per l'integrazione delle SWEs che consentono una notevole riduzione dei tempi di esecuzione.

Il presente lavoro si inquadra nella tematica fin qui descritta e tenta di dare un contributo all'applicabilità di un tale tipo di analisi ad aree geografiche vaste. Da questo punto di vista un fattore che può essere limitante ai fini dell'ottenimento di risultati che siano confacenti con il dettaglio fisico garantito dalle SWEs è la dimensione delle celle di calcolo (vedi ad es. Gangi et al., 2018). Questa deve essere sufficientemente piccola da garantire un'accurata simulazione degli effetti idraulici e contestualmente non troppo piccola per non rendere proibitiva la mole dei calcoli su aree vaste.

Il lavoro di tesi sarà strutturato come segue.

Nel primo capitolo vengono presentate in dettaglio le *shallow water equations* che in questo lavoro saranno applicate contestualmente sia all'overland flow sia alle acque incanalate, nella loro formulazione bidimensionale. Nel medesimo capitolo vengono presentate le proprietà matematiche delle equazioni e il metodo ai volumi finiti: si daranno inoltre dei dettagli sul modello di calcolo utilizzato, in particolare sullo schema numerico e sugli algoritmi per la corretta trattazione numerica della pendenza del fondo, della resistenza al moto e delle interfacce tra celle asciutte e bagnate.

Nel secondo capitolo saranno presentati i diversi formati in cui si hanno a disposizione i dati topografici e le tipologie di griglie di calcolo disponibili. Inoltre verrà mostrato lo stato dell'arte sull'influenza che la risoluzione dei domini di calcolo esercita sui risultati numerici. Si mostrerà il potenziale contributo che le SWEs possono fornire all'analisi di alcuni aspetti di un bacino idrografico, come la delimitazione delle reti di canali e alla caratterizzazione del reticolo idrografico.

Il terzo capitolo è dedicato alla ricostruzione di un caso di studio sul quale saranno eseguite le analisi per valutare l'influenza della risoluzione della griglia di calcolo sull'accuratezza dei risultati numerici. In particolare sarà utilizzato l'evento che occorre nel bacino del torrente Beltrame, nel comune di Soverato (Calabria), nella notte tra il 9-10 settembre 2000.

Nel quarto capitolo sarà eseguita l'analisi dell'influenza della risoluzione della griglia di calcolo avendo di mira una finalità applicativa conforme alla vigente normativa sulla valutazione del rischio di alluvione. Pertanto l'analisi sarà eseguita non solo con riferimento alle aree perimetrate bensì alla distribuzione spaziale dei diversi livelli di pericolosità, così come sono indicati in ambito tecnico. Ai fini della valutazione dell'onerosità connessa al grado di risoluzione della griglia, saranno discussi i tempi di calcolo richiesti dalle diverse simulazioni. Il lavoro si chiude con le considerazioni conclusive.

Capitolo I - Modelli matematici per lo scorrimento superficiale

Introduzione

Le caratteristiche idrauliche del deflusso superficiale sono significativamente correlate alle caratteristiche e alla variabilità spaziale delle precipitazioni; esse sono anche influenzate dalle condizioni del suolo e della topografia. Infatti, il deflusso superficiale è una parte significativa della risposta di un bacino idrografico all'input pluviometrico.

Nella dinamica delle alluvioni la generazione e la propagazione del deflusso sono meccanismi fondamentali. Quando l'idrogramma di piena è generato a monte dell'area di studio, questi due aspetti sono descritti essenzialmente da una catena di modelli. Il primo modello genera il deflusso nei sottobacini, che viene raccolto in una rete di canali per creare l'onda di piena; tale onda di piena rappresenta la condizione al contorno a monte per il secondo modello, che ne simula la propagazione.

In realtà le alluvioni sono combinazioni dell'esondazione dei corsi d'acqua e dello scorrimento superficiale.

Pertanto un approccio modellistico più avanzato può essere certamente quello in cui si inseriscono i dati di pioggia direttamente nel modello idrodinamico, simulando la generazione del deflusso superficiale, che porta quindi all'analisi del fenomeno sull'intero bacino. Il quadro generale a cui questo lavoro di tesi appartiene è questo secondo approccio di modellazione.

Per ottenere una previsione affidabile delle aree soggette a inondazioni e, di conseguenza, per la pianificazione delle politiche di minimizzazione del danno, è necessario l'uso di modelli di simulazione numerica, validati in modo appropriato utilizzando sia dati sperimentali che dati di eventi reali per gestire il rischio associato a potenziali eventi meteorologici estremi a scala di bacino.

La modellistica che meglio si adatta alla simulazione di eventi di scorrimento superficiale è quella basata sulle Shallow Water Equations (SWEs).

Modelli matematici per la simulazione dello scorrimento superficiale

Esistono diversi metodi, che sono in grado di modellare il processo di deflusso delle precipitazioni; il livello di dettaglio del modello dipende dalle ipotesi introdotte per semplificare le equazioni che governano il fenomeno. La complessità dei modelli richiede una rappresentazione dettagliata del bacino e una descrizione accurata dei processi di deflusso utilizzando relazioni fisicamente basate. In particolare, il bacino è suddiviso in una serie di elementi spaziali e il modello simula i processi idrologici e idraulici che operano all'interno di ciascun elemento. In questo contesto, dovrebbe essere considerata la descrizione del deflusso superficiale e sotterraneo con infiltrazioni nella superficie del terreno (Singh and Bhallamudi, 1998; Kolditz et al., 2008).

Modello completo delle equazioni bidimensionali del moto vario per correnti a superficie libera

Le equazioni bidimensionali complete del moto vario (dette equazioni di De Saint Venant o *shallow water equations*, spesso indicate con l'acronimo SWEs) sono l'approccio più accurato ed esauriente per la simulazione di un gran numero di fenomeni, di difficile rappresentazione che si hanno in

presenza di topografie complesse, come gli effetti di ristagno e moto trans-critico. I principi fisici di base sono la conservazione di massa e della quantità di moto per le correnti di acque poco profonde.

Le equazioni complete delle correnti a superficie libera in moto vario si possono scrivere come:

$$\frac{\partial \mathbf{U}}{\partial t} + \frac{\partial \mathbf{F}}{\partial x} + \frac{\partial \mathbf{G}}{\partial y} = \mathbf{S} \quad (1)$$

con:

$$\mathbf{U} = \begin{pmatrix} h \\ hu \\ hv \end{pmatrix}; \mathbf{F} = \begin{pmatrix} hu \\ hu^2 + \frac{gh^2}{2} \\ huv \end{pmatrix}; \mathbf{G} = \begin{pmatrix} hv \\ huv \\ hv^2 + \frac{gh^2}{2} \end{pmatrix}; \mathbf{S} = \begin{pmatrix} R - f \\ gh(S_{0,x} - S_{f,x}) \\ gh(S_{0,y} - S_{f,y}) \end{pmatrix} \quad (2)$$

in cui t è il tempo, x e y sono le coordinate orizzontali, h è la profondità dell'acqua, u e v sono le velocità di flusso mediate in profondità nelle direzioni x e y , g è l'accelerazione gravitazionale, R è l'intensità di pioggia, f le perdite per infiltrazione, $S_{0,x}$ e $S_{0,y}$ sono le pendenze del fondo in direzione x e in direzione y , $S_{f,x}$ e $S_{f,y}$ sono i termini di attrito in direzione x e in direzione y .

L'utilizzo di equazioni complete del moto vario, formulate in forma conservativa e integrate con metodi shock-capturing, consente di descrivere situazioni caratterizzate da correnti transcritiche e fenomeni di rigurgito (Macchione, 1994; Toro, 2001; Macchione e Morelli, 2003; Roca e Davison, 2010) la cui corretta simulazione è necessaria per la valutazione puntuale della pericolosità idraulica dell'evento (Ernst et al., 2010), come nelle attività di emergenza basate sulle attività logistiche e di accessibilità stradale (Bodoque et al., 2016; Yin et al., 2016; Arrighi et al., 2019). In Borah (2011) i modelli che utilizzano le equazioni complete sono considerate l'approccio fisicamente basato più idoneo, e poiché in grado di simulare con la maggior accuratezza conseguibile su aree vaste i fenomeni idraulici distribuiti sul dominio di calcolo.

L'uso delle equazioni complete bidimensionali del moto vario sembra essere l'approccio più adatto anche nelle aree urbane (Mignot et al., 2006; Apel et al., 2009; Yu e Lane, 2011; Pina et al., 2016; Costanzo e Macchione, 2006; Costabile e Macchione, 2015; Macchione et al., 2019; Costabile et al., 2019b) a causa delle peculiarità che caratterizzano l'evoluzione delle piene improvvise in tali zone. Durante un evento di inondazione urbana, le strade possono assumere le caratteristiche di un fiume in rapido movimento e alcune strutture, come autostrade, linee ferroviarie, grandi edifici e muri di cemento, possono fungere da terrapieni temporanei (Hapuarachchi et al., 2011) che spesso generano cambiamento del regime di corrente, degli effetti di backwater e delle discontinuità idrauliche che possono essere realmente interpretate solo mediante l'uso delle equazioni complete del moto vario (Gómez et al., 2009; Gómez et al., 2011; Costabile et al., 2009; 2010a; 2012).

Modelli semplificati

In passato, problemi di instabilità e convergenza dovuti alla natura non lineare delle equazioni SWEs, la necessità di dati topografici ad alta risoluzione, insieme alle scarse prestazioni computazionali, rendevano arduo l'uso del modello completo delle equazioni del moto vario a superficie libera. Si ricorreva dunque all'approssimazione del modello cinematico o di quello diffusivo, per la simulazione di processi di scorrimento superficiale. Molti autori, anche recentemente hanno contribuito all'analisi di tali approcci (Tayfur et al., 1993; Di Giammarco et al., 1996; Feng e Molz, 1997; Borah e Bera, 2003; Liu et al., 2004; Aronica e Lanza, 2005; Jain e Singh,

2005; Howes et al., 2006; Kazezyilmaz-Alhan e Medina, 2007; Bates et al., 2010; Gottardi e Venutelli, 2008; Lopez-Barrera et al., 2011; Aricò et al., 2011; de Almeida et al., 2012; Dottori e Todini, 2013; Warnock et al., 2014; Leandro et al., 2014; Martins et al., 2015; 2017; Costabile et al., 2017; Caviedes-Voullième et al., 2018; Cimorelli et al., 2018; Savant et al., 2019).

In particolare, nell'ambito dello scorrimento superficiale, diversi autori hanno studiato le condizioni per cui tali semplificazioni sono completamente giustificate (Woolhiser e Liggett, 1967; Ponce et al., 1978; Moussa e Bacquillon, 1996; Moramarco e Singh, 2002; Tsai, 2003; Costabile et al., 2012).

Trascurando i termini di accelerazione locale e convettiva, si ottiene dal sistema (1) il modello basato sull'approssimazione diffusiva:

$$\frac{\partial \mathbf{U}_d}{\partial t} + \frac{\partial \mathbf{F}_d}{\partial x} + \frac{\partial \mathbf{G}_d}{\partial y} = \mathbf{S}_d \quad (3)$$

con:

$$\mathbf{U}_d = \begin{pmatrix} h \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}; \mathbf{F}_d = \begin{pmatrix} hu \\ \frac{gh^2}{2} \\ 0 \end{pmatrix}; \mathbf{G}_d = \begin{pmatrix} hv \\ 0 \\ \frac{gh^2}{2} \end{pmatrix}; \mathbf{S}_d = \begin{pmatrix} R - f \\ gh(S_{0,x} - S_{f,x}) \\ gh(S_{0,y} - S_{f,y}) \end{pmatrix} \quad (4)$$

Trascurando, ancora, i termini legati al gradiente di pressione, dal modello diffusivo si ottiene il modello cinematico:

$$\frac{\partial \mathbf{U}_c}{\partial t} + \frac{\partial \mathbf{F}_c}{\partial x} + \frac{\partial \mathbf{G}_c}{\partial y} = \mathbf{S}_c \quad (5)$$

con:

$$\mathbf{U}_c = \begin{pmatrix} h \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}; \mathbf{F}_c = \begin{pmatrix} hu \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}; \mathbf{G}_c = \begin{pmatrix} hv \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}; \mathbf{S}_c = \begin{pmatrix} R - f \\ gh(S_{0,x} - S_{f,x}) \\ gh(S_{0,y} - S_{f,y}) \end{pmatrix} \quad (6)$$

Molti studi in letteratura hanno mostrato diversi inconvenienti e limitazioni nell'uso di modelli semplificati. Ad esempio, in Costabile et al., (2009, 2010b, 2012) è stata presentata un'analisi comparativa dei diversi modelli di equazioni per lo scorrimento superficiale basati sulle equazioni delle acque basse e le relative approssimazioni (modelli completi, diffusivi e cinematici). Questi test, proposti inizialmente in Govindaraju et al., (1988) e in Gottardi e Venturelli (2008), consistono nella simulazione dello scorrimento superficiale dovuto ad una intensità di pioggia variabile nel tempo e costante nello spazio su un piano inclinato con pendenza costante. Gli autori considerano due valori di pendenza: 0.001 e 0.04. È interessante notare che nel caso di pendenza pari a 0.001, l'approssimazione cinematica fornisce i risultati meno soddisfacenti, in quanto il contributo del termine relativo al gradiente di altezza idrica non è trascurabile rispetto alla pendenza del fondo. Per la pendenza di 0.04 i risultati sono molto simili tra loro. I risultati numerici hanno mostrato che le prestazioni dei modelli sono simili nei test molto semplificati in cui la topografia è ridotta a una superficie piana; tuttavia si tratta di situazioni idealizzate caratterizzate da topografie semplici e fenomeni idraulici molto lontani da quelli che si verificano durante gli eventi reali di inondazioni improvvise. Gli altri test che sono stati riprodotti (Iwagaki, 1955) consistono nella simulazione di un fenomeno di scorrimento superficiale dovuto ad una intensità di pioggia variabile nello spazio e costante nel tempo su una cascata di tre piani con pendenze rispettivamente di 0.02, 0.015, 0.01.

Basandosi su un confronto in termini di idrogrammi, i modelli considerati forniscono una buona previsione della portata, in particolare, il modello completo fornisce migliori risultati per quanto concerne la fase ascendente e recessiva dell'onda di piena. Quando lo scorrimento superficiale dovuto alla pioggia assume caratteristiche impulsive, con conseguente formazione di un'onda a fronte ripido che si propaga verso valle, come mostrato in Figura 1a, il modello diffusivo comporta una sottostima del picco di piena all'uscita del dominio.

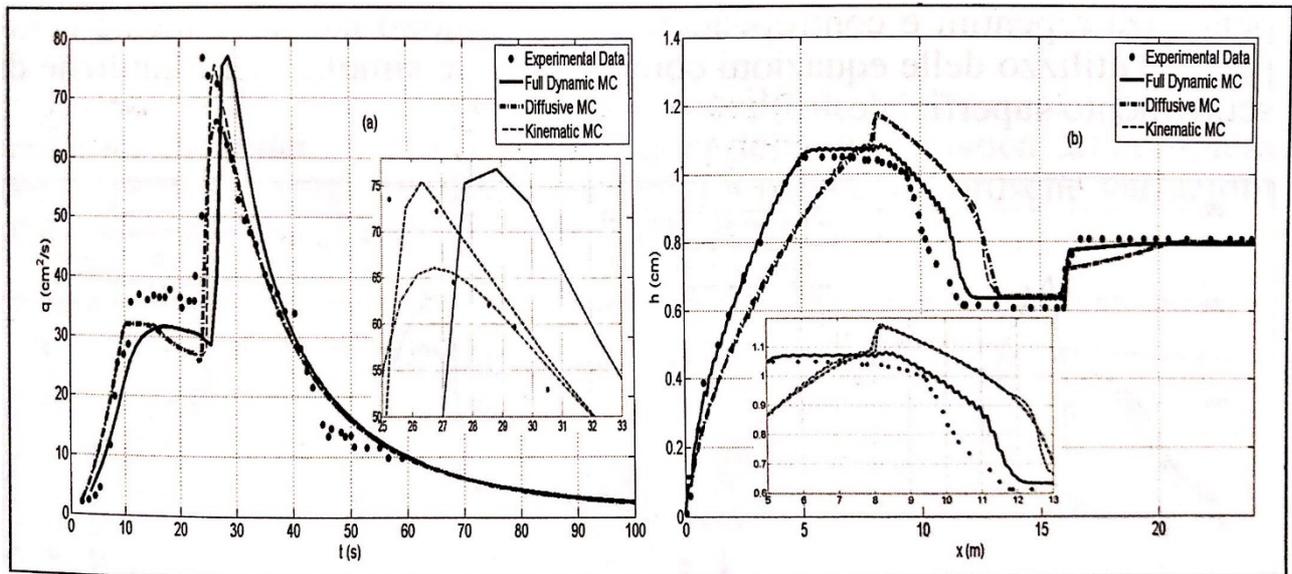


Figura 1- Confronto tra i dati osservati e i risultati numerici (intensità della pioggia di durata $t=10$ s): (a) idrogramma di piena alla fine del canale; (b) profilo longitudinale della corrente all'istante $t=10$ s (da Costabile et al., 2009)

Dalla Figura 1, b si osserva che i modelli semplificati forniscono anche risultati poco accurati in termini di profili di tirante idrico. In conclusione Costabile et al., (2009, 2010b, 2012) suggeriscono che l'uso di modelli semplificati in situazioni caratterizzate da fenomeni impulsivi su topografie complesse può portare a errori importanti.

Yeh et al., (2011), analizzano le prestazioni dei modelli semplificati e del modello completo mediante quattro test caratterizzati da corrente veloce, mista e mista con risalto idraulico (MacDonald et al., 1997).

Per il caso di corrente lenta, il modello completo (DYW) (Figura 2), produce risultati molto precisi mentre il modello diffusivo (DIW) ha un errore del 4%. Il modello cinematico (KIW) dà risultati non reali.

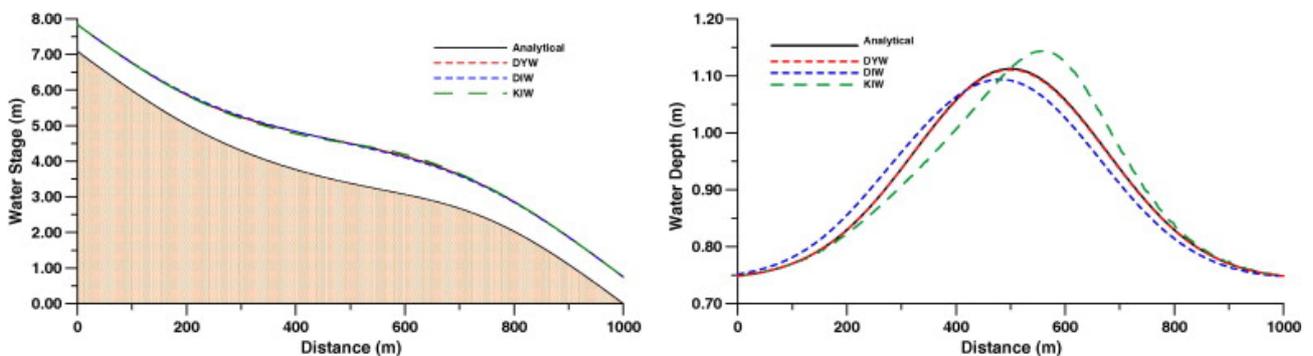


Figura 2- Confronto dei modelli con la soluzione analitica (corrente lenta) - (da Yeh et al., 2011)

Gli autori sostengono che il modello diffusivo richiede generalmente un tempo computazionale minore rispetto al modello completo, per tanto lo reputano preferibile per applicazioni in cui il flusso

è subcritico. D'altra parte però, per simulazioni più accurate dovrebbe essere usato un modello completo.

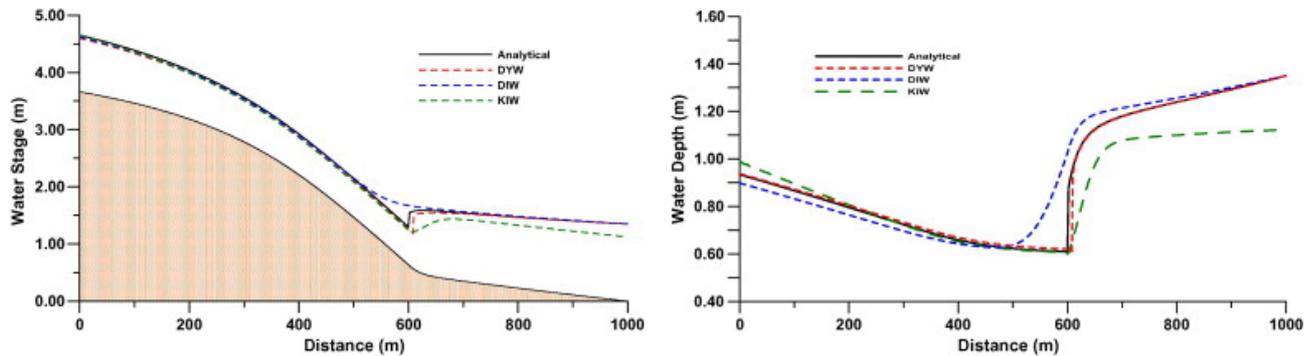


Figura 3- Confronto dei modelli con la soluzione analitica (Corrente veloce e lenta con risalto idraulico) - (da Yeh et al., 2011)

Quando il flusso è misto subcritico e supercritico con risalti idraulici, solo il modello completo offre risultati accurati ed entrambi i modelli diffusivo e cinematico generano risultati grossolani (Figura 3). Pertanto, per i flussi misti subcritici e supercritici, l'uso dei modelli completi è obbligatorio anche se il tempo di calcolo può essere eccessivo. L'uso dei modelli semplificati non consente una corretta simulazione dei risalti idraulici (Figura 3).

Più recentemente, Bout e Jetten (2018) hanno riscontrato importanti differenze in termini di modelli per la simulazione dello scorrimento superficiale. In particolare, gli autori hanno sottolineato che, rispetto al modello completo che ha ottenuto i risultati migliori, i modelli cinematici e diffusivi, rispettivamente, sovrastimano e sottovalutano la portata a causa delle proprietà intrinseche dei modelli semplificati. Ciò è evidente dalle descrizioni matematiche e numeriche del loro comportamento. Il modello diffusivo aggiunge i termini di pressione che agiscono come una forza diffusiva e trascura altre forze, causando una sovrastima della diffusione del flusso.

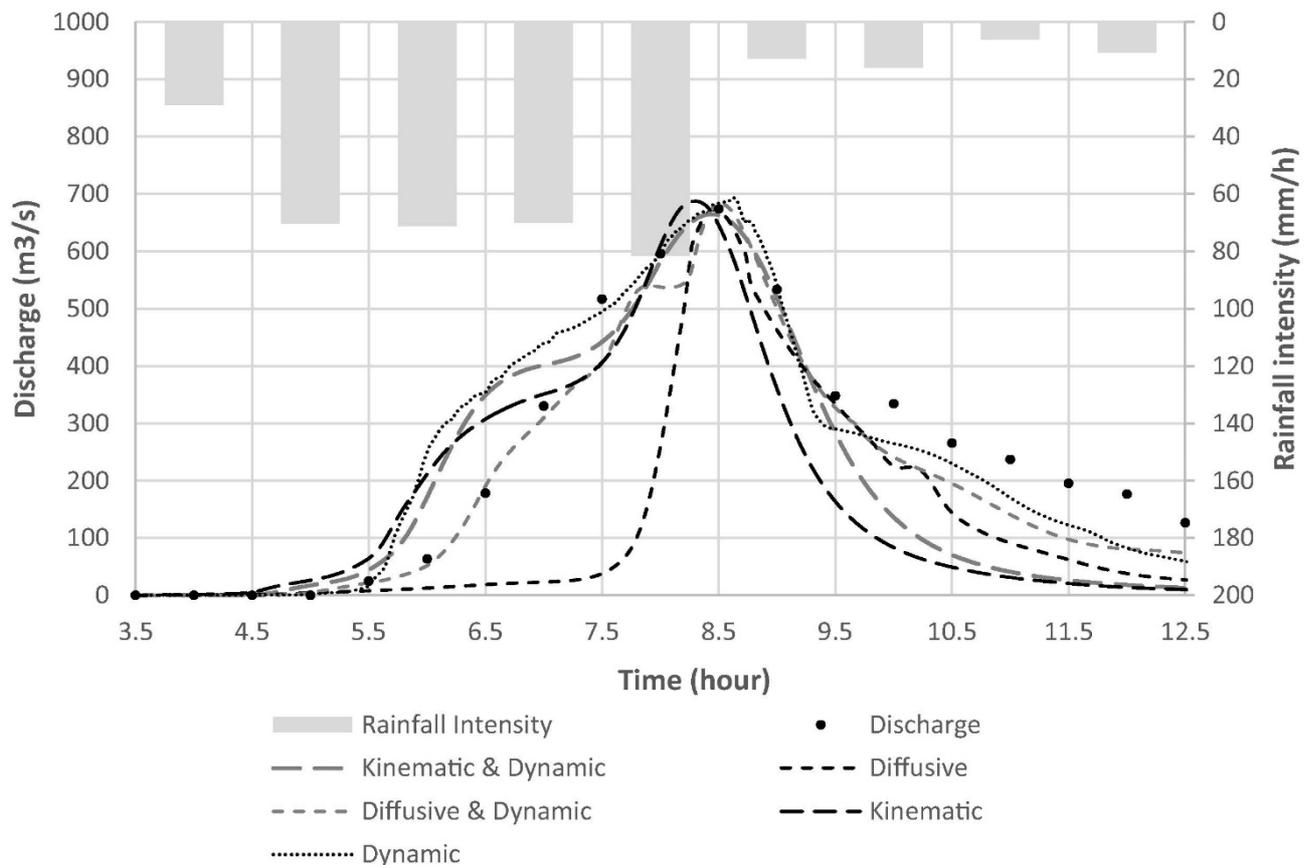


Figura 4-Portata simulata e osservata per l'evento di alluvione del 2003 nel bacino del Fella all'uscita di Pontebba - (da Bout e Jetten 2018)

Altri studi hanno confermato il fatto che il modello diffusivo è meno preciso e meno stabile del modello completo bidimensionale, sottolineando la rilevanza dei termini inerziali, almeno nella modellizzazione del deflusso superficiale da piogge e nella propagazione delle inondazioni nelle aree urbane (Cea et al., 2010; Costabile et al., 2017; Schubert et al., 2008). Pertanto, gli svantaggi associati all'uso di modelli semplificati, evidenziati in questi studi, suggeriscono l'uso delle SWEs per simulazioni accurate del deflusso superficiale, come quelle presentate in questo lavoro.

Discretizzazione delle equazioni differenziali

Da un punto di vista numerico, i significativi progressi compiuti nel campo della modellazione numerica hanno portato a notevoli miglioramenti nella capacità di simulazione utilizzando le equazioni bidimensionali complete.

È noto che le equazioni alle acque basse ammettono soluzioni analitiche o semianalitiche solo in situazioni ideali. Ciò ha dunque portato allo sviluppo di metodi numerici dove il problema, rappresentato nel continuo mediante le SWEs, è trasformato in una forma discreta composta da una serie di equazioni algebriche la cui risoluzione avviene mediante un calcolatore. Un metodo particolare, sviluppato per risolvere problemi basati su leggi di conservazioni, è noto come metodo delle caratteristiche (Massau, 1889). Oggi ha però un interesse più teorico che pratico, dato l'elevato onere computazionale richiesto. Può essere applicato solo a PDE di tipo iperbolico e richiede la definizione delle caratteristiche lungo le quali si propagano le perturbazioni.

La grande maggioranza di metodi che integrano numericamente le equazioni del moto vario nei canali a pelo libero ricadono, per ciò che riguarda la discretizzazione spaziale, nelle seguenti tre famiglie:

- Metodi alle Differenze Finite (FDM);
- Metodi agli Elementi Finiti (FEM);
- Metodi ai Volumi Finiti (FVM).

Metodi numerici alle differenze finite

La popolarità iniziale di questi metodi è andata via via diminuendo, probabilmente per via della loro minore adattabilità da un punto di vista geometrico. Tuttavia la loro implementazione è consolidata ed in letteratura esistono parecchie applicazioni che ne dimostrano la fattibile implementazione (vedi ad esempio: Liggett e Woolhiser, 1967; Chow e Ben-Zvi, 1973; Zhang e Cundy, 1989; CADAM, 1998; Macchione e Morelli, 2003; Ajayi et al., 2008; Tseng, 2010; etc.). L'aspetto principale della formulazione differenziale risiede nella sua semplicità di implementazione su griglia strutturata e, prevalentemente, per schemi monodimensionali. Tali metodi consentono di integrare numericamente un'equazione differenziale mediante la sostituzione delle derivate con i rapporti incrementali. Le derivate sono così discretizzate e le equazioni differenziali trasformate in equazioni algebriche. Considerando, ad esempio, le equazioni differenziali alle derivate parziali che descrivono i problemi di propagazione non stazionari monodimensionali nello spazio x , queste ammettono un dominio di soluzione $D(x,t)$. Esso può essere discretizzato in un insieme finito di punti scelti sull'asse delle ascisse e sull'asse dei tempi. Se a partire da ciascuno di essi si tracciano rette parallele agli assi, si ottiene una griglia bidimensionale di linee, chiamata griglia alle differenze finite. Le intersezioni tra le rette sono i punti in cui sarà ottenuta la soluzione alle differenze finite delle equazioni, rinunciando ad ottenerla negli infiniti punti dello spazio e del tempo.

Metodi numerici agli elementi finiti

I metodi agli elementi finiti si basano su una differente formulazione dell'equazione del moto. Il loro principale vantaggio consiste nel partire da una rigorosa formulazione matematica, anche se per la loro difficoltà sono stati poco utilizzati (Akanbi e Katopodes, 1988; Di Giammarco et al., 1996; Tucciarelli e Termini, 2000; Jaber e Mothar, 2003).

Metodi numerici ai volumi finiti

La formulazione ai volumi finiti è attualmente la più utilizzata per integrare le equazioni del moto vario. Questi, anziché effettuare approssimazioni puntuali nei punti della griglia, discretizzano il dominio considerato in un certo numero di celle o volumi elementari, su cui vengono integrate le equazioni. I valori delle variabili approssimate sono poi modificate per ogni *step* temporale, in virtù della conoscenza del flusso che attraversa i contorni delle celle della griglia. I metodi ai volumi finiti possono essere applicati sia su domini strutturati che non strutturati quasi sempre bidimensionali, e a priori garantiscono la conservazione della massa e della quantità di moto. In questo quadro, negli ultimi trent'anni sono stati sviluppati un numero enorme di schemi ai volumi finiti (per maggiori informazioni si rimanda a Toro 2001; Toro e García-Navarro 2007). Un'analisi comparativa approfondita sulle prestazioni di diversi schemi può essere trovata in letteratura (Costanzo et al., 2002; Macchione e Morelli, 2003; Macchione e Viggiani, 2004; Costanzo e Macchione, 2005).

Formulazione del metodo ai volumi finiti

Nel metodo ai volumi finiti, il dominio fisico bidimensionale è diviso in volumi elementari di controllo. Il sistema (1), nel metodo ai volumi finiti applicato all'idrodinamica, è integrato su un volume di controllo arbitrario Ω_i (Figura 5) e applicando il teorema di Green per ogni componente del vettore \mathbf{F} e \mathbf{G} per ottenere integrali di superficie, diventa (vedi ad es. Hirsch, 1990):

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_{\Omega_i} \mathbf{U} d\Omega + \oint_{\partial\Omega_i} [\mathbf{F}, \mathbf{G}] \cdot \mathbf{n} dL = \int_{\Omega_i} \mathbf{S} d\Omega \quad (7)$$

Dove $\partial\Omega_i$ è il contorno che racchiude Ω_i , \mathbf{n} è il vettore unitario normale e L è la lunghezza di ogni contorno.

Ponendo con \mathbf{U}_i il valore medio delle variabili di flusso sul volume di controllo Ω_i a un tempo dato l'equazione (7) può essere discretizzata come:

$$\mathbf{U}_i^{n+1} = \mathbf{U}_i^n - \frac{\Delta t}{\Omega_i} \sum_{r=1}^3 [\mathbf{F}, \mathbf{G}]_r^n \mathbf{n}_r \Delta L_r + \Delta t \mathbf{S}_i^n \quad (8)$$

Discontinuità e shock

E' abbastanza noto che, nei casi in cui i fenomeni di propagazione coinvolgono discontinuità o shock, è preferibile usare schemi di tipo conservativo.

Nell'approccio di tipo *shock-capturing* le discontinuità e gli shock risultano parte della soluzione. Il principale vantaggio di questi schemi è la loro semplicità. L'entità dell'errore è strettamente legata al tipo di schema *shock-capturing* usato.

Tra gli schemi *shock-capturing*, molto usati recentemente, sono gli schemi detti *high-resolution*. Tali schemi non presentano oscillazioni vicino le discontinuità e mantengono un alto ordine di accuratezza. Queste caratteristiche sono esattamente valide in semplici casi, mentre per problemi reali, i risultati che si ottengono, presentano lo stesso dei margini di errori con maggiori costi computazionali.

Calcolo numerico del flusso

Nel sistema di equazioni scritto in forma algebrica (8), come si è già visto, compaiono i flussi attraverso il contorno di ciascuna cella e in direzione normale agli stessi lati. Per ogni istante temporale e per ogni cella, si calcolano tre valori di flusso che attraversano i tre lati della stessa, la cui somma vettoriale influenza il calcolo delle variabili di stato h , hu e hv al tempo successivo. Nelle diverse espressioni, per la determinazione dei flussi, si distinguono i vari schemi ai volumi finiti. In letteratura, gli schemi ai volumi finiti proposti sono essenzialmente di due tipi: schemi di tipo *upwind* e schemi di tipo centrale.

Negli schemi *upwind* le celle di calcolo sono scelte conformemente alla propagazione delle perturbazioni. Essi, a loro volta si possono distinguere in base alla costruzione del metodo in *flux vector splitting* e in *flux difference splitting*.

Gli schemi del tipo *flux vector splitting* (Bermúdez e Vázquez, 1994; Bermúdez et al., 1998) considerano il segno degli autovalori della relativa matrice jacobiana, perciò i flussi sono discretizzati in base al segno delle velocità di propagazione. Inoltre, generalmente essi si applicano alla formulazione omogenea delle equazioni del moto.

Gli schemi del tipo *flux difference splitting*, molto più usati, considerano, invece, i flussi come soluzione del problema di Riemann ai contorni tra le celle. In particolare, tali schemi possono essere

caratterizzati, come proposto da Godunov, da variabili costanti per l'intera cella e da flussi come soluzione del problema di Riemann.

Gli schemi centrali sono caratterizzati appunto da una discretizzazione del flusso attraverso un lato della cella di tipo centrale. Uno degli schemi centrali più diffuso è lo schema di MacCormack, già ampiamente sviluppato e usato sin dai primi anni '70 per il metodo delle differenze. Gli schemi di tipo centrale non richiedono esplicitamente la conoscenza della direzione della perturbazione. Ciò li rende più semplici da implementare.

Solutori approssimati del problema di Riemann

La maggior parte di essi si basano sulla soluzione locale del problema di Riemann all'interfaccia tra le celle (Toro, 1997). Nello studio svolto da Godunov, i flussi sono calcolati come soluzione esatta del problema di Riemann. Tale calcolo presenta una implementazione onerosa dato che avviene mediante una procedura iterativa. Per questo motivo, l'approccio basato sull'esatta soluzione del problema di Riemann è spesso sostituito con una teoria basata sulla soluzione approssimata.

Gli schemi analizzati sono tutti solutori approssimati del problema di Riemann.

I solutori approssimati del problema di Riemann, se propriamente usati, riescono ad essere degli strumenti computazionali efficaci con costi competitivi.

La scelta tra solutori esatti o approssimati del problema di Riemann si basa su tre aspetti fondamentali: il costo computazionale, la semplicità di implementazione e l'accuratezza.

Generalmente il tempo computazionale riveste un ruolo importante in tutti i problemi di integrazione numerica di equazioni differenziali.

A tal proposito, secondo Toro (2001), i solutori del problema approssimato di Riemann comportano, rispetto a quelli esatti, una diminuzione del tempo di calcolo del 20%. Inoltre, al primo ordine, essi hanno la proprietà di monotonicità della soluzione. Sui solutori approssimati del problema di Riemann, importanti risultati sono stati ottenuti nell'aerodinamica con l'applicazione successiva anche all'idrodinamica.

Esistono due tipologie di solutori approssimati del problema di Riemann. In alcuni schemi si approssimano le variabili di stato e successivamente, in base a tali valori, si calcolano i flussi; in altri schemi, invece, si approssimano direttamente i flussi.

I più importanti solutori approssimati del problema di Riemann sono stati sviluppati da Roe (1981), Osher e Solomon (1982) e Harten (1983) ed estesi alle equazioni del moto vario da Glaister (1988), Alcrudo e Garcia Navarro (1993), Nujic (1995).

Sulla base dell'esperienza del Laboratorio di Modellistica numerica per la Protezione Idraulica del Territorio (Macchione e Morelli, 2003; Costabile et al., 2012, 2013; Costabile e Macchione, 2015; Macchione et al., 2016; Costabile et al., 2017), in questa tesi è stato applicato lo schema numerico di Roe (1981) al primo ordine di accuratezza nello spazio e nel tempo.

Schema di Roe

Lo schema introdotto da Roe (1981), per la soluzione numerica delle equazioni di Eulero, è stato applicato per la soluzione delle equazioni del moto vario nei canali a pelo libero da Glaister (1988) e poi esteso da Alcrudo et al. (1992). Anche per questo schema il problema bidimensionale è considerato localmente monodimensionale.

L'assunzione di Roe si basa sull'approssimazione localmente lineare del problema tipicamente non lineare, ovvero assume che in un piccolo intervallo di tempo le curve caratteristiche che propagano l'informazione con celerità pari agli autovalori associati alla matrice jacobiana, siano delle rette,

cosicché la matrice jacobiana, gli autovalori e gli autovettori ad essa associata possono essere considerati costanti.

In particolare, la valutazione del flusso numerico in Equazione (8) si basa sul problema di Riemann definito dalle condizioni a sinistra (L) e destra (R) di ciascun lato della cella (Figura 5).

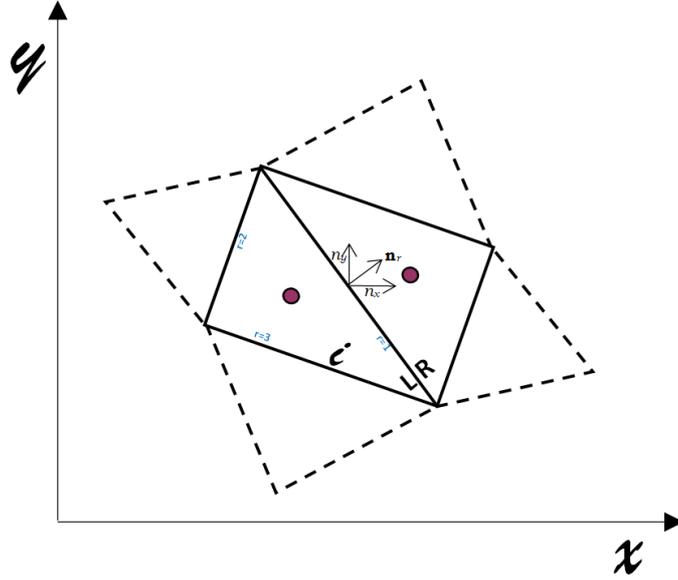


Figura 5-Riferimento frame per la discretizzazione del modello SWEs

Considerando la matrice jacobiana delle variabili approssimate di Roe, il flusso numerico su ciascun lato r della cella computazionale L a sinistra e R a destra, (Roe, 1981), è:

$$[\mathbf{F}, \mathbf{G}]_r \cdot \mathbf{n}_r = \frac{1}{2} [[\mathbf{F}, \mathbf{G}]_R \cdot \mathbf{n}_r + [\mathbf{F}, \mathbf{G}]_L \cdot \mathbf{n}_r - \sum_{m=1}^3 |\tilde{\lambda}^m| \alpha^m \tilde{\mathbf{e}}^m] \quad (9)$$

Con:

$$\alpha^{1,2} = \frac{h_R - h_L}{2} = \pm \frac{1}{2\tilde{c}} \{ [(hu)_R - (hu)_L]n_x + [(hv)_R - (hv)_L]n_y - (\tilde{u}n_x + \tilde{v}n_y)(h_R - h_L) \} \quad (10)$$

$$\alpha^3 = \frac{1}{\tilde{c}} \{ [(hv)_R - (hv)_L - \tilde{v}(h_R - h_L)]n_x + [(hu)_R - (hu)_L - \tilde{u}(h_R - h_L)]n_y \} \quad (11)$$

$\tilde{\lambda}$ e $\tilde{\mathbf{e}}$ sono gli autovalori e gli autovettori della matrice jacobiana approssimata definiti come:

$$\tilde{\lambda}^{1,3} = \tilde{u}n_x + \tilde{v}n_y \pm \tilde{c} \quad (12)$$

$$\tilde{\lambda}^2 = \tilde{u}n_x + \tilde{v}n_y \quad (13)$$

$$\tilde{\mathbf{e}}^{1,3} = \begin{pmatrix} 1 \\ \tilde{u} \pm \tilde{c}n_x \\ \tilde{v} \pm \tilde{c}n_y \end{pmatrix} \quad (14)$$

$$\tilde{\mathbf{e}}^2 = \begin{pmatrix} 0 \\ -\tilde{c}n_y \\ \tilde{c}n_x \end{pmatrix} \quad (15)$$

e dipendono dalle seguenti variabili medie:

$$\tilde{u} = \frac{\sqrt{h_R}u_R + \sqrt{h_L}u_L}{\sqrt{h_R} + \sqrt{h_L}} \quad (16)$$

$$\tilde{v} = \frac{\sqrt{h_R}v_R + \sqrt{h_L}v_L}{\sqrt{h_R} + \sqrt{h_L}} \quad (17)$$

$$\tilde{c} = \sqrt{\frac{g}{2}(h_R + h_L)} \quad (18)$$

Al fine di evitare discontinuità non fisiche, viene applicata la modifica di Harten e Hyman (1983) del modulo degli autovalori.

Problemi numerici

È noto che l'integrazione delle equazioni complete del moto vario (sistema 1) può presentare diverse difficoltà in termini di convergenza e stabilità, in particolare per la trattazione dei termini sorgente (vedi ad esempio Murillo et al., 2007; Valiani e Begnudelli, 2006; Murillo e García-Navarro, 2010; Chertock et al., 2015; Vacondio et al., 2016). Tali problematiche sono oggetto di notevole dibattito in ambito scientifico da oltre un decennio.

Nelle situazioni reali, infatti, una scorretta trattazione numerica sia della pendenza del fondo, specie nei casi a topografia complessa o nelle interfacce tra celle asciutte e celle bagnate, può essere una fonte importante di errore. La presenza di questi errori viene amplificata quando vengono fatte simulazioni di scorrimento superficiale (Costabile et al., 2009, 2012, 2013; Cea e Blade, 2015; Liang et al., 2015; Xia et al., 2017). In questo caso, numerose celle di versante sono soggette, per le elevate pendenze, ad un continuo riempimento e svuotamento, passando dalla condizione di cella asciutta a quella di cella bagnata e viceversa. Tale condizione è critica per la presenza di tiranti idrici bassi in relazione alla dimensione della cella, che deve essere di diversi ordini di grandezza superiore per via dell'onerosità del calcolo. La presenza di tiranti bassissimi può generare valori irrealistici di resistenza al moto e determinare instabilità numeriche. Tre tipi di algoritmi sono stati implementati per eliminare questi problemi.

Il vettore del termine sorgente \mathbf{S} viene scomposto in due parti differenti che sono trattate separatamente: la variazione di fondo \mathbf{S}_0 e il termine di attrito \mathbf{S}_f , $\mathbf{S} = \mathbf{S}_0 + \mathbf{S}_f$.

Pendenza del fondo

Negli schemi upwind, è adottato un approccio upwind per la modellazione delle variazioni di fondo. Per ogni lato r del volume di controllo il contributo interno del termine di fondo è (Brufau et al., 2004):

$$\tilde{S}_{0r} = \sum_{m=1}^3 \beta^{m-} \tilde{\mathbf{e}}^m \quad (19)$$

dove il coefficiente β^{m-} è calcolato come:

$$\beta^{1-,3-} = \pm \frac{1}{4\tilde{c}} \left(1 - \frac{|\lambda_{1,3}|}{\lambda_{1,3}} \right) \left(\bar{S}_0^{(2)} n_x + \bar{S}_0^{(3)} n_y \right) d_{RL} \quad (20)$$

$$\beta^{2-} = \frac{1}{2\tilde{c}} \left(1 - \frac{|\lambda_2|}{\lambda_2} \right) \left(-\bar{S}_0^{(2)} n_y + \bar{S}_0^{(3)} n_x \right) d_{RL} \quad (21)$$

dove $\bar{S}_0^{(2)}$ e $\bar{S}_0^{(3)}$ sono il secondo e il terzo componente del vettore dei termini sorgente $\bar{\mathbf{S}}_0$:

$$\bar{\mathbf{S}}_0 = \begin{pmatrix} 0 \\ g\tilde{h}\Delta z_x \\ g\tilde{h}\Delta z_y \end{pmatrix} \quad (22)$$

con:

$$\tilde{h} = \frac{1}{2} (h_R + h_L) \quad (23)$$

$$\Delta z_x = -\frac{(z_R - z_L)}{d_{RL}} n_x \quad (24)$$

$$\Delta z_y = -\frac{(z_R - z_L)}{d_{RL}} n_y \quad (25)$$

e d_{RL} è la distanza tra i centroidi delle celle destra (R) e sinistra (L).

Resistenza al moto

Particolare attenzione dovrebbe essere prestata anche al trattamento del termine di attrito. La discretizzazione puntuale dei termini porta a instabilità numeriche. Pertanto, un trattamento implicito o semi-implicito del termine d'attrito (Brufau et al., 2004; Costabile et al., 2013; Cea e Bladé, 2015) è qui applicato in base alla seguente relazione:

$$U_i^{n+1} = \frac{U_i^* + \Delta t \theta S_{f_i}^n}{1 - (1-\theta) \Delta t \frac{S_{f_i}^n}{U_i^n}} \quad (26)$$

con:

$$U_i^* = U_i^n - \frac{\Delta t}{\Omega_i} \sum_{r=1}^3 ([F, G]_r^n \cdot n_r - \tilde{S}_{0r}^n)_i \Delta L_r + \Delta t R_i^n \quad (27)$$

θ è il grado implicito della discretizzazione del termine di attrito: $\theta = 1$ corrisponde ad un trattamento totalmente esplicito e $\theta = 0$ ad uno totalmente implicito.

Wet/dry

È noto in letteratura che la presenza di tiranti molto bassi su una topografia complessa e la presenza dell'interfaccia asciutto-bagnato possono portare diversi problemi numerici quando si usano le equazioni complete del moto vario. Nelle simulazioni di scorrimento superficiale tali problematiche sono ulteriormente amplificate a causa della presenza di un gran numero di celle di calcolo che sono inizialmente asciutte, ma che diventano bagnate a causa di un input di pioggia, e poi di nuovo asciutte a causa delle elevate pendenze di fondo. In Costabile et al. (2013), sono stati implementati due algoritmi. Il primo riguarda l'interfaccia tra celle asciutte e bagnate. Chiamando con h il tirante idrico e con H la quota della superficie libera, consideriamo la situazione in cui una cella bagnata (L) abbia alla sua destra (R) una cella asciutta ($h_L > 0, h_R = 0$) e la quota della superficie libera sia $H_R > H_L$: in questo caso, senza alcuna modifica, un flusso non fisico verrebbe automaticamente calcolato attraverso l'interfaccia delle due celle. Quindi viene introdotta nel codice una modifica temporanea della quota del fondo della cella asciutta $H_R = H_L$ impedendo così la nascita dell'effetto numerico; contemporaneamente la componente della velocità della cella bagnata normale all'interfaccia è imposta pari a zero per garantire la condizione di assenza di flusso (Brufau et al., 2004; Liang e Borthwick, 2009).

Altra fonte di errori ed instabilità si riscontra in presenza di superfici molto ripide: in particolare, più acqua di quella realmente contenuta nella cella bagnata è calcolata come fluente in quella asciutta. Come conseguenza, il tirante idrico negativo risultante induce instabilità numeriche. Anche in questo caso devono essere introdotte un certo numero di modifiche nello schema, al fine di prevenire il fallimento della simulazione. Anzitutto, è necessario considerare un minimo valore di tirante idrico h_s e, quando viene calcolato un valore inferiore di tale soglia, la cella viene considerata asciutta con le componenti della velocità azzerate e il tirante della cella stessa viene imposto a h_s . Quindi, per assicurare la conservazione di massa, lo stesso volume d'acqua viene sottratto dalla cella adiacente contenente più acqua. Infine, nella stessa cella le variabili di stato (hu) e (hv) si modificano contestualmente in modo tale che le componenti di velocità (u, v) siano uguali a quelli dello step precedente.

Capitolo II - Determinazione della griglia di calcolo per problemi di overland flow

Introduzione

La modellizzazione idraulica e idrologica distribuita richiede di norma indagini relative a caratteristiche topologiche e idrologiche quali topografia e pendenza del terreno, reti di drenaggio e confini del bacino idrografico. Una delle informazioni spaziali di base più comunemente utilizzate e ampiamente disponibili è il modello di elevazione digitale (DEM). I modelli di elevazione digitale offrono un modo efficace per rappresentare la superficie del terreno e consentono l'estrazione diretta ed automatizzata di alcune caratteristiche topografiche dei bacini idrografici, apportando vantaggi in termini di efficienza di elaborazione, economicità e accuratezza, rispetto ai metodi tradizionali basati su mappe topografiche, indagini sul campo o fotografie. Pertanto, i DEM sono stati ampiamente applicati nella modellazione di alcune caratteristiche dell'idrologia superficiale come la delimitazione dei bacini idrici (O'Callaghan e Mark, 1984, Jones, 2002), l'individuazione delle reti di drenaggio (O'Callaghan e Mark, 1984; Turcotte et al., 2001) e delle teste di canale (Montgomery e Dietrich, 1988; Julian et al., 2012).

Oggi con la disponibilità di dati ad alta risoluzione come quelli reperibili mediante le tecniche LiDAR (Light Detection and Ranging) e con i progressi delle strutture informatiche in grado di gestire questi grandi set di informazioni, è necessario quantificare l'impatto dell'utilizzo di dati a differenti risoluzioni (ad es. 1 m contro 10 m o 25 m) sui processi idrologici ed idraulici, valutando la variazione di accuratezza e affidabilità dei risultati quando si passa da una elevata risoluzione ad una più grossolana. Allora viene spontaneo indagare sull'influenza che la risoluzione dei dati topografici (o della griglia di calcolo) esercita sui risultati che con questa modellistica si vogliono ottenere e con che grado di dettaglio si devono fare studi di questo tipo.

Dati topografici

Per poter utilizzare i modelli di simulazione numerica, bisogna conoscere la topografia dell'area in esame, che viene posta a base dei calcoli idraulici all'interno delle equazioni del modello tramite i termini legati alla pendenza della superficie.

DEM, DSM e DTM

Un Digital Elevation Model (DEM) è un modello digitale o rappresentazione tridimensionale (3D) della superficie di un terreno creata da dati di elevazione. Il termine DEM è stato introdotto negli anni '70 con lo scopo di distinguere la forma più semplice di modellazione del rilievo del terreno dai tipi più complessi di rappresentazione digitale della superficie. Inizialmente il termine DEM veniva utilizzato esclusivamente per le rappresentazioni raster (quindi i valori di elevazione forniti ai nodi di intersezione di una griglia regolare).

Il modello digitale del terreno (DTM) è un DEM della forma della superficie del terreno.

Il modello digitale di superficie (DSM) è un DEM della forma della superficie, incluse vegetazione, infrastrutture, ecc. (Figura 6).

