



Comune di  
**SAVOCA**  
Città Metropolitana di Messina



# PIANO REGOLATORE GENERALE

Elaborato

**STUDIO IDROLOGICO - IDRAULICO**  
Relazione di Compatibilità Idrologica-Idraulica

Tavola

**ID.1**

Il Tecnico

Ingegnere  
Biagio SAYA



Approvato con Delibera di Presa d'Atto del  
Consiglio Comunale n° 02 del 26.01.2026

Il Sindaco

Redattore

Moduloquattro  
Architetti Associati  
(F. Ciappina - E. Melluso - G. Scarcella)



Arch. Massimo Stracuzzi



Il Dirigente dell' Area Tecnica

Arch. Angelina Maria  
Muscolino



Adottato con delibera del Commissario ad Acta n° 69 del 05.11.2019  
allegato e parte integrante dell'atto.

Il Segretario Comunale  
Avv. Cristina Milazzo

**PIG**





## RELAZIONE DI COMPATIBILITA' IDROLOGICO - IDRAULICA

### INDICE

<b>PREMESSE</b> .....	3
<b>1- GENERALITA' SUI CONTENUTI DELLO STUDIO</b> .....	3
<b>2- IL TERRITORIO COMUNALE</b> .....	4
<b>3- VINCOLI DI NATURA IDRAULICA ED IDROGEOLOGICA PRESENTI SUL TERRITORIO</b> .....	6
<b>4- BACINI IDROGRAFICI DEL TERRITORIO COMUNALE</b> .....	7
<b>5- GENERALITA' SUGLI EVENTI DI PIENA</b> .....	9
<b>6- LE CURVE DI PROBABILITA' PLUVIOMETRICA</b> .....	12
<b>7- ANDAMENTO TEMPORALE DELLA PIOGGIA DI PROGETTO</b> .....	16
<b>8- RAGGUAGLIO DELLA PIOGGIA ALL'AREA</b> .....	19
<b>9- MODELLO DI PIOGGIA NETTA ADOPERATO</b> .....	20
<b>10- CARATTERISTICHE MORFOMETRICHE DEI BACINI</b> .....	25
<b>11- STIMA DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE</b> .....	29
<b>12- PLUVIOGRAMMA DI CALCOLO</b> .....	31
<b>13- FORMAZIONE DEL DEFLUSSO DI PIENA</b> .....	31
<b>14 - ANALISI IDRAULICA DELLA SEZIONE DI INTERESSE</b> .....	40
<b>15- SOLUZIONE NUMERICA ADOTTATA PER LA SIMULAZIONE IDRAULICA</b> .....	41
<b>16- ANALISI DEI RISULTATI</b> .....	45
<b>17- CONSIDERAZIONI PRESCRIZIONI E VERIFICHE IDRAULICHE DI MASSIMA</b> .....	51



## ***Lista Figure***

<b>Figura 1 Perimetrazione vincolo idrogeologico sul territorio Comunale .....</b>	<b>6</b>
<b>Figura 2 Perimetrazione PAI vincolo Idraulico sul territorio Comunale (Sito di attenzione torrente Agrò) .....</b>	<b>7</b>
<b>Figura 3 Bacini del Torrente Agrò e Savoca .....</b>	<b>8</b>
<b>Figura 4 Bacini minori del Torrente Fontanelle, Botte e Rina su territorio Comunale di Savoca .....</b>	<b>9</b>
<b>Figura 5 Curve di probabilità pluviometrica.....</b>	<b>16</b>
<b>Figura 6 Sovrapposizione Bacini idrografici su carta a curve di livello elaborate da DTM 1x1 .....</b>	<b>26</b>
<b>Figura 7 Individuazione dei bacini minori e de reticolo idrografico in GIS ....</b>	<b>26</b>
<b>Figura 8 Individuazione dei bacini e reticolo idrografico su GIS (In rosa il territorio di Savoca) .....</b>	<b>27</b>
<b>Figura 9 Inserimento DTM in Hec Ras .....</b>	<b>42</b>
<b>Figura 10 Tabella 7.3 - Metodologia completa .....</b>	<b>46</b>
<b>Figura 11 Perimetrazione P1 (Blu chiaro) - P2 (Blu scuro).....</b>	<b>49</b>
<b>Figura 12 Perimetrazione Torrente Savoca P1 (Blu chiaro) - P2 (Blu scuro).50</b>	
<b>Figura 13 Perimetrazione sovrapposto su PRG - P1 (Blu chiaro) - P2 (Blu scuro).....</b>	<b>50</b>
<b>Figura 14 Perimetrazione sovrapposto su PRG Torrente Savoca- P1 (Blu chiaro) - P2 (Blu scuro).....</b>	<b>51</b>



Comune di  
**SAVOCA**  
Città Metropolitana di Messina



## **PREMESSE**

*Con la presente relazione, in adempimento all'incarico ricevuto da parte dell'Amministrazione Comunale di Savoca, si illustrano gli studi idrologici ed idraulici specialistici svolti a supporto del Piano Regolatore Generale oggetto di approvazione degli enti preposti.*

### **1- GENERALITA' SUI CONTENUTI DELLO STUDIO**

Lo studio idrologico ed idraulico predisposto e nel seguito illustrato è finalizzato ad analizzare il reticolo idrografico superficiale presente nel territorio Comunale, ed in particolare esso è caratterizzato dalle analisi di bacino eseguite al fine di individuare, secondo i previsti periodi di ritorno, ovvero probabilità di accadimento prescritti dalla normativa vigente ovvero dal PAI Sicilia, le portate di piena verificabili e le relative capacità di smaltimento dei rispettivi corpi idrici con la conseguente perimetrazione effettuata ai sensi del Capitolo 7 della Relazione Generale PAI-2021. Le analisi idrauliche e idrologiche sono state effettuate sul DTM in scala 1mx1m e restituite in ambiente GIS.

Si è potuto così esprimere un giudizio qualitativo ma razionale sulla compatibilità tra l'assetto idraulico del territorio e le previsioni di urbanizzazione previste della Piano Regolatore Generale prescrivendo inoltre l'adozione, nelle norme tecniche di attuazione dello stesso PRG, dell'obbligo di effettuare specifici approfondimenti locali e studi puntuali di compatibilità idraulica preventivamente alla esecuzione di



Comune di  
**SAVOCA**  
Città Metropolitana di Messina



interventi antropici da eseguirsi nelle aree comunali ed in particolare in aree caratterizzate da interferenze idrauliche.

## **2- IL TERRITORIO COMUNALE**

Il Comune di Savoca si trova nella valle d'Agrò, nella parte più interna dei monti peloritani, precisamente posizionato, con il suo centro principale, alla quota media di circa 300 m s.l.m.

Ha un'estensione di circa 8 km<sup>2</sup> e l'abitato è costituito da un centro storico e da tante frazioni più o meno piccole immerse nella campagna. La vegetazione presente è quella tipicamente mediterranea: nelle zone pianeggianti ci sono dei rigogliosi agrumeti, mentre nelle zone collinari sono presenti vasti vigneti ed uliveti.

Il capoluogo comunale conta circa 900 abitanti ed è costituito da un borgo medioevale ormai scarsamente popolato. La maggior parte della popolazione abita le frazioni di Rina (498 abitanti), San Francesco di Paola (407 abitanti) e Contura, che si trovano nei pressi della Fiumara d'Agrò nell'omonima valle. Le altre frazioni sono: Cucco, Màllina, Ròmissa, Mancusa, Mortilla, Botte, Rogani e Cantidàti Superiore; ormai del tutto spopolate ed abbandonate sono le frazioni di Barone, Cannùli, Malèrba e Rapone.

Le sue origini si perdono nella leggenda esistendo diverse ipotesi per la sua nascita.

I documenti certi risalgono agli inizi del 1100, quando Ruggiero II creò la Baronia di Savoca sotto la giurisdizione dell'Archimandrita del convento SS Salvatore di



Comune di  
**SAVOCA**  
Città Metropolitana di Messina



Messina. Nel 1500 Savoca raggiunse il suo massimo splendore testimoniato dai suoi 4500 abitanti. Il declino come in tutti i centri collinari e montani iniziò nel XIX secolo ma rimangono valide vestigia della sua grandezza.

Dopo il decadimento e l'oblio Savoca sta recuperando il suo antico splendore in particolare la pubblica fruizione dei suoi beni architettonici già inseriti in un contesto turistico avente valenza Regionale con visite guidate alle catacombe, alle chiese monumentali, ai resti del castello medievale e al vecchio centro storico.

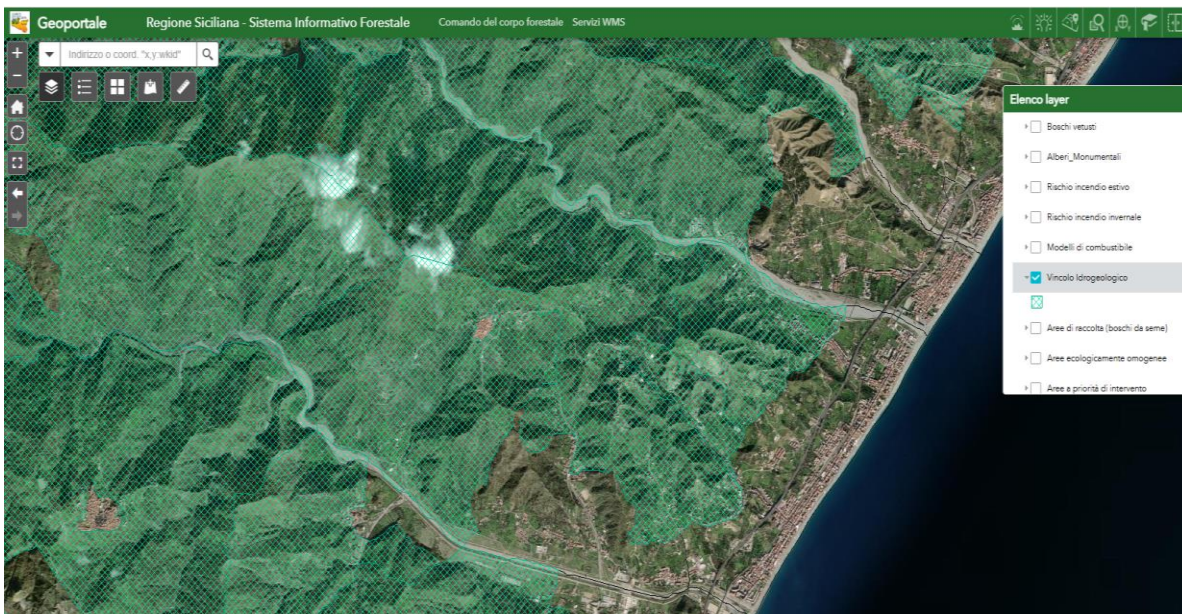
Il reticolo idrografico presente nel territorio è di natura secondaria costituito da una serie di valloni, a regime esclusivamente torrentizio, confluenti a pettine nei torrenti principali. In linea generale, il reticolo idrografico del territorio comunale, in dipendenza della natura dei terreni, della conformazione orografica della zona e della tettonica, è caratterizzato dalla presenza di piccoli bacini imbriferi con una rete drenante di tipo detritico, localmente subparallelo, avente regime temporaneo con apporti quasi esclusivamente di tipo pluviale. Non vi sono ristagni superficiali e le pendenze dei thalwegs si mantengono abbastanza elevate. Questi corsi d'acqua presentano alvei brevi ed inclinati che da incassati nella parte a monte si allargano verso valle e nel tratto finale presentano una coltre alluvionale di spessore variabile. Nel complesso, la densità di drenaggio è abbastanza elevata.



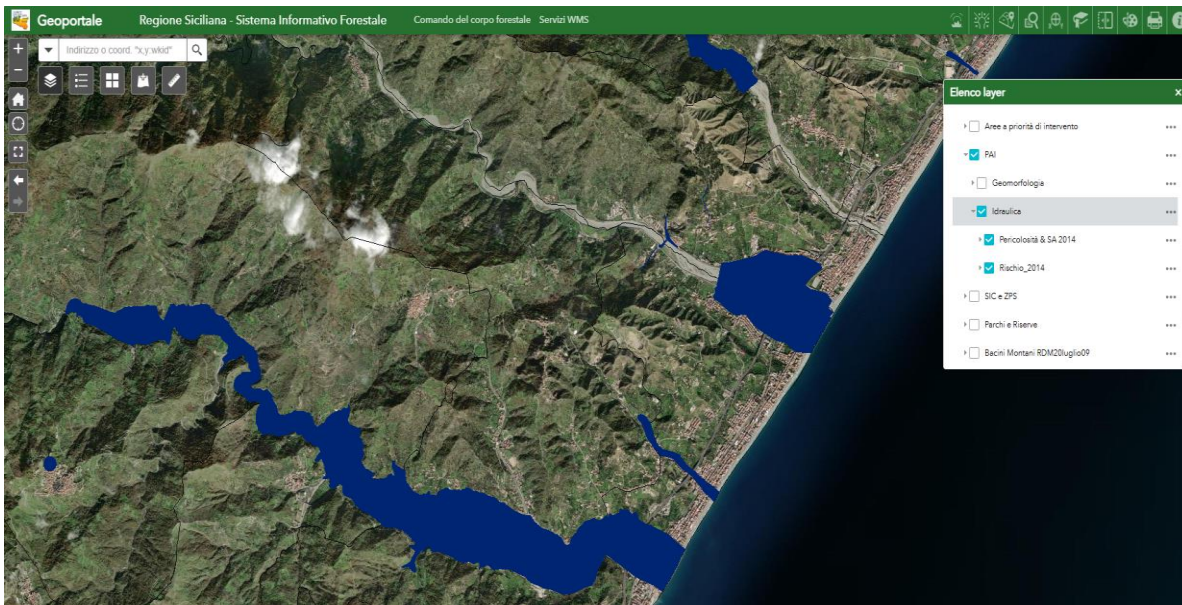
### **3- VINCOLI DI NATURA IDRAULICA ED IDROGEOLOGICA PRESENTI SUL TERRITORIO**

Il territorio Comunale di Savoca è sottoposto a vincoli idrogeologici ed idraulici in relazione alle caratteristiche del relativo territorio ed in particolare in quanto attraversato da diversi torrenti, anche se gli stessi non trovano il loro intero sviluppo, e relativo bacino idrografico, ricompreso all'interno del solo territorio Comunale.

