



Regione
Lombardia



PARCO REGIONALE DELLA VALLE DEL LAMBRO

COMUNI DI CARATE BRIANZA E VERANO BRIANZA

COMMITTENTE

PARCO REGIONALE DELLA VALLE DEL LAMBRO

Via Vittorio Veneto, 19

20844 Triuggio (MB)

Resp. unico del Procedim.



PROGETTO

REGIMAZIONE IDRAULICA NEL PARCO DELLE FONTANELLE A CARATE BRIANZA E VERANO BRIANZA

Responsabile unico del Procedimento

ARCH. LEOPOLDO MOTTA

via Vittorio Veneto, 19 - 20844 Triuggio (MB)

T 0362 - 97.09.61

PROGETTISTA

ING. DARIO CORRO'

via M. Polo, 7 - 30030 Salzano (VE)

CF/P.IVA 04436670279

T +39 349 - 43.07.209

E dario.corro80@gmail.com

I.D.C. ENGINEERING & CONSULTING



INGEGNERIA CIVILE
SICUREZZA
CERTIFICAZIONE AZIENDALE

EMISSIONE

PROGETTO ESECUTIVO (comprensivo del definitivo)

TITOLO

RELAZIONE IDROLOGICO IDRAULICA

REV.	DATA	FILE	OGGETTO	DIS.	APPR.
01					
02					
03					
04					
05					
06					
07					
08					

ELABORATO N.

01.02.00

DATA: 06/08/2020	SCALA: -	FILE: All010200.docx	J.N. 20-03
PROGETTO D.C.	DISEGNO B.M.	VERIFICA G.B.	APPROVAZIONE D.C.



INDICE

1	PREMESSA	- 4 -
2	RIFERIMENTI TECNICI	- 6 -
3	PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA DEGLI INTERVENTI DI REGIMAZIONE	- 7 -
3.1	Principali Aspetti Idrologici	- 7 -
3.2	Risultati ottenuti: Stato di Fatto	- 9 -
3.1	Risultati ottenuti: Stato di Progetto.....	- 10 -
4	ANALISI PLUVIOMETRICA	- 12 -
5	CALCOLO DELLA SISTEMAZIONE A GRADINATA.....	- 15 -
5.1	PENDENZA DI COMPENSAZIONE	- 16 -
5.2	DETERMINAZIONE DELLA PENDENZA DI COMPENSAZIONE	- 16 -
6	ANALISI DELLO STATO DI PROGETTO	- 20 -
7	DEFINIZIONE DEGLI EVENTI CRITICI.....	- 21 -
8	MODELLAZIONE IDRAULICA DEGLI INTERVENTI.....	- 23 -
8.1	Equazioni alla base della modellazione	- 25 -
8.2	Applicazione delle condizioni al contorno e parametri caratteristici	- 29 -
9	RISULTATI DELLA MODELLAZIONE	- 32 -
9.1	SCENARIO 1 – EVENTO DI PROGETTO.....	- 32 -
9.2	SCENARIO 2 – EVENTO DI VERIFICA.....	- 37 -
10	SINTESI DELLE ANALISI IDRAULICHE	- 42 -



1 PREMESSA

La presente relazione riferisce in merito ai principali aspetti idraulici connessi al progetto definitivo-esecutivo di *“Regimazione idraulica nel Parco delle Fontanelle a Carate Brianza e Verano Brianza”*.

Gli interventi previsti si inseriscono nell’ambito delle attività volte alla risoluzione delle problematiche di dissesto idrogeologico che hanno luogo nell’area nordorientale del parco delle Fontanelle al confine tra i Comuni di Verano e Carate Brianza e che in occasione di eventi meteorici di media e alta intensità danno luogo ad allagamenti della subsidente via Giuseppe Garibaldi in Comune di Verano Brianza, con formazione di colate di fango e detriti.

Le tipologie di interventi previsti per la sistemazione delle problematiche idrogeologiche del parco sono:

- formazione di aree di accumulo delle acque di pioggia a monte della roggia che corre lungo il sentiero del Parco delle Fontanelle;
- creazione di sistemi di raccolta delle acque di ruscellamento per il loro recapito nelle aree di accumulo;
- sistemazioni di fondo e sponde della roggia mediante riprofilatura e formazione di soglie.

Nella presente relazione idraulica saranno quindi approfonditi i seguenti temi:

- inquadramento idrologico dell’ambito e descrizione delle ipotesi progettuali alla base degli interventi previsti;
- dimensionamento del sistema di accumulo e laminazione delle portate ruscellanti in roggia;
- calcolo della pendenza di compensazione per la regolarizzazione della livelletta in roggia e dimensionamento delle soglie in alveo;
- modellazione idraulica del sistema a fronte degli scenari di progetto.

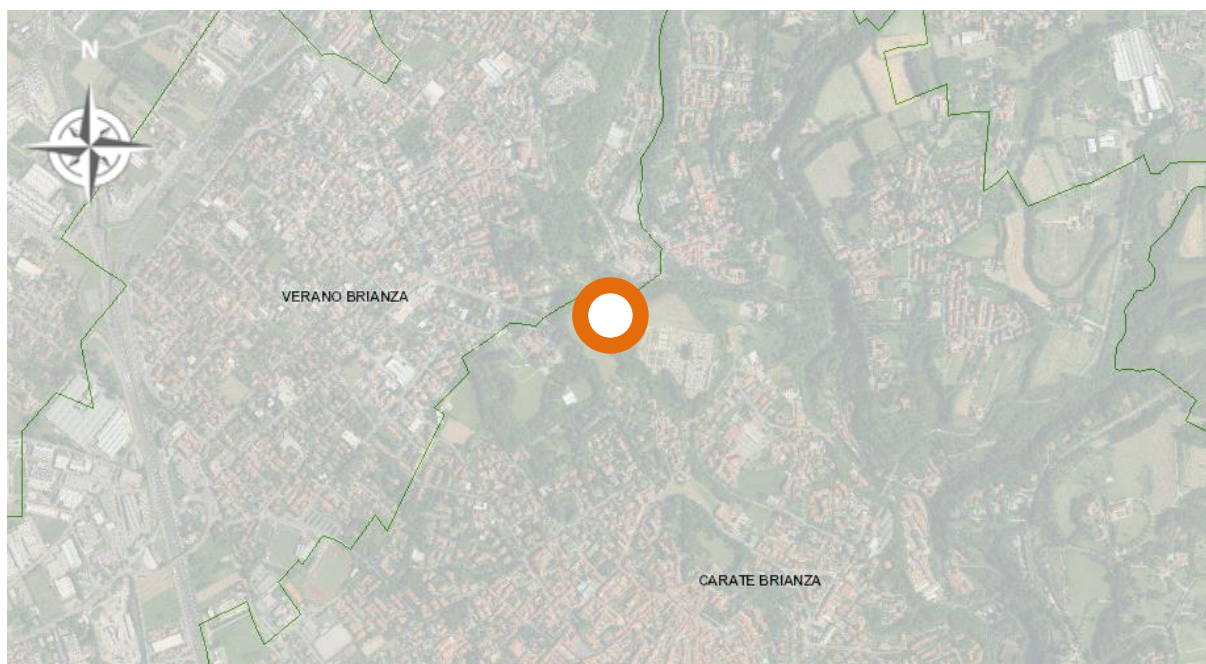


Figura 1.1 – Parco delle Fontanelle e tratto oggetto di regimazione. Inquadramento su immagine satellitare.



2 RIFERIMENTI TECNICI

Nel presente progetto sono stati consultati i seguenti riferimenti tecnici:

- Da Deppo L., Datei C., Salandin P., *Sistemazione dei corsi d'acqua*, Edizioni Progetto, Padova, 2011;
- Benini G., *Sistemazioni idraulico forestali*, U.T.E.T., Torino, 1990;
- Ferro V., *La sistemazione dei bacini idrografici*, McGraw-Hill, 2002;
- I.S.P.R.A., *Atlante delle opere di sistemazione fluviale*, Agenzia per la protezione dell'Ambiente per i servizi tecnici, Dipartimento Difesa del Suolo, Servizio istruttorie, Piani di Bacino, Raccolta dati e Tecnologie del Sito.



3 PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA DEGLI INTERVENTI DI REGIMAZIONE

Il presente studio idraulico recepisce e sviluppa sostanzialmente i risultati ottenuti a valle dell'analisi effettuata in sede di progetto di fattibilità tecnico-economica degli interventi di *"Regimazione idraulica nel Parco delle Fontanelle a Carate Brianza e Verano Brianza"*, redatto in data novembre 2018.

Il PFTE risulta approvato con Deliberazione del Consiglio di Gestione del Parco del Lambro n. 134 del 13/11/2018.

Nei paragrafi successivi si intende pertanto riepilogare i principali aspetti affrontati nel corso della precedente fase progettuale.

3.1 PRINCIPALI ASPETTI IDROLOGICI

Gli interventi di sistemazione del Parco delle Fontanelle hanno origine, principalmente da una motivazione di natura idraulica: le acque provenienti da tutta la superficie del Parco, nonché da parte del cimitero di Carate Brianza e della zona di via Masera e via Fontanelle, defluiscono verso l'accesso del Parco dal lato di via Garibaldi. In corrispondenza di tale sezione di chiusura è stata realizzata una griglia di intercettazione in acciaio in cui confluisce la roggia di drenaggio e da cui si dipana un tubo di collettamento ($\varnothing 200$) che a sua volta si immette in un collettore di acque meteoriche di dimensioni maggiori ($\varnothing 300/400$) in corrispondenza di un pozzetto posto circa 30 m più valle, lungo il ciglio di via Garibaldi.

Principale criticità idraulica è quindi il vincolo costituito dal $\varnothing 200$ di collettamento, le cui potenzialità di deflusso risultano insufficienti a smaltire le portate in arrivo dal bacino di monte. Il risultato è lo spagliamento dei deflussi provenienti dal Parco lungo la via Garibaldi, creando una lama d'acqua (spesso caratterizzata da una quantità di trasporto solido non indifferente) lungo la strada in direzione del ponte di Agliate, con conseguenti disagi di tipo logistico e urbano.

La delimitazione del bacino afferente a una determinata sezione di chiusura e la conseguente determinazione delle sue caratteristiche fisiche d'interesse costituisce il punto di partenza dello studio idrologico. Questa fase del lavoro è stata realizzata mediante il supporto del software QGIS, a partire dal Digital Elevation Model (DEM), ottenuto con tecnologia LIDAR ad alta risoluzione (1 m), fornito da Regione Lombardia. L'output risultante dall'applicazione dell'algoritmo di calcolo è stato analizzato e perfezionato, fino alla definizione della suddivisione in sottobacini illustrata in Figura 3.1.

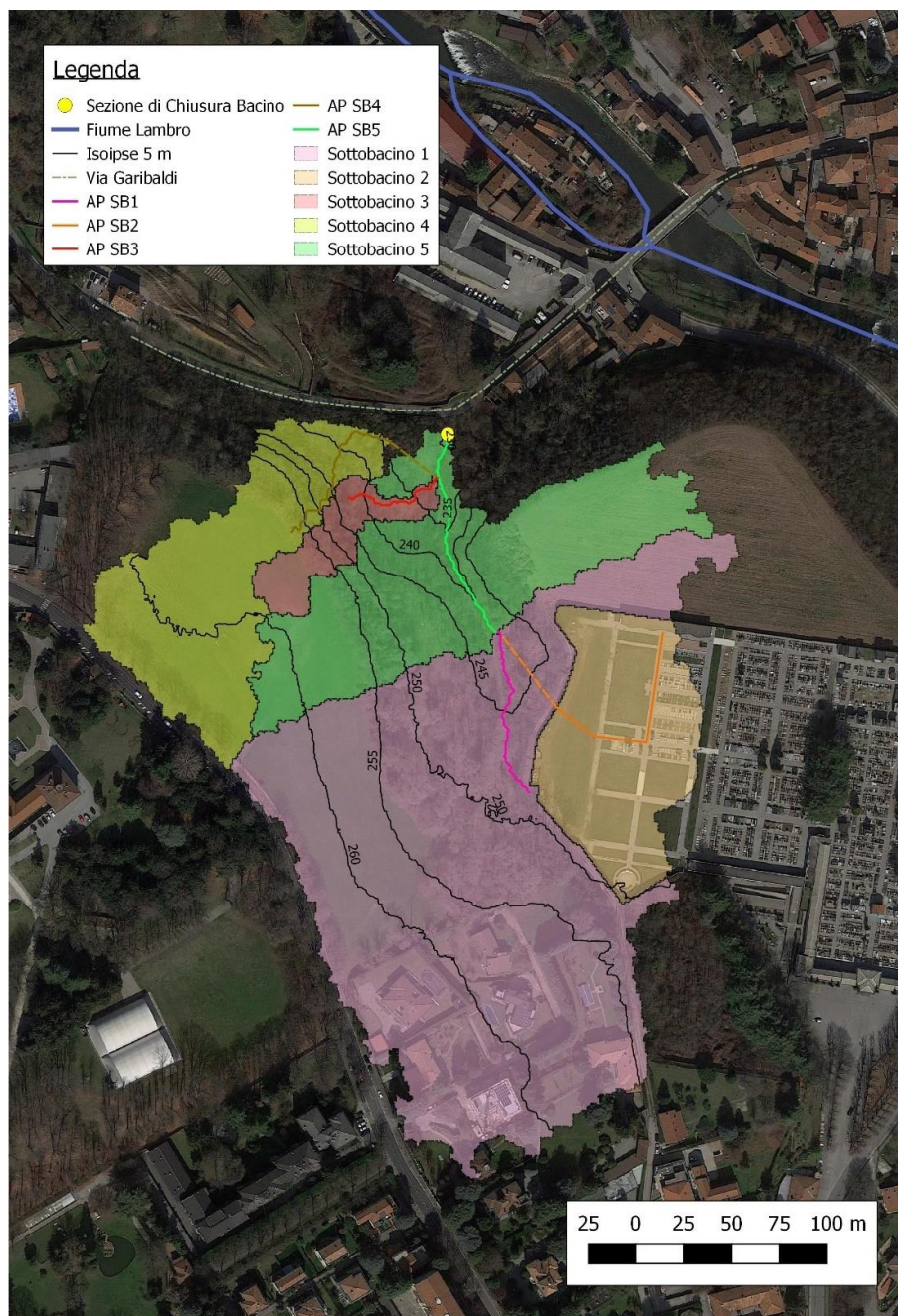


Figura 3.1 – Analisi idrologica dell'ambito: suddivisione in sottobacini

Fissate le caratteristiche geomorfologiche dei bacini idrografici, lo studio in esame ha previsto l'applicazione del metodo SCS-CN quale modello di infiltrazione e dell'idrogramma di Clark per la trasformazione afflussi-deflussi. Scelto l'idrogramma di piena, è stato implementato il modello numerico della modellazione afflussi – deflussi mediante utilizzo del software Hec – HMS, di proprietà dell'USGS (United States Geological Survey).



È stata importata nel modello la rete dei sottobacini precedentemente descritta, mentre la roggia esistente è stata modellata come un elemento *Reach* (canale), utilizzato per trasportare l'onda di piena dei due sottobacini situati maggiormente a monte (SB1 e SB2) alla sezione di chiusura. Per fare ciò, è stato adottato il modello di Muskingum, basato sul semplice approccio di conservazione della massa per la propagazione dell'onda lungo il corso d'acqua, nell'ipotesi di linearità della relazione tra volume invasato e portata uscente lungo il tratto.

3.2 RISULTATI OTTENUTI: STATO DI FATTO

Analizzando gli idrogrammi in arrivo alla griglia, sono state fatte le seguenti considerazioni:

- la portata di picco, per l'evento centennale risulta essere pari a circa $0.52 \text{ m}^3/\text{s}$, e si ottiene per l'evento di durata pari a 1 h;
- se da un lato ciò può sembrare strano in un bacino avente un tempo di corrivazione di pochi minuti, vanno considerati due importanti fattori: innanzitutto l'imbibimento iniziale, pari a circa 23 mm, influenza fortemente gli idrogrammi in uscita per le durate basse, compensandone gli elevati tassi di precipitazione e abbattendo i valori di picco delle portate; in secondo luogo, l'applicazione del metodo di Clark considera anche l'inerzia nella produzione dell'onda di piena dovuta all'effetto serbatoio del bacino.