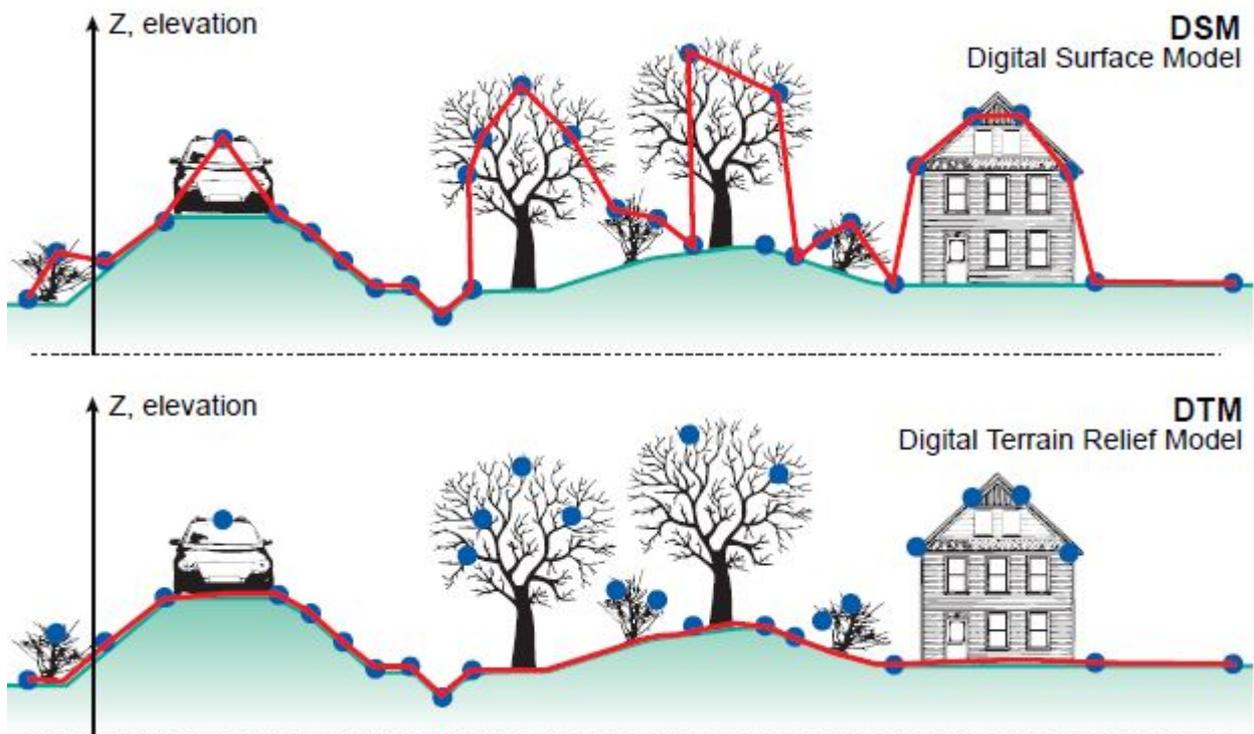


Figura 6- Differenza tra DSM e DTM. (da <https://3dmetrica.it/dtm-dsm-dem/>)

In alcuni paesi, un DTM è in realtà sinonimo di un DEM. Ciò significa che un DTM è semplicemente una superficie di elevazione che rappresenta la terra nuda riferita a un dato verticale comune.

Negli Stati Uniti e in altri paesi, un DTM ha un significato leggermente diverso. Un DTM è un set di dati vettoriali composto da punti spazati regolarmente e da caratteristiche naturali come creste e linee di discontinuità.

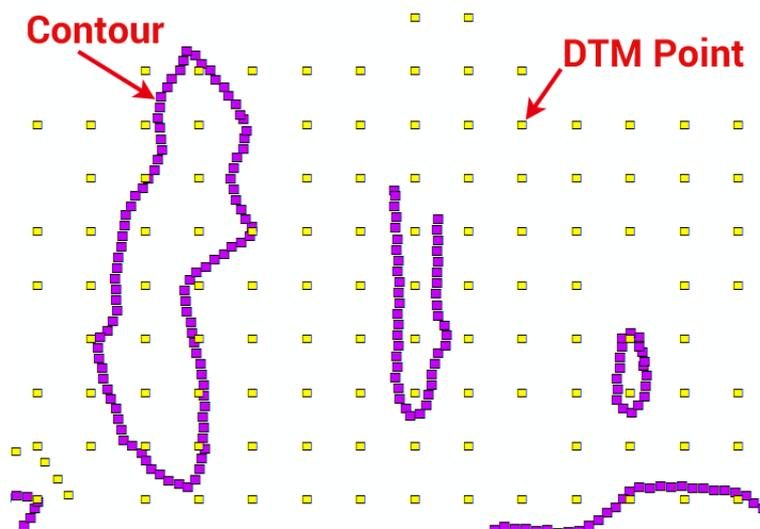


Figura 7-DTM. (da <https://gisgeography.com/dem-dsm-dtm-differences/>)

I DEM, DSM e DTM possono essere derivati attraverso una varietà di tecniche, come la digitalizzazione delle curve di livello da mappe topografiche esistenti, dalle EDM (misurazione elettronica della distanza), dalle misure GPS differenziali, dalla fotogrammetria (digitale), dal telerilevamento radar (InSAR). Ma la tecnica più usata è la *Light Detection and Ranging* (LiDAR).

LiDAR

DEM più dettagliati sono oggi derivati utilizzando LiDAR (Light Detection And Ranging). Normalmente le misurazioni dei punti LiDAR renderizzano i cosiddetti modelli digitali di superficie (DSM), che contengono informazioni su tutti gli oggetti della superficie terrestre, inclusi edifici, alberi, ecc.. Questa tecnica di telerilevamento permette di determinare la distanza di un certo oggetto usando un impulso laser. Al sensore laser viene abbinata una piattaforma GPS+IMU per la georeferenziazione dei punti (Figura 8). Poi, attraverso algoritmi un editing finale manuale, gli elementi del paesaggio vengono rimossi e viene generato il modello digitale del terreno (DTM).

La tecnologia LiDAR è diventata il metodo standard per la generazione di DEM ad alta risoluzione in molti paesi. Tale tecnologia è in grado di misurare le distanze in modo molto preciso e con una elevata frequenza; pertanto è possibile ottenere un DSM con un'alta densità di punti con valori di elevazione precisi. La precisione di elevazione raggiungibile (coordinate verticali) con LiDAR può essere dell'ordine di 3 cm per superfici target ben definite. I dati LiDAR possono essere acquisiti tramite strumenti aerei o terrestri. Il LiDAR per via aerea viene ampiamente utilizzato per la mappatura geomorfologica e la classificazione del terreno

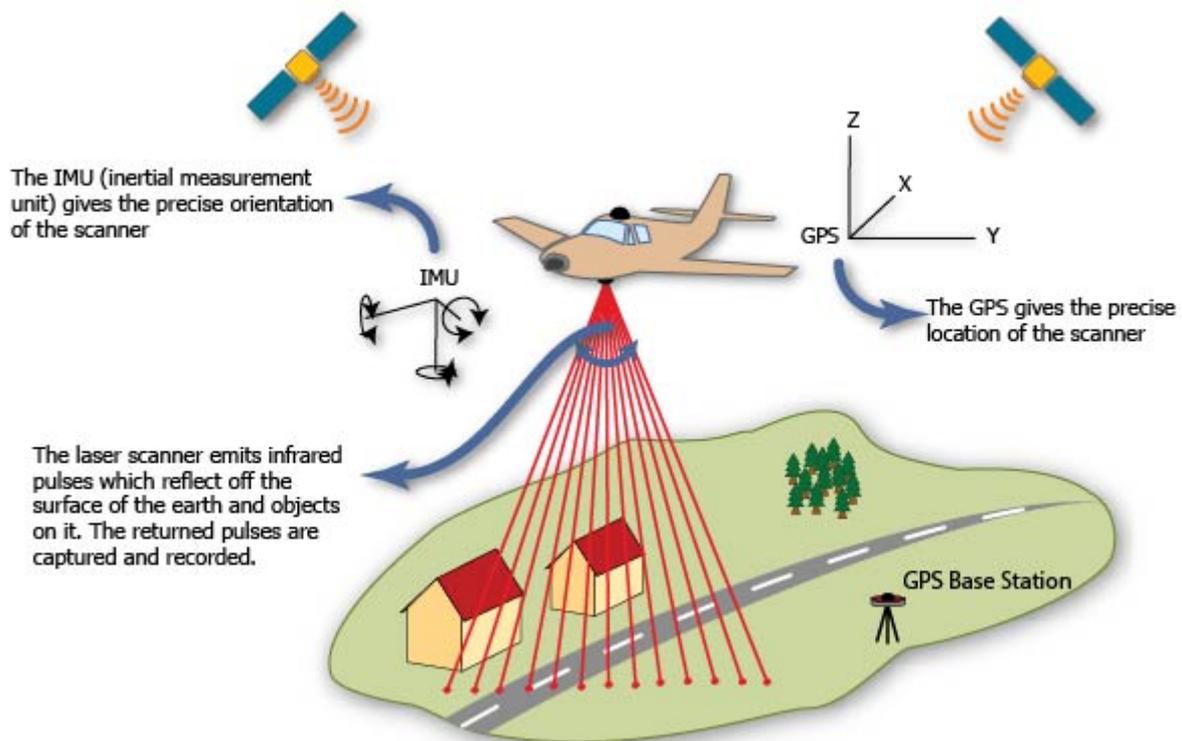


Figura 8- Fonte: <http://qmv.cast.uark.edu/scanning-2/airborne-laser-scanning/>

Sebbene i dati a risoluzione più elevata siano preferiti in generale, spesso vengono ricampionati a risoluzioni inferiori. Il ricampionamento è un'operazione GIS ampiamente utilizzata che consente la conversione di dati in nuove celle raster o dimensioni della griglia, mediante estrapolazione. Quando i dati vengono ricampionati su una risoluzione più fine, non presentano le stesse informazioni che sarebbero disponibili nei dati originariamente ottenuti con la medesima risoluzione.

E' stato osservato che, nonostante il ricampionamento (da dato LiDAR, con risoluzione molto fine) determini una perdita di dettaglio, il dettaglio risultante è comunque migliore se rapportato ad un dato derivante da risoluzione più grossolana (Dixton e Earls, 2009, Vaze et al., 2010, Thomas et al.,

2017). Tuttavia è azzardato ipotizzare che dati derivati, a bassa risoluzione, siano superiori ad altri dati a bassa risoluzione provenienti da una fonte diversa (Li e Wong, 2010).

Reperibilità dati topografici in Italia

Attualmente sono disponibili, presso il Ministero dell’Ambiente, DEM ad alta risoluzione (1 m per le zone interne e 2 m per le zone costiere). Per sopperire alla mancanza di dati (zone in bianco) è possibile usare i dati a 5 m.



Figura 9-Disponibilità dei dati a 2m (zona costiera, nero) e 1m (zona interna, azzurro)

In particolare per la Calabria si può fare riferimento al sito: <ftp://ftpopendata:OPENDATA2013@88.41.139.88/> dove sono presenti i DTM 5x5, con il relativo quadro di unione.

Griglie di calcolo

L’applicazione dei modelli numerici idrodinamici bidimensionali, per la mappatura delle aree inondabili, richiede la costruzione di una griglia di calcolo comunemente detta *grid* o *mesh*.

La superficie del terreno viene rappresentata da punti distribuiti in forma regolare o irregolare e da linee dette *breaklines* che individuano zone di discontinuità topografica nel terreno. Ovviamente una qualità ed una risoluzione maggiore del DEM garantiscono una delimitazione delle aree

inondabili più precisa ed accurata. Le griglie possono essere di due diversi tipi: *strutturate* e *non strutturate*.

Griglia strutturata

In una griglia *strutturata* i nodi della griglia vengono generati dall'intersezione di linee perpendicolari tra loro; la numerazione è molto semplice ed è ottenuta mediante semplici operazioni algebriche e tutte le celle hanno le stesse dimensioni.

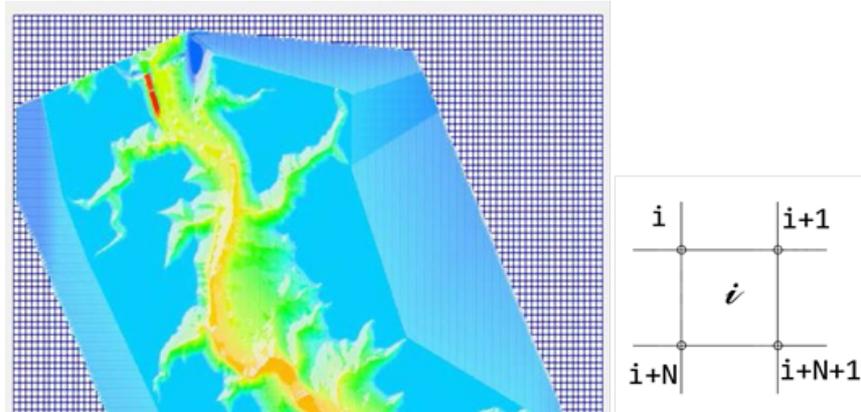


Figura 10-Esempio di griglia strutturata

La creazione di un dominio con l'uso di griglie strutturate ha diversi vantaggi d'applicazione, come una numerazione ordinata, inducendo un buon grado di semplicità nella programmazione per via dell'automatica individuazione di una cella generica del dominio. Lo svantaggio è legato alla rappresentazione di configurazioni geometriche molto complesse, in quanto le griglie strutturate non sono flessibili e tendono a non rappresentare fedelmente tali geometrie.

Griglia non strutturata

La griglia *non strutturata* è costituita da elementi triangolari irregolari; la numerazione dei nodi non è semplice come la precedente ma si procede comunque seguendo un ordine prestabilito. La numerazione avviene con l'ausilio di una matrice, detta matrice di connettività, che identifica la cella e i suoi tre nodi.

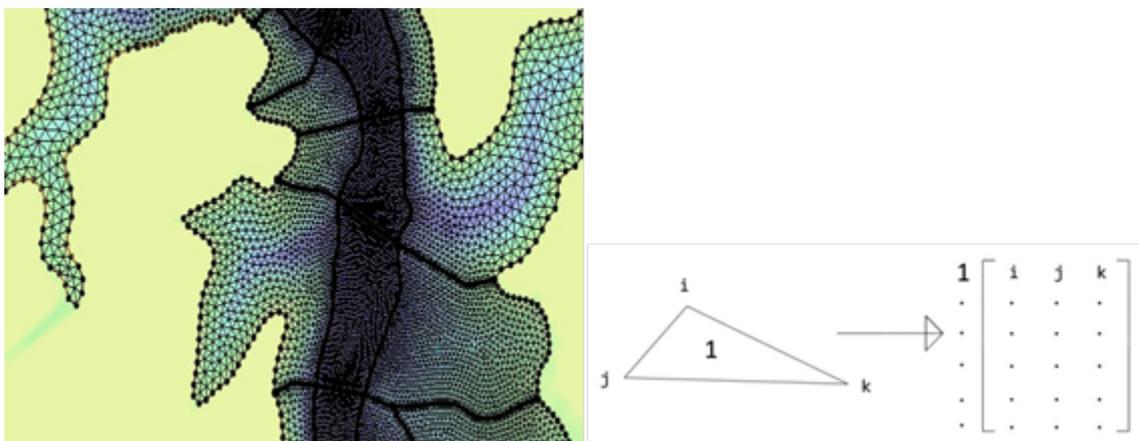


Figura 11-Esempio di griglia non strutturata

Questa tipologia di griglia è più flessibile ed è in grado di riprodurre superfici topologiche complesse: è possibile infatti infittire la griglia nelle parti più significative, come ad esempio un forte

gradiente di pendenza o un manufatto e ridurre il numero di celle in una zona pianeggiante, permettendo così un costo computazionale contenuto.

Il software usato nella presente tesi per la costruzione delle griglie di calcolo è SMS (Surface Modeling System) - Aquaveo™; tale software permette, a partire dai punti organizzati su una maglia, di ricostruire il TIN (Triangular Irregular Network) del territorio in esame e inoltre permette di valutare la qualità della griglia mediante accorgimenti sulle dimensioni degli elementi.

Problematiche relative alla creazione dei domini di calcolo

Per la creazione di una griglia di calcolo, bisogna tenere in considerazione il grado di accuratezza dei risultati che ne conseguono e i tempi computazionali delle simulazioni numeriche che sono inversamente proporzionali alla terza potenza della dimensione della cella (Kim et al., 2014). Da qui la necessità di generare una griglia di calcolo con cui bilanciare l'accuratezza numerica dei risultati con i tempi computazionali.

Oltre alla prevista riduzione degli errori numerici dovuti alla discretizzazione spaziale e temporale del modello scelto, una *mesh* ad alta risoluzione può essere fondamentale per rappresentare importanti percorsi di corrente in aree ad alta variabilità topografica o per descrivere brusche variazioni di flusso (vedere ad es. Costabile e Macchione, 2015; Costabile et al., 2015a, b).

Per quanto riguarda il tipo di rappresentazione, alcuni studi hanno concluso che non esiste una scelta ottimale per la modellazione di alluvioni in ambito bidimensionale, poiché ciascun tipo di elemento (ad esempio triangolo o quadrilatero) è vantaggioso in circostanze diverse (Kim et al., 2014). Per questo motivo, alcuni studi hanno suggerito l'uso di una griglia mista (Hoch et al., 2018; Bomers et al., 2019) o di griglie adattive (Hu et al., 2018, 2019; Savant et al., 2019) per massimizzare la versatilità in applicazioni pratiche.

Influenza della risoluzione dei domini di calcolo sui risultati numerici

Diversi sono gli studi, presenti in letteratura, che mostrano la rilevante influenza esercitata dalla diversa risoluzione della griglia di calcolo (o del dato topografico) sui risultati numerici delle variabili idrauliche più importanti come tiranti e velocità (Vieux, 1993; Zhang e Montgomery, 1994; Kuo et al., 1999; Molnár e Julien, 2000; Kenwan et al., 2000; Moglen e Hartman, 2001; Thompson et al., 2001; Vázquez et al., 2002; Liu et al., 2005; Néelz e Pender 2007; Dixon e Earls, 2009; Zhao et al., 2009; Hughes et al., 2011; Mahmood e Vivoni 2011; Manfreda et al., 2011; Egüen et al., 2012; Ghosh e Hellweger, 2012; Yang e Chu, 2013a; Savvidou et al., 2014; Yu et al., 2014; Vargas et al., 2015; Habtezion et al., 2016; Wu et al., 2017; Tan et al., 2018; Munoth e Goyal, 2019). La dimensione della griglia influisce sui parametri topografici fondamentali come pendenza, area contribuente, rete di drenaggio e delimitazione dello spartiacque (Sørensen e Seibert 2007; Wu et al., 2008; Zhang e Montgomery, 1994).

Tale aspetto guadagna ulteriore rilevanza nella modellistica di generazione e propagazione delle piene a scala di bacino indirizzata alla valutazione locale della pericolosità idraulica.

Ad esempio, Tsubaki e Kawahara (2013) mostrano che una propagazione alluvionale, passando da una griglia grossolana ad una più fine, mantenendo costante la scabrezza si ottengono tiranti più bassi e velocità più elevate

Le risoluzioni più grossolane tendono a mascherare l'effetto di importanti caratteristiche topografiche inficiando i risultati delle analisi (Hancock 2005; Vaze et al., 2010; Habetzion et al., 2016). Tendenzialmente il numero di connessioni tra le aree diminuisce con l'aumento di

dimensione delle celle, mentre aumenta l'area totale connessa (Nasab et al., 2017; Yu e Harbour, 2019).

Anche l'intensità e la durata dell'input pluviometrico influenzano le variabili idrauliche (Stenta et al., 2017, Gangi et al., 2018).

Özgen et al. (2015a) hanno presentato una nuova formulazione di scabrezza per spiegare concettualmente la microtopografia nel contesto del miglioramento dei modelli di scorrimento superficiale. Lo scopo era quello di aumentare la dimensione della griglia per avere l'efficienza computazionale, mentre si catturavano gli effetti di piccola scala con la formulazione di scabrezza per prevenire la perdita di accuratezza associata alle griglie più grossolane ($\Delta x=0.1$ m). La formulazione di scabrezza presentata è stata quindi confrontata con diverse formulazioni esistenti dalla letteratura, ottenendo, per tre esempi di calcolo, che i risultati ad alta risoluzione ($\Delta x=0.01$ m) possono essere approssimati con una precisione soddisfacente calibrando i parametri di scabrezza. Tuttavia, il valore del coefficiente di scabrezza calibrato dipende in genere dalle condizioni di calibrazione, come la profondità dell'acqua e le dimensioni della griglia, che non possono essere generalizzate (Hughes et al., 2011).

L'effetto principale dell'aumento delle dimensioni della griglia consiste nel generare un valore medio inferiore della pendenza delle celle e una riduzione sia della lunghezza totale del reticolo idrografico che della densità di drenaggio. Ciò è legato alla perdita di informazioni topografiche tipico delle griglie grossolane e la taratura dei parametri non riesce a compensare questa perdita.

Yang e Chu (2013a) hanno investigato gli effetti della risoluzione DEM sulle depressioni superficiali e sulla connettività idrologica per superfici con differenti caratteristiche microtopografiche. Dalla ricerca svolta e dai risultati ottenuti, arrivano a dire che il numero di depressioni e il livello di riempimento diminuiva con il diminuire della risoluzione, la quale influenzava inoltre la connettività idrologica strutturale: il numero di aree collegate è diminuito mentre l'area totale connessa è aumentata. La connettività funzionale è molto influenzata dalla risoluzione del DEM specialmente nelle fasi iniziali del processo.

Habtezion et al. (2016) hanno evidenziato che i DEM a risoluzione più grossolana (80 cm) tendevano a sottovalutare i picchi di portata rispetto a DEM con risoluzione fine (4 cm). Durante un evento di pioggia, il dominio è diventato più sensibile alla connettività. Per la griglia grossolana (80 cm), il riempimento delle depressioni è avvenuto rapidamente, permettendo un collegamento facilitato delle aree idrologicamente connesse; tale collegamento si è interrotto all'istante una volta cessato l'input pluviometrico. La sovrastima della connettività idrologica funzionale e la sottostima delle depressioni topografiche indotte da risoluzioni DEM più grossolane hanno comportato un maggiore deflusso superficiale. Con l'aumentare della dimensione della griglia il tempo di riempimento delle depressioni è stato ridotto, causando una portata in uscita più elevata anche nelle prime fasi della simulazione.

Wildemeersch et al. (2014) hanno valutato gli effetti della discretizzazione spaziale sulla portata. I loro risultati hanno mostrato che una discretizzazione spaziale più grossolana ha influenzato il calcolo della portata a causa di una scadente rappresentazione dei livelli idrici e delle pendenze del terreno, che ha influito sulle interazioni tra acqua di superficie, acque sotterranee e processi di deflusso.

Gangi et al. (2018) analizzano l'influenza della risoluzione della griglia di calcolo (2m, 5m, 10m, 20m) al variare dell'intensità di precipitazione (20mm/h, 50mm/h, 100mm/h). Dalla Figura 12, a parità di intensità, emerge una discordanza tra le diverse simulazioni, nella fase crescente dell'idrogramma. In particolare, a parità di istante temporale, al diminuire della dimensione della cella di calcolo, la simulazione restituisce una portata maggiore nella prima parte del ramo crescente

dell'idrogramma e una portata minore dell'ultima parte del ramo crescente. Inoltre, si può osservare come le differenze tra le portate vadano diminuendo al diminuire delle dimensioni delle celle, per cui la differenza di portata tra il dominio di calcolo a 5 m e a 2 m è minore di quella tra 5 m e 10 m che è, a sua volta, minore di quella tra 10 m e 20 m. Da questi risultati si può dedurre che una rappresentazione topografica a bassa risoluzione (20 m – 10 m) del dominio di calcolo comporta degli errori di valutazione nei risultati che diventano poco rappresentativi del fenomeno al di sotto di una risoluzione soglia.

Inoltre, le differenze tra le portate diminuiscono all'aumentare dell'intensità di pioggia. Le stesse osservazioni trovano riscontro calcolando, in determinati istanti di tempo, il volume invasato all'interno del bacino dove si vede che, all'aumentare della dimensione della cella computazionale, gli effetti topografici legati alla capacità di invaso del bacino vanno ad aumentare.

Queste osservazioni sono importanti quando si vogliono simulare eventi di tipo impulsivo di breve durata a scala di bacino poiché più la discretizzazione è grossolana e più rilevante è l'effetto numerico di invaso, che determina così una sottostima delle portate, tanto maggiore quanto maggiori sono le dimensioni delle celle. A parità di dimensioni della griglia, tale sottostima è tanto più rilevante quanto minore è l'intensità della pioggia.

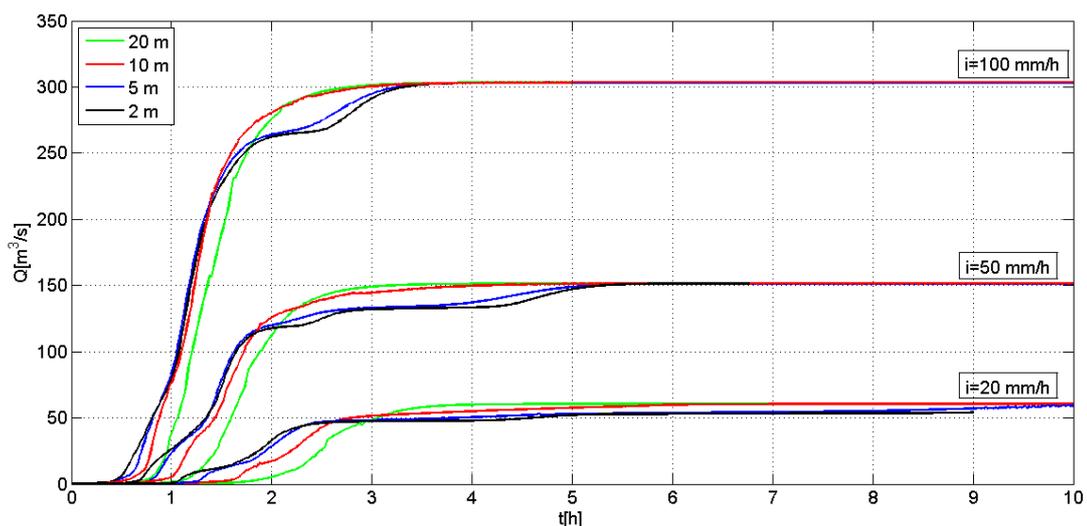


Figura 12-Idrogrammi di portata nella sezione di chiusura del bacino al variare della risoluzione topografica e dell'intensità di pioggia netta. (da Gangi et al., 2018)

Costruzione del dominio di calcolo con differenti risoluzioni spaziali

In alcuni studi la costruzione della griglia di calcolo avviene utilizzando diverse risoluzioni in base alle caratteristiche topografiche (Hou et al., 2018a).

Laks et al. (2017) introducono la possibilità di avere diverse risoluzioni in punti diversi del bacino, una risoluzione più alta nelle zone di canalizzazione delle acque e una risoluzione più grossolana nelle pianure alluvionali. Si può, quindi, immaginare che la griglia di calcolo dovrebbe avere una risoluzione più alta là dove ci sono singolarità idrauliche e/o topografiche e una risoluzione meno dettagliata nella restante parte del dominio di calcolo.

Recentemente, l'importanza della risoluzione spaziale nei modelli bidimensionali di SWEs è stata studiata anche da Caviedes-Voullième et al. (2012), i quali hanno confrontato maglie strutturate e non strutturate di diversa risoluzione spaziale. Gli autori propongono di definire la migliore risoluzione della griglia sulla base dei dati disponibili (risoluzione DEM) e del gradiente di pendenza

del terreno. In particolare, la griglia viene affinata in prossimità delle singolarità idrauliche come argini, fossati, strade, ferrovie ed edifici. Una maggiore precisione del risultato è stata ottenuta dalla griglia più fine a fronte di un elevato tempo computazionale. Infine, propongono la fusione della griglia grossolana con un'ulteriore griglia non strutturata costruita ad alta risoluzione, trovando un buon compromesso tra precisione dei risultati e tempo di calcolo. Horritt et al. (2001) hanno mostrato l'influenza della griglia di calcolo sulla riproduzione delle velocità e dei tiranti, utilizzando griglie di calcolo non strutturate triangolari con dimensione variabile da 2.5 a 50 m. In particolare, gli autori hanno dimostrato che per la riproduzione dei tiranti e delle velocità ci sono dimensioni minime ottimali della griglia di calcolo diverse (20 m per i tiranti e 10 m per le velocità). Griglie di calcolo non strutturate con diverse risoluzioni sono state impiegate su bacini reali anche in Fernández-Pato e García-Navarro (2016) dove viene mostrato che le griglie di calcolo così composte sono adatte a rappresentare un bacino reale limitando il numero di elementi e di conseguenza abbassando il tempo di calcolo. In García-Navarro et al. (2019) si consolida l'idea che l'accuratezza dei risultati numerici, nei problemi di overland flow, dipende dalla risoluzione della griglia di calcolo non strutturata per problemi in cui si ha una geometria complessa. Gli autori suggeriscono ancora una volta il raffinamento locale della griglia di calcolo per il miglioramento dei risultati delle simulazioni.

Individuazione delle reti di drenaggio nelle simulazioni del ruscellamento superficiale utilizzando le SWEs

La qualità delle reti di drenaggio è fortemente influenzata dalla qualità del dato topografico, dalle caratteristiche fisiche del corso d'acqua e del bacino, dalla scala dell'area di studio, dalla risoluzione spaziale e dall'algoritmo utilizzato per l'estrazione (Sousa e Paz, 2017)

La predizione accurata della posizione dell'alveo fluviale è una componente importante quando si modella la risposta di un bacino idrografico ad un input pluviometrico, in quanto determina sia le lunghezze di percorrenza dell'acqua nei canali sia l'entità dei collegamenti della rete, che hanno influenza sul tempo di corrivazione (Rodriguez-Iturbe e Valdes, 1979; Gupta et al., 1980; O'Loughlin, 1981; Montgomery e Foufoula-Georgiou, 1994; Troutman e Karlinger, 1998).

Errori nel tracciare la rete di drenaggio influenzano direttamente le caratteristiche fluviali rappresentate nei modelli idrologici, inclusa la lunghezza, la sinuosità e la posizione relativa delle giunzioni dei fiumi, così come le caratteristiche e la delineazione del bacino e la sua estensione. Questi errori si propagano attraverso la struttura del modello e possono inficiare la rappresentazione adeguata delle caratteristiche della corrente del fiume oggetto di studio.

In letteratura sono presenti pochi lavori che confrontino la sensibilità della precisione della rete in funzione della dimensione della griglia o per la determinazione di una risoluzione soglia oltre la quale non si otterrebbero reti rappresentative.

Wang e Yin (1998) hanno confrontato reti di drenaggio derivate da DEM da 1: 24.000 (24 K) e da 1: 250.000 (250 K), indicando forti variazioni nei parametri di drenaggio stimati. McMaster (2002) ha analizzato gli effetti della risoluzione dei dati topografici sulla precisione posizionale delle reti idrologiche derivate utilizzando due algoritmi idrologici: D8 (O'Callaghan e Mark, 1984) e D8LAT (Tarboton, 1997) confrontando i risultati con le reti mappate. Ha concluso che i dati topografici sono adatti per la modellazione idrologica solo se la risoluzione è superiore alla scala delle caratteristiche topografiche rappresentative come piccole valli o collinette (Zhang e Montgomery, 1994).

Chaubey et al. (2005) descrivono l'influenza della risoluzione DEM sui bacini idrografici, la delimitazione della rete e la classificazione del sottosuolo.

Ying et al. (2014) hanno sottolineato che i DEM a risoluzione più elevata, in linea di massima, generano una migliore rappresentazione della rete di corsi d'acqua e dei confini dello spartiacque, ma i miglioramenti nella descrizione della rete idrografica non comportano necessariamente migliori simulazioni di portata.

Un criterio di analisi delle reti fluviali

In letteratura, le reti fluviali sono state studiate da un punto di vista fisico, geometrico e idraulico, introducendo leggi di ridimensionamento specifiche che rappresentano, all'interno di un dato bacino fluviale, le relazioni di invarianza di scala tra variabili topologiche (Dodds e Rothman, 1999; Gangodagamage et al., 2011; Hooshyar et al., 2017; Le e Kumar, 2014; Mantilla et al., 2012; Rodriguez-Iturbe e Rinaldo, 1997) o tra le caratteristiche del canale come profondità media, larghezza della superficie dell'acqua, velocità media, lunghezza dei canali bagnati attivi e portata (tra gli studi più recenti, Dodov e Foufoula-Georgiou, 2004; Godsey e Kirchner, 2014; Hooshyar et al., 2015; Lawrence, 2007; Mersel et al., 2013; Nardi et al., 2006; Stewardson, 2005).

In questo campo di ricerca, diversi studi, a partire da Maldelbrot (1982), hanno applicato l'analisi frattale e multifrattale di bacini e reti fluviali al fine di caratterizzare molte variabili fluviali-geomorfologiche e idrauliche-idrologiche (Ariza-Villaverde et al., 2013, 2015; De Bartolo et al., 2000, 2015, 2016; De Bartolo, et al., 2006; Dodds e Rothman, 1999; Dombradi et al., 2007; Ijjasz-Vasquez et al., 1992; Perron et al., 2012; Rigon et al., 1993; Rinaldo et al., 1992, 1998; Saa et al., 2007; Veneziano e Iacobellis, 1999; Veneziano e Niemann, 2000).

Più in generale, le analisi idrologiche, ma anche geomorfologiche, in un bacino richiedono una differenziazione tra pendii e canali per la simulazione della generazione di deflusso e dei meccanismi di erosione (Montgomery e Foufoula-Georgiou, 1993). In questo contesto, sono stati proposti tradizionalmente diversi metodi per estrarre le reti di canali da DEM (vedi, ad esempio, Montgomery e Dietrich, 1988; O'Callaghan e Mark, 1984; Orlandini e Moretti, 2009; Orlandini et al., 2003, 2014; Tarboton, 1997; Tarboton et al., 1991) e ulteriori sviluppi sono stati forniti grazie alle moderne tecniche LiDAR (ad es. Hooshyar et al., 2016; Lashermes et al., 2007; Passalacqua et al., 2010, 2015; Pelletier, 2013; Pirotti e Tarolli, 2010; Tarolli e Dalla Fontana, 2009; Sangireddy et al., 2016; Shin e Paik, 2017).

Nel quadro finora descritto, Costabile et al. (2019a) hanno esplorato il potenziale contributo che le SWEs possono fornire all'analisi di alcuni aspetti di un bacino idrografico, come la delimitazione delle reti di canali, le leggi di ridimensionamento e le proprietà geometriche delle reti fluviali da un punto di vista multifrattale. Le ipotesi imposte in questo studio implicano alcune condizioni:

- Viene trascurata l'interazione con le acque sotterranee, pertanto è usata una precipitazione netta $s = (r - f)$;
- Il coefficiente di Strickler rimane invariato: i valori di scabrezza da assegnare a ciascuna cella del dominio computazionale dovrebbero essere stimati attentamente e differenziati in tutto il bacino in base all'utilizzo del suolo e al tipo di suolo (vedere, ad esempio, Costabile et al., 2013);
- La durata della pioggia assunta nelle simulazioni è stata considerata infinita: questa scelta mira alla valutazione della risposta idraulica del bacino nella situazione più critica, in cui la portata specifica (per unità di area) nella sezione di chiusura, raggiunge il suo valore massimo.

Una volta calcolata, con un modello basato sulle SWEs, la distribuzione spaziale delle profondità dell'acqua $h(x, y)$ nel bacino, in un dato istante di tempo, successivo alla stabilizzazione della portata

nella sezione di chiusura, è possibile ottenere un infinito numero di strutture di reti fluviali. Ciò è dovuto al valore specifico della profondità dell'acqua identificato come valore soglia oltre il quale una determinata cella è considerata come appartenente alla stessa rete fluviale. Pertanto, la rete fluviale sarà quindi identificata da un insieme di punti, definiti *net-points*.

Un confronto tra l'estrazione tramite SWEs e un qualunque metodo di estrazione automatica, risulta essere superfluo. Un presupposto importante dei metodi per l'estrazione automatica delle reti fluviali è che il moto è guidato solo dalla gravità, e quindi i percorsi del ruscellamento sono solo le conseguenze della morfologia del bacino. Da un punto di vista idraulico, ciò significa un moto (Shelef e Hilley, 2013) che, nel contesto della modellazione fisicamente basata del deflusso superficiale, implica una modellazione cinematica. Come sottolineato da Limaye (2017), l'assunzione di moto governato solo dalla gravità non può catturare percorsi localmente divergenti in cui la relazione tra corrente e topografia è più complessa

Lo schema fluviale ad albero è tradizionalmente caratterizzato da un scheletro composto da una serie di linee, seguendo le proprietà lineari della geomorfologia fluviale quantitativa (Strahler, 1975; vedi Figura 13a). L'approccio proposto da Costabile et al. (2019a) è diverso da quelli tradizionali perché introduce una struttura fluviale ad albero composta da una raccolta di punti che discretizza la geometria 2D della struttura stessa (Figura 13), descrivendo implicitamente la larghezza della rete di drenaggio in una scala ad alta risoluzione più vicina alla realtà.

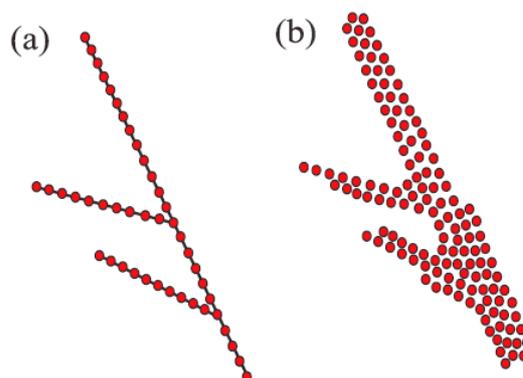


Figura 13- Schema fluviale ad albero: a) secondo la geomorfologia fluviale, b) net-points derivati dalla simulazione basata sulle SWEs bidimensionali. (da Costabile et al., 2019a)

Analisi di scala delle reti fluviali derivate dal modello SWEs 2-D

Al fine di analizzare i percorsi simulati dal modello basato sulle SWEs, in funzione di h_s , si introduce la variabile A^* . Questa, rappresenta un'area adimensionale definita come il rapporto tra l'area delle celle con $h \geq h_s (A_t)$, e la superficie totale del bacino, A :

$$A^*(h_s) = \frac{A_t}{A}$$

L'aspetto principale della relazione A^*-h_s è che i punti di coordinate $(\log h_s, \log A^*)$ tendono ad essere disposti secondo due leggi lineari con pendenze significativamente diverse, come evidenziato dai segmenti A – B e C –D rappresentato nella Figura 14.

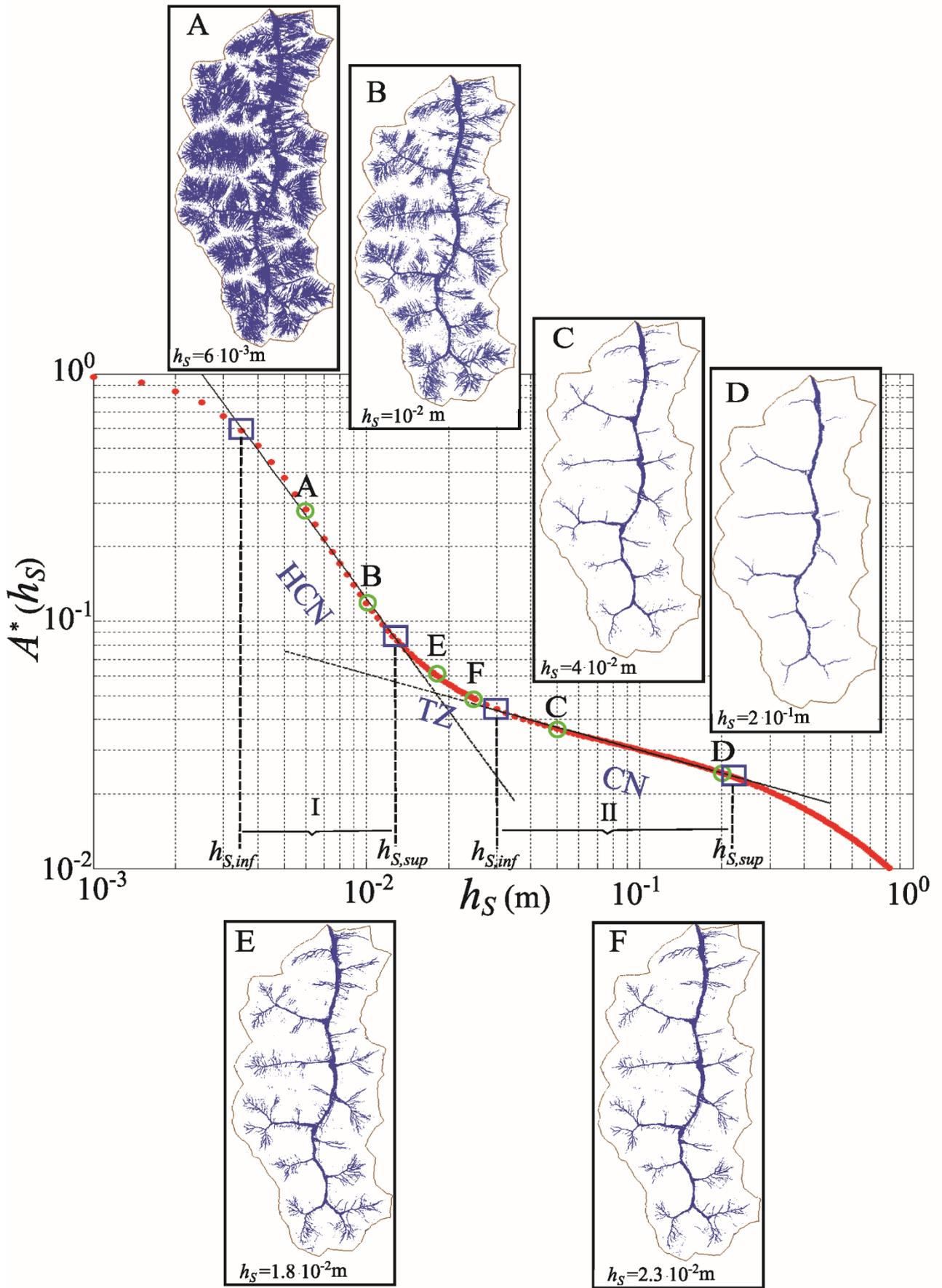


Figura 14-Rappresentazione della curva bimodale per un bacino di 1 km^2 . (da Costabile et al., 2019a)

Inoltre, i *net-points* che rappresentano le strutture di drenaggio fluviale simulate sono sempre più concentrati nei canali principali all'aumentare del valore di h_s , mentre, al contrario, quando il valore di h_s diminuisce, sempre più i punti cadono anche sui pendii (Figura 14, A – D).

Chiaramente, per i valori più bassi di h_s , i punti tendono a coprire l'intero bacino. D'altro canto, il rapido aumento di A^* , con la diminuzione di h_s , rilevato dalla pendenza del segmento A – B, è una forte indicazione del fatto che vengono selezionate aree sempre più vaste del bacino, coinvolgendo progressivamente tutte le pendici, raggiungendo, praticamente, l'intero bacino. Queste considerazioni, sebbene non possano essere intese come giustificazioni teoriche, ci inducono a sostenere che due diverse leggi di ridimensionamento potrebbero essere rappresentative di due diverse strutture di drenaggio fluviale: hillslope plus channel networks (HCN) e channel networks (CN).

La legge analitica che descrive le proprietà di ridimensionamento per HCN e CN può essere scritta mediante la seguente formula:

$$A^* = ah_s^{-b}$$

in cui a [L^b] e b [-] sono due parametri; b è il parametro di scala.

I due intervalli A – B e C – D consentono anche di identificare una particolare area della figura in cui i punti devono essere derivati dal comportamento bimodale determinato dalle leggi di ridimensionamento relative alle configurazioni HCN e CN. Quest'area rappresenta una zona di transizione (TZ) caratterizzata da uno spostamento graduale dalle strutture HCN a CN. Ad esempio, nella Figura 14E e Figura 14F, sono mostrate due strutture fluviali appartenenti a TZ.

Capitolo III - Ricostruzione dell'evento storico di riferimento: Soverato 2000

Introduzione

In questo capitolo viene presentata la ricostruzione dell'evento storico di riferimento. In particolare si è scelto l'evento di Soverato del 9-10 settembre 2000. Inizialmente è stato fatto un inquadramento geografico del bacino, dettagliando tutte le specifiche dei dati geomorfologici. Si è valutata, poi, la bontà dei dati topografici a disposizione confrontandoli con le sezioni rilevate post-evento nel dicembre 2000. Si è stimata, quindi, la precipitazione dei giorni dell'evento e mediante un'analisi di uso del suolo con il metodo SCS-CN si sono stimate le precipitazioni nette che sono state causa dell'evento gravoso. La costruzione della griglia è stata poi dettagliata per tenere in considerazione effetti localizzati che hanno influito nella dinamica dell'evento.

Descrizione del bacino del torrente Soverato

Inquadramento geografico

Il bacino del Torrente Soverato, che nella parte di monte prende il nome di Torrente Beltrame, è collocato sulla costa Est della Calabria. È compreso nei comuni di San Vito Sullo Ionio, Chiaravalle Centrale, Petrizzi e Soverato, tutti della provincia di Catanzaro.

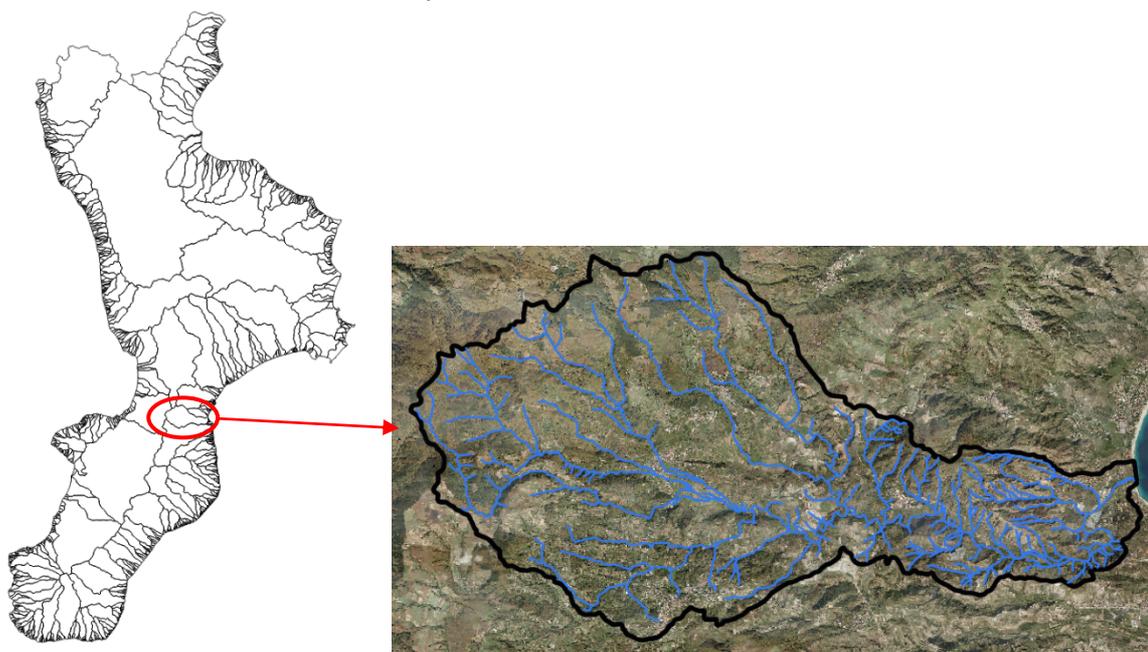


Figura 15-Inquadramento Torrente Soverato o Beltrame

Caratteristiche geomorfometriche del bacino idrografico

In Tabella 1 sono riportati i principali dati geomorfologici del bacino:

Bacino	Area (km ²)	Perimetro (km)	Pendenza media %	H _{media} m slm	Lunghezza asta principale (km)
Torrente Beltrame	84.4	50.8	19.50	518.04	24.539

Tabella 1-Caratteristiche fisiche dei bacini

L'andamento altimetrico del bacino è descritto dalla curva ipsografica. Tale curva si ottiene tramite punti le cui ordinate rappresentano la quota, riferita alla sezione di chiusura e le ascisse indicano l'area del bacino che si trova al di sopra di tale quota. La curva ipsografica del bacino è riportata in Figura 16.

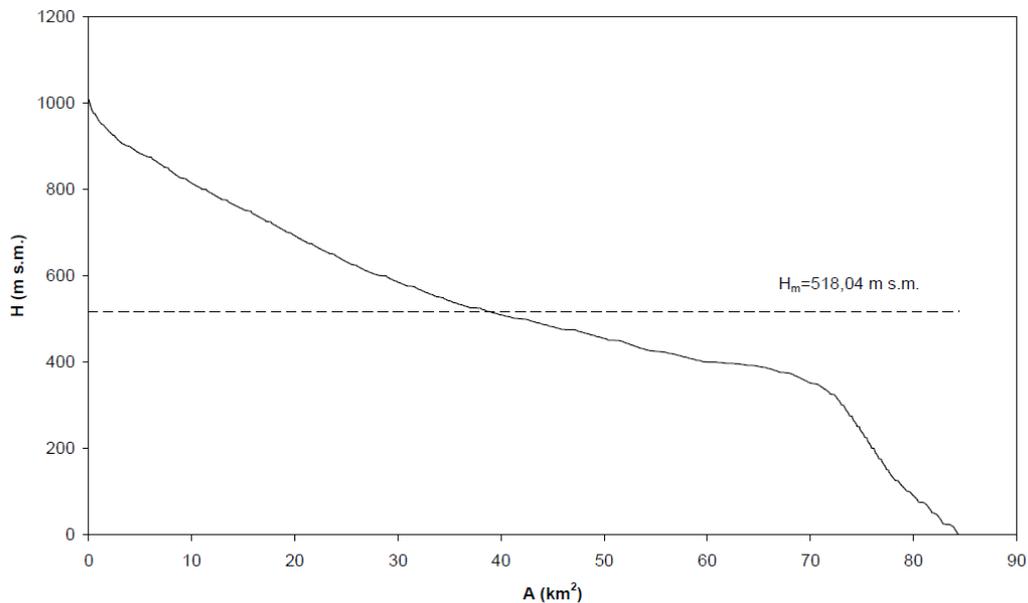


Figura 16- Curva ipsografica bacino del Torrente Beltrame

La pendenza media dell'asta principale è definita come la pendenza della retta di compenso tracciata sul grafico del profilo longitudinale dell'asta stessa (Figura 17). La formula di Taylor e Schwarz consente una stima di tale valore: nel caso in esame è pari a 2.21%.

$$i_a = \left(\frac{L}{\sum_j \frac{L_j}{(i_j)^{0.5}}} \right)^2 = 2.21\%$$

Con L_j e i_j la lunghezza e la pendenza dei singoli tratti fluviali, rispettivamente, ed L la lunghezza totale dell'asta.

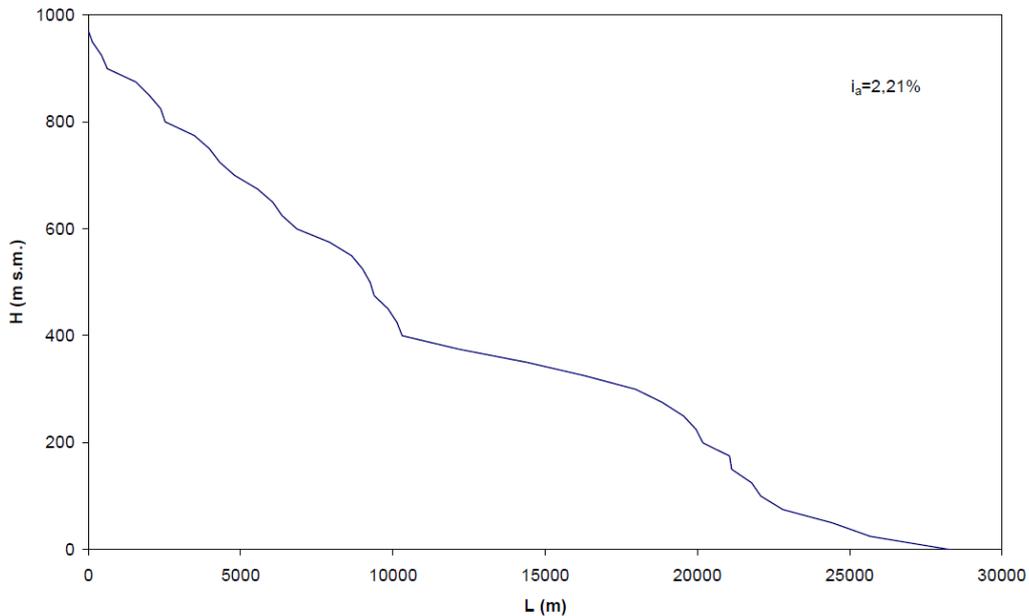


Figura 17- Profilo longitudinale dell'asta principale

L'andamento planimetrico del bacino può essere descritto dalle grandezze quali area (km²), perimetro (km): a partire da queste è possibile ricavare grandezze che caratterizzano la forma del bacino.

La forma del bacino si presenta allungata, come verificato dal calcolo del coefficiente di Gravelius (ϕ , rapporto tra perimetro del bacino e il perimetro del cerchio di uguale area del bacino):

$$\phi = \frac{P}{(4\pi A)^{0.5}} = 1.56$$

essendo $1.5 < \phi < 1.75$, la forma si può classificare come ovale allungata-rettangolare bislunga.

La descrizione bidimensionale di un reticolo idrografico è effettuata in base alla rappresentazione dello stesso nel piano; tale rappresentazione è fondata su determinate proprietà topologiche facilmente descrivibili e classificabili.