In particolare il territorio Comunale è sottoposto a vincolo idrogeologico (R.D. n. 3267 del 30/12/1923) ad eccezione di alcune zone appartenenti a centri urbani, mentre per quanto attiene al vincolo PAI idraulico non sono censiti elementi a rischio né dissesti, ma soltanto alcuni siti di attenzione.



**Figura 1 Perimetrazione vincolo idrogeologico sul territorio Comunale**



**Figura 2** Perimetrazione PAI vincolo Idraulico sul territorio Comunale (Sito di attenzione torrente Agrò)

#### **4- BACINI IDROGRAFICI DEL TERRITORIO COMUNALE**

Al fine di individuare la rete idrografica con i relativi bacini si è proceduto all'analisi del territorio in ambiente GIS tramite l'impiego del DTM della regione Sicilia in scala 1m x 1m. Nello specifico la caratterizzazione idrologica è stata realizzata mediante il tool Watershed in Q-Gis.

Tramite questo approccio si sono individuati n. 2 Bacini idrografici di corsi d'acqua principali (Aste di ordine  $\geq 3$  HORTON-STRAHLER) e 3 di corsi d'acqua secondari (Aste di ordine  $\leq 3$  HORTON-STRAHLER). Tali bacini, sono rappresentati da:

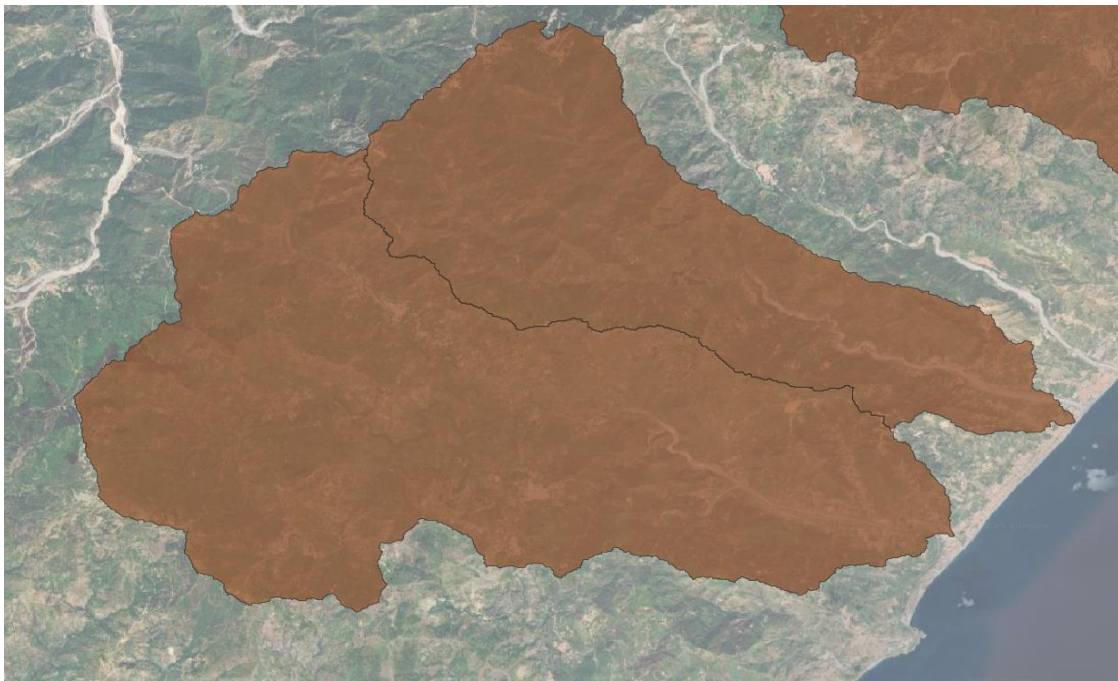
Corsi d'acqua principali

- 1) Bacino del Torrente Agrò
- 2) Bacino del Torrente Savoca

Corsi d'acqua secondari



- 3) Bacino del Torrente Fontanelle (Porto Salvo)
- 4) Bacino del Torrente Botte
- 5) Torrente Rina



**Figura 3 Bacini del Torrente Agrò e Savoca**



**Figura 4 Bacini minori del Torrente Fontanelle, Botte e Rina su territorio Comunale di Savoca**

### **5- GENERALITA' SUGLI EVENTI DI PIENA**

Per “evento di piena” di un generico corso d’acqua, sia naturale che artificiale, si intende il fenomeno del rapido sopraelevamento della superficie libera del pelo d’acqua dovuto all’aumento della portata che, a sua volta, è causato da precipitazioni di forte intensità o più raramente nella nostra regione dal repentino scioglimento di nevai o ghiacciai o dalle malaugurate tracimazioni di opere di ritenuta idraulica.

La conoscenza del fenomeno della piena fluviale è indispensabile per la predisposizione dei mezzi necessari alla difesa idraulica e generale del territorio, sia che si tratti di interventi elementari e localizzati, sia che si tratti di più complessi interventi tecnico amministrativi di difesa preventiva.



Dal punto di vista idrologico un approccio corretto al problema delle piene necessita di informazioni e studi relativi a:

- regime pluviometrico del bacino riferito in particolar modo alle piogge di breve durata e forte intensità.
- regime conseguente delle portate di piena nelle sezioni di interesse ed in particolar modo in quelle definibili critiche.
- perdite d'acqua, e dunque della conseguente portata, durante il processo di moto sul bacino ed in alveo, dovute principalmente ad infiltrazione ed evotraspirazione.
- meccanismo fisico con cui le onde si formano nel bacino e si propagano nell'alveo fluviale, ovvero analisi idrodinamica della corrente.
- dinamica delle forme fluviali e del trasporto solido conseguente.
- estensione e caratteristiche fisiche dell'area soggetta ai fenomeni di esondazione.

Per linee generali, i provvedimenti utili per la difesa dai fenomeni di piena fluviale conseguenti a eventi climatici intensi sono di vario tipo e si possono suddividere in due grandi famiglie:

- riduzione delle portate a mezzo di strumenti di laminazione e diversivi,
- sistemazione ed ampliamenti dell'alveo per accogliere idoneamente le portate di progetto.



Nel caso specifico, date le caratteristiche generali dell'analisi richiesta per supportare la programmazione territoriale (Piano Regolatore Generale), nonché la modesta estensione dei bacini tributari lo studio idrologico si riduce alla conoscenza del valore delle portate massime con assegnata frequenza probabile (portate al colmo di piena) che possono presentarsi nell'asta torrentizia con prefissato periodo di ritorno  $q_{\max}(T)$ , mentre risultano poco significative, ancorchè difficilmente desumibili data la scarsità dei dati, le ulteriori informazioni in merito alla forma che la  $Q(t)$  possa assumere.

Nei capitoli che seguono si illustrano le procedure adoperate per la stima dell'evento "critico" che ha la probabilità di presentarsi con prefissato periodo di ritorno nelle differenti sezioni di chiusura di interesse, punto di partenza per la successiva verifica di compatibilità degli interventi.

L'obiettivo ultimo difatti del presente studio idrologico è quello di stimare la massima portata relativa alle sezioni di interesse dei differenti corsi d'acqua e la probabilità associata che tale portata venga raggiunta o superata per gli assegnati periodi di ritorno ( $T=300, 100$  e  $50$  anni).

Si precisa che l'approccio teorico seguito nel presente studio segue quello guida utilizzato nello studio di cui al "Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto idrogeologico della Regione Siciliana", in particolare è identico l'approccio probabilistico sulla stima della piovosità al fine della costruzione della CPP (curva di Possibilità pluviometrica), così come quello sulla stima della capacità di assorbimento del terreno per la determinazione delle perdite idrologiche CN (Curve Number);



mentre, data la modesta estensione dei bacini sottesi alle aree di indagine, per la stima della portata di trasferimento alla sezione di chiusura si è adoperato il metodo razionale, avendo verificato comunque la congruenza con i risultati ottenibili adoperando il metodo dell'integrale di convoluzione dello ietogramma di progetto sulle superfici isocorrive.

## **6- LE CURVE DI PROBABILITA' PLUVIOMETRICA**

Lo studio delle piogge intense in un punto della superficie terrestre si concretizza nella determinazione delle cosiddette curve di probabilità pluviometrica.

Queste curve esprimono il legame esistente tra l'altezza di pioggia che cade nella località considerata e la sua durata per un assegnato periodo di ritorno.

Con il termine altezza di precipitazione si indica l'altezza della lama d'acqua che si formerebbe al suolo in un prefissato intervallo di tempo (durata della precipitazione) in assenza di perdite, su una superficie orizzontale ed impermeabile di estensione limitata (al limite infinitesima) sviluppatasi attorno al punto in oggetto, comunemente misurata in mm; mentre si definisce intensità (media) di precipitazione nella durata  $d$  il rapporto tra l'altezza di pioggia  $h$  caduta nell'intervallo di durata  $d$  e la durata stessa. Nel campo delle piogge intense l'intensità si misura usualmente in mm/ora.

Analizzati i dati di precipitazione osservati nelle stazioni di misura (pluviografi) risulta possibile costruire, per ciascuno degli eventi di pioggia verificatasi nella



Comune di  
**SAVOCA**  
Città Metropolitana di Messina



località in cui è installato lo strumento di rilievo, lo ietogramma, ossia un istogramma che rappresenta per intervalli di tempo di assegnata durata, il valore della altezza (o equivalentemente della intensità) di pioggia verificatasi in ciascuno di tali intervalli.

Ai nostri fini, per la determinazione delle curve di Probabilità Pluviometrica, le informazioni di interesse sono quelle che si ottengono dalle elaborazioni statistiche di tali dati e che permettono di risalire a una serie di osservazioni che per ciascuna durata di pioggia: 1 ora, 3 ore, 6 ore, 12 ore, 24 ore, rappresentano il massimo valore assunto dalla pioggia stessa in ciascun anno di interesse.

Tali elaborazioni sono fornite dal servizio Idrografico e Mareografico Italiano nei cosiddetti annali idrologici, i quali con cadenza annuale appunto riportano i valori massimi annuali delle piogge di pratica utilizzazione ovvero relative alle durate di 1 ora, 3 ore, 6 ore, 12 ore, 24 ore.

La serie di questi dati riferiti ad una certa durata  $d$ ,  $h_{i,d}$  ( $i=1,2,\dots,n$ ), si può considerare come un campione di dimensione  $N$  (essendo  $N$  il numero complessivo di anni di osservazione) di una variabile casuale. Attraverso le tecniche proprie della inferenza statistica, si può ricercare la funzione di probabilità più adatta ad interpretare il comportamento di tale variabile casuale.

Trattandosi di valori relativi a dei massimi di osservazione, frequentemente, si trova che la legge di Gumbel, vale a dire la distribuzione asintotica del valore massimo del primo tipo (EV1), risulta particolarmente adatta a interpretare soddisfacentemente tali osservazioni campionarie.



La funzione di distribuzione di tale legge  $P(x)$  esprime la probabilità che la generica osservazione risulti minore od uguale ad un certo valore  $x$  assegnato, ha la seguente espressione:

$$P(x) = \exp(-\exp(-(x-u_d)/\sigma_d))$$

dove  $\sigma_d$  e  $u_d$  indicano i parametri della distribuzione che possono essere valutati con una delle tecniche statistiche disponibili (solitamente il metodo dei momenti).

Come noto l'applicazione del metodo dei momenti conduce, alle seguenti espressioni:

$$\sigma_d = 0,78 m_d C_{vd}$$

$$u_d = m_d (1 - 0,45 C_{vd})$$

in cui:  $m_d$   $C_{vd}$  rappresentano rispettivamente la media ed il coefficiente di variazione del campione delle precipitazioni di durata  $d$ . Una volta che siano stati valutati tali parametri, si stima l'altezza di pioggia di assegnata durata  $d$  e tempo di ritorno  $T$ , attraverso la:

$$h_{d,T} = u_d \sigma_d \ln(-\ln(1-1/T))$$

Successivamente posizionati i valori di  $h_{d,T}$  così calcolati su un piano bilogarithmico, in cui in ascisse si riportano le durate  $d$  ed in ordinata le corrispondenti  $h_{d,T}$  si osserva che i punti che corrispondono ad un medesimo valore del tempo di ritorno tendono generalmente a disporsi approssimativamente su di una retta.

Questa osservazione porta ad interpretare le stime della altezza di pioggia di un assegnato tempo di ritorno secondo una legge del tipo Weibull:

$$h(d,T) = a t^n$$



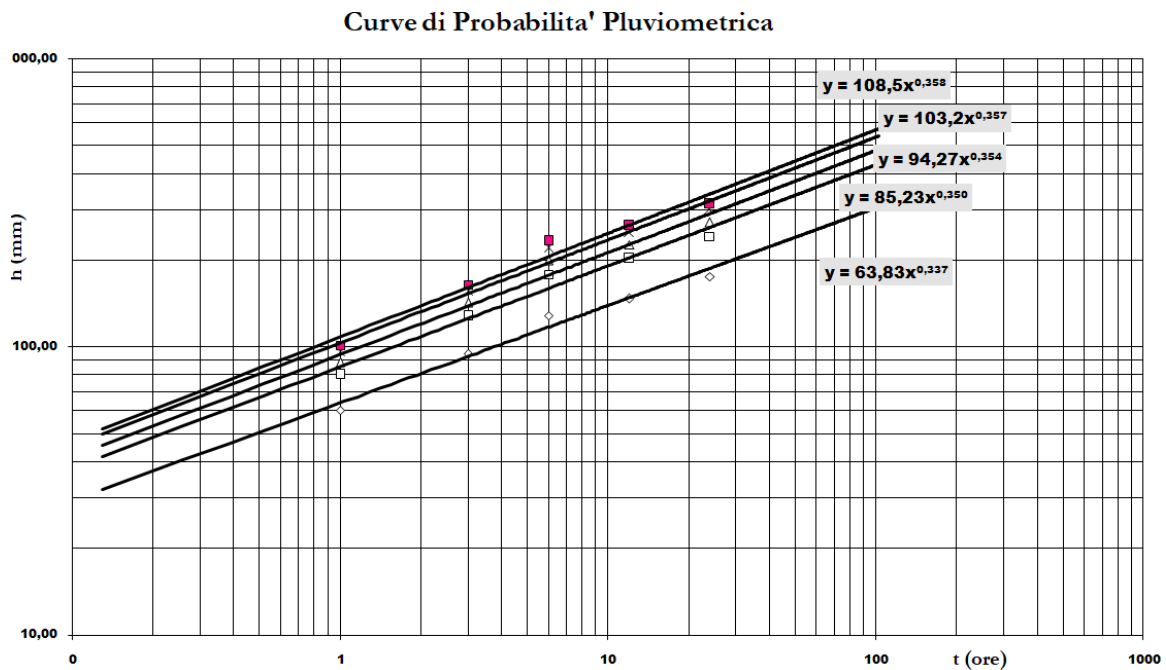
in cui  $a$  ed  $n$  ( $0 < n < 1$ ) sono due parametri dipendenti dal tempo di ritorno  $T$ .

