



# COMUNE DI TORNIMPARTE

## Provincia di L'Aquila

***"VARIANTE AL VIGENTE P.R.G. P.R.G. AI SENSI DEGLI ARTT. 10, COMMA 2, E 19, COMMA 2, DEL D.P.R. 327/2001 SS.MM.II. DEL COMUNE DI TORNIMPARTE PER LA REALIZZAZIONE DI UN "POLO SCOLASTICO" IN LOCALITÀ PALOMBAIA."***

REV.		
Elaborato	STUDIO IDROLOGICO ED IDRAULICO	SCALA:
Unico	RELAZIONE IDROLOGICA, RELAZIONE IDRAULICA, VERIFICA IDRAULICA SEZIONI CRITICHE	DATA: 08/08/2024

Il Responsabile del procedimento  
Arch. Maria Cristina Deli

Il tecnico  
Ing. Emilio Perrino



**Studio Di Progettazione E Calcolo**

Via Ceraselle la trav. - 81059 CAIANELLO (CE)

**ANTISISMICA - GEOTECNICA - STRUTTURE**

Note:

<b>1</b>	<b>RELAZIONE IDROLOGICA E IDRAULICA.....</b>	<b>2</b>
1.1	PREMESSA .....	2
1.2	ANALISI IDROLOGICA.....	6
1.2.1	PREMESSA.....	6
1.2.2	REGIME PLUVIOMETRICO .....	7
1.2.3	CALCOLO DELLA PORTATA DI PROGETTO .....	8
1.2.4	BACINO IDROGRAFICO DELL'AREA DI STUDIO .....	13
1.2.5	METODO AFFLUSSI-DEFLUSSI .....	14
1.2.6	METODO CINEMATICO.....	15
1.2.7	CURVE DI PIOGGIA .....	16
1.3	ANALISI IDRAULICA.....	21
1.3.1	PREMESSA.....	21
1.3.2	DATI GEOMETRICI .....	22
1.3.3	MODELLAZIONE IDRAULICA.....	22
<b>2</b>	<b>DETERMINAZIONE CURVE DI PIOGGIA E CALCOLO MASSIMA PORTATA.....</b>	<b>24</b>
2.1	DATI IDROLOGICI .....	24
2.2	BACINO IDROGRAFICO .....	24
2.3	DETERMINAZIONE ANALITICA E NUMERICA CURVE DI PIOGGIA .....	26
2.4	TEMPO DI CORRIVAZIONE .....	31
2.5	DETERMINAZIONI PORTATE AFFLUENTI .....	32
<b>3</b>	<b>VERIFICA IDRAULICA SEZIONI CRITICHE .....</b>	<b>34</b>
3.1	VERIFICA SEZIONE CRITICA N.1 – PONTE VIA SAN TOMMASO .....	34
3.1.1	<i>Dati geometrici sezione di verifica .....</i>	<i>34</i>
3.1.2	<i>Verifica idraulica sezione critica n. 1.....</i>	<i>34</i>
3.2	VERIFICA SEZIONE CRITICA N.2 – SEZIONE IN CORRISPONDENZA AMPLIAMENTO.....	37
3.2.1	<i>Dati geometrici sezione di verifica .....</i>	<i>37</i>
3.2.2	<i>Verifica idraulica sezione critica n. 2.....</i>	<i>37</i>
<b>4</b>	<b>CONCLUSIONI.....</b>	<b>40</b>
<b>5</b>	<b>GRAFICI .....</b>	<b>40</b>
<b>6</b>	<b>ALLEGATI.....</b>	<b>40</b>

# 1 RELAZIONE IDROLOGICA E IDRAULICA

## 1.1 PREMESSA

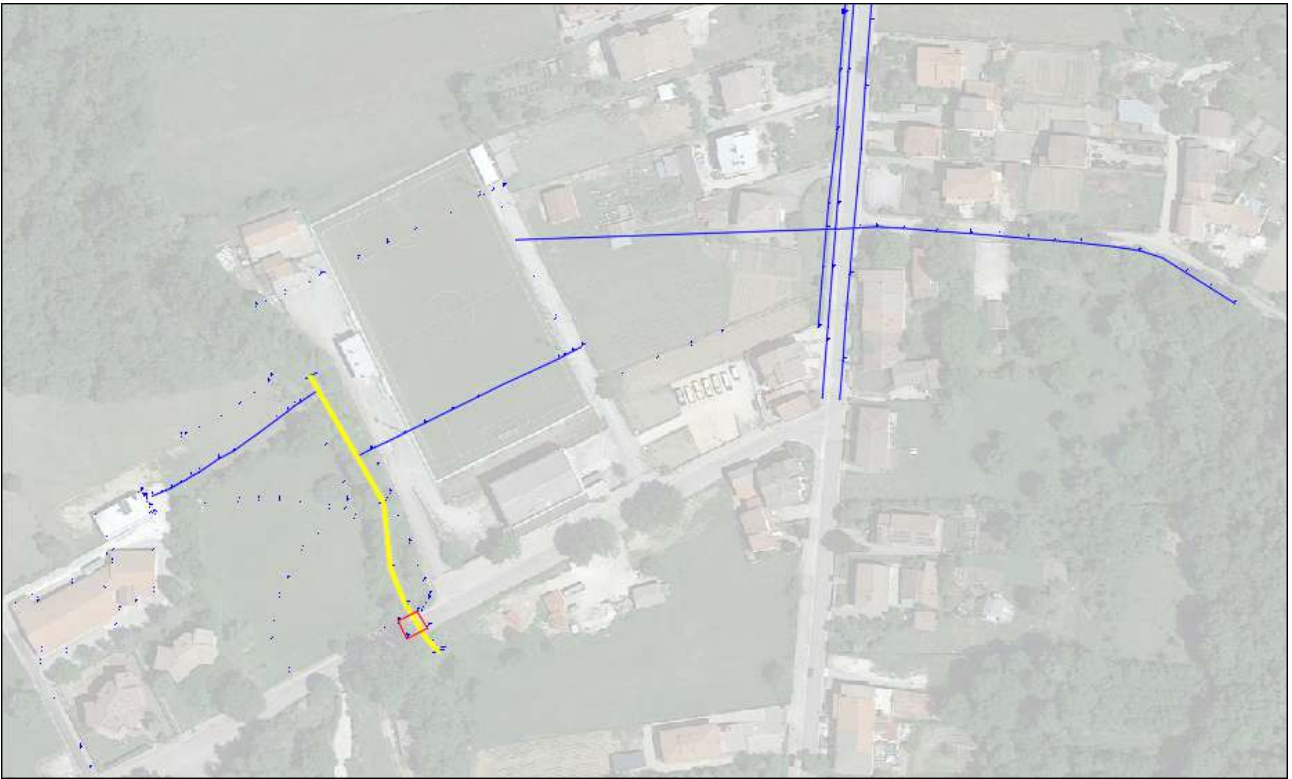
Il presente studio idrologico e idraulico di dettaglio e propedeutico alla procedura di NO-VAS relativa alla **“VARIANTE AL VIGENTE P.R.G. P.R.G. AI SENSI DEGLI ARTT. 10, COMMA 2, E 19, COMMA 2, DEL D.P.R. 327/2001 SS.MM.II. DEL COMUNE DI TORNIMPARTE PER LA REALIZZAZIONE DI UN “POLO SCOLASTICO” IN LOCALITÀ PALOMBAIA.**

Benché l’area oggetto fosse oggetto di variazione puntuale del vigente PRG, tra l’altro ricadente in area non esondabile, l’Azienda Sanitaria locale 1 (Avezzano, Sulmona, L’Aquila) ha richiesto una valutazione idraulica di dettaglio ad integrazione della Relazione Preliminare al fine di scongiurare potenziali rischi di allagamento che potrebbero compromettere l’incolumità pubblica ed in particolare della popolazione scolastica. Il rischio potenziale è costituito dal fatto che a valle del realizzando polo scolastico (ampliamento) scorre un affluente del “Torrente Raio” con alveo abbastanza pronunciato.



Lo studio parte dalle osservazioni rinvenute sugli “annali idrologici” consultabili sul sito ufficiale della Regione Abruzzo e diffusi dal SERVIZIO EMERGENZE DI PROTEZIONE CIVILE E CENTRO FUNZIONALE - UFFICIO IDROLOGIA, IDROGRAFICO E MAREOGRAFICO, disponibili fino all’anno 2013, nell’ambito del bacino “Aterno Pescara” relativi al pluviometro ubicato nel comune di Tornimparte (quando disponibile) oppure nel comune di L’Aquila poco distante.