L'unico senso di percorrenza dell'acqua e la forma della rete idrica instaurano una relazione gerarchica, che può essere quantificata secondo il criterio di Horton, la cui procedura di ordinamento si basa sulle seguenti regole:

- Agli elementi che hanno origine da sorgenti è assegnato l'ordine 1;
- Se confluiscono due rami dello stesso ordine ω si genera un ramo di ordine $(\omega+1)$;
- Se confluiscono due rami di ordine differente, al ramo a valle viene assegnato l'ordine maggiore dei due rami;
- L'ordine maggiore sarà l'ordine che verrà assegnato al bacino.

In particolare per il bacino del Beltrame, l'ordine massimo è di 3. Si riporta, in Figura 18, il bacino del Beltrame con l'ordinamento di Horton.

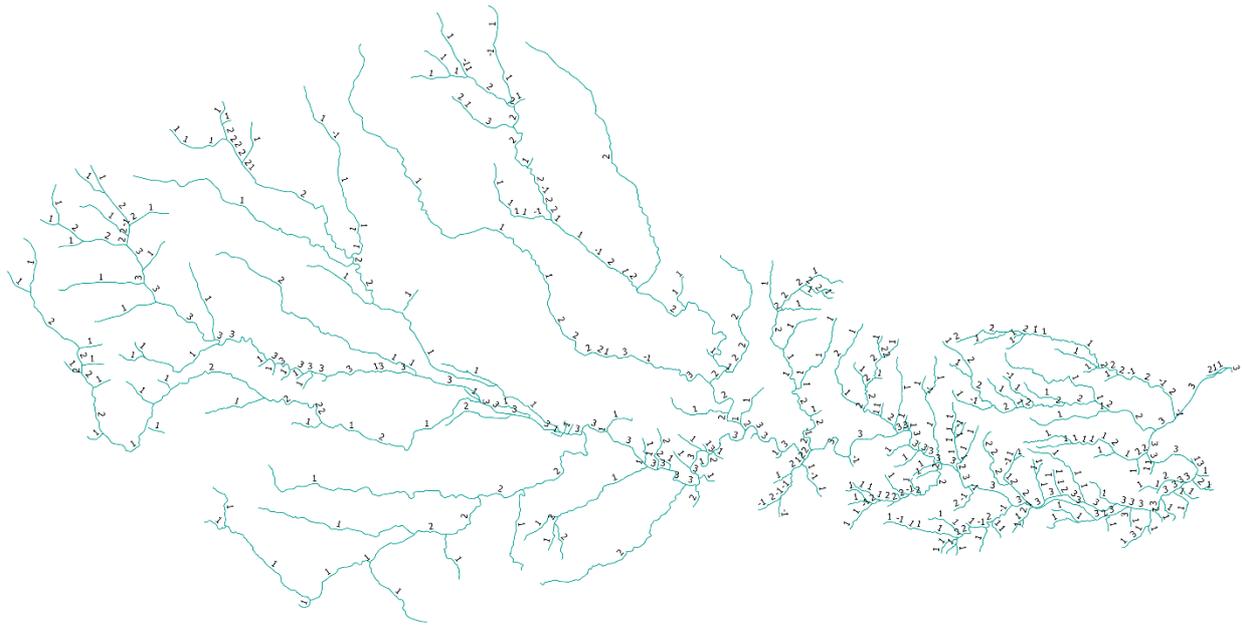


Figura 18- Ordinamento di Horton

Un altro sistema di ordinamento è quello di Shreve, introdotto nel 1967, attribuisce una variazione d'ordine ad ogni giunzione. Questo ordinamento segue le seguenti regole:

- Agli elementi che hanno origine da sorgenti è assegnato l'ordine 1;
- Se confluiscono due rami dello stesso ordine μ si genera un ramo di ordine $(\mu \times 2)$;
- Se confluiscono due rami di ordine differente μ_1 e μ_2 , al ramo a valle viene assegnato l'ordine somma dei due rami $(\mu_1 + \mu_2)$;
- L'ordine maggiore sarà l'ordine che verrà assegnato al bacino.

Sulla base di tale classificazione la magnitudine μ_i di ogni ramo rappresenta il numero di sorgenti "a monte" del ramo medesimo, mentre $(2\mu_i - 1)$ rappresenta il numero di rami che vi afferiscono.

Per il bacino del Beltrame l'ordine del bacino secondo Shreve è di 181. In Figura 19 se ne riporta una rappresentazione grafica.

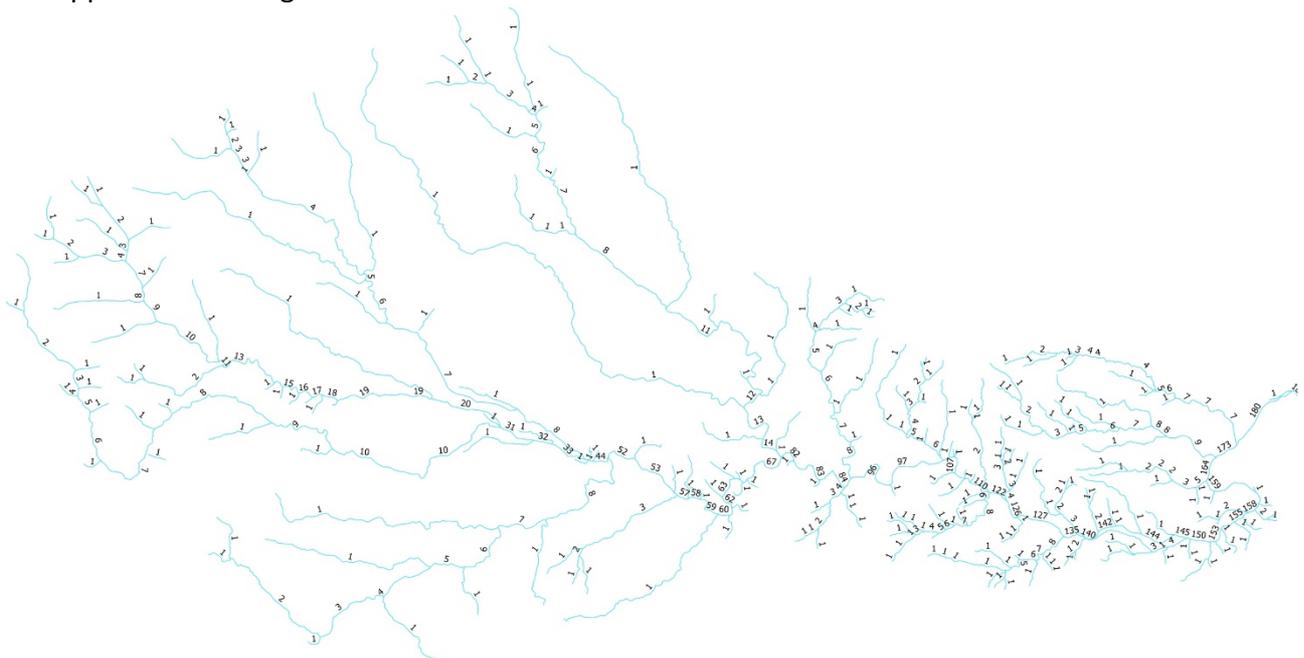


Figura 19-Ordinamento di Shreve

Dati topografici

Introduzione

Come specificato nel capitolo II, la topografia è un'importante caratteristica della superficie terrestre che interessa la maggior parte degli aspetti idrologici ed idraulici in un bacino idrografico, compresa la generazione di scorrimento superficiale e sub-superficiale.

Set di dati a disposizione

I dati LIDAR a disposizione riguardano la zona di Soverato e sono disponibili in diverse risoluzioni: il bacino ha un'estensione di 84.4 km² e di questi il 39% (33.8 km²) ha una copertura di dati DTM a risoluzione 5 metri¹ forniti dalla Regione Calabria, il 59% (49.5 km²) ha copertura di dati LiDAR a risoluzione 1 metro² e l'2% (1.1 km²) ha copertura di dati LiDAR a risoluzione 2 metri³. I dati LiDAR sono forniti dal Ministero dell'Ambiente e della Tutela del Territorio e del Mare – (Geoportale Nazionale).

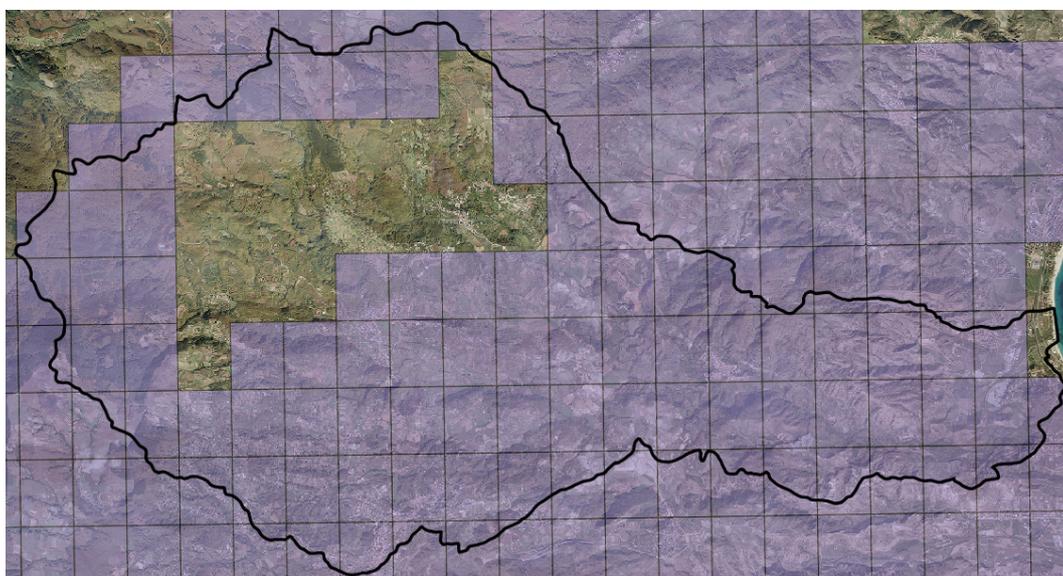


Figura 20-Tavolette con risoluzione 1m⁴

¹ <ftp://88.41.139.88/DTM5X5/>

² http://www.pcn.minambiente.it/geoportal/catalog/search/resource/livedata-preview.page?uuid=%7B665284CD-5679-402D-9BDC-DD39CF5682E7%7D&url=http%3A%2F%2Fwms.pcn.minambiente.it%2Fogc%3Fmap%3D%2Fms_ogc%2FWMS_v1.3%2Fservices-LIDAR%2FLIDAR_CALABRIA.map&info=%2Fgeoportal%2Frest%2Fdocument%3F%3Dhtml%26showRelativeUrl%3Dtrue%26id%3D%257B665284CD-5679-402D-9BDC-DD39CF5682E7%257D

³ http://www.pcn.minambiente.it/geoportal/catalog/search/resource/livedata-preview.page?uuid=%7B66EFD24ED-32B6-44C1-9111-8CE61BE9061F%7D&url=http%3A%2F%2Fwww.pcn.minambiente.it%2Fviewer%2Findex.php%3Fservices%3DLIDAR_Calabria&info=%2Fgeoportal%2Frest%2Fdocument%3F%3Dhtml%26showRelativeUrl%3Dtrue%26id%3D%257B66EFD24ED-32B6-44C1-9111-8CE61BE9061F%257D

⁴ Fonte dati Lidar: Ministero dell'ambiente.

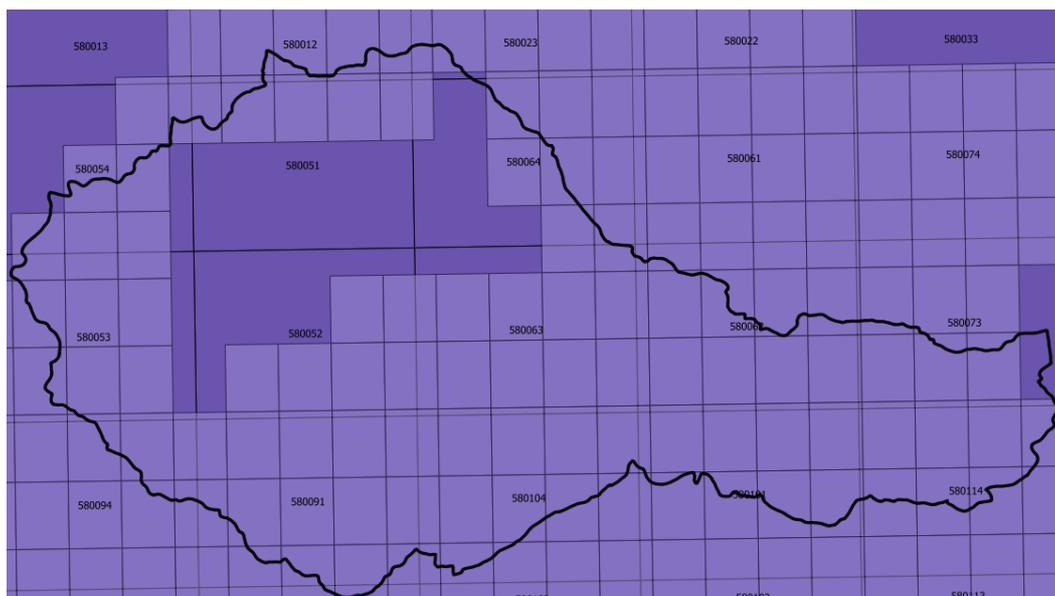


Figura 21-Copertura del dominio con tavolette di risoluzione 5m⁵

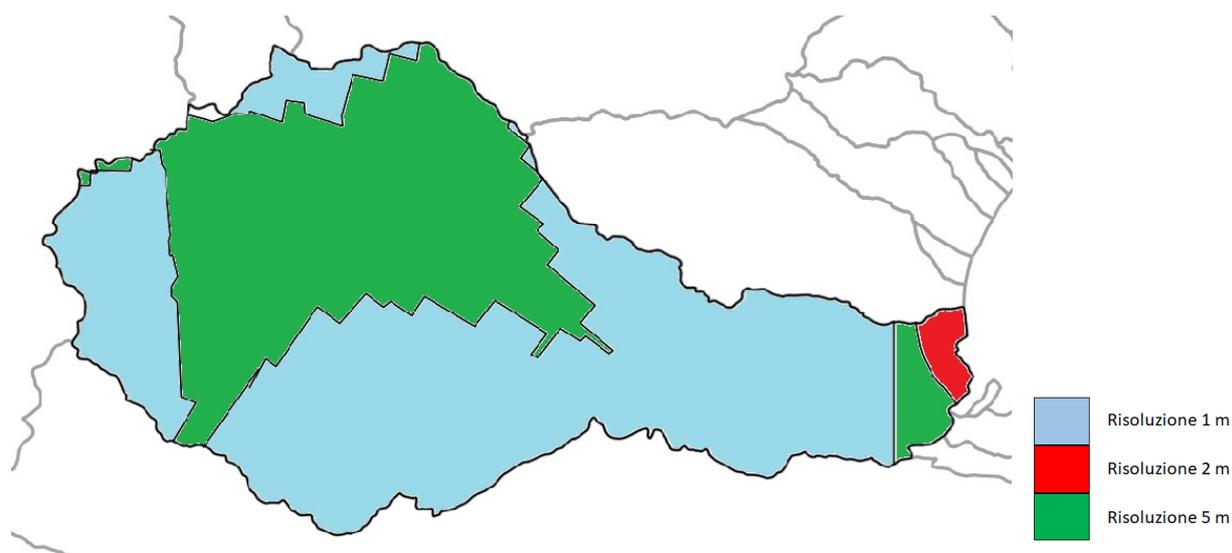


Figura 22-Risoluzione dati topografici: copertura dati a 1 metro (zona azzurra), a 2 metri (zona rossa), a 5 metri (zona verde)

Dalla Figura 22 è possibile notare che la parte valliva del corso d'acqua principale, è coperta da dati LIDAR a 1 metro mentre la zona scoperta da dati risulta essere quella Nord-Ovest del bacino. Il controllo sulla congruenza della topografia con lo stato dei luoghi al tempo dell'evento è stato eseguito utilizzando 44 sezioni rilevate nel dicembre 2000.

⁵ Fonte dati Lidar: Geoportale della Regione Calabria.

Ricostruzione storica dell'evento del 10 Settembre 2000

Il torrente Beltrame, come altri torrenti della fascia ionica calabrese, è stato interessato, in passato, da eventi alluvionali di notevoli dimensioni. Si prenderà qui in esame l'evento accaduto il 9-10 settembre 2000.

Nelle prime ore del mattino del 10 settembre 2000, a causa di eventi di precipitazione ripetuti nei due giorni precedenti, il bacino idrografico del torrente Beltrame subì gli effetti di una violenta inondazione. Il camping "Le Giare" che si trovava in prossimità della foce, in golena sinistra, fu completamente travolto e, quindi, distrutto. Persero la vita tredici persone.

I dati idraulici che si hanno dell'evento sono: un numero considerevole di sezioni topografiche rilevate post-evento, i rilievi dei segni lasciati dalla piena che hanno permesso di stimare i massimi livelli idrici raggiunti e delle foto dello stato dei fatti post-evento.



Figura 23-Vista post-evento zona camping. Visuale da sx idraulica. (per gentile concessione di F. Macchione)



Figura 24-Zona di monte. La grossa pezzatura delle pietre portate dall'onda di piena (per gentile concessione di F. Macchione)

Analisi idrologica dell'evento

Il bacino del Torrente Beltrame ha subito gli effetti di una piena improvvisa avvenuta il 10 settembre 2000, a seguito di intense precipitazioni occorse anche nei due giorni precedenti l'evento alluvionale.

Le precipitazioni sono state stimate sulla base dei dati registrati nelle stazioni pluviografiche (Figura 25): Serralta (6 m slm, 1970), Chiaravalle Centrale (714 m slm, 1960), Serralta (1013 m slm, 1935) e Palermiti (480 m slm, 1940). L'Intervallo di pioggia che interessa l'evento va dalle ore 17:40 del 9 settembre alle 23:40 del 10 settembre 2000.

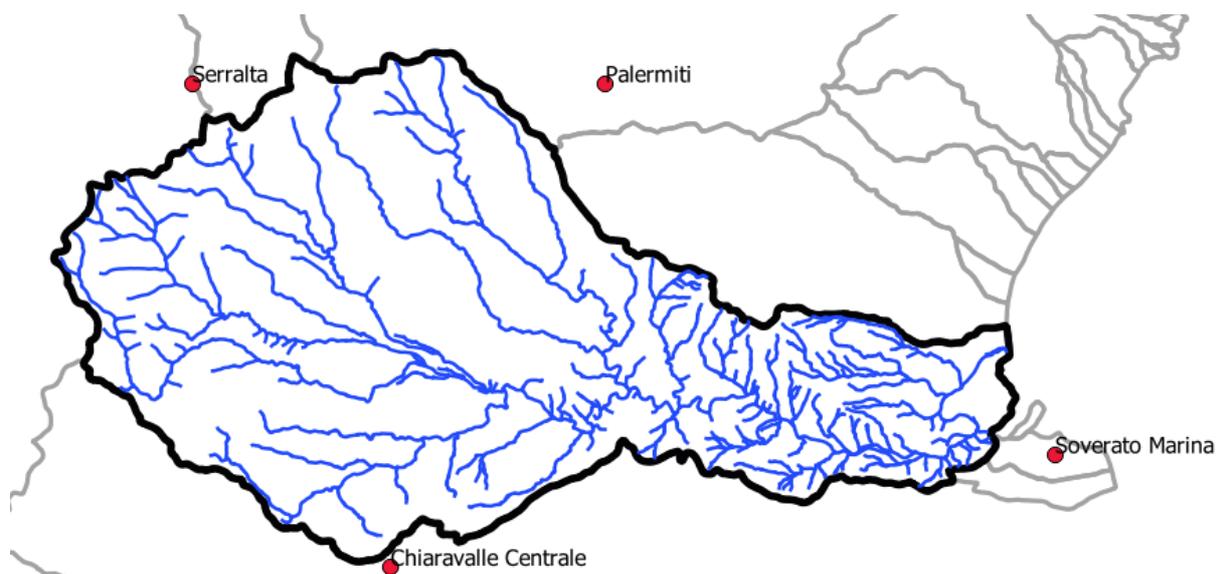


Figura 25-stazione pluviometrica afferente all'area in esame

Per la simulazione dell'evento si è ritenuto opportuno associare, in base alla suddivisione del bacino mediante i poligoni di Thiessen (Figura 26), ad ogni stazione pluviometrica un'area di interesse, come mostrato in Tabella 2.

Stazione pluviometrica	Area di interesse (km²)
Soverato Marina	13.2
Chiaravalle Centrale	32.7
Serralta	20.3
Palermiti	18.4

Tabella 2-Area di influenza delle stazioni pluviometriche

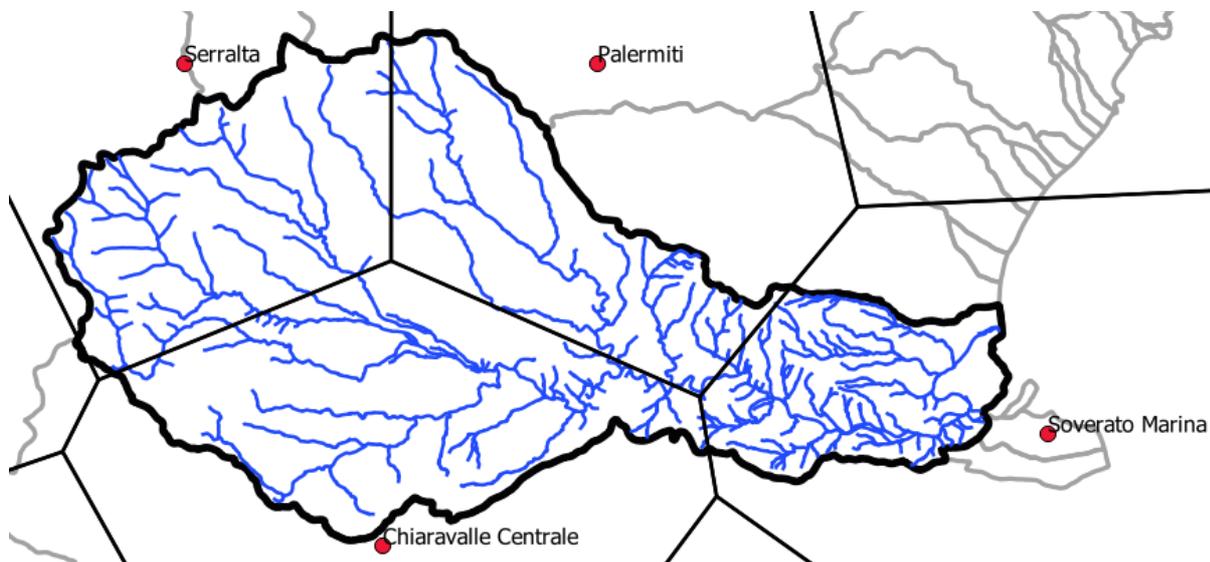


Figura 26-Suddivisione del bacino secondo i poligoni di Thiessen

In Figura 27, Figura 28, Figura 29, Figura 30, si riportano le precipitazioni ogni 20 minuti registrate e le relative cumulate durante l'evento (ARPACAL, 2000).

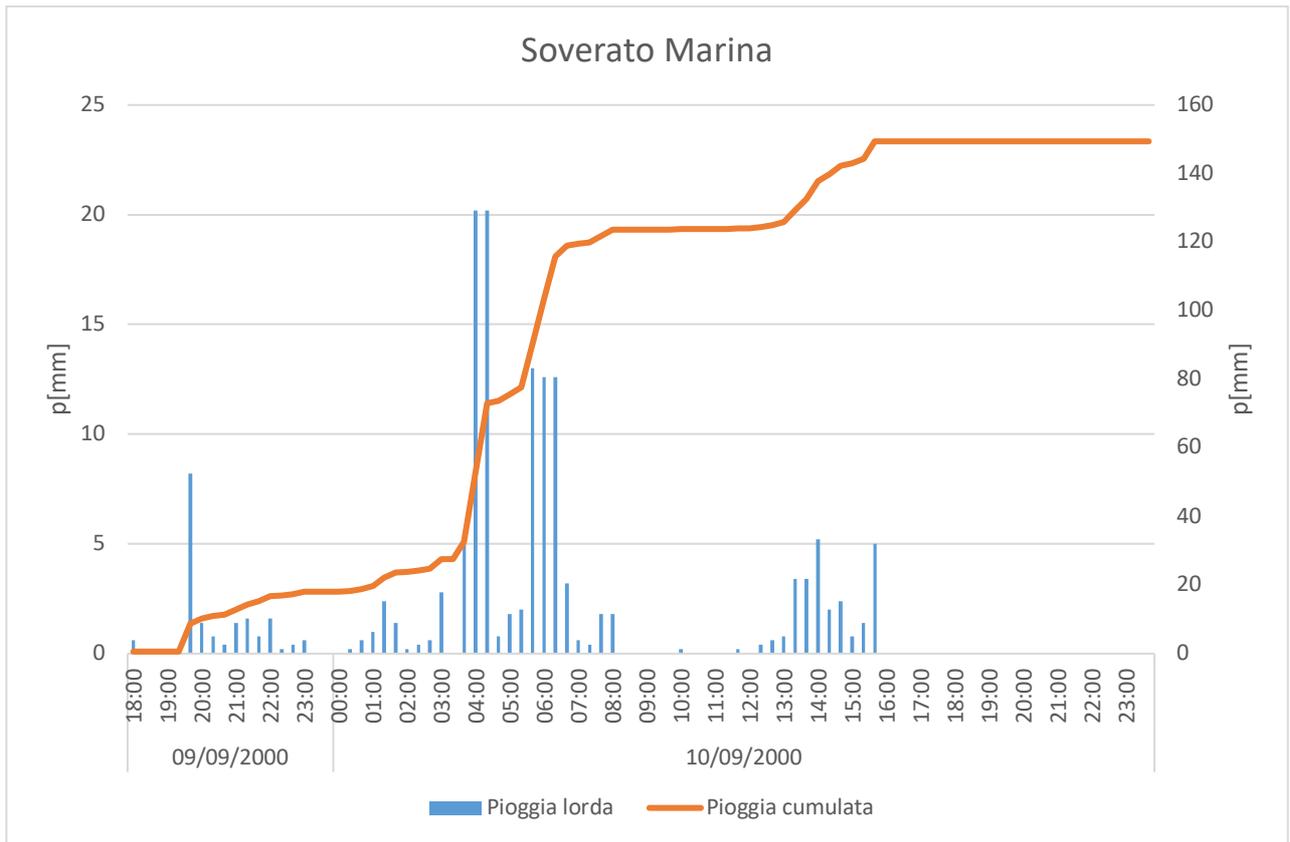


Figura 27-Stazione di Soverato Marina: Piogge lorde ogni 20 minuti e pioggia cumulata evento 9-10 settembre 2000 ora solare (ARPACAL, 2000)

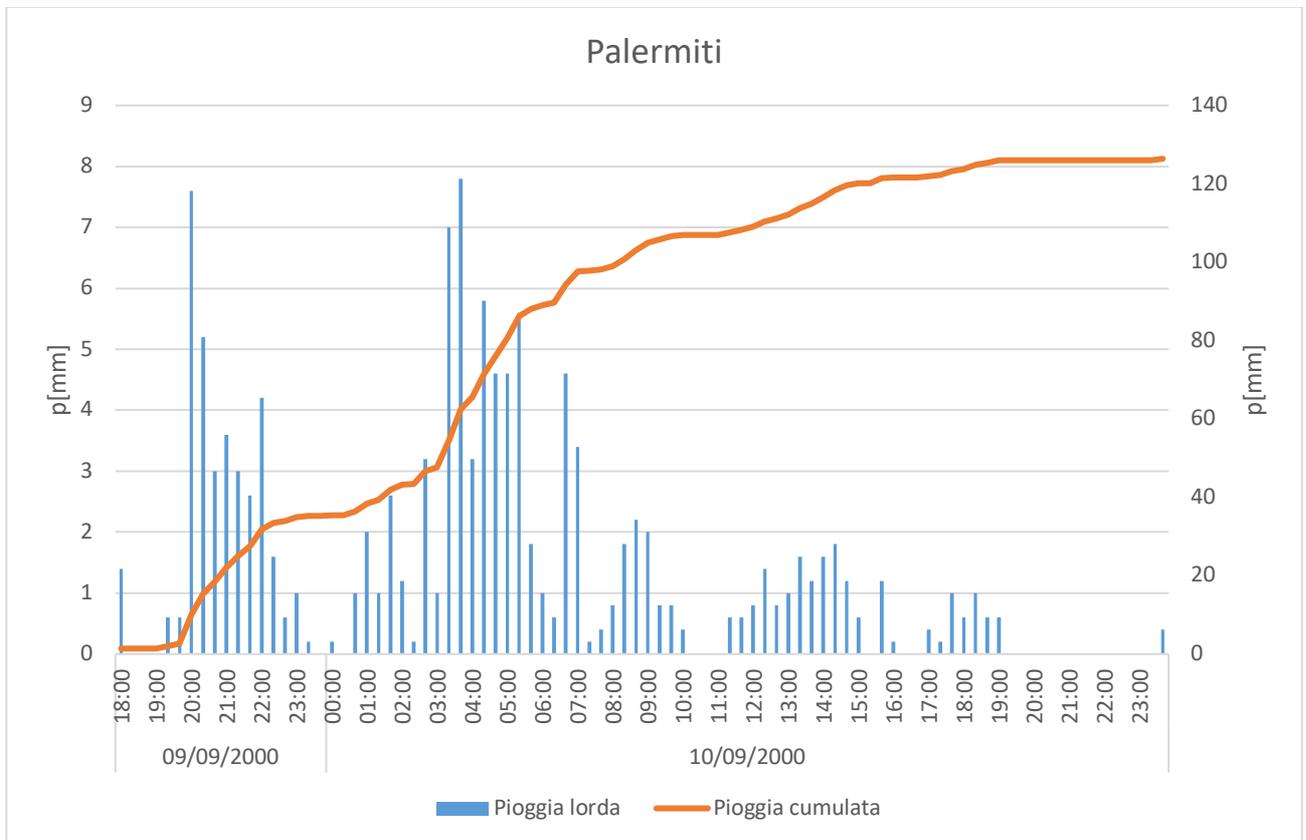


Figura 28-Stazione di Palermiti: Piogge lorde ogni 20 minuti e pioggia cumulata evento 9-10 settembre 2000 ora solare (ARPACAL, 2000)

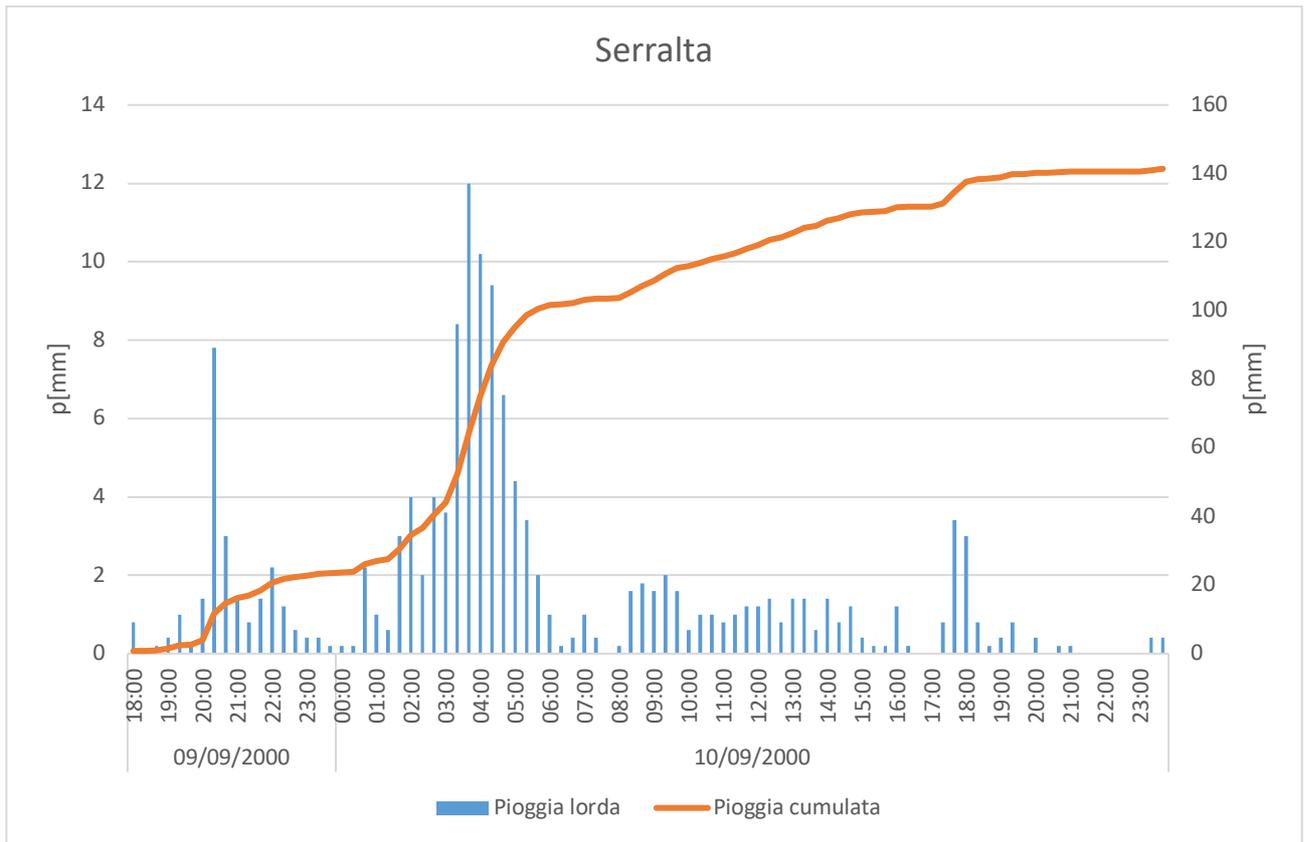


Figura 29-Stazione di Serralta: Piogge lorde ogni 20 minuti e pioggia cumulata evento 9-10 settembre 2000 ora solare (ARPACAL, 2000)

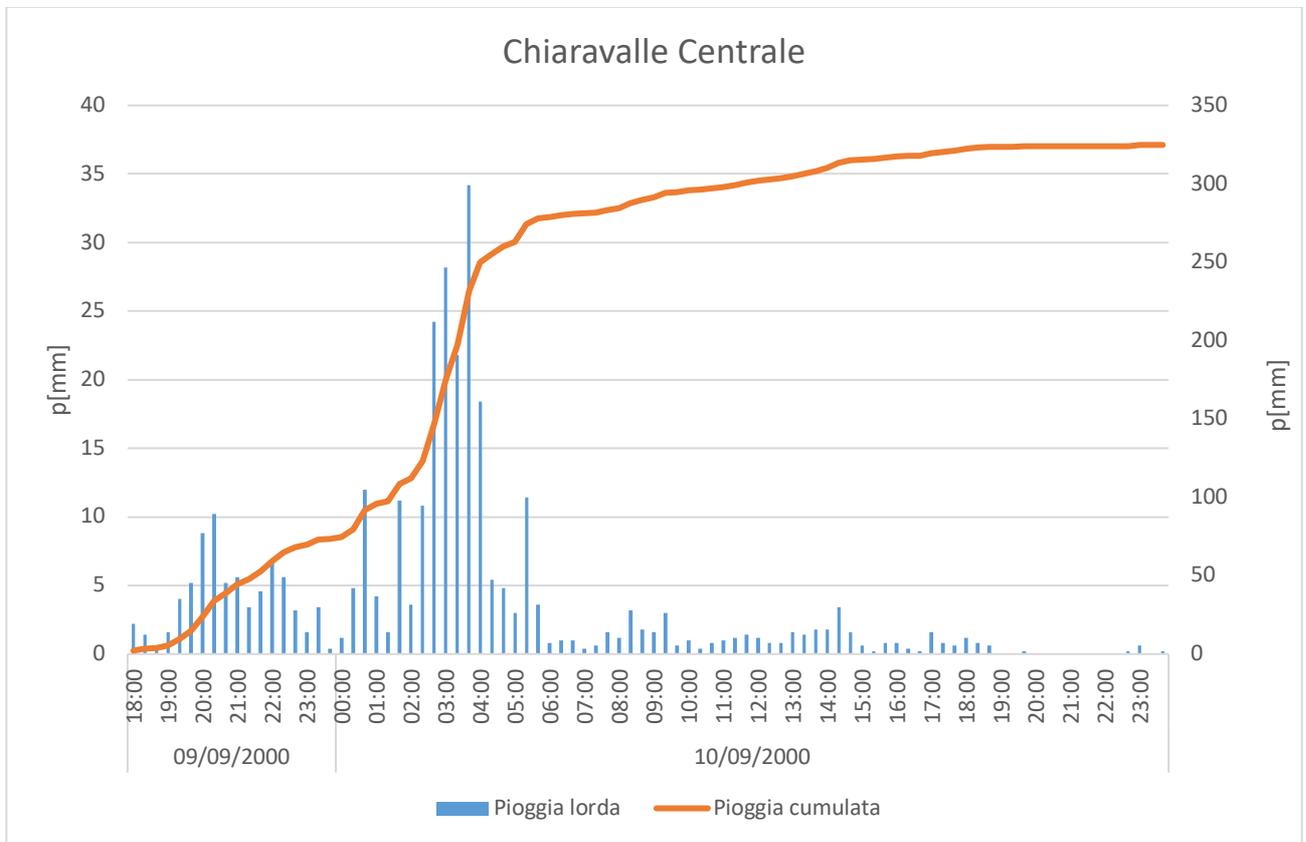


Figura 30-Stazione di Chiaravalle Centrale: Piogge lorde ogni 20 minuti e pioggia cumulata evento 9-10 settembre 2000 ora solare (ARPACAL, 2000)

dell'infiltrabilità dei suoli del PAI. Come si evince dalla Figura 33, il valore stimato rientra nel range di valori riportato nella stessa carta.



Figura 33-Carta infiltrabilità dei suoli fonte:

http://old.regione.calabria.it/abr/allegati/PAI/2001/PAI_originario/elaborati/DatiSintesi/CartaCaratteristichePermeabilita.jpg

Applicando il modello SCS-CN, la pioggia netta considerata per l'evento è riportata in Figura 34, Figura 35, Figura 36, Figura 37.

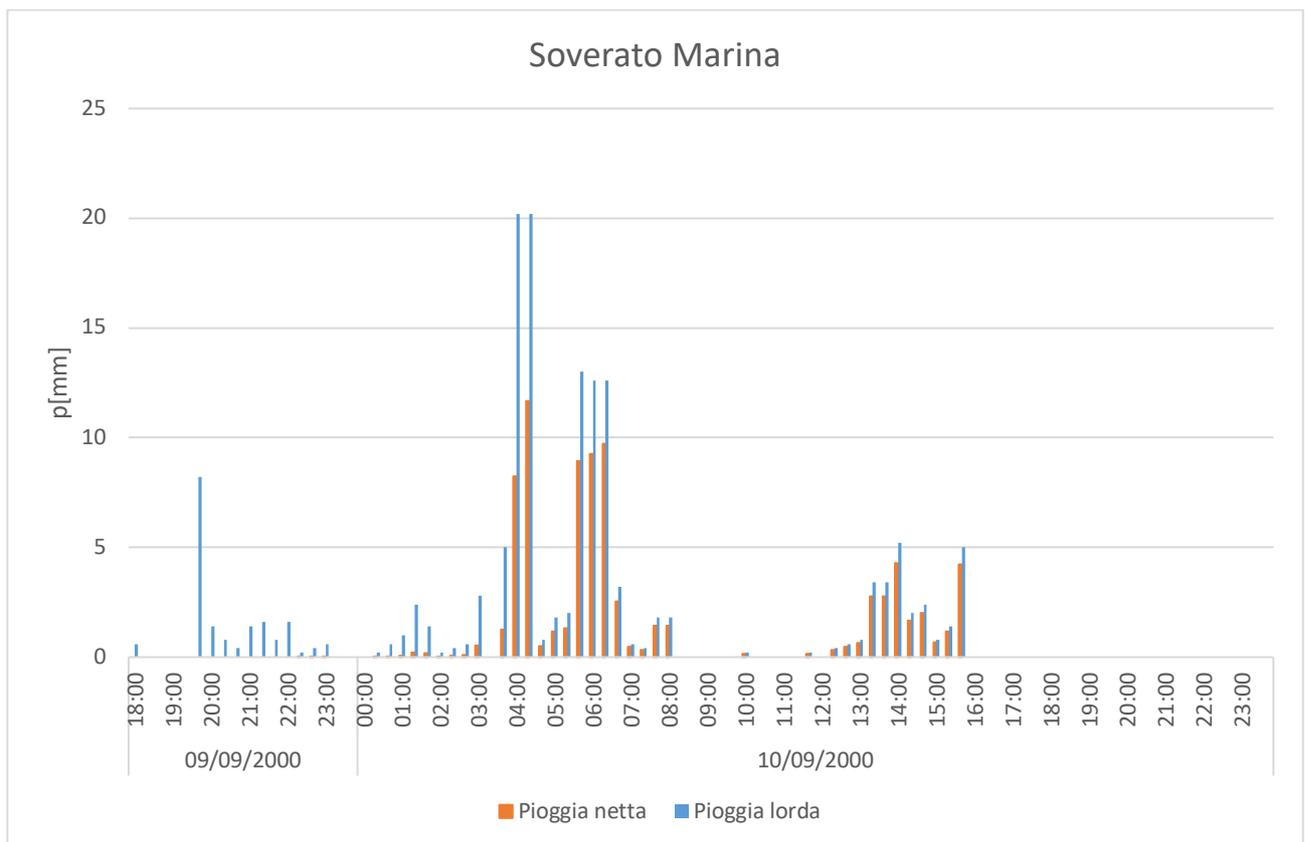


Figura 34-Pioggie nette

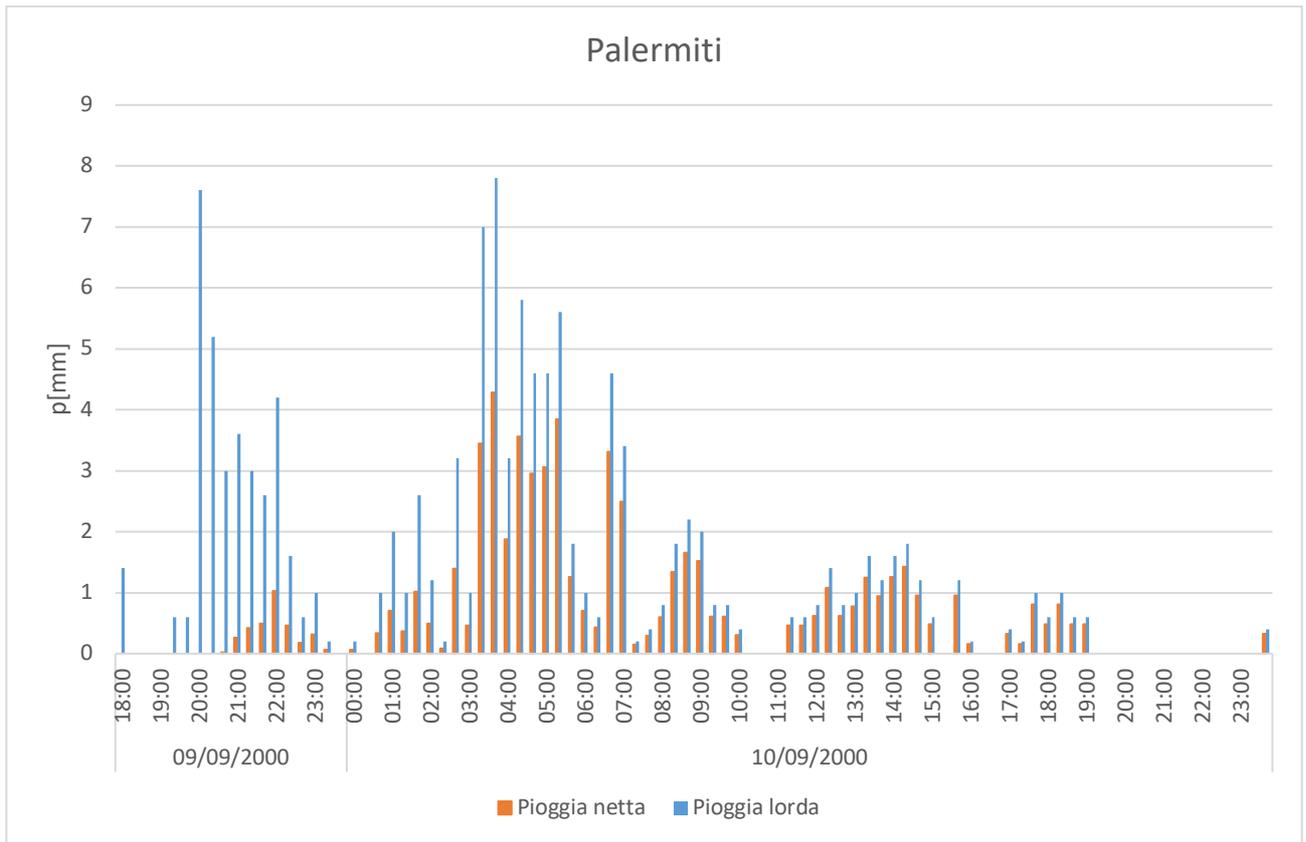


Figura 35-Piogge nette

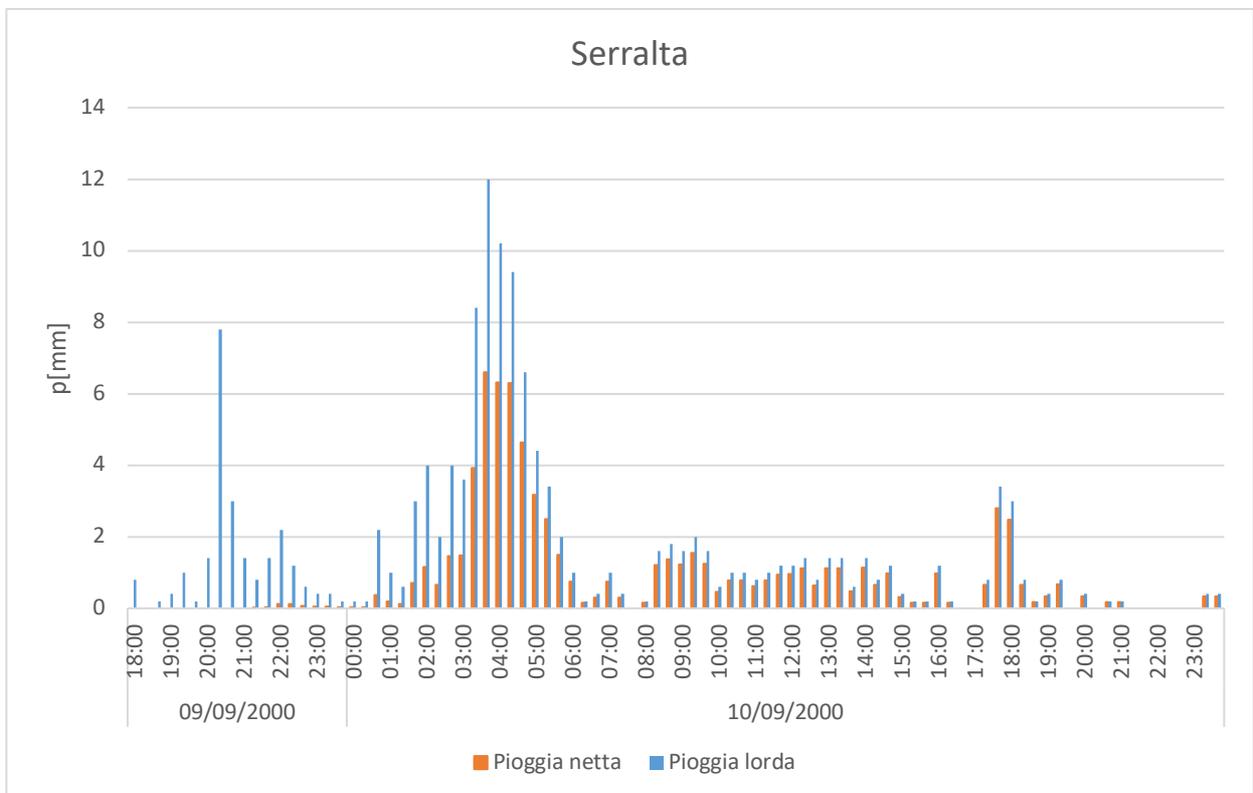


Figura 36-Piogge nette

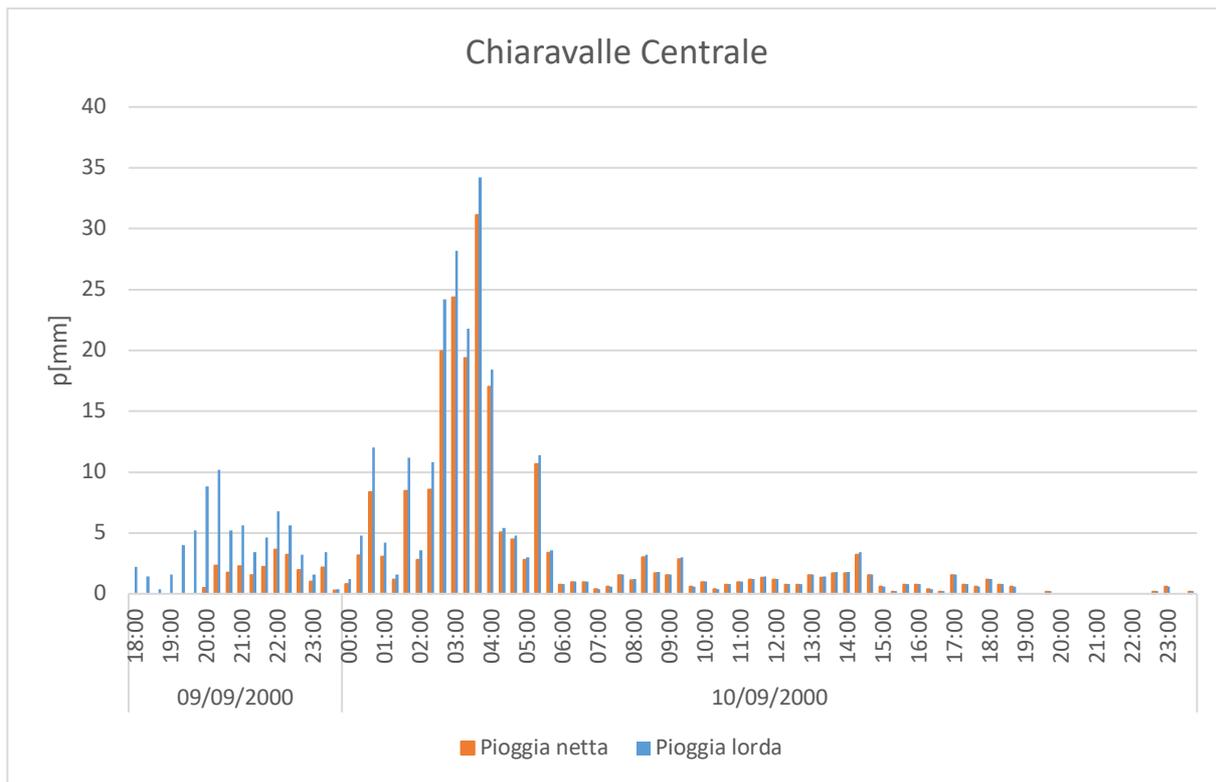


Figura 37-Piogge nette

Le intensità di pioggia netta, inserite come dati di input nel modello idraulico sopra descritto sono riportate in Figura 38, Figura 39, Figura 40, Figura 41.