I parametri predetti vengono usualmente stimati individuando la retta che interpola meglio la stima delle altezze di pioggia di pari tempo di ritorno, cosa che nel caso specifico è stata effettuata agevolmente con il metodo dei minimi quadrati come segue nelle pagine seguenti.

STAZIONE PLUVIOMETRICA DI: RANCIARA-ALCANTARA-TAORMINA-FRANCAVILLA-FLORESTA												
QUOTA: m s.l.m.m.												
Anni di osservazione 13												
Anno	INTERVALLO DI ORE											
	1		3		6		12		24			
	h(mm)	$X^2 = (h_i - M)^2$	h(mm)	$X^2 = (h_i - M)^2$	h(mm)	$X^2 = (h_i - M)^2$	h(mm)	$X^2 = (h_i - M)^2$	h(mm)	$X^2 = (h_i - M)^2$	h(mm)	$X^2 = (h_i - M)^2$
Ranciarà	1	2001	62,80	500,3824852	111,40	2574,391479	146,80	4712,294438	163,60	5304,320947	163,60	3031,773018
Alcantara	2	2002	47,00	43,1547929	50,80	97,24994083	67,60	111,3836686	67,60	536,8132544	67,60	1675,957633
Casavecchio	3	2003	30,60	96,64402367	52,60	64,98840237	80,00	3,408284024	90,40	0,136331361	90,40	329,003787
Ranciarà	4	2004	32,80	58,22863905	36,20	598,3668639	40,20	1440,494438	65,60	633,4901775	65,80	1826,576095
Alcantara	5	2005	42,00	2,462485207	59,00	2,760710059	59,60	344,2452071	64,40	695,3363314	105,00	12,52071006
Floresta	6	2006	20,00	417,4163314	40,20	418,6745562	42,60	1264,075976	54,60	1308,213254	83,60	621,9268639
Taormina	7	2007	50,00	91,57017751	72,80	147,3422485	91,80	186,2175148	107,60	283,2747929	140,40	1015,157633
Taormina	8	2008	25,00	238,1086391	44,00	277,6068639	51,20	726,5098225	52,00	1503,053254	64,40	1948,203787
Taormina	9	2009	47,00	43,1547929	51,40	85,77609467	60,60	308,1375148	65,00	664,0532544	82,40	683,2191716
Cavagrande	10	2011	60,00	382,9547929	80,00	373,9760947	85,00	46,86982249	110,60	393,2594083	131,80	541,0991716
FrancaVilla	11	2013	27,00	180,3855621	48,80	140,6960947	84,00	34,17751479	85,20	31,01633136	85,20	544,683787
Floresta	12	2014	21,40	362,1701775	31,00	879,8068639	41,60	1336,183669	61,00	886,2071006	84,00	602,1360947
FrancaVilla	13	2015	60,00	382,9547929	110,40	2473,914556	165,00	7542,254438	192,40	10328,81325	246,80	19116,25302

N=	13	13	13	13	13
$M = \frac{\sum h_i}{N}$	40,43	60,66	78,15	90,77	108,54
$\sigma = \sqrt{\frac{\sum X^2}{N-1}}$	2799,59	8135,55	18056,25	22567,99	31948,51
$\alpha = 1,283 / \sigma$	0,08	0,05	0,03	0,03	0,02
$\beta = M - 0,5772 / \alpha$	33,56	48,95	60,70	71,26	85,33

Tempo di ritorno		1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
10 anni	hmax=	60,35 mm	94,62 mm	128,74 mm	147,32 mm	175,83 mm
50 anni	hmax=	80,01 mm	128,14 mm	178,67 mm	203,15 mm	242,25 mm
100 anni	hmax=	88,32 mm	142,30 mm	199,78 mm	226,75 mm	270,33 mm
200 anni	hmax=	96,61 mm	156,42 mm	220,82 mm	250,26 mm	298,31 mm
300 anni	hmax=	101,44 mm	164,67 mm	233,10 mm	264,00 mm	314,65 mm



**Figura 5 Curve di probabilità pluviometrica**

### **7- ANDAMENTO TEMPORALE DELLA PIOGGIA DI PROGETTO**

Per la completa definizione dello ietogramma di progetto, ovvero della distribuzione temporale della precipitazione, rimane da definire la distribuzione temporale dell'evento meteorico  $i = i(t)$  per  $0 < t < d$ , ovvero la sua variabilità durante il decorso dell'evento.

Tale legge è indeterminata, dato che sulla base della curva di possibilità pluviometrica precedentemente ricavata è possibile ricavare con certezza il solo valore medio della intensità di pioggia nella durata  $d$ .

Un possibile approccio per la soluzione di questo problema potrebbe essere quello di analizzare serie pluviometriche eventualmente disponibili (non presenti nel caso



specifico), al fine di identificare un eventuale andamento temporale tipo delle precipitazioni del sito in esame, oppure fare riferimento a modelli ad intensità variabili ma ricavati su realtà fisico climatiche differenti (modello Chicago, Wallingford et al.).

Una seconda possibilità, perseguita nel caso specifico, prassi comune in tutti i casi di bacini idrografici carenti di informazioni pluviografiche corredate da informazioni sul deflusso, è quella di utilizzare ietogrammi sintetici, fra cui quello ad intensità costante, con il quale si assume che la intensità di pioggia sia costante durante l'evoluzione temporale del fenomeno  **$i(t,T) = \text{cost.}$**  e congruente con il valore medio fornito dalla curva di probabilità pluviometrica. Tale approccio è stato perseguito per i bacini minori, mentre per il torrente Agrò e Savoca si è preferito procedere con la restituzione dello ietogramma di piena ricavato tramite combinazione delle aree isocorrive e le variazioni delle piogge, massimizzando i massimi delle combinazioni tramite il metodo della risoluzione dell'integrale di convoluzione. Nello specifico l'idrogramma di piena può essere risolto sostituendo all'integrale di convoluzione una sommatoria, ciò è dovuto ad una discretizzazione del dominio.

$$q(t) = \int_0^t p(\tau) \cdot h(t - \tau) d\tau$$

$h(t)$  prende il nome di idrogramma unitario istantaneo (IUH) e rappresenta la risposta del sistema conseguente ad una precipitazione impulsiva unitaria, cioè una precipitazione netta di volume unitario e durata infinitesima (intensità infinita).



Nelle pratiche applicazioni, sia lo ietogramma efficace (delle piogge nette) che l'idrogramma di piena sono noti in forma discreta, cioè risultano campionati con passo temporale  $\Delta t$  discreto (si considerano i valori medi delle grandezze nell'intervallo  $\Delta t$ ). Nelle pratiche applicazioni il calcolo delle portate viene eseguito discretizzando l'integrale di convoluzione, cioè si utilizza l'idrogramma unitario UH definito come:

$$U(t) = \frac{1}{\Delta t} \int_0^{\Delta t} h(t - \tau) d\tau$$

L'idrogramma unitario si può esprimere facilmente tramite la funzione di risposta a gradino H(t)

$$U(t) = \begin{cases} \frac{H(t)}{\Delta t} & \text{se } t < \Delta t \\ \frac{H(t) - H(t - \Delta t)}{\Delta t} & \text{se } t \geq \Delta t \end{cases}$$

L'idrogramma di piena può essere risolto sostituendo all'integrale di convoluzione una sommatoria, ciò è dovuto ad una discretizzazione del dominio. La formula risolutiva è:

$$Q_k = \sum_{j=1}^{k \leq n} p_{e,j} \cdot U_{k-j+1} \cdot A \cdot \Delta t$$

La presenza della sommatoria ci fa dedurre che si tratti di un'equazione matriciale,

$$\tilde{Q} = \tilde{U} \cdot P_e \cdot A \cdot \Delta t$$



## **8- RAGGUAGLIO DELLA PIOGGIA ALL'AREA**

L'osservazione sperimentale delle piogge intense mostra che all'interno di una area assegnata, l'intensità di precipitazione durante un certo evento risulta variabile da punto a punto in misura spesso accentuata, e tanto più accentuata quanto maggiore è l'estensione dell'area esaminata.

Per questa ragione si usa in pratica considerare dei coefficienti che permettano di ragguagliare le piogge ricavate secondo le procedure precedentemente enunciate all'area di specifico interesse idrologico. Per passare dall'informazione puntuale a quella areale, per valutare cioè la media delle massime precipitazioni di durata  $t$  su tutta l'area  $A$  del bacino tributario relativo alla sezione di interesse, la stima del coefficiente di ragguaglio  $R(t, A)$  all'area può essere effettuata con il metodo DEWC (1981). In esso i valori del coefficiente  $R(t, A)$  sono forniti dalla relazione:

$$R(t, A) = 1 - a \cdot t^b$$

dove:

- $t$  è la durata di pioggia misurata in ore;
- $a$  e  $b$  sono due parametri che dipendono dall'area  $A$  del bacino idrografico considerato. Per bacini di superficie  $A \leq 20 \text{ km}^2$  tali parametri vengono calcolati attraverso le relazioni:

$$a = 0,0394 A^{0,354}$$

$$b = 0,4000 - 0,0208 \ln(4,6 - \ln A)$$



Nel caso specifico, il coefficiente di ragguglio, adoperato nelle elaborazioni, data la scarsità di informazioni presenti sui bacini è stato assunto a vantaggio di sicurezza pari a  **$R(t,A) = 1$** .

### **9- MODELLO DI PIOGGIA NETTA ADOPERATO**

Quando durante una precipitazione piovosa di notevole intensità la quantità di acqua che cade sul suolo supera abbondantemente quella che contemporaneamente passa nell'atmosfera per evotraspirazione, nella rete idrografica si verifica un progressivo incremento di livelli idrici che caratterizza gli stati di piena del fiume.

In via molto schematica si può ritenere che la formazione dei deflussi di piena avvenga attraverso quattro distinti meccanismi:

- afflusso diretto,
- deflusso superficiale,
- deflusso ipodermico,
- deflusso profondo.

Appare immediatamente chiaro che il meccanismo ed i tempi con cui gli afflussi si trasformano in deflussi è totalmente differente per le componenti che raggiungono rapidamente il corso d'acqua (afflussi diretti e deflussi superficiali e ipodermici) e per la componente sotterranea che è estremamente più lenta.



Mentre la formazione dei deflussi superficiali a partire dalle precipitazioni si riesce a rappresentare in maniera soddisfacente anche con modelli poco complessi, ben più ardua risulta la modellazione dei deflussi profondi.

Per questa ragione e tenuto conto che, salvo situazioni eccezionalmente particolari, la componente superficiale dei deflussi è di gran lunga superiore è più importante ai fini della determinazione della portata di piena a seguito di eventi meteorologici intensi, di quella profonda, i modelli di uso più ricorrente tengono in conto la sola componente superficiale dell'onda di piena, come previsto nel presente studio, e vengono appunto indicati con il nome di modelli di piena.

In particolare tra tali modelli i più semplici, e maggiormente praticati sono quelli relativi alla antica tradizione della ingegneria idraulica, tra questi il più noto è il metodo dell'indice  $\phi$  e quello del Curve Number che risulta una evoluzione del primo. Nel caso specifico il metodo utilizzato è il metodo del Curve Number del Soil Conservation Service (SCS-CN).

Il coefficiente di deflusso viene calcolato attraverso la relazione:

$$\varphi = \frac{P_{netta}}{P} =$$

dove i valori di  $P_{netta}$  e  $P$  sono stati ricavati secondo le indicazioni dettate dal metodo del CN.

Il modello di pioggia netta Curve Number introdotto dal Soil Conservation Service (SCS), che ha conosciuto notevole diffusione negli Stati Uniti d'America soprattutto grazie alla notevole mole di dati forniti dallo stesso SCS per la taratura



del modello sull'intero territorio federale, risulta essere estremamente valido anche per il territorio italiano e comunque di estrema diffusione applicativa.

Secondo tale modello, il volume specifico (altezza) di pioggia netta  $P_{netta}$ , dall'inizio dell'evento meteorico fino all'istante generico  $t$ , risulta legato al volume specifico (altezza) di pioggia lorda  $P$ , caduta nel medesimo intervallo temporale, dalla relazione:

$$P_{netta} = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S} =$$

nella quale il parametro  $S$  rappresenta la quantità d'acqua immagazzinabile nel bacino (nel terreno) ed è espresso dalla relazione:

$$S = 254 \cdot \left( \frac{100}{CN} - 1 \right) =$$

ed  $I_a$  è la cosiddetta perdita iniziale, vale a dire quel valore limite di altezza di pioggia che il terreno può trattenere nella fase iniziale di pioggia senza che si abbia produzione di deflusso.

La perdita iniziale la viene stimata, in mancanza di altre informazioni, attraverso la relazione consigliata dall'SCS, come una aliquota del parametro  $S$ :

$$I_a = 0.2 \cdot S =$$

Per la definizione del parametro  $CN$  (curve number) caratteristico del tipo di terreno si è seguito l'indicazione della letteratura specifica proposta dal SCS.