Una volta consultati ed elaborati con formule statistiche i dati idrologici si è passati sul campo eseguendo un rilievo plano-altimetrico di dettaglio al fine di poter padroneggiare le quote e per ricavare le sezioni di scolo ritenute critiche ai fini della presente verifica idraulica.



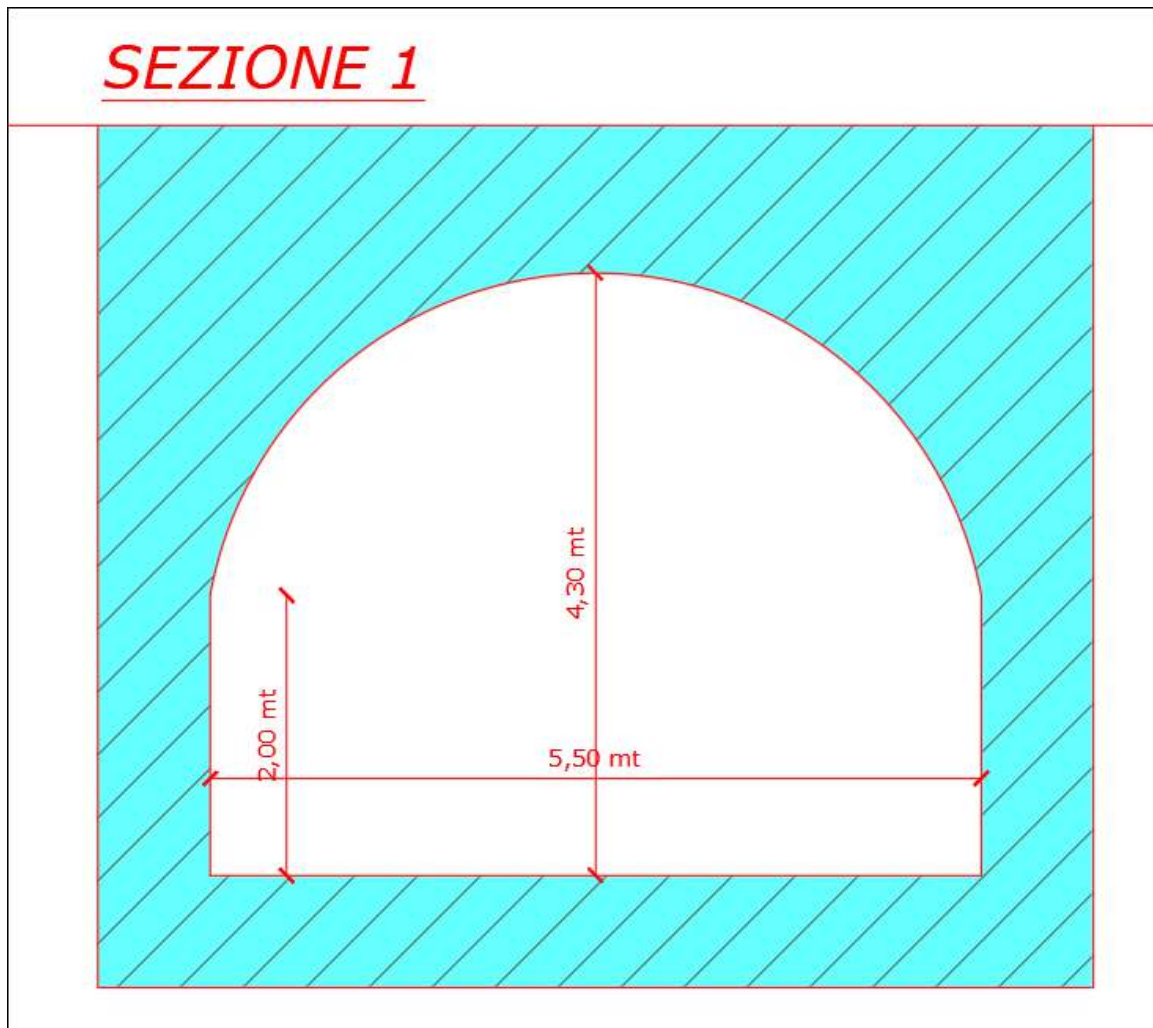
Le verifiche idrauliche come appresso illustrate sono state eseguite in **moto uniforme**, ottenendo come risultato una rappresentazione bidimensionale per ogni sezione, con la condizione di flusso monodimensionale.

Le sezioni critiche prese a riferimento sono:





**Sezione n.1** → *Sezione del ponte di Via san Tommaso. Se la sezione soddisfa le verifiche idrauliche vuol dire che le acque non tracimeranno sulla strada (Via San Tommaso) che si trova a quota inferiore al piano di calpestio del plesso scolastico. Altro aspetto significativo di detta sezione consiste nella constatazione che eventi metereologici particolarmente avversi non andranno a compromettere la viabilità che costituisce anche importante via di fuga.*

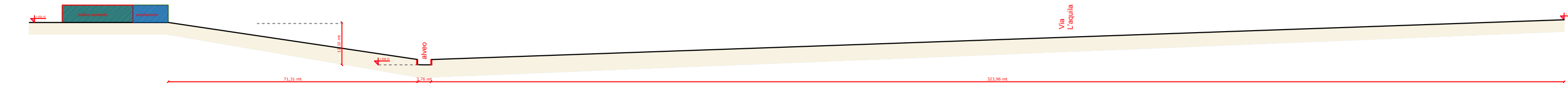


**Sezione n.2** → *Sezione in prossimità dell'ampliamento del plesso scolastico. Se la sezione soddisfa le verifiche vuol dire che le acque non arriveranno mai a quota di calpestio dell'edificio scolastico garantendo condizioni asciutte e scongiurando il rischio per la popolazione scolastica .*

**SEZIONE RILEVATA**



**SEZIONE GEOMETRIZZATA**



## 1.2 ANALISI IDROLOGICA

### 1.2.1 PREMESSA

L'idrologia studia il processo fisico di trasferimento della molecola H<sub>2</sub>O nei processi naturali che si verificano nell'atmosfera e sulla superficie terrestre. Questo tipo di studio si basa sull'osservazione di tutti i parametri che fanno parte del ciclo idrologico e ne determina le correlazioni matematiche. La complessità della fenomenologia fisica che causa l'evento meteorico e la peculiarità propria dei processi idrologici derivati non consentono un rigoroso approccio deterministico: è necessario quindi ricorrere a metodologie probabilistiche, basate sull'osservazione dei parametri e sulla elaborazione statistica dei dati misurati.

L'idrologia risulta così in grado di fornire informazioni fondamentali per il controllo e la gestione del territorio, e di conseguenza per la salute e la sicurezza dell'uomo. Alla base degli studi idrologici sta un'accurata valutazione dei parametri climatici, meteorologici, e relativi alla crosta terrestre.

La disponibilità di risorsa idrica di un'area dipende dalla posizione che questa occupa rispetto al regime di circolazione delle masse di aria umida. La risorsa non si mantiene costante nel tempo, ma è variabile; il valore medio delle variabili idrologiche non cambia però nel tempo in modo consistente se la valutazione viene fatta in un arco di anni sufficientemente elevato.

Si ottiene così una serie di parametri caratteristici del luogo il cui monitoraggio permette di individuare e prevedere eventuali variazioni dovute, ad esempio, ad interventi di natura antropica.

Uno dei principali parametri dell'idrologia è l'altezza di pioggia.

Insieme all'altezza di pioggia attesa sono coinvolti altri parametri legati alle caratteristiche del suolo (uso del suolo, coefficiente di permeabilità, ecc..) e a quelle del corso d'acqua (lunghezza dell'asta, pendenza, area del bacino sotteso): tutti questi concorrono alla determinazione del bilancio idrologico che viene effettuato su un'area di interesse relativa al corso d'acqua di cui si intende valutare le condizioni di rischio idraulico.

Sulla base delle quantificazioni idrologiche in termini di apporti meteorici e in funzione dei processi di trasferimento all'interno del bacino è possibile stimare statisticamente il regime di portate dei corsi d'acqua. L'idrologia risulta quindi una disciplina essenziale per la valutazione del rischio idraulico: l'elaborazione dei dati raccolti e la stima dei parametri idrologici permettono infatti, mediante appropriati modelli matematici, di quantificare le portate di progetto, con le quali effettuare le verifiche idrauliche ed individuare gli interventi di risistemazione fluviale.