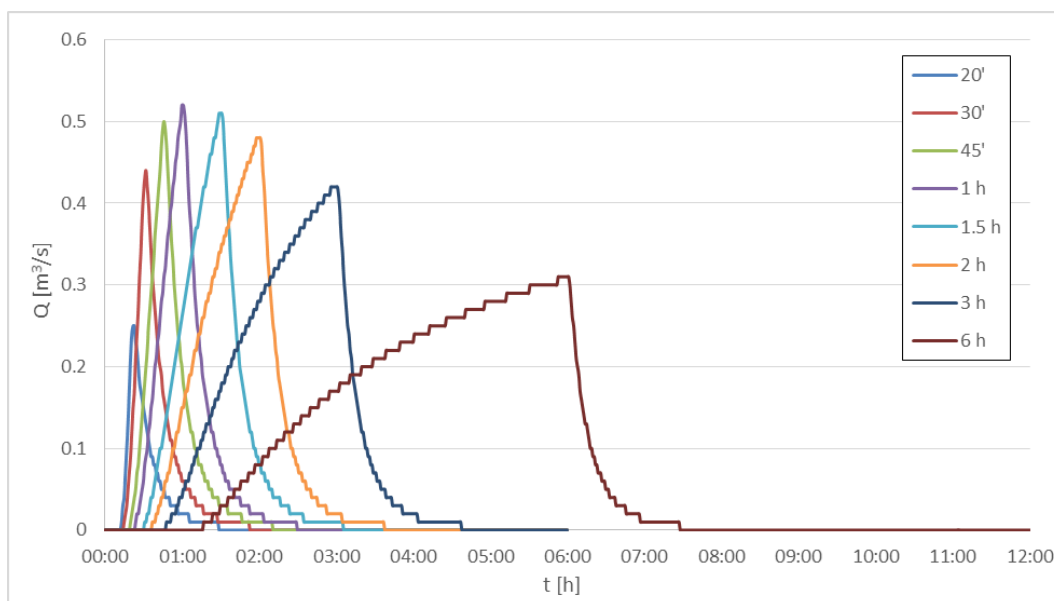


Figura 3.2 - idrogrammi in arrivo alla sezione di chiusura al variare della durata dell'evento.



Passando alla ricerca dell'evento critico in relazione al massimo volume di spaglio, si riporta di seguito il grafico contenente i volumi di riempimento del serbatoio fittizio posto in corrispondenza della griglia, al variare della durata dell'evento.

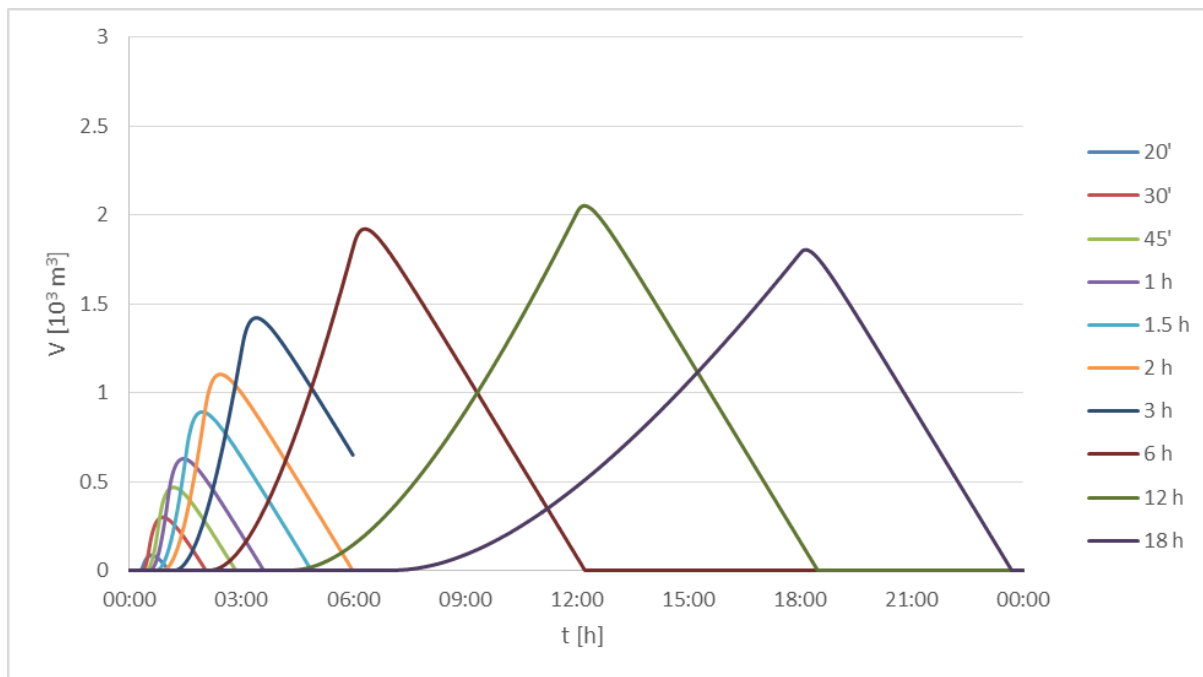


Figura 3.3 - Volumi spagliati lungo via Garibaldi allo Stato di Fatto al variare della durata dell'evento.

È possibile quindi osservare che l'evento critico si verifica per una durata della precipitazione pari a 12 h, con un volume "di spaglio" pari a circa 2050 m³.

3.1 RISULTATI OTTENUTI: STATO DI PROGETTO

La configurazione di progetto modellata nello Studio di Fattibilità contempla la possibilità di incrementare la portata potenzialmente transitabile a valle della griglia mediante realizzazione di bypass che consenta alla roggia di confluire direttamente nel pozzetto a lato di via Garibaldi, da cui parte il secondo collettore, ipotizzato conservativamente con diametro pari a 300 mm.

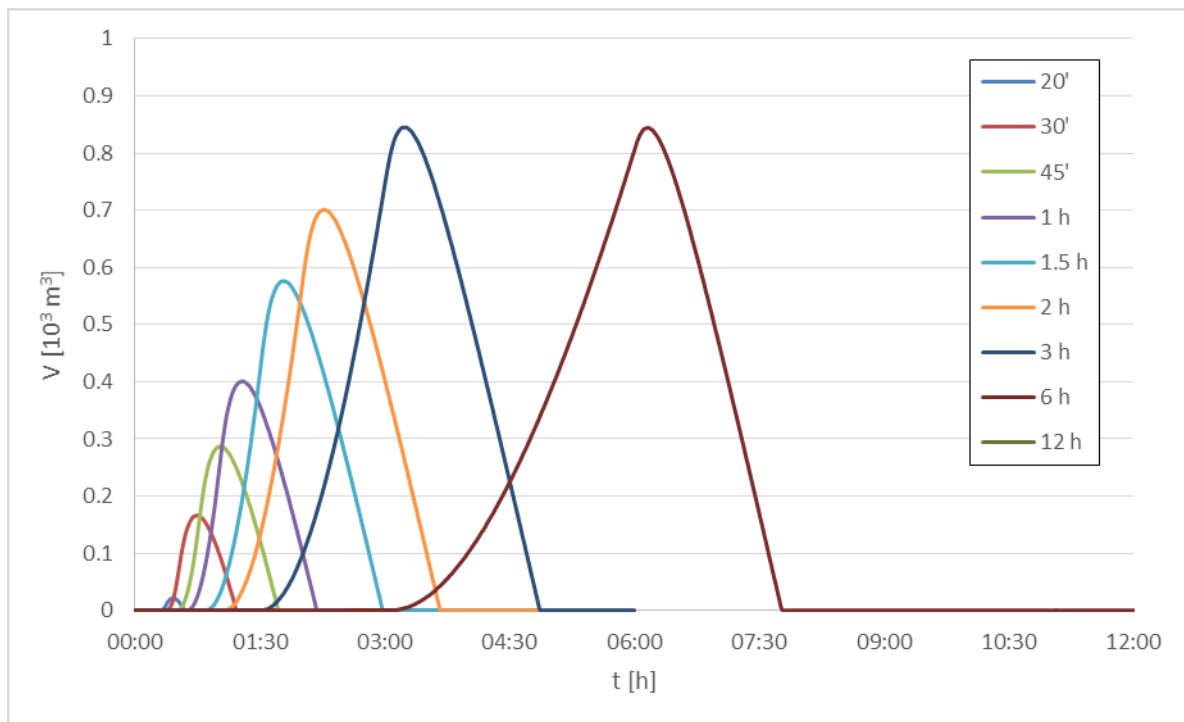


Figura 3.4 - Volumi spagliati lungo via Garibaldi allo Stato di Progetto al variare della durata dell'evento.

Analizzando il grafico di Figura 3.4 è possibile osservare che la maggior capacità di deflusso del sistema fognario (da 0.1 a 0.2 m³/s circa) si traduce in un riduzione del volume in eccesso in corrispondenza dell'evento critico di oltre il 50% (da oltre 2000 m³ a circa **850 m³**).



4 ANALISI PLUVIOMETRICA

I bacini montani sono bacini idrografici caratterizzati da un'estensione relativamente ridotta e da una notevole pendenza, sia dei versanti sia dei corsi d'acqua, con tempi di corrivazione e concentrazione piuttosto piccoli. I corsi d'acqua sono quasi essenzialmente a carattere torrentizio, con portate in genere modeste, come valore assoluto, e caratteristiche cinematiche di corrente veloce. Le piene sono di breve durata, con forma dell'idrogramma "appuntito" e valori al colmo elevati: i valori di portata sono rapidamente variabili nel tempo. Il materiale trasportato dalla corrente è caratterizzato da dimensioni medie rilevanti (ciottoli e ghiaie); il trasporto solido è quasi totalmente trasporto di fondo. I bacini montani possono essere distinti, dal punto di vista della problematica connessa con la conservazione del suolo, in due categorie:

- a) *bacini in condizioni di "equilibrio stabile";*
- b) *bacini in cui sono in atto fenomeni di dissesto idrogeologico;*

Nei primi è sufficiente che vengano rispettate le disposizioni legislative esistenti in materia di vincolo idrogeologico e osservate le norme, dettate dalle prescrizioni della polizia forestale e contenute nei regolamenti regionali e provinciali, perché tale equilibrio non venga alterato.

Nei secondi bisogna intervenire contro i dissesti in atto, correggendo la pendenza degli alvei nei tratti soggetti a scavo, consolidando e rinsaldando le superfici franose ed effettuando interventi di rimboschimento per arrivare alla ricostituzione della copertura vegetale. Si tratta quindi di realizzare opere di sistemazione idraulico forestale.

L'analisi pluviometrica del presente progetto considera, in base alle caratteristiche idrologiche del bacino ed in continuità con quanto adottato nello Studio di Fattibilità Tecnico Economica, uno ietogramma costante, costruendo le Linee Segnalatrici di Possibilità Pluviometrica (LSPP) sulla base dei parametri forniti dal Servizio Idrografico di ARPA Lombardia, ottenuti durante il progetto STRADA e in continuo aggiornamento.

Una LSPP fornisce l'altezza di pioggia cumulata ($h(d)$) al variare della durata (d) di un evento di precipitazione, fissato il suo tempo di ritorno (T). La formula è la seguente:

$$h(T, D) = a_1 w_T d^n$$



dove a_1 , [mm/hⁿ], è il valore atteso per la pioggia di durata 1 h dell'evento medio, w_T [/] è il fattore di crescita in frequenza, distribuito secondo la funzione GEV e funzione del tempo di ritorno dell'evento, e d [h] è la durata dell'evento.

I parametri per l'area di interesse sono riepilogati in Tabella 4.1:

Tabella 4.1 - parametri della LSPP locale.

TR [anni]	a_1 [mm/h ⁿ],	n	α	k	ϵ	w_T
50	31.82	0.3126	0.2937	-0.0096	0.8275	1.995
100	31.82	0.3126	0.2937	-0.0096	0.8275	2.209

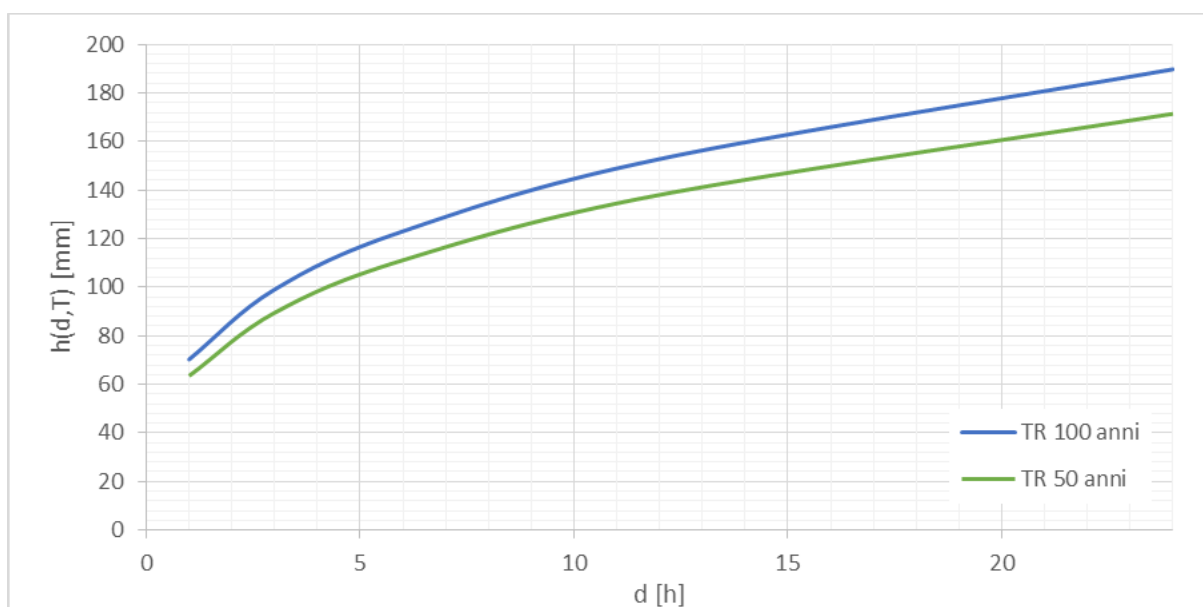


Figura 4.1: Andamento delle LSPP per l'area di intervento.

Per precipitazioni di durata inferiore all'ora, viene adottata la metodologia presentata nel testo "Sistemi di fognatura – Manuale di progettazione" del Centro Studi Deflussi Urbani, che consiste nell'applicazione di coefficienti riduttivi alla precipitazione oraria per ottenere i corrispondenti valori per durate inferiori. Tali valori sono illustrati in Figura 4.2, e provengono dai dati ottenuti dal pluviografo di Milano Monviso (1990, 17 anni di osservazioni).

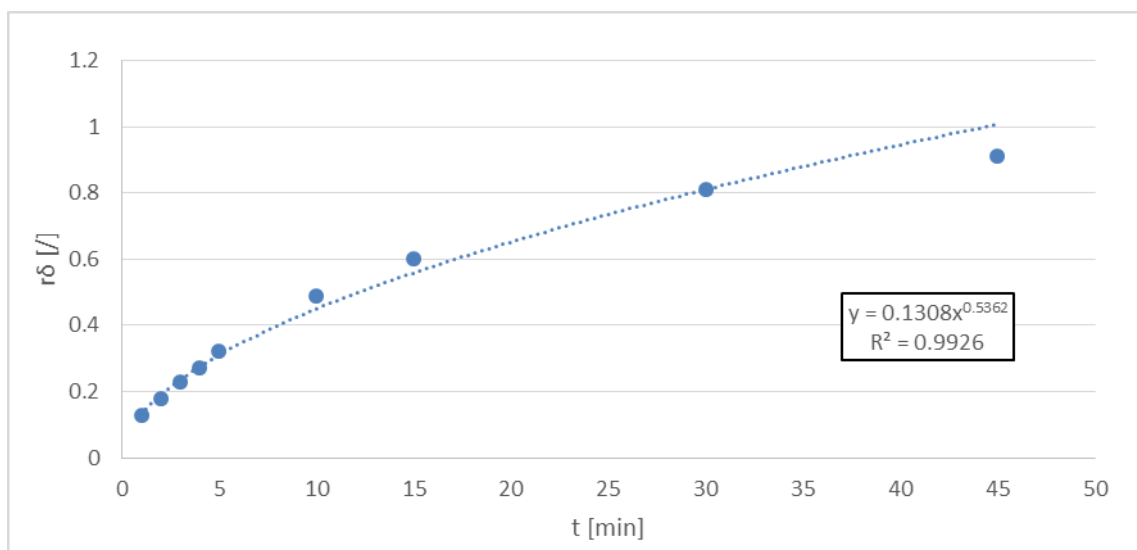


Figura 4.2 - Dati ottenuti dal pluviografo di Milano Monviso.