Tale indice è un numero adimensionale, compreso tra 0 e 100, funzione di:

- natura del suolo,



- tipo di copertura vegetale,
- condizioni di umidità del suolo stesso antecedenti la precipitazione.

Per quanto riguarda il primo fattore il SCS ha classificato i vari tipi di suolo in quattro gruppi (A,B,C,D) sulla base della capacità di assorbimento del terreno nudo a seguito di prolungato adacquamento.

In una seconda tabella sono riportati per tali gruppi i valori del parametro CN corrispondenti a diverse tipologie di uso del suolo.

Mentre per quanto riguarda l'influenza dello stato di imbibimento del suolo all'inizio dell'evento meteorico, il metodo individua tre classi caratterizzate da differenti condizioni iniziali (AMC Antecedent Moisture Condition) a seconda del valore di pioggia caduto nei cinque giorni precedenti l'evento meteorico.

Nel caso di condizioni di imbibimento medie all'inizio dell'evento meteorico, il valore del CN è dato dalla tabella seguente a seconda del solo tipo di suolo e di tipo di copertura "uso del suolo".



Tipo di copertura (uso del suolo)	TIPO DI SUOLO			
	A	B	C	D
<b>TERRENO COLTIVATO</b>				
senza trattamento di conservazione	72	81	88	91
con interventi di conservazione	62	71	78	81
<b>TERRENO DA PASCOLO</b>				
cattive condizioni	68	79	86	89
buone condizioni	39	61	74	80
<b>PRATERIE</b>				
buone condizioni	30	58	71	78
<b>TERRENI BOSCOSSI O FORESTALI</b>				
terreno sottile, sottobosco povero, senza foglie	45	66	77	83
sottobosco e copertura buoni	25	55	70	77
<b>SPAZI APERTI, PRATI RASATI, PARCHI</b>				
buone condizioni con almeno il 75% dell'area con copertura erbosa	39	61	74	80
condizioni normali, con copertura erbosa intorno al 50%	49	69	79	84
<b>AREE COMMERCIALI (Impermeabilità 85%)</b>	89	92	94	95
<b>DISTRETTI INDUSTRIALI (Imp. 72%)</b>	81	88	91	93
<b>AREE RESIDENZIALI</b>				
Impermeabilità media				
%	77	85	90	92
65	61	75	83	87
38	57	72	81	86
30	54	70	80	85
25	51	68	79	84
<b>PARCHEGGI IMPERMEABILIZZATI, TETTI</b>	98	98	98	98
<b>STRADE</b>				
Pavimentate con cordoli e fognature	98	98	98	
Inghialate o selciate con buche	76	85	89	91
In terra battuta (non asfaltate)	72	82	87	89

*Valori del parametro CN per stato di imbibimento iniziale medio.*

I bacini idrografici in oggetto, sulla base di sopralluoghi effettuati in sede di analisi preliminare e dalla documentazione fornita dalla amministrazione Comunale sono stati considerati come appartenenti "mediamente" ai suoli "gruppo B" le cui caratteristiche vengono di seguito riportate:

*Gruppo B: Suoli aventi potenzialità di deflusso moderatamente bassa. Suoli sabbiosi. Alta capacità di infiltrazione e saturazione. In particolare, per tutti e tre i*



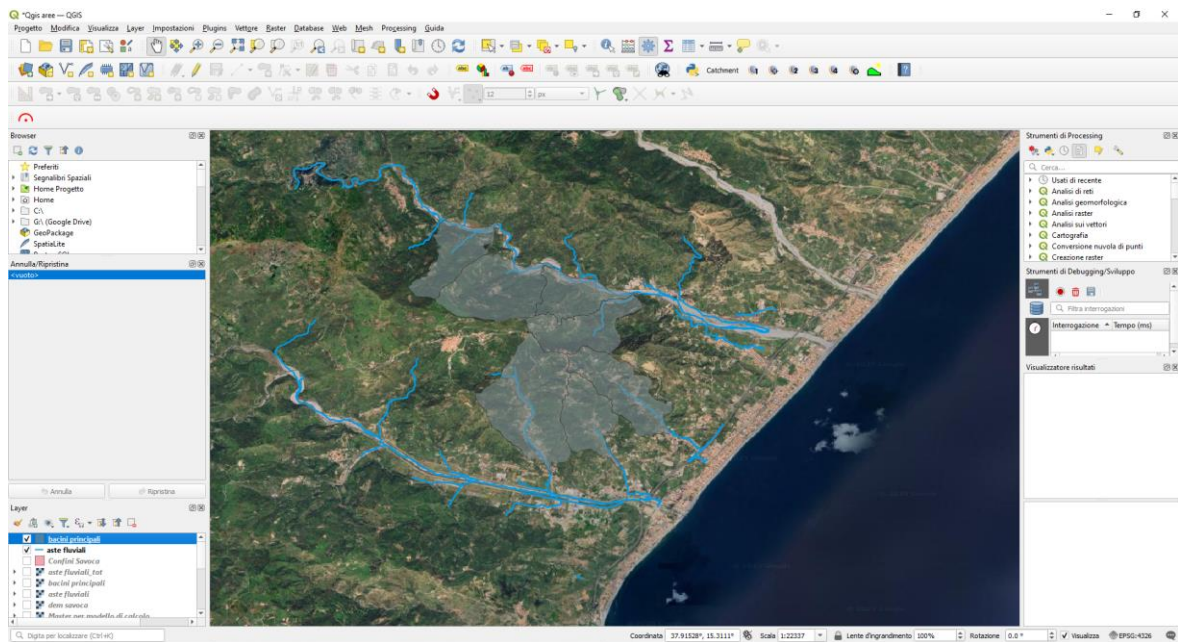
bacini idrografici si ritiene accettabile assumere un uso del suolo misto come media ponderata tra pascoli, prati e aree residenziali di limitate estensioni per cui deriva un valore di  $CN (II) = 78$  da cui deriva un valore di  $CN (III)$  definito dalla equazione di ulteriore approssimazione del Curve Number  $CN (III)$  pari a  $CN (III) = 0,30$  confermato da esperienze specifiche di settore ed in linea con i valori di letteratura propri del territorio in esame.

### **10- CARATTERISTICHE MORFOMETRICHE DEI BACINI**

Per caratteristiche morfometriche di un bacino si intendono l'insieme dei parametri che lo caratterizzano, attraverso la cui misurazione e il relativo calcolo, permettono al tecnico di caratterizzare fisicamente il bacino stesso e poterne trarre indicazioni in merito alla sua modellazione idrologica ed idraulica. Nella fattispecie la delimitazione dei bacini idrografici è stata effettuata avvalendosi del DTM della regione Sicilia con risoluzione di 1mx1m elaborato successivamente in ambiente Q-Gis tramite il tool Watershed che ha permesso l'individuazione delle aste fluviali e i relativi bacini. In seguito sono stati estrapolati i dati relativi all'area  $A$ , il perimetro  $P$  della superficie topografica, la lunghezza dell'asta principale  $L$  ovvero del percorso idraulico più lungo, la pendenza media dei versanti  $i_v$ , la pendenza media dell'asta principale  $i_a$ . È stata in ultimo ricavata la curva ipsografica del bacino, dalla quota massima,  $H_{max}$ , alla sezione di chiusura  $H_0$  e si è calcolata l'altitudine media,  $H_m$ . Si riportano di seguito i risultati morfologici di ogni singolo bacino.



**Figura 6 Sovrapposizione Bacini idrografici su carta a curve di livello elaborate da DTM 1x1**



**Figura 7 Individuazione dei bacini minori e de reticolo idrografico in GIS**

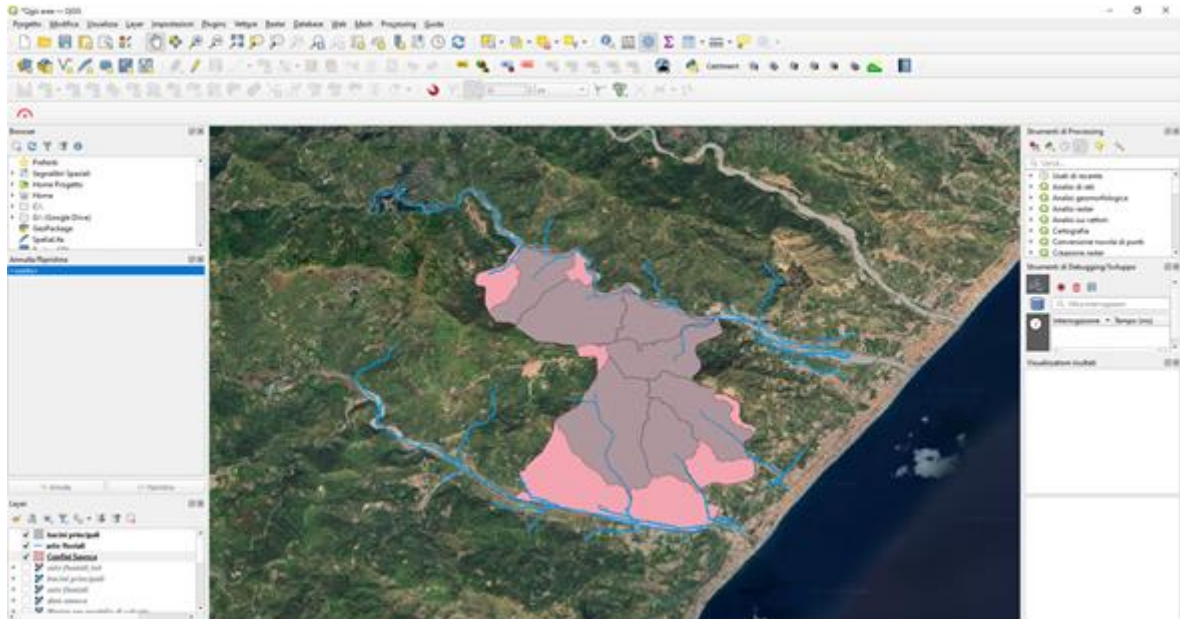


Figura 8 Individuazione dei bacini e reticolo idrografico su GIS (In rosa il territorio di Savoca)

BACINO:	TORRENTE AGRO'
SEZIONE:	CONFINE TERRITORIO COMUNALE

DATI SUL BACINO IMBRIFERO

Superficie scolante	A=	81.94 Km <sup>2</sup>
Lunghezza percorso idraulico più lungo	L=	15.50 Km
Quota massima	z <sub>max</sub> =	413.00 m
Quota minima	z <sub>min</sub> =	30.00 m
Quota media	Z <sub>med</sub> =	221.50 m
Dislivello medio	ΔH=	191.50 m
pend. Media	im	0.16 m/m



BACINO: TORRENTE FONTANELLE  
SEZIONE: CONFINE TERRITORIO COMUNALE

DATI SUL BACINO IMBRIFERO

Superficie scolante	A=	1.31 Km <sup>2</sup>
Lunghezza percorso idraulico più lungo	L=	1.45 Km
Quota massima	z <sub>max</sub> =	300.00 m
Quota minima	z <sub>min</sub> =	40.00 m
Quota media	Z <sub>med</sub> =	170.00 m
Dislivello medio	ΔH=	130.00 m
pend. Media	im	0.10 m/m

BACINO: TORRENTE SAVOCA  
SEZIONE: CONFINE TERRITORIO COMUNALE

DATI SUL BACINO IMBRIFERO

Superficie scolante	A=	44.15 Km <sup>2</sup>
Lunghezza percorso idraulico più lungo	L=	12.60 Km
Quota massima	z <sub>max</sub> =	420.00 m
Quota minima	z <sub>min</sub> =	40.00 m
Quota media	Z <sub>med</sub> =	230.00 m
Dislivello medio	ΔH=	190.00 m
pend. Media	im	0.10 m/m

BACINO: TORRENTE RINA  
SEZIONE: TERRITORIO COMUNALE

DATI SUL BACINO IMBRIFERO

Superficie scolante	A=	0.90 Km <sup>2</sup>
Lunghezza percorso idraulico più lungo	L=	1.00 Km
Quota massima	z <sub>max</sub> =	420.00 m
Quota minima	z <sub>min</sub> =	40.00 m
Quota media	Z <sub>med</sub> =	230.00 m
Dislivello medio	ΔH=	190.00 m
pend. Media	im	0.10 m/m



BACINO:	TORRENTE BACINO BOTTE
SEZIONE:	CONFINE TERRITORIO COMUNALE

**DATI SUL BACINO IMBRIFERO**

Superficie scolante	A=	0.35 Km <sup>2</sup>
Lunghezza percorso idraulico più lungo	L=	1.00 Km
Quota massima	z <sub>max</sub> =	420.00 m
Quota minima	z <sub>min</sub> =	40.00 m
Quota media	Z <sub>med</sub> =	230.00 m
Dislivello medio	ΔH=	190.00 m
pend. Media	i <sub>m</sub>	0.10 m/m

**11- STIMA DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE**

Per il calcolo del tempo di corrivazione dei bacini sottesi alla fissata sezione di chiusura, il sottoscritto ritiene opportuno adoperare, tra le numerose correlazioni presenti in letteratura, un valore medio di quelle ritenute più appropriate ai bacini in esame, nonché più diffuse, nel seguito riportate, per poi desumerne, quale tempo di corrivazione del bacino il valore medio ritenuto, razionalmente, un ottimo compromesso anche in termini di rappresentatività della soluzione:

Formula di Giandotti

$$t_c = \frac{4 \cdot A^{0.5} + 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot (Q_{med} - Q_{min})^{0.5}}$$

Formula Pezzoli

$$t_c = \frac{0.055 \cdot L}{\sqrt{i_a}}$$

Formula di Ventura

$$t_c = 0.1272 \cdot \sqrt{\frac{A}{i_a}}$$

Formula di Viparelli



$$t_c = \frac{L}{3.5 \cdot V}$$

Ai fini del calcolo, dallo scrivente, si è adoperato, il valore medio dei diversi metodi adoperati.