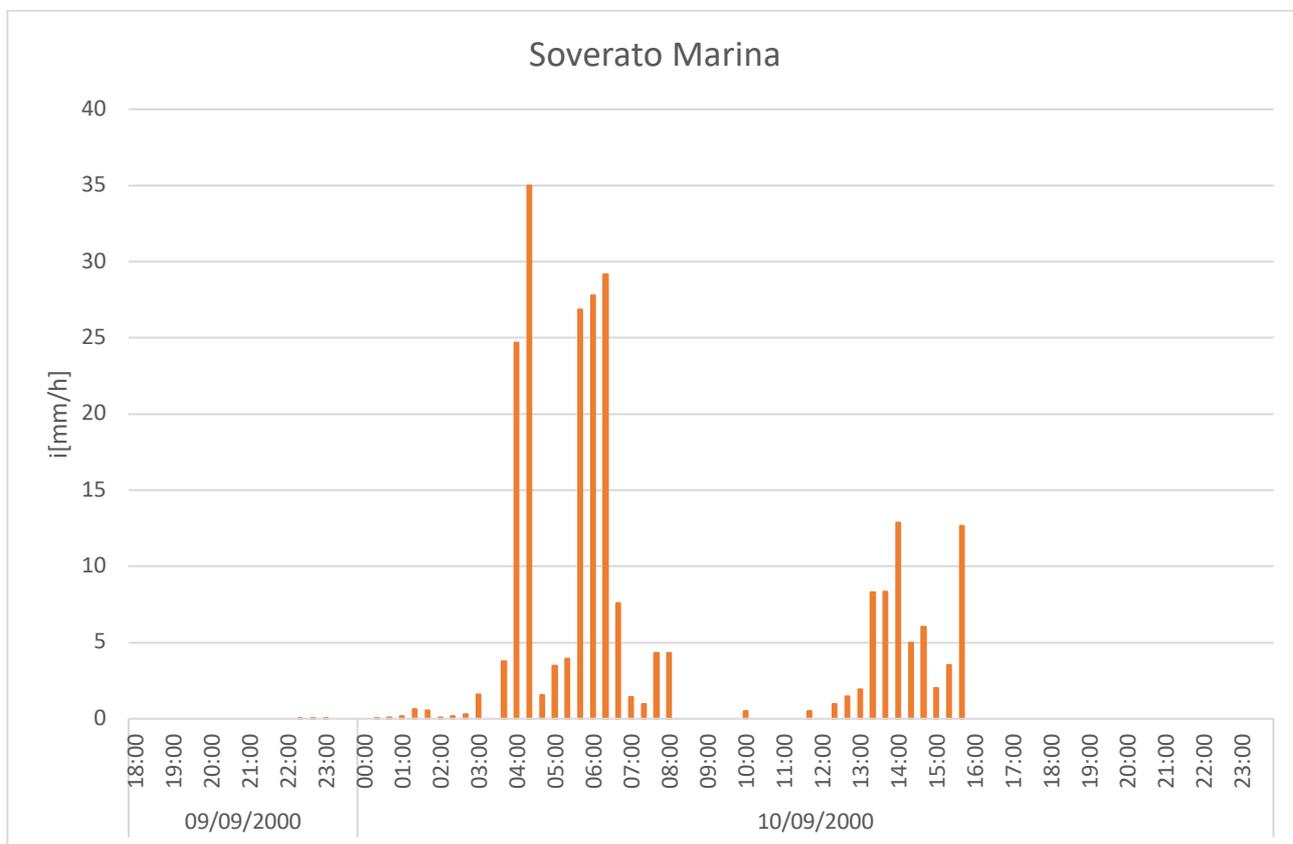


Figura 38-Valori delle intensità di pioggia netta dell'evento

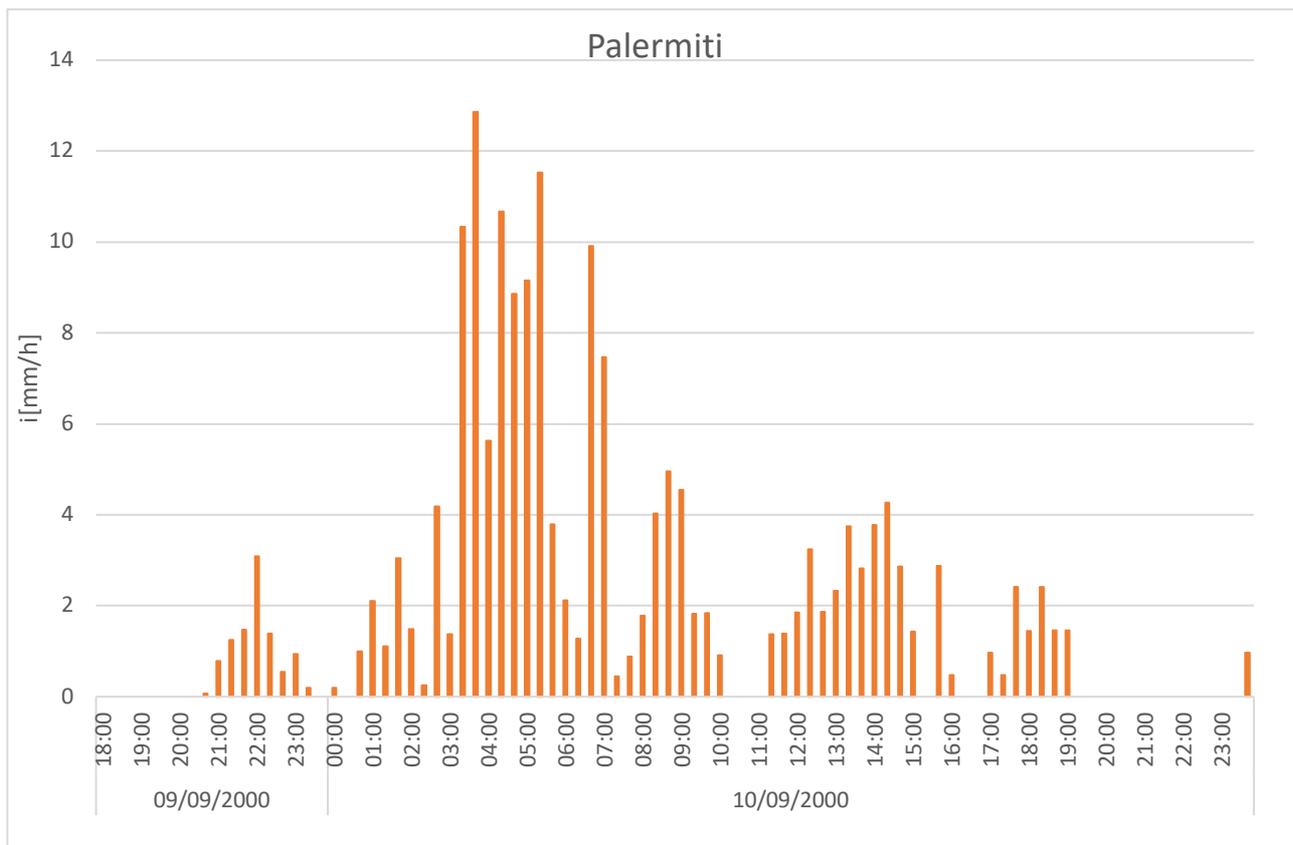


Figura 39-Valori delle intensità di pioggia netta dell'evento

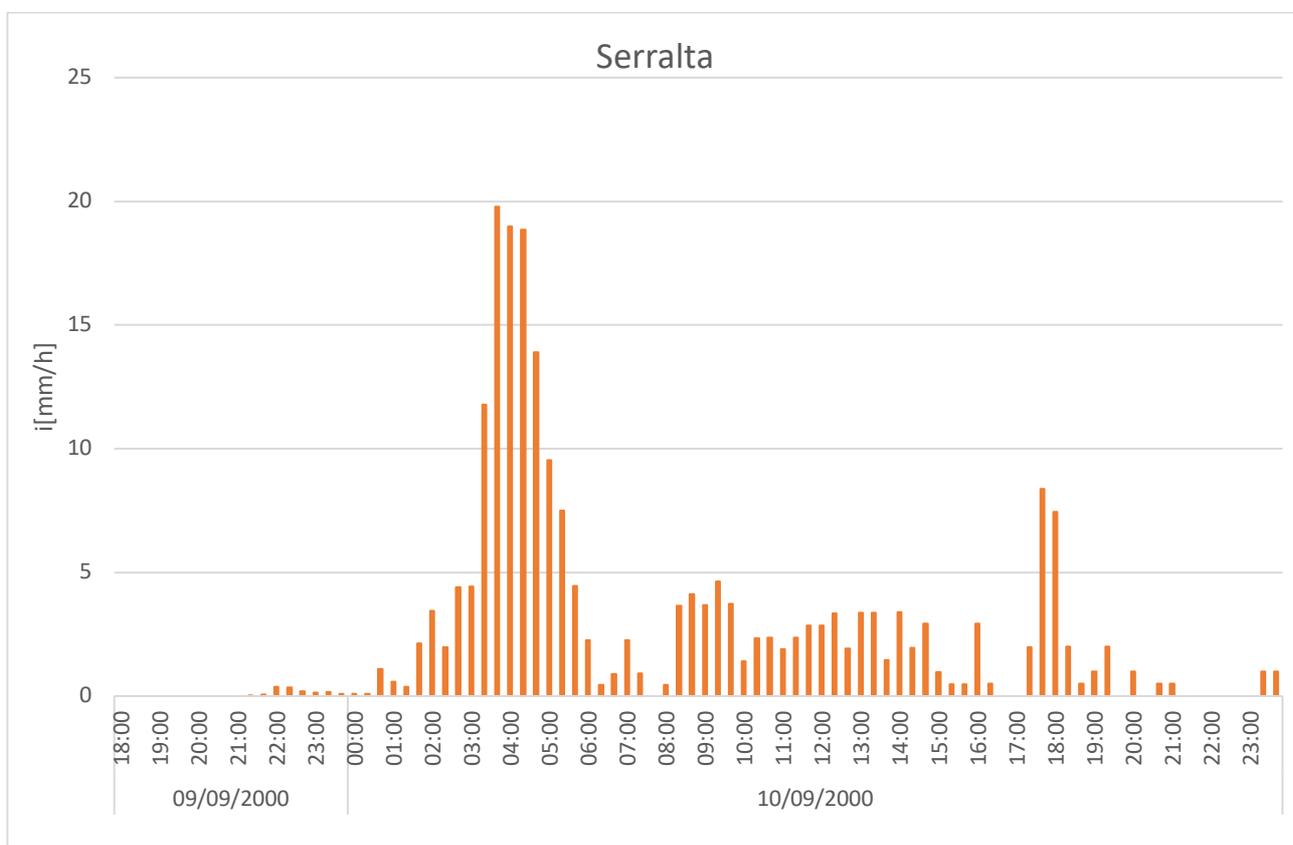


Figura 40-Valori delle intensità di pioggia netta dell'evento

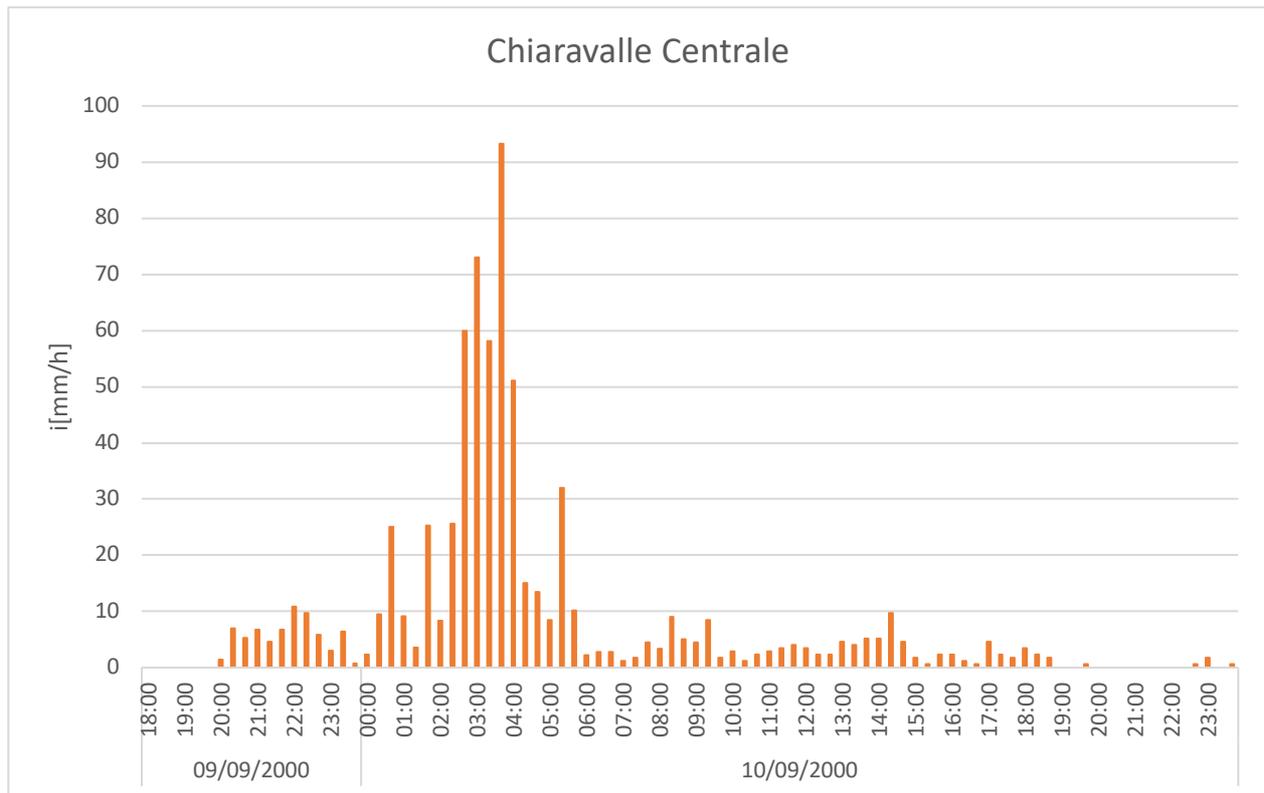


Figura 41-Valori delle intensità di pioggia netta dell'evento

Il coefficiente di scabrezza di Strickler usato nei calcoli è per tutto il dominio costante e pari a $k_s=20 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

[Criteri e dettagli dei calcoli idraulici eseguiti per il conseguimento di una soddisfacente ricostruzione dell'evento del 10 settembre 2000](#)

Modello di calcolo utilizzato

Per l'esecuzione della ricostruzione numerica dell'evento è stato utilizzato il codice di calcolo implementato dal laboratorio LaMPIT e installato nel cluster in dotazione al laboratorio. I dettagli del codice e il modello di riferimento sono stati illustrati nel Capitolo I.

[Costruzione del dominio di calcolo](#)

Il dominio di calcolo è stato realizzato con una griglia non strutturata a maglie triangolari con area uniforme di 36 m^2 . La costruzione della griglia di calcolo è stata eseguita con il software SMS[®] della Aquaveo. All'interno del dominio di sono imposte delle condizioni al contorno: per le celle boundary dello spartiacque è stata imposta la condizione riflessiva (Solid Wall), per le celle di contorno di valle se la corrente è veloce ($F_r > 1$) la condizione è di tipo trasmissiva altrimenti è di stato critico.

Per ottenere un dominio rappresentativo dello stato dei luoghi al tempo dell'evento si è dovuto ricostruire l'andamento plano-altimetrico dell'alveo per quelle zone che sono state soggette a sistemazione idraulica con interventi post-evento.

Confrontando le ortofoto del 1998 (Figura 42), del 2000 (Figura 43) e del 2006 (Figura 44) si nota come l'alveo che è stato oggetto dell'inondazione, non passava attraverso il camping bensì è collocato in sinistra idraulica.



Figura 42-Ortofoto 1998



Figura 43-Ortofoto 2000, precedente all'evento



Figura 44-Ortofoto 2006

Dalle sezioni fatte nella zona in esame (Figura 45) si possono vedere le differenze tra la situazione al tempo dell'evento e quella più recente conseguente alle sistemazioni idrauliche eseguite.

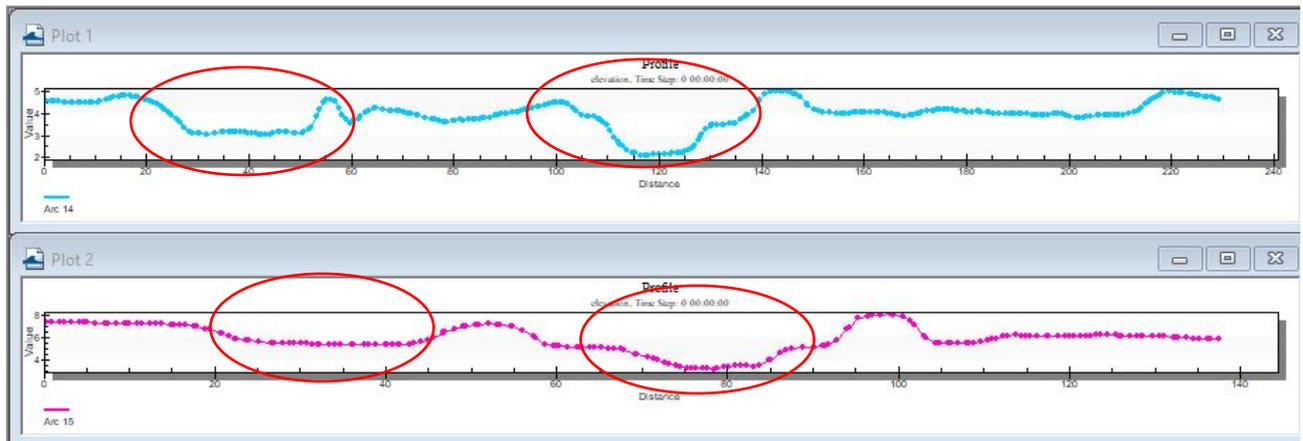


Figura 45-Sezioni (6 e 7) della griglia di calcolo

Dunque la ricostruzione dei dati altimetrici è stata eseguita utilizzando i punti quotati che si avevano a disposizione dai rilievi dei geometri (Figura 45) eseguiti qualche mese dopo il verificarsi dell'evento.

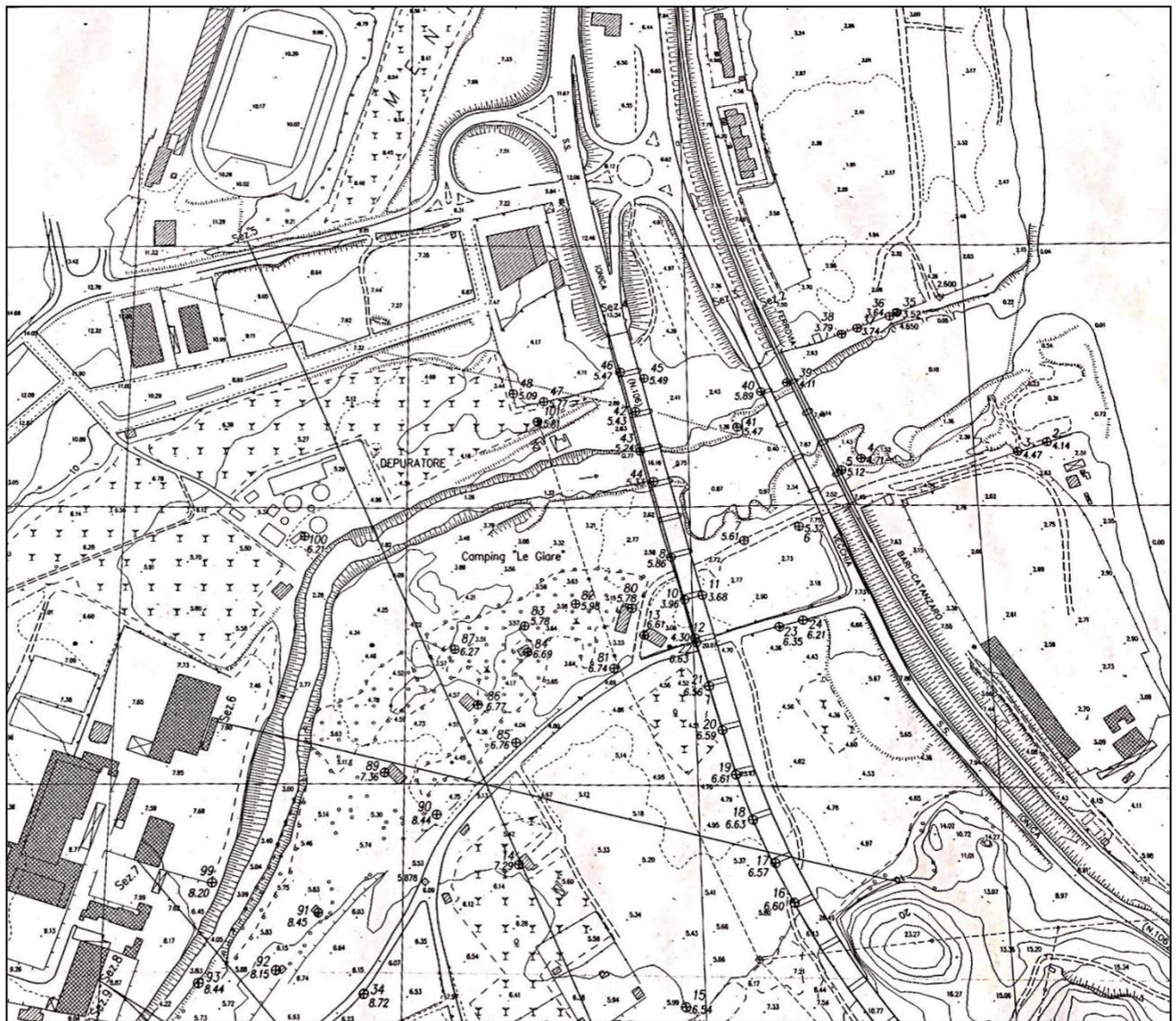


Figura 46-Piano quotato di riferimento (per gentile concessione di F. Macchione)

Con queste correzioni si è ottenuto un dominio di calcolo che segue piuttosto fedelmente l'andamento delle sezioni rilevate post evento (Figura 47).

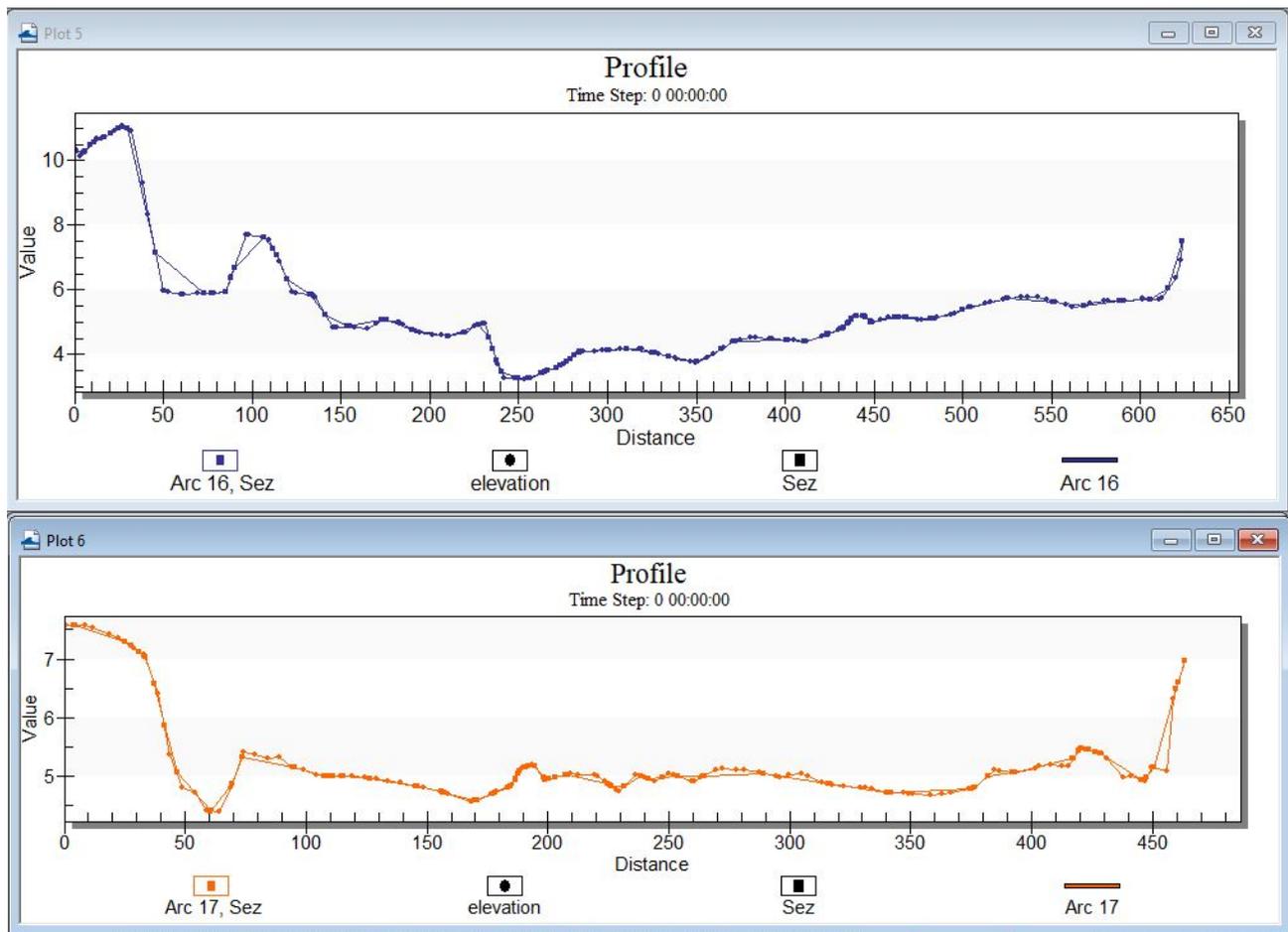


Figura 47-Sezioni post variazione del DEM mediante i punti quotati di riferimento

Verifica della correttezza della stima delle piogge nette

A monte del ponte di Petrizzi, è ubicata una traversa fluviale gestita dall'ENEL (da ora in avanti traversa ENEL) (vedi Figura 48 e Figura 49).

I segni lasciati dalla piena consentono di stimare la portata massima che ha attraversato la traversa. Pertanto il manufatto è stato inserito nel dominio di calcolo riproducendo piuttosto fedelmente le dimensioni geometriche effettive (vedi Figura 49).

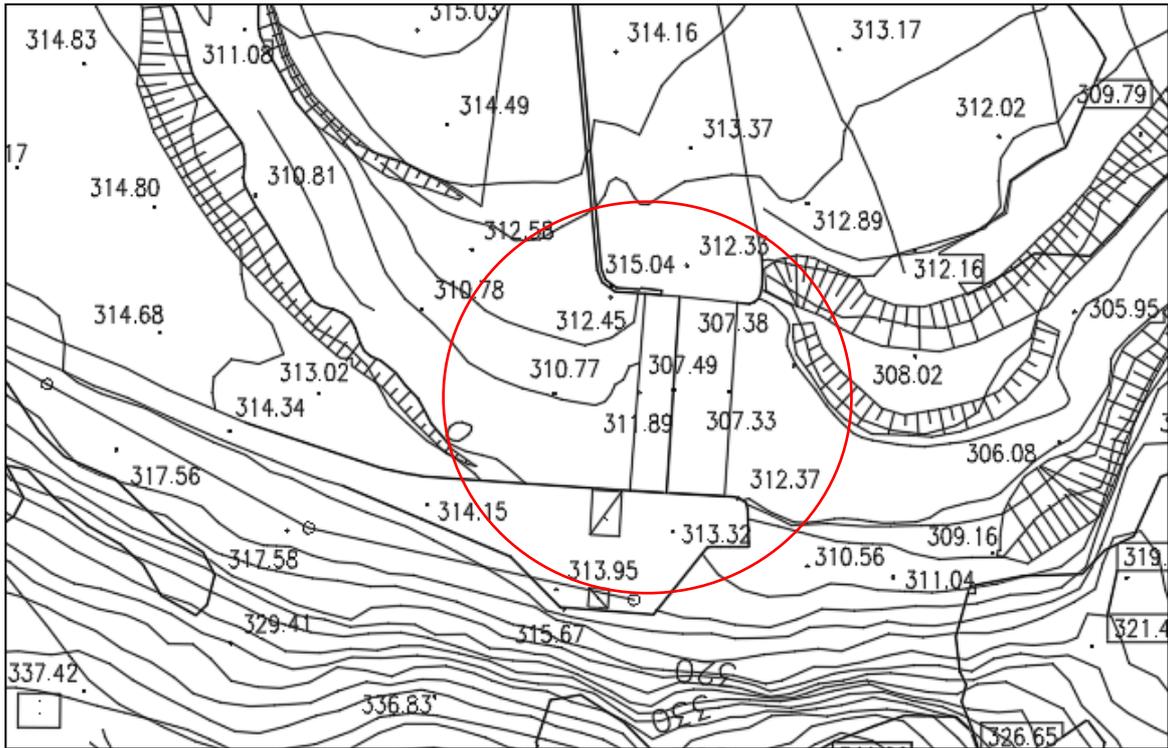


Figura 48-Traversa Enel, località Roteda (per gentile concessione di F. Macchione)



Figura 49-Ortofoto 2000 (sx), ortofoto 2010 (dx)

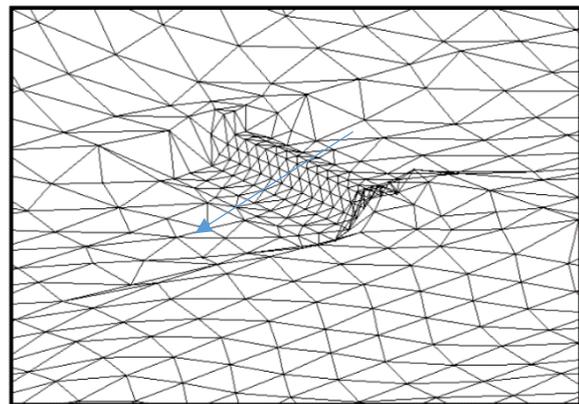
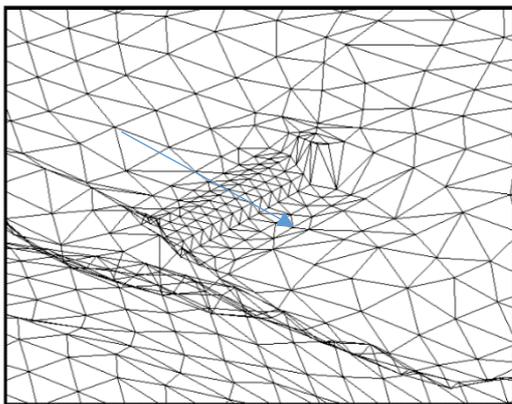


Figura 50-Ricostruzione traversa ENEL

Considerando delle foto storiche post evento della traversa, si evince che il muretto perimetrale in sponda dx è caratterizzato da detriti (vegetazione) lasciati lungo la sua sommità. Questo segno consente di fare una stima della portata massima che è transitata sulla traversa.

Ipotizzando un tirante pari all'altezza della soglia dei muri perimetrali rispetto alla sommità della traversa, supponendo una quota costante del muretto di 315.04 m slm e leggendo sul disegno autoCAD disponibile per la traversa un valore di quota della traversa pari a 311.89 m slm, l'altezza risultante è di 3.15 m. Applicando la formula dello stramazzo, per il calcolo della portata, considerando $\mu=0.5$, la lunghezza della soglia pari a 35 m e l'altezza di carico pari a 3.15 m, si ottiene:

$$Q = \mu L h^2 \sqrt{2g} = 0.5 \cdot 35 \cdot 3.15^2 \cdot \sqrt{2g} = 433 \frac{m^3}{s}$$

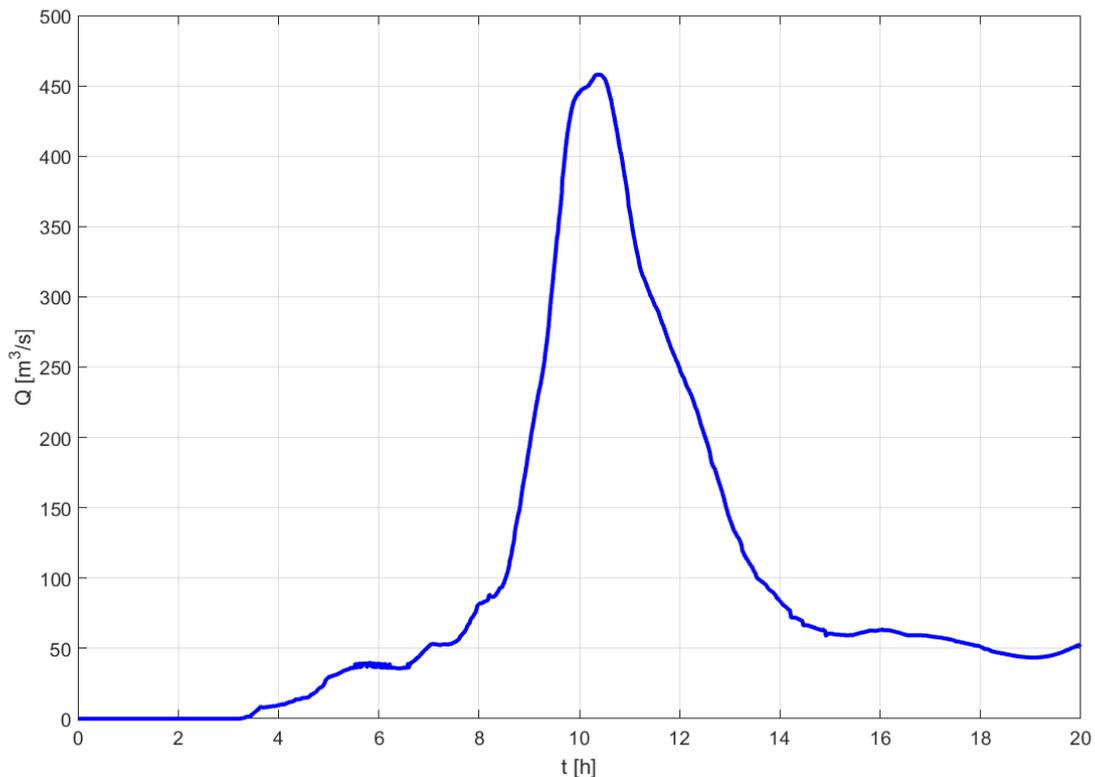


Figura 51-Idrogramma calcolato alla traversa ENEL con simulazione numerica eseguita con le piogge nette riportate in Figura 38, Figura 39, Figura 40, Figura 41

Il valore massimo ottenuto dalla simulazione numerica effettuata con le piogge nette assunte come input pluviometrico, descritte nel paragrafo 'Determinazione delle piogge nette' e ottenute assumendo CN pari a 75, è 460 m³/s, valore molto prossimo a quello stimato sopra. Dunque si può ragionevolmente ritenere che l'input pluviometrico utilizzato a base dei calcoli sia stato fedelmente ricostruito.

Validazione dei segni di massima piena

Prima di iniziare l'analisi idraulica mediante le simulazioni numeriche è stato eseguito un controllo sull'affidabilità dei segni di piena rilevati. In particolare sono stati esclusi i punti in corrispondenza dei quali i massimi livelli siano stati originati da fenomeni locali che non sono simulabili con il dominio di calcolo utilizzato (ad esempio rialzi localizzati in corrispondenza di tronchi d'albero

intorno ai quali si era intasata la vegetazione). Il controllo è stato eseguito utilizzando le fotografie disponibili per ciascun punto rilevato e i rilievi topografici post evento. I punti utilizzati sono riportati in Figura 52.



Figura 52-Punti di massima piena rilevati

Dettagli sulla trattazione dei ponti e di altre singolarità topografiche nel tratto terminale prossimo alla foce

Simulazione numerica del deflusso di piena attraverso un ponte

Generalmente le equazioni alle acque basse sono utilizzate per la simulazione di eventi alluvionali che coinvolgono aree molto estese in cui sono presenti attraversamenti come le strutture dei ponti.

Il restringimento della sezione di un corso d'acqua a causa della presenza di un ponte, può essere di due tipologie:

- Contrazione (contraction), quando è presente un ostacolo che restringe la sezione fluviale lasciando libera una luce nella zona centrale dell'alveo. Un esempio sono le spalle dei ponti o gli affioramenti rocciosi che ostruiscono in parte la sezione fluviale;
- Ostruzione (obstruction), quando vi è un ostacolo che provoca la separazione della corrente bloccandone il corso naturale.

Generalmente gli effetti di contrazione delle spalle e di ostruzioni delle pile si sovrappongono a meno di casi in cui, con formule pratiche, si tende a trascurare gli effetti indotti dalle spalle e a considerare solo quelli indotti dalle pile. Questo succede quando il numero di pile in alveo e la loro dimensione sia idraulicamente più rilevante rispetto alle spalle.

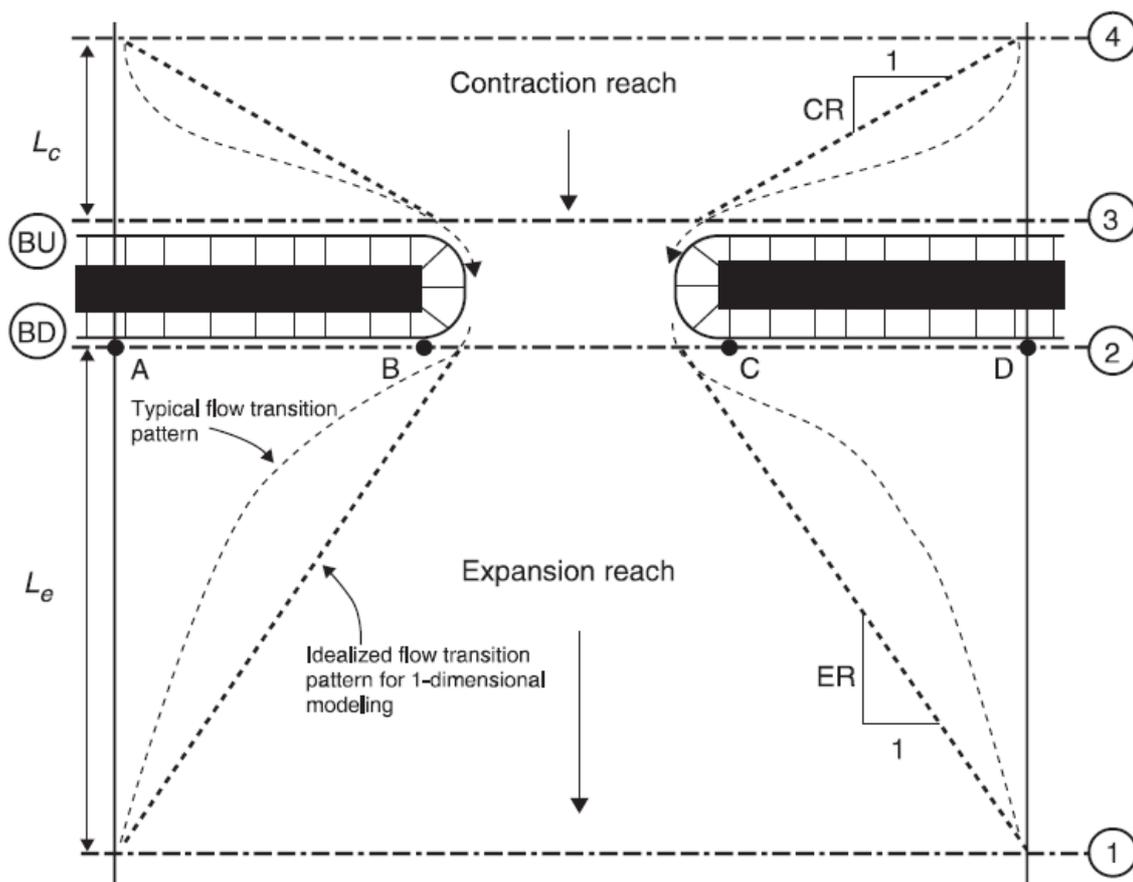


Figura 53-Analisi dettagliata restringimento dovuto alle pile dei ponti, da A. Osman Akan, *Open Channel Hydraulics*

E' possibile dunque suddividere la corrente transitante tra la sezione 4 a monte e la sezione 1 a valle in tre zone distinte, in base ai differenti comportamenti idraulici:

- La prima zona è quella immediatamente a valle del ponte. In essa si completa l'espansione della corrente dopo il suo passaggio attraverso il restringimento in alveo e, a causa dei rilevanti fenomeni di turbolenza, è caratterizzata da forti dissipazioni. La distanza L_e , di espansione, dipende dalla velocità della corrente nelle zone limitrofe al restringimento e dalle caratteristiche fisiche del tratto dell'alveo. Tale distanza è circa 4 volte la larghezza delle pile o delle spalle sporgenti in alveo. Nel caso di più campate, e quindi di più pile in alveo, il restringimento efficace per ogni campata è definito come la dimensione di una singola pila per campata;
- La seconda zona è interessata dal passaggio della corrente attraverso la sezione ristretta determinata dal ponte. In tale zona, sono presenti fenomeni di turbolenza con rilevanti dissipazioni di energia dovute al forte incremento di velocità;
- La terza zona individua l'area in cui la corrente subisce la contrazione per attraversare la sezione ristretta. Le velocità aumentano in tale area, in proporzione al grado di restringimento imposto. L_c è la distanza in cui inizia la contrazione dei filetti fluidi, risulta essere dello stesso ordine di grandezza della misura dell'ingombro (pila o spalla). I fenomeni di dissipazione sono ridotti e sono funzione della forma delle pile.

In letteratura sono presenti alcuni contributi su eventi di piena con modelli idraulici in cui sono presenti attraversamenti di ponti.

In modelli di tipo monodimensionale, la simulazione del deflusso di corrente in presenza di un ponte segue la trattazione tipica utilizzata in vari codici monodimensionali quali Hec-RAS.

E' importante notare come questo tipo di trattazione non preveda la possibilità di simulare il deflusso della corrente di un evento di piena in cui si verifica l'ostruzione e la disostruzione delle luci dell'attraversamento fluviale.

Questo approccio è presente in letteratura in un modello 1D mostrato da Cook e Marwade (2009), nel software HydroGIS utilizzato da Hoa et al. (2008), nel software ORSADEM implementato da Petaccia e Natale (2013) e in molti altri articoli in cui si utilizza HEC-RAS (Lee et al., 2006; U.S. Army Corps of Engineers, 2013; Ali et al., 2013; Tomasz et al., 2015; Siregar, 2018).

Nella modellistica bidimensionale l'approccio più semplice per descrivere la corrente attraverso le luci delle pile di un ponte è quello di imporre nelle celle coinvolte dallo stesso delle condizioni interne. In Pappenberger et al. (2006) il deflusso idraulico attraverso il restringimento causato dalla presenza delle pile di un ponte viene simulato considerando un incremento locale di scabrezza. In alcuni articoli si costruisce la griglia di calcolo in maniera tale che alcune celle rappresentino le pile del ponte e in esse si impongono condizioni di corrente di tipo riflessive (Costabile et al., 2015; Geng e Wanag, 2008; Wang et al., 2019).

In Ratia et al. (2014) si introduce nel termine sorgente delle equazioni di quantità di moto la perdita di energia causata dal passaggio attraverso le luci del ponte mediante l'utilizzo di una formula empirica di tipo Borda-Carnot per tenere conto dell'improvvisa contrazione ed espansione della corrente.

In trattazioni più complesse come quelle 3D, vengono considerati approcci multi – mesh con costi computazionali molto onerosi (Ge e Sotiropoulos, 2005).

Nei paragrafi che seguono, nello specifico in 'Ponte SS106', 'Ponte della ferrovia', 'Ponte exSS106', 'Trattazione del ponte di Petrizzi', verrà spiegato il trattamento dei ponti e in particolare la simulazione dell'ostruzione e della disostruzione del ponte di Petrizzi, utilizzato nel presente lavoro di tesi.

Ponte SS106

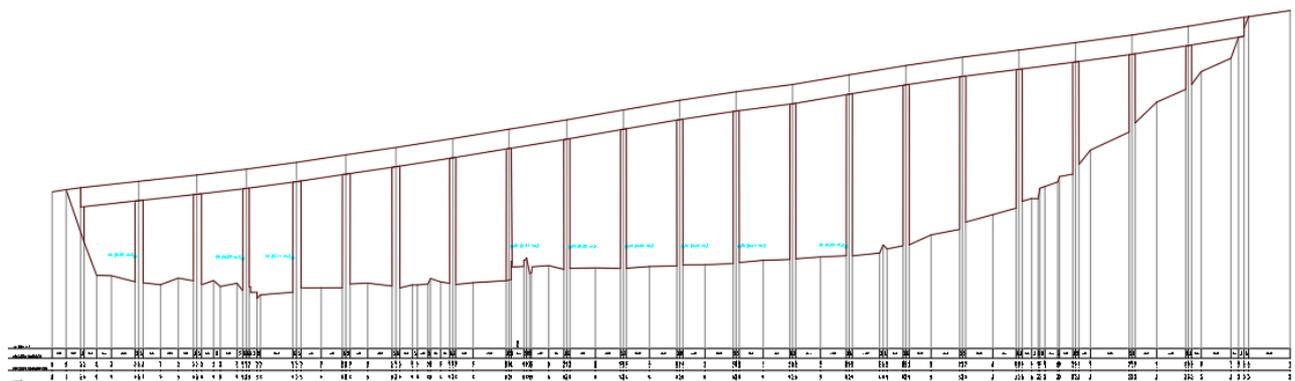


Figura 54- Ponte SS106-Sezione 4. In azzurro il rilievo dei punti di massima quota registrati post-evento (per gentile concessione di F. Macchione)

Nella zona a monte del ponte SS106 (Figura 55), è possibile notare che in tutta la zona in dx idraulica c'è stato un ristagno di acqua, che spiegherebbe il livello quasi orizzontale dei punti rilevati nella sezione 4 (Figura 54).



Figura 55-Vista da sx idraulica verso la zona a monte del ponte SS106. fonte:<http://www.irpi.cnr.it/outreach/soverato-10-settembre-2000/>

Dalle foto post-evento, è stato possibile notare la presenza di un'arginatura in dx idraulica in concomitanza del ponte SS106 (Figura 56). Questa arginatura potrebbe essere stata la causa del ristagno in dx idraulica.



Figura 56-Vista verso valle, in dx idraulica è possibile vedere argine murario (per gentile concessione di F. Macchione)

Inoltre, le velocità all'interno dell'alveo, hanno portato molti detriti legnosi (Figura 57), motivo per cui è possibile ipotizzare un'occlusione, totale o parziale delle pile dei ponti della ferrovia e dell'ex SS106 già SP124.



Figura 57-Immagine con vista verso valle da sotto il ponte della SS106. Visibile presenza massiccia di vegetazione (per gentile concessione di F. Macchione)

Data la presenza di di tali ingombranti detriti (alberi sradicati) e la presenza di camper/auto, si è ritenuto opportuno enfatizzare l'occlusione del ponte SS106, ampliando la dimensione delle pile del ponte, nella zona interessata dal corso d'acqua, per una occlusione pari al 54%. Nella zona in sx idraulica dove è presente il ristagno viene inserito solamente l'ingombro delle pile.

Nel dominio di calcolo è stato inserito il muretto che corre a ciglio strada in dx idraulica (Figura 56) tra il ponte SS106 e il ponte SP124 (exSS106).

Inoltre sono state inserite le pile dei ponti. I segni lasciati dalla piena indicano che le luci tra le pile sono state parzialmente occluse dalla vegetazione. Nel calcolo questa situazione è stata messa in conto incrementando congruamente l'ingombro delle pile per tener conto della diminuzione della lunghezza complessiva delle luci. Al riguardo è stato fatto un calcolo di stima, per il quale si è proceduto come segue.

Sono stati utilizzati i segni della piena rilevati nella zona dei ponti (vedi Figura 58 e Figura 59). I rilievi dei ponti sono riportati in Figura 60 e Figura 61.

Eseguendo una simulazione con le piogge nette definite sopra, si è ottenuto per la zona della foce un valore della portata calcolata pari a $575 \text{ m}^3/\text{s}$.



Figura 58-Inquadramento zona Punti ultimi due ponti





Figura 59-Foto punti zona degli ultimi due ponti (punti numeri 4, 5, 39 e 40) (per gentile concessione di F. Macchione)

Ponte della ferrovia

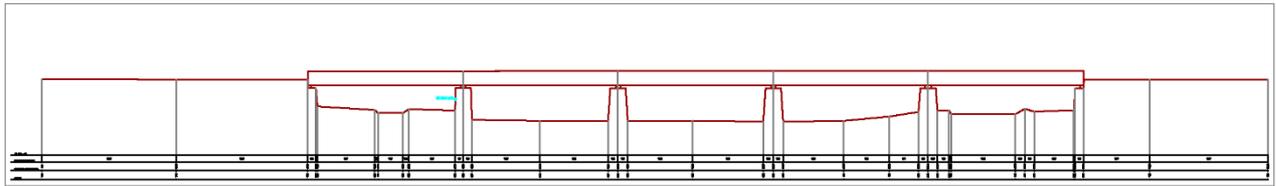


Figura 60-Sezione rilevata dai topografi, ponte della ferrovia (sezione 2) (per gentile concessione di F. Macchione)

Per il ponte della ferrovia la luce libera vale:

$$L_{libera} = L_{totale} - Pile = 122 \text{ m} - 16 \text{ m} = 106 \text{ m}$$

Siccome il tirante osservato è di 3.42 m, ipotizzando che le luci abbiano costituito una strettoia attraverso la quale la corrente sia dovuta passare in stato critico, si può ottenere il valore della luce residua che abbia determinato per il tirante un valore pari a quello osservato.

Si ottiene così:

$$L = \frac{Q}{0.385h^2\sqrt{2g}} = \frac{575}{0.385 \cdot 3.42^2 \cdot \sqrt{2 \cdot 9.81}} \cong 53 \text{ m}$$

Dai calcoli ottenuti si ricava dunque che l'occlusione necessaria per ottenere il livello di tirante osservato deve essere del 50%.

Le pile ingombre di vegetazione dovranno quindi avere uno spessore di 14 m e le spalle di 7 m.

Ponte exSS106

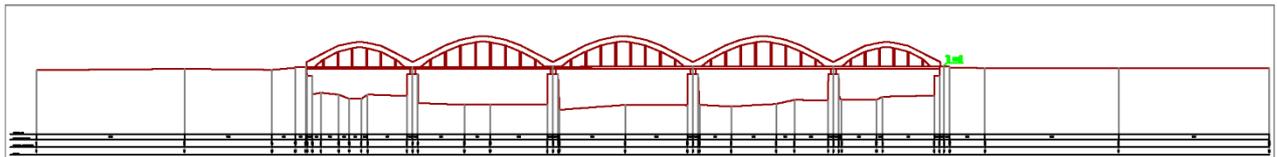


Figura 61-Sezione rilevata dai topografi, ponte exSS106 (sezione 3) (per gentile concessione di F. Macchione)

Per il ponte ex SS106 la luce libera vale:

$$L_{libera} = L_{totale} - Pile = 119 \text{ m} - 16 \text{ m} = 103 \text{ m}$$

Il tirante osservato è di 3.62 m, quindi:

$$L = \frac{Q}{0.385h^2\sqrt{2g}} = \frac{575}{0.385 \cdot 3.62^2 \cdot \sqrt{2 \cdot 9.81}} \cong 50 \text{ m}$$

Dai calcoli ottenuti l'occlusione necessaria per ottenere il livello di tirante osservato deve essere del 51%.

Le pile dovranno quindi avere uno spessore di 14 m e le spalle di 7 m.

L'occlusione dei ponti è stata fatta ponendo le celle delle pile come 'solid wall' (vedi Figura 62).

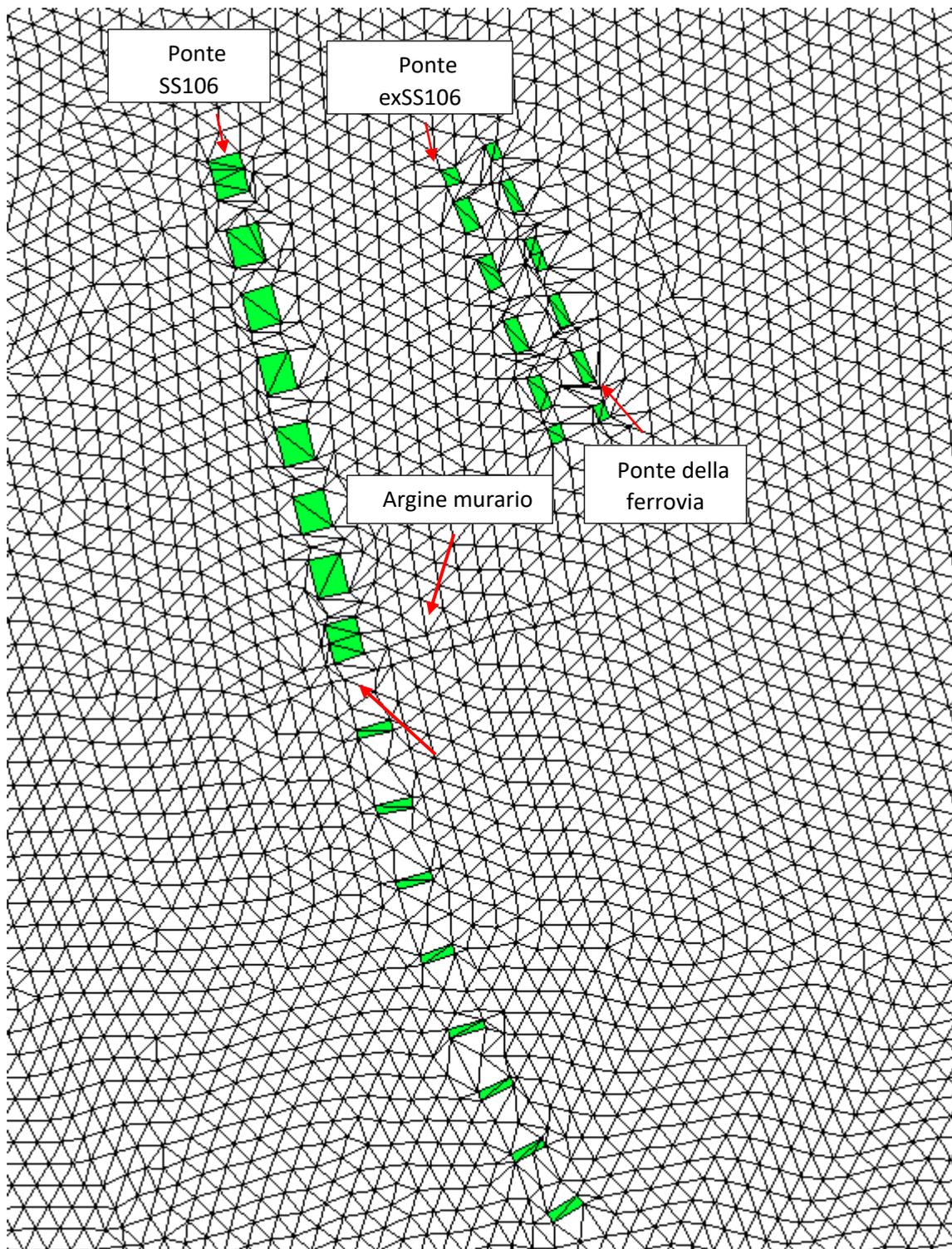


Figura 62-Inserimento discontinuità. In verde l'ingombro delle pile dei ponti con relativa occlusione (dipendente dall'ampiezza delle celle).