5 CALCOLO DELLA SISTEMAZIONE A GRADINATA

La sistemazione a gradinata è così chiamata in quanto la diminuzione della velocità della corrente viene ottenuta riducendo la pendenza del tratto interessato dall'intervento mediante un numero sufficiente di opere (briglie o soglie), ciascuna della quali separata dalla successiva da un salto di fondo; si realizzano in questo modo altrettanti tratti di pendenza inferiore alla pendenza originale, che viene chiamata *pendenza di compensazione*, individuata dal susseguirsi di tratti a pendenza ridotta e salti di fondo simili ai gradini di una scala.

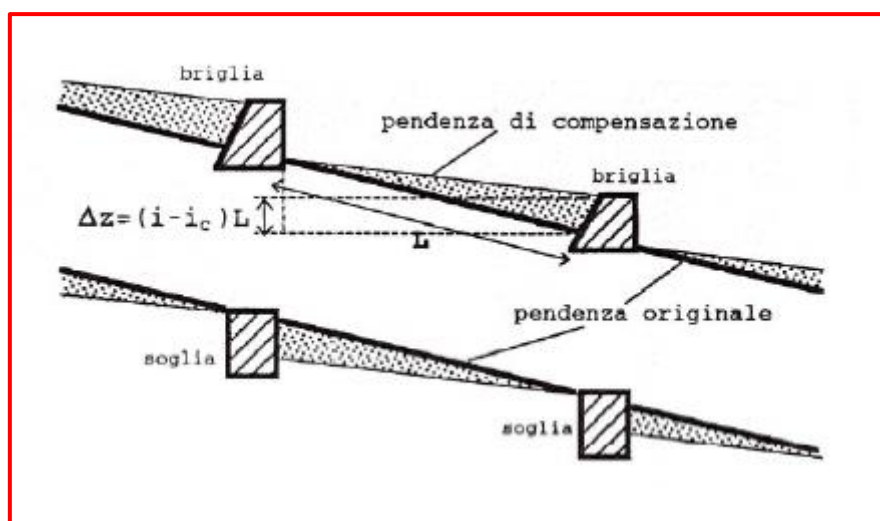


Figura 5.1 - Tipologia di sistemazione a gradinata a briglie o a soglia.

Il medesimo risultato può essere ottenuto sia provocando un interrimento a monte dell'opera che un'erosione controllata a valle. Nel primo caso si realizzano delle *briglie* (in pratica piccole traverse), nel secondo caso si parla più propriamente di *soglie*, anche se talvolta con la denominazione di soglia si intende una briglia di piccola altezza (sino ad un'altezza di 1.50-2.00 m). Quando la sistemazione viene realizzata con soglie, cioè con opere non sporgenti in alveo, l'abbassamento del fondo viene arrestato.



5.1 PENDENZA DI COMPENSAZIONE

La pendenza di compensazione (detta anche pendenza normativa, di sistemazione o di correzione) è quella pendenza che si stabilisce a monte delle briglie o delle soglie nel tratto di torrente stabilizzato. In questo tratto si realizza, su un periodo sufficientemente lungo (ad esempio un anno), la condizione di bilancio di massa conseguente alla compensazione tra erosione e sedimentazione: ad un volume x di materiale asportato corrisponde, mediamente, un uguale volume di materiale depositato in modo che la pendenza resti costante. In pratica, se in corrispondenza ad eventi di piena con portata superiore a quella di progetto può riprendere, nella parte più a monte del tratto stabilizzato, l'erosione del fondo, questa viene poi ricompensata dal deposito che si verifica per portate inferiori. Questo meccanismo si mantiene finché non cambia il regime idraulico del corso d'acqua, in base al quale viene determinata la pendenza stessa, o le condizioni al contorno (ad esempio apporto di materiale solido dai versanti). Una volta che sia stato realizzato l'insieme di soglie, la cui altezza complessiva dipende dalla pendenza di compensazione, a valle di ciascuna di esse si produce il fenomeno dell'erosione, riducendo di fatto la pendenza tra una soglia e la successiva, con conseguente riduzione della velocità e dell'attitudine al trasporto solido; il fenomeno è particolarmente accentuato in corrispondenza delle piene.

5.2 DETERMINAZIONE DELLA PENDENZA DI COMPENSAZIONE

Tutti i metodi utilizzati per il calcolo della pendenza di compensazione fanno riferimento alla condizione di equilibrio limite del materiale costituente il fondo del tratto di alveo da consolidare, definito da una pendenza originaria $i = \tan(\alpha)$ e da una forma di sezione e scabrezza del contorno (definita ad esempio dal coefficiente K_s di Strickler), valutati "mediamente" costanti lungo il tratto in esame.

L'analisi delle pendenze caratterizzanti il corso della roggia del Parco ha portato ad individuare a tal proposito un tratto a forte pendenza situato nella parte centrale del suo percorso rilevato allo stato di fatto, in cui si registrano valori di inclinazione nell'ordine del 15-18%, con tratti anche al 22-24%. Tale pendenze risultano discostanti dai valori medi di pendenza rilevati a monte e a valle, per i quali la roggia si attesta su valori di inclinazione nell'ordine dell'8-10%.

A tal proposito si è deciso, pertanto, di indagare il comportamento della corrente a fronte di una pendenza media del 10% al fine di individuare quale possa essere il diametro del materiale presente al fondo che, per data portata, possa essere mobilitato.



Si considera un elemento di materiale solido (un ciottolo) che sia ritenuto caratteristico nel tratto da consolidare, individuato nel modo più semplice mediante analisi visiva, come quello presente con la maggior frequenza nel letto del corso d'acqua.



Figura 5.2 - Particolare relativo alla composizione di materiale solido presente in alveo.

Definite le dimensioni dell'elemento e quindi il suo volume W se ne determina la dimensione caratteristica (per esempio, lo spigolo del cubo equivalente $d=W^{1/3}$). Con un approccio meno empirico, che richiede però l'analisi granulometrica del materiale costituente il fondo, ci si riferisce ad un diametro caratteristico dell'armatura (strato superiore del fondo), di solito pari a d_{75} o d_{90} .

Questo elemento appoggiato al fondo sarà soggetto all'azione delle forze dovute alla propria massa ed all'azione dell'acqua in movimento. Di tale elemento si valuta la condizione di *equilibrio alla traslazione nella direzione del moto* supponendo l'elemento di diametro d isolato; nella condizione di equilibrio il sistema delle forze agenti (attive e resistenti) ha risultante nulla.

Numerosi studi in regime di moto turbolento completamente sviluppato ($Re > 400$) ha portato ad individuare una relazione che determina, in base alla pendenza di incipiente movimento, quale sia il diametro caratteristico del materiale d'alveo a partire dal quale esso non risulta mobilitato; viceversa,



la medesima relazione determina quale sia, fissato il diametro caratteristico del materiale che si voglia stabilizzare, quale sia l'indicazione della pendenza di correzione necessaria ad eguagliare le tensioni tangenziali di incipiente movimento.

Tale relazione prende il nome di *Criterio di Shields* (1936), è stata individuata attraverso analisi sperimentali (e dimensionali), portando la definizione della tensione critica di movimento dalla correlazione di due parametri adimensionali:

- Fr^* (numero di Froude sedimentologico) $Fr^* = \frac{u_*^2}{g \Delta D}$;

- Re^* (numero di Reynolds sedimentologico) $Re^* = \frac{u_* D}{\nu}$

$$Fr^* = \frac{\tau_c}{(\gamma_s - \gamma) D} = \tau_c^* \quad \tau_c = \gamma h_c i \cong 0.06 (\gamma_s - \gamma) D$$

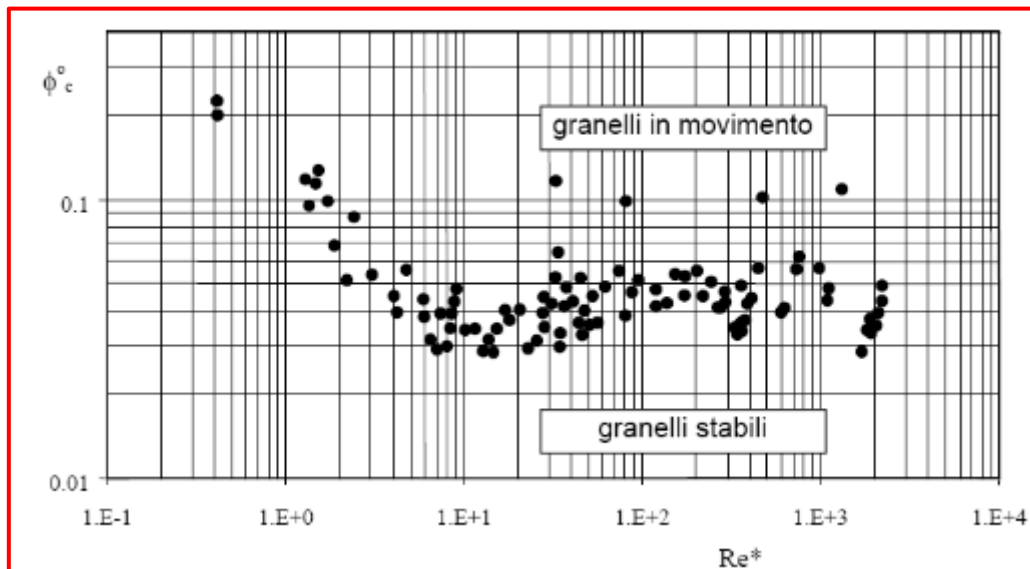


Figura 5.3 - Abaco di Shields (1936).

Applicando tale criterio al tratto a forte pendenza in esame e in considerazione della pendenza media dei tratti a monte e a valle (pari al 10%), si procede ora ad individuare quale sia il diametro caratteristico del materiale al fondo a partire dal quale si arresta il movimento dovuto alla corrente.

Per valutare ciò risulta necessario stabilire quale possa essere la portata di riferimento ed ipotizzare, ai fini della presente stima, il comportamento a moto uniforme della corrente.



In base alla posizione del tratto a forte pendenza a fronte delle curve di livello e dell'analisi idrologica condotta si ritiene plausibile considerare una portata di progetto pari a 0.3 mc/s, come evidenziato anche dagli idrogrammi estratti dal modello idrologico.

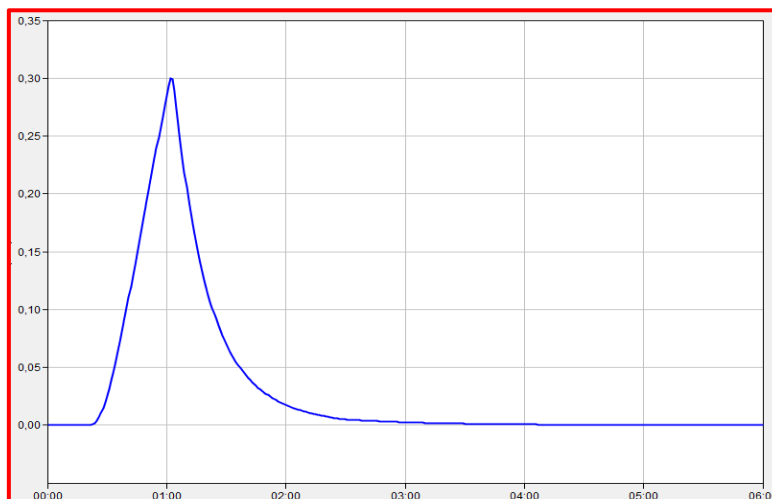


Figura 5.4 - Portata di progetto per il tratto oggetto di sistemazione a soglie di fondo.

Una serie di iterazioni permette di valutare la caratterizzazione dell'alveo a moto uniforme, ed individuare che, secondo il criterio di Shields, il materiale stabilizzato per tale pendenza risulta essere caratterizzato da un diametro caratteristico di 10 cm. Si ritiene che tale dimensione sia congrua con le finalità progettuali del presente intervento, e pertanto si provvede ad individuare un numero opportuno di soglie al fondo tale da permettere di individuare una pendenza di compensazione pari mediamente al 10%.

Tabella 5.1. Caratterizzazione del moto uniforme per il tratto a forte pendenza in esame

Ipotesi di moto uniforme ed individuazione del diametro del materiale non movimentato					
Tirante a moto uniforme	y	0.11	m		
Pendenza media tratto	i	10.00%			
Angolo pendenza terreno	alfa	0.16	radianti	9.01	gradi
Larghezza fondo media tratto	b	1.00	m		
Scarpa sinistra idraulica media	Ss	1.5			
Scarpa destra idraulica media	Sd	0.6			
Scabrezza del torrente	Ks	35.2			
Perimetro bagnato	P	1.34	m		
Area bagnata	A	0.13	mq		
Raggio idraulico	Rh	0.10	m		
Velocità m.u.	v	2.33	m/s		
Portata	Q	0.30	mc/s		
Tensione tangenziale	τ	94.06557	N/mq		
Valore limite inferiore d non mobilitato	d	0.10	m	10	cm



6 ANALISI DELLO STATO DI PROGETTO

Il progetto definitivo-esecutivo degli interventi di “Regimazione idraulica nel Parco delle Fontanelle a Carate Brianza e Verano Brianza” si pone, come già accennato in premessa, quale mitigazione delle problematiche di dissesto idrogeologico che hanno luogo nell’area nordorientale del Parco delle Fontanelle, al confine tra i Comuni di Verano e Carate Brianza. Tale obiettivo si traduce nella realizzazione delle seguenti opere:

- FORMAZIONE DI BACINI DI LAMINAZIONE DELLE PORTATE E SEDIMENTAZIONE DEL TRASPORTO SOLIDO:
il progetto individua n. 2 aree idonee alla raccolta dei contributi ruscellanti dai sottobacini idrografici afferenti, di capacità complessiva pari a circa 470 mc; il successivo rilascio controllato delle portate in Roggia è da prevedersi mediante la realizzazione di manufatti di sfioro e scarico di fondo da ricavarsi su argini in terra rinforzati.
- REALIZZAZIONE DI SOGLIE IN ALVEO PER CORREZIONE PENDENZA DELLA ROGGIA DEL PARCO DELLE FONTANELLE:
seguito ricostruzione e analisi del profilo attuale di fondo Roggia, lo studio individua la necessità di regolarizzare alcuni tratti in forte pendenza mediante l’inserimento di manufatti in legname e pietrame al fine di tendere alla pendenza di compensazione e ridurre la velocità in alveo.
- STABILIZZAZIONE DEL VERSANTE E POSA ELEMENTI DI DRENAGGIO DELLE ACQUE DI RUSCELLAMENTO E SUCCESSIVO SCARICO IN ROGGIA:
la regimazione include l’installazione di vimate vive su file parallele con l’obiettivo di riprofilare e sostenere i versanti e le sponde della Roggia del Parco delle Fontanelle lungo i tratti in cui la pendenza si discosta allo stato attuale dall’angolo di natural declivio; al piede del versante si prevede inoltre la formazione di cunette in pietrame, al fine di prevenire il dilavamento del sentiero del Parco ed indirizzare i deflussi verso il ricettore.
- POTENZIAMENTO DELLA CONNESSIONE IDRAULICA ESISTENTE TRA LA ROGGIA DEL PARCO DELLE FONTANELLE E LA DORSALE DI FOGNATURA DI VIA GARIBALDI:
a recepimento dei risultati ottenuti nel precedente Studio di Fattibilità Tecnico-Economica (riepilogati nel precedente capitolo 3), il progetto sviluppa il potenziamento dell’attuale scarico in pubblica fognatura mediante la realizzazione di nuovo tratto a cielo aperto confluyente nel nodo idraulico di via Garibaldi, da affiancarsi alla condotta Ø200 mm esistente e direttamente connesso ad area di invaso di capacità pari a circa 70 mc.