Tempo di corrivazione Bacino Agrò:

Giandotti		tc=	5.37 ore
Viparelli	1.00 m/sec	tc=	4.31 ore
Pezzoli		tc=	2.13 ore
Ventura		tc=	2.88 ore
<b>MEDIA DEI PRECEDENTI</b>		<b>tc=</b>	<b>3.67 ore</b>

Tempo di corrivazione bacino Fontanelle:

Giandotti		tc=	0.74 ore
Viparelli	1.00 m/sec	tc=	0.40 ore
Pezzoli		tc=	0.25 ore
Ventura		tc=	0.46 ore
<b>MEDIA DEI PRECEDENTI</b>		<b>tc=</b>	<b>0.46 ore</b>

Tempo di corrivazione bacino Savoca:

Giandotti		tc=	4.12 ore
Viparelli	1.00 m/sec	tc=	3.50 ore
Pezzoli		tc=	2.19 ore
Ventura		tc=	2.67 ore
<b>MEDIA DEI PRECEDENTI</b>		<b>tc=</b>	<b>3.12 ore</b>

Tempo di corrivazione bacino Rina:

Giandotti		tc=	0.48 ore
Viparelli	1.00 m/sec	tc=	0.28 ore
Pezzoli		tc=	0.17 ore
Ventura		tc=	0.38 ore
<b>MEDIA DEI PRECEDENTI</b>		<b>tc=</b>	<b>0.33 ore</b>

Tempo di corrivazione bacino Botte:

Giandotti		tc=	0.35 ore
Viparelli	1.00 m/sec	tc=	0.28 ore
Pezzoli		tc=	0.17 ore
Ventura		tc=	0.24 ore
<b>MEDIA DEI PRECEDENTI</b>		<b>tc=</b>	<b>0.26 ore</b>



## **12- PLUVIOGRAMMA DI CALCOLO**

I pluviogrammi sintetici di calcolo adoperati, come accennato nei capitoli precedenti, data la scarsità di informazioni in merito alla meteorologia dei bacini di interesse, supportati comunque dalle modeste estensioni degli stessi, e sulla scorta delle indicazioni dettate nella relazione generale del P.A.I. Regione Siciliana, sono relativi a piogge con tempi di ritorno pari a 50 anni, 100 anni e 200 anni da cui con le ipotesi fatte si desume che le relative portate derivanti siano anch'esse relative a tempi di ritorno eguali ( $T_r = 50-100-300$  anni).

Nello specifico la trasformazione afflussi-deflussi è stata simulata con:

- **$h(t_c, 50 \text{ anni}); i(t_c, 50 \text{ anni})$**
- **$h(t_c, 100 \text{ anni}); i(t_c, 100 \text{ anni})$**
- **$h(t_c, 300 \text{ anni}); i(t_c, 300 \text{ anni})$**

costante dall'istante iniziale della precipitazione fino al suo termine coincidente con il tempo di corrivazione calcolato secondo la formulazione indicata in precedenza, in cui si raggiunge il massimo della portata.

## **13- FORMAZIONE DEL DEFLUSSO DI PIENA**



Per la stima della portata di piena relativa alla sezione di chiusura del torrente, si è fatto riferimento ad un modello afflussi deflussi derivato dal modello cinematico o della corrivazione.

Tale modello si basa sulle seguenti ipotesi:

- la formazione della piena è dovuta unicamente alla trasformazione della massa idrica.
- ogni singola goccia di pioggia si muove sul bacino seguendo un percorso immutabile che dipende solo dalla posizione in cui essa è caduta.
- la velocità di ogni singola goccia non è influenzata dalla presenza di altre gocce.
- la portata defluente si ottiene sommando tra loro le portate provenienti dalle singole aree del bacino che si presentano allo stesso istante nella sezione di chiusura.

Sotto tali ipotesi, nel caso di pioggia di intensità costante  $i(t) = \text{cost.}$ , è immediato rendersi conto che la portata massima derivante da un evento meteorologico intenso è quella che si ottiene da una pioggia di durata pari al tempo di corrivazione del bacino.

Infatti se consideriamo la generica precipitazione di durata maggiore del tempo di corrivazione del bacino  $d > t_c$ , dal modello cinematico si ha che la portata al colmo  $q_{max}$  conseguente ad una pioggia di intensità costante e di durata superiore a  $t_c$  si verifica dopo un tempo  $t_c$  dall'inizio del fenomeno e vale:

$$q_{max} = i S$$



avendo indicato con  $\square$  il coefficiente di afflusso precedentemente determinato, e con  $S$  la superficie del bacino tributario in oggetto, dove per la determinazione del tempo di corrivazione del bacino tributario relativo alla sezione di chiusura considerata si è fatto uso delle considerazioni esposte nei capitoli precedenti.

Di conseguenza essendo  $i(d_1, T) < i(t_c, T)$  per  $d_1 > t_c$  si può concludere che la pioggia di durata  $d_1 > t_c$  da luogo ad una portata al colmo inferiore a quella prodotta dalla pioggia di durata  $t_c$ .

Più complessa risulta l'analisi degli effetti di piogge di durata inferiore a  $t_c$ .

In tali casi, sempre in base alla schematizzazione cinematica, il valore della portata al colmo non è più esprimibile attraverso la relazione  $q_{\max} = \square \square i S$ , ma risulta inferiore al valore fornito da questa espressione per  $i = i(d_2, T)$ , in misura dipendente sia dalla durata  $d_2$  che dalla forma della curva area-tempi del bacino.

E ciò in ragione del fatto che alla formazione della portata di colmo contribuisce solo una parte del bacino tanto più piccola quanto minore è la durata  $d_2$  della precipitazione rispetto al tempo di corrivazione  $t_c$ .

Si può dunque ragionevolmente assumere che la pioggia critica sia quella di durata pari al tempo di corrivazione del bacino tributario  $q_{\max} = q(t_c)$ .

Se si ammette poi, come prassi comune, che al valore della portata al colmo conseguente a tale pioggia possa essere associato un tempo di ritorno pari a quello della curva di possibilità pluviometrica da cui deriva, si risolve il problema della stima indiretta della portata di piena per assegnato periodo di ritorno  $q = q_{\max}(T)$ .



Nelle tabelle che seguono vengono esposti i riassunti delle elaborazioni svolte e i valori risultanti della stima della portata di piena (secondo i previsti periodi di ritorno) per i tre bacini secondari nelle rispettive sezioni di chiusura poste al limite del territorio comunale.

### DETERMINAZIONE PORTATA MASSIMA

BACINO: TORRENTE FONTANELLE  
SEZIONE: CONFINE TERRITORIO COMUNALE

#### DATI SUL BACINO IMBRIFERO

Superficie scolante	A=	1.31 Km <sup>2</sup>
Lunghezza percorso idraulico più lungo	L=	1.45 Km
Quota massima	z <sub>max</sub> =	300.00 m
Quota minima	z <sub>min</sub> =	40.00 m
Quota media	Z <sub>med</sub> =	170.00 m
Dislivello medio	ΔH=	130.00 m
pend. Media	im	0.10 m/m

Tempo di corrivazione bacino Fontanelle:

Giandotti	tc=	0.74 ore
Viparelli	1.00 m/sec tc=	0.40 ore
Pezzoli	tc=	0.25 ore
Ventura	tc=	0.46 ore
<b>MEDIA DEI PRECEDENTI</b>	<b>tc=</b>	<b>0.46 ore</b>

Deflusso		Φ=	Giandotti				Viparelli			
Tr	a	n	tc	h	ic	Q	tc	h	ic	Q
10	63.8300	0.3370	0.74	57.68	77.91	8.50	0.40	46.98	116.65	12.73
50	85.2300	0.3500	0.74	76.72	103.62	11.31	0.40	62.00	153.92	16.80
100	94.2700	0.3540	0.74	84.75	114.47	12.50	0.40	68.32	169.63	18.52
200	103.2000	0.3570	0.74	92.70	125.21	13.67	0.40	74.59	185.19	20.22
300	108.5000	0.3580	0.74	97.43	131.60	14.37	0.40	78.35	194.53	21.24

Deflusso		Φ=	Pezzoli				Ventura			
Tr	a	n	tc	h	ic	Q	tc	h	ic	Q
10	63.8300	0.3370	0.25	40.12	159.10	17.37	0.46	49.15	106.75	11.65
50	85.2300	0.3500	0.25	52.63	208.67	22.78	0.46	64.97	141.11	15.40
100	94.2700	0.3540	0.25	57.89	229.54	25.06	0.46	71.63	155.60	16.99
200	103.2000	0.3570	0.25	63.11	250.25	27.32	0.46	78.24	169.94	18.55
300	108.5000	0.3580	0.25	66.26	262.74	28.68	0.46	82.19	178.53	19.49

Deflusso		Φ=					CON CORRIVAZIONE MEDIA			
Tr	a	n					tc	h	ic	Q
10	63.8300	0.3370					0.46	49.27	106.21	11.59
50	85.2300	0.3500					0.46	65.14	140.41	15.33
100	94.2700	0.3540					0.46	71.83	154.83	16.90
200	103.2000	0.3570					0.46	78.45	169.10	18.46
300	108.5000	0.3580					0.46	82.42	177.65	19.39



## DETERMINAZIONE PORTATA MASSIMA

BACINO: TORRENTE RINA  
SEZIONE: TERRITORIO COMUNALE

### DATI SUL BACINO IMBRIFERO

Superficie scolante A= 0.90 Km<sup>2</sup>  
Lunghezza percorso idraulico più lungo L= 1.00 Km  
Quota massima z<sub>max</sub>= 420.00 m  
Quota minima z<sub>min</sub>= 40.00 m  
Quota media Z<sub>med</sub>= 230.00 m  
Dislivello medio ΔH= 190.00 m  
pend. Media im 0.10 m/m

Tempo di corrivazione bacino Rina:

Giandotti tc= 0.48 ore  
Viparelli 1.00 m/sec tc= 0.28 ore  
Pezzoli tc= 0.17 ore  
Ventura tc= 0.38 ore  
**MEDIA DEI PRECEDENTI tc= 0.33 ore**

Deflusso	Φ= 0.30		Giandotti				Viparelli			
	Tr	a	n	tc	h	ic	Q	tc	h	ic
10	63.8300	0.3370	0.48	49.85	103.82	7.79	0.28	41.45	149.23	11.19
50	85.2300	0.3500	0.48	65.93	137.31	10.30	0.28	54.44	195.97	14.70
100	94.2700	0.3540	0.48	72.71	151.43	11.36	0.28	59.90	215.65	16.17
200	103.2000	0.3570	0.48	79.42	165.41	12.41	0.28	65.33	235.17	17.64
300	108.5000	0.3580	0.48	83.44	173.77	13.03	0.28	68.59	246.93	18.52

Deflusso	Φ= 0.30		Pezzoli				Ventura			
	Tr	a	n	tc	h	ic	Q	tc	h	ic
10	63.8300	0.3370	0.17	35.40	203.55	15.27	0.38	46.13	120.90	9.07
50	85.2300	0.3500	0.17	46.21	265.68	19.93	0.38	60.84	159.42	11.96
100	94.2700	0.3540	0.17	50.75	291.81	21.89	0.38	67.03	175.65	13.17
200	103.2000	0.3570	0.17	55.27	317.78	23.83	0.38	73.17	191.74	14.38
300	108.5000	0.3580	0.17	58.01	333.52	25.01	0.38	76.85	201.39	15.10

Deflusso	Φ= 0.30		CON CORRIVAZIONE MEDIA				
	Tr	a	n	tc	h	ic	Q
10	63.8300	0.3370		0.33	43.86	133.56	10.02
50	85.2300	0.3500		0.33	57.72	175.78	13.18
100	94.2700	0.3540		0.33	63.56	193.56	14.52
200	103.2000	0.3570		0.33	69.35	211.19	15.84
300	108.5000	0.3580		0.33	72.83	221.78	16.63



BACINO:	TORRENTE BACINO BOTTE
SEZIONE:	CONFINE TERRITORIO COMUNALE

DATI SUL BACINO IMBRIFERO

Superficie scolante	A=	0.35 Km <sup>2</sup>
Lunghezza percorso idraulico più lungo L=		1.00 Km
Quota massima	z <sub>max</sub> =	420.00 m
Quota minima	z <sub>min</sub> =	40.00 m
Quota media	Z <sub>med</sub> =	230.00 m
Dislivello medio	ΔH=	190.00 m
pend. Media	im	0.10 m/m

Tempo di corrivazione bacino Botte:

Giandotti	tc=	0.35 ore
Viparelli	1.00 m/sec tc=	0.28 ore
Pezzoli	tc=	0.17 ore
Ventura	tc=	0.24 ore
<b>MEDIA DEI PRECEDENTI</b>	<b>tc=</b>	<b>0.26 ore</b>

Deflusso			Giandotti				Viparelli			
Tr	a	n	tc	h	ic	Q	tc	h	ic	Q
10	63.8300	0.3370	0.35	44.84	127.88	3.73	0.28	41.45	149.23	4.35
50	85.2300	0.3500	0.35	59.06	168.44	4.91	0.28	54.44	195.97	5.72
100	94.2700	0.3540	0.35	65.05	185.53	5.41	0.28	59.90	215.65	6.29
200	103.2000	0.3570	0.35	70.99	202.46	5.91	0.28	65.33	235.17	6.86
300	108.5000	0.3580	0.35	74.56	212.64	6.20	0.28	68.59	246.93	7.20