Trattazione del ponte di Petrizzi

Nell'evento del 10 settembre 2000 una notizia che fu messa in rilievo dalla stampa è stata l'ostruzione del ponte di Petrizzi. Da più parti si addebitò alla repentina disostruzione del ponte un significativo aggravio degli effetti della piena sul camping posto circa 11 km più a valle.

Pertanto si è dedicata una particolare attenzione alla simulazione di questo fenomeno.

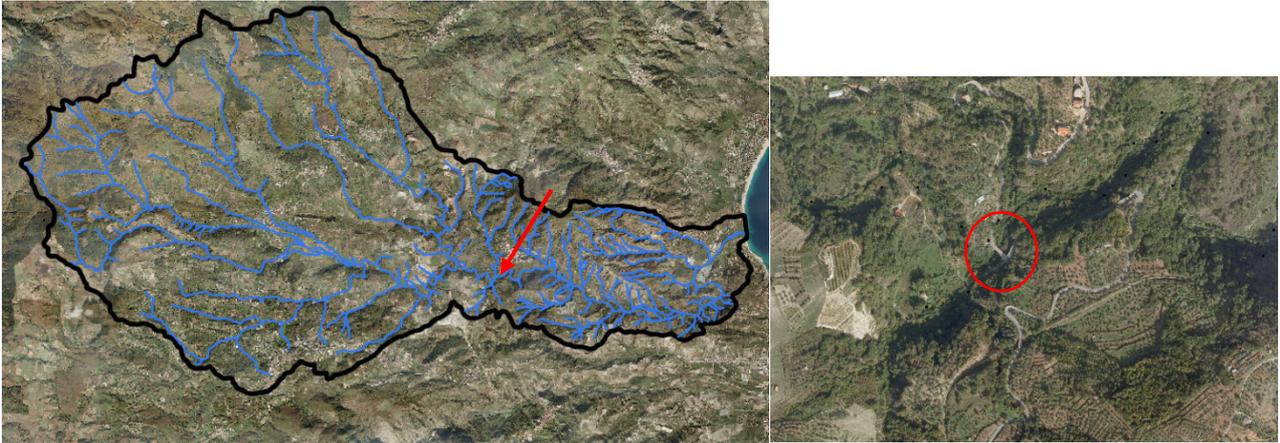


Figura 63-Inquadramento ponte di Petrizzi



Figura 64-Ponte di Petrizzi post evento vista verso valle (per gentile concessione di F. Macchione)



Figura 65-Ponte di Petrizzi post evento vista verso valle (per gentile concessione di F. Macchione)

I segni lasciati dalla piena documentano che l'occlusione del ponte ha determinato la tracimazione dell'acqua sopra l'impalcato. Questo è visibile dalla vegetazione rimasta impigliata sulla barriera di sicurezza.



Figura 66-Ponte di Petrizzi post evento vista verso valle – visualizzazione segni di tracimazione (per gentile concessione di F. Macchione)

Ostruzione e disostruzione

A rigore, la simulazione del fenomeno di ostruzione e disostruzione richiederebbe la trattazione del ponte come luce a stramazzo (sopra la soglia dell'impalcato) nell'intervallo di tempo in cui la luce si è ostruita. Nella successiva fase di disostruzione la luce del ponte dovrebbe essere considerata come un orificio funzionante a battente per i primi istanti e dopo come una strettoia attraversata da corrente a pelo libero.

Questa sequenza di fenomeni è di difficile implementazione in un modello a scala territoriale basata sulle SWEs. Pertanto si è preferito evitare trattazioni di dettaglio utili solo per simulare quegli aspetti locali della corrente che tutto sommato poca influenza esercitano sulla dinamica della piena a scala territoriale. Si è ritenuto piuttosto di enucleare la parte sostanziale del fenomeno nel trattare il ponte come un restringimento avente sezione trasversale di area pari a quella della luce del ponte. La simulazione della tracimazione del ponte, nell'intervallo di tempo nel quale esso è considerato ostruito, è stata simulata rappresentando il ponte come un rilievo topografico in cui le pareti verticali sono state sostituite con delle rampe sulle quali poter continuare ad applicare le equazioni del moto.

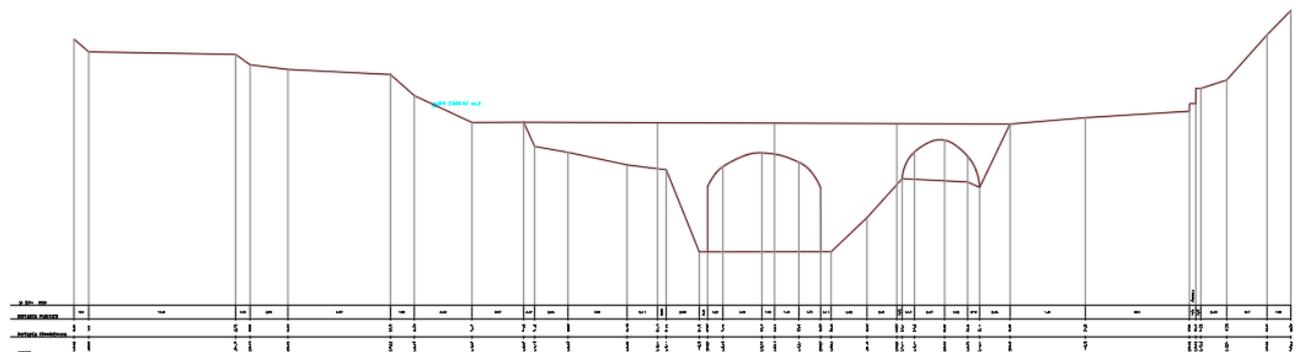


Figura 67-Sezione 108 (per gentile concessione di F. Macchione)

Si è quindi proceduto alla modifica della griglia, e all'inserimento del manufatto per come illustrato in Figura 68 e Figura 69.

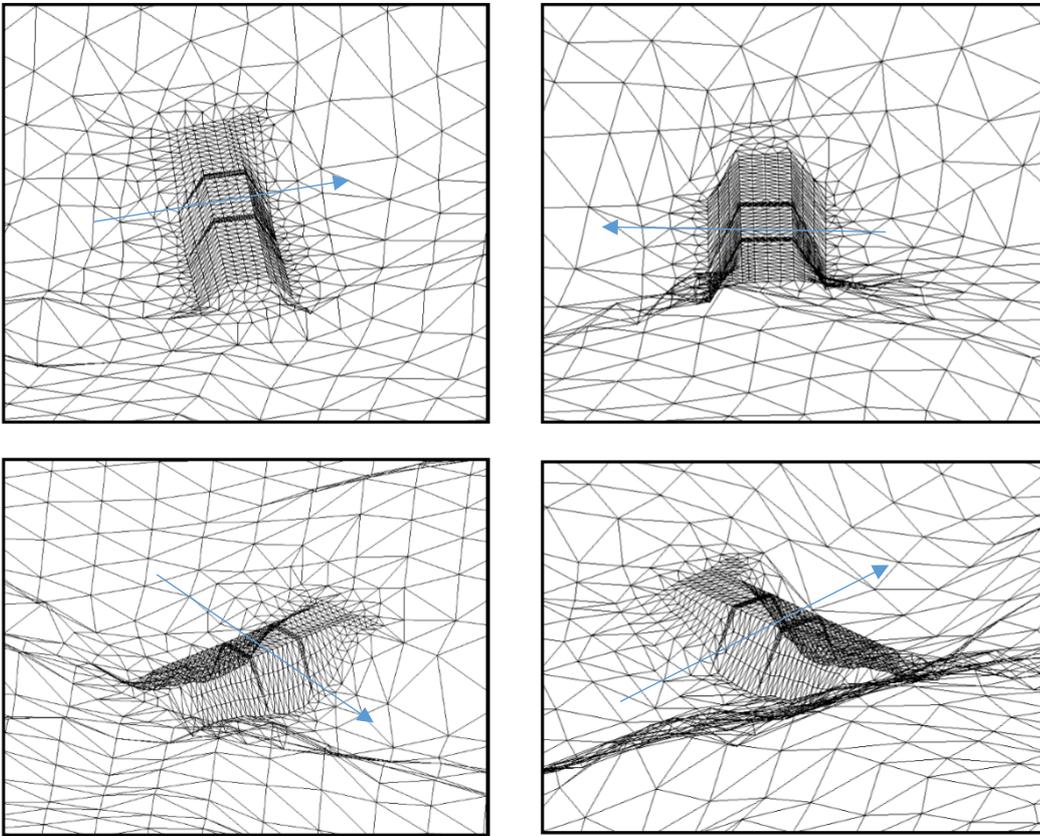


Figura 68-Ricostruzione ponte ostruito, si comporta come una traversa

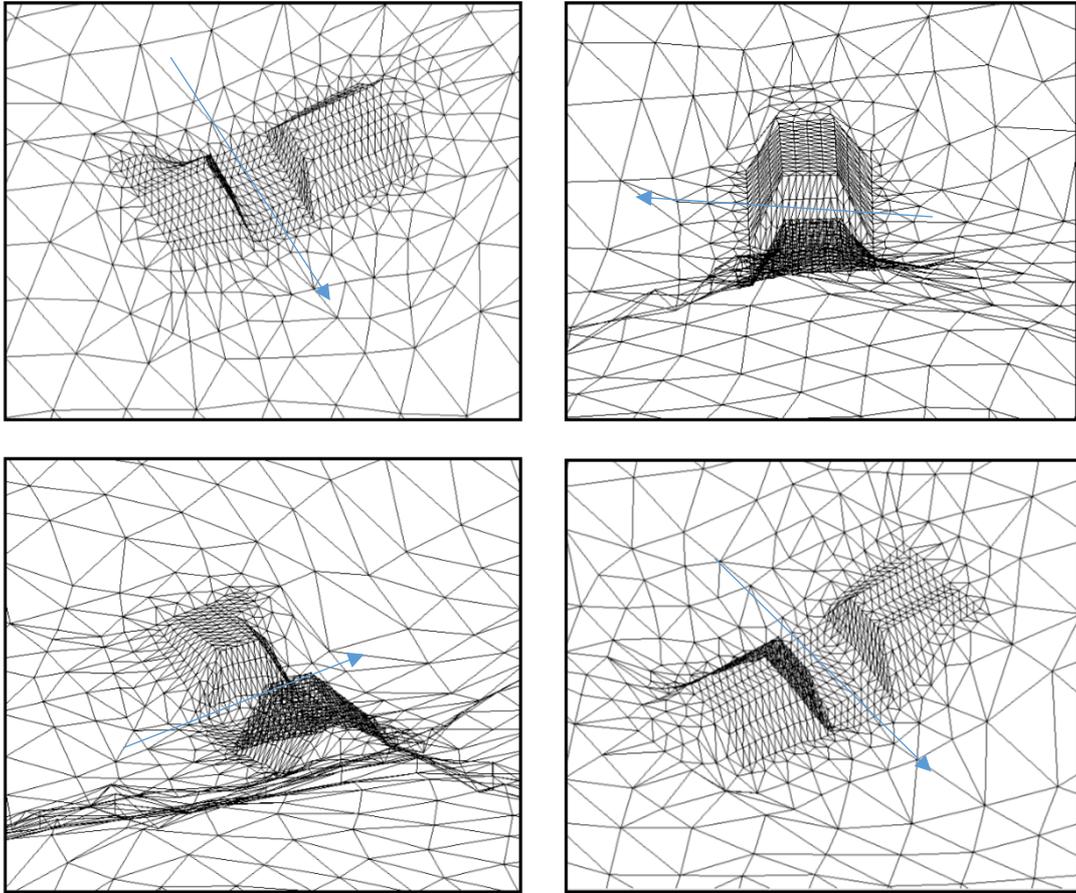


Figura 69-Ricostruzione ponte con luce aperta a seguito della disostruzione

La simulazione ora vedrà due geometrie: in un primo momento il ponte ostruito si comporterà come una traversa (Figura 68) e tracimerà per la sua intera lunghezza; in un secondo momento avverrà la disostruzione del ponte che sarà simulata facendo abbassare all'istante prefissato le quote delle celle centrali in modo da disegnare il varco riportato in Figura 69.

L'istante della disostruzione è stato fissato alle ore 4:00 del mattino, ora legale, conformemente alla dichiarazione resa da un testimone.

Eseguita la simulazione numerica, si è riscontrato che la pendenza molto elevata delle rampe ha creato qualche instabilità numerica. La differenza di quota tra l'estradosso e il terreno è di circa 10 m, far variare questa quota su 4 metri di lunghezza porta ad una pendenza di 2.5, eccessivamente ripida per il codice di calcolo. Si è quindi deciso di addolcire la pendenza, provando la simulazione con un rilevato di pendenza 0.5 e 1.

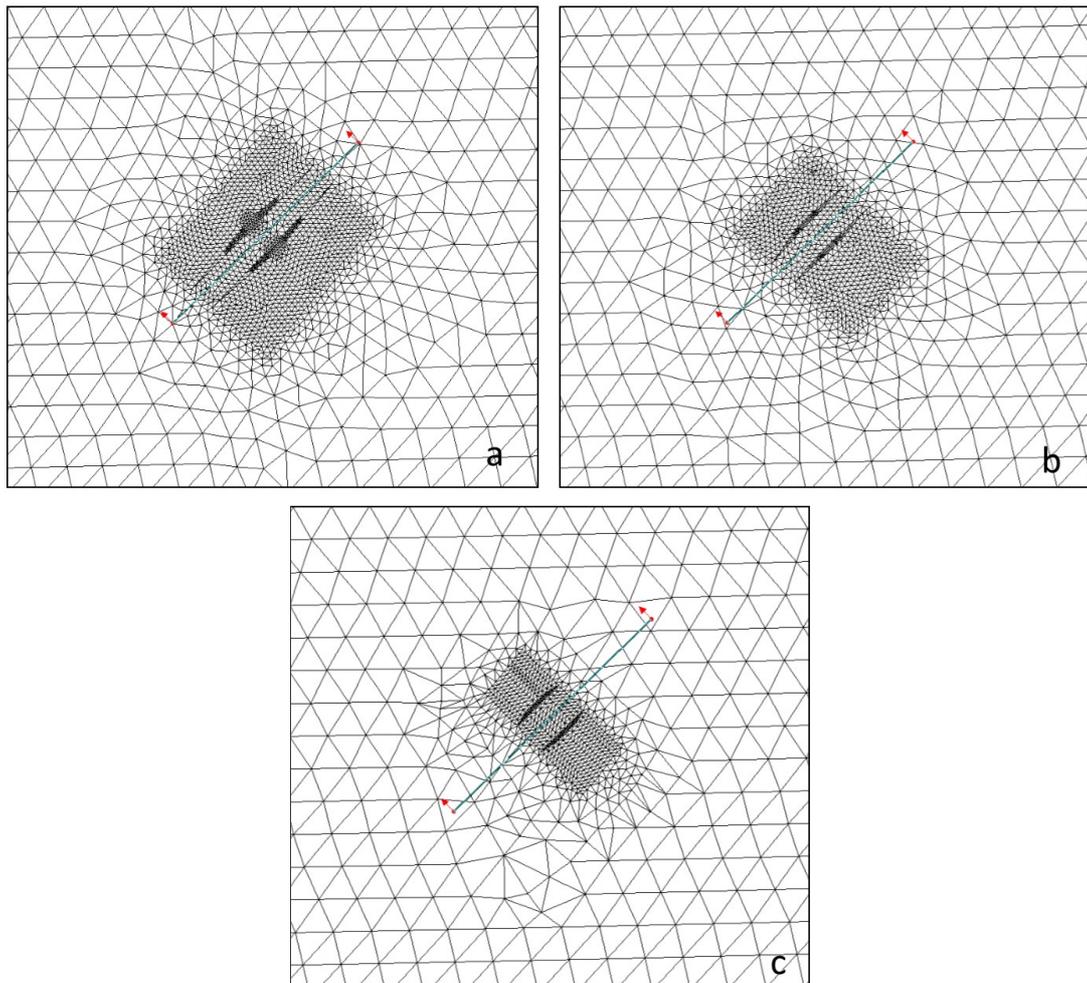


Figura 70-Vista in pianta delle tre ricostruzioni del ponte di Petrizzi: a) pendenza 0.5, b) pendenza 1, c) pendenza 2.5

Sezione trasversale ponte di Petrizzi

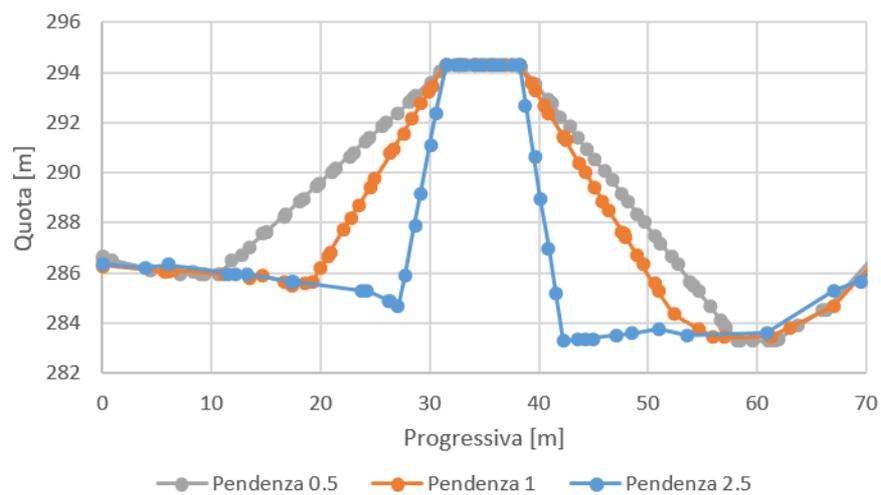


Figura 71-Sezione trasversale (vedi Figura 70) ricostruzione ponte di Petrizzi

Per la creazione del rilevato si è creato un DEM apposito: un piano inclinato con pendenza definita (0.5, 1 e 2.5) che è stato poi intersecato con la topografia del terreno.

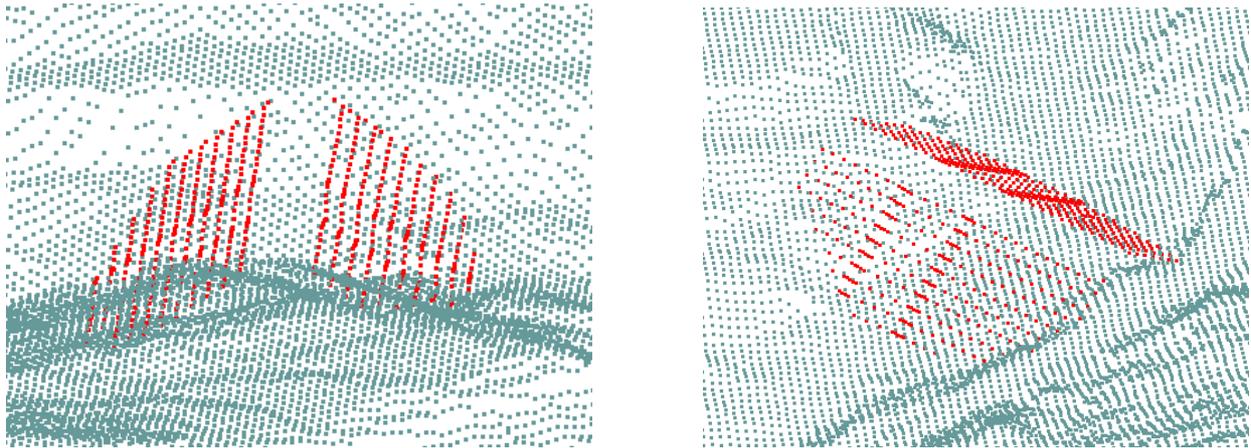


Figura 72-Intersezioni piano inclinato con pendenza definita e dati LiDAR

Le instabilità numeriche, con la pendenza più dolce di 0.5, si sono annullate.

L'applicazione di questa modalità di trattazione del ponte ha consentito l'ottenimento dell'idrogramma riportato in Figura 73. Si nota l'insorgere nel ramo crescente dell'idrogramma di piena di un picco repentino che raggiunge un colmo di 555 m³/s e che ha una durata alla base di circa un minuto. Dagli idrogrammi rilevati nelle sezioni si nota che procedendo verso valle questo picco secondario è rapidamente attenuato fino a scomparire. Tuttavia determina un residuo irripidimento del ramo ascendente dell'idrogramma di piena che ha contribuito a rendere ancora più rapido l'innalzamento dei livelli anche nella zona di valle.

Discussione dei risultati della ricostruzione numerica

I risultati numerici ottenuti applicando il codice di calcolo al dominio di calcolo, descritto in tutti i suoi dettagli nei paragrafi precedenti, sono riportati in Tabella 3. Inoltre gli idrogrammi calcolati sono riportati in Figura 73. Le sezioni nelle quali sono calcolati gli idrogrammi vanno dal punto più a monte che è il ponte di Petrizzi (idrogramma in blu), fino all'ultima sezione dopo il ponte della ferrovia (idrogramma in rosso).

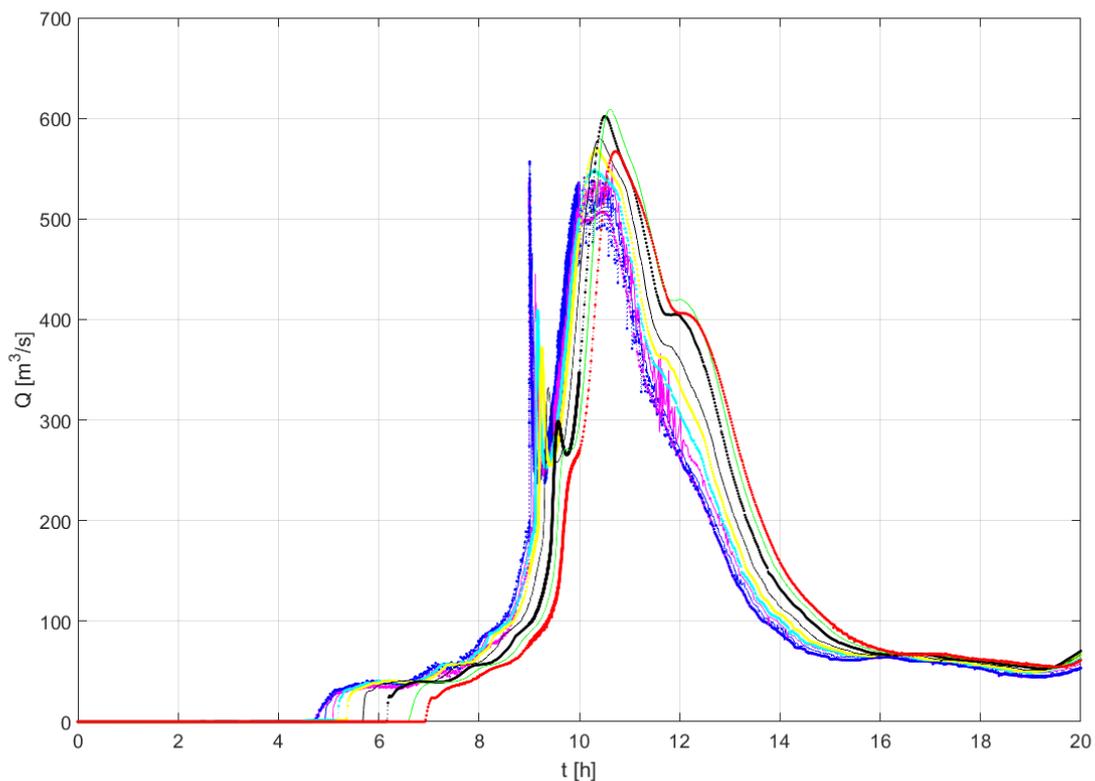


Figura 73-Idrogrammi dell'evento di Soverato 2000.

L'analisi della bontà dei risultati è stata eseguita confrontando i risultati numerici dei massimi livelli di piena con quelli osservati. Per poter effettuare un'analisi più accurata dei risultati si è ritenuto opportuno suddividere i 99 punti (Figura 52) in sottozone, in Tabella 3-Valutazione degli errori medi, zona per zona sono riportati gli errori commessi dal modello in termini di medie tra i valori simulati e quelli osservati.

La zona valliva comprende:

- Zona camping;
- Zona ristagno;
- Punti a valle dei ponti;
- Punti sugli ultimi due ponti;
- Parcheggio auto;
- Punto pila SS106;
- Punto tra SS106 ed ex SS106;
- Impianto di depurazione;
- Zona tra camping e serre.

In particolare si nota che, nella zona del camping la sottostima del modello è di minore di 10 centimetri e lo scostamento dai valori di piena osservati è inferiore ai 30 centimetri.

La zona in dx idraulica che è stata interessata dal ristagno si scosta, di una sovrastima, dai valori osservati minore di 20 centimetri.

I punti più a valle, dopo il ponte della ferrovia, presentano una sottostima di 2 centimetri con uno scostamento di 4 centimetri.

I ponti collocati tra il ponte exSS106 e quello della ferrovia registrano una sottostima massima tra tutte le zone analizzate di circa 60 centimetri, con uno scostamento in valore assoluto di 0.66 m. Ciò

può essere legato al fatto che tutti e 4 i punti presi in considerazione sono a ridosso delle pile dei ponti e la parziale occlusione degli stessi nel calcolo ha reso di difficile determinazione il valore di tirante proprio in quei punti.

Il parcheggio auto si trova in sx idraulica e a sx rispetto al camping. In questa zona sono stati inclusi anche i due punti presi alla spalla in sx idraulica del ponte SS106. Il modello in questa zona sovrastima di 0.7 m e lo scostamento dai valori registrati è di circa 20 centimetri.

Il punto della pila centrale del ponte SS106 viene ben rappresentato dal modello in quanto differisce dal valore osservato di 0.09 m; il modello sottostima questa variazione.

Il punto tra il ponte SS106 ed exSS106 è influenzato dalla parziale occlusione tra i due ponti e lo scostamento di 0.46 m è una sottostima del modello.

Il valore di piena registrato all'impianto di depurazione viene fedelmente riprodotto dal modello.

La zona tra il camping e le serre comprende 17 punti ed è l'ultima zona inclusa nella parte valliva del torrente. La sottostima commessa dal modello è inferiore ai 30 centimetri. Lo scostamento dai punti osservati è di 40 centimetri.

La zona montana comprende:

- Zona a monte del ponte di Petrizzi;
- Zona di influenza del ponte di Petrizzi;
- Punti fino alle serre;
- Serre.

In particolare la zona a monte di Petrizzi presenta una sovrastima massima tra tutte le zone (sia di monte che di valle) minore di 40 centimetri. Lo scostamento dai valori osservati è di 0.43 m.

A valle del ponte di Petrizzi c'è una zona che si estende per un km lungo il torrente Beltrame che risente dell'influenza della presenza del ponte, in tale zona il modello sottostima i tiranti di un valore inferiore ai 10 centimetri. I valori si discostano da quelli osservati di 0.30 m.

I punti che vallo dall'influenza del ponte alle serre presentano una sottostima inferiore ai 10 centimetri ma si discostano di 0.33m.

La zona delle serre, infine, è quella più estesa e più numerosa. Anche se il modello sottostima i valori di tiranti di 20 centimetri, lo scostamento assoluto è di 0.37 m.

	Zona	Numero Punti	Medie differenza (simulato-osservato)	Media valore assoluto differenza (simulato-osservato)
Zona valliva	Zona camping	11	-0.091	0.272
	Zona ristagno	10	0.184	0.184
	Punti a valle dei ponti	4	-0.020	0.040
	Punti sugli ultimi due ponti	4	-0.575	0.660
	Parcheggio auto	5	0.074	0.218
	Punto pila SS106	1	-0.090	0.090

	Punto tra SS106 ed exSS106	1	-0.460	0.460
	Impianto di depurazione	1	-0.010	0.010
	Zona tra camping e serre	17	-0.288	0.409
Zona montana	Zona a monte di Petrizzi	8	0.367	0.432
	Zona di influenza di Petrizzi	11	-0.064	0.333
	Punti fino alle serre	8	-0.098	0.376
	Serre	18	-0.196	0.581

Tabella 3-Valutazione degli errori medi, zona per zona

In Tabella 4 sono riportati i valori medi degli errori, sia complessivamente per tutti i 99 punti, sia distinguendo la zona valliva dalla zona montana. Si può notare che sia nella zona montana che nella zona valliva il modello utilizzato sottostima i tiranti idrici di poco, circa 0.05 m. L'errore in termini di valore assoluto, indicando di quanto il modello si discosta dal dato osservato presenta un valore di circa 0.3 m per la zona valliva e di 0.46 m per la zona montana.

	Numero Punti	Medie differenza (simulato-osservato)	Media valore assoluto differenza (simulato-osservato)
Medie di tutti i punti validati	99	0.008	0.37
Zona valliva	54	-0.054	0.296
Zona montana	45	-0.047	0.458

Tabella 4-Valori medi degli errori, identificando l'errore commesso per le zone montane e vallive

Le tempistiche osservate

Ai fini della valutazione del grado di fedeltà della ricostruzione dell'evento, è stato necessario valutare anche la concordanza tra i tempi dell'evento e i tempi simulati dal modello. Ciò è stato reso possibile grazie ad alcune testimonianze registrate post-evento da chi ha vissuto in prima persona il terribile evento.

Queste testimonianze attestano che i tiranti idrici raggiungevano i punti più bassi delle roulotte intorno alle 4:30/5:00 (ora legale); verso le 5:00/5:30 si è avuto un innalzamento di livello idrico fino ai tetti dei bungalow. Tale valore di tirante è rimasto costante, secondo altre testimonianze, fino alle ore 10:00.

La disostruzione del ponte di Petrizzi è avvenuta intorno alle 4:00 di mattina (orario estivo-legale. Nona ora di simulazione). Un primo repentino incremento dei livelli (Figura 74) si è verificato a valle intorno le 4:45.

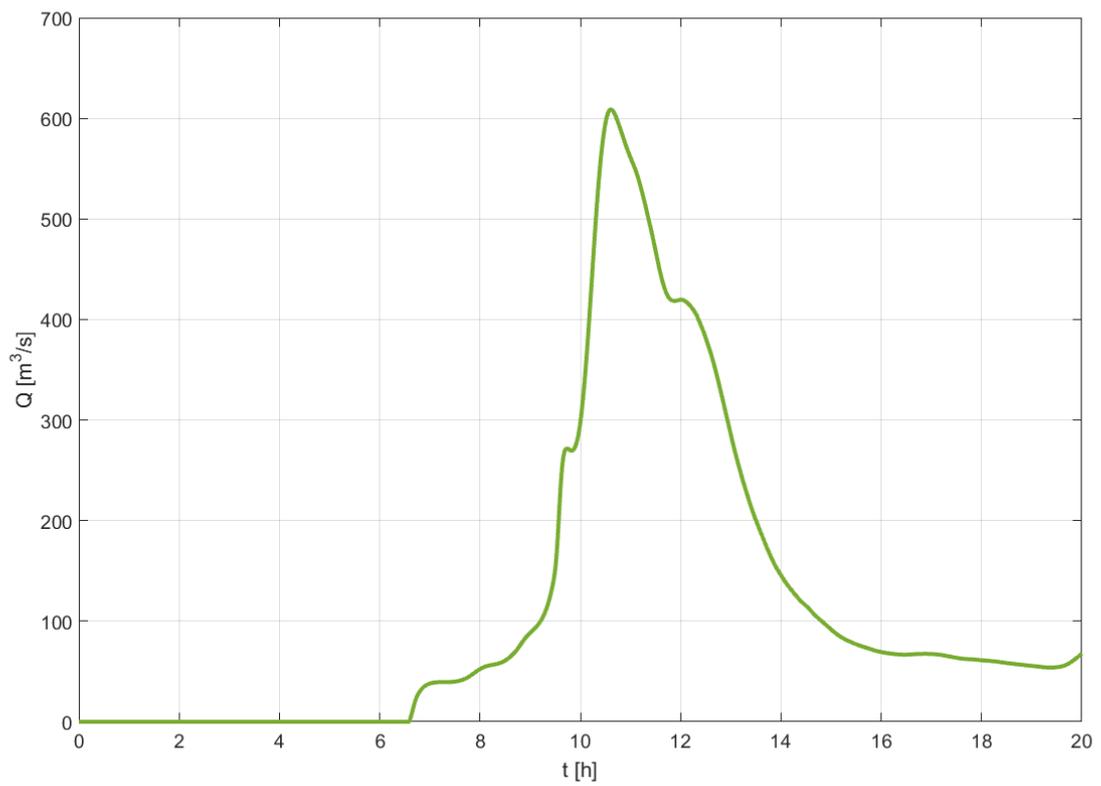


Figura 74-Idrogramma della sezione sul camping

L'analisi è stata effettuata sulla sezione 9 (Figura 75), in corrispondenza del camping, dalla quale si sono analizzate le variazioni di tirante nel tempo (Figura 76).



Figura 75-Sezione 9 in pianta

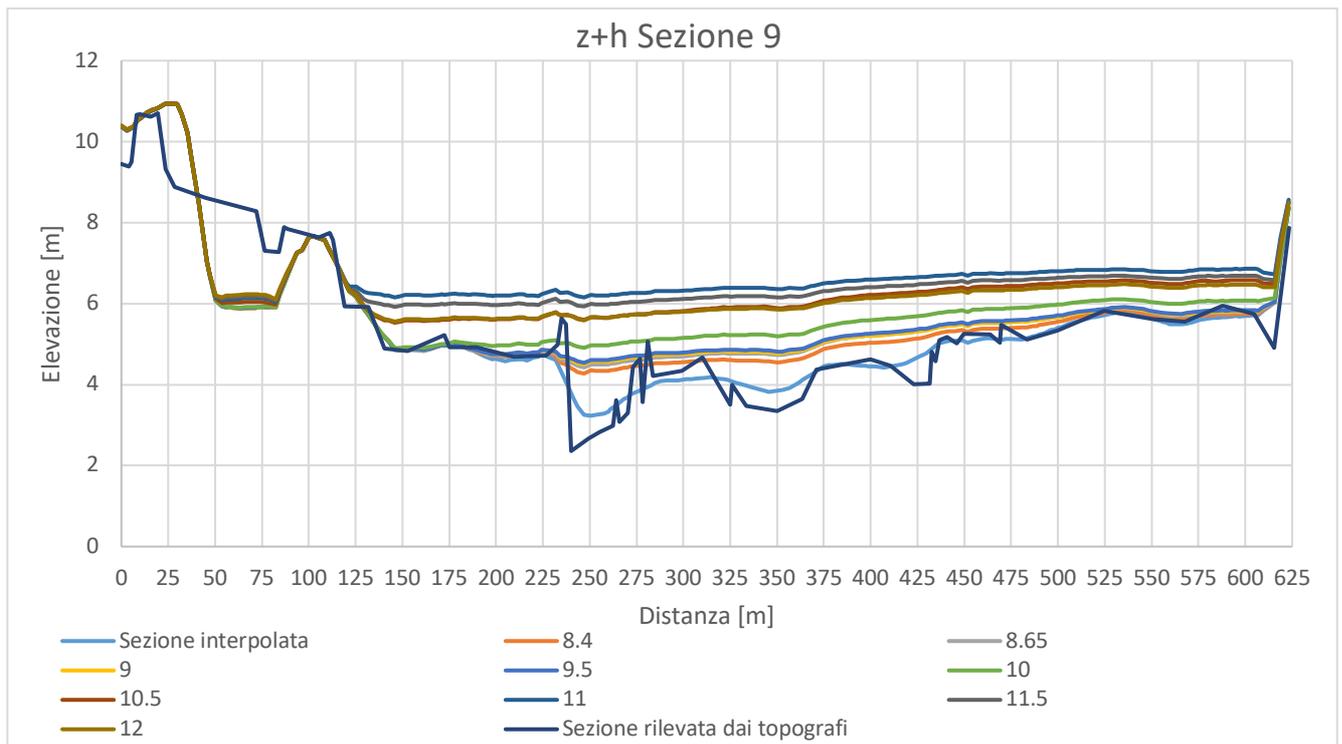


Figura 76-z+h Sezione del camping al variare del tempo (linee di diverso colore [h])

Dalla visione in pianta della sezione 9 (Figura 75) è possibile notare che la zona bungalow (Figura 78) è a distanza di circa 400 m dall'inizio della sezione (in sx idraulica). Definita la zona di interesse, si è deciso di valutare i soli tiranti (Figura 77).

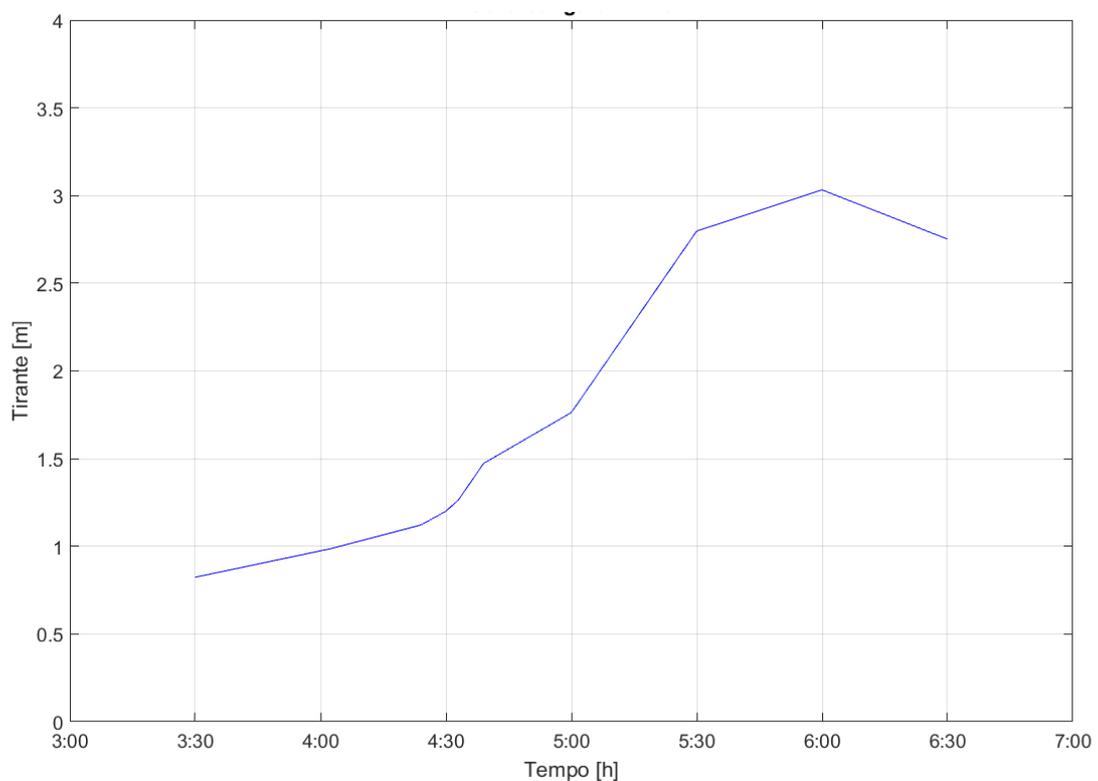


Figura 77-Zona bungalow, andamento dei tiranti nel tempo

Intorno alle ore 5:00/5:30, nella tempistica riportata dai testimoni, i tiranti avrebbero dovuto eguagliare i bungalow. In Figura 77 si vede che il tirante nelle ore citate va da 1.7 m a 2.7 m.

Dalle foto dei punti di quota, il punto 82 (Figura 79) preso in corrispondenza di un bungalow, (quello cerchiato in Figura 78) registra che il tirante è arrivato a 2.6 m.

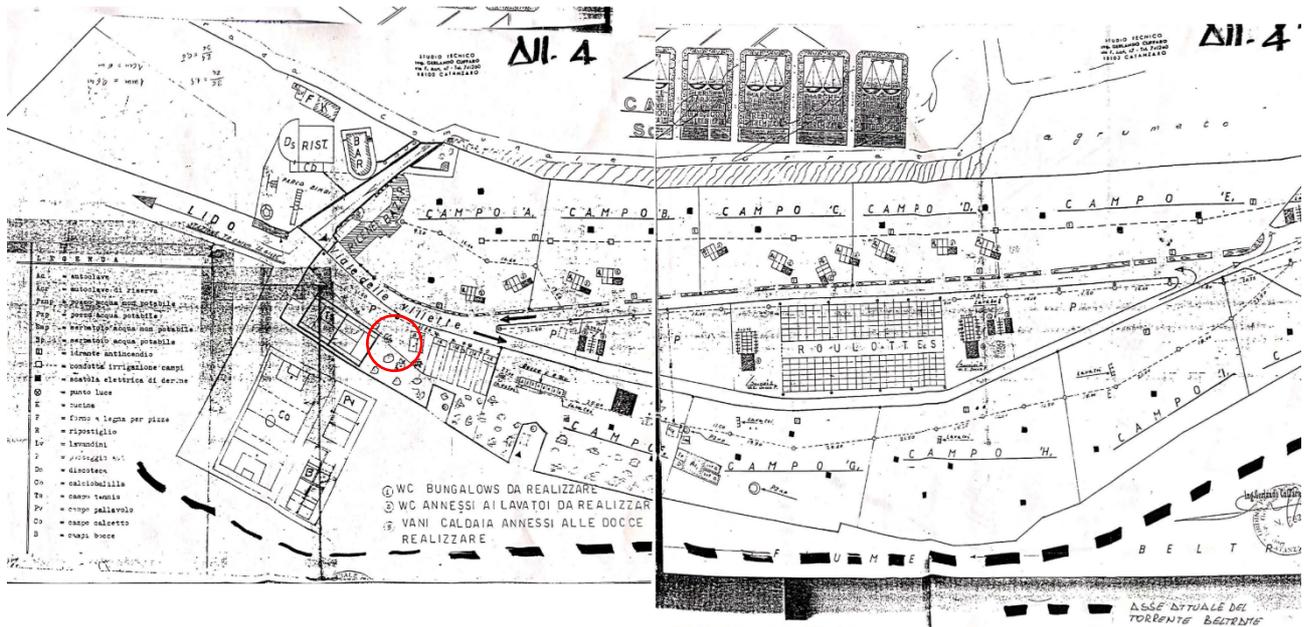


Figura 78-Pianta del camping. Rappresentazione 1:500 (per gentile concessione di F. Macchione)



Figura 79-Punto 82, preso su un bungalow (per gentile concessione di F. Macchione)

Quindi, dall'analisi effettuata e dalle testimonianze a disposizione si può dire che, le tempistiche dell'evento, sono ben riprodotte dal modello qui utilizzato con le condizioni idrauliche considerate: ostruzione/disostruzione ponte di Petrizzi, parziale occlusione dei ponti di valle, aumento nella scabrezza nella zona camping e modifica della topografia nella zona valliva.

Per completezza si riporta l'area allagata con soglia di 10 cm (Figura 80), per tutto il bacino.

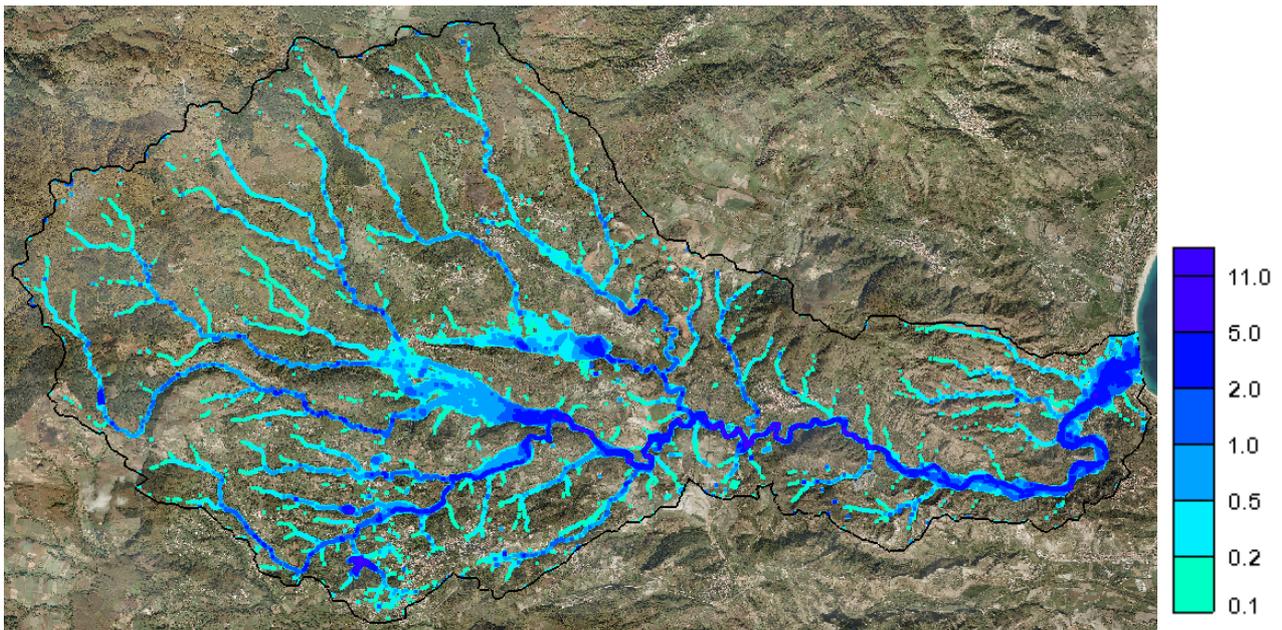


Figura 80-Area allagata con soglia $h_s=0.1$ m per tutto il bacino

In particolare in Figura 81 si può vedere che l'area del camping è interessata da massimi tiranti compresi nel range tra 2 m e 5 m.

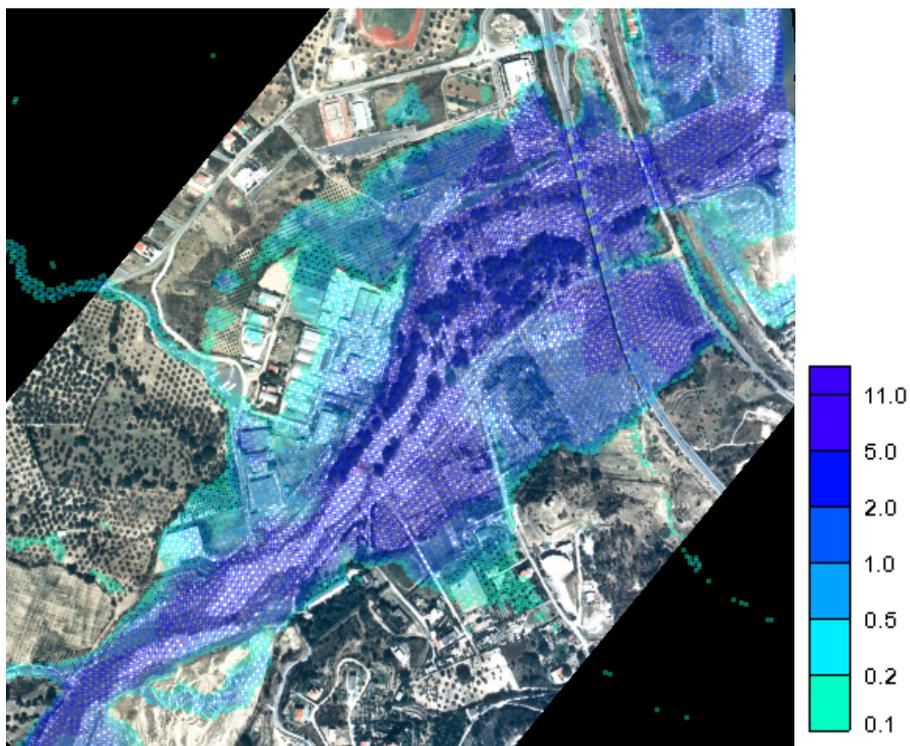


Figura 81-Area allagata con soglia $h_s=0.1$ m per la zona di valle

Conclusioni

Per la ricostruzione dell'evento di riferimento, si è utilizzata una griglia uniforme con celle di area 36 m^2 nella quale sono stati inseriti alcuni dettagli idraulici essenziali per una fedele ricostruzione dell'evento:

- La presenza della traversa ENEL, a monte del ponte di Petrizzi;
- L'ostruzione e la disostruzione del ponte di Petrizzi;

- L'incremento della scabrezza provocato dai manufatti in corrispondenza dell'area occupata dal Camping 'Le Giare';
- La riduzione della luce dei ponti di valle: exSS106, SS106 e il ponte della ferrovia.

L'esito della ricostruzione può essere sintetizzato nei seguenti punti salienti

- La presenza della traversa ENEL ha permesso di validare il CN ottimale per una corretta rappresentazione delle precipitazioni nette. Alla traversa infatti si aveva la registrazione massima di portata che è stato quindi possibile confrontare con la portata simulata;
- L'ostruzione e la disostruzione del ponte di Petrizzi ha permesso di rappresentare al meglio le tempistiche dell'evento e ricostruire le testimonianze storiche dell'aumento del tirante idrico intorno alle 5/5:30 del mattino;
- L'incremento della scabrezza dell'area occupata dal Camping 'Le Giare' è stato rilevante per una corretta rappresentazione dello stato dei fatti. Dalle piantine del camping è stato possibile notare la presenza di numerosi bungalow e dalle foto storiche post-evento la presenza di diverse roulotte e auto presenti. Ciò è stato ben rappresentato dall'aumento di scabrezza;
- La riduzione della luce dei ponti di valle è stata calibrata tenendo conto delle foto storiche dove è possibile notare la presenza di grossa vegetazione bloccata alle pile dei ponti stessi. Nonostante la luce fosse molto ampia, la loro parziale occlusione ha permesso di riprodurre il ristagno in dx idraulica e del parcheggio auto e di avere un valore di tiranti idrici nelle zone limitrofe molto simili a ciò che realmente è accaduto.

La soluzione di riferimento ha consentito di ottenere i risultati riportati nella Tabella 3. In essa sono riportati gli errori medi e la media del valore assoluto degli errori tra i punti di massima piena osservati e calcolati.

Si ritiene che la ricostruzione ottenuta riproduca in maniera soddisfacente la dinamica e i valori di massima piena osservati nell'evento storico.

Capitolo IV - Utilizzazione del modello proposto ai fini previsionali

Introduzione

Se applicato ad aree vaste, l'uso a fini predittivi dell'approccio qui utilizzato richiede tempi onerosi sia per la generazione della griglia di calcolo sia per l'esecuzione dei calcoli.

Perciò il problema che si pone è quello di individuare nelle diverse situazioni la più grande dimensione che può essere assegnata alla cella di calcolo per ottenere risultati sufficientemente affidabili.

L'accettabilità dei risultati conseguiti con i diversi gradi di infittimento della griglia di calcolo deve essere valutata in relazione all'uso che deve essere fatto dei risultati medesimi. Il riferimento che si utilizza in questo lavoro è agli adempimenti indicati nella Direttiva sulle alluvioni (DECRETO LEGISLATIVO 23 febbraio 2010, n. 49 Attuazione della direttiva 2007/60/CE relativa alla valutazione e alla gestione dei rischi di alluvioni (GU n. 77 del 2-4-2010)), che qui si richiamano brevemente.