### **1.2.2 REGIME PLUVIOMETRICO**

L'analisi idrologica si basa sull'osservazione dei dati pluviometrici registrati negli anni e di quelli interpolati dove mancanti. Cartografie e tabelle specifiche erano fornite un tempo dall'Istituto Idrografico e Mareografico Italiano, istituito nel 1917 per raccogliere e pubblicare in modo sistematico (anche se i rilevamenti non sono stati sempre continui) dati forniti da idrometri, pluviometri, ed apparecchi di misura di temperatura dell'aria, di portate, di torbidità, di livelli di falde freatiche.

Il Servizio Idrografico gestiva circa 1170 stazioni termometriche, 1780 pluviometriche e 1715 pluviografi, 750 idrometriche, 450 di misura di portata, 30 torbidometriche, 700 freatiche, oltre ad effettuare misure di pressione atmosferica, di umidità relativa, di velocità e direzione del vento e di insolazione. Esistono inoltre altri Enti ed organismi pubblici e privati che contribuiscono ad effettuare misure idrologiche solitamente per propri fini (Enel, Ministero Agricolture e Foreste, Aeronautica Militare, Istituto Idrografico della Marina, Cassa per il Mezzogiorno, Consorzi di Bonifica, Istituti Universitari, Amministrazioni locali, C.N.R.).

Il trasferimento di competenze dallo Stato alle regioni fu attuato anche nei confronti del Servizio idrografico italiano. Infatti l'art. 92 del D.Lgs. 31 marzo 1998 n. 112 in materia di *Conferimento di funzioni e compiti amministrativi dello Stato alle regioni ed agli enti locali, in attuazione del capo I della legge 15 marzo 1997, n. 59* dispose che gli uffici periferici del Dipartimento per i servizi tecnici nazionali (DSTN) fossero trasferiti alle regioni ed incorporati nelle strutture operative regionali competenti in materia. Successivamente, il decreto della Presidenza del Consiglio dei ministri del 24 luglio 2002 trasferì gli uffici compartimentali e le sezioni distaccate del Servizio idrografico e mareografico nazionale (SIMN) del DSTN, con decorrenza 1° ottobre 2002.

Questo ha comportato che le competenze del Servizio idrografico sono passate ad enti regionali (agenzie [Arpa](#), oppure servizi idrologici regionali, oppure altri enti), e i precedenti Compartimenti, che erano molto spesso sovraregionali, sono stati così sostituiti da enti aventi estensione regionale.

La pubblicazione degli annali idrologici non è più stata effettuata e ogni struttura regionale si è incaricata di pubblicare i dati corrispondenti.

Nel caso in esame i dati sono stati reperiti dal *Dipartimento per le Politiche Integrate di sicurezza e per la Protezione Civile* della REGIONE ABRUZZO presso il SERVIZIO EMERGENZE DI PROTEZIONE CIVILE E CENTRO FUNZIONALE - UFFICIO IDROLOGIA, IDROGRAFICO E MAREOGRAFICO. In particolare sono stati presi a riferimenti i dati relativi al pluviometro di Tornimparte (AQ) – quando disponibili- oppure direttamente al comune di L'Aquila che risulta poco distante dai siti di intervento. In allegato sono riportati gli annali idrologici estratti.



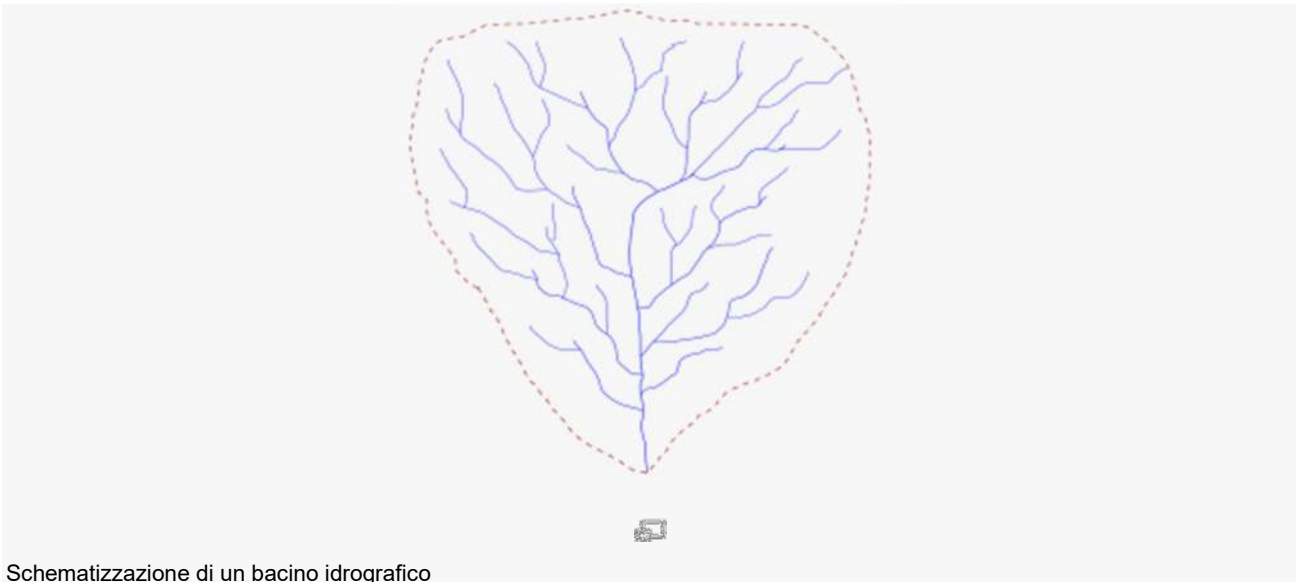
### **1.2.3 CALCOLO DELLA PORTATA DI PROGETTO**

Il calcolo della portata di progetto è funzione di molte grandezze caratteristiche del bacino idrografico, e le stesse formule impiegate variano a seconda della situazione geomorfologica presente: adottando opportune espressioni matematiche ed impiegando appropriati parametri è possibile stimare il valore di massima portata attesa in una determinata sezione del corso d'acqua in studio.

A causa delle naturali incertezze insite nelle stime tecniche idrauliche è opportuno svolgere le operazioni di calcolo con diversi metodi, in modo da poter confrontare i risultati ottenuti e adoperare una scelta a favore di sicurezza.

Prima di giungere al calcolo nella sezione di interesse è opportuno ricordare alcune definizioni fondamentali:

#### **Il bacino idrografico. Definizioni e concetti di base**



Schematizzazione di un bacino idrografico

In idrografia il bacino idrografico è l'area topografica, delimitata da uno spartiacque topografico (o orografico o superficiale), di raccolta delle acque che scorrono sulla superficie del suolo confluenti verso un determinato corpo idrico recettore (fiume, lago o mare interno) che dà il nome al bacino stesso .

Lo spartiacque può essere schematizzato con una linea chiusa, nel caso di bacini idrografici montani o collinari, o aperta, nel caso di bacini scolanti direttamente in mare, lago o laguna; il relativo perimetro termina contro la linea di costa. Nel primo caso, la linea di spartiacque interseca l'asta fluviale principale in un determinato punto, l'intersezione prende il nome di sezione di chiusura del bacino stesso. Detta sezione è di fondamentale importanza in idraulica in quanto in corrispondenza di essa si viene a raccogliere la portata complessiva del bacino e quindi quella del relativo corso d'acqua.

Il bacino idrografico è una porzione di territorio che, a causa della sua conformazione orografica, raccoglie acque meteoriche o provenienti dalla fusione di ghiacciai o nevai che scorrono confluendo tutte verso un solco d'impluvio dando origine ad un corso d'acqua, o verso una conca o depressione dando origine ad un lago o a una zona paludosa. Esso differisce dal bacino idrogeologico in quanto quest'ultimo non considera il solo deflusso di acque superficiali, ma anche lo scorrimento di infiltrazione che dipende dalla stratigrafia e dalla conformazione geologica del sottosuolo.

Se le acque raccolte sono solo quelle dovute alle precipitazioni si parla di bacino imbrifero.