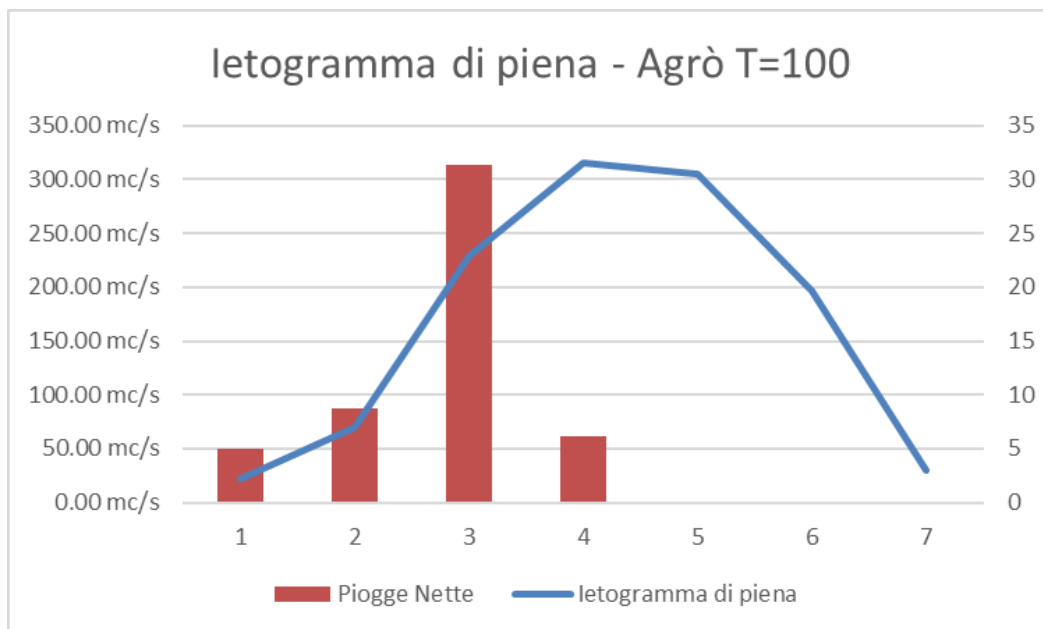
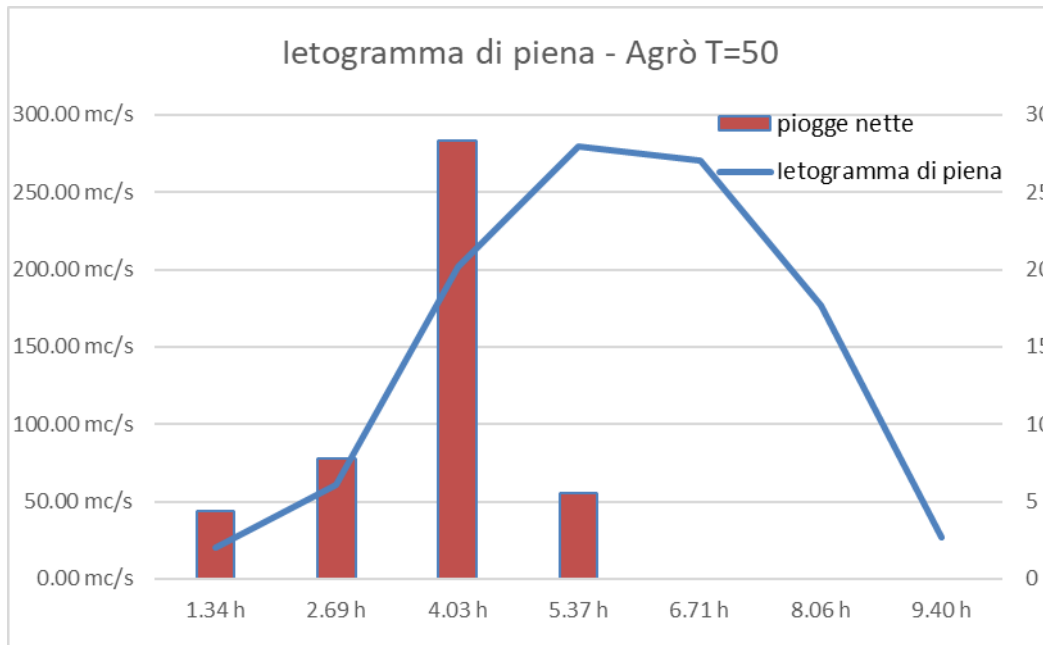
Deflusso			Pezzoli				Ventura			
Tr	a	n	tc	h	ic	Q	tc	h	ic	Q
10	63.8300	0.3370	0.17	35.40	203.55	5.94	0.24	39.35	165.35	4.82
50	85.2300	0.3500	0.17	46.21	265.68	7.75	0.24	51.57	216.70	6.32
100	94.2700	0.3540	0.17	50.75	291.81	8.51	0.24	56.71	238.31	6.95
200	103.2000	0.3570	0.17	55.27	317.78	9.27	0.24	61.82	259.76	7.58
300	108.5000	0.3580	0.17	58.01	333.52	9.73	0.24	64.90	272.71	7.95

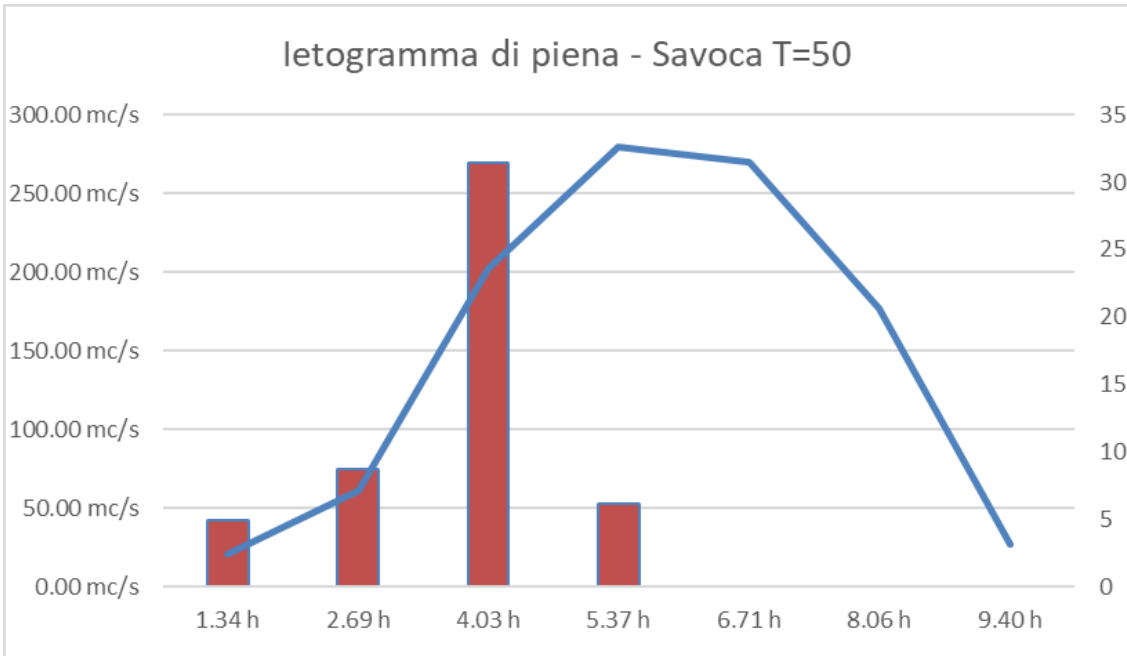
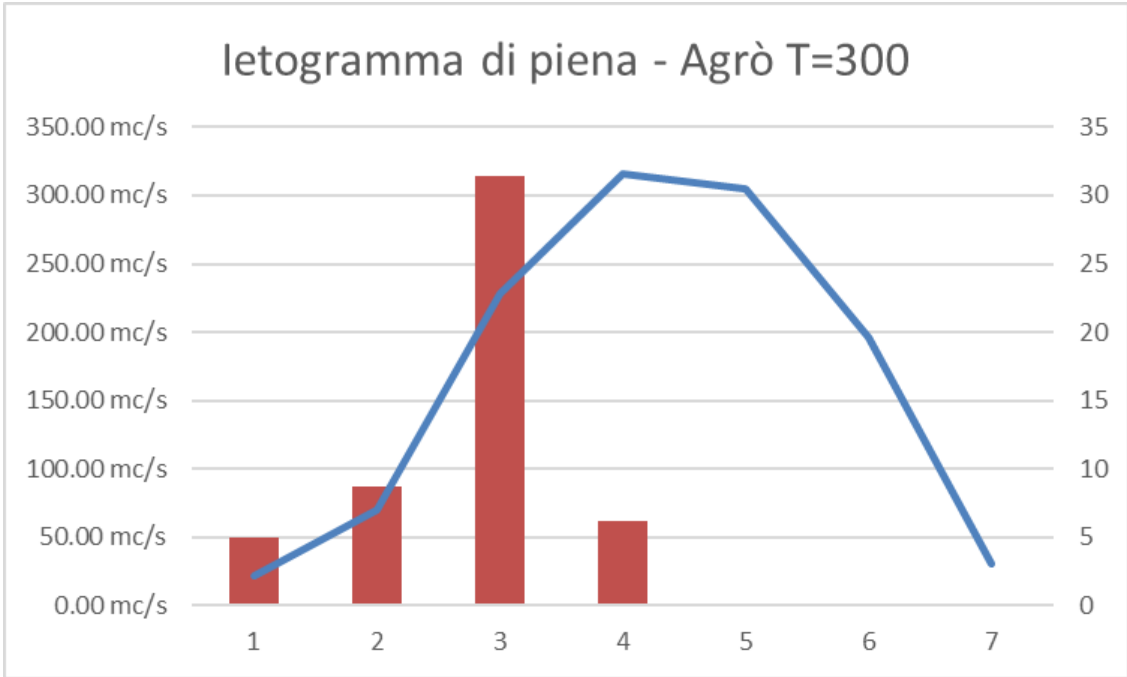
Deflusso			CON CORRIVAZIONE MEDIA							
Tr	a	n	tc	h	ic	Q	tc	h	ic	Q
10	63.8300	0.3370					0.26	40.54	155.89	4.55
50	85.2300	0.3500					0.26	53.20	204.54	5.97
100	94.2700	0.3540					0.26	58.52	225.02	6.56
200	103.2000	0.3570					0.26	63.81	245.34	7.16
300	108.5000	0.3580					0.26	66.99	257.59	7.51

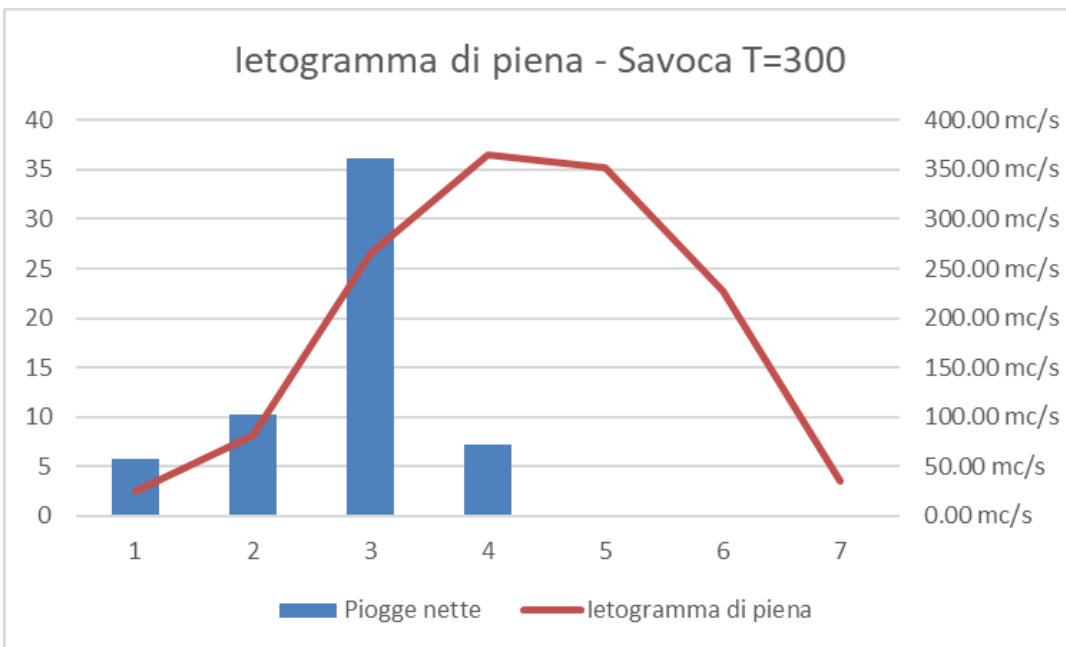
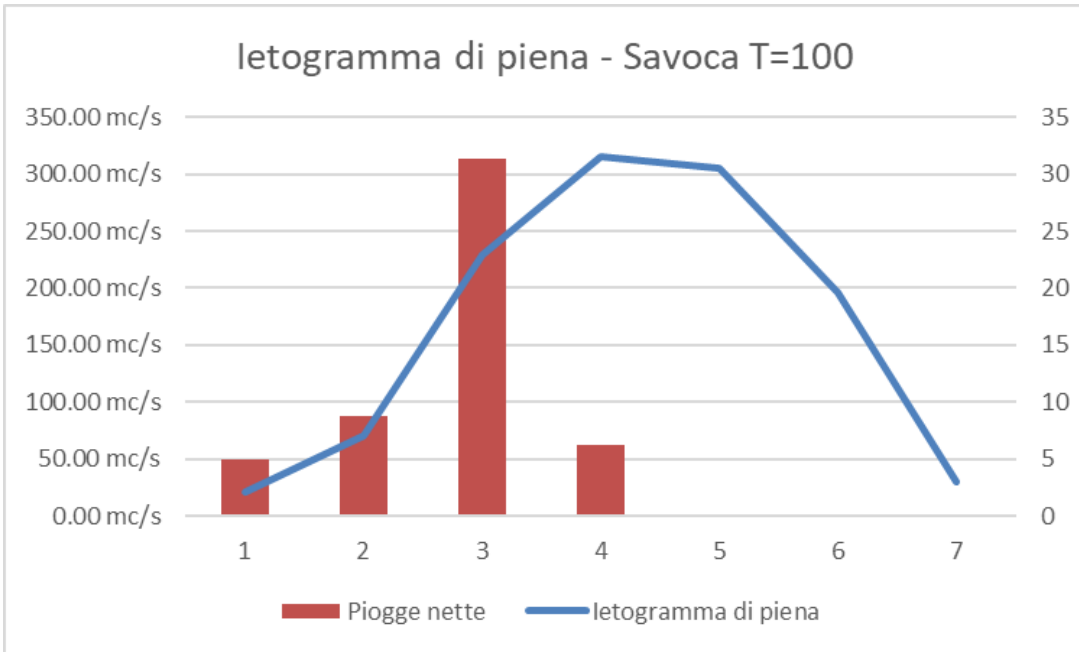
Per le aste fluviali dei bacini di Savoca e Agrò si è proceduto con la restituzione dello ietogramma di piena sviluppato dalla convoluzione delle intensità di piogge e



le rispettive aree isocorrive combinate massimizzando i prodotti di convoluzione (Vedi Paragrafo 7). Di seguito si riportano i risultati in termini di ietogrammi.