- Fase 1: Valutazione preliminare del rischio di alluvioni (Art. 4 comma 1).
“La valutazione preliminare del rischio di alluvioni fornisce una valutazione dei rischi potenziali, principalmente sulla base dei dati registrati, di analisi speditive e degli studi sugli sviluppi a lungo termine, tra cui, in particolare, le conseguenze dei cambiamenti climatici sul verificarsi delle alluvioni e tenendo conto della pericolosità da alluvione”
- Fase 2: Individuazione delle zone a rischio potenziale di alluvioni (Art. 5 comma 1).
“In base alla valutazione preliminare del rischio di cui all'articolo 4, fatti salvi gli strumenti già predisposti nell'ambito della pianificazione di bacino in attuazione di norme previgenti, nonché del decreto legislativo n. 152 del 2006, le autorità di bacino distrettuali di cui all'articolo 63 del decreto legislativo n. 152 del 2006 individuano, per il distretto idrografico o per la parte di distretto idrografico internazionale situati nel loro territorio, le zone ove possa sussistere un rischio potenziale significativo di alluvioni o si ritenga che questo si possa generare in futuro.”
- Fase 3: Elaborazione delle mappe della pericolosità e del rischio di alluvione (Art. 6).
“Le autorità di bacino distrettuali di cui all'articolo 63 del decreto legislativo n. 152 del 2006 predispongono, a livello di distretto idrografico di cui all'articolo 64 dello stesso decreto legislativo n. 152 del 2006, entro il 22 giugno 2013, mappe della pericolosità da alluvione e mappe del rischio di alluvioni per le zone individuate ai sensi dell'articolo 5, comma 1, in scala preferibilmente non inferiore a 1:10.000 ed, in ogni caso, non inferiore a 1:25.000, fatti salvi gli strumenti già predisposti nell'ambito della pianificazione di bacino in attuazione delle norme previgenti, nonché del decreto legislativo n. 152 del 2006.
Le mappe della pericolosità da alluvione contengono, evidenziando le aree in cui possono verificarsi fenomeni alluvionali con elevato volume di sedimenti trasportati e colate detritiche, la perimetrazione delle aree geografiche che potrebbero essere interessate da alluvioni secondo i seguenti scenari: a) alluvioni rare di estrema intensità: tempo di ritorno fino a 500 anni dall'evento (bassa probabilità); b) alluvioni poco frequenti: tempo di ritorno fra 100 e 200 anni (media probabilità); c) alluvioni frequenti: tempo di ritorno fra 20 e 50 anni (elevata probabilità).

Per ogni scenario di cui al comma 2 vanno indicati almeno i seguenti elementi: a) estensione dell'inondazione; b) altezza idrica o livello; c) caratteristiche del deflusso (velocità e portata)."

- Fase 4: Predisposizione dei piani di gestione del rischio di alluvioni (Art. 7).

Dai passi delineati dalla Direttiva discendono due modalità diverse.

La prima riguarda la valutazione preliminare del rischio di alluvioni (Art. 4 comma 1), la quale si basa essenzialmente su analisi speditive.

Dall'esito della valutazione preliminare di cui sopra, discende la fase di individuazione delle zone a rischio potenziale di alluvioni (Art. 5 comma 1), vale a dire *"le zone ove possa sussistere un rischio potenziale significativo di alluvioni o si ritenga che questo si possa generare in futuro."*

Con la procedura qui proposta, le due fasi possono essere riunite in una sola, consistente nell'applicazione ad aree vaste della procedura medesima.

Infatti di solito le analisi speditive sono dei metodi idraulici iper-semplificati o dei metodi geomorfologici, che richiedono, per la fase successiva, l'applicazione di modelli più accurati, ma meno speditivi.

Questo determina anche un dispendio di tempo, perché l'applicazione di tecniche speditive richiede l'allestimento di setup per la trattazione della topografia e del reticolo idrografico che poi devono essere radicalmente cambiati nella fase successiva di individuazione e poi di perimetrazione delle aree.

Inoltre non è detto che le aree che risultano dalla valutazione preliminare siano le stesse che risultano nella fase di individuazione.

Con la procedura qui proposta, applicata in modo speditivo, il setup topografico e idraulico di riferimento rimane unico. Si tratta solo di discretizzare in maniera diversa i domini di calcolo sulla base della fase che deve essere sviluppata. In tal modo si arriva direttamente alla fase di individuazione delle *"zone ove possa sussistere un rischio potenziale significativo di alluvioni o si ritenga che questo si possa generare in futuro"*.

Ovviamente, siccome la fase di individuazione interessa territori molto vasti (a scala almeno regionale) la procedura deve necessariamente essere nello stesso tempo sufficientemente accurata e "speditiva".

Con questi obiettivi, nei paragrafi successivi si analizzeranno diverse modalità di simulazione del caso storico preso in esame nel capitolo precedente per individuare il grado di accuratezza con cui costruire il setup del bacino e del reticolo idrografico al fine di ottenere il miglior compromesso tra accuratezza dei risultati e velocità nei calcoli.

Simulazioni eseguite

Sono state condotte le seguenti simulazioni, utilizzando tre griglie di calcolo non strutturate a celle triangolari, che nel seguito saranno indicate come segue:

- C (coarse) celle di 900 m² (lato del quadrato equivalente 30 m);
- M (medium) celle di 400 m² (lato del quadrato equivalente 20 m);
- F (fine) celle di 100 m² (lato del quadrato equivalente 10 m);
- R (reference) celle di 36 m² (lato del quadrato equivalente 6 m).

Ai fini dell'analisi dei risultati conseguibili in modalità speditiva, il calcolo dell'evento è stato eseguito a griglia uniforme senza rappresentazione dei manufatti interferenti con la corrente. Di qui in avanti questa modalità sarà indicata con la locuzione "griglia uniforme".

Inoltre sono state eseguite simulazioni via via più accurate considerando progressivamente i seguenti dettagli.

Il dominio di calcolo è stato localmente infittito per rappresentare la geometria dei manufatti che hanno significativamente interferito con la corrente. Si tratta delle pile dei ponti a valle del camping, del ponte di Petrizzi e della traversa ENEL. Inoltre i manufatti presenti all'interno dell'area del camping (roulottes e bungalows) sono stati rappresentati in modo indiretto mediante incremento del coefficiente di scabrezza.

Per quanto riguarda i ponti, essi sono stati considerati sia come manufatti sgombri da ostruzioni sia come manufatti parzialmente ostruiti.

Di seguito si riporta l'elenco dei diversi gradi di dettaglio:

- ***Simulazione griglia uniforme (acronimo GU)***

E' stata eseguita la simulazione con la griglia costituita da celle aventi grosso modo la stessa area; dunque non sono stati operati infittimenti in corrispondenza dei manufatti (assenza di manufatti);

- ***Simulazione "Tutto escluso" (acronimo TE)***

E' stata eseguita la simulazione infittendo la griglia per tener conto della geometria di ingombro dei manufatti (ponte SS106, ponte exSS106, ponte ferrovia e ponte Petrizzi), ma senza considerare la parziale ostruzione delle luci e l'ostruzione e la disostruzione del ponte di Petrizzi;

- ***Simulazione "Valle escluso" (acronimo VE)***

E' stata eseguita la simulazione inserendo l'ostruzione e la disostruzione del ponte di Petrizzi ma senza considerare la parziale ostruzione delle luci dei ponti SS106 (riduzione della luce libera all'51%), exSS106 (riduzione della luce libera all'50%) e ferrovia (riduzione della luce libera all'50%);

- ***Simulazione "Tutto Incluso" (acronimo TI)***

E' stata eseguita la simulazione considerando la parziale ostruzione delle luci dei ponti SS106 (riduzione della luce libera all'51%), exSS106 (riduzione della luce libera all'50%) e ferrovia (riduzione della luce libera all'50%) e l'ostruzione e la disostruzione del ponte di Petrizzi.

In questo modo è possibile confrontare le diverse casistiche e valutare l'impatto che hanno gli effetti localizzati e la dimensione della cella di calcolo sulla simulazione di un evento reale.

Le condizioni con le quali si confrontano i risultati sono le medesime:

- Per l'input pluviometrico è stato utilizzato quello osservato per l'evento del 10 settembre 2000, per avere la possibilità di paragonare i risultati numerici ottenuti con i valori osservati in quell'evento;
- Sono stati mantenuti gli stessi coefficienti di scabrezza utilizzati nella ricostruzione dell'evento.

Le differenze tra i risultati ottenuti sono state valutate per ciò che concerne:

- Il valore medio degli errori sulle massime quote raggiunte dall'acqua;
- L'estensione delle aree allagate;
- La distribuzione dei valori della pericolosità all'interno delle aree perimetrate;
- I tempi di calcolo.

I risultati dei calcoli sono riportati nella Tabella 5 e sono sintetizzati graficamente nella Figura 82.

Dimensioni celle di calcolo →		R (Reference) 36 m ² (6 m)		C (coarse) 900 m ² (30 m)								M (medium) 400 m ² (20 m)								F (fine) 100 m ² (10 m)							
		Massima quota raggiunta dalla corrente		TI (Tutto incluso)		VE (Valle escluso)		TE (Tutto escluso)		GU (Griglia uniforme)		TI (Tutto incluso)		VE (Valle escluso)		TE (Tutto escluso)		GU (Griglia uniforme)		TI (Tutto incluso)		VE (Valle escluso)		TE (Tutto escluso)		GU (Griglia uniforme)	
Zona	Numer o Punti osserva ti	Diff erenza (simul ato- osserv ato)	V alor e assol uto																								
Zona camping	11	-0.09	0.27	-0.66	0.67	-0.66	0.66	-0.66	0.66	-0.68	0.68	-0.48	0.52	-0.61	0.61	-0.61	0.61	-0.82	0.82	-0.29	0.38	-0.44	0.47	-0.44	0.47	-0.60	0.60
Zona ristagno	10	0.18	0.18	-0.14	0.24	-0.19	0.27	-0.19	0.27	0.11	0.49	-0.01	0.16	-0.06	0.19	-0.06	0.19	-0.77	0.77	0.14	0.14	0.09	0.09	0.09	0.09	-0.55	0.55
Punti a valle dei ponti	4	-0.02	0.04	-0.43	0.43	-0.47	0.47	-0.47	0.47	-0.46	0.46	-0.43	0.43	-0.42	0.42	-0.42	0.42	-0.37	0.37	-0.11	0.11	-0.09	0.09	-0.09	0.09	-0.11	0.11
Punti sugli ultimi due ponti	4	-0.58	0.66	-1.26	1.26	-1.33	1.33	-1.33	1.33	-1.43	1.43	-1.13	1.13	-1.18	1.18	-1.18	1.18	-1.27	1.27	-0.82	0.89	-0.92	0.94	-0.92	0.94	-0.91	0.92
Parcheggio auto	5	0.07	0.22	-0.59	0.59	-0.96	0.96	-0.96	0.96	-0.84	0.84	-0.31	0.49	-0.61	0.67	-0.61	0.67	-0.72	0.72	-0.11	0.29	-0.48	0.58	-0.48	0.58	-0.63	0.63
Punto pila SS106	1	-0.09	0.09	-1.13	1.13	-1.56	1.56	-1.56	1.56	-1.46	1.46	-0.76	0.76	-1.32	1.32	-1.32	1.32	-1.32	1.32	-0.43	0.43	-0.14	0.14	-0.14	0.14	-1.16	1.16
Punto tra SS106 ed exSS106	1	-0.46	0.46	-1.39	1.39	-1.45	1.45	-1.45	1.45	-1.41	1.41	-1.31	1.31	-1.41	1.41	-1.41	1.41	-1.35	1.35	-0.85	0.85	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.03	1.03
Impianto di depurazione	1	-0.01	0.01	-0.61	0.61	-0.74	0.74	-0.74	0.74	-0.65	0.65	-0.01	0.01	-0.11	0.11	-0.11	0.11	-0.39	0.39	-0.08	0.08	-0.21	0.21	-0.21	0.21	-0.31	0.31
Zona tra camping e serre	17	-0.29	0.41	-0.13	0.51	-0.14	0.51	-0.14	0.51	-0.27	0.66	0.17	0.49	0.17	0.49	0.17	0.49	0.17	0.49	0.21	0.37	0.24	0.42	0.24	0.42	0.29	0.48
Serre	18	-0.20	0.58	1.10	1.68	1.10	1.68	1.10	1.68	1.23	1.75	0.02	0.72	0.02	0.72	0.02	0.72	0.30	0.89	-0.23	0.47	-0.31	0.59	-0.31	0.59	-0.19	0.64
Zona a monte di Petrizzi	8	0.37	0.43	1.16	1.46	1.16	1.46	0.96	1.65	1.34	1.34	1.72	1.80	1.72	1.80	1.39	1.05	1.17	1.70	1.16	1.46	0.40	0.73	0.52	0.95	0.37	1.73
Punti fino alle serre	8	-0.10	0.38	1.75	2.13	1.74	2.13	1.72	2.12	1.69	2.20	1.07	1.70	1.07	1.70	1.07	1.69	0.89	1.79	-0.28	0.72	-0.22	0.66	0.05	0.72	-0.44	0.82
Zona di influenza di Petrizzi	11	-0.06	0.33	1.68	1.73	1.68	1.73	1.30	1.46	1.15	1.80	0.40	0.80	0.40	0.80	0.29	0.72	0.31	0.63	-0.06	0.33	0.33	0.50	0.15	0.53	0.33	0.62
Medie di tutti i punti validati	99	0.01	0.37	0.33	1.09	0.39	1.14	0.36	1.14	0.32	1.21	0.13	0.75	0.10	0.77	0.06	0.78	0.01	0.87	0.01	0.37	-0.08	0.49	-0.16	0.52	-0.17	0.69
Zona valliva	54	-0.05	0.30	-0.44	0.58	-0.51	0.64	-0.51	0.64	-0.49	0.72	-0.23	0.49	-0.31	0.55	-0.31	0.55	-0.50	0.71	-0.07	0.35	-0.14	0.40	-0.14	0.40	-0.32	0.55
Zona montana	45	-0.05	0.46	1.24	1.69	1.37	1.73	1.37	1.73	1.27	1.79	0.56	1.06	0.56	1.06	0.51	1.06	0.56	1.13	1.24	1.69	-0.01	0.61	-0.17	0.66	0.01	0.86

Tabella 5- Confronti con la soluzione di riferimento: griglia uniforme con celle da 36 m² (R) riduzione della luce libera all'51% del ponte SS106, del 50% per i ponti exSS106 e ferroviaria; CN=75 Ks=20m^{1/3}/s - zona camping Ks=5m^{1/3}/s ostruzione e disostruzione del ponte di Petrizzi.

Confronto degli errori sulle massime quote raggiunte dall'acqua

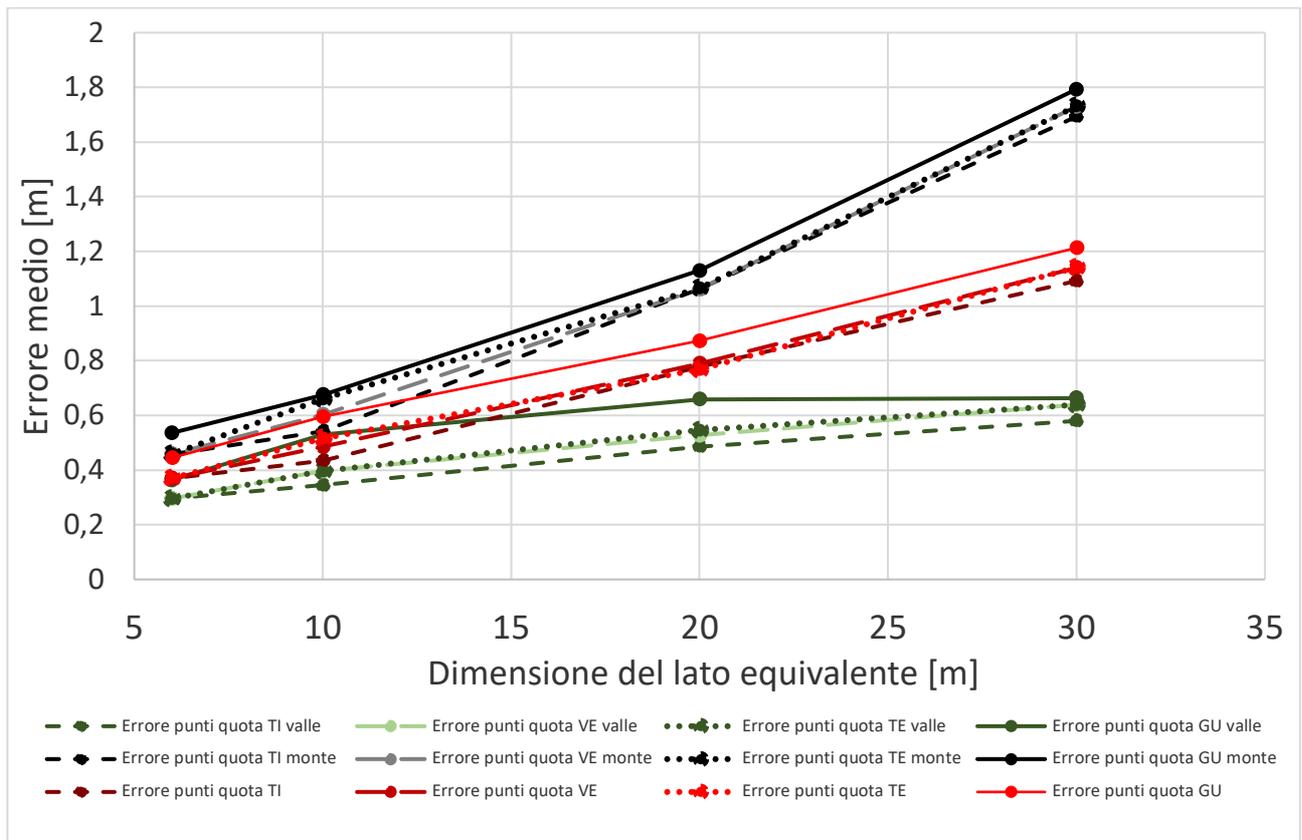


Figura 82-Confronto dei risultati del calcolo degli errori medi assoluti

Per un più immediato confronto, i risultati del calcolo degli errori sono stati riportati nel grafico della Figura 82. In particolare sulle ordinate sono riportati i valori medi degli errori calcolati in valore assoluto. C'è ovviamente un progressivo peggioramento dei risultati nel passaggio da un setup più accurato a un setup meno accurato. Tuttavia se si esaminano i risultati disaggregandoli tra la parte di monte e quella di valle, si vede che mentre a monte gli errori aumentano in modo notevole, a valle essi si mantengono più contenuti. Questo è dovuto al fatto che utilizzando una griglia uniforme, essa fornisce una rappresentazione più accurata della topografia dove l'area allagata è più vasta; invece non rappresenta con sufficiente accuratezza la parte montana dell'area allagata, che è molto più stretta.

Confronto sull'estensione delle aree allagate

Le aree allagate sono state considerate prendendo come valore minimo di tirante un valore soglia pari a 0.05 m, 0.10 m, 0.15 m e 0.20 m per tutte le simulazioni.

In Tabella 6, si riportano i valori di area allagata per le diverse griglie (GU), confrontate con i valori di aree allagate della griglia R.

Risoluzione e dominio (m)	h_{\min} di perimetrazione 0.05 m (km ²)	h_{\min} di perimetrazione 0.10 m (km ²)	h_{\min} di perimetrazione 0.15 m (km ²)	h_{\min} di perimetrazione 0.20 m (km ²)
6	8.51	6.39	5.47	4.90

10	9.03	6.65	5.65	4.99
20	10.71	7.70	6.34	5.46
30	11.94	8.53	6.88	5.84

Tabella 6-Area perimetrata confronto tra le diverse griglie (C-M-F GU e R)

Le differenze tra le aree allagate sono riportate in Tabella 7 e in Figura 83. E' evidente che al crescere della grossolanità della griglia, l'area allagata calcolata cresce significativamente rispetto alla soluzione di riferimento. C'è infatti una sorta di effetto diffusivo che si incrementa al crescere delle dimensioni delle celle di calcolo. Questo effetto è tanto più esaltato quanto più piccola è la profondità minima a partire dalla quale si esegue la perimetrazione dell'area. Se si sceglie come valore soglia la profondità di 0.20 m, si vede che anche il setup più grossolano, che è quello con griglia uniforme e celle da 900 m² fornisce un'area allagata che è solo del 19% maggiore dell'area perimetrata con la simulazione di riferimento.

Risoluzione dominio (m)	Scostamento rispetto alla dimensione più piccola (%)			
	h_{min} di perimetrazione 0.05 m	h_{min} di perimetrazione 0.10 m	h_{min} di perimetrazione 0.15 m	h_{min} di perimetrazione 0.20 m
6	0.00	0.00	0.00	0.00
10	6.11	4.07	3.29	1.84
20	25.85	20.50	15.90	11.43
30	40.31	33.49	25.78	19.18

Tabella 7-Scostamento rispetto alla griglia di riferimento

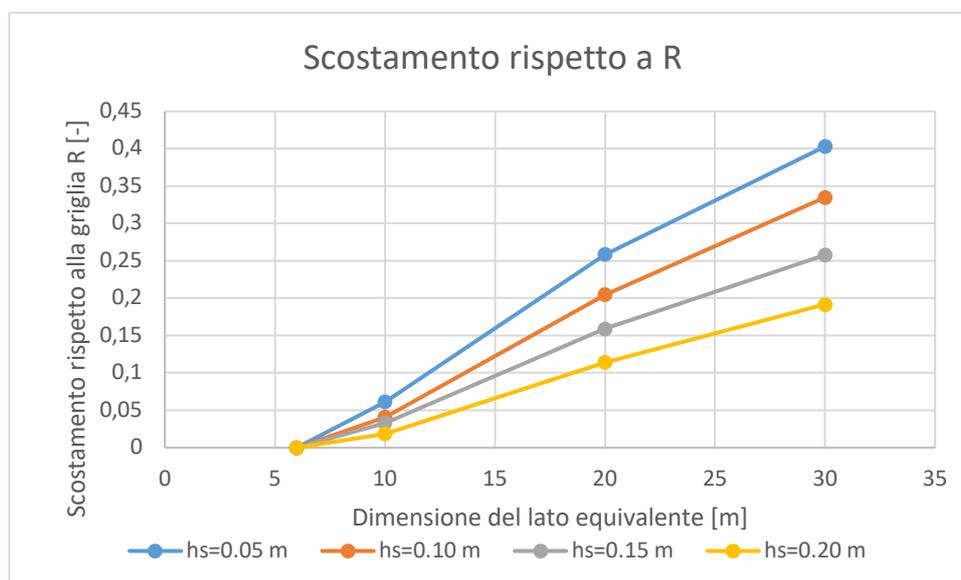


Figura 83-Confronti aree allagate

In Tabella 8, Tabella 9, Tabella 10, sono riportate, per completezza, le aree allagate delle griglia C-M-F a confronto con la R, per tutti i gradi di dettaglio analizzati. È possibile notare che la variazione è minima tra le griglie a stessa risoluzione ma con gradi di dettaglio diversi.

Risoluzione griglia di calcolo	h_{\min} di perimetrazione 0.05 m [km²]	h_{\min} di perimetrazione 0.10 m [km²]	h_{\min} di perimetrazione 0.15 m [km²]	h_{\min} di perimetrazione 0.20 m [km²]
R	8.51	6.39	5.47	4.90
C GU	11.94	8.53	6.88	5.84
C VE	11.89	8.46	6.83	5.79
C TE	11.89	8.46	6.82	5.78
C TI	11.90	8.48	6.84	5.81

Tabella 8- Area perimetrata: confronto dei risultati ottenuti con C con quelli di riferimento (R)

Risoluzione griglia di calcolo	h_{\min} di perimetrazione 0.05 m [km²]	h_{\min} di perimetrazione 0.10 m [km²]	h_{\min} di perimetrazione 0.15 m [km²]	h_{\min} di perimetrazione 0.20 m [km²]
R	8.51	6.39	5.47	4.90
M GU	10.71	7.70	6.34	5.46
M VE	10.76	7.76	6.39	5.52
M TE	10.75	7.75	6.38	5.52
M TI	10.76	7.75	6.39	5.53

Tabella 9- Area perimetrata: confronto dei risultati ottenuti con M con quelli di riferimento (R)

Risoluzione griglia di calcolo	h_{\min} di perimetrazione 0.05 m [km²]	h_{\min} di perimetrazione 0.10 m [km²]	h_{\min} di perimetrazione 0.15 m [km²]	h_{\min} di perimetrazione 0.20 m [km²]
R	8.51	6.39	5.47	4.90
F GU	9.04	6.66	5.66	5.00
F VE	9.02	6.65	5.65	4.99
F TE	9.03	6.66	5.66	5.00
F TI	9.03	6.66	5.66	5.00

Tabella 10- Area perimetrata: confronto dei risultati ottenuti con F con quelli di riferimento (R)

Si è ritenuto opportuno, inoltre, differenziare le aree allagate che interessano la zona montana, caratterizzata dal alveo incanalato e pendenze acclivi, e zona valliva, con alveo più ampio e pendenze lievi (Figura 84).

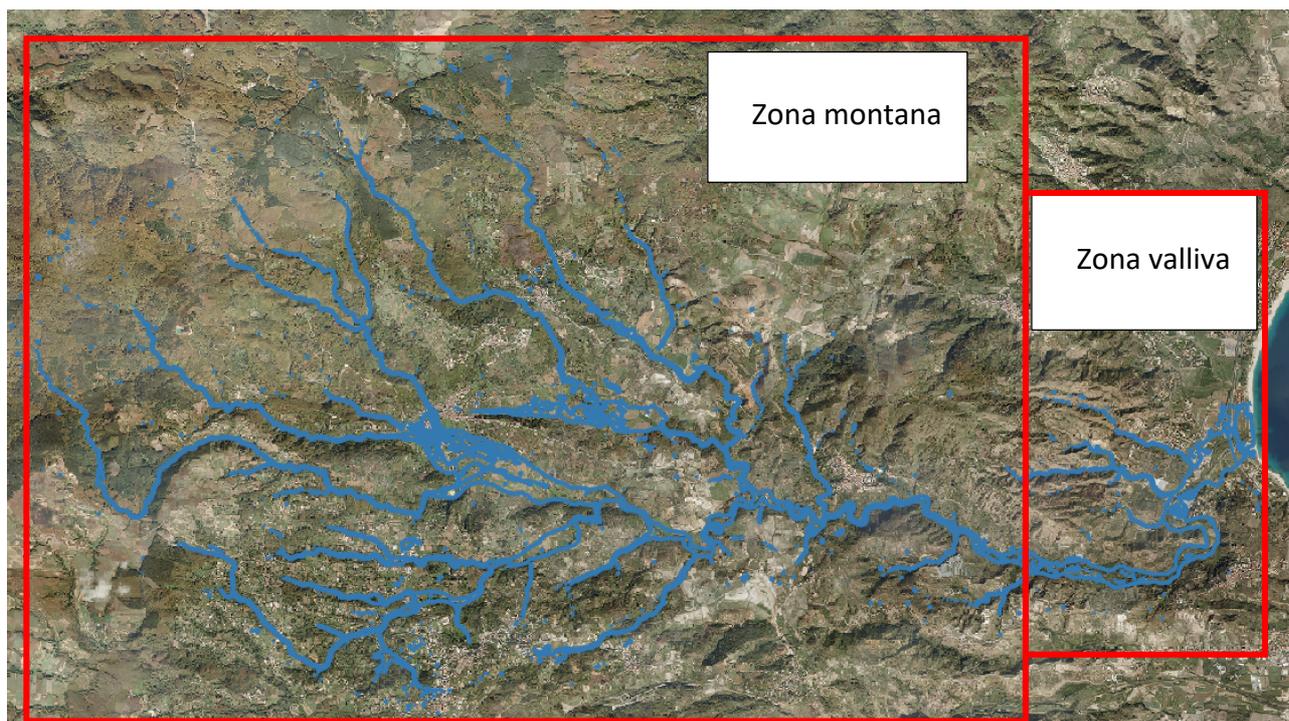


Figura 84-Identificazione zona valliva e zona montana

In Tabella 11, Tabella 12, Tabella 13, Tabella 14, sono riportate le diverse estensioni di area allagata per tutte le griglie analizzate, al variare del valore soglia h_s .

	36 m ² (R)				900 m ² (C)				400 m ² (M)				100 m ² (F)			
	Riferimento	TI	VE	TE	GU	TI	VE	TE	GU	TI	VE	TE	GU			
Area perimetrata $h_s=0.05$ m [km²]	8.51	11.9	11.89	11.89	11.94	10.76	10.76	10.75	10.71	9.03	9.03	9.02	9.04			
Area perimetrata valle [km²]	1.26	1.47	1.45	1.47	1.45	1.39	1.41	1.39	1.39	1.27	1.25	1.25	1.25			
Area perimetrata monte [km²]	7.25	10.43	10.44	10.42	10.49	9.37	9.35	9.36	9.32	7.76	7.78	7.77	7.79			

Tabella 11- Area perimetrata a $h_s=0.05$ m con diversificazione di valle e monte per le diverse risoluzioni

	36 m ² (R)				900 m ² (C)				400 m ² (M)				100 m ² (F)			
	Riferimento	TI	VE	TE	GU	TI	VE	TE	GU	TI	VE	TE	GU			
Area perimetrata $h_s=0.10$ m [km²]	6.39	8.48	8.46	8.46	8.53	7.75	7.76	7.75	7.7	6.66	6.66	6.65	6.67			
Area perimetrata valle [km²]	1.04	1.00	0.98	0.99	0.98	0.95	0.96	0.95	0.93	1.00	1.00	0.99	0.98			
Area perimetrata monte [km²]	5.35	7.48	7.48	7.47	7.55	6.81	6.80	6.80	6.77	5.55	5.66	5.66	5.69			

Tabella 12- Area perimetrata a $h_s=0.10$ m con diversificazione di valle e monte per le diverse risoluzioni

	36 m ² (R)				900 m ² (C)				400 m ² (M)				100 m ² (F)			
	Riferimento	TI	VE	TE	GU	TI	VE	TE	GU	TI	VE	TE	GU			
Area perimetrata $h_s=0.15$ m [km²]	5.47	6.84	6.83	6.82	6.88	6.39	6.39	6.38	6.34	5.66	5.66	5.65	5.67			

Area perimetrata valle [km²]	0.94	0.92	0.90	0.91	0.91	0.88	0.89	0.88	0.87	0.91	0.90	0.89	0.87
Area perimetrata monte [km²]	4.53	5.92	5.93	5.91	5.97	5.51	5.49	5.50	5.47	4.76	4.76	4.76	4.80

Tabella 13- Area perimetrata a $h_s=0.15$ m con diversificazione di valle e monte per le diverse risoluzioni

	36 m² (R)				900 m² (C)				400 m² (M)				100 m² (F)			
	Riferimento	TI	VE	TE	GU	TI	VE	TE	GU	TI	VE	TE	GU			
Area perimetrata $h_s=0.20$ m [km²]	4.90	5.81	5.79	5.78	5.84	5.53	5.52	5.52	5.46	5.00	5.00	5.00	5.00			
Area perimetrata valle [km²]	0.89	0.89	0.88	0.89	0.90	0.88	0.89	0.88	0.88	0.84	0.83	0.83	0.81			
Area perimetrata monte [km²]	4.01	4.92	4.91	4.90	4.94	4.65	4.63	4.64	4.58	4.17	4.19	4.17	4.19			

Tabella 14- Area perimetrata a $h_s=0.20$ m con diversificazione di valle e monte per le diverse risoluzioni

L'estensione delle aree allagate per la zona di valle risulta essere molto simile tra le diverse griglie. Ciò implica che le variazioni di area allagata che si stimavano in Tabella 5 e in Figura 83, sono legate prevalentemente alla variazione di area allagata della zona di monte. Per semplicità, si riporta in Tabella 15, il valore dell'area allagata per la zona di valle per le diverse griglie (soluzione TI).

Risoluzione e griglia di calcolo	h_{min} di perimetrazione 0.05 m [km²]	h_{min} di perimetrazione 0.10 m [km²]	h_{min} di perimetrazione 0.15 m [km²]	h_{min} di perimetrazione 0.20 m [km²]
R	1.26	1.04	0.94	0.89
F	1.27	1	0.91	0.84
M	1.39	0.95	0.88	0.88
C	1.47	1	0.92	0.89

Tabella 15-Confronto delle aree perimetrata della zona di valle tra le diverse griglie (C-M-F TI e R)

Confronti sulla distribuzione della pericolosità nell'area perimetrata

Nonostante le variazioni in termini di area allagata tra le simulazioni a griglia più grossolana e quella di riferimento siano risultate modeste, per poter giudicare soddisfacente la prestazione di un modello più grossolano rispetto a quello di riferimento occorre eseguire il paragone tenendo conto della finalità per la quale la perimetrazione è eseguita. Come detto nell'introduzione, lo scopo è nella valutazione della pericolosità. In altri termini l'obiettivo è quello della determinazione del livello di pericolosità in ciascun punto che ricade all'interno dell'area perimetrata. E' noto che uno dei parametri più utilizzati per quantificare il livello di pericolosità è dato dal prodotto hV , dove h è la profondità della corrente in un assegnato punto e in un assegnato istante e V è la contestuale velocità.

In base al valore numerico del suddetto parametro in un punto dell'area allagata, si attribuisce a quel punto un livello di pericolosità riferito a un particolare elemento a rischio: strutture ed edifici (vedi per es. Jakob et al., 2012; Mazzorana et al., 2014; Bermúdez e Zischg 2018; Milanese et al.,

2018), persone (vedi per es. Russo et al., 2013; Xia et al., 2014; Milanesi et al. 2015, 2016; Arrighi et al., 2017) e veicoli (Xia et al., 2014; Arrighi et al., 2015; Martínez-Gomariz et al., 2016). Sono anche reperibili molte linee guida sull'argomento; qui si farà riferimento alla classificazione riportata in AIDR (2017) (vedi Figura 85 e Tabella 16).

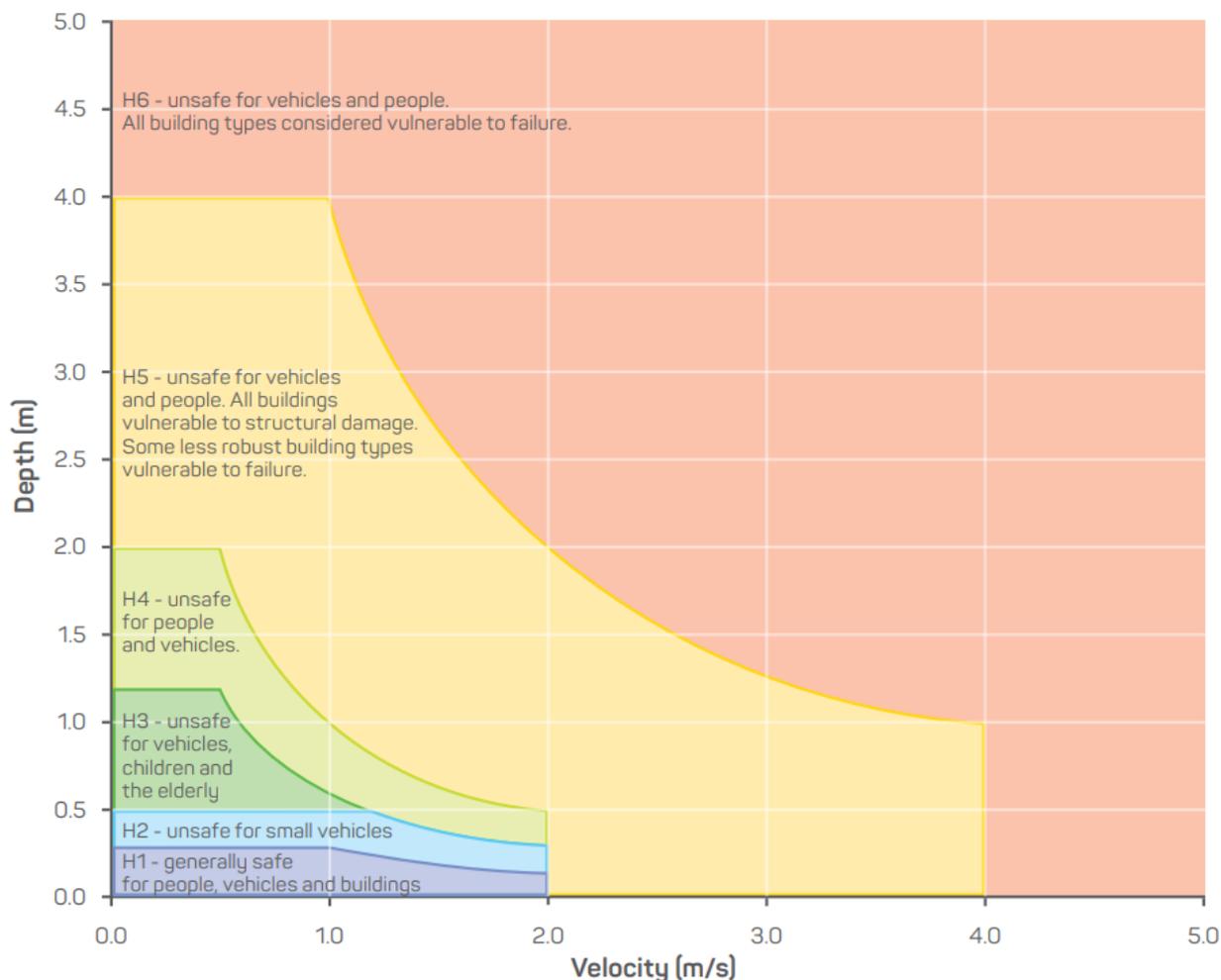


Figura 85- Curve di vulnerabilità generali del rischio di alluvione (AIDR, 2017).

Classificazione della pericolosità	Descrizione	Classificazione dei limiti (combinazione di hV)
H1	Generally safe for vehicles, people and buildings	$hV \leq 0.3$
H2	Unsafe for small vehicles.	$hV \leq 0.6$
H3	Unsafe for vehicles, children and the elderly.	$hV \leq 0.6$
H4	Unsafe for vehicles and people.	$hV \leq 1$
H5	Unsafe for vehicles and people. All building types vulnerable to structural damage. Some less robust building types vulnerable to failure.	$hV \leq 4$
H6	Unsafe for vehicles and people. All building types considered vulnerable to failure	$hV > 4$

Tabella 16-Curve di pericolo combinate - limiti di classificazione delle soglie di vulnerabilità (AIDR, 2017)

Pertanto le aree saranno differenziate sulla base dei seguenti intervalli:

$$0 < hV < 0.3$$

$$0.3 < hV < 0.6$$

$$0.6 < hV < 1$$

$$1 < hV < 4$$

$$hV > 4$$

Analisi areale delle classi di pericolosità

Presa a riferimento l'area perimetrata avente profondità maggiore o uguale a 0.20 m, come prima analisi si è valutata la variazione della distribuzione areale della pericolosità per la griglia F al variare del grado di dettaglio adoperato per il calcolo (Tabella 17).

Classe AIDR (2017)	GU		TI		VE		TE	
	Area [km ²]	%						
0 < hV < 0.3	0.68	13.59	0.67	13.43	0.67	13.47	0.67	13.45
0.3 < hV < 0.6	0.99	19.86	0.99	19.83	0.99	19.88	0.99	19.83
0.6 < hV < 1	0.95	18.98	0.96	19.19	0.96	19.19	0.96	19.21
1 < hV < 4	1.60	32.00	1.61	32.14	1.60	31.99	1.61	32.14
hV > 4	0.78	15.61	0.77	15.47	0.77	15.36	0.77	15.45

Tabella 17- Aree classi di pericolosità per i diversi gradi di dettaglio per la griglia a risoluzione F

Dai dati riportati in Tabella 17 e in Figura 86, è possibile notare che la variazione di area a medesima pericolosità per i diversi livelli di dettaglio è praticamente nulla.

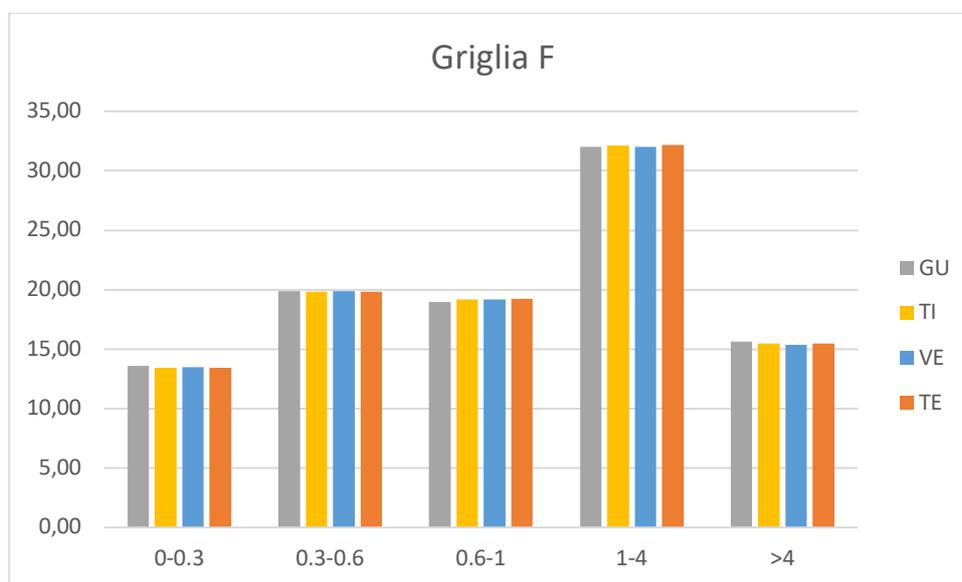


Figura 86-Confronto aree per le classi di pericolosità assegnate per le diverse griglie della risoluzione F (AIDR, 2017)

Quanto appena detto trova riscontro anche per le griglie M e C.

Dunque per un'assegnata griglia, non si riscontrano differenze significative nella distribuzione della pericolosità al variare del grado di dettaglio.

Il paragone può dunque essere eseguito facendo riferimento alla simulazione di maggior dettaglio per ciascuna delle griglie analizzate (soluzione TI). Il confronto è riportato in Tabella 18 e in Figura 87.

Classe AIDR (2017)	Griglia C		Griglia M		Griglia F		Griglia R	
	Area [km ²]	%						
0 < hV < 0.3	0.68	11.59	0.67	12.21	0.67	13.43	0.83	17.02
0.3 < hV < 0.6	0.98	16.80	0.96	17.63	0.99	19.83	0.98	20.00
0.6 < hV < 1	0.95	16.22	1.00	18.25	0.96	19.19	0.87	17.78
1 < hV < 4	2.11	36.11	1.91	35.04	1.61	32.14	1.48	30.18
hV > 4	1.13	19.31	0.93	17.01	0.77	15.47	0.73	14.84

Tabella 18-Estensione areale delle classi di pericolosità per le diverse griglie, con le simulazioni eseguite al grado di dettaglio TI.

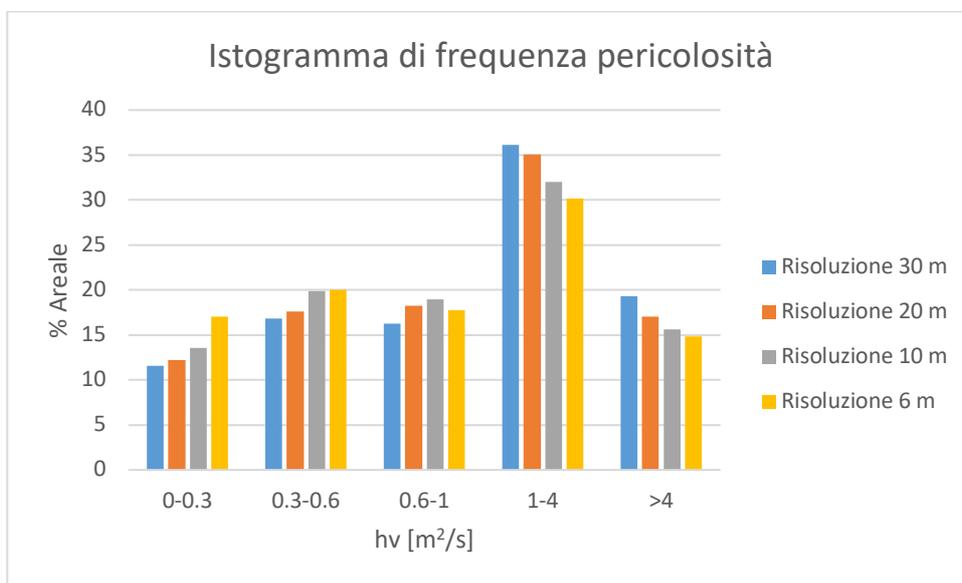


Figura 87-Confronto aree per le classi di pericolosità assegnate (AIDR, 2017)

Passando dalla griglia grossolana a quella di riferimento, dall'analisi della Tabella 14 e della Figura 87, si nota una tendenza all'incremento dell'area perimetrata per le classi a pericolosità minore e viceversa una tendenza alla diminuzione dell'area per le classi più elevate. Tuttavia queste differenze appaiono piuttosto contenute e sulle classi a pericolosità più elevata non superano il 20%.

E' però da osservare che non è detto che anche a parità di estensione areale, i differenti domini di calcolo diano, per ciascuna classe di pericolosità, delle aree perfettamente sovrapponibili dal punto di vista della localizzazione topografica. Si rende dunque necessario eseguire un riscontro di questo tipo.

Le misure utilizzate per effettuare tale analisi si basano su indici quali *Hit Rate*, *False Alarm Ratio*, *Critical Success Index* (Alfieri et al., 2013; Aronica et al., 2002; Bates e De Roo, 2000; Fewtrell et al., 2008; Werner et al., 2005).

L'Hit Rate (HR), a volte indicato come probabilità di rilevamento, è una semplice misura che indica in che modo il modello replica i dati di riferimento:

$$HR = \frac{A_x \cap A_R}{A_R} = \begin{cases} 0 \rightarrow \text{Le due aree sono totalmente separate} \\ 1 \rightarrow \text{Le due aree coincidono perfettamente} \end{cases}$$

Il False Alarm Ratio (FAR) è una misura della sovrastima del modello:

$$FAR = \frac{A_x \setminus A_R}{A_x \cap A_R + A_x \setminus A_R} = \begin{cases} 0 \rightarrow \text{Non ci sono falsi allarmi} \\ 1 \rightarrow \text{Tutti falsi allarmi} \end{cases}$$

Il Critical Success Index (CSI) è un'estensione delle due formule precedenti:

$$CSI = \frac{A_x \cap A_R}{A_x \cup A_R} = \begin{cases} 0 \rightarrow \text{Le due aree sono totalmente separate} \\ 1 \rightarrow \text{Le due aree coincidono perfettamente} \end{cases}$$

F_2 identifica se la non sovrapposizione delle aree è da imputare al modello di riferimento o al modello grossolano:

$$F_2 = \frac{A_x \setminus A_R - A_R \setminus A_x}{A_x \setminus A_R + A_R \setminus A_x} = \begin{cases} -1 \rightarrow \text{Tutta l'area che non si sovrappone è da imputare al mod. R} \\ 0 \rightarrow \text{le aree si divaricano in egual misura} \\ 1 \rightarrow \text{Tutta l'area che non si sovrappone è da imputare al mod. x} \end{cases}$$

Infine, il seguente parametro (B) fornisce una semplice misura della distorsione dell'errore:

$$B = \frac{A_x \setminus A_R}{A_R \setminus A_x} = \begin{cases} 0 - 1 \rightarrow C'è una sottostima da parte di x \\ 1 - \infty \rightarrow C'è una sovrastima da parte di x \end{cases}$$

Con x si intende il modello che viene paragonato con R.

Analisi della pericolosità a scala dell'intero reticolo idrografico

Nelle Tabella 19, Tabella 20, Tabella 21, sono riportati i valori degli indici appena descritti in funzione della classe di pericolosità, secondo un confronto rispettivamente tra C - R, M - R e F - R.

CONFRONTO tra C ed R						
Classi di pericolosità		0-0.3	0.3-0.6	0.6-1	1-4	>4
Area (km ²) risoluzione celle da 900 m ²	A ₃₀	0.677	0.981	0.947	2.108	1.127
Area (km ²) risoluzione celle da 36 m ²	A ₆	0.834	0.980	0.871	1.478	0.727
Area Intersezione (km ²)	A ₃₀ ∩ A ₆	0.127	0.417	0.495	0.799	0.513
Area Unione (km ²)	A ₃₀ ∪ A ₆	1.029	1.544	1.323	2.788	1.342
Critical Success Index	CSI	0.092	0.27	0.374	0.286	0.382
A ₆ \ A ₃₀	A ₆ \ A ₃₀	0.707	0.563	0.376	0.68	0.214
A ₃₀ \ A ₆	A ₃₀ \ A ₆	0.550	0.564	0.452	1.31	0.615
F₂	F₂	-0.125	0.001	0.092	0.317	0.483
Hit Rate	HR	0.152	0.426	0.569	0.54	0.706
False Alarm Ratio	FAR	0.812	0.575	0.477	0.621	0.545
Distorsione dell'errore	B	0.778	1.002	1.204	1.927	2.871

Tabella 19- Confronto tra le griglie C e R per le aree delle classi a pericolosità assegnata

CONFRONTO tra M ed R						
Classi di pericolosità		0-0.3	0.3-0.6	0.6-1	1-4	>4
Area (km ²) risoluzione celle da 400 m ²	A ₂₀	0.666	0.963	0.996	1.913	0.929
Area (km ²) risoluzione celle da 36 m ²	A ₆	0.834	0.98	0.871	1.478	0.727
Area Intersezione (km ²)	A ₂₀ ∩ A ₆	0.137	0.467	0.289	0.937	0.578
Area Unione (km ²)	A ₂₀ ∪ A ₆	1.363	1.476	1.578	2.454	1.078
Critical Success Index	CSI	0.100	0.316	0.183	0.382	0.536
A ₆ \ A ₂₀	A ₆ \ A ₂₀	0.697	0.513	0.582	0.541	0.149
A ₂₀ \ A ₆	A ₂₀ \ A ₆	0.529	0.496	0.707	0.976	0.351
F ₂	F ₂	-0.137	-0.017	0.097	0.287	0.403
Hit Rate	HR	0.164	0.477	0.332	0.634	0.795
False Alarm Ratio	FAR	0.794	0.515	0.710	0.510	0.378
Distorsione dell'errore	B	0.760	0.966	1.215	1.804	2.353

Tabella 20 - Confronto tra le griglie M e R per le aree delle classi a pericolosità assegnata

CONFRONTO tra F ed R						
Classi di pericolosità		0-0.3	0.3-0.6	0.6-1	1-4	>4
Area (km ²) risoluzione celle da 100 m ²	A ₁₀	0.679	0.993	0.949	1.600	0.780
Area (km ²) risoluzione celle da 36 m ²	A ₆	0.834	0.98	0.871	1.478	0.727
Area Intersezione (km ²)	A ₁₀ ∩ A ₆	0.401	0.765	0.498	1.236	0.656
Area Unione (km ²)	A ₁₀ ∪ A ₆	1.112	1.208	1.322	1.842	0.851
Critical Success Index	CSI	0.361	0.633	0.377	0.671	0.771
A ₆ \ A ₁₀	A ₆ \ A ₁₀	0.433	0.215	0.373	0.242	0.071
A ₁₀ \ A ₆	A ₁₀ \ A ₆	0.278	0.228	0.451	0.364	0.124
F ₂	F ₂	-0.218	0.029	0.095	0.201	0.272
Hit Rate	HR	0.481	0.781	0.572	0.836	0.902
False Alarm Ratio	FAR	0.409	0.230	0.475	0.228	0.159
Distorsione dell'errore	B	0.642	1.060	1.209	1.504	1.746

Tabella 21 - Confronto tra le griglie F e R per le aree delle classi a pericolosità assegnata

Per un più chiaro confronto tra gli indici si riportano in maniera raggruppata in Tabella 22, Tabella 23, Tabella 24.

Classi di pericolosità	0-0.3	0.3-0.6	0.6-1	1-4	>4
HR					
C-R	0.152	0.426	0.569	0.540	0.706
M-R	0.164	0.477	0.332	0.634	0.795
F-R	0.481	0.781	0.572	0.836	0.902

Tabella 22- Confronto tra le griglie per le aree di valle delle classi a pericolosità assegnata per l'indice HR

Classi di pericolosità	0-0.3	0.3-0.6	0.6-1	1-4	>4
F₂					

C-R	-0.125	0.001	0.092	0.317	0.483
M-R	-0.137	-0.017	0.097	0.287	0.403
F-R	-0.218	0.029	0.095	0.201	0.272

Tabella 23- Confronto tra le griglie per le aree di valle delle classi a pericolosità assegnata per l'indice F2

Classi di pericolosità FAR	0-0.3	0.3-0.6	0.6-1	1-4	>4
C-R	0.812	0.575	0.477	0.621	0.545
M-R	0.794	0.515	0.710	0.510	0.378
F-R	0.409	0.230	0.475	0.228	0.159

Tabella 24- Confronto tra le griglie per le aree di valle delle classi a pericolosità assegnata per l'indice FAR

Con riferimento alle aree con classe di pericolosità maggiore di 4 la griglia C individua un'estensione areale pari a 1.13 km². Si osserva che questa estensione va a diminuire con l'infittimento della griglia; infatti vale 0.93 km² per la griglia M, 0.78 km² per la griglia F mentre la griglia R fornisce 0.73 km². Si osserva anche che procedendo dalla griglia C alla griglia di riferimento R, grosso modo l'area perimetrata con la griglia più grossolana contiene quasi dappertutto l'analoga area perimetrata con la griglia più fitta.