Il perimetro di confine di ogni bacino, una volta individuata la sezione di chiusura, viene riconosciuto mappando a partire dalla sezione di chiusura la linea oltre la quale le acque scorrono sul terreno seguendo un altro percorso che le porta a raccogliersi in un diverso bacino idrografico, questa linea è chiamata linea spartiacque o semplicemente spartiacque. Lo spartiacque è definibile su una carta topografica collegando i picchi di massima altitudine con una linea sempre perpendicolare alle curve di livello, avente quindi la direzione del versore di massima pendenza. Il punto più basso dello spartiacque è chiamato incile. Quando si vanno a considerare le acque del bacino idrografico che fluiscono nel sottosuolo lo spartiacque non coincide più con quello superficiale identificato con metodi topografici attraverso i quali risulta molto più semplice delinearlo ma bisogna considerare vari aspetti che ne modificano l'andamento e la forma. Uno di questi elementi molto importanti da considerare è il moto di filtrazione dell'acqua, un moto che si sviluppa prevalentemente su vie orizzontali, compiuto dall'acqua in una zona di terreno satura al di sopra di uno strato di fondo impermeabile. Un bacino di cui si considerano anche le acque che scorrono sotto la superficie terrena viene detto 'bacino idrogeologico' .

Proprio per la componente sotterranea delle acque risulta molto più difficoltoso individuare lo spartiacque e quindi delimitare sia il bacino idrogeologico che quello idrografico.

L'estensione superficiale è una caratteristica rilevante per capire come si comporta il bacino a seguito di piogge rilevanti (tempo di corrivazione).

I tempi di percorrenza delle acque superficiali dipendono principalmente dalla lunghezza del percorso che l'acqua deve fare e dalla sua pendenza . A parità di pendenza, se il bacino è piccolo i tempi di percorrenza sono dell'ordine di ore (tipico caso di bacino vallivo montano), mentre per un bacino grande sono maggiori (valutabili anche in giorni come nel caso del bacino padano), con conseguente aumento anche dei tempi di formazione delle piene.

La lunghezza della linea spartiacque è il perimetro (P) del bacino. La lunghezza L del bacino è definita in prima approssimazione come la lunghezza dell'asta fluviale principale.

La differenza fra i diversi bacini viene quantitativamente valutata calcolando determinati parametri.

Il metodo di confronto dell'area del bacino con un cerchio permette di individuare il rapporto o fattore di circolarità  $R_c$  che viene definito come il rapporto fra la l'area della superficie di drenaggio ( $A$ ) e la superficie del cerchio avente il perimetro  $P$  pari alla lunghezza della linea spartiacque del bacino considerato:

$$\text{fattore di circolarità} \quad R_c = 4\pi \frac{A}{P^2}$$

Il rapporto di uniformità  $R_u$  è definito come il rapporto tra il perimetro del bacino ed il perimetro del cerchio di riferimento con la condizione che la superficie del bacino sia uguale a quella del cerchio:

$$\text{rapporto di uniformità} \quad R_u = \frac{P}{2\sqrt{\pi A}}$$

Il rapporto fra area del bacino con quella di un quadrato avente il lato  $L$  pari alla lunghezza del bacino è chiamato fattore di forma:

$$\text{fattore di forma} \quad F = \frac{A}{L^2};$$

$$\text{rapporto di allungamento} \quad E = \frac{2\sqrt{A}}{L\sqrt{\pi}};$$

Uno dei parametri molto importanti attraverso i quali si caratterizza la forma del bacino idrografico è il coefficiente di gravelius ( $\Phi$ ) cioè, il rapporto tra il perimetro  $P$  del bacino e il perimetro del cerchio di uguale area ( $A$ ). A seconda del valore a cui tende il coefficiente la forma del bacino si presenta in modo diverso:  $\Phi \rightarrow 1$  forma tondeggiante  $1 < \Phi < 1.25$  rotonda-ovale rotonda  $1.25 < \Phi < 1.5$  ovale rotonda-ovale allungata  $1.5 < \Phi < 1.75$  ovale allungata-rettangolare bislunga

### **Pendenza**

Uno dei parametri più utilizzati per la stima della pendenza di un bacino (caratteristica evidentemente rilevante per la determinazione della velocità di deflusso delle acque) è la pendenza media, usualmente calcolata secondo la formula di Alvar-Horton:

$$I_m = \lim_{D_h \rightarrow 0} \frac{D_h L_v}{A}$$

in cui  $L_v$  è la lunghezza totale delle linee di livello di assegnato dislivello  $D_h$ .

Le grandezze che descrivono l'andamento planimetrico del bacino idrografico sono:  $A$  = Proiezione ortogonale della superficie compresa nello spartiacque.  $P$ = Perimetro del bacino, che corrisponde alla

lunghezza dello spartiacque. LP= Lunghezza dell'asta pluviale principale. L=Lunghezza complessiva della rete di drenaggio.

### **Tempo di corrivazione**

Il tempo di corrivazione, un ulteriore caratteristica morfologica ed idrologica, rappresenta l'arco temporale nel quale la particella d'acqua idraulicamente più sfavorita, cioè quella caduta nel punto più distante dalla sezione di chiusura, impiega per arrivare alla sezione stessa. Il tempo di corrivazione ( $t_c$ ), misurato in ore, si determina essenzialmente con l'utilizzo di diverse formule analitiche:

$$\text{formula di Giandotti} \quad t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L}{0,8\sqrt{H_m - h_0}};$$

Dove con S è indicata la superficie del bacino, con L la lunghezza dell'asta principale, con  $H_m$  l'altezza media del bacino e con  $h_0$  la quota della sezione di chiusura.

$$\text{formula di Viparelli} \quad t_c = \frac{L}{V};$$

In cui L indica la lunghezza dell'asta fluviale e V la velocità della particella d'acqua; la velocità, posta pari a 5,4 km/h, è determinata con l'ausilio di un abaco che propone una relazione tra la velocità dell'acqua, le pendenze medie dei versanti e la tipologia di terreno che caratterizza il bacino.

$$\text{formula di Pezzoli} \quad t_c = 0,055 \frac{L}{\sqrt{p}};$$

In cui con L si indica la lunghezza dell'asta principale, mentre con p si indica la pendenza media dell'alveo.

### **Portata al colmo**

La portata al colmo  $Q_c$  misurata in mc/s, con il metodo della corrivazione, è definita come la portata che attraversa la sezione di chiusura con un determinato tempo di corrivazione  $T_c$  assegnato:

$$\text{Portata al colmo} \quad Q_c = \phi i A$$

Il termine A corrisponde all'area del bacino, il termine  $i$  corrisponde all'intensità di pioggia riferita al tempo di corrivazione  $t_c$ ; mentre il termine  $\phi$  indica il coefficiente di deflusso annuo medio, il cui valore dipende dalla pendenza e dalla tipologia di copertura del bacino.

### **Tempo di ritardo**

In un bacino idrografico, è definito tempo di ritardo l'intervallo temporale che separa il baricentro della distribuzione delle piogge di progetto dal baricentro dell'idrogramma del deflusso superficiale. In diverse applicazioni ingegneristiche, e in modelli di trasformazione (afflussi – deflussi) si ritiene che questo sia un valore caratteristico del bacino che non dipende dal particolare evento.

### **Tempo di picco**

Il 'tempo di picco' è il tempo in cui si raggiunge il massimo della pendenza.

### **Tempo di risposta**

Il 'tempo di risposta' è l'intervallo di tempo che intercorre tra l'inizio della precipitazione e il momento in cui si raggiunge il colmo di piena della sezione di chiusura.