#### **14 - ANALISI IDRAULICA DELLA SEZIONE DI INTERESSE**

Per la verifica di massima delle sezioni idrauliche di interesse: perché prossime a interferenze con previsioni di modifica urbanistica dal PRG si sono utilizzate le formulazioni previste nel PAI Sicilia ovvero verifiche di moto non stazionario in bidimensionale con apposito codice di calcolo HEC-RAS. Le analisi idrauliche di massima eseguite, riassunte graficamente nel seguito, sono finalizzate alla quantificazione delle caratteristiche idrauliche del moto e le relative interferenze con i manufatti antropici. Le caratteristiche idrauliche fondamentali sono rappresentate dai valori dei livelli idrici e delle velocità della corrente.

Lo schema di calcolo utilizzato per la determinazione del profilo idrico della corrente è dunque quello di moto non stazionario bidimensionale (portata variabile e geometria variabile, corrente gradualmente variata).

Tale condizione di moto della corrente all'interno dell'alveo di un corso d'acqua risulta essere adeguata per lo studio delle modalità di deflusso della portata di piena e per lo studio degli effetti che tali portate hanno nei confronti dei possibili fenomeni di erosione o esondazione.

Si ribadisce che, come effettuato per lo studio idrologico, anche per il seguente studio idraulico, si è seguita, come richiesto, la stessa metodologia operativa praticata nello studio idraulico del "Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico della Regione Siciliana".



In particolare è stato adoperato per la modellazione e l'analisi idraulica lo stesso codice numerico, l'*HEC-RAS River Analysis System* prodotto e distribuito dal *USACE-HEC (United States Army Corps of Engineers – Hydrologic Engineering Center)*.

### **15- SOLUZIONE NUMERICA ADOTTATA PER LA SIMULAZIONE IDRAULICA**

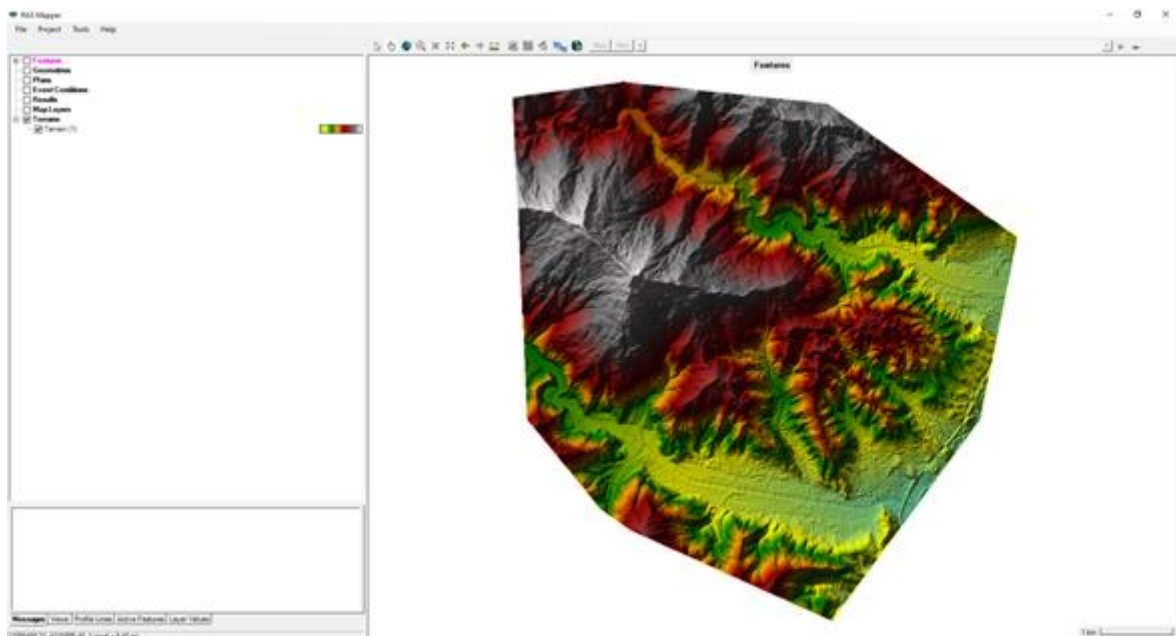
Data la variabilità del moto all'interno dei corsi d'acqua in cui lo sviluppo irregolare domina per diversi ordini di grandezza sulle dimensioni della sezione trasversale interessata dal moto della corrente, ed in considerazione della regolarità morfologica dell'alveo, il calcolo idraulico e la successiva individuazione delle aree di suscettività all'inondazione è stato effettuato adottando le ipotesi di bidimensionalità e di regime non stazionario del moto.

Le verifiche idrauliche sono state condotte come accennato con un software di calcolo sviluppato tra il 1996 ed il 2001 dal Centro di Ingegneria Idraulica del Corpo degli Ingegneri dell'Esercito degli Stati Uniti *USACE-HEC (United States Army Corps of Engineers – Hydrologic Engineering Center)* ed implementato nel programma per elaboratore elettronico *HEC-RAS River Analysis System* di ampia diffusione e consolidata pratica d'uso. Di tale modello è disponibile un'ampia documentazione nella letteratura scientifica.

La peculiarità di questo software è quella di eseguire simulazioni integrate 2D molto stabili per alvei naturali a cielo aperto, dando la possibilità di inserire manufatti ed elementi lineari o puntuali di diverso tipo.



Definita l'estensione “*dominio di calcolo*” (con l'ausilio del DTM) all'interno di esso viene generata una “*magliatura*”, cioè un insieme di maglie accoppiate, di forma triangolare, che costituiscono l'unità del calcolo bidimensionale. Le maglie vengono create attraverso un apposito comando in maniera automatica e tengono conto di tutti gli elementi che influenzano il moto bidimensionale all'interno del dominio. Per effettuare il processo di magliatura è stato utilizzato un DTM (vedi immagine successiva).



**Figura 9 Inserimento DTM in Hec Ras**

Una volta creato il dominio 2D, le impostazioni relative alle maglie vengono definite nella pagina

di proprietà del poligono. Tra le principali variabili vi sono:

- **Massima Area Triangolo (Maximum Triangle Area):** questo valore molto importante definisce la dimensione massima che può



- assumere ogni singola maglia triangolare durante il processo automatico di magliatura, quindi più il valore è piccolo e più dettagliata sarà la griglia di calcolo. La maglia utilizzata varia tra una superficie massima di  $0.5 \text{ m}^2$  e una minima di  $5 \text{ m}^2$ ;
- Condizioni al contorno (Boundary Type): questa proprietà definisce il comportamento che l'acqua deve assumere qualora arrivasse a lambire il confine del poligono durante la simulazione. Nel presente studio è stata utilizzata l'impostazione: "Normal condition" ovvero si assume che la pendenza del terreno bilanci le forze d'attrito (flusso normale o uniforme);
  - l'altezza e la velocità vengono mantenute costanti quando l'acqua raggiunge il confine, in modo che l'acqua possa fluire al di fuori del poligono senza perdite di carico.
  - Scabrezza Manning (Roughness): la scabrezza viene attribuita a tutti i triangoli creati durante il processo di magliatura. È possibile indicare localmente altri valori di scabrezza, il valore generale indicato in questo campo verrà utilizzato dove non specificato diversamente. Nel caso in esame il coefficiente di scabrezza "n" è stato posto uguale a 0,033.

Il modello usato per la rappresentazione matematica del flusso, sia mono che bi-dimensionale è basato sull'equazione dell'acqua superficiale, relativa cioè



all'altezza media che si ricava dalle equazioni di Navier – Stokes:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} = q_{1D}$$

$$\frac{\partial(hu)}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (hu^2 + gh^2/2) + \frac{\partial(huv)}{\partial y} = S_{0,x} - S_{f,x} + q_{1D}u_{1D}$$

$$\frac{\partial(hv)}{\partial t} + \frac{\partial(huv)}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial y} (hv^2 + gh^2/2) = S_{0,y} - S_{f,y} + q_{1D}v_{1D}$$

Dove:

- $h$  è l'altezza dell'acqua;
- $u$  e  $v$  sono rispettivamente le velocità nelle direzioni  $x$  e  $y$ ;
- $S_{0,x}$  e  $S_{0,y}$  sono rispettivamente le pendenze dell'alveo nelle direzioni  $x$  e  $y$ ;
- $S_{f,x}$  e  $S_{f,y}$  sono rispettivamente gli attriti nelle direzioni  $x$  e  $y$ ;
- $q_{1D}$  è la portata per unità di area;
- $u_{1D}$  e  $v_{1D}$  sono rispettivamente le componenti di velocità della portata  $q_{1D}$  nelle direzioni  $x$  e  $y$ .

Questa formulazione conservativa dell'equazione dell'acqua superficiale è discretizzata utilizzando un sistema di primo ordine esplicito del volume finito. La tecnica di frazionamento del flusso assicura la proprietà del buon equilibrio bilanciando la pendenza con la pressione, termini a riposo. Per gestire la distinzione tra celle bagnate ed asciutte, viene utilizzata una soglia detta  $h_0$ .



Durante il calcolo, le celle a cui è associato un tirante idrico inferiore alla soglia sono considerate asciutte, dunque sia il tirante che la velocità vengono posti a zero. Il valore di default per questa profondità di soglia è 1mm.

#### **16- ANALISI DEI RISULTATI**

A seguito della modellazione idraulica, effettuata definendo le caratteristiche del bacino in termini di scabrezza e condizioni al contorno, si sono ottenute le aree suscettibili all'inondazione caratterizzate da una distribuzione del tirante idraulico massimo che ha permesso la perimetrazione del territorio di Savoca tramite la metodologia suggerita dal Cap. 7 della relazione del PAI Sicilia.

La stima della pericolosità, in questa circostanza, costituisce il presupposto essenziale per la valutazione della compatibilità idraulica in riferimento alle scelte di piano. Essa è stata valutata facendo riferimento alla metodologia "*completa*" la quale valuta la pericolosità incrociando le informazioni relative al tempo di ritorno con quelle relative alla distribuzione spaziale delle altezze idriche (vedi tabella 7.3 della Relazione PAI).



**Tabella 7.3:** Calcolo della pericolosità idraulica secondo la metodologia completa.

Battente Idraulico	Tempo di Ritorno		
	50	100	300
$H < 0.3$ m	P1	P1	P1
$0.3 < H < 1$ m	P2	P2	P2
$1 < H < 2$ m	P4	P3	P2
$H > 2$ m	P4	P4	P3

**Figura 10** Tabella 7.3 - Metodologia completa

Imponendo le disequazioni alla distribuzione dei tiranti idraulici ottenuti mediante modellazione idraulica si sono potuti ricavare le perimetrazioni idrauliche su l'intero territorio comunale. Nello specifico tutti i bacini analizzati hanno riportato delle criticità:

- le aree golenali del torrente Agrò sono soggette ad inondazione per tempi di ritorno pari o superiori a 100 anni;
- le aree prospicienti ai torrenti Fontanelle -Botte – Rina sono suscettibili all'inondazione anche per periodi di ritorno pari a 50 anni.

Nonostante le criticità evidenziate, i deflussi che interessano le aree del territorio comunale di Savoca hanno tirante idraulico contenuto nel metro per tempi di ritorno di 50 o 100 anni; mentre per magnitudo di 300 anni le piene non superano i



Comune di  
**SAVOCA**  
Città Metropolitana di Messina



due metri. Detto ciò le aree suscettibili all'inondazione sopra individuate si possono indentificare con le perimetrazioni P1 e P2.

Le perimetrazioni interessano sia aree di espansione (foce del torrente Rina e Botte) che zone della città consolidata (ZTO B).

L'art. 27 del Cap. 11 della Relazione Generale del PAI Sicilia sancisce la possibilità di edificazione sulle aree a perimetrazione P1 e P2 purché l'intervento non peggiori le condizioni idrauliche, oltre a soddisfare l'invarianza idraulica. Garantendo quindi tali prescrizioni nelle aree individuate dalla perimetrazione è possibile esprimere l'esito positivo della verifica di compatibilità.

A tal proposito si prescrive che: ***“ogni intervento antropico da eseguirsi nelle zone del territorio Comunale ricadenti sia nella perimetrazione del presente studio che nell'attuale sito di attenzione, individuate nelle allegate documentazioni grafiche, deve essere preceduto da una puntuale e dettagliata analisi di compatibilità idraulica in conformità alle normative tecniche vigenti ovvero in conformità alle analisi di compatibilità richieste dal PAI Sicilia per i siti di attenzione idraulica (Art.26 Cap. 11 Norme di attuazione del PAI) e per le perimetrazioni P1 e P2 (Art.27 Cap. 11 Norme di attuazione del PAI). A tali verifiche di compatibilità idraulica dovranno aggiungersi anche le verifiche di invarianza idraulica prescritte dal D.D.G. 102 del 23/06/2021 emanato dall'Assessorato Regionale Territorio e Ambiente - Dipartimento Regionale dell'Urbanistica”.***



Per la porzione di territorio comunale ricadente su sito di attenzione sarà cura dell'ente preposto a procedere all'aggiornamento della pericolosità con uno studio più dettagliato del presente al fine di restituire una perimetrazione idraulica da integrare al PAI Sicilia ai sensi dell'Appendice A (Documentazione per le procedure di aggiornamento del P.A.I.).