7 DEFINIZIONE DEGLI EVENTI CRITICI

La configurazione di progetto degli interventi di regimazione, brevemente descritta al capitolo 6, risulta dall'analisi ragionata dei risultati della modellazione idrologica sviluppata in sede di Studio di Fattibilità, inseriti nell'effettiva conformazione dell'area di intervento. Unitamente alle opere volte alla stabilizzazione dei versanti e riduzione del dilavamento e delle velocità di ruscellamento, quindi, vengono ricavate aree di invaso per una capacità complessiva di circa **540 m³**, compatibilmente con la morfologia del territorio.

Discostandosi tale condizione dalle ipotesi dello SFTE, il quale suggeriva l'accumulo di circa 1000 m³ a fronte del verificarsi di eventi di precipitazione con Tempo di Ritorno di 100 anni, sorge la necessità di ridefinire l'evento critico di progetto in funzione dei limiti sopra esposti.

Il modello idrologico dello Stato di Progetto già sviluppato e descritto nel precedente capitolo 3 è stato quindi utilizzato per la definizione degli idrogrammi in arrivo alla sezione di chiusura per eventi con TR 50 anni; il risultato è riepilogato in Figura 7.1 e Figura 7.2.

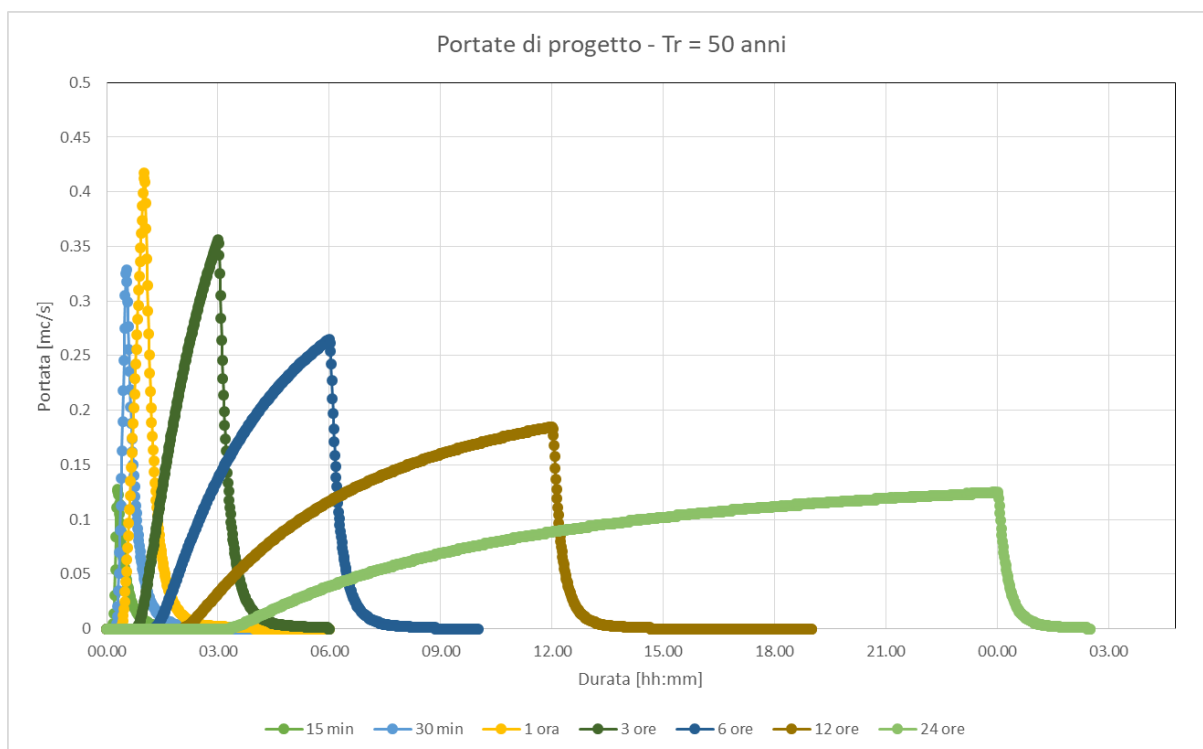


Figura 7.1 - Idrogrammi in arrivo alla sezione di chiusura al variare della durata dell'evento, TR 50 anni.

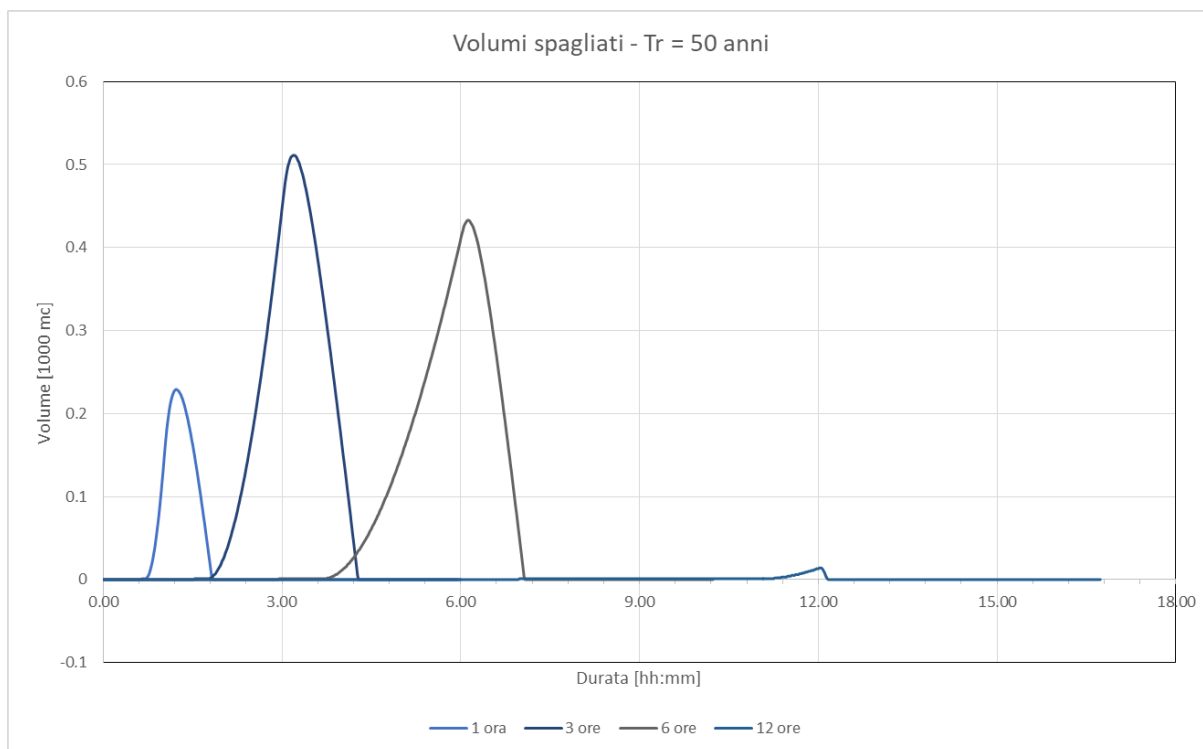


Figura 7.2 - Volumi spagliati lungo via Garibaldi allo Stato di Progetto al variare della durata dell'evento, TR 50 anni.

Sulla base dei risultati ottenuti a termine dell'analisi condotta, per ciascuno dei tempi di ritorno di progetto è stato individuato quindi lo scenario che sollecita in maniera critica l'area di studio sia in termini di portate massime raggiunte che in termini di volume di spaglio raggiunto.

Gli eventi selezionati sono riportati in Tabella 7.1.

Tabella 7.1 - Parametri caratteristici degli eventi critici definiti.

EVENTI CRITICI SIMULATI		
TR [anni]	DURATA [ore]	INTENSITÀ MEDIA [mm/ora]
50	3	29.80
100	3	33.00



8 MODELLAZIONE IDRAULICA DEGLI INTERVENTI

A valle del primo dimensionamento effettuato, al fine di verificare il funzionamento del sistema precedentemente descritto si è utilizzato il programma *Storm Water Management Model* (SWMM).

Il software, risolvendo le equazioni di De Saint Venant a moto vario, consente di verificare il comportamento dei canali e delle condotte a seguito di un evento pluviometrico di progetto. Sebbene il programma sia nato per il calcolo della rete urbana tombinata è possibile applicarlo anche a tratti di canali, sia con forma regolare che con forma varia e tiene conto di particolari manufatti di regolazione delle portate, bocche tarate ed invasi di laminazione.

A tal scopo, la rete idrografica è stata schematizzata come una sequenza di nodi e tronchi. Il modello idraulico a moto vario permette quindi di simulare il comportamento dei manufatti di regolazione delle portate, condotte e invasi di laminazione.

Il modello di simulazione implementato è rappresentato in Figura 8.1 ed è costituito dai seguenti elementi:

- nodi (“junction nodes”), contenenti principalmente informazioni di carattere altimetrico;
- rete di collettamento (“link”): costituita da elementi a sezione chiusa in riferimento a condotte, sezione aperta tipo irregular per la Roggia del Parco delle Fontanelle;
- serbatoio di invaso (“storage units”): schematizza i bacini di laminazione ricettori delle portate ruscellanti dai versanti;
- manufatto di sfioro (“weir”): elemento lineare che riproduce le soglie sfioranti poste sugli argini di contenimento dei bacini di laminazione.

Il modello analizza il moto mediante la risoluzione delle equazioni di De Saint-Venant nella loro forma completa. La soluzione viene cercata mediante l'utilizzo di uno schema esplicito alle differenze finite denominato metodo di Eulero modificato.

L'attrito sul fondo è dato dall'equazione di Manning nella quale però la velocità viene espressa in valore assoluto in modo da rendere l'attrito direzionale e sempre rivolto in direzione contraria al moto.

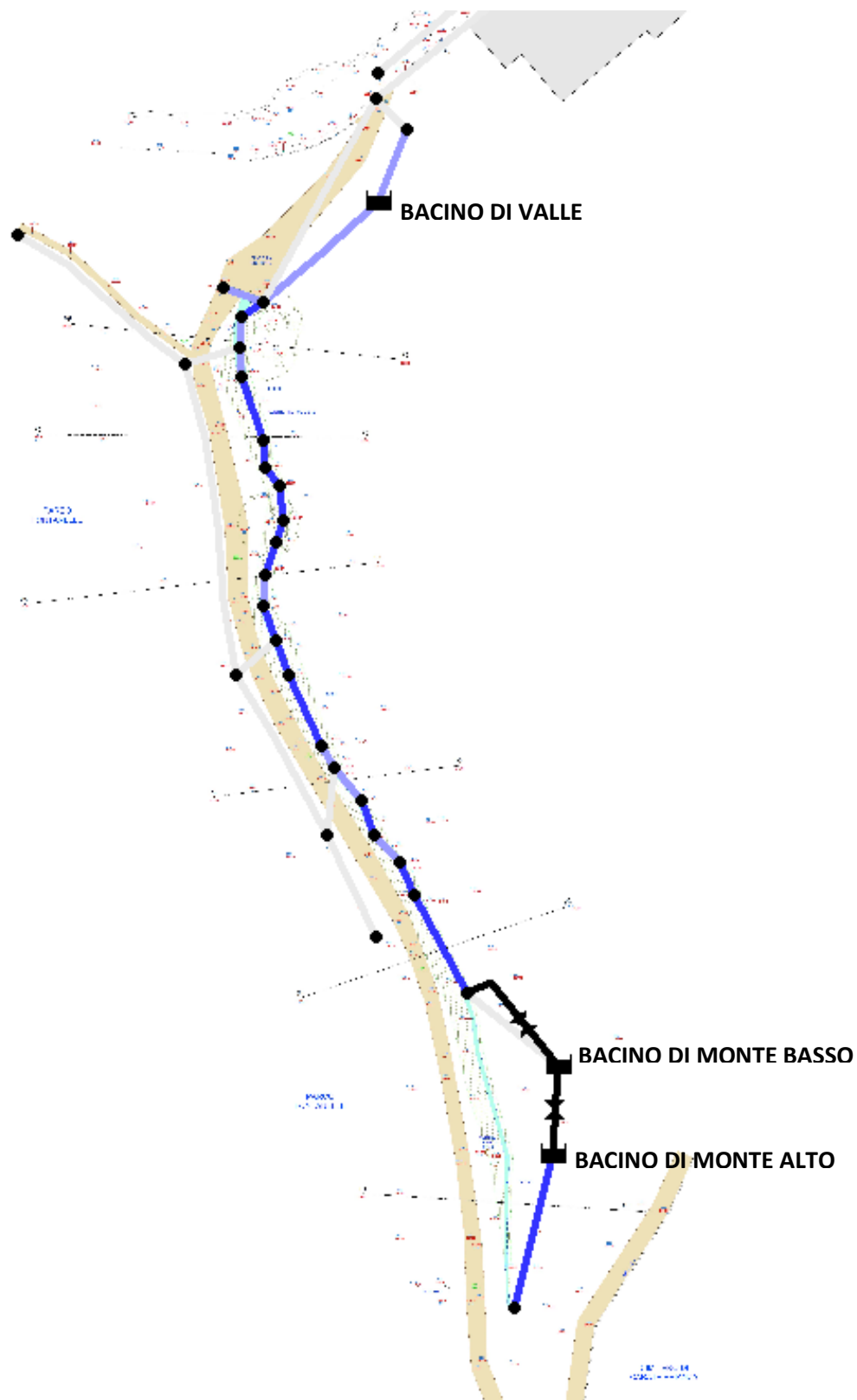


Figura 8.1 – Geometria del modello implementato.



8.1 EQUAZIONI ALLA BASE DELLA MODELLAZIONE

Le equazioni alla base del codice usato da SWMM sono le equazioni differenziali alle derivate parziali del primo ordine di De Saint Venant, composte da:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (8.1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left(\frac{Q^2}{A} \right)}{\partial x} + gAS \frac{\partial H}{\partial x} + gAS_f = 0 \quad (8.2)$$

Dove:

- A è l'area bagnata del flusso;
- Q è la portata;
- x è la distanza lungo l'asse del condotto;
- t è il tempo;
- g è la costante gravitazionale;
- H è il carico idraulico totale dato da $z + h$;
- z è il livello dello scorrimento;
- h è il livello idrico;
- S_f è la cadente piezometrica.

La (8.1) è l'equazione di continuità del moto vario in assenza di flussi e deflussi laterali, la (8.2) è l'equazione del momento della quantità di moto.

Considerando che:

$$\frac{Q^2}{A} = V^2 A \quad (8.3)$$

$$\frac{\partial (V^2 A)}{\partial x} = 2AV \frac{\partial V}{\partial x} + V^2 \frac{\partial A}{\partial x} \quad (8.4)$$

dove con V si intende la velocità media lungo il condotto.



Sostituendo nell'equazione del momento della quantità di moto (8.2):

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + 2AV \frac{\partial V}{\partial x} + V^2 \frac{\partial A}{\partial x} + gA \frac{\partial H}{\partial x} + gAS_f = 0 \quad (8.5)$$

Sapendo che $Q=AV$ l'equazione di continuità (8.1) può essere riformulata come:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + A \frac{\partial V}{\partial x} + V \frac{\partial A}{\partial x} = 0 \quad (8.6)$$

nella quale, moltiplicando per V :

$$AV \frac{\partial V}{\partial x} = -V \frac{\partial A}{\partial t} - V^2 \frac{\partial A}{\partial x} \quad (8.7)$$

Sostituendo quest'ultima equazione (8.7), nell'equazione (8.5) si ottiene:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + gAS_f - 2V \frac{\partial A}{\partial t} - V^2 \frac{\partial A}{\partial x} + gA \frac{\partial H}{\partial x} = 0 \quad (8.8)$$

che è l'equazione del moto risolta lungo i rami da SWMM.