### **Portate nella sezione di chiusura**

Lo Scorrimento è definito come il moto dell'acqua, generato dalle azioni gravitazionali, che si manifesta all'interno dei bacini idrografici. Il deflusso superficiale di un corso d'acqua all'interno di una sezione risulta essere determinato secondo i tre diversi tipi di scorrimento:

$$Q = Q_s + Q_i + Q_b$$

- *Scorrimento superficiale  $Q_s$ : si manifesta sopra la superficie topografica seguendo le linee di pendenza massima e procedendo all'interno della rete fluviale, costituendo il contributo principale e più rapido della piena.*
- *Scorrimento sotterraneo (o profondo)  $Q_b$ : si manifesta nelle falde che si formano sopra strati impermeabili del sottosuolo; è l'aliquota d'acqua affluita che raggiunge la sezione di chiusura tramite lenti processi di filtrazione negli strati più profondi del terreno. Questo contributo all'idrogramma di piena è minimo, in quanto è un fenomeno non fortemente influenzato dagli eventi di pioggia.*
- *Scorrimento ipodermico  $Q_i$ : si manifesta nello strato più superficiale del sottosuolo; è generato dall'aliquota di precipitazione infiltrata nello strato immediatamente sottostante la superficie, ed è generalmente causato da strati non permeabili che ne impediscono la percolazione in profondità. In genere i tempi caratteristici dello scorrimento ipodermico sono dello stesso ordine di grandezza di quelli dello scorrimento superficiale, per questo in molte applicazioni i due scorrimenti vengono accumulati.*

### **Tempo di Ritorno**

Le stime tecniche delle portate sono necessariamente associate al tempo di ritorno  $T_r$  di un certo evento; il tempo di ritorno rappresenta il periodo medio espresso in anni in cui l'evento viene superato una volta sola. Definendo con P la probabilità di non superamento dell'evento si ha che:

$$T_r = 1/(1 - P(x))$$

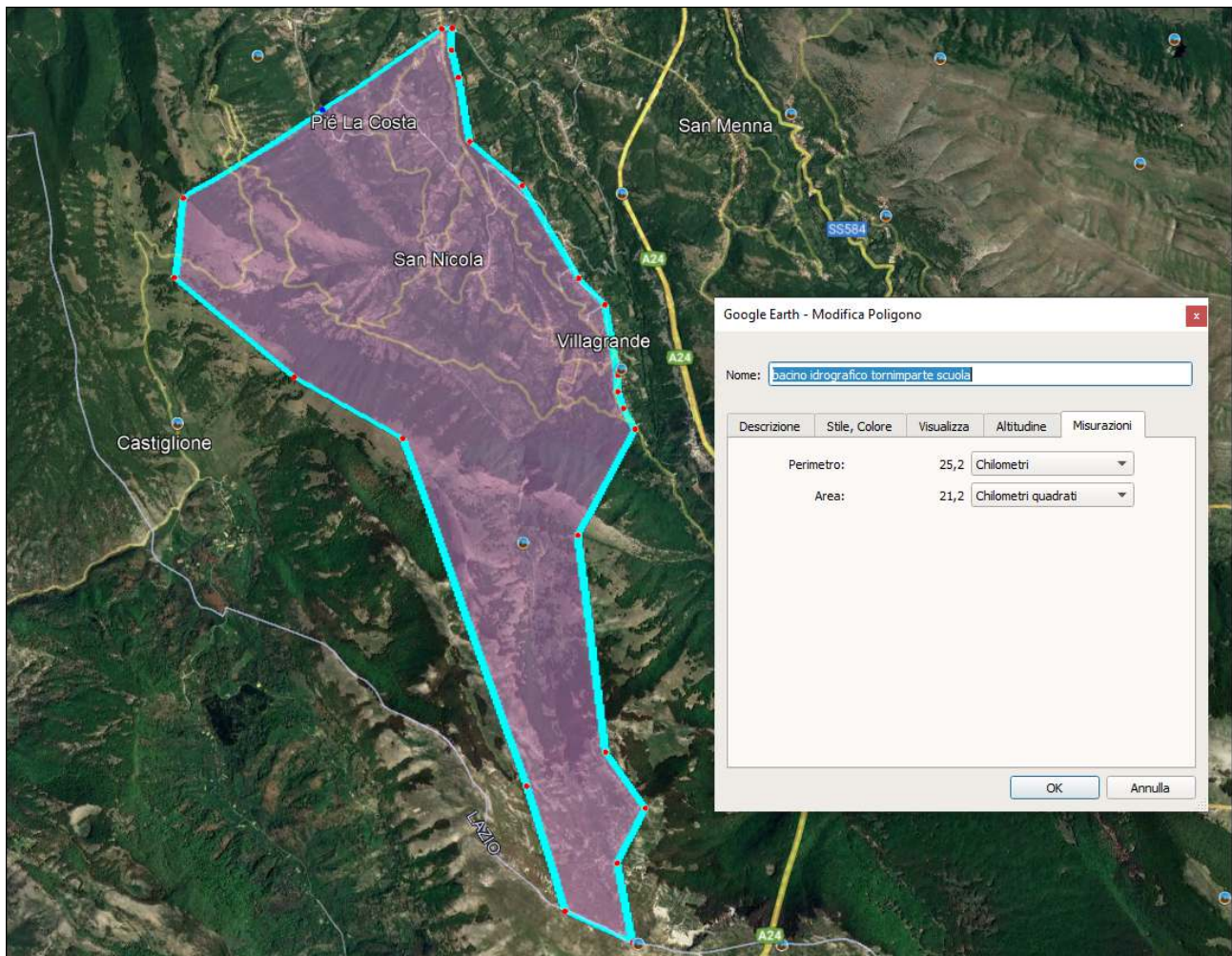


dove  $P(x)$  è normalmente espressa come una funzione, o distribuzione, di probabilità che associa ad un valore dell'evento (portata, altezza di pioggia) la corrispondente probabilità che non sia superato. Al tempo di ritorno viene associata una matrice dei rischi idrologici.

**Il presente studio si riferisce ad un tempo di ritorno pari a 200 anni.**

#### **1.2.4 BACINO IDROGRAFICO DELL'AREA DI STUDIO**

Per l'area oggetto di studio è stato ricavato il seguente bacino idrografico:



I dati del Bacino individuato sono:

$$A = 21.2 \text{ kmq}$$

$$P = 25.2 \text{ km}$$

$$H_{\max} = 1950 \text{ mt} \quad H_{\min} = 720 \text{ mt}$$

$$L = 10352 \text{ mt} \quad p(\%) = 1.45\%$$

### **1.2.5 METODO AFFLUSSI-DEFLUSSI**

La trasformazione afflussi-deflussi comprende l'insieme dei processi idrologici che contribuiscono alla formazione del deflusso delle acque a partire dalla precipitazione meteorica prima ancora che s'incanali nella rete idrografica. In allegato viene rappresentato schematicamente questo bilancio idrologico per una porzione elementare di un bacino idrografico: la precipitazione viene in parte intercettata dalla vegetazione, in parte s'infiltra nel suolo, in parte si accumula in invasi naturali e/o artificiali ed in parte costituisce il deflusso superficiale che sarà convogliato verso la rete idrografica secondo le linee di massima pendenza del terreno.

Le ipotesi fondamentali di questo modello sono:

- ✓ *il fenomeno di formazione della piena è dovuto unicamente al trasferimento della massa liquida proveniente dalle precipitazioni meteoriche;*
- ✓ *ogni singola goccia che cade sulla superficie del bacino scorre su di essa secondo un percorso immutabile nel tempo e unicamente dipendente dal punto in cui è caduta e con velocità indipendente da quella delle altre gocce;*
- ✓ *la portata che affluisce alla sezione di chiusura del bacino in un certo istante è esprimibile come somma delle portate elementari che provengono dalle singole aree del bacino e che si presentano in quello stesso istante alla sezione di chiusura considerata.*

Il sistema suolo-vegetazione costituisce quindi un naturale invaso di una buona percentuale della quantità d'acqua precipitata al suolo; questa capacità d'invaso dipende dalle condizioni meteorologiche (diminuisce ad esempio dopo un consistente periodo piovoso) e da altri processi di trasferimento e trasformazione di fase delle particelle liquide (evaporazione, traspirazione, percolazione). Una parte dell'acqua infiltrata nel suolo tornerà nel reticolo idrografico superficiale in tempi notevolmente successivi rispetto alla precipitazione ed al deflusso superficiale.

Obiettivo fondamentale è quindi la determinazione del deflusso superficiale mediante un modello di trasformazione afflussi-deflussi che parte dalla distribuzione delle piogge nello spazio e nel tempo e valuta le perdite per intercettazione ed infiltrazione (di norma quest'ultima rappresenta la perdita più rilevante).

La modellazione della trasformazione afflussi-deflussi è fondamentale per la previsione d'idrogrammi di piena (dipende dalla geomorfologia ed idrografia del bacino) nelle varie sezioni fluviali di un bacino idrografico sulla base della distribuzione nello spazio e nel tempo delle piogge caratteristiche del bacino.

Da un punto di vista matematico la stima di un idrogramma di piena si può schematizzare come un sistema il cui ingresso è costituito da misure della precipitazione sul bacino durante un particolare evento, variabile nello spazio e nel tempo:  $P(x;t)$ ; l'uscita del sistema è quindi la portata attesa nella

sezione di chiusura dipendente dal tempo:  $Q(t)$ . La suddetta trasformazione avviene secondo lo schema rappresentato in cui, partendo da una serie di misurazioni di pioggia, si stima la precipitazione lorda al suolo che in parte costituirà la precipitazione efficace (stimata con un modello di trasformazione afflussi-deflussi); la precipitazione efficace determinerà quindi l'idrogramma di piena come stima del deflusso superficiale del reticolo idrografico calcolato alla sezione di chiusura. La modellazione idrologica descritta si è sviluppata nel corso di questi ultimi anni anche grazie al potenziamento degli strumenti informatici capaci di effettuare velocemente la notevole mole di calcolo connessa alla suddivisione del bacino in celle elementari per ciascuna delle quali vengono calcolate le quote di afflussi e deflussi.

La valutazione della portata attesa nel corso di un evento di piena può essere ottenuta mediante analisi statistico-probabilistica a livello regionale dei dati idrometrici, pluviometrici e territoriali utilizzando un modello idrologico opportuno. Recenti studi (nell'ambito del Progetto valutazione piene del Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche del CNR) hanno indicato alcuni criteri per la valutazione delle piene basati sull'applicazione regionale della distribuzione a due componenti (TCEV) degli eventi estremi (GNDCI, 1994).

In questo modello le curve di possibilità pluviometrica, che esprimono il legame tra l'altezza di pioggia caduta in un punto e la sua durata  $t$ , sono espresse nella forma:

$$h = a \cdot D^n \cdot T_r^m,$$

caratterizzata dai parametri  $a$ ,  $n$ ,  $m$ ,

dove  $h$  = altezza di pioggia in mm,

$D$  = durata in ore,

$T_r$  = tempo di ritorno in anni.

### **1.2.6 METODO CINEMATICO**

Il metodo cinematico, proposto da Turazza nel 1880, ed ampiamente utilizzato nella tradizionale prassi tecnica, è particolarmente adatto per bacini di estensione limitata e si basa sul fatto che la portata dipende dalle caratteristiche proprie del bacino sotteso e dall'evento pluviometrico in relazione alla sua durata. Si ipotizza che venga raggiunta la massima portata quando i contributi di tutto il bacino raggiungono la sezione in esame; il tempo necessario affinché questo avvenga è detto tempo di corrivazione o di ritardo.

La valutazione della portata prevista allo sbocco viene calcolata utilizzando la seguente formula:

$$Q = h_m S C / (t_c \text{ 3.6}) \text{ m}^3/\text{s}$$

dove:  $h_m$  = altezza media di pioggia in mm =  $h \cdot K_r$

$K_r$  = coefficiente di riduzione areale

S = area del bacino idrografico in km<sup>2</sup>

C = coefficiente di afflusso

t<sub>c</sub> = tempo di corrivazione in ore

### **Uso del suolo Coefficiente di afflusso**

Aree completamente rivestite-pavimentate 0.9-0.95

Zone urbane con fabbricazione densa 0.7-0.8

Zone urbane con poche aree verdi 0.6-0.7

Zone urbane con ampie aree verdi 0.5-0.6

Aree coltivate 0.2-0.5

Pascoli 0.15-0.45

Parchi e boschi 0.05-0.4

## **1.2.7 CURVE DI PIOGGIA**

### **1.2.7.1 Curve di probabilità pluviometrica**

Per la stima dell'altezza di pioggia attesa h<sub>m</sub> lo studio si è sviluppato in ambito probabilistico con le curve di possibilità pluviometrica, che esprimono il legame tra l'altezza di pioggia caduta in un punto e la sua durata t, solitamente nella forma semplificata:

$$h = a t^n$$

dove **a** ed **n** sono costanti per un certo tempo di ritorno T<sub>r</sub>.

Per calcolare le curve di possibilità pluviometrica si utilizza la statistica dei valori massimi annuali delle piogge registrati dalle stazioni pluviografiche pubblicate negli Annali Idrologici.

Esistono diverse funzioni del tipo h=f(t) a due o tre parametri che, con buona precisione, descrivono le curve di possibilità climatica. In Italia si utilizzano espressioni esponenziali monomie derivanti dalla legge a due parametri di Massari:

$$h = a * t^n$$

dove "h" e "t" rappresentano rispettivamente l'altezza (in mm) e la durata (in ore) della pioggia, mentre "a" ed "n" sono parametri caratteristici di una determinata stazione pluviografica; dove "a" è funzione del tempo di ritorno, "n" è invece indipendente da esso. Nella pratica quotidiana si ricorre ad un fascio di curve, ciascuna delle quali corrisponde a un valore diverso del tempo di ritorno.

Nella progettazione e la verifica di alcune opere idrauliche il problema idraulico fondamentale consiste nel calcolare la portata massima di piena che deve essere smaltita dall'opera idraulica.

Tale portata è legata ai caratteri delle piogge intense che possono cadere nel bacino imbrifero oltre che alla sua permeabilità e alla sua morfologia.

Pertanto la conoscenza delle curve di possibilità pluviometrica di una zona permette di calcolare la portata di piena relativa ad un particolare bacino, ed è pertanto alla base della progettazione e della verifica di diverse opere idrauliche.

Per la determinazione delle curve di possibilità pluviometrica caratteristiche di una determinata stazione, è necessario fare riferimento a serie storiche di dati di piogge massime annuali, relative a varie durate, registrati da uno stesso pluviografo in un periodo non inferiore a 20-30 anni. I dati di riferimento sono relativi alle massime altezze di pioggia riferite a durate di 1, 3, 6, 12 e 24 ore.

Per ciascuna durata si dispongono i dati della serie storica su un piano cartesiano e, interpolando i valori, si ottiene una *curva di primo caso critico* (circa dati relativi ad una durata di 24 ore di pioggia), una *curva di secondo caso critico* per eventi di durata pari a 12 ore e così via. Il tracciamento di queste curve avviene pertanto senza alcuna connotazione probabilistica.

Le curve di possibilità climatica si ottengono, invece, trattando il campione di dati come estratto casualmente da una variabile continua  $h(t)$ . Ad ogni valore di questa variabile viene fatto corrispondere il valore di una funzione detta *distribuzione di probabilità*  $p(h)$ . Il primo problema che si presenta è quello di scegliere la forma della distribuzione di probabilità capace di rappresentare con ragionevole approssimazione la distribuzione vera, ma incognita, della variabile  $h(t)$ .

La distribuzione di probabilità è caratterizzata dai parametri della distribuzione quali: la media e la varianza. Il secondo problema quindi è quello di stimare tali parametri della distribuzione. Infine, per verificare l'affidabilità della distribuzione prescelta devono essere effettuati i test di controllo.

In idrologia si utilizzano diverse distribuzioni di probabilità, come quella *lognormale*, il modello TCEV (o *distribuzione asintotica del massimo valore a due componenti*), la *distribuzione di Gumbel* o la *distribuzione asintotica del massimo valore tipo 1*, detta anche EV1. Quest'ultima è quella storicamente più utilizzata e vale:

$$p(h) = e^{-e^{-\alpha(h-u)}}$$

dove  $e$  e  $u$  sono parametri da stimare assoggettando ciascuna delle serie storiche al modello probabilistico di Gumbel e valgono:

$$\alpha = \frac{\pi}{s_p \cdot \sqrt{6}}$$

$$u = \mu_p - 0,450 \cdot s_p.$$



### 1.2.7.2 Stima dei parametri della distribuzione

La distribuzione di probabilità di una variabile stocastica è completamente definita quando, scelta la legge teorica, ne siano determinati i parametri.

La stima di tali parametri può essere effettuata attraverso tre metodi: il *metodo della massima verosimiglianza*, i metodi grafici o il *metodo dei momenti*. Alla base del terzo metodo vi è l'ipotesi che i momenti relativi al campione siano la migliore stima dei corrispondenti momenti della "popolazione"  $h$ : si calcola la media  $\mu$  (momento del primo ordine) e la varianza  $s^2$  (momento del secondo ordine) del campione di dati costituente la generica serie e li si sostituisce a quelli teorici della distribuzione di probabilità prescelta.

Nel caso del modello di Gumbel si ottiene:

$$\alpha_t = \frac{\sqrt{1,645}}{s} = \frac{1,2825}{s}$$
$$u_t = \mu - \frac{0,5772}{\alpha} = \mu - 0,450 \cdot s.$$

Determinati i parametri  $\alpha_t$  e  $u_t$ , si fissa un valore del tempo di ritorno  $T$  legato alla probabilità di non superamento dalla seguente relazione:

$$p_{NS} = 1 - 1/T$$

Successivamente, dalla popolazione descritta dal modello di Gumbel (caratterizzato dai parametri  $\alpha_t$  e  $u_t$ ) si determina il valore (a cui corrisponde un periodo di ritorno  $T$ ) dalla relazione ottenuta esplicitando la distribuzione di probabilità di Gumbel rispetto ad  $h$ :

$$h_t(T) = u_t - \ln(-\ln(p_{NS}))/\alpha_t = u_t - \ln(-\ln(1 - \frac{1}{T}))/\alpha_t.$$

Lo stesso procedimento si esegue anche per una serie di tempi di ritorno  $T$  molto più lunghi, tipicamente 10, 20, 50, 100, 200 o 1000 anni. Applicando questo procedimento a ciascuna serie storica di 1, 3, 6, 12 e 24 ore si ottengono per ogni durata  $t$  una serie di coppie di valori  $(t, h_t(t))$ .

Le coppie relative agli stessi tempi di ritorno  $T$ , riscalate rispetto ad una durata  $t$ , vengono riportate in un piano cartesiano ed interpolate attraverso l'espressione di Massari ottenendo le curve di possibilità pluviometriche relative ai vari tempi di ritorno  $T$ :

$$h_T(t) = a \cdot t^n$$

### 1.2.7.3 Calcolo di $a$ e $n$

Per poter conoscere la generica curva di possibilità climatica riferita ad un determinato tempo di ritorno si deve stimare il valore numerico di  $a$  e  $n$ .

Tale stima è determinabile con il metodo dei minimi quadrati, ricorrendo all'espressione lineare che si ottiene estraendo il logaritmo dell'espressione di Massari:

$$\log(h) = \log(a) + n \log(t)$$

che nel piano  $\log h - \log t$  rappresenta una retta di coefficiente angolare  $n$  che intercetta l'asse delle ordinate nel punto  $(0, \log a)$ .

Note le  $N=5$  coppie di valori  $(t, h_T(t))$  riferite ad un determinato tempo di ritorno  $T$ , i termini della retta  $(\log a, n)$  possono essere calcolati approssimando la suddetta retta con la retta di interpolazione dei minimi quadrati:

$$n = \frac{N \sum_{m=1}^N (\log t \cdot \log h) - \sum_{m=1}^N (\log t) \cdot \sum_{m=1}^N (\log h)}{N \sum_{m=1}^N (\log t)^2 - (\sum_{m=1}^N \log t)^2}$$

$$\log a = \frac{\sum_{m=1}^N (\log h) \cdot \sum_{m=1}^N (\log t)^2 - \sum_{m=1}^N (\log t) \cdot \sum_{m=1}^N (\log t) \cdot (\log h)}{N \sum_{m=1}^N (\log t)^2 - (\sum_{m=1}^N \log t)^2}$$

con  $N = 5$ .

#### **1.2.7.4 Distribuzione spaziale delle piogge**

Le curve di probabilità pluviometriche ricavate dalle osservazioni di una sola stazione pluviometrica hanno significato immediato per gli eventi meteorici che interessano una superficie di limitata estensione.

Secondo *Marchetti* le curve riferite ad una pioggia puntuale possono essere impiegate finché l'area del bacino non supera i **100 ettari** con l'ipotesi che il centro di scroscio cada sul pluviometro. Gli eventi piovosi relativi ad una zona estesa risultano non uniformemente distribuiti sull'area interessata a causa di molteplici fattori legati all'orografia, alla distribuzione delle masse d'aria umida, alla distanza dal mare, ecc.

Il valore di  $h$  su tutta la zona subisce una attenuazione che è tanto più notevole quanto è maggiore l'estensione della zona stessa.

Se per la superficie  $A$  è disponibile una sola stazione di misura si deve calcolare il coefficiente di ragguglio  $\psi$  delle piogge dato dal rapporto tra l'altezza media sull'area e l'altezza di pioggia puntuale. L'altezza di pioggia in questo caso si chiama *altezza di pioggia raggugliata* che rappresenta l'altezza media di pioggia sulla generica superficie di estensione  $A$ .

La più adottata formula del coefficiente di ragguglio è quella proposta da *Fornari*:

$$\psi = \frac{1}{(1 + 0,0015 \frac{A}{t^{0,2}})}$$

con:

$A$  in  $\text{km}^2$  e  $t$  in ore.

*Puppini* invece ha introdotto la seguente variazione all'espressione di *Massari* per tenere conto dell'estensione dell'area di indagine valida per bacini di area inferiore ai 1300 ettari:

$$h = a \cdot t^n$$

con:

$$a' = a \cdot (1 - 0,084 \cdot \frac{A}{100} + 0,007(\frac{A}{100})^2);$$

$$n' = n + 0,014 \cdot \frac{A}{100};$$

essendo A espressa in km<sup>2</sup>.

*Columbo* ha proposto invece le seguenti formule di ragguglio valide per aree comprese tra 100 e 500 ettari e per piogge di durata inferiore alle 10 ore:

$$a' = (a - 0,06 \cdot A^{0,4});$$

$$n' = (n + 0,003 \cdot A^{0,6}).$$

Per calcolare le curve di possibilità pluviometrica (c.p.p) della stazione pluviometrica bisogna ridurre i valori di altezza massima registrati negli annali per il coefficiente di ragguglio, quindi si può procedere alla loro elaborazione nel modo prima descritto fino ad ottenere le famiglie di curve di possibilità climatiche relative alla stazione di misura. Se nell'area interessata sono disponibili più stazioni pluviometriche l'afflusso meteorico deve essere calcolato utilizzando le informazioni provenienti da tutti gli strumenti presenti utilizzando diversi metodi quali:

- metodo dei topoieti o poligoni di Thiessen. Il metodo consiste nel suddividere un territorio nel quale sono presenti N stazioni pluviometriche assegnando a ciascuna stazione un'area di competenza. Si parte unendo con dei segmenti tutte le stazioni tra loro contigue ottenendo un reticolo di maglie triangolari. In corrispondenza del punto medio di ogni lato (congiungente di 2 stazioni contigue) costituente il reticolo si traccia la perpendicolare. Tali perpendicolari individuano delle porzioni di area A<sub>i</sub> ciascuna delle quali contiene una stazione di misura. In questa area si può ritenere sensibilmente costante l'altezza di pioggia osservata nella stazione stessa (*topoieto*) - se per l'estensione della A<sub>i</sub> tale ipotesi non dovesse essere verificata allora si dovrà ricorrere al coefficiente di ragguglio calcolando le altezze raggugliate relative al topoieto della stazione di competenza. L'altezza media della precipitazione riferita ad un bacino A vale:

$$h_{mA} = \sum (h_{mai} \cdot A_i) / A$$

In cui:

- A<sub>i</sub> è l'area di influenza della i-esima stazione di misura (topoieto) ;
- h<sub>mai</sub> è l'altezza di pioggia del topoieto .
- *metodo delle isoiete*. Il metodo consiste nel tracciare le linee ad uguale altezza di precipitazione (isoiete) mediante interpolazione lineare delle altezze di pioggia registrate in stazioni pluviometriche adiacenti che si riferiscono di solito ad un prefissato intervallo temporale. L'altezza media della precipitazione riferita ad un bacino A vale:

$$h_{mA} = \sum (h_{mai} \cdot A_i) / A$$

In cui:

- $A_i$  è l'area compresa tra due isoiete ;
- $h_{mai}$  è l'altezza media di pioggia tra due isoiete .

### **1.2.7.5 Eventi brevi**

Il procedimento finora descritto è idoneo per gli eventi lunghi ( $t > 60$  min), ma non per gli eventi brevi ( $t < 60$  min), poiché questi eventi seguono dinamiche meteorologiche diverse.

Pertanto le curve di possibilità pluviometrica ottenute elaborando dati di piogge con durata maggiore di un'ora non danno valori affidabili per piogge di durata inferiore ai 60 min.

Si è verificato che i valori ottenuti risultano sovrastimati rispetto a quelli che effettivamente si possono verificare.

Bell ha elaborato una formula valida per piogge di durata inferiore ai 60 min:

$$\frac{h_{t,T}}{h_{60,T}} = 0,54 \cdot t^{0,25} - 0,50$$

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

## **1.3 ANALISI IDRAULICA**

### **1.3.1 PREMESSA**

Sulla base dei dati reperiti ed elaborati nell'analisi idrologica è stato possibile procedere all'analisi idraulica dei corsi d'acqua. Uno studio di questo genere presuppone una modellazione sia teorica che numerica il più consona possibile alla situazione reale.

In primo luogo si è reso necessario rilevare le caratteristiche geomorfologiche del corso d'acqua, effettuando campagne topografiche lungo il corso d'acqua. Ciò permette di conoscere i parametri geometrici che caratterizzano il moto della corrente (pendenza, sezione, scabrezze) lungo tutta l'asta fluviale, ponendo in evidenza le differenze nei vari tratti.

Sulla base geomorfologica è stato possibile dunque simulare numericamente (moto permanente) eventi critici in relazione al tempo di ritorno associato.

La verifica delle condizioni di deflusso è avvenuta dunque simulando diverse situazioni e pervenendo così all'individuazione, laddove le dimensioni della sezione non sono sufficienti a smaltire la portata a definire il grado di rischio idraulico.

### **1.3.2 DATI GEOMETRICI**

La descrizione geomorfologica della sezione di verifica è avvenuta mediante rilievi topografici effettuati con stazioni totali e/o con droni tramite GPS o ancora tramite semplice rilievo manuale.

In questo modo sono state rilevate le sezioni significative e le relative pendenze.

### **1.3.3 MODELLAZIONE IDRAULICA**

Le equazioni del moto e di continuità nella loro formulazione generale di De Saint Venant, esprimono le caratteristiche idrauliche (portata, carico piezometrico, altezza d'acqua, velocità) in funzione del tempo e dello spazio.

La propagazione di una piena in un corso d'acqua costituisce infatti uno dei più vistosi ed importanti esempi di moto vario in una corrente a pelo libero, generalmente del tipo cosiddetto "gradualmente variato". Il moto vario di una massa liquida, particolarmente se essa presenta una superficie libera, dà luogo a fenomeni comunemente indicati con il termine di "onde", ed in tal senso appunto si parla correntemente anche di "onda di piena". Aspetto caratteristico di ogni moto ondoso è costituito dal fatto che alcune grandezze fisiche (fra cui la quota del pelo libero) si propagano nello spazio, eventualmente modificandosi gradualmente. Il modello di moto vario quindi tiene conto dei principali fenomeni che intervengono nella dinamica dell'onda di piena ed in particolare della progressiva attenuazione dell'onda e del suo trasferimento lungo l'alveo. Qui di seguito si riportano le equazioni di De Saint Venant alla base del modello di moto vario:

equazione del moto  $\Omega$

$$\frac{\partial \omega}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial s} q(s) = 0 \text{ eq. di continuità}$$

$$\frac{\partial H}{\partial s} = -\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} - J \text{ eq. del moto}$$

In cui:

$\omega$  = area della sezione liquida (m<sup>2</sup>);

$Q$  = portata (m<sup>3</sup>/s);

$q(s)$  = portata laterale (m<sup>3</sup>/s);

$H$  = carico totale della corrente (m);

$g$  = accelerazione di gravità (m/s<sup>2</sup>);

$v$  = velocità media della corrente (m/s);

$J$  = perdite di carico effettivo per unità di lunghezza;

$s$  = ascissa corrente lungo l'alveo (m);

$t$  = tempo (s)

Assumendo la gradualità spazio-temporale del fenomeno, la perdita di carico totale può essere



stimata con un'equazione analoga a quella adottata per il moto uniforme:

$$J = (v * |v|)/(g * C^2 * R)$$

dove  $R$  è il raggio idraulico e  $C$  è il coefficiente di resistenza o coefficiente adimensionale di Chézy. Qualora si elimini la dipendenza dal tempo, lo schema di moto è in grado di simulare fenomeni che si svolgono con portata costante nel tempo. In questo caso si applica quindi un modello di moto permanente, ignorando così i fenomeni non stazionari connessi con la propagazione e l'attenuazione delle stesse portate in alveo. Tale schema, seppur apparentemente limitativo, consente tuttavia analisi significative in tutti quei casi in cui gli effetti di laminazione delle portate possono essere ignorati.

Le equazioni indipendenti del moto permanente si ottengono dalle equazioni di De Saint Venant eliminando i termini dipendenti dal tempo  $t$ . Qualora si escludano la possibilità di stramazzi laterali e l'apporto liquido laterale alla corrente, l'equazione di continuità si riduce a:

$$Q = \text{cost (moto permanente)}$$

e tale portata si considera assegnata nei calcoli.

Anche nel caso di moto permanente la perdita di carico totale può essere stimata con un'equazione analoga a quella adottata per il moto uniforme:

$$J = \frac{v * |v|}{g * C^2 * R} = \frac{Q^2}{g * \omega * C^2 * R}$$

L'equazione del moto  $dH/ds = -J$ , essendo un'equazione differenziale del primo ordine, richiede affinché il problema sia ben posto, una condizione al contorno la quale consiste nell'assegnazione del livello in una sezione del tronco di corso d'acqua che si prende in considerazione. Tale condizione è sempre necessaria per la determinazione della soluzione; non sempre, invece, risulta sufficiente, in quanto nel caso in cui nel tronco in esame esista attraversamento della profondità critica tramite passaggio da una corrente veloce ad una lenta per risalto idraulico, sono necessarie e sufficienti due condizioni al contorno per la determinazione completa della soluzione. Si può dimostrare infatti che, per studiare un tronco di corrente di lunghezza finita  $L$  tale che sia  $s \in (0;L)$  ( $s$  ascissa curvilinea), l'assegnazione della condizione al contorno per il livello deve avvenire:

nella sezione di monte per correnti veloci,

$$y = y_0 = y(0) \text{ se } Fr > 1,$$

nella sezione di valle per correnti lente,

$$y = y_L = y(L) \text{ se } Fr < 1.$$

Tutte le verifiche idrauliche presso le sezioni rilevate sono avvenute in moto permanente. L'assenza di dati idrometrici o di portata che potessero consentire l'individuazione di un idrogramma di piena (relazione tra portate e tempo), nonché le caratteristiche proprie del tratto di corso d'acqua in studio

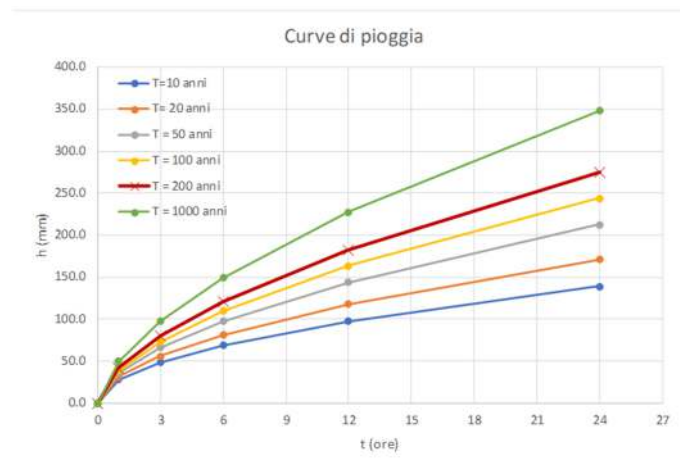
(privo di rilevanti scambi laterali e non soggetto a percepibili variazioni di portata lungo l'alveo), hanno infatti reso implicita la modellazione in moto permanente.

## 2 DETERMINAZIONE CURVE DI PIOGGIA E CALCOLO MASSIMA PORTATA

### 2.1 DATI IDROLOGICI

I dati idrologici presi a base della seguente verifica sono stati illustrati nella Relazione idrologica ed idraulica costituente la base per lo sviluppo del presente elaborato. Non sono presenti pluviometri all'interno del bacino idrografico oggetto di studio. Pertanto si è fatto riferimento ai dati pluviometrici più prossimi all'area in studio.

Sono state prese a riferimento le piogge di massima intensità della durata rispettivamente di 1,3,6,12,24. Sulla base dei dati disponibili sono state ricavate le curve di pioggia



### 2.2 BACINO IDROGRAFICO