In particolare ciò è segnalato dall'alto valore dell'indice HR, che assume i valori di 0.71, 0.79, 0.90 rispettivamente per le griglie C, M ed F; infatti l'area intersezione risulta essere una percentuale sempre maggiore dell'area R via via che la griglia si infittisce. Inoltre i valori di 0.48, 0.40, 0.27 che risultano per l'indice F₂ rispettivamente per C, M ed F indicano che l'area che non si sovrappone è per lo più da imputare alla griglia più grossolana, con valori decrescenti al crescere del dettaglio offerto dalle griglie. Analoga considerazione può essere fatta per l'indice FAR i cui valori numerici di 0.54, 0.38, 0.16 rispettivamente per C, M ed F indicano una riduzione dei falsi allarmi al crescere dell'infittimento della griglia.

In ogni caso è da notare che per il corso d'acqua qui esaminato la classe di pericolosità >4 è essenzialmente attribuita alla corrente incanalata, soprattutto nelle sezioni più incassate. Infatti si può notare che l'area valliva, che è più vasta, non arriva a tale livello di pericolosità.

Per ciò che concerne la classe di pericolosità 1-4, la griglia R individua un'estensione areale di 1.48 km² mentre le griglie C, M, ed F forniscono valori rispettivamente pari a 2.11, 1.91 e 1.60 km². L'indice HR assume valori pari a 0.54 per C, 0.63 per M e 0.84 per F; ciò segnala il fatto che non tutta l'area individuata dalle griglie più grossolane coincide con quella riferita alla griglia R e che la sovrapposizione migliora all'infittirsi della griglia. Inoltre i valori di F₂, pari a 0.32 per C, 0.29 per M e 0.20 per F indicano che l'area che non si sovrappone è da imputare alla maggiore grossolanità della griglia. I valori di FAR pari a 0.62 per C, 0.51 per M e 0.23 per F segnalano la riduzione dell'entità dei falsi allarmi al diminuire delle dimensioni delle celle. Inoltre è interessante notare che entrambe le griglie coprono con questa classe di pericolosità l'area del camping e anche la gran parte degli affluenti della parte montana, con regolarità areale decrescente andando dalla griglia più fitta a quella più grossolana.

Per la classe di pericolosità 0.6-1, non si osserva più alcun trend nei parametri analizzati. Le estensioni areali valgono 0.95 km² per C, 0.99 km² per M, 0.99 km² per F e 0.87 km² per R. L'indice HR assume valori pari a 0.57 per C, 0.33 per M, 0.57 per F: ciò segnala il fatto che non tutta l'area individuata dalla griglia R viene intercettata dalle griglie più grossolane. Inoltre i valori prossimi allo

zero assunti dall'indice F_2 , pari a 0.09 per C, 0.10 per M, 0.1 per F indicano che l'area che non si sovrappone è da imputare in egual misura alla griglia di riferimento (R) e a quella più grossolana. I valori di FAR pari a 0.48 per C, 0.71 per M e 0.48 per F segnalano entità non modeste di falsi allarmi. E' interessante notare che le aree coperte da questa classe di pericolosità si presentano per lo più come strisce molto sottili che corrono ai bordi dell'area allagata.

Per la classe di pericolosità 0.3-0.6, le griglie R, F, M e C individuano estensioni areali praticamente uguali, pari rispettivamente a 0.98 km², 0.99 km², 0.96 km² e 0.98 km². Tuttavia l'indice HR, che vale 0.43 per C, 0.48 per M e 0.78 per F segnalano il fatto che le aree non sono perfettamente sovrapposte, con grado di sovrapposizione che migliora con l'infittirsi della griglia. Inoltre i valori prossimi allo zero assunti dall'indice F_2 per tutte le griglie indicano che le aree si divaricano in egual misura. L'indice FAR segnala che le aree individuate con le griglie C, M ed F sono affette da falsi allarmi per un'estensione dell'area di competenza rispettivamente pari a 57%, 52% e 23%. Anche queste aree si presentano per lo più come strisce molto sottili che corrono ai bordi dell'area allagata.

Per la classe di pericolosità inferiore a 0.3, le griglie R, F, M e C individuano estensioni areali di 0.83 km², 0.68 km², 0.67 km² e 0.68 km² rispettivamente. L'indice HR vale 0.15 per C, 0.16 per M e 0.48 per F, con evidente miglioramento del risultato all'infittirsi della griglia; i valori di -0.13 per C, -0.14 per M e -0.22 per F per l'indice F_2 indicano che l'area che non si sovrappone è da imputare essenzialmente alla griglia R. L'indice FAR segnala che i falsi allarmi coprono percentuali areali pari all'81% per C, 79% per M e 41% per F. Anche queste aree sono distribuite a ridosso dei bordi dell'area allagata.

Analisi della pericolosità per l'area valliva dell'alveo interessata da attività antropiche

Nel precedente paragrafo l'analisi della pericolosità è stata eseguita a scala di tutto il reticolo idrografico. Ma è da osservare che la gran parte dell'alveo montano, a causa delle sezioni molto incassate e delle notevoli pendenze, trovano scarsa possibilità di utilizzazione per attività antropiche. Per questo motivo, in questo paragrafo si restringe l'attenzione alla parte valliva dell'alveo, dove per la più estesa larghezza dell'alveo e per le pendenze più modeste al tempo dell'evento del 2000 trovavano collocazione attività antropiche di vario tipo, tra cui quella agricola (colture varie e serre) e quella turistica (presenza del camping). In questa zona l'area allagata calcolata con la griglia di riferimento risulta pari a 1.23 km².

Classi di pericolosità HR	Classi di pericolosità				
	0-0.3	0.3-0.6	0.6-1	1-4	>4
C-R	0.091	0.165	0.492	0.779	0.650
M-R	0.162	0.257	0.199	0.855	0.817
F-R	0.404	0.442	0.431	0.981	0.914

Tabella 25- Confronto tra le griglie per le aree di valle delle classi a pericolosità assegnata per l'indice HR

Classi di pericolosità F_2	Classi di pericolosità				
	0-0.3	0.3-0.6	0.6-1	1-4	>4
C-R	0.366	0.060	0.387	0.346	0.000
M-R	0.346	0.038	-0.239	0.364	0.087
F-R	-0.192	0.119	-0.108	0.829	0.200

Tabella 26- Confronto tra le griglie per le aree di valle delle classi a pericolosità assegnata per l'indice F_2

Classi di pericolosità FAR	0-0.3	0.3-0.6	0.6-1	1-4	>4
C-R	0.956	0.851	0.700	0.369	0.350
M-R	0.914	0.757	0.712	0.266	0.211
F-R	0.500	0.616	0.516	0.168	0.123

Tabella 27- Confronto tra le griglie per le aree di valle delle classi a pericolosità assegnata per l'indice FAR

Per maggiore chiarezza, si riportano in Figura 88, Figura 89, Figura 90, Figura 91, Figura 92, Figura 93, Figura 94, Figura 95, Figura 96, Figura 97 le perimetrazioni delle aree a diversa pericolosità.



Figura 88-Confronto tra le griglie C-M-F-R per la classe $hV > 4$

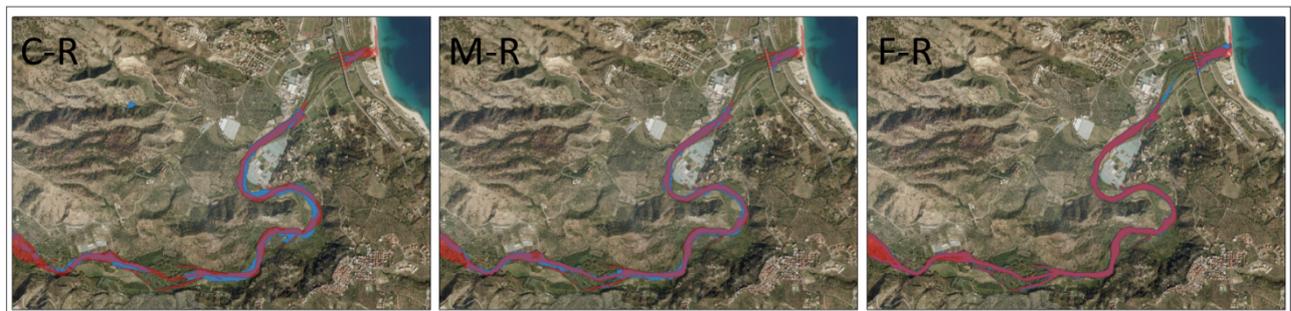


Figura 89-Confronto tra le griglie grossolane (blu) e la griglia di riferimento (rosso) per la classe $hV > 4$

Con riferimento alle aree con classe di pericolosità maggiore di 4, le simulazioni eseguite su tutte le griglie analizzate forniscono la medesima estensione areale, pari a 0.27 km².

Nonostante ciò, l'indice HR, che assume i valori di 0.71, 0.79, 0.90 rispettivamente per le griglie C, M ed F, segnala che non c'è sovrapposizione perfetta tra le aree calcolate con le griglie più grossolane rispetto alla griglia R di riferimento e che il grado di sovrapposizione migliora passando dalla griglia più grossolana a quella più fitta. Inoltre l'indice F_2 , che per C, M ed F assume rispettivamente i valori di 0.00, 0.09 e 0.2 indica che l'area che non si sovrappone è da imputare in egual misura alla griglia più grossolana e alla griglia di riferimento.

L'indice FAR, che fornisce valori numerici di 0.35, 0.21, 0.12 rispettivamente per C, M ed F indica una modesta percentuale di falsi allarmi che per di più si riduce al crescere dell'infittimento della griglia.

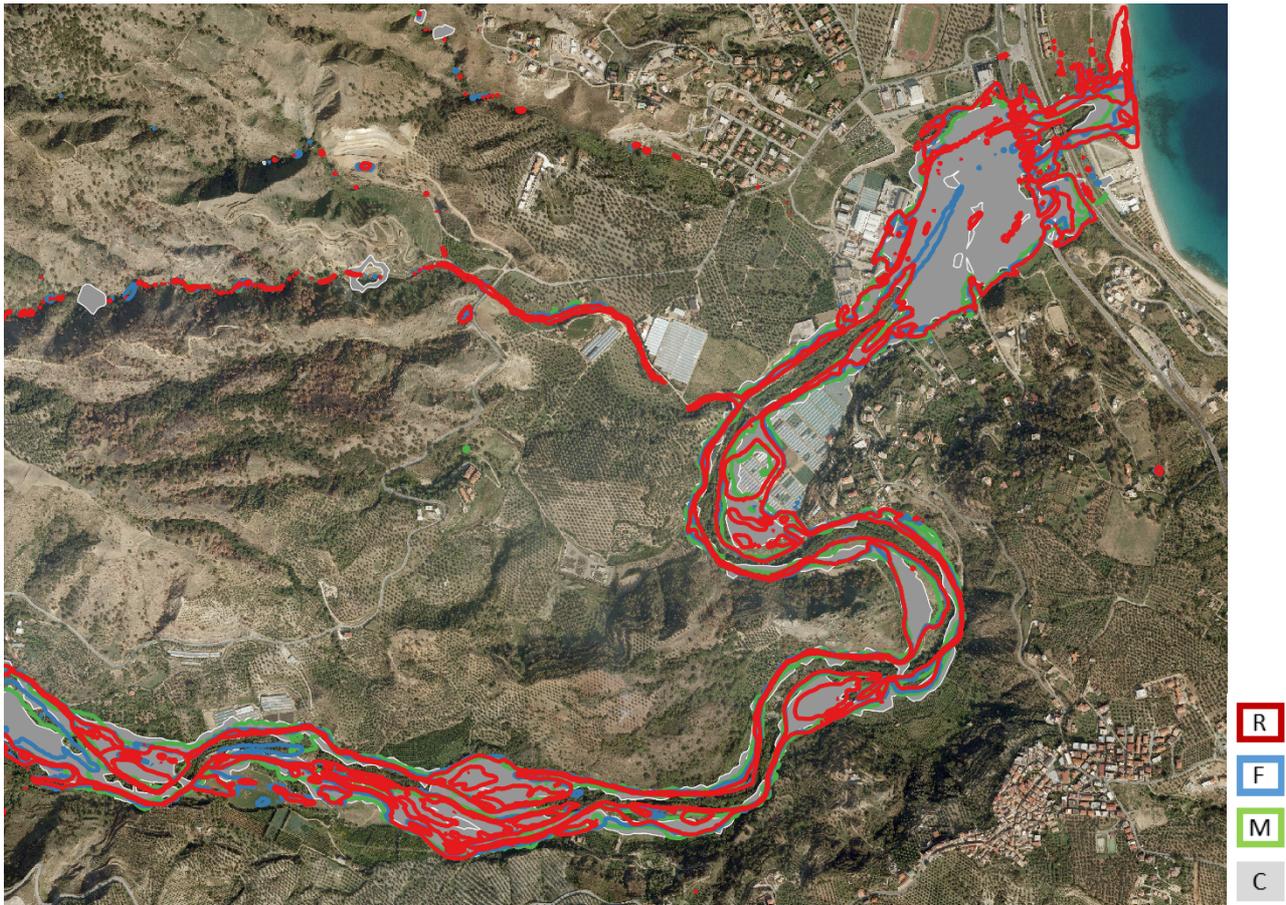


Figura 90-Confronto tra le griglie C-M-F-R per la classe $1 < hV < 4$

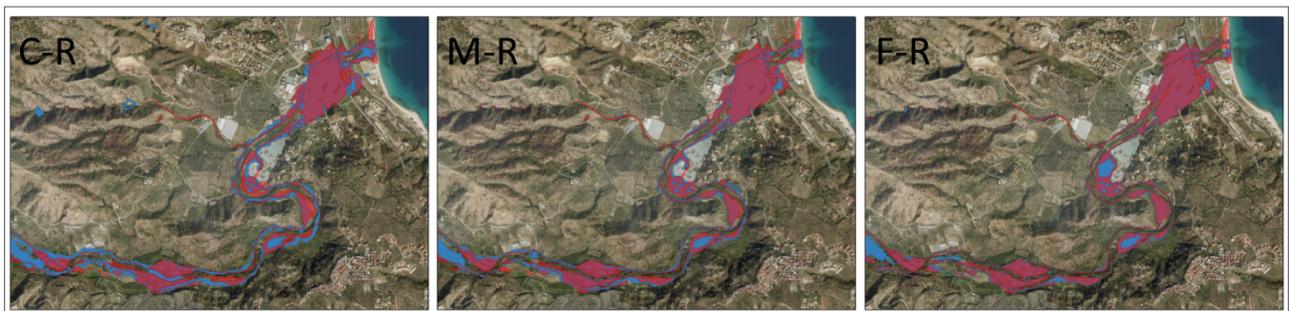


Figura 91-Confronto tra le griglie grossolane (blu) e la griglia di riferimento (rosso) per la classe $1 < hV < 4$

Per ciò che concerne la classe di pericolosità 1-4, la griglia R individua un'estensione areale di 0.48 km² mentre le griglie C, M, ed F forniscono valori rispettivamente pari a 0.60, 0.56 e 0.57 km². Perciò è da dire che questa classe di pericolosità copre circa il 50% dell'area allagata.

L'indice HR assume valori pari a 0.78 per C, 0.86 per M e 0.98 per F; ciò segnala un grado di sovrapposizione dell'area individuata dalle griglie più grossolane che va dal buono all'ottimo.

Inoltre i valori di F_2 , pari a 0.35 per C, 0.36 per M e 0.83 per F indicano che l'area che non si sovrappone è da imputare alla maggiore grossolanità della griglia; in particolare l'area perimetrata dalla griglia F contiene quasi interamente quella calcolata con la griglia R. I valori di FAR pari a 0.37 per C, 0.27 per M e 0.17 per F segnalano valori molto contenuti di falsi allarmi, con prestazioni molto buone al diminuire delle dimensioni delle celle.

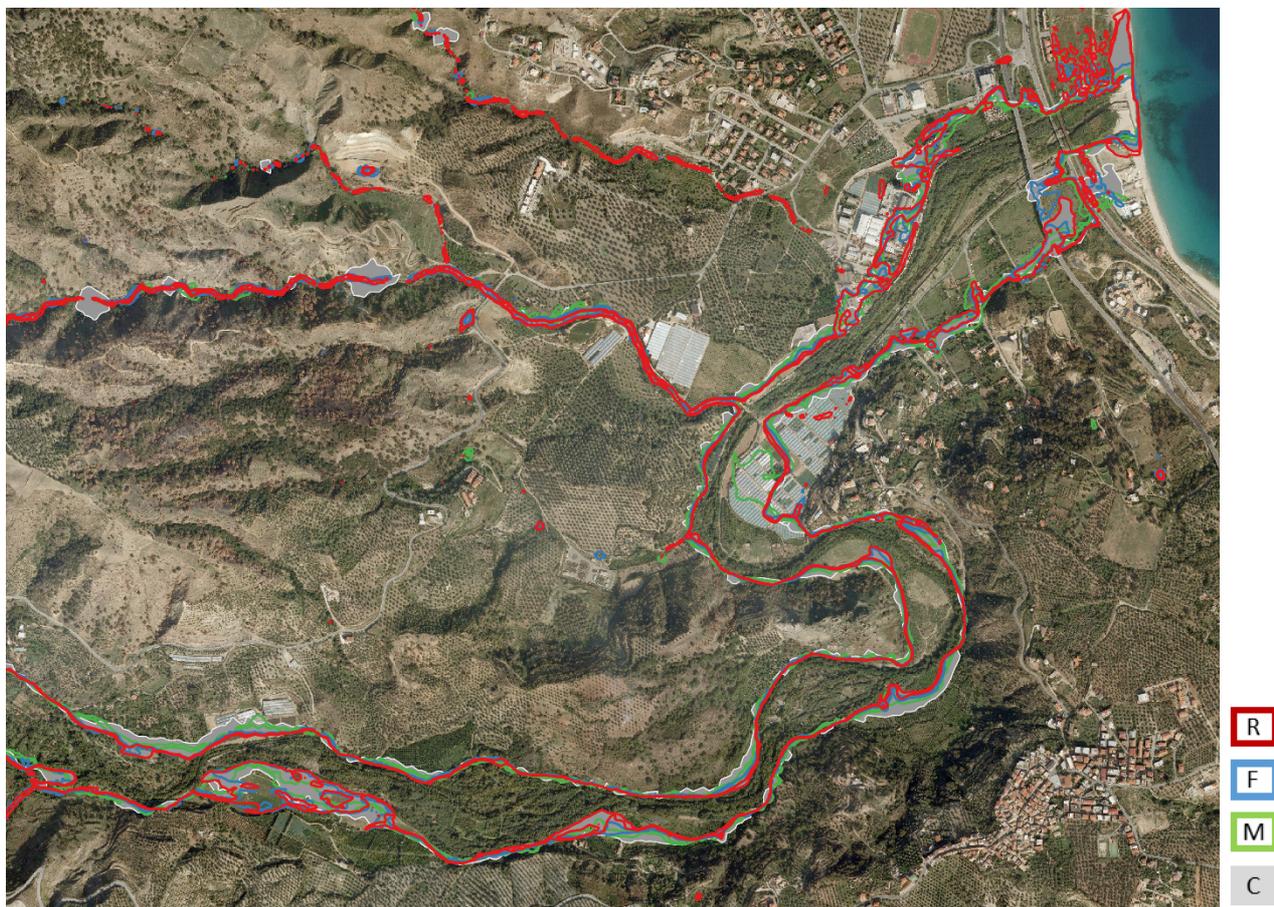


Figura 92-Confronto tra le griglie C-M-F-R per la classe $0.6 < hV < 1$

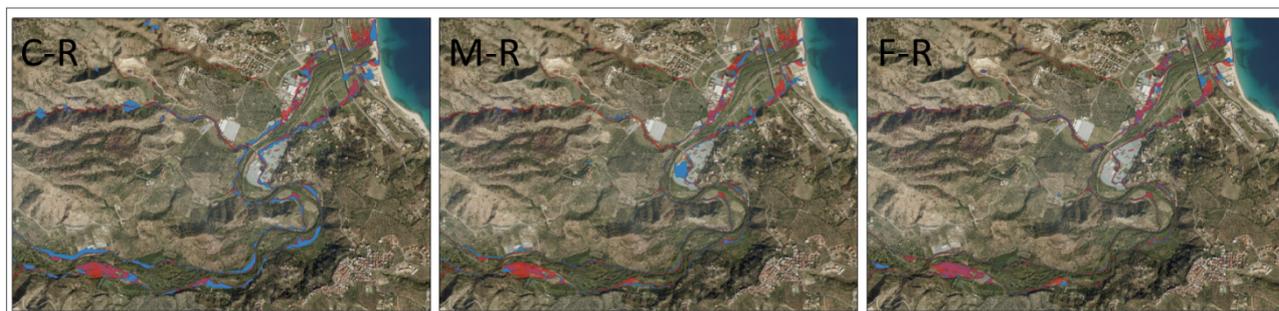


Figura 93-Confronto tra le griglie grossolane (blu) e la griglia di riferimento (rosso) per la classe $0.6 < hV < 1$

Per la classe di pericolosità 0.6-1, le estensioni areali valgono 0.30 km^2 per C, 0.13 km^2 per M, 0.16 per F e 0.18 km^2 per R. L'indice HR assume valori pari a 0.50 per C, 0.20 per M, 0.43 per F: ciò apparentemente farebbe concludere che c'è una divaricazione tra le aree individuate dalla griglia R e quelle individuate dalle griglie più grossolane. Tuttavia se si osserva il risultato sulla mappa, si nota

che queste aree sono strisce molto sottili poste ai bordi dell'area allagata e che corrono molto vicine l'una all'altra. Pertanto le divaricazioni sono più apparenti che reali.

Inoltre i valori assunti dall'indice F_2 , pari a 0.39 per C, -0.24 per M, -0.11 per F indicano che l'area che non si sovrappone è da imputare di più alla griglia grossolana per ciò che riguarda C, mentre di più alla griglia R per ciò che riguarda il paragone sia con M che con F.

I valori di FAR pari a 0.70 per C, 0.71 per M e 0.52 per F segnalano entità non modeste di falsi allarmi. Come già detto sopra questo indice fa sembrare più scadenti i risultati ottenuti di quanto non lo siano realmente, poiché le aree coperte da questa classe di pericolosità si presentano per lo più come strisce molto sottili che corrono ai bordi dell'area allagata e sono molto prossime le une alle altre al variare della grossolanità della griglia, anche se non sono rigorosamente sovrapposte.

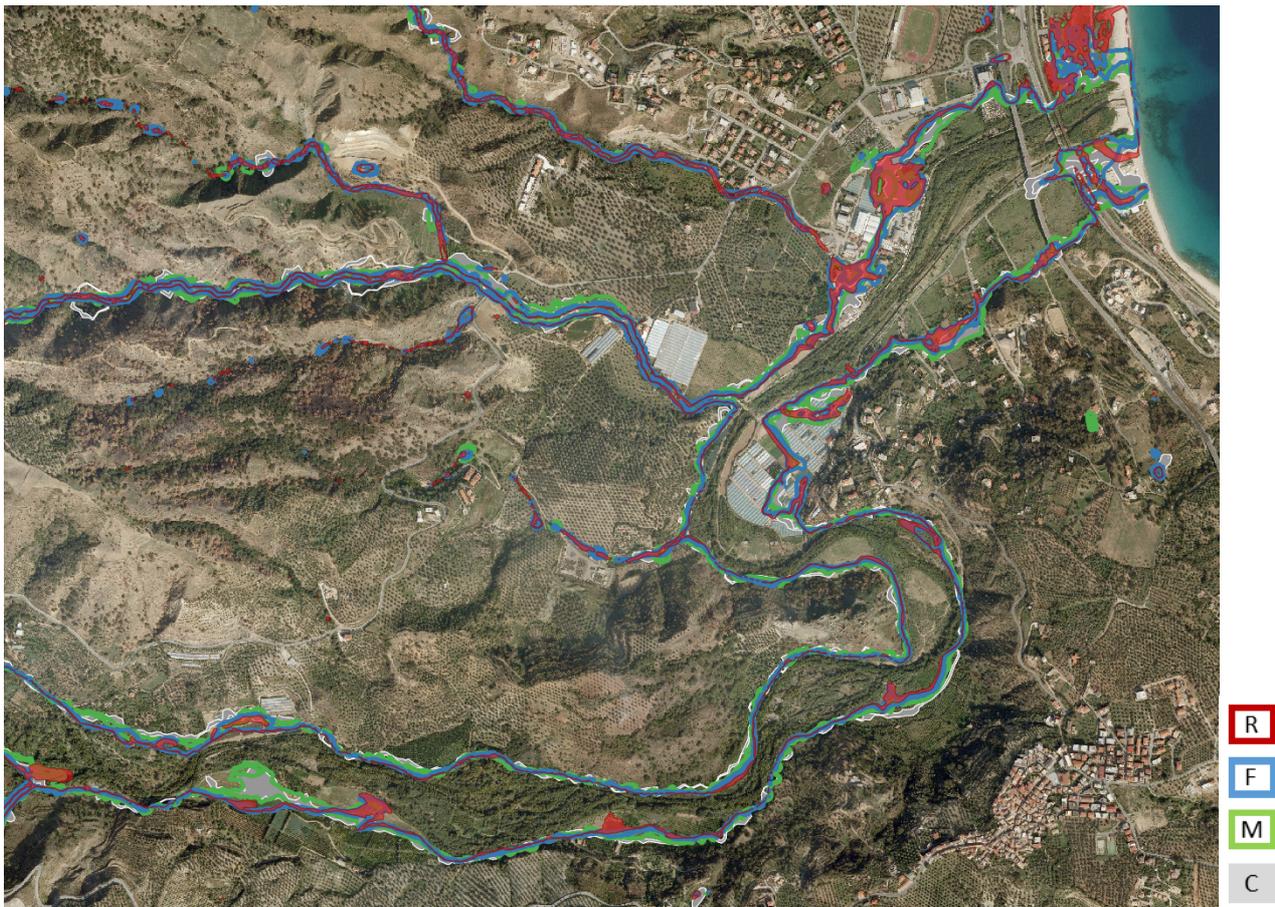


Figura 94-Confronto tra le griglie C-M-F-R per la classe $0.3 < hV < 0.6$

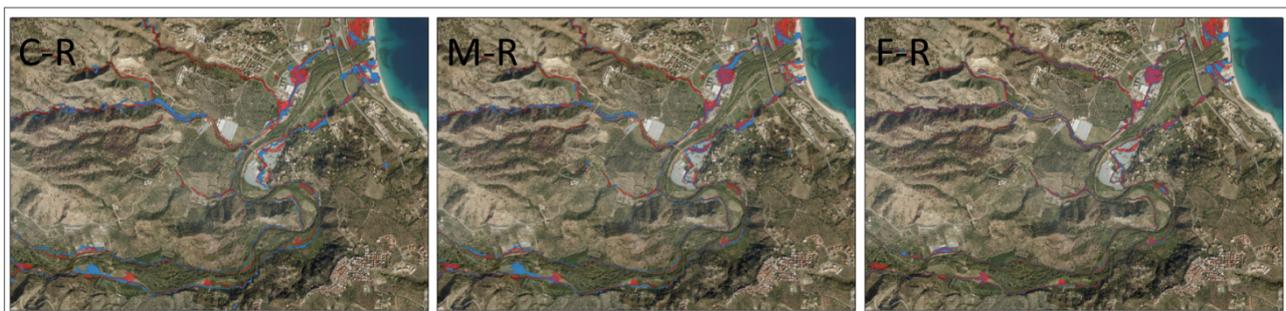


Figura 95-Confronto tra le griglie grossolane (blu) e la griglia di riferimento (rosso) per la classe $0.3 < hV < 0.6$

Per la classe di pericolosità 0.3-0.6, le griglie R, F, M e C individuano estensioni areali praticamente uguali, pari rispettivamente a 0.21 km², 0.23 km², 0.22 km² e 0.23 km². Vale ancora l'osservazione

che queste aree sono strisce molto sottili che pur non toccandosi, sono molto prossime le une alle altre. Ciò spiega i valori molto modesti forniti dall'indice HR, che vale 0.17 per C, 0.26 per M e 0.44 per F.

Inoltre i valori prossimi allo zero assunti dall'indice F_2 (0.06 per C, 0.04 per M e 0.12 per F) indicano che le aree si divaricano in egual misura. L'indice FAR segnala che le aree individuate con le griglie C, M ed F sono affette da falsi allarmi per un'estensione dell'area di competenza rispettivamente pari a 85%, 76% e 62%. Il giudizio apparentemente deludente indicato da questi valori deve essere mitigato dalla considerazione già fatta sopra sul fatto che queste aree si presentano per lo più come strisce molto sottili che corrono ai bordi dell'area allagata e sono molto prossime le une alle altre.

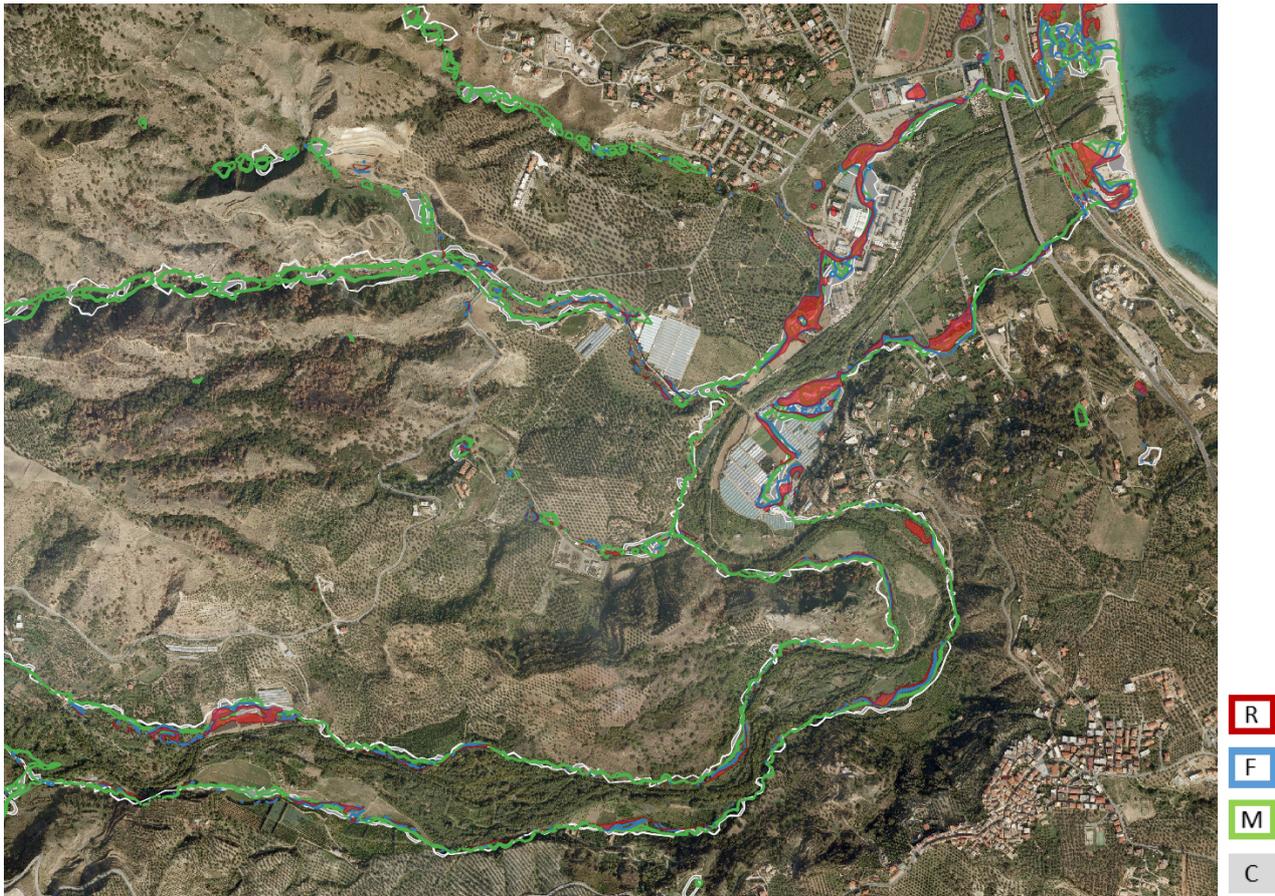


Figura 96-Confronto tra le griglie C-M-F-R per la classe $0 < hV < 0.3$



Figura 97-Confronto tra le griglie grossolane (blu) e la griglia di riferimento (rosso) per la classe $0 < hV < 0.3$

Per la classe di pericolosità inferiore a 0.3, le griglie R, F, M e C individuano estensioni areali di 0.10 km², 0.08 km², 0.19 km² e 0.20 km² rispettivamente. L'indice HR vale 0.09 per C, 0.16 per M e 0.40 per F; i valori dell'indice F_2 sono 0.37 per C, 0.35 per M e -0.19 per F. L'indice FAR segnala che i falsi

allarmi coprono percentuali areali pari all'96% per C, 91% per M e 50% per F. Anche per questa classe l'apparente modesto risultato delle prestazioni delle diverse griglie deve essere mitigato dalle considerazioni già fatte sopra.

Il quadro che emerge dall'analisi fin qui compiuta indica che non c'è da aspettarsi che le aree perimetrare con griglie più grossolane contengano interamente quelle perimetrare con la griglia di riferimento. Tuttavia si può affermare che le aree a pari pericolosità individuate con le differenti risoluzioni sono molto prossime le une alle altre. E' evidente inoltre che la griglia più grossolana tende a perimetrare porzioni di area più grandi e che questo effetto si riduce all'aumentare della risoluzione della griglia.

Dunque la scelta della risoluzione della griglia deve essere effettuata sulla base dell'accuratezza che si desidera conseguire e dell'onere temporale che si è disposti a sostenere per l'esecuzione del calcolo. Il paragrafo successivo darà delle indicazioni sui tempi di calcolo.

Tempi di calcolo

Come detto nel Capitolo I, il codice numerico, essendo di tipo esplicito, risulta stabile se viene rispettata la condizione di Courant, che impone al passo temporale la limitazione:

$$\Delta t = \frac{\min(l)}{\max(|u + c|)} C_r$$

dove l è una lunghezza rappresentativa della distanza tra i baricentri di due celle contigue.

Per ogni istante temporale le equazioni devono essere applicate a ciascuna delle celle di calcolo. Per un assegnato dominio spaziale, il numero delle celle è proporzionale al rapporto tra l'area del dominio e l^2 . Perciò il numero di ripetizioni del calcolo per un singolo passo temporale è proporzionale a l^{-2} . Questo calcolo deve essere ripetuto per un numero di volte pari al rapporto tra la durata dell'evento da simulare e il valore del passo temporale. Siccome il passo temporale, per la condizione di Courant, è proporzionale a l , risulta che il numero di passi temporali è proporzionale a l^{-1} .

Dunque il tempo di calcolo, essendo proporzionale al prodotto del numero di passi temporali per il numero di volte in cui il calcolo deve essere ripetuto, risulta essere proporzionale a $l^{-1} \cdot l^{-2}$ cioè a l^{-3} .

Ovviamente i tempi di calcolo effettivi si discostano alquanto dalla proporzionalità a l^{-3} poiché l non è costante nel dominio, e $u+c$ non è costante nel tempo. Inoltre il calcolo spesso è eseguito variando il numero di Courant da una griglia ad un'altra e, siccome i calcoli sono fatti con un codice parallelo, da una griglia ad un'altra possono cambiare i nodi di calcolo impiegati nella simulazione.

Tutto ciò considerato, la stima dei tempi di calcolo rimane un'operazione più che altro di tipo empirico. Pertanto, per avere delle indicazioni concrete, possiamo giovarci dei risultati conseguiti per le simulazioni eseguite in questo studio, senza la pretesa che esse abbiano valore generale.

Per i casi esaminati nel presente capitolo e, in particolare, per il calcolo con le griglie a grado di dettaglio TI, i tempi di calcolo sono riportati in Tabella 28. La Figura 98 mette i tempi di calcolo in relazione al numero di celle del dominio; la Figura 99 invece reca sull'asse delle ascisse la dimensione della cella, rappresentata dal lato del quadrato equivalente. Si noti che l'esponente della curva interpolante tracciata in Figura 99 ha un valore pari circa alla metà di -3. In altri termini la variabilità dei tempi di calcolo al variare della dimensione della cella è più contenuta di quanto ci si sarebbe dovuti aspettare per il ragionamento fatto all'inizio del paragrafo. Questo è dovuto al fatto che in tutte le griglie i manufatti sono stati descritti topograficamente con un infittimento locale delle celle

uguale per tutte le griglie. Pertanto le celle più piccole all'interno del dominio sono sempre state individuate all'interno di questi infittimenti e sono di eguale dimensione per tutte le griglie; perciò la differenza dei tempi tra una griglia più fitta e una meno fitta è dovuta essenzialmente solo al numero di celle: questo è il motivo per il quale il valore dell'esponente della suddetta curva è più prossimo a -2 che a -3.

Griglia	Numero di celle [-]	Tempo computazionale [h]
R	1987165	77.22
F	879294	37
M	224612	12.5
C	105658	7.5

Tabella 28-Tabella tempi computazionali per le griglie con grado di dettaglio T1

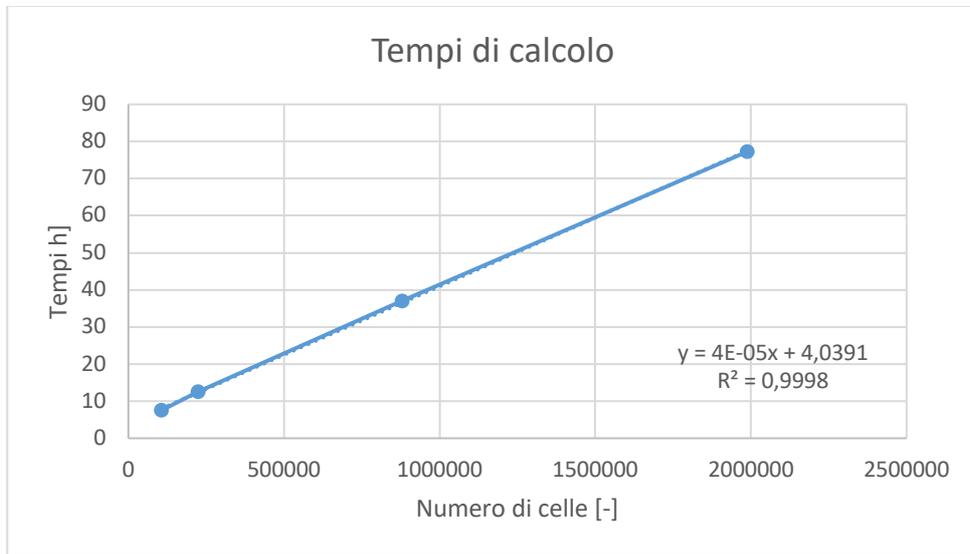


Figura 98-Tempi di calcolo al variare del numero di celle per le griglie con grado di dettaglio T1 e numero di Courant Cr=0.7.

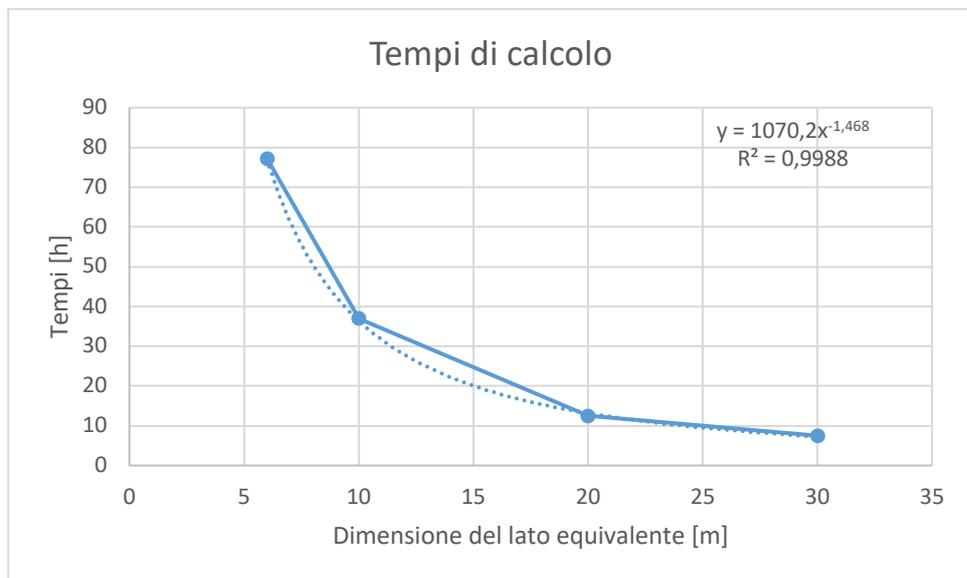


Figura 99-Tempi di calcolo al variare della dimensione del lato del quadrato equivalente (Cr=0.7)

Invece per quanto concerne le simulazioni eseguite a griglia uniforme, i risultati ottenuti mostrano una variazione molto più pronunciata dei tempi di calcolo (vedi Tabella 29 e Figura 101). In particolare il valore dell'esponente della curva interpolante mostrata in Figura 101 si avvicina molto di più al valore -3 rispetto alla curva precedente. Ciò è dovuto al fatto che nei tipi di griglia qui utilizzati (a celle quasi uniformi) la lunghezza che entra nel calcolo del passo temporale è ora variabile al variare della dimensione della cella, non essendovi più gli infittimenti tutti uguali che c'erano nelle griglie analizzate sopra.

Griglia	Numero di celle [-]	Tempo computazionale [h]
R	1984043	52.5
F	875436	23.5
M	220274	5
C	100754	0.96

Tabella 29-Tabella tempi computazionali per le griglie uniformi (GU)

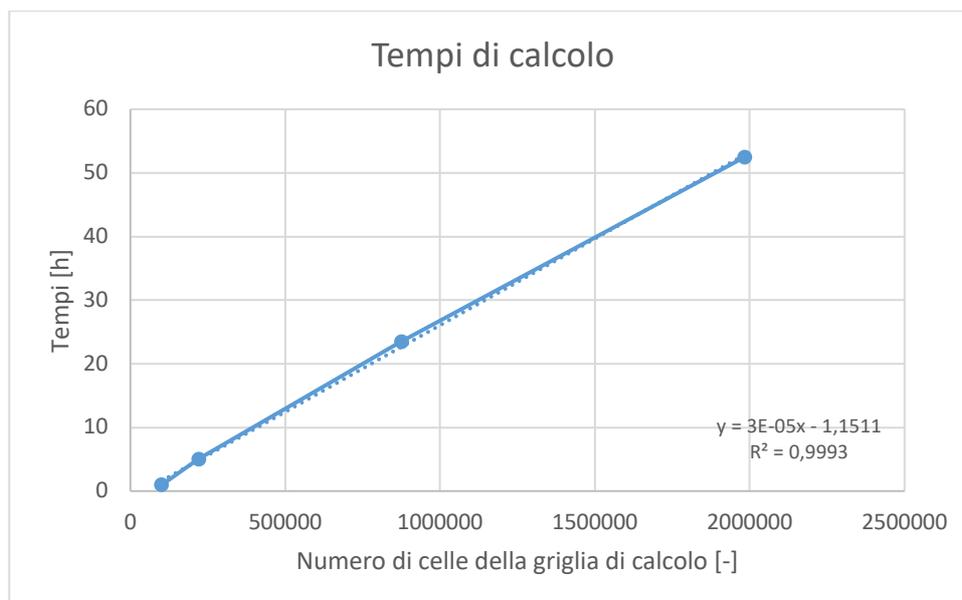


Figura 100-Tempi di calcolo al variare del numero di celle delle griglie di calcolo (Cr=0.1)

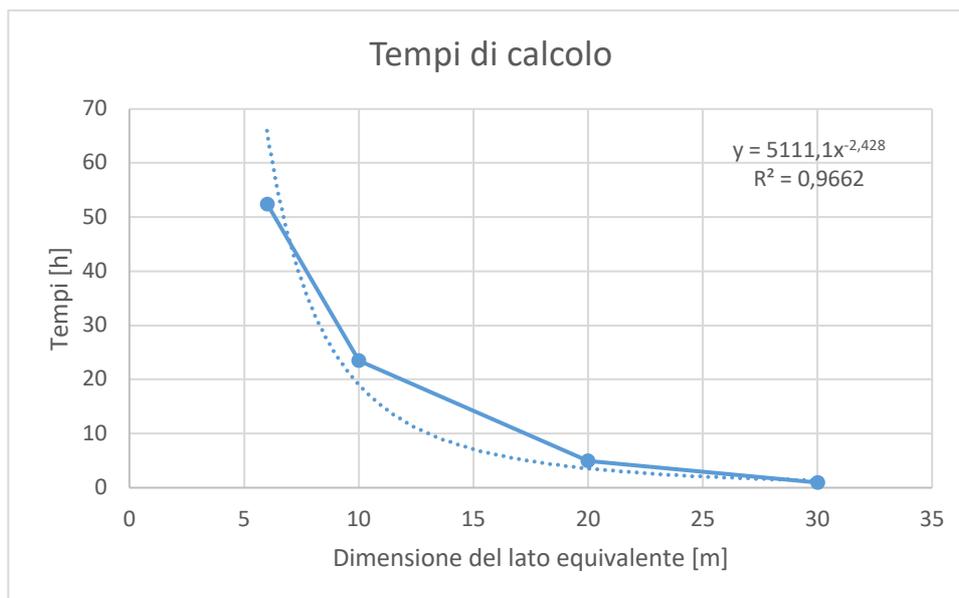


Figura 101-Tempi di calcolo al variare della dimensione del lato del quadrato equivalente ($Cr=0.1$)

Conclusioni

L'analisi condotta nel presente capitolo ha messo in luce che, a scala di bacino, gli errori sui massimi tiranti crescano significativamente al crescere delle dimensioni delle celle di calcolo, sebbene essi si mantengano più contenuti, anche usando le griglie più grossolane, per la parte valliva, caratterizzata da estensioni più ampie dell'area allagata.

In ogni caso sembra che questo abbia una scarsa ricaduta sulla valutazione della pericolosità. I calcoli e i confronti hanno mostrato che le aree a diversa pericolosità si distribuiscono all'interno dell'area del bacino in maniera simile. Inoltre, anche se non si arriva ad una perfetta sovrapposizione areale, esse sono collocate spazialmente in modo che o si sovrappongono parzialmente o, se sono delle strisce sottili, hanno dislocazioni molto prossime le une alle altre.

Se si aggiunge che è buona norma estendere alquanto le aree perimetrate ai fini di inglobare inevitabili incertezze insite nel calcolo, si ritiene che anche con la griglia più grossolana si possa impiantare una buona analisi della pericolosità a scala di bacino, certamente con precisione maggiore andando dai rami montani del reticolo – più stretti – a quelli più ampi che provocano esondazioni in zone vallive.

Si tenga inoltre conto che questa analisi, tesa a individuare la pericolosità di un evento di progetto, deve sempre essere vagliata in considerazione dell'individuazione degli elementi a rischio presenti nel bacino che si esamina. Saranno dunque la natura e l'entità degli elementi a rischio a dettare le zone per le quali sia necessario affinare il calcolo con infittimenti locali.

Con questo modo di procedere l'analisi della pericolosità può essere agilmente espletata con un grande risparmio dei tempi di calcolo. Per avere un'indicazione di massima, senza pretesa di generalità, con riferimento al bacino qui analizzato, avente estensione di 84.4 km^2 , dalla Tabella 29 si vede che la simulazione numerica di un evento pluviometrico della durata di 30 ore è eseguito in 1 ora di calcolo con una griglia uniforme costituita da celle di calcolo di 900 m^2 (cui corrisponde una lunghezza del lato del quadrato equivalente pari a 30 m).

Conclusioni

In questo lavoro è stato analizzato un approccio finalizzato all'analisi degli effetti idraulici provocati da un evento meteorico considerando come dominio per il calcolo l'intero bacino idrografico. L'approccio utilizzato è stato caratterizzato dall'utilizzazione di un modello basato sulle SWEs, da una rappresentazione topografica accurata resa possibile dai rilievi LiDAR disponibili e dall'uso del calcolo ad alte prestazioni.

Questi strumenti hanno consentito di eseguire numerosi test numerici al fine di quantificare l'impatto dell'utilizzo di dati a differenti risoluzioni sui processi idrologici ed idraulici, valutando la variazione di accuratezza e di affidabilità dei risultati quando si passa da una elevata risoluzione ad una più grossolana.

Tutti i test numerici sono stati eseguiti su un caso reale occorso nel bacino del torrente Beltrame nel comune di Soverato (Calabria). Per la ricostruzione dell'evento storico scelto, si è utilizzata una griglia non strutturata a maglie triangolari con dimensione della cella di 36 m². La costruzione della griglia è stata fatta utilizzando i dati LiDAR acquisiti presso il Ministero dell'Ambiente e della Tutela del Territorio e del Mare. Il controllo sulla congruenza della topografia con lo stato dei luoghi al tempo dell'evento è stato eseguito utilizzando 44 sezioni rilevate nel dicembre 2000. In primo luogo sono state analizzate le precipitazioni che si abbatterono nella notte tra il 9 e il 10 settembre 2000 per una durata complessiva di 30 h. Analizzate le stazioni pluviometriche e la loro area di influenza si è studiato l'uso del suolo per l'applicazione del metodo SCS-CN per stimare le precipitazioni nette. La precipitazione netta è stata poi validata per confronto con la portata al colmo stimata sulla traversa Enel a monte del ponte di Petrizzi. Per una ricostruzione accurata dell'evento è stato necessario trattare gli attraversamenti fluviali in modo rigoroso: i ponti di valle presentavano una parziale occlusione per la folta e robusta massa di detriti legnosi che si è bloccata alle pile degli stessi; ciò è stato rappresentato tenendo conto, tramite condizioni interne riflettive, dell'ingombro ampliato delle pile. Discorso più particolare riguarda la trattazione del ponte di Petrizzi, inizialmente occluso e poi disostruito nel corso della fase crescente della piena. Per la trattazione della repentina disostruzione si è proposto un criterio per la riproduzione della geometria del ponte in una maniera compatibile con l'applicazione delle SWEs.

La simulazione del fenomeno di occlusione e disostruzione del ponte ha contribuito ad ottenere dei valori dei tiranti idrici calcolati molto prossimi a quelli rilevati. Come documentato nel Capitolo III, l'errore medio in valore assoluto tra i valori di massima piena simulati ed osservati è inferiore ai 40 centimetri.

Sulla base di ciò è stata eseguita un'analisi della potenzialità del modello per scopi predittivi. Sono state scelte tre risoluzioni con griglie di calcolo di dimensioni della cella di 100 m², 400 m², 900 m². Ai fini di un'analisi speditiva si sono considerate le griglie come uniformi senza rappresentazione dei manufatti interferenti con la corrente. Per poter valutare l'impatto degli effetti localizzati sono state eseguite simulazioni via via più accurate considerando progressivamente l'ingombro delle pile e della vegetazione dei ponti di valle e l'effetto ostruzione/disostruzione del ponte di Petrizzi. Per ogni risoluzione si sono testati quattro livelli di dettaglio, indicati con le sigle GU, TI, VE, TE. Le condizioni di simulazione sono rimaste le medesime per tutte le griglie considerate. I risultati ottenuti sono stati confrontati con riferimento al valore medio degli errori sulle massime quote raggiunte dall'acqua, all'estensione dell'area allagata, alla distribuzione dei valori della pericolosità all'interno delle aree perimetrate e ai tempi di calcolo.

Dai risultati ottenuti si è visto che anche un'analisi di tipo speditivo ottenuta usando griglie con celle grossolane, scelte con la finalità di ridurre i tempi di calcolo, fornisce una perimetrazione che si sovrappone con sufficiente accuratezza a quella ottenibile con la risoluzione di riferimento. Pertanto la perimetrazione dell'area con una griglia grossolana, pur dando un'estensione maggiore, può considerarsi come dotata di un utile margine di sicurezza (anche se non si sovrappone perfettamente) rispetto a quella perimetrata con griglie più accurate.

In particolare l'analisi condotta ha messo in luce che, a scala di bacino, gli errori sui massimi tiranti crescono significativamente al crescere delle dimensioni delle celle di calcolo, e che gli errori sono tanto più rilevanti quanto più stretta è la sezione sulla quale si opera il confronto. Ciò è ovvia conseguenza del fatto che una griglia uniforme assume il carattere di sempre maggiore grossolanità procedendo da valle verso monte, per cui nei rami estremi del reticolo idrografico non riesce più a rappresentare con sufficiente accuratezza la geometria delle sezioni trasversali.

In ogni caso i test eseguiti mostrano una non rilevante influenza della risoluzione della griglia sulla valutazione della pericolosità. I calcoli e i confronti hanno mostrato che le aree a diversa pericolosità si distribuiscono all'interno dell'area del bacino in maniera simile. Pertanto si ritiene che l'analisi della pericolosità a scala di bacino possa essere utilmente eseguita anche con la griglia più grossolana, tenendo ovviamente conto che si conseguirà una precisione crescente andando dai rami montani del reticolo – più stretti - a quelli più ampi che caratterizzano le zone vallive, che di solito sono anche quelle nelle quali è più rilevante la presenza di elementi a rischio.