La formula adottata per descrivere la perdita di carico è definita dall'equazione di Manning:

$$S_f = \frac{k}{gAR_H^{4/3}} Q|V| \quad (8.9)$$

dove:

- k è un parametro dato da gn^2 ;
- n è il coefficiente di scabrezza di Manning;
- g è la costante gravitazionale;
- Q è la portata;
- V è la velocità media;
- R_H è il raggio idraulico.

Il termine V compare in valore assoluto per rendere direzionale la grandezza S_f , assicurando, inoltre, che le forze di attrito siano sempre opposte al moto.

Sostituendo la (8.9) nella (8.8) ed esprimendo il tutto alle differenze finite:



$$Q_{t+\Delta t} = Q_t - \frac{k\Delta t}{R^{4/3}} |V_t| Q_{t+\Delta t} + 2\bar{V} \left(\frac{\Delta A}{\Delta t} \right)_t \Delta t + \bar{V}^2 \frac{A_2 - A_1}{L} \Delta t - g\bar{A} \frac{H_2 - H_1}{L} \Delta t \quad (8.10)$$

dove:

- Δt è il passo di calcolo;
- L è la lunghezza del condotto.

Risolvendo la precedente equazione (8.10) si ottiene:

$$Q_{t+\Delta t} = \frac{1}{1 + \frac{k\Delta t}{\bar{R}^{4/3}} |\bar{V}_t|} \left[Q_t + 2\bar{V} \left(\frac{\Delta A}{\Delta t} \right)_t \Delta t + \bar{V}^2 \frac{A_2 - A_1}{L} \Delta t - g\bar{A} \frac{H_2 - H_1}{L} \Delta t \right] \quad (8.11)$$

Dove \bar{V} , \bar{R} ed \bar{A} sono le medie pesate, al tempo t , lungo il condotto e $\left(\frac{\Delta A}{\Delta t} \right)_t$ è calcolata al passo temporale precedente.

Le incognite dell'equazione (8.11) sono $Q_{t+\Delta t}$, H_1 e H_2 . E' possibile esprimere le variabili \bar{V} , \bar{R} ed \bar{A} in funzione di Q e di H .

Ora si rende necessario mettere a sistema un'ulteriore equazione, che può essere ricavata scrivendo l'equazione di continuità del moto:

$$\left(\frac{\partial H}{\partial t} \right)_t = \left(\frac{\sum Q_t}{A_s} \right)_t \quad (8.12)$$

dove A_s è l'area della superficie libera al nodo.

La precedente equazione (8.12) può essere scritta alle differenze finite:

$$H_{t+\Delta t} = H_t + \left(\frac{\sum Q_t \Delta t}{A_s} \right)_t \quad (8.13)$$

Le equazioni (8.11) e (8.13) possono essere risolte tramite il metodo di Eulero modificato.



Il metodo permette di arrivare ad una soluzione numerica dell'equazione del moto per il calcolo delle portate nei rami e dell'equazione di continuità per il calcolo del carico idraulico nei nodi.

Si presta bene all'implementazione per la sua semplicità, che induce una minore memoria utilizzata per i calcoli, ma proprio per questa il metodo non è stabile e richiede passi di calcolo brevi.

Dall'esperienza è risultato che il programma è numericamente stabile quando si verificano le seguenti condizioni:

Per i rami:

$$\Delta t \leq \frac{L}{\sqrt{gD}}$$

dove:

- Δt è il passo di calcolo;
- L è la lunghezza della condotta;
- g è la costante gravitazionale;
- D è il diametro della condotta.

Questa non è altro che una forma della condizione di Courant, in cui il passo di calcolo temporale è limitato dal tempo necessario alla propagazione dell'onda nella condotta.

Per i nodi:

$$\Delta t \leq \frac{C' A_s \Delta H_{\max}}{Q}$$

dove:

- Δt è il passo di calcolo;
- C' è una costante adimensionale approssimativamente pari a 0,1;
- A_s è l'area della superficie libera corrispondente al nodo;
- ΔH_{\max} è il massimo sovrizzo della superficie dell'acqua durante il passo di calcolo Δt ;
- Q afflusso netto al nodo.

Quindi, dalle precedenti disuguaglianze si deduce che il passo di calcolo massimo ammissibile Δt è determinato dal più piccolo e corto condotto con elevati afflussi.

8.2 APPLICAZIONE DELLE CONDIZIONI AL CONTO RNO E PARAMETRI CARATTERISTICI

Sulla base di quanto illustrato precedentemente, al dominio di calcolo definito sono stati applicati, quali condizioni al contorno, i risultati estratti dal modello idrologico implementato con software HEC-HMS in sede di Studio di Fattibilità Tecnico-Economica.

Le condizioni di monte corrispondono quindi agli idrogrammi di portata calcolati per i diversi tempi di ritorno e durate (Figura 8.3).

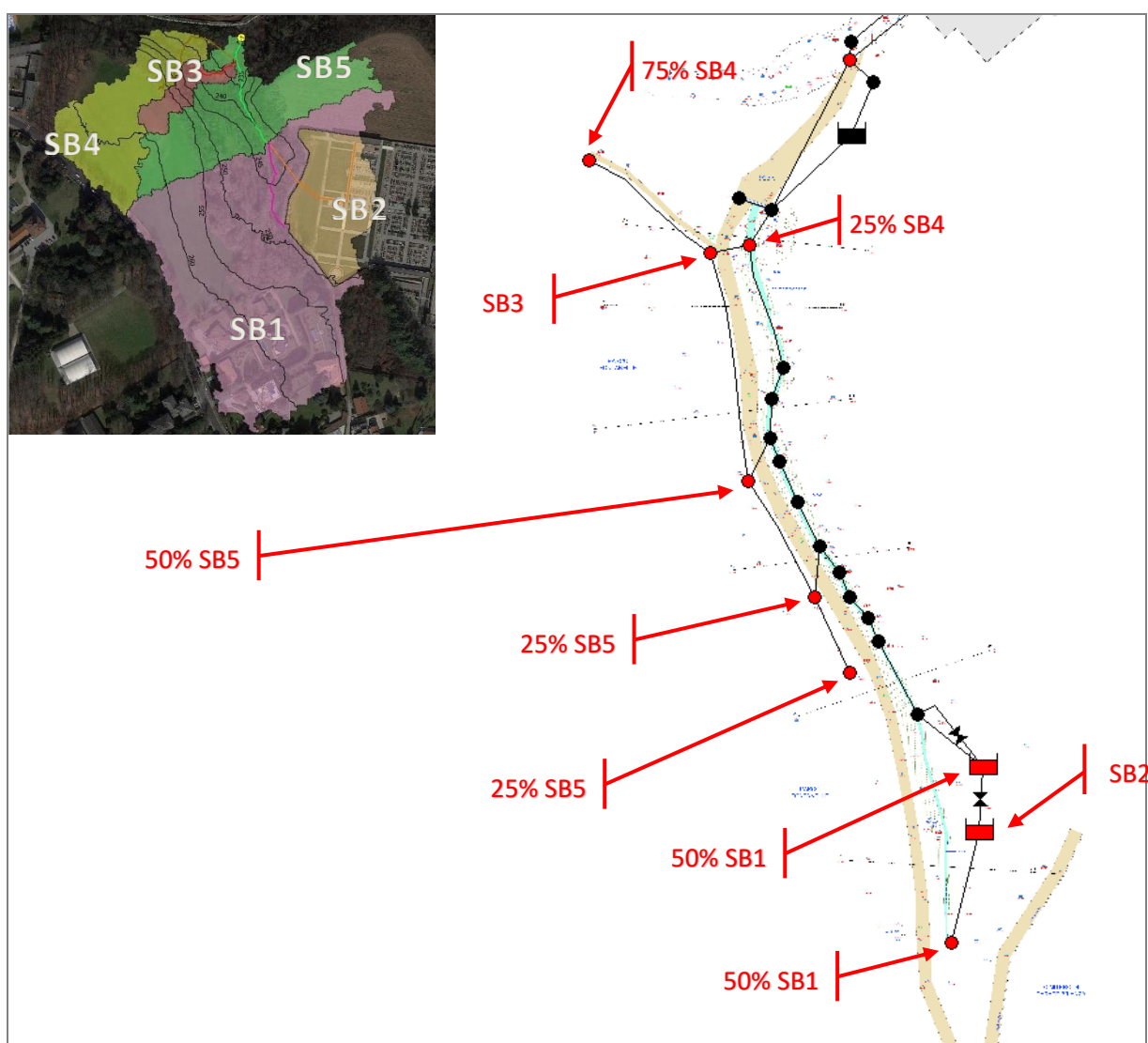


Figura 8.2 – Disposizione condizioni al contorno di monte imposte nella modellazione.

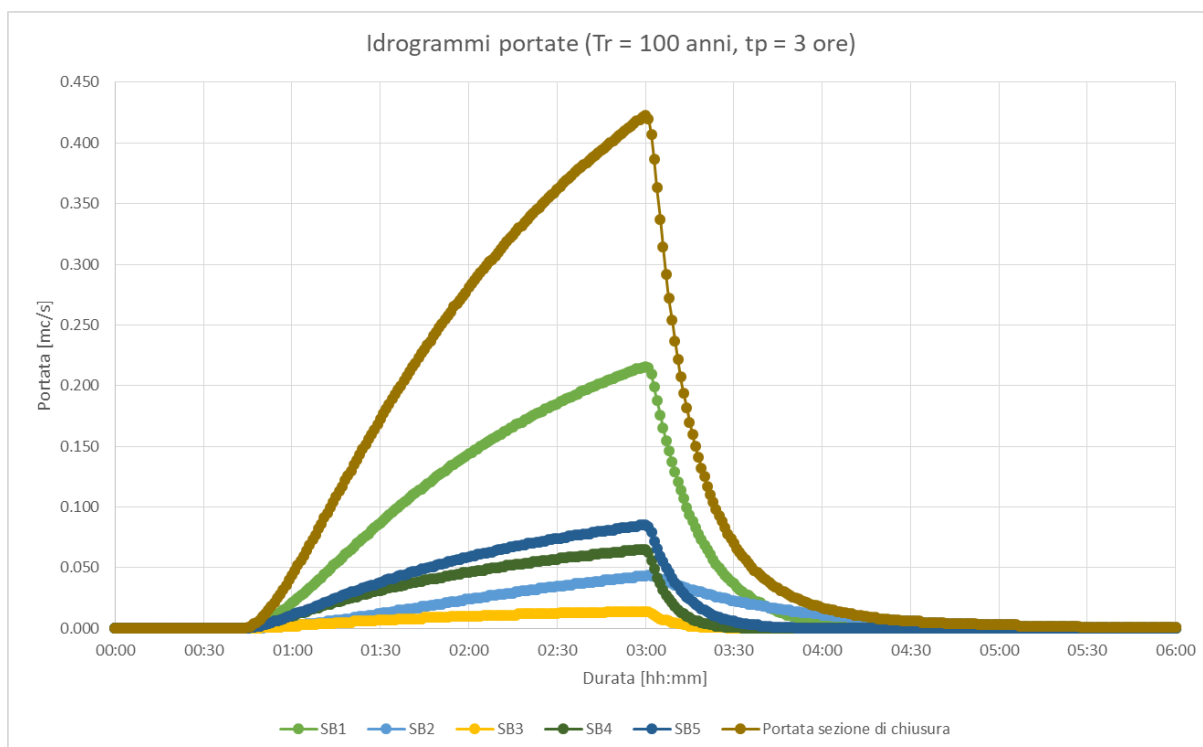
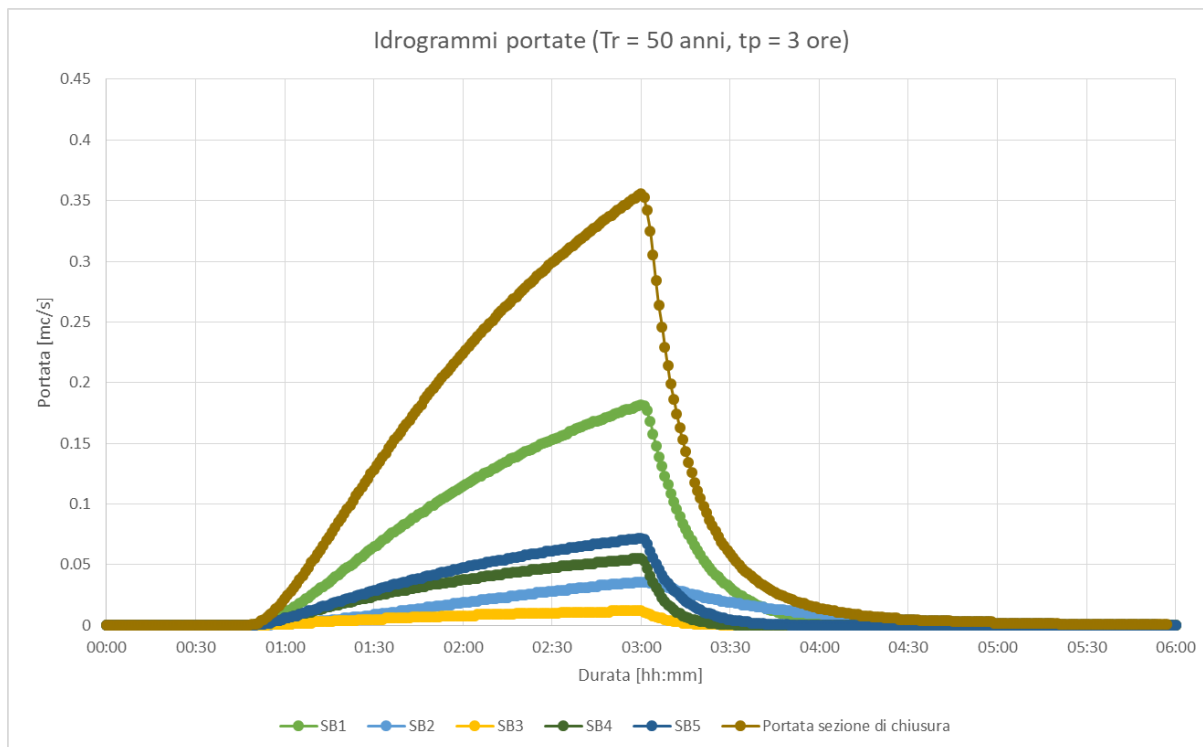


Figura 8.3 – Ruscellamento dai sottobacini idrografici individuati per gli eventi critici definiti.



Le condizioni di valle sono invece rappresentate dalla dorsale di fognatura Ø300 mm esistente sotto via Garibaldi, con passaggio in critica prima dello scarico in fiume Lambro per effetto del salto di fondo presente.

Quale ulteriore parametro caratteristico per la definizione del modello si considera inoltre:

- per l'alveo, una scabrezza di letteratura pari a $K_s=35 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$;
- per la schematizzazione dei manufatti di sfioro a valle dei bacini di invaso, un coefficiente di portata C_q pari a **1.68**, in linea con le indicazioni riportate nel FHWA (Federal Highway Administration) Design Manual per il caso di "broad-crested weir" (sormonto arginale).

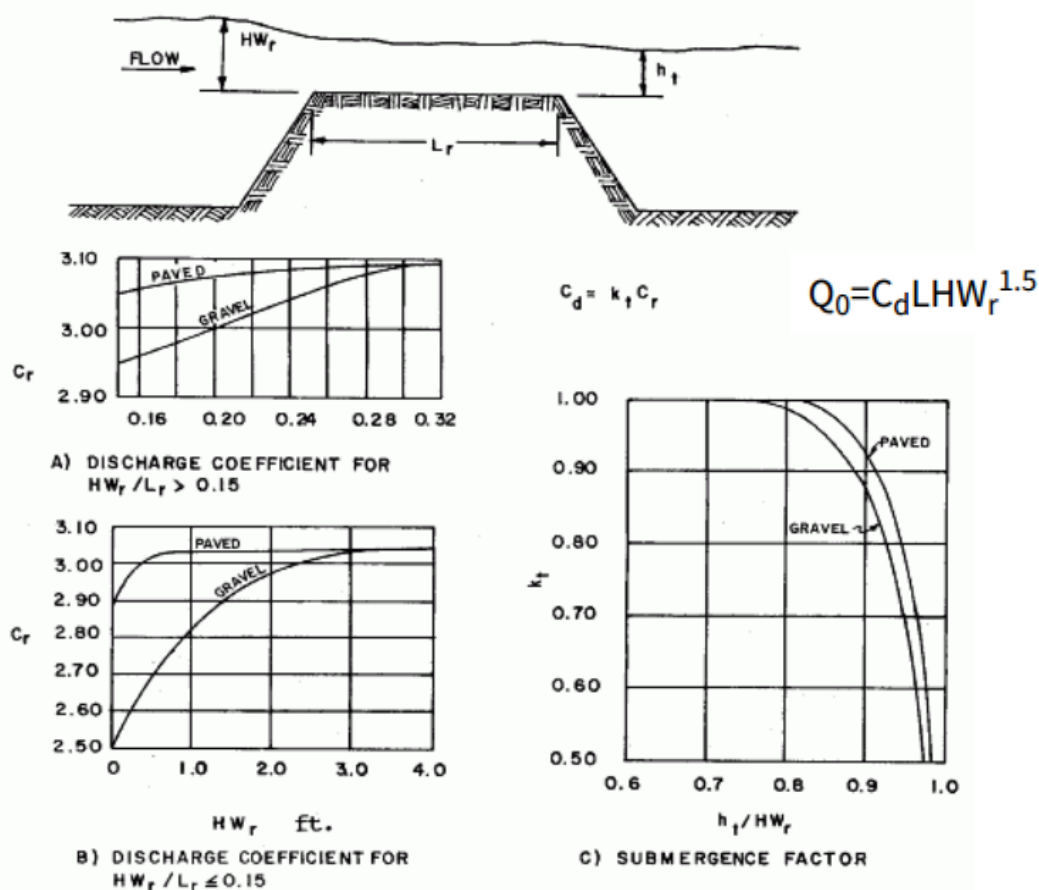


Figura 8.4 – Coefficiente di portata per sormonto arginale (FHWA, sistema imperiale britannico).



9 RISULTATI DELLA MODELLAZIONE

9.1 SCENARIO 1 – EVENTO DI PROGETTO

PRECIPITAZIONE CON TEMPO DI RITORNO 50 ANNI, DURATA $t = 3$ ORE

Rispecchiando il presente scenario la configurazione di progetto adottata, le condizioni di deflusso a valle su via Garibaldi risultano potenziate rispetto alla condizione attuale (portata scaricabile limitata a $0.1 \text{ m}^3/\text{s}$).

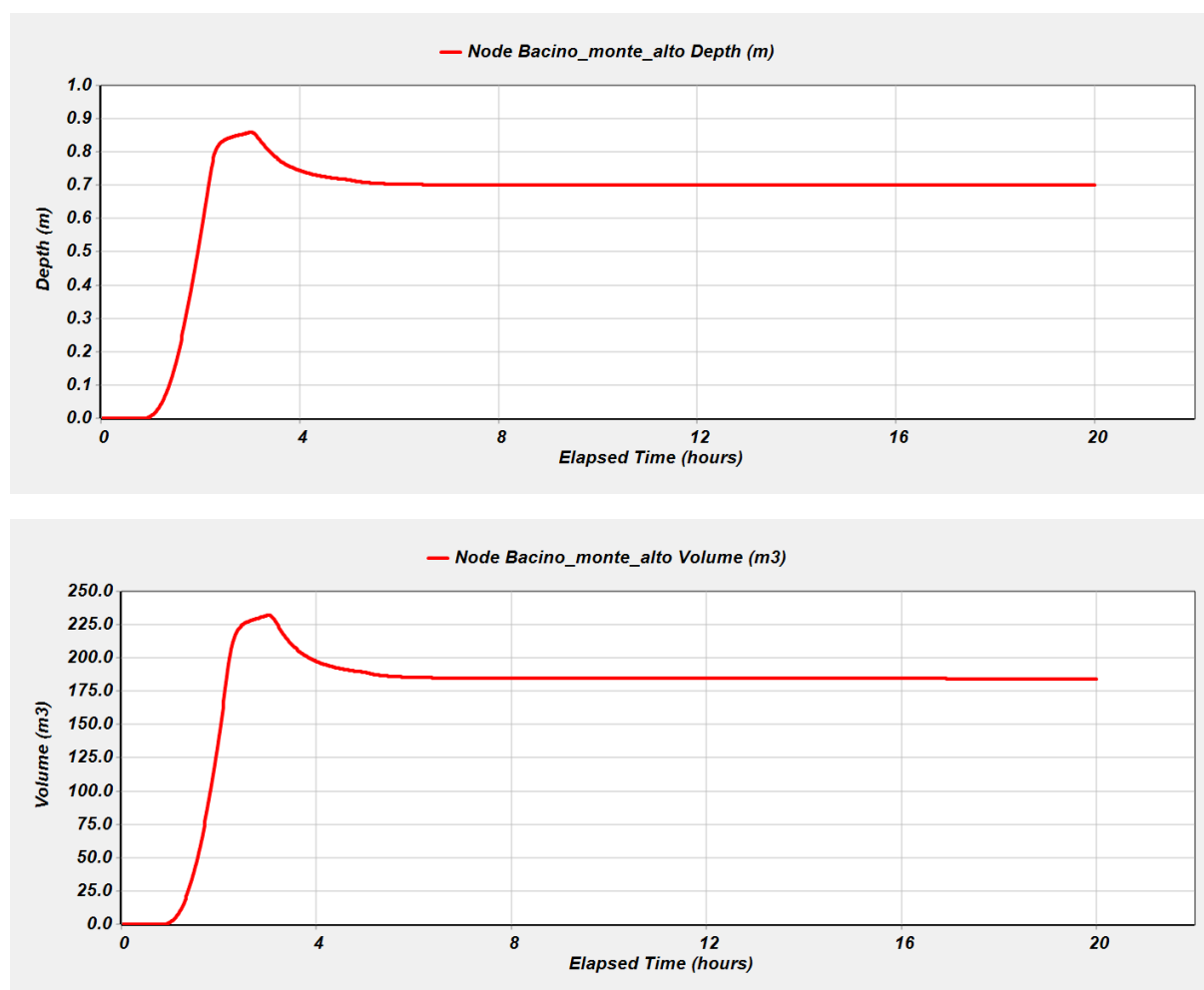


Figura 9.1 - Bacino di monte alto, massimo tirante generatosi e rispettivo volume invasato, evento Tr 50, $t=3$ ore.

Considerando l'istante di pioggia pari alla durata dell'evento si nota come il bacino di monte alto (rif. Figura 8.1) risulti in grado di invasare circa 230 mc a fronte di un tirante massimo pari a circa 0.85 m; il carico sulla soglia del manufatto di sfioro risulta essere pari a circa 15 cm. La portata stramazzante verso valle si esaurisce in circa 2 ore

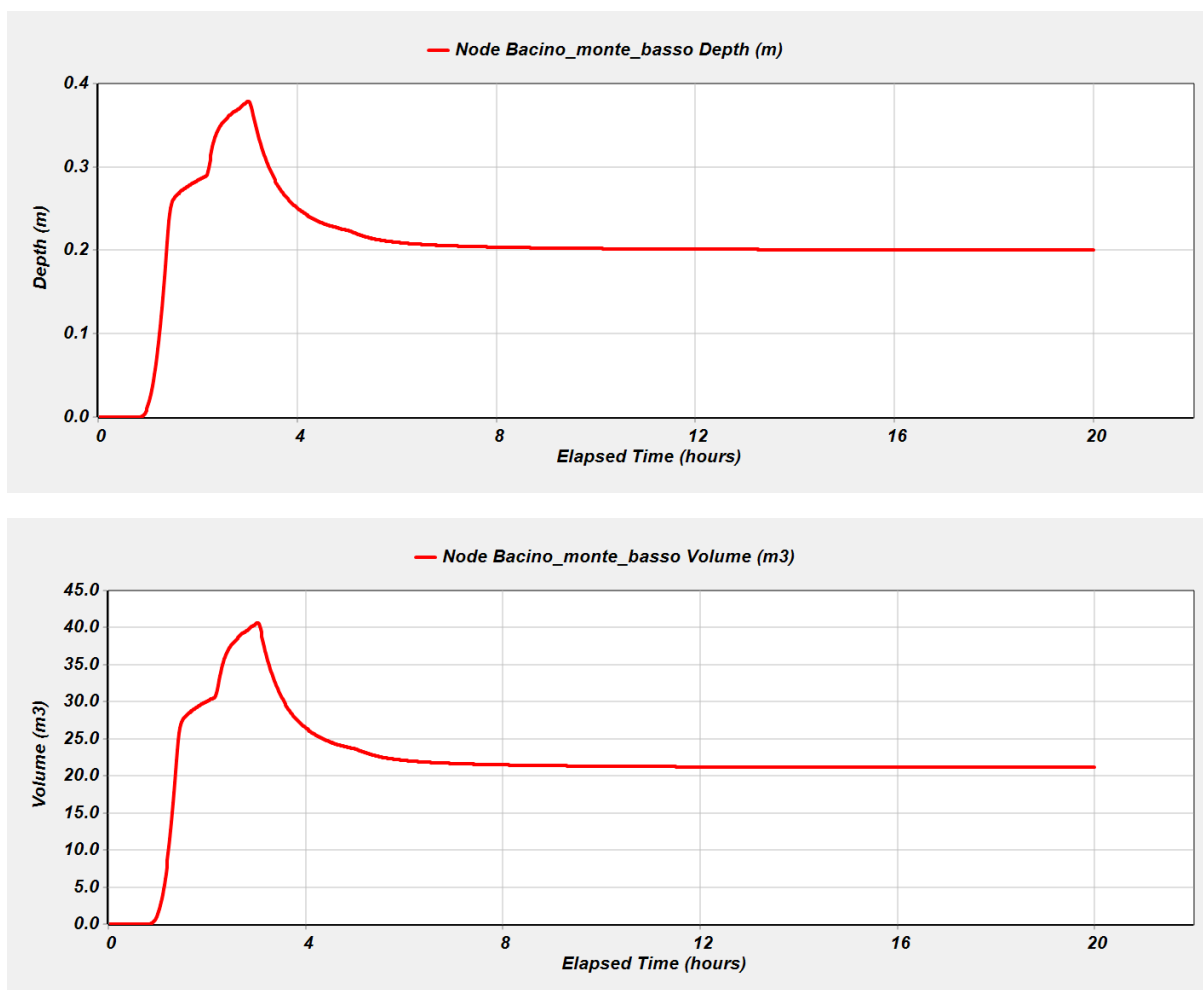


Figura 9.2 - Bacino di monte basso, massimo tirante generatosi e rispettivo volume invasato, evento Tr 50, $t=3$ ore.

Il bacino di monte basso, ricettore delle portate sfiorate dal bacino di monte alto, permette lo scarico dei deflussi verso la roggia mediante due condotte $\varnothing 250$ mm in PVC poste a 0.20 m dal fondo del bacino stesso (+241.50 m); a fronte dell'evento di progetto, nell'istante pari a $t = 3$ ore, il bacino permette di invasare circa 40 mc per un tirante di 38 cm.

La portata in uscita dalle due condotte $\varnothing 250$ mm in PVC di scarico risulta essere pari a circa 0.2 mc/s (Figura 9.3), valore compatibile con le massime portate scaricabili dalla condotta a valle del sistema, uscente dal bacino di valle e connessa al nodo idraulico esistente di via Garibaldi.

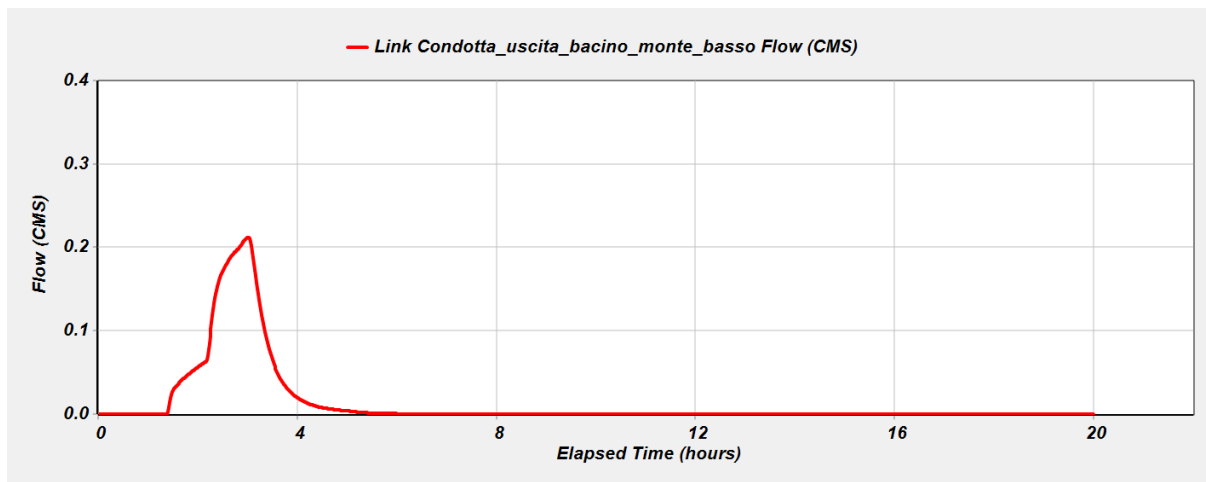


Figura 9.3 - Bacino di monte basso, portata in uscita dalle condotte di scarico, evento Tr 50, $t=3$ ore.

Tale condotta presenta infatti diametro $\varnothing 300$ mm e pendenza di progetto del 5%; analizzando le portate defluenti tramite la stessa si può notare come esse siano prossime a valori di $0.3 \text{ m}^3/\text{s}$, pari alla capacità di deflusso della condotta con gradi di riempimento prossimi al 95-100% della sezione utile.

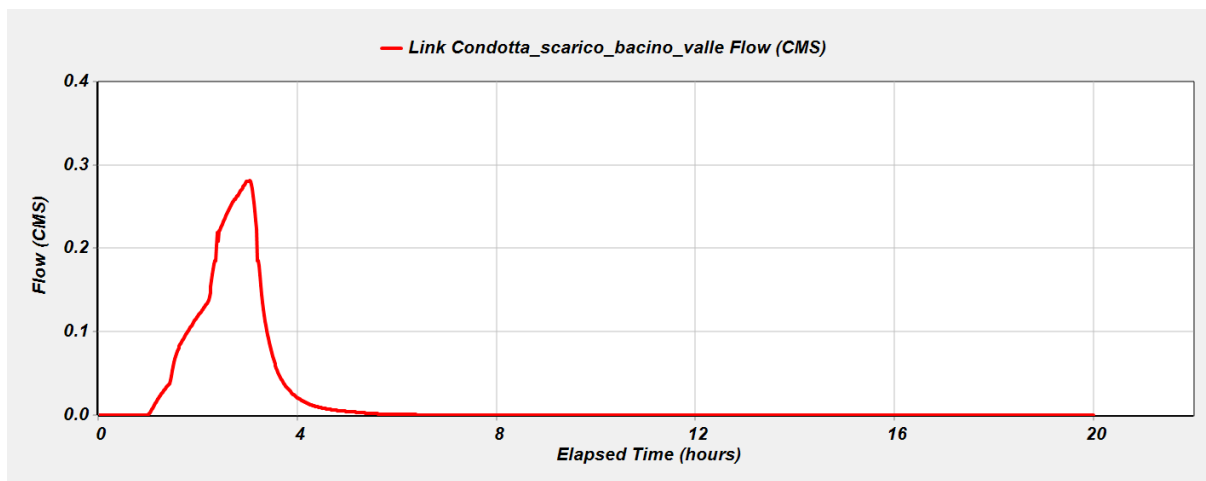


Figura 9.4 - Portata in uscita dalla condotte di scarico del bacino di valle, evento Tr 50, $t=3$ ore.

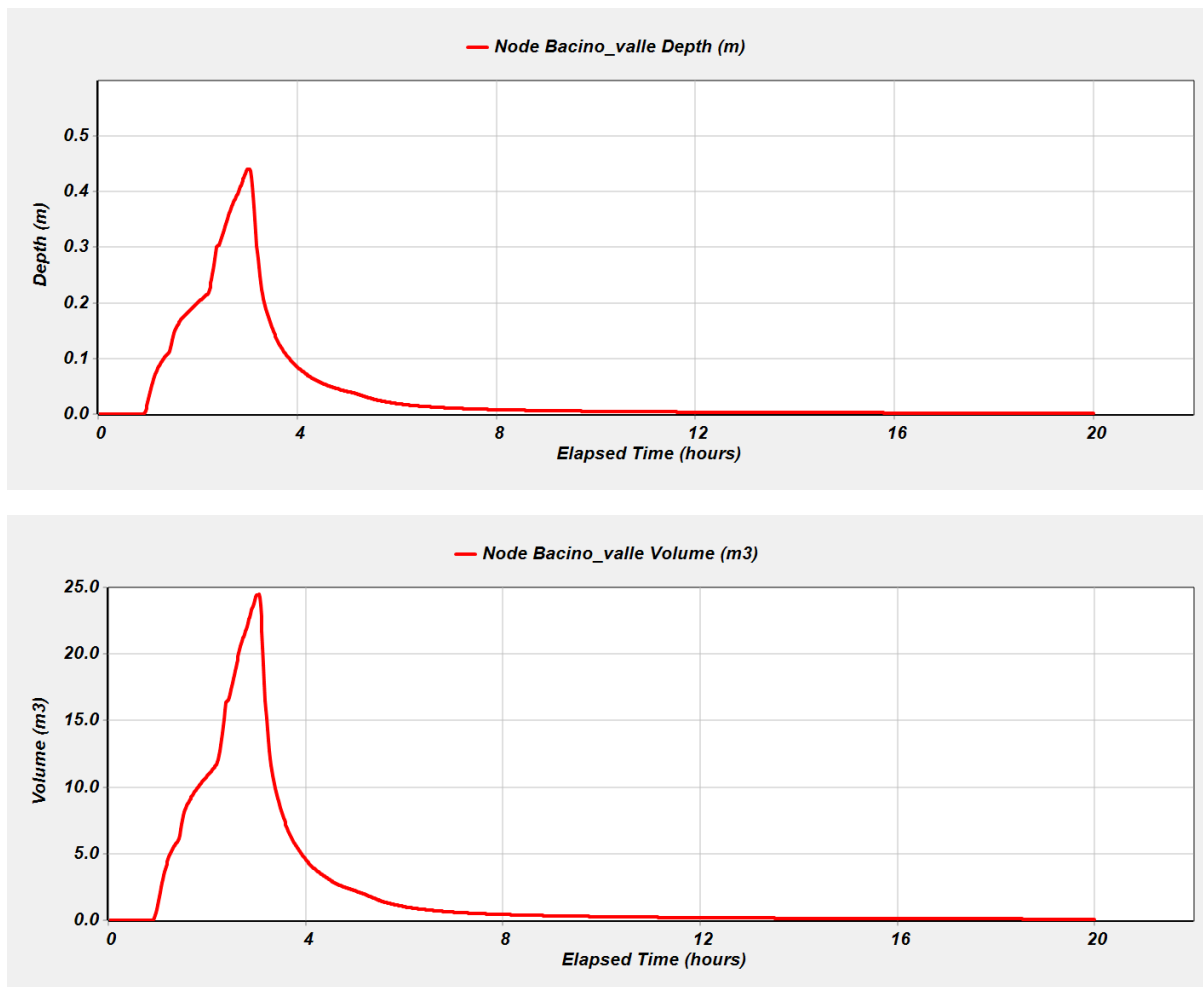


Figura 9.5 - Bacino di valle, massimo tirante generatosi e rispettivo volume invasato, evento Tr 50, $t=3$ ore.

La portata complessivamente scaricata nella dorsale di via G. Garibaldi raggiunge infine valori di 0.32-0.34 mc/s, senza evidenziare laminazioni dell'idrogramma, indicanti raggiungimento di condizioni limite di deflusso; tali valori di portata sono confrontabili con un deflusso in condizioni di moto uniforme di tale condotta e considerando cautelativamente un grado di riempimento pari all'80%.

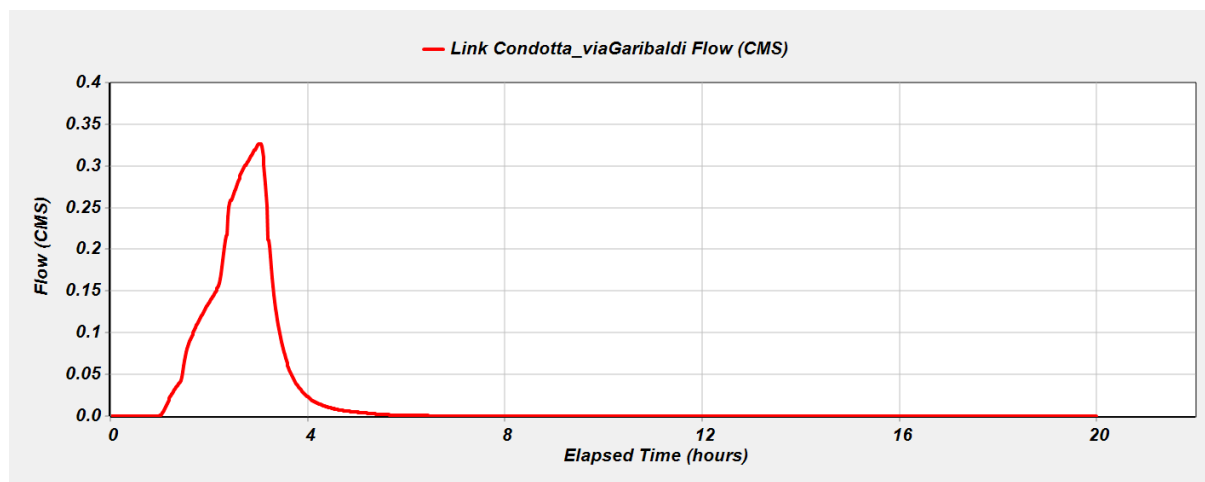


Figura 9.6 - Condotta di scarico lungo la viabilità di via G. Garibaldi, evento Tr 50, $t=3$ ore.



9.2 SCENARIO 2 – EVENTO DI VERIFICA

PRECIPITAZIONE CON TEMPO DI RITORNO 100 ANNI, DURATA $T = 3$ ORE, STATO DI PROGETTO

Il secondo scenario oggetto di analisi si pone come obiettivo la verifica del funzionamento del sistema di invaso a fronte di un evento estremo avente come tempo di ritorno 100 anni e durata sempre pari a 3 ore, in linea con le indicazioni contenute nello studio idraulico del già citato Progetto di Fattibilità Tecnico-Economica (capitolo 3).

Di seguito ne vengono riepilogati quindi i principali risultati ottenuti a valle della simulazione, in analogia a quanto già affrontato per il primo scenario.

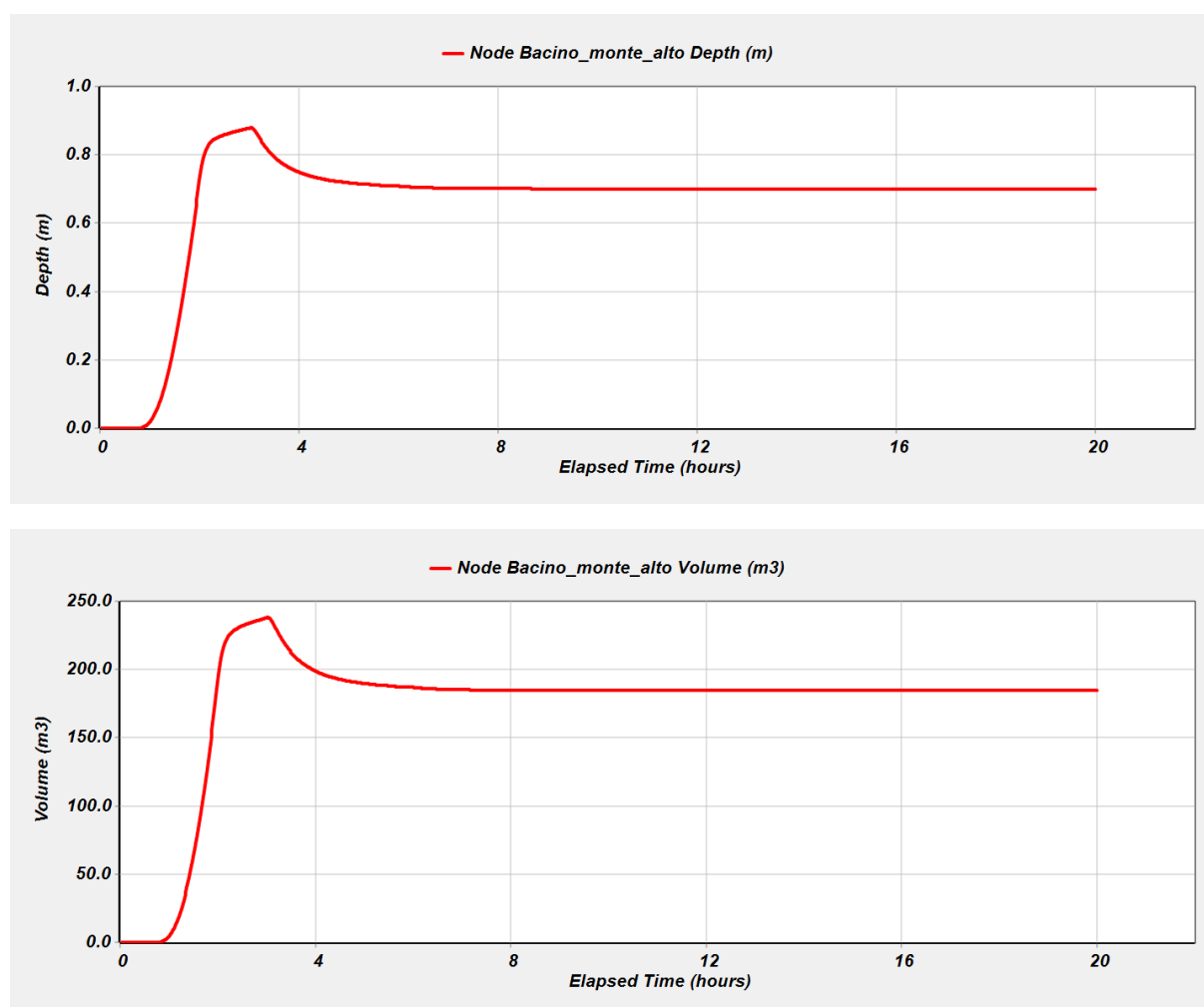


Figura 9.7 - Bacino di monte alto, massimo tirante generatosi e rispettivo volume invasato, evento T_r 100, $t=3$ ore.

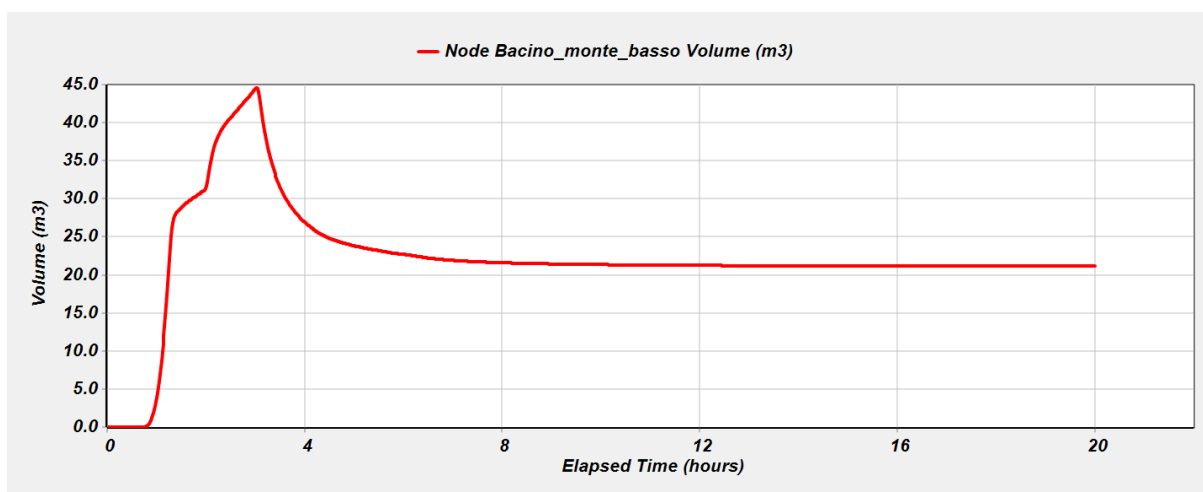
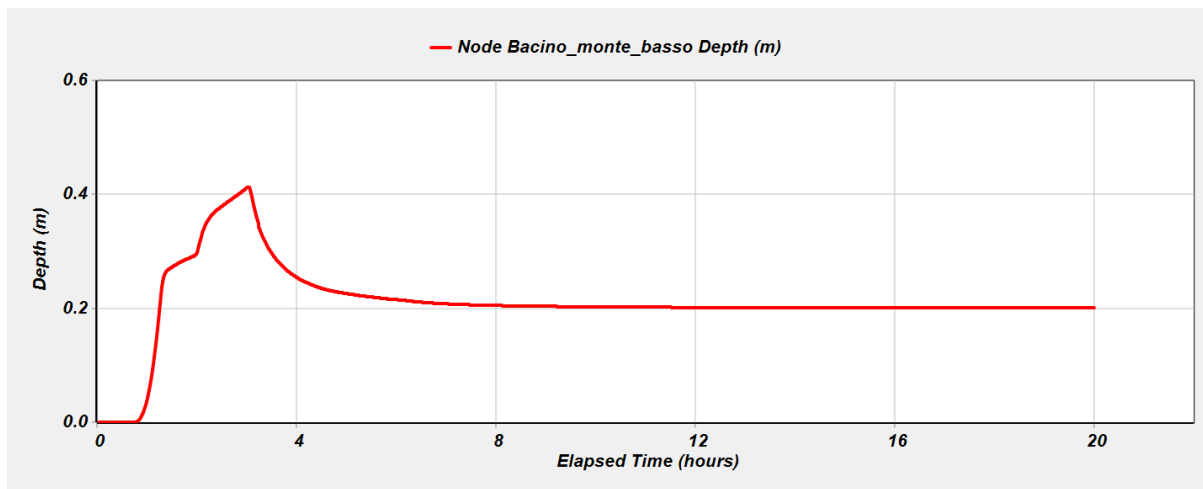


Figura 9.8 - Bacino di monte basso, massimo tirante generatosi e rispettivo volume invasato, evento Tr 100, $t=3$ ore.

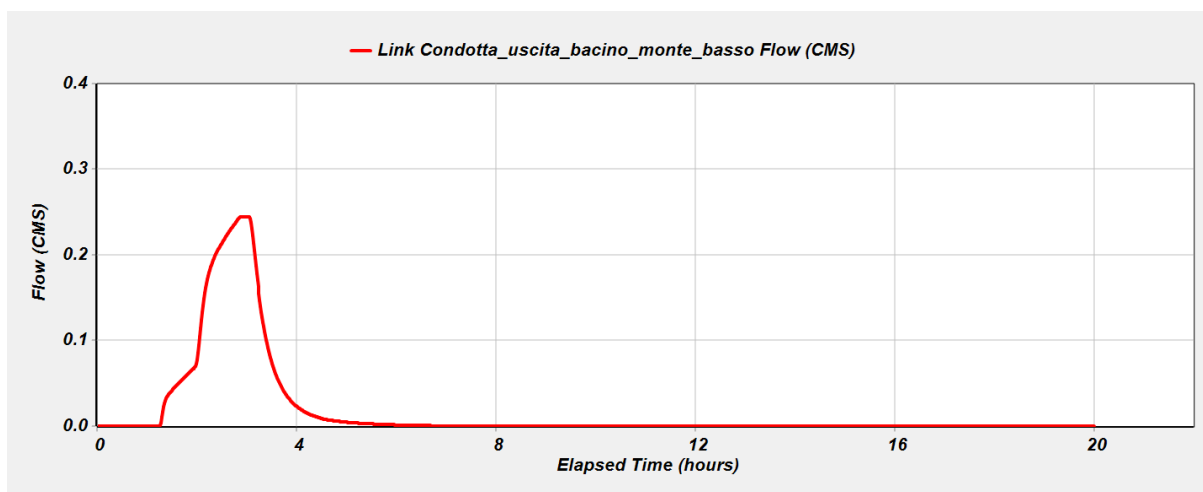


Figura 9.9 - Bacino di monte basso, portata in uscita dalle condotte di scarico, evento Tr 100, $t=3$ ore.

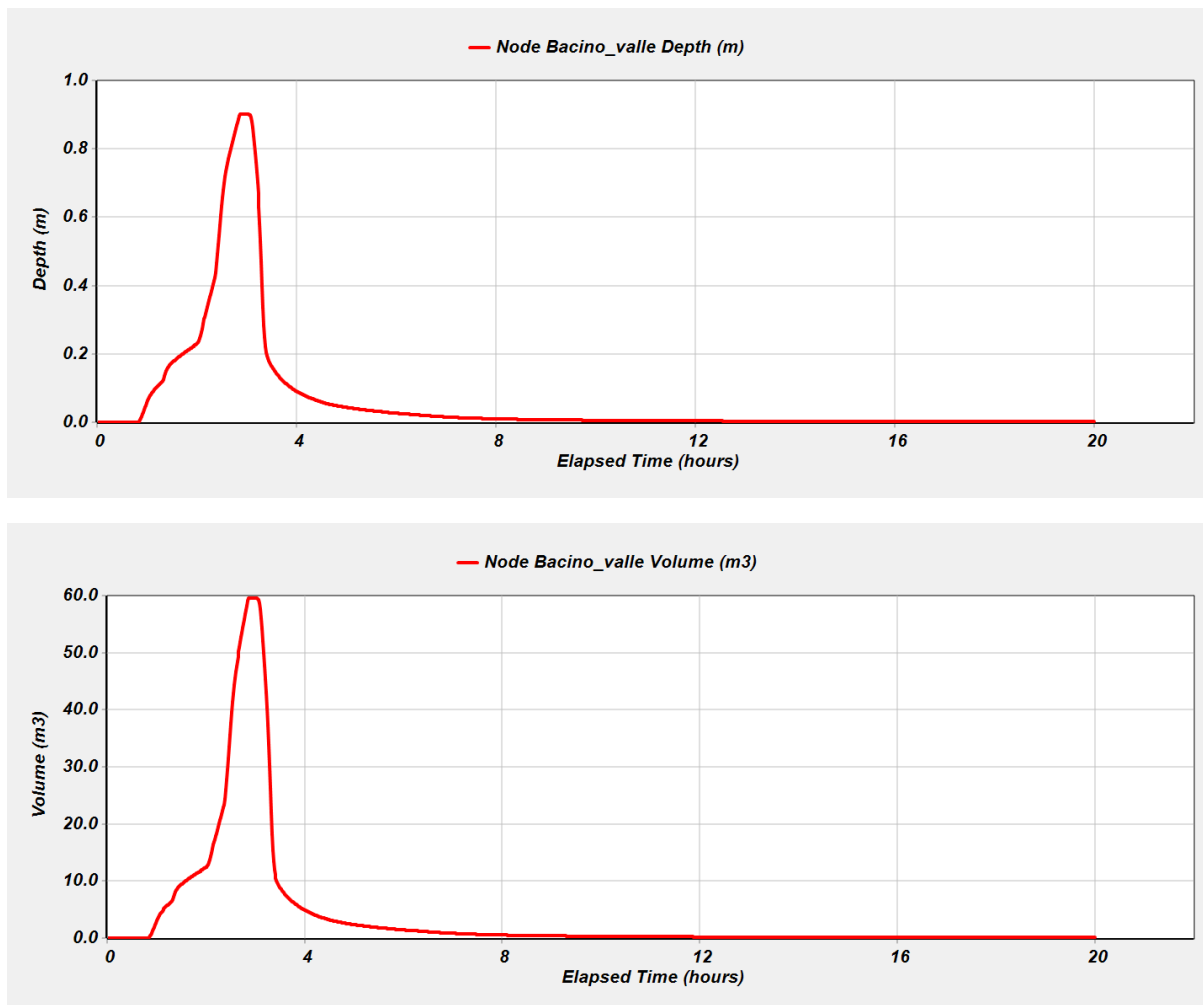


Figura 9.10 - Bacino di valle, massimo tirante generatosi e rispettivo volume invasato, evento Tr 100, $t=3$ ore.

L'applicazione dell'evento centenario alla modellazione idraulica sviluppata porta al raggiungimento di una volumetria complessiva nei bacini di invaso pari a circa 350 mc, contro la capacità di 540 mc potenzialmente disponibile.

L'analisi dei deflussi attraverso il nodo idraulico di via Garibaldi mostra tuttavia segnali di sofferenza, in virtù delle maggiori portate in arrivo dalla Roggia del Parco delle Fontanelle (Figura 9.11).

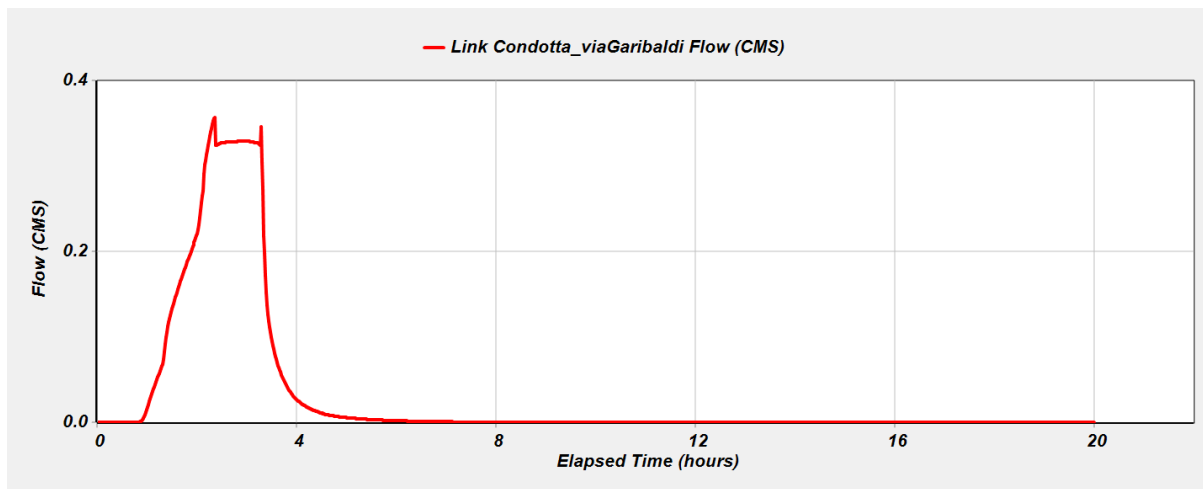


Figura 9.11 - Condotta di scarico lungo la viabilità di via G. Garibaldi, evento $T_r=100$, $t=3$ ore; si evidenzia il raggiungimento della massima capacità di deflusso con conseguente rigurgito di portata in eccesso alla rete di monte.

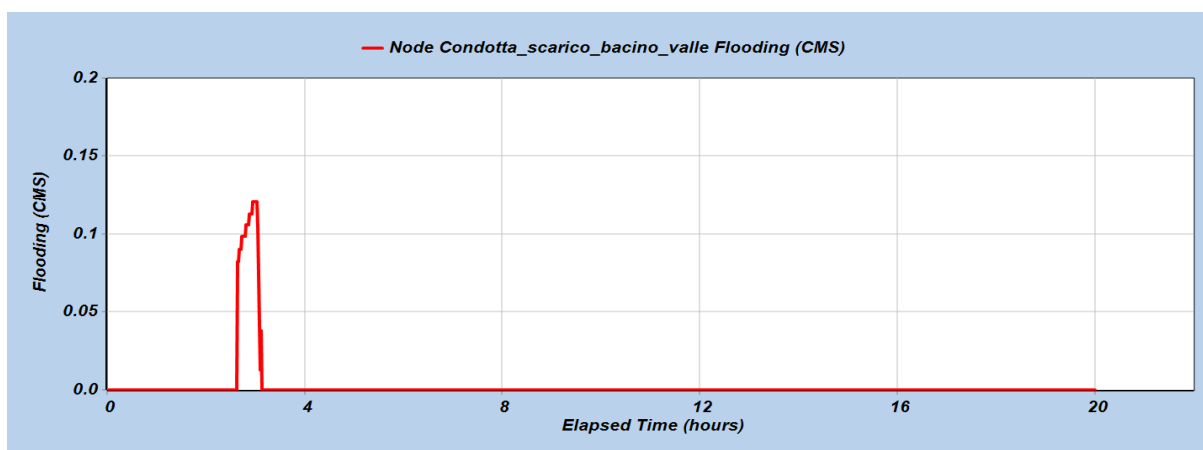


Figura 9.12 – Volume di spaglio esondato a monte del nodo critico di via Garibaldi, stimabile in circa 180 mc, che andrà ad interessare la sede stradale di via G. Garibaldi stessa verso il Fiume Lambro.

I risultati di cui sopra portano ad effettuare quindi alcune considerazioni in merito alla potenziale distribuzione del volume di spaglio sulla sede stradale.



Il modello idraulico implementato è stato quindi modificato collegando un ulteriore link al nodo idraulico di via Garibaldi, di sezione aperta assegnata tipo *irregular* e pari alla sezione stradale, al fine di simulare approssimativamente la diffusione dei deflussi esondati sul piano stradale.

Il risultato, in termini di tiranti raggiunti, è illustrato in Figura 9.14.

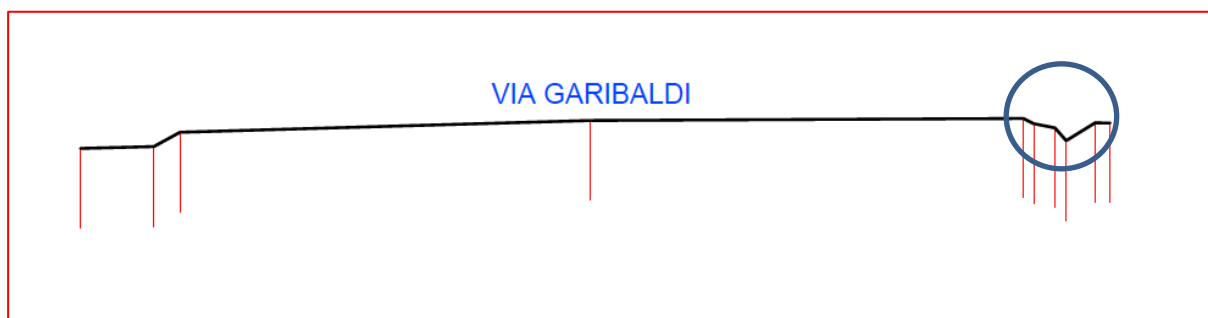


Figura 9.13 - Sezione P8 lungo la viabilità di via G. Garibaldi, in cui sono individuate le due cunette poste lungo il lato strada.

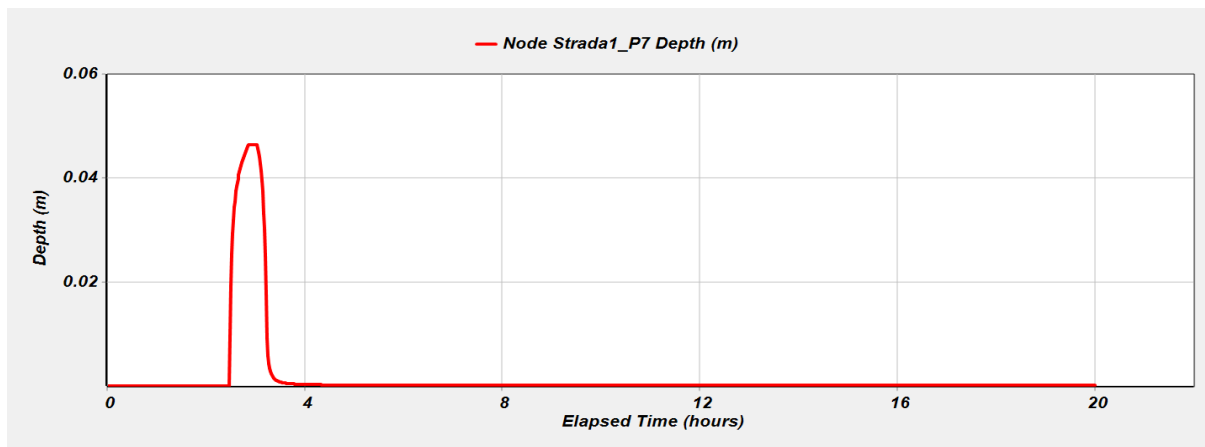


Figura 9.14 - Transito dell'onda di spaglio lungo la sezione della cunetta stradale con relativa formazione di una lama d'acqua stimata pari a circa 5 cm.



10 SINTESI DELLE ANALISI IDRAULICHE

Il progetto di *“Regimazione idraulica nel Parco delle Fontanelle a Carate Brianza e Verano Brianza”* raccoglie gli interventi previsti al fine della risoluzione delle problematiche di dissesto idrogeologico che hanno luogo nell’area nordorientale del parco delle Fontanelle al confine tra i Comuni di Verano e Carate Brianza.

Tali interventi si configurano, sostanzialmente, nella realizzazione di opere di ingegneria naturalistica volte alla stabilizzazione dei pendii ed alla definizione di bacini di raccolta e laminazione dei deflussi ruscellanti dai versanti afferenti la Roggia del Parco delle Fontanelle.

Lo studio idraulico condotto ha verificato quindi la compatibilità dei suddetti bacini di invaso con eventi critici di precipitazione aventi tempi di ritorno di 50 e 100 anni; le simulazioni effettuate hanno messo in luce quanto segue:

- la capacità disponibile nel sistema appare sufficiente a fronte del verificarsi di eventi con TR 50 anni; la regolazione delle portate afferenti alla Roggia, operata dai manufatti di sfioro e di restituzione del bacino di monte, consente inoltre il raggiungimento di valori di picco, alla sezione di chiusura, compatibili con la rete di fognatura esistente di via Garibaldi;
- per precipitazioni con TR pari a 100 anni, l’inserimento degli interventi di regimazione mitiga gli effetti conseguenti al rigurgito dei deflussi dal nodo idraulico di via Garibaldi, riducendo il volume di spaglio da 850 m³ (stimati da studio idrologico in sede di PFTE) a circa 200 m³, con formazione di lama d’acqua potenzialmente contenuta nella cunetta stradale.

Si ricorda infine che i risultati ottenuti dalla modellazione idrodinamica sviluppata considerano soluzioni a fondo fisso del campo di moto e non simulano l’effetto del trasporto solido; tale condizione è stata sviluppata in virtù della prevista realizzazione degli interventi di stabilizzazione dei versanti e del fondo alveo (viminate e soglie in legname e pietrame) e conseguente riduzione dei fenomeni di dissesto rispetto alla condizione ante-operam.

Sulla base delle considerazioni sopra esposte, unitamente alla realizzazione degli interventi di regimazione previsti dal presente progetto, si suggerisce la valutazione di opere di urbanizzazione complementari, che interessino in particolare la sede stradale di via Garibaldi e volte alla protezione degli accessi dei frontisti, oltre che il potenziamento della dorsale di fognatura esistente e diretta allo scarico in fiume Lambro.