**Art. 27 Aree a pericolosità media (P2) e moderata (P1)**

*27.1. Nelle aree a pericolosità P2 e P1 oltre agli interventi di cui all'art. 26, è consentita (previa verifica di compatibilità) l'attuazione delle previsioni degli strumenti urbanistici, generali e attuativi, e di settore vigenti, corredati da un adeguato studio di compatibilità esteso ad un ambito significativo.*

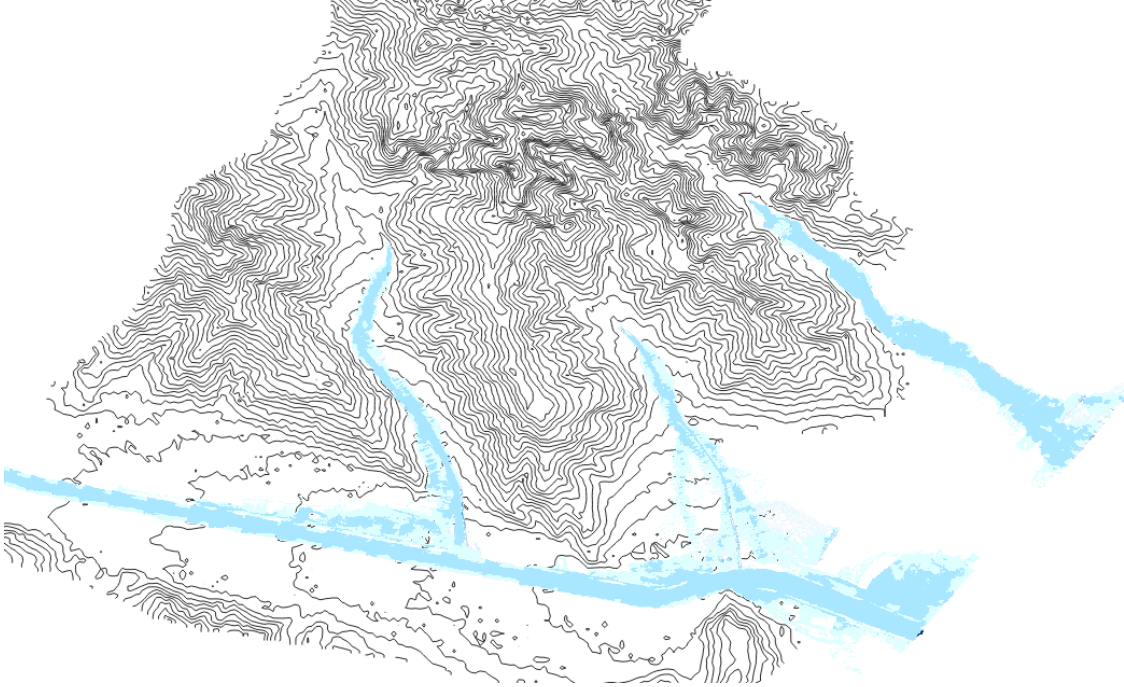
*27.2. Lo studio di cui al comma precedente deve tener conto degli elaborati cartografici del P.A.I., onde identificare le interazioni fra le opere previste e le condizioni idrauliche dell'area e attestare che le opere non aggravino le condizioni di pericolosità dell'area o ne aumentino l'estensione, secondo quanto definito dal precedente articolo 25*

*27.3. Per le aree di espansione edilizia derivanti da nuova pianificazione urbanistica comunale, ricadenti all'interno di aree a pericolosità moderata e bassa (P2 e P1), o che le comprendono in toto o parzialmente, devono essere valutate tutte le misure necessarie al fine di non incrementare il livello di pericolosità o non aumentarne l'estensione e devono essere garantite le condizioni di invarianza idraulica di cui all'Appendice C.*

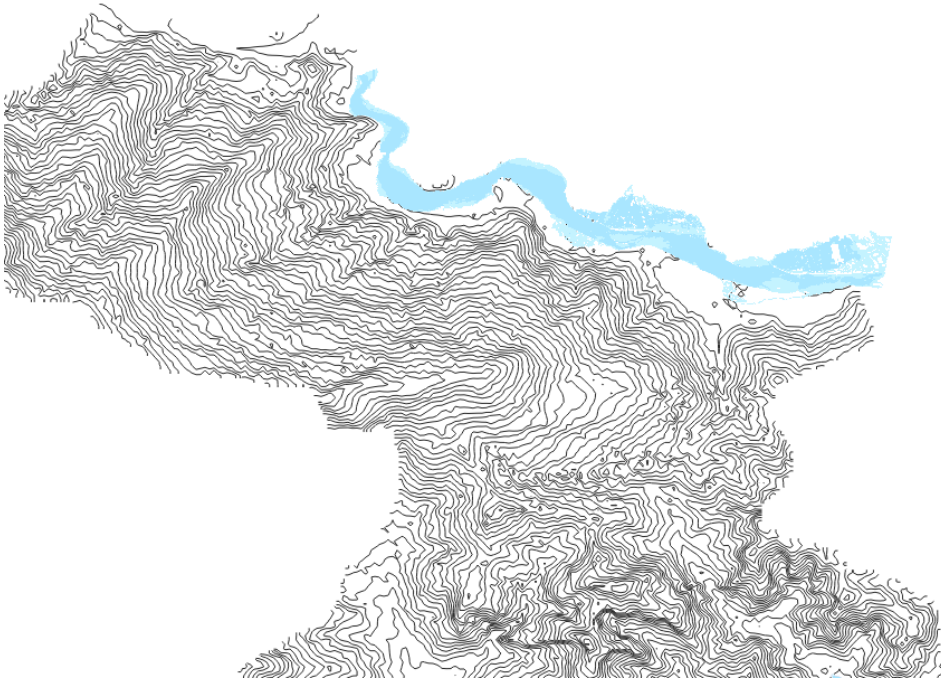
*27.4. Le previsioni di urbanizzazione relative a zone che intersecano aree a pericolosità moderata e bassa (P2 e P1), devono essere supportate da uno studio idraulico specifico che individui le misure atte a ridurre gli impatti sul territorio derivanti dai carichi urbanistici*



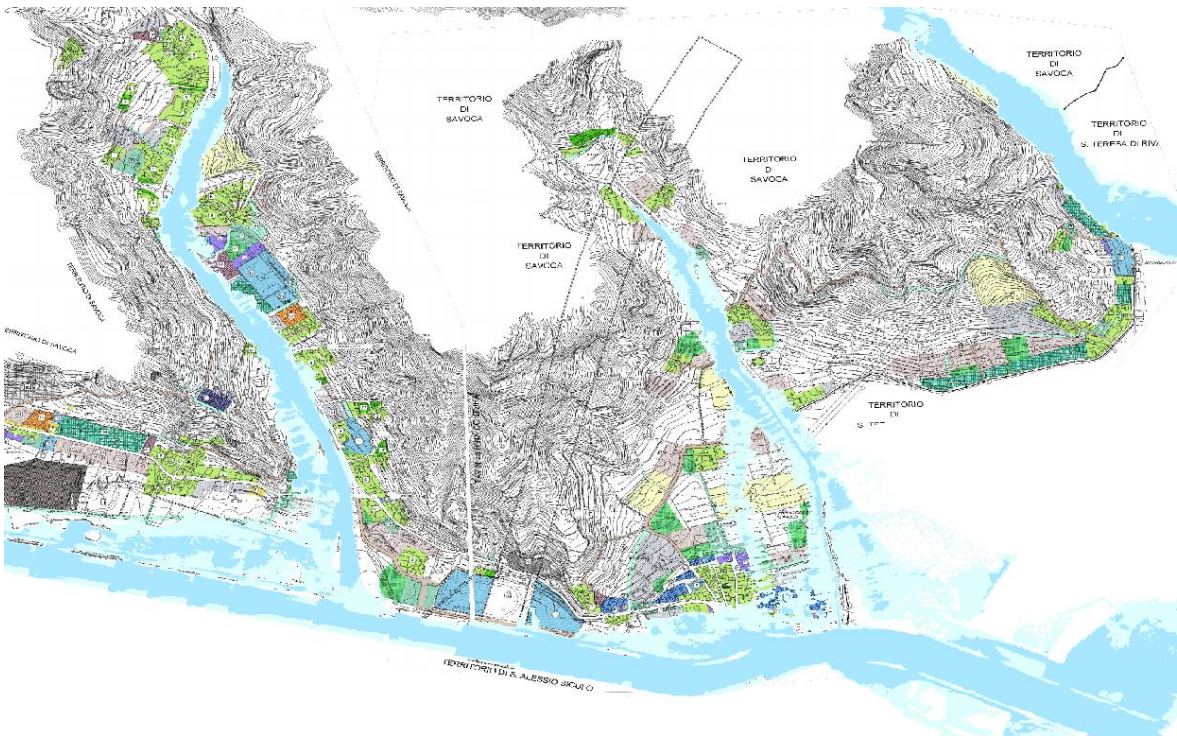
*previsti incluse le opere accessorie (viabilità, servizi a rete, smaltimento acque piovane, ecc.) e gli interventi necessari al conseguimento dell'invarianza idrologica o idraulica.”*



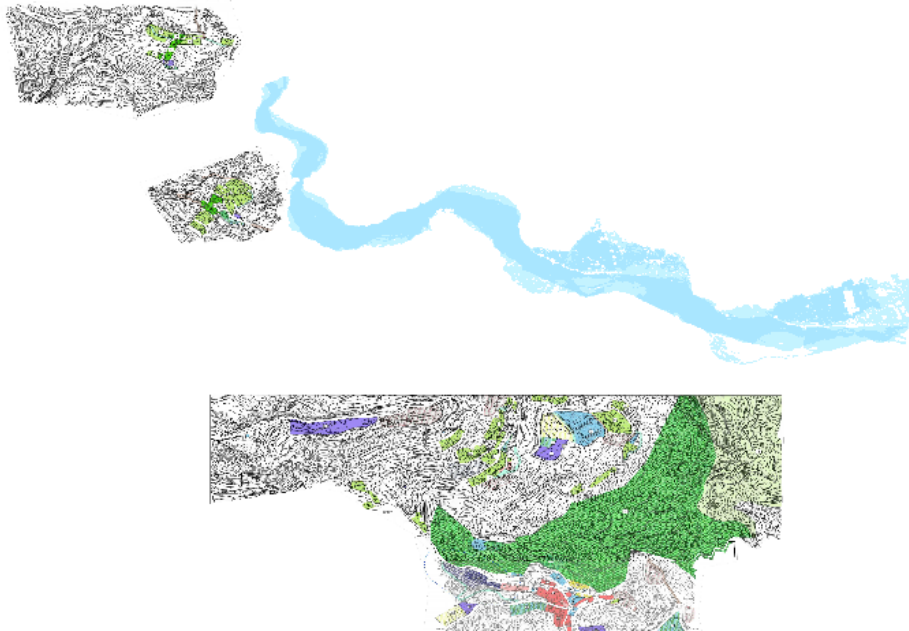
***Figura 11 Perimetrazione P1 (Blu chiaro) - P2 (Blu scuro)***



**Figura 12 Perimetrazione Torrente Savoca P1 (Blu chiaro) - P2 (Blu scuro)**



**Figura 13 Perimetrazione sovrapposto su PRG - P1 (Blu chiaro) - P2 (Blu più scuro)**



**Figura 14** Perimetrazione sovrapposto su PRG Torrente Savoca- P1 (Blu chiaro) - P2 (Blu più scuro)

### **17- CONSIDERAZIONI PRESCRIZIONI E VERIFICHE IDRAULICHE DI MASSIMA**

Gli studi idrologici ed agli approfondimenti idraulici di massima positivamente condotti, hanno riportato le seguenti criticità:

- le aree golenali del torrente Agrò sono soggette all'inondazione per tempi di ritorno pari o superiori a 100 anni;
- le aree prospicienti ai torrenti Fontanelle -Botte – Rina sono suscettibili all'inondazione anche per periodi di ritorno pari a 50 anni.

Nonostante le criticità evidenziate, i deflussi che interessano le aree del territorio comunale di Savoca hanno tirante idraulico contenuto nel metro per tempi di ritorno di 50 o 100 anni; mentre per magnitudo di 300 anni le piene non superano i



due metri. Detto ciò le aree suscettibili all'inondazione sopra individuate si possono indentificare con le perimetrazioni P1 e P2 così come sancito dal Capitolo 7 della Relazione Generale del PAI.

Le perimetrazioni interessano sia aree di espansione (foce del torrente Rina e Botte) che zone della città consolidata (ZTO B).

L'art. 27 del Cap. 11 della Relazione Generale del PAI Sicilia sancisce la possibilità di edificazione sulle aree a perimetrazione P1 e P2 purché l'intervento non peggiori le condizioni idrauliche, oltre a soddisfare l'invarianza idraulica. Garantendo quindi tali prescrizioni nelle aree individuate dalla perimetrazione è comunque possibile esprimere **l'esito positivo della verifica di compatibilità**.

A tal proposito si prescrive che: ***“ogni intervento antropico da eseguirsi nelle zone del territorio Comunale ricadenti sia nella perimetrazione del presente studio che nell'attuale sito di attenzione, individuate nelle allegare documentazioni grafiche, deve essere preceduto da una puntuale e dettagliata analisi di compatibilità idraulica in conformità alle normative tecniche vigenti ovvero in conformità alle analisi di compatibilità richieste dal PAI Sicilia per i siti di attenzione idraulica (Art.26 Cap. 11 Norme di attuazione del PAI) e per le perimetrazioni P1 e P2 (Art.27 Cap. 11 Norme di attuazione del PAI). A tali verifiche di compatibilità idraulica dovranno aggiungersi anche le verifiche di invarianza idraulica prescritte dal D.D.G. 102 del 23/06/2021 emanato dall'Assessorato Regionale Territorio e Ambiente - Dipartimento Regionale dell'Urbanistica”***.



Comune di  
**SAVOCA**  
Città Metropolitana di Messina



Per la porzione di territorio comunale ricadente su sito di attenzione sarà cura dell'ente preposto a procedere all'aggiornamento della pericolosità con uno studio più dettagliato del presente, al fine di restituire una perimetrazione idraulica da integrare al PAI Sicilia ai sensi dell'Appendice A (Documentazione per le procedure di aggiornamento del P.A.I.).

**Lo studio generale condotto dallo scrivente è pertanto da ritenersi di massima e finalizzato alla validazione della compatibilità idraulica del nuovo Piano Regolatore Generale, che con i risultati positivi del presente studio viene a tutti gli effetti validato.**