Una analisi così ottenuta risulta dunque la più agile in relazione sia al minore onere connesso alla costruzione del dominio di calcolo sia ai tempi necessari per l'esecuzione del calcolo. L'inevitabile imprecisione connessa agli aspetti sopra evidenziati potrà essere superata con analisi di maggior dettaglio per quelle aree in cui la presenza degli elementi a rischio richieda un più elevato grado di approfondimento.

Bibliografía

1. AIDR 2017. Flood Hazard. Australian Disaster Resilience Handbook Collection. Guideline 7-3.
2. Ajayi A. E., van de Giesen N. & Vlek P. (2008). A numerical model for simulating Hortonian overland flow on tropical hillslopes with vegetation elements. *Hydrological Processes* 22, 1107–1118.
3. Akanbi A. A. & Katopodes N. D. (1988). Model for flood propagation on initially dry land. *Journal of Hydraulic Engineering*, 114(7), 689-706.
4. Alcrudo F. & García-Navarro P. (1993). A high-resolution Godunov-type scheme in finite volume for the 2D shallow-water equations. *International Journal for Numerical Methods in Fluids* 16: 489–505. DOI: [10.1002/flid.1650160604](https://doi.org/10.1002/flid.1650160604).
5. Alcrudo F., Garcia-Navarro P., & Saviron J. M. (1992). Flux difference splitting for 1D open channel flow equations. *International Journal for Numerical Methods in Fluids*, 14(9), 1009-1018.
6. Alfieri L., Salamon P., Bianchi A., Neal J., Bates P. & Feyen L. (2013). Advances in pan-European flood hazard mapping, *Hydrological Processes*, 28, 4067–4077, doi:10.1002/hyp.9947.
7. Ali A. M., Di Baldassarre G. & Solomatie D. P. (2013). The impact of the bridges on flow propagation and inundation modelling. *Proceedings of the 35th IAHR World Conference, Chengdu, 2013*, Edited by: Wang Z., Lee, J.H.W., Gao J., Shuyou, C.
8. Apel H., Aronica G. T., Kreibich H. & Thieken A.H. (2009). Flood risk analyses—how detailed do we need to be? *Natural Hazards*, 49 (1): 79-98.
9. Aricò C., Sinagra M., Begnudelli L. & Tucciarelli T. (2011). MAST-2D diffusive model for flood prediction on domains with triangular Delaunay unstructured meshes. *Advances in Water Resources*, 34 (11), 1427-1449.
10. Ariza-Villaverde A.B., Jiménez-Hornero F.J. & Gutiérrez de Ravé E., (2013). Multifractal analysis applied to the study of the accuracy of DEM-based stream derivation. *Geomorphology* 197, 85–95.
11. Ariza-Villaverde A.B., Jiménez-Hornero F.J. & Gutiérrez de Ravé E. (2015). Influence of DEM resolution on drainage network extraction: a multifractal analysis. *Geomorphology* 241: 243–254.
12. Aronica G., Bates P. D. & Horritt M. S. (2002). Assessing the uncertainty in distributed model predictions using observed binary pattern information within GLUE, *Hydrological Processes*, 16, 2001–2016, doi:10.1002/hyp.398.
13. Aronica, G.T., Lanza, L.G., 2005. Drainage efficiency in urban areas: A case study. *Hydrological Processes*, 19 (5), 1105-1119.
14. Arrighi C., Alcèrrecas-Huerta J.C., Oumeraci H. & Castelli F., (2015). Drag and lift contribution to the incipient motion of partly submerged flooded vehicles. *Journal of Fluids and Structures*, 57, 170-184.
15. Arrighi C., Oumeraci H. & Castelli F. (2017). Hydrodynamics of pedestrians' instability in floodwaters, *Hydrol. Earth Syst. Sci.*, 21, 515–531.
16. Arrighi C., Pregnolato M., Dawson R.J. & Castelli F. (2019). Preparedness against mobility disruption by floods. *Sci. Total Environ.* 654, 1010-1022.
17. Bates P. D. & De Roo A. P. J. (2000). A simple raster-based model for flood inundation simulation, *Journal of Hydrology*, 236, 54–77, doi:10.1016/S0022-1694(00)00278-X.
18. Bates P. D., Horritt M. S. & Fewtrell T.J. (2010). A simple inertial formulation of the shallow water equations for efficient two-dimensional flood inundation modelling. *Journal of Hydrology*, 387 (1): 33-45.
19. Bermúdez A. & Vázquez M. E. (1994). Upwind methods for hyperbolic conservation laws with source terms. *Computers & Fluids*, 23(8), 1049-1071.
20. Bermúdez A., Dervieux A., Desideri J. A., & Vázquez M. E. (1998). Upwind schemes for the two-dimensional shallow water equations with variable depth using unstructured meshes. *Computer methods in applied mechanics and engineering*, 155(1-2), 49-72.

21. Bermúdez M. & Zischg A.P. (2018). Sensitivity of flood loss estimates to building representation and flow depth attribution methods in micro-scale flood modelling. *Natural Hazards* 92, 1633–1648.
22. Bodoque J.M., Amérigo M., Díez-Herrero A., García J.A., Cortés B., Ballesteros-Cánovas J.A. & Olcina J. (2016). Improvement of resilience of urban areas by integrating social perception in flash-flood risk management. *Journal of Hydrology* 541, 665–676.
23. Bomers A., Schielen R.M.J. & Hulscher S.J. (2019). The influence of grid shape and grid size on hydraulic river modelling performance. *Environmental Fluid Mechanics*, 1-22.
24. Borah D. & Bera M. (2003). Watershed-scale hydrologic and nonpoint-source pollution models: Review of mathematical Bases. *Transactions of ASAE* 46 (6): 1553– 1566.
25. Borah D.K. (2011). Hydrologic procedures of storm event watershed models: a comprehensive review and comparison. *Hydrological Processes*. DOI: [10.1002/hyp.8075](https://doi.org/10.1002/hyp.8075).
26. Bout B. & Jetten V. G. (2018). The validity of flow approximations when simulating catchment-integrated flash floods. *Journal of Hydrology*, 556, 674–688.
27. Brufau P., García-Navarro P. & Vázquez-Cendón M.E. (2004). Zero mass error using unsteady wetting-drying conditions in shallow flows over irregular topography. *International Journal for Numerical Methods in Fluids* 16: 489– 505. DOI: [10.1002/flid.729](https://doi.org/10.1002/flid.729).
28. CADAM (Concerted Action on Dam Break Modelling), (2000). CD ROM, S. Soares Frazao, M. Morris and Y. Zech eds.
29. Caviedes-Voullième D., Fernández-Pato J. & Hinz C. (2018). Cellular Automata and Finite Volume solvers converge for 2D shallow flow modelling for hydrological modelling. *J. Hydrol* 563, 411-417.
30. Caviedes-Voullième D., García-Navarro P. & Murillo J. (2012). Influence of mesh structure on 2d full shallow water equations and SCS curve number simulation of rainfall/runoff events. *Journal of Hydrology* 448, 39-59.
31. Cea L. & Bladé E. (2015). A simple and efficient unstructured finite volume scheme for solving the shallow water equations in overland flow applications. *Water Resources Research* 51, 5464–5486.
32. Cea L., Garrido M. & Puertas J. (2010). Experimental validation of two-dimensional depth-averaged models for forecasting rainfall-runoff from precipitation data in urban areas. *Journal of Hydrology*, 382, 88–102.
33. Chaubey I., Cotter A.S., Costello T.A. & Soerens T.S. (2005). Effect of DEM data resolution on SWAT output uncertainty. *Hydrological Processes* 19, 621–628.
34. Chertock A., Cui S., Kurganov A. & Wu T. (2015). Well-balanced positivity preserving central-upwind scheme for the shallow water system with friction terms. *International Journal for Numerical Methods in Fluids*, 78: 355-383.
35. Chow V. T. & Ben-Zvi A. (1973). Hydrodynamic modeling of twodimensional watershed flow. *J. Hydraul. Div. ASCE* 99 (11), 2023–2040
36. Cimorelli L., Cozzolino L., D'Aniello A. & Pianese D. (2018). Exact solution of the Linear Parabolic Approximation for flow-depth based diffusive flow routing. *Journal of Hydrology* 563, 620-632.
37. Cook A. & Merwade V. (2009). Effect of topographic data, geometric configuration and modelling approach on flood inundation mapping. *Journal of Hydrology* 377: 131– 142.
38. Costabile P. & Macchione F. (2015). Enhancing river model set-up for 2-D dynamic flood modelling. *Environmental Modelling & Software* 67 (2015) 89-107.
39. Costabile P., Costanzo C. & Macchione F. (2009). Two-dimensional numerical model for overland flow simulations. In *Proceedings of the River Basin Management 2009 Fifth International Conference on River Basin Management*, 7–9 September, Malta. Wessex Institute of Technology, UK.
40. Costabile P., Costanzo C. & Macchione F. (2010)a. Numerical aspects in simulating overland flow events. In *Proceedings of the First European IAHR Congress*, May 2010, Edinburgh (CD) International Association for Hydro-Environment Engineering and Research (IAHR).

41. Costabile P., Costanzo C. & Macchione F. (2010)b. Metodi numerici 2D per la simulazione idraulica dello scorrimento superficiale. *Tecniche per la Difesa dall'Inquinamento, Volume 31*, pp. 145-165
42. Costabile P., Costanzo C. & Macchione F. (2013). A storm event watershed model for surface runoff based on 2D fully dynamic wave equations. *Hydrological Processes*, 27(4), 554–569.
43. Costabile P., Costanzo C. & Macchione F. (2017). Performances and limitations of the diffusive approximation of the 2-D shallow water equations for flood simulation in urban and rural areas. *Applied Numerical Mathematics*, 116, 141–156.
44. Costabile P., Costanzo C., De Bartolo S., Gangi F., Macchione F. & Tomasicchio G. R. (2019). Hydraulic Characterization of River Networks Based on Flow Patterns Simulated by 2-D Shallow Water Modeling: Scaling Properties, Multifractal Interpretation, and Perspectives for Channel Heads Detection. *Water Resources Research*. 10.1029/2018WR024083
45. Costabile P., Costanzo C., De Lorenzo G. & Macchione F. (2019)b. Is local flood hazard assessment in urban areas significantly influenced by the physical complexity of the hydrodynamic inundation model?. *Journal of Hydrology*, 124231.
46. Costabile P., Costanzo, C. & Macchione F. (2012). Comparative analysis of overland flow models using finite volume schemes. *Journal of Hydroinformatics*, 14(1), 122–135.
47. Costabile P., Macchione F., Natale L. & Petaccia G. (2015)a. Comparison of scenarios with and without bridges and analysis of backwater effect in 1-d and 2-d river flood modeling. *CMES: Computer Modeling in Engineering & Sciences* 109, 81-103.
48. Costabile P., Macchione F., Natale L. & Petaccia G. (2015)b. Flood mapping using lidar dem limitations of the 1-d modeling highlighted by the 2-d approach. *Natural Hazards* 77, 181-204.
49. Costanzo C. & Macchione F. (2006). Two-dimensional numerical simulation of flood propagation in presence of buildings". *River Flow 2006, Vol. 1*, pp. 291-301.
50. Costanzo C. & Macchione, F. (2005). Comparison of two-dimensional finite volume schemes for dam break problem on an irregular geometry. In *Proceedings of the XXXI IAHR Congress, Seoul, Korea, Theme D*, pp. 3372–3381 (CD-ROM).
51. Costanzo C., Macchione F. & Viggiani G. (2002). The influence of source terms treatment in computing two dimensional flood propagation. In *Proceedings of the International Conference on Fluvial Hydraulics River Flow 2002* (D. Bousmar & Y. Zech eds), Louvain-la-Neuve, Belgium, 4–6 September, Balkema, The Netherlands, Vol. 1, pp. 277–282.
52. de Almeida G.A.M., Bates P., Freer J.E. & Souvignet M. (2012). Improving the stability of a simple formulation of the shallow water equations for 2-D flood modeling. *Water Resources Research*, 48 (5), art. no. W05528.
53. De Bartolo S., Dell'Accio F., Frandina G., Moretti G., Orlandini S. & Veltri M. (2016). Relation between grid, channel, and Peano networks in high-resolution digital elevation models, *Water Resour. Res.*, 52, 3527–3546,
54. De Bartolo S., Fallico C. & Ferrari E. (2015). Simple scaling analysis of active channel patterns in Fiumara environment, *Geomorphology*, 232, 94–102.
55. De Bartolo S.G., Gabriele S. & Gaudio R. (2000). Multifractal behaviour river networks. *Hydrol. Earth Syst. Sci.* 4, 105–112.
56. De Bartolo S.G., Primavera L., Gaudio R., D'Ippolito A. & Veltri M. (2006)b. Fixed mass multifractal analysis of river networks and braided channels. *Phys. Rev. E* 74 (2), 026101.
57. De Bartolo S.G., Veltri M. & Primavera L. (2006)a. Estimated generalized dimensions of river networks. *Journal of Hydrology* 322 (1–4), 181–191.
58. Decreto Legislativo 23 febbraio 2010, n. 49 Attuazione della direttiva 2007/60/CE relativa alla valutazione e alla gestione dei rischi di alluvioni (GU n. 77 del 2-4-2010)
59. Di Giammarco P., Todini E. & Lamberti P. (1996). A conservative finite elements approach to overland flow: the control volume finite element formulation. *Journal of Hydrology* 175, 276–291.

60. Dixon B. & Earls J. (2009). Resample or not?! Effects of resolution of DEMs in watershed modeling. *Hydrological Processes* 23: 1714–1724. DOI:[10.1002/hyp.7306](https://doi.org/10.1002/hyp.7306)
61. Dodds P.S. & Rothman D.H. (1999). Unified view of scaling laws for river networks, *Phys. Rev. E*, 59, 4865–4877.
62. Dodov B. & Foufoula-Georgiou E. (2004). Generalized hydraulic geometry: Derivation based on a multiscale formalism. *Water Resources Research*, 40, W06302. <https://doi.org/10.1029/2003WR002082>
63. Dombradi E., Timar G., Gabor B., Sierd C. & Frank H. (2007). Fractal dimension estimations of drainage network in the Carpathian-Pannonian system. *Global and Planetary Change*, 58, 197–213.
64. Dottori F. & Todini E., (2013). Testing a simple 2D hydraulic model in an urban flood experiment. *Hydrological Processes*, 27 (9), 1301-1320.
65. Egüen M., Aguilar C., Herrero J., Millares A. & Polo M. J. (2012). On the influence of cell size in physically-based distributed hydrological modelling to assess extreme values in water resource planning. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 12(5), 1573-1582.
66. Ernst J., Dewals B. J., Detrembleur S., Archambeau P., Epicum S. & Piroton M. (2010). Micro-scale flood risk analysis based on detailed 2-D hydraulic modelling and high-resolution geographic data, *Natural Hazards*, 55, 181–209.
67. Feng K. & Molz G. J. (1997). A 2D diffusion-based, wetland flow model. *Journal of Hydrology* 196, 230–250.
68. Fernández-Pato J. & García-Navarro P. (2016). 2d zero-inertia model for solution of overland flow problems in flexible meshes. *Journal of Hydrologic Engineering* 21, 04016038.
69. Fewtrell T. J., Bates P. D., Horritt M. & Hunter N. M. (2008). Evaluating the effect of scale in flood inundation modelling in urban environments, *Hydrological Processes*, 22, 5107–5118, doi:10.1002/hyp.7148.
70. Gangi F. Macchione F., Costabile P. & Costanzo C. (2018). Applicazione delle shallow water equations per la simulazione dello scorrimento superficiale su un bacino reale: influenza della risoluzione del dominio di calcolo. XXXVI Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Ancona, 12-14 settembre 2018
71. Gangodagamage C., Belmont P. & Foufoula-Georgiou E. (2011). Revisiting scaling laws in river basins: New considerations across hillslope and fluvial regimes. *Water Resources Research*, 47, W07508. <https://doi.org/10.1029/2010WR009252>
72. Ge L. & Sotiropoulos F. (2005). 3D unsteady RANS modeling of complex hydraulic engineering flows. I: numerical model. *Journal of Hydraulic Engineering*; 131:800–808.3.
73. Geng Y. & Wang Z.L. (2008). Two-dimensional unstructured finite volume model for bridge pier flow. *Hydro-Sci. Eng.*, 4, 015.
74. Ghosh I. & Hellweger F. L. (2012). Effects of spatial resolution in urban hydrologic simulations. *Journal of Hydrology Eng.*, 10.1061/(ASCE)HE .1943-5584.0000405, 129–137
75. Glaister P. (1988). Approximate Riemann solutions of the shallow water equations. *Journal of Hydraulic Research* 26: 293-306.
76. Godsey S. E. & Kirchner J. W. (2014). Dynamic, discontinuous stream networks: Hydrologically driven variations in active drainage density, flowing channels and stream order. *Hydrological Processes*, 28(23), 5791–5803.
77. Gómez M., Macchione F. & Russo B. (2009). Comportamiento hidráulico de las calles durante lluvias extremas en zonas urbanas (Hydraulic behaviour of urban flooded streets during heavy storm events). *Ingeniería hidráulica en México* 24(3): 51– 62.
78. Gómez M., Macchione F. & Russo B. (2011). Methodologies to study the surface hydraulic behaviour of urban catchments during storm events. *Water Science and Technology* 63(11): 2666– 2673. DOI: [10.2166/wst.2011.174](https://doi.org/10.2166/wst.2011.174).
79. Gottardi G. & Venutelli M. (2008). An accurate time integration method for simplified overland flow models. *Advances in Water Resources* 31: 173– 180. DOI: [10.1016/j.advwatres.2007.08.004](https://doi.org/10.1016/j.advwatres.2007.08.004).

80. Govindaraju R. S., Jones S. E. & Kavas M. L. (1988). On the diffusion wave model for overland flow. 1. Solution for steep Slopes. *Water Resources Research* 24 (5), 734–744.
81. Gupta V. K., Waymire E. & Wang C. T. (1980). A representation of an instantaneous unit hydrograph from geomorphology. *Water resources research*, 16(5), 855-862.
82. Habtezion N., Tahmasebi Nasab M. & Chu X. (2016). How does DEM resolution affect microtopographic characteristics, hydrologic connectivity, and modelling of hydrologic processes? *Hydrological Processes* 30(25): 4870–4892.
83. Hancock G.R. (2005). The use of digital elevation models in the identification and characterization of catchments over different grid scales. *Hydrological Processes* 19, 1727{1749.
84. Hapuarachchi H.A.P., Wang Q.J. & Pagano T.C. (2011). A review of advances in flash flood forecasting. *Hydrological Processes*. DOI: [10.1002/hyp.8040](https://doi.org/10.1002/hyp.8040).
85. Harten A. & Hyman J. M. (1983). Self adjusting grid methods for one-dimensional hyperbolic conservation laws. *Journal of Computational Physics*, 50(2), 235–269.
86. Harten A., Lax P. & van Leer B. (1983). On upstream differencing and Godunov-type schemes for hyperbolic conservation laws. *SIAM Review* 25: 35-61.
87. Hirsch C. (1990). Numerical computation of internal and external flows. Vol 2: Computation methods for inviscid and viscous flows. New York: Wiley.
88. Hoa L.T., Shigeko H., Nhan N.H. & Cong T.T. (2008). Infrastructure effects on floods in the Mekong River Delta in Vietnam. *Hydrological Processes*, 22, 1359–1372.
89. Hooshyar M., Kim S., Wang D. & Medeiros S. C. (2015). Wet channel network extraction by integrating LiDAR intensity and elevation data. *Water Resources Research*, 51, 10,029–10,046
90. Hooshyar M., Singh A. & Wang D. (2017). Hydrologic controls on junction angle of river networks. *Water Resources Research*, 53, 4073–4083. <https://doi.org/10.1002/2016WR020267>
91. Hooshyar M., Wang D., Kim S., Medeiros S. C. & Hagen S. C. (2016). Valley and channel networks extraction based on local topographic curvature and k-means clustering of contours. *Water Resources Research*, 52, 8081–8102. <https://doi.org/10.1002/2015WR018479>
92. Horritt M.S. & Bates P.D. (2001). Effects of spatial resolution on a raster based model of flood flow. *Journal of Hydrology* 253, 239-249.
93. Hou J., Wang R., Liang Q., Li Z., Huang M.S. & Hinkelmann R. (2018)a. Efficient surface water flow simulation on static cartesian grid with local refinement according to key topographic features. *Computers & Fluids* 176, 117-134.
94. Hough S. (1989). On the use of spectral methods for the determination of fractal dimension. *Geophysical Research Letters* 16, 673-676.
95. Howes D.A., Abrahams A.D. & Pitman E.B. (2006). One- and two-dimensional modelling of overland flow in semiarid shrubland, Jornada basin, New Mexico. *Hydrological Processes* 20: 1027– 1046. DOI: [10.1002/hyp.5922](https://doi.org/10.1002/hyp.5922).
96. Hu R., Fang F., Salinas P. & Pain C. (2018). Unstructured mesh adaptivity for urban flooding modelling. *Journal of Hydrology* 560, 354-363.
97. Hu R., Fang F., Salinas P., Pain C., Domingo N.S. & Mark O. (2019). Numerical simulation of floods from multiple sources using an adaptive anisotropic unstructured mesh method. *Advances in Water Resources* 123,173-188.
98. Hughes, J.D., Decker, J.D., and Langevin, C.D., (2011). Use of upscaled elevation and surface roughness data in two-dimensional surface water models. *Advances in Water Resources*, 34 (9), 1151–1164. doi:10.1016/j.advwatres.2011.02.004
99. Ijjasz-Vasquez E.J., Rodriguez-Iturbe I. & Bras R.L. (1992). On the multifractal characterization of river basins, *Geomorphology*, 5, 297–310.

100. Iwagaki Y. (1955). Fundamental studies on the runoff analysis of characteristics. Bull. 10, Disaster Prevention Research Institution: Kyoto University, Japan.
101. Jaber F. H. & Mothar R. H. (2003). Stability and accuracy of two-dimensional kinematic wave overland flow modelling. *Adv. Water Res.* 26, 1189–1198.
102. Jain M.K. & Singh V.P. (2005). DEM-based modelling of surface runoff using diffusion wave equations. *Journal of Hydrology* 302: 107– 126. DOI: [10.1016/j.jhydrol.2004.06.042](https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2004.06.042).
103. Jakob M., Stein D. & Ulmi M. (2012). Vulnerability of buildings to debris flow impact. *Natural Hazards* 60(2), 241–261.
104. Jones R. (2002). Algorithms for using a DEM for mapping catchment areas of stream sediment samples. *Comput. Geosci.* 28 (9), 1051–1060.
105. Julian J.P., Elmore A.J. & Guinn S.M. (2012). Channel head locations in forested watersheds across the mid-Atlantic United States: a physiographic analysis. *Geomorphology* 177–178, 194–203.
106. Kazezyilmaz-Alhan C. & Medina M.A. (2007). Kinematic and diffusion waves: analytical and numerical solutions to overland and channel flow. *Journal of Hydraulic Engineering ASCE* 133(2): 217– 228. DOI: [10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(2007\)133:2\(217\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(2007)133:2(217)) DOI:dx.doi.org.
107. Kenward T., Lettenmaier D.P., Wood E.F. & Fielding E. (2000). Effects of digital elevation model accuracy on hydrologic predictions. *Remote Sens. Environ.* 74 (3), 432–444.
108. Kim B., Sanders B.F., Schubert J.E. & Famiglietti J.S. (2014). Mesh type tradeoffs in 2d hydrodynamic modeling of flooding with a godunov-based flow solver. *Advances in Water Resources* 68, 42-61.
109. Kolditz O., Delfs J.H., Bürger C., Beinhorn M. & Park C.H. (2008). Numerical analysis of coupled hydrosystems based on an object-oriented compartment approach. *J. Hydroinf.* 10 (3), 224–244.
110. Kuo W., Steenhuis T.S., McCulloch C.E., Mohler C.L., Weinstein D.A., DeGloria S.D. & Swaney D.P. (1999). Effect of grid size on runoff and soil moisture for a variable-source-area hydrology model. *Water Resources Research* 35(11): 3419–3428.
111. Laks I., Sojka M., Walczak Z. & Wróżyński R. (2017). Possibilities of using low quality digital elevation models of floodplains in hydraulic numerical models. *Water*, 9(4), 283.
112. Lashermes B., Fofoula-Georgiou E. & Dietrich W. E. (2007). Channel network extraction from high resolution topography using wavelets. *Geophysical Research Letters*, 34, L23S04. <https://doi.org/10.1029/2007GL031140>
113. Lawrence D. S. (2007). Analytical derivation of at-a-station hydraulic-geometry relations. *Journal of Hydrology*, 334(1-2), 17–27.
114. Le P. V. V. & Kumar P. (2014). Power law scaling of topographic depressions and their hydrologic connectivity. *Geophysical Research Letters*, 41, 1553–1559. <https://doi.org/10.1002/2013GL059114>
115. Leandro J., Chen A.S. & Schumann A. (2014). A 2D parallel diffusive wave model for floodplain inundation with variable time step (P-DWave). *Journal of Hydrology* 517, 250-259.
116. Lee K. T., Ho Y. H. & Chyan Y. J. (2006). Bridge blockage and overbank flow simulations using HEC–RAS in the Keelung River during the 2001 Nari typhoon. *Journal of Hydraulic Engineering*, 132(3), 319-323.
117. Li J. & Wong D.W.S. (2010). Effects of DEM sources on hydrologic applications. *Computers, Environment and Urban Systems* 34: 251–261. DOI:[10.1016/j.compenvurbsys.2009.11.002](https://doi.org/10.1016/j.compenvurbsys.2009.11.002)
118. Liang D., Özgen I., Hinkelmann R., Xiao Y. & Chen J. M. (2015). Shallow water simulation of overland flows in idealised catchments. *Environmental Earth Sciences*, 74(11), 7307–7318.
119. Liang Q. & Borthwick A.G. (2009) - Adaptive quadtree simulation of shallow flows with wet-dry fronts over complex topography. *Computers and Fluids*, 38 (2): 221-34.
120. Liggett J. A. & Woolhiser D. A. (1967) Difference solutions of the Shallow-Water equations. *J. Mech. Div. ASCE* 93 (2), 39–71

121. Limaye A. B. (2017). Extraction of multithread channel networks with a reduced-complexity flow model. *Journal of Geophysical Research: Earth Surface*, 122, 1972–1990. <https://doi.org/10.1002/2016JF004175>
122. Liu Q.Q., Chen L., Li J.C. & Singh V.P. (2004). Two-dimensional kinematic wave model of overland-flow. *Journal of Hydrology* 291: 28– 41. DOI: [10.1016/j.jhydrol.2003.12.023](https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2003.12.023).
123. Liu Y.B, Yi Y., Batelaan O. & De Smedt F. (2005). Assessing grid size effects on runoff and flow response using a GIS-based hydrologic model. In: S.N. Li and V. Tao, eds. *Proceeding of the 13th international conference on geoinformatics*, F050, Department of Civil Engineering, Ryerson University, Toronto, Canada, 1–8.
124. López-Barrera D., García-Navarro P., Brufau P. & Burguete J. (2011). Diffusive-wave based hydrologic-hydraulic model with sediment transport. I: model development. *Journal of Hydrologic Engineering*, 17(10), 1093-1104.
125. Macchione F. & Morelli M. A. (2003). Practical Aspects in Comparing Shock-Capturing Schemes for Dam Break Problems. *Journal of Hydraulic Engineering - ASCE*, 2003, Vol. 129, n. 3, pp. 187-195.
126. Macchione F. & Viggiani G. (2004) Simple modelling of dam failure in a natural river. *Water Manag.* 157, 53–60.
127. Macchione F. (1994). Schemi “shock-capturing” avanzati applicati all’integrazione delle equazioni del moto vario di correnti a superficie libera, *Memorie e Studi N.* 248, Dipartimento di Difesa del Suolo, Università della Calabria.
128. Macchione F., Costabile P., Costanzo C. & De Lorenzo G. (2019)b. Extracting quantitative data from non-conventional information for the hydraulic reconstruction of past urban flood events. A case study. *Journal of Hydrology*, 576 (2019) 443–465
129. Macchione F., Costabile P., Costanzo C. & De Santis R (2018). Fully-hydrodynamic modelling supporting flood hazard assessment and communication: A reference framework. *Italian Journal of Engineering Geology and Environment*, Volume 2018, Issue Special Issue, 2018, Pages 101-121
130. Macchione F., Costabile P., Costanzo C. & De Santis R. (2019)a. Moving to 3-D flood hazard maps for enhancing risk communication. *Environ. Model. Softw.* 111, 510–522.
131. MacDonald I., Baines M. J., Nichols N. K. & Samuels P. G. (1997). Analytic benchmark solutions for open-channel flows. *Journal of Hydraulic Engineering*, 123(11), 1041-1045.
132. Mahmood T.H. & Vivoni E. (2011). Breakdown of hydrologic patterns upon model coarsening at hillslope scales and implications for experimental design. *Journal of Hydrology*, 411, 309–321. doi:10.1016/j.jhydrol.2011.10.011
133. Mandelbrot B. B. (1982). *The fractal geometry of nature*. N.Y., USA: Freeman and Co.
134. Manfreda S., Di Leo M. & Sole A. (2011). Detection of flood prone areas using digital elevation models. *Journal of Hydrologic Engineering*, 16 (10), 781–790. doi:10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0000367
135. Mantilla R., Gupta V. K. & Troutman B. M. (2012). Extending generalized Horton laws to test embedding algorithms for topologic river networks. *Geomorphology*, 151-152, 13–26.
136. Martínez-Gomariz E., Gómez M., Russo B. & Djordjević S. (2016). Stability criteria for flooded vehicles: A state-of-the-art review. *Journal of Flood Risk Management* 11, S817–S826.
137. Martins R., Leandro J. & Djordjević S. (2015). A well balanced Roe scheme for the local inertial equations with an unstructured mesh. *Advances in Water Resources*, 83: 351-363.
138. Martins R., Leandro J., Chen A.S. & Djordjević S. (2017). A comparison of three dual drainage models: Shallow water vs local inertial vs diffusive wave. *Journal of Hydroinformatics*, 19 (3), 331-348.
139. Massau J. (1889). Appendice au Mémoire sur l’intégration. *Annales de l’Association des Ingénieurs sortis des Ecoles Spéciales de Gand, Ghent, Belgium* 12: 185-444.
140. Mazzorana B., Simoni S., Scherer C., Gems B., Fuchs S. & Keiler M. (2014). A physical approach on flood risk vulnerability of buildings. *Hydrology and Earth System Sciences*, 18(9), 3817–3836.

141. McMaster K.J. (2002). Effects of digital elevation model resolution on derived stream network positions. *Water Resources Research* 38 (4). <http://dx.doi.org/10.1029/2000WR000150>.
142. Mersel M. K., Smith L. C., Andreadis K. M. & Durand M. T. (2013). Estimation of river depth from remotely sensed hydraulic relationships. *Water Resources Research*, 49, 3165–3179. <https://doi.org/10.1002/wrcr.20176> Montgomery,
143. Mignot E., Paquier A. & Haider S. (2006). Modeling floods in a dense urban area using 2D shallow water equations. *Journal of Hydrology* 327 (1-2), 186-199.
144. Milanesi L., Pilotti M. & Bacchi B. (2016). Using web-based observations to identify thresholds of a person's stability in a flow. *Water Resources Research* 52, 7793–7805.
145. Milanesi L., Pilotti M. & Ranzi R. (2015.) A conceptual model of people's vulnerability to floods. *Water Resources Research* 51, 182–197.
146. Milanesi L., Pilotti M., Belleri A., Marini A. & Fuchs S. (2018). Vulnerability to flash floods: A simplified structural model for masonry buildings. *Water Resources Research* 54, 7177–7197.
147. Moglen GE, Hartman GL. (2001). Resolution effects on hydrologic modeling parameters and peak discharge. *Journal of Hydrologic Engineering* 6(6): 490–497.
148. Molnár DK, Julien PY. (2000). Grid-size effects on surface runoff modeling. *Journal of Hydrologic Engineering* 5(1): 8–16.
149. Montgomery, D. R., & Foufoula-Georgiou, E. (1993). Channel network source representation using digital elevation models. *Water Resources Research*, 29(12), 3925–3934.
150. Montgomery, D. R., & Foufoula-Georgiou, E. (1994). Channel network source representation using digital elevation models. *Water Resources Research*, 29(12), 3925–3934.
151. Montgomery, D., Dietrich, W., (1988). Where do channels begin? *Nature* 336 (6196), 232–234.
152. Moramarco, T. & Singh, V. P. (2002) Accuracy of kinematic wave and diffusion wave for spatial-varying rainfall excess over a plane. *Hydrological Processes* 16, 3419–3435.
153. Moussa R, Bacquillon C. (1996). Criteria for the choice of flood routing methods in natural channels. *Journal of Hydrology* 186: 1– 30. DOI: [10.1016/S0022-1694\(96\)03045-4](https://doi.org/10.1016/S0022-1694(96)03045-4) DOI:dx.doi.org.
154. Munoth, P., & Goyal, R. (2019). Effects of DEM Source, Spatial Resolution and Drainage Area Threshold Values on Hydrological Modeling. *Water Resources Management*, 1-17.
155. Murillo J. & Garcia-Navarro P. (2010) - Weak solutions for partial differential equations with source terms: application to the shallow water equations, *Journal of Computational Physics*, 229 (11): 4327-4368.
156. Murillo J., Garcia-Navarro P., Burguete J. & Brufau P. (2007) - The influence of source terms on stability, accuracy and conservation in two dimensional shallow flow simulation using triangular finite volumes. *International Journal for Numerical Methods in Fluids*, 54: 543-590.
157. Nardi F., Vivoni E. R. & Grimaldi S. (2006). Investigating a floodplain scaling relation using a hydrogeomorphic delineation method. *Water Resources Research*, 42, W09409
158. Nasab M. T., Grimm K., Wang N. & Chu X. (2017). Scale Analysis for Depression-Dominated Areas: How Does Threshold Resolution Represent a Surface?. In *World Environmental and Water Resources Congress 2017* (pp. 164-174).
159. Néelz S. & Pender G. (2007). Sub-grid scale parameterisation of 2D hydrodynamic models of inundation in the urban area. *Acta Geophysica*, 55 (1), 65–72. doi:10.2478/s11600-006-0039-2
160. Nujic M. (1995). Efficient implementation of non-oscillatory schemes for the computation of free-surface flows. *Journal of Hydraulic Research* 33(1): 101-111.
161. O'Callaghan J. & Mark D.M. (1984). The extraction of drainage networks from digital elevation data. *Comput. Vis. Graph. Image Process.* 28 (3), 323–344.

162. O'Loughlin F. E., Paiva R. C. D., Durand M., Alsdorf D. E. & Bates P. D. (2016). A multi-sensor approach towards a global vegetation corrected SRTM DEM product. *Remote Sensing of Environment*, 182, 49–59. <https://doi.org/10.1016/j.rse.2016.04.018>
163. Orlandini S. & Moretti G. (2009). Determination of surface flow paths from gridded elevation data. *Water Resources Research*, 45, W03417. <https://doi.org/10.1029/2008WR007099>
164. Orlandini S., Moretti G. & Gavioli A. (2014). Analytical basis for determining slope lines in grid digital elevation models. *Water Resources Research*, 50, 526–539. <https://doi.org/10.1002/2013WR014606>
165. Orlandini S., Moretti G., Franchini M., Aldighieri B. & Testa B. (2003). Path-based methods for the determination of nondispersive drainage directions in grid-based digital elevation models. *Water Resources Research*, 39(6), 1144. <https://doi.org/10.1029/2002WR001639>
166. Osher S., & Solomon F. (1982). Upwind difference schemes for hyperbolic systems of conservation laws. *Mathematics of computation*, 38(158), 339-374.
167. Özgen I., Teuber K., Simons F., Liang D. & Hinkelmann R. (2015). Upscaling the shallow water model with a novel roughness formulation. *Environmental Earth Sciences*, 74(11), 7371-7386.
168. Passalacqua P., Belmont P., Staley D. M., Simley J. D., Arrowsmith J. R., Bode C. A., Crosby C., DeLong S. B., Glenn N. F., Kelly S. A., Lague D., Sangireddy H., Schaffrath K., Tarboton D. G., Wasklewicz T. & Wheaton J. M. (2015). Analyzing high-resolution topography for advancing the understanding of mass and energy transfer through landscapes: A review. *Earth-Science Reviews*, 148, 174-193.
169. Passalacqua P., Trung T. D., Foufoula-Georgiou E., Sapiro D. & Dietrich W. E. (2010). A geometric framework for channel network extraction from LiDAR: Nonlinear diffusion and geodesic paths. *Journal of Geophysical Research*, 115, F01002. <https://doi.org/10.1029/2009JF001254>
170. Pelletier J. D. (2013). A robust, two-parameter method for the extraction of drainage networks from high-resolution digital elevation models (DEMs): Evaluation using synthetic and real-world DEMs. *Water Resources Research*, 49, 75–89. <https://doi.org/10.1029/2012WR012452>
171. Perron J.T., Richardson P.W., Ferrier K.L. & Lapôtre M. (2012). The root of branching river networks, *Nature*, 492, doi:10.1038/nature11672, 100–103.
172. Petaccia G. & Natale E. (2013). ORSADEM: A one-dimensional shallow water code for flood inundation modelling. *Irrig. Drain.*, 62, 29–40.
173. Pina R.D., Ochoa-Rodriguez S., Simões N.E., Mijic A., Marques A.S. & Maksimović C. (2016). Semi- vs. Fully-distributed urban stormwater models: Model set up and comparison with two real case studies. *Water* 8 (2), art. no. 58.
174. Pirotti F. & Tarolli P. (2010). Suitability of LiDAR point density and derived landform curvature maps for channel network extraction. *Hydrological Processes*, 24(9), 1187–1197.
175. Ponce V. M., Li R. N. & Simons D. B. (1978). Applicability of the kinematic and diffusion models. *J. Hydr. Div. ASCE* 104 (3), 353–360.
176. Ratia H., Murillo J. & García-Navarro P. (2011). A 2D Shallow Water Simulation Model of Flow Near Bridges. *IAHR WorldCongress 2011, Brisbane, 2011*; 4251–4258.
177. Rigon R., Rinaldo A., Rodriguez-Iturbe I., Bras R.L. & Ijjasz-Vasquez E.J. (1993). Optimal channel networks: a framework for the study of river basin morphology *Water Resour. Res.*, 29, 1635–1646.
178. Rinaldo A., Rodriguez-Iturbe I. & R. Rigon (1998). Channel Networks, *Ann. Rev. Earth Plan. Sci.*, 26, 289–327.
179. Rinaldo A., Rodriguez-Iturbe I., Rigon R., Bras R.L., Ijjasz-Vasquez E.J. & Marani A. (1992). Minimum energy and fractal structures of drainage networks, *Water Resour. Res.*, 28, 2183–2195.
180. Rinaldo A., Rodriguez-Iturbe I., Rigon R., Ijjaszvasquez E. & Bras R.L. (1993). Self-organized fractal river networks. *Phys. Rev. Lett.* 70 (6), 822–825.

181. Roca M. & Davison M. (2010). Two-dimensional model analysis of flash-flood processes: application to the Boscastle event. *Journal of Flood Risk Management* 3: 63–71. DOI: [10.1111/j.1753-318X.2009.01055.x](https://doi.org/10.1111/j.1753-318X.2009.01055.x).
182. Rodriguez-Iturbe I. & Rinaldo A. (1997). *Fractal river basins, chance and self-organization*. New York: Cambridge University Press.
183. Rodriguez-Iturbe I. & Valdes J. B. (1979). The geomorphologic structure of hydrologic response. *Water Resources Research*, 15(6), 1409-1420.
184. Roe P. L. (1981). Approximate Riemann solvers, parameter vectors, and difference schemes. *Journal of Computational Physics*, 43(2), 357–372.
185. Saa A., Gasco G., Grau J.B., Anton J.M. & Tarquis A.M. (2007). Comparison of gliding box and box counting methods in river network analysis. *Nonlinear Process. Geophys.* 14, 603–613.
186. Sampson C. C., Smith A. M., Bates P. D., Neal J. C., Alfieri L. & Freer J. E. (2015). A high-resolution global flood hazard model. *Water resources research*, 51(9), 7358-7381.
187. Sangireddy H., Stark C. P., Kladzyk A. & Passalacqua P. (2016). GeoNet: An open source software for the automatic and objective extraction of channel heads, channel network, and channel morphology from high-resolution topography data. *Environmental Modelling & Software*, 83, 58–73.
188. Savant G., Trahan C.J., Pettey L., McAlpin T.O., Bell G.L. & McKnight C.J. (2019). Urban and overland flow modeling with dynamic adaptive mesh and implicit diffusive wave equation solver. *Journal of Hydrology* 573, 13-30.
189. Savvidou E., Tzoraki O. & Skarlatos D. (2014). Delineating hydrological response units in a mountainous catchment and its evaluation on water mass balance and model performance. In: *Proceedings of SPIE 9229, Second International Conference on Remote Sensing and Geoinformation of the Environment (RSCy2014)*, p. 922918. doi:10.1117/12.2068592
190. Schubert J. E., Sanders B. F., Smith M. J. & Wright N. G. (2008). Unstructured mesh generation and land cover-based resistance for hydro-dynamic modeling of urban flooding. *Advances in Water Resources*, 31, 1603–1621.
191. Shelef E. & Hilley G. E. (2013). Impact of flow routing on catchment area calculations, slope estimates, and numerical simulation of landscape development. *Journal of Geophysical Research: Earth Surface*, 118, 2105–2123. <https://doi.org/10.1002/jgrf.20127>
192. Shin S. & Paik K. (2017). An improved method for single flow direction calculation in grid digital elevation models. *Hydrological Processes*, 31(8), 1650–1661.
193. Singh V. & Bhallamudi M.S. (1998). Conjunctive surface-subsurface modelling of overland flow. *Advances in Water Resources* 21: 567–579. DOI: [10.1016/S0309-1708\(97\)00020-1](https://doi.org/10.1016/S0309-1708(97)00020-1) DOI:dx.doi.org.
194. Siregar R.I. (2018). Hydraulic modeling of flow impact on bridge structures: A case study on Citarum bridge. *IOP Conf. Ser. Mater. Sci. Eng.* 2018, 309, 012015.
195. Sørensen R. & Seibert J. (2007). Effects of DEM resolution on the calculation of topographical indices: TWI and its components. *Journal of Hydrology* 347: 79–89. DOI: [10.1016/j.jhydrol.2007.09.001](https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2007.09.001)
196. Sousa T.M.I. & Paz A. R. (2017). How to evaluate the quality of coarse-resolution DEM-derived drainage networks. *Hydrological Processes*, 31 (19)- 3379-3395.
197. Stenta H. R., Riccardi G. A. & Basile P. A. (2017). Grid size effects analysis and hydrological similarity of surface runoff in flatland basins, *Hydrological Sciences Journal*, 62:11, 1736-1754, DOI: [10.1080/02626667.2017.1349315](https://doi.org/10.1080/02626667.2017.1349315)
198. Stewardson M. (2005). Hydraulic geometry of stream reaches. *Journal of Hydrology*, 306(1-4), 97–111.
199. Strahler A. N. (1975). *Physical geography* (4th ed.). New York: Wiley.
200. Tan M. L., Ramli H. P. & Tam T. H. (2018). Effect of DEM resolution, source, resampling technique and area threshold on SWAT outputs. *Water resources management*, 32(14), 4591-4606.

201. Tarboton D. G. (1997). A new method for the determination of flow directions and upslope areas in grid digital elevation models. *Water Resources Research*, 33, 309–319.
202. Tarboton D. G., Bras R. L. & Rodriguez-Iturbe I. (1991). On the extraction of channel networks from digital elevation data. *Hydrological Processes*, 5, 81–100.
203. Tarolli P. & Dalla Fontana G. (2009). Hillslope-to-valley transition morphology: New opportunities from high resolution DTMs. *Geomorphology*, 113(1-2), 47–56.
204. Tayfur G., Kavvas M. L., Govindaraju R. S. & Storm D. E. (1993). Applicability of St. Venant equations for two-dimensional overland flows over rough infiltrating surfaces. *Journal of Hydraulic Engineering ASCE* 119 (1), 51–63.
205. Tél T., Fülöp Á. & Vicsek T. (1989). Determination of fractal dimensions for geometrical multifractals. *Physica A* 159 (2), 155–166.
206. Thomas I.A., Jordan P., Shine O., Fenton O., Mellander P.E., Dunlop P. & Murphy P.N.C. (2017). Defining optimal DEM resolutions and point densities for modelling hydrologically sensitive areas in agricultural catchments dominated by microtopography, *International Journal of Applied Earth Observation and Geoinformation*, 54 – 38-52.
207. Thompson J.A., Bell J.C. & Butler C.A. (2001). Digital elevation model resolution: effects on terrain attribute calculation and quantitative soil-landscape modeling. *Geoderma* 100: 67–89. DOI:[10.1016/S0016-7061\(00\)00081-1](https://doi.org/10.1016/S0016-7061(00)00081-1)
208. Tomasz D., Joanna, W. & Mariusz S. (2015). Assessment of the impact of new investments on flood hazard-study case: the bridge on the Warta River near Wronki. *Water*, 7, 5752–5767.
209. Toro E.F. (1997). *Riemann Solvers and Numerical Methods for Fluid Dynamics. A practical introduction*, Springer-Verlag, Berlin, Germany.
210. Toro, E. F. & García-Navarro, P. 2007 Godunov-type methods for free-surface shallow flows: A review. *J. Hydraul. Res.* 45 (6), 736–751.
211. Toro, E.F. (2001). *Shock-Capturing Methods for Free-Surface Shallow Flows*. Wiley, 309 pp.
212. Troutman B. M. & Karlinger M. R. (1998). Spatial channel network models in hydrology. In *Stochastic Methods in Hydrology* (pp. 85-127).
213. Tsai W.C. (2003). Applicability of Kinematic, Noninertia, and Quasi-Steady Dynamic Wave Models to Unsteady Flow Routing. *Journal of Hydraulic Engineering ASCE* 129(8): 613– 627. DOI: [10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(2003\)129:8\(613\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(2003)129:8(613)).
214. Tseng M.H. (2010). Kinematic wave computation using an efficient implicit method. *J. Hydroinf.* 12 (3), 329–338
215. Tsubaki R. & Kawahara Y. (2013). The uncertainty of local flow parameters during inundation flow over complex topographies with elevation errors. *Journal of Hydrology* 486, 71{87.
216. Tucciarelli T. & Termini D. (2000). Finite-Element Modeling of Floodplain Flow. *Journal of Hydraulic Engineering* 126(6): 416-424.
217. Turcotte R., Fortin J.P., Rousseau A.N., Massicotte S. & Villeneuve J.P. (2001). Determination of the drainage structure of a watershed using a digital elevation model and a digital river and lake network. *Journal of Hydrology* 240 (3–4), 225–242.
218. U.S. Army Corps of Engineers. (2013). Hydrologic Engineering Centers River Analysis System (HEC-RAS). (Available from: <http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-ras/>) [Accessed on October 2013].2.
219. Vacondio R., Aureli F., Ferrari A., Mignosa P. & Dal Palù A. (2016). Simulation of the January 2014 flood on the Secchia River using a fast and high-resolution 2D parallel shallow-water numerical scheme. *Natural Hazards*, 80: 103.

220. Valiani A. & Begnudelli L. (2006). Divergence form for bed slope source term in shallow water equations. *Journal of Hydraulic Engineering*, 132 (7).
221. Vargas R., Vo Ngoc D. & Gourbesville P. (2015). Deterministic hydrological modeling and grid size sensitivity analysis for flood risk assessment of Mexico City. In: *Eproceedings of the 36th IAHR World Congress, International Association for Hydro-Environment Engineering and Research–IAHR, Madrid. The Hague, the Netherlands*. 9 p.
222. Vaze J., Teng J. & Spencer G. (2010). Impact of DEM accuracy and resolution on topographic indices. *Environ. Model Softw.* 25 (10), 1086–1098.
223. Vázquez R. F., Feyen L., Feyen J. & Refsgaard J. C. (2002). Effect of grid size on effective parameters and model performance of the MIKE-SHE code. *Hydrological processes*, 16(2), 355–372.
224. Veneziano D. & Iacobellis V. (1999). Self-similarity and multifractality of topographic surfaces at basin and subbasin scales. *Journal of Geophysical Research*, 104, 12,797–12,812. <https://doi.org/10.1029/1999JB900083>
225. Veneziano D. & Niemann J. D. (2000). Mathematical conditions and physical origin. *Water Resources Research*, 36, 1923–1936. <https://doi.org/10.1029/2000WR900053>
226. Vieux B. (1993). DEM aggregation and smoothing effects on surface runoff modeling. *Journal of Computing in Civil Engineering*, 7 (3), 310–338. doi:10.1061/(ASCE)0887-3801 (1993)7:3(310)
227. Wang W., Zhou K., Jing H., Zuo J., Li P. & Li Z. (2019). Effects of Bridge Piers on Flood Hazards: A Case Study on the Jialing River in China. *Water*, 11(6), 1181.
228. Wang X, Yin Z-Y. (1998). A comparison of drainage networks derived from digital elevation models at two scales. *Journal of Hydrology* 210: 221–241. DOI:[10.1016/S0022-1694\(98\)00189-9](https://doi.org/10.1016/S0022-1694(98)00189-9)
229. Warnock A., Kim J., Ivanov V. & Katopodes N. D. (2014). Self-Adaptive Kinematic-Dynamic Model for Overland Flow, *Journal of Hydraulic Engineering*, 140(2), 169–181.
230. Werner M., Hunter N. & Bates P. (2005), Identifiability of distributed floodplain roughness values in flood extent estimation, *J. Hydrol.*, 314, 139–157, doi:10.1016/j.jhydrol.2005.03.012.
231. Wildemeersch S., Goderniaux P., Urban P., Brouyère S. & Dassargues A. (2014). Assessing the effects of spatial discretization on large-scale flow model performance and prediction uncertainty. *Journal of Hydrology*, 510, 10–25. doi:10.1016/j.jhydrol.2013.12.020
232. Woolhiser D. A. & Liggett J. A. (1967). Unsteady, one-dimensional flow over a plane – The rising hydrograph. *Water Resources Research* 3 (3), 753–771.
233. Wu S., Li J. & Huang G.H. (2008). A study on DEM-derived primary topographic attributes for hydrologic applications: sensitivity to elevation data resolution. *Applied Geography* 28: 210–223. DOI:10.1016/j.apgeog.2008.02.006
234. Xia J., Falconer R.A., Wang Y. & Xiao X. (2014). New criterion for the stability of a human body in floodwaters. *J. Hydraul. Res.* 52 (1), 93–104.
235. Xia X., Liang Q., Ming X. & Hou J. (2017). An efficient and stable hydrodynamic model with novel source term discretization schemes for overland flow simulations. *Water Resources Research* 53 (5), 3730–3759.
236. Yang J. & Chu X. (2013)a. Effects of DEM resolution on surface depression properties and hydrologic connectivity. *Journal of Hydrologic Engineering* 18(9): 1157–1169. DOI:[10.1061/\(ASCE\)HE.1943-](https://doi.org/10.1061/(ASCE)HE.1943-)
237. Yeh G.T., Shih D.-S. & Cheng J.R.C. (2011). An integrated media integrated processes watershed model. *Computers & Fluids*, 45, 2–13
238. Yin J., Yu D., Yin Z., Liu M. & He Q., (2016). Evaluating the impact and risk of pluvial flash flood on intra-urban road network: a case study in the city center of Shanghai, China. *Journal of Hydrology* 537, 138–145.
239. Ying L.X., Shen Z.H., Piao S.L., Liu Y. & Malanson G.P. (2014). Terrestrial surface-area increment: the effects of topography, dem resolution, and algorithm. *Physical Geography* 35, 297–312.

240. Yu D. & Lane S.N. (2011). Interactions between subgrid-scale resolution, feature representation and grid-scale resolution in flood inundation modelling. *Hydrological Processes* 25 (1), 36-53.
241. Yu F. & Harbor J.M. (2019). The effects of topographic depressions on multiscale overland flow connectivity: A high-resolution spatiotemporal pattern analysis approach based on connectivity statistics. *Hydrological Processes* 33, 1403-1419.
242. Yu Z., Lu Q., Zhu J., Yang C., Jun Q., Yang T., Chen X. & Sudicky E. (2012). Spatial and temporal scale effect in simulating hydrologic processes in a watershed. *Journal of Hydrologic Engineering*, 19(1), 99-107. Zhang W. & Cundy T. W. (1989). Modeling of two-dimensional overland flow. *Water Resources Research* 25 (9), 2019–2035.
243. Zhang W. & Montgomery D.R. (1994). Digital elevation model grid size, landscape representation, and hydrologic simulations. *Water Resources Research* 30 (4), 1019–1028.
244. Zhao G. J., Hörmann G., Fohrer N. & Gao J. F. (2009). Impacts of spatial data resolution on simulated discharge, a case study of Xitiaoxi catchment in south China. *Advancement Geoscience*, 21, 131–137. doi:10.5194/adgeo-21-131-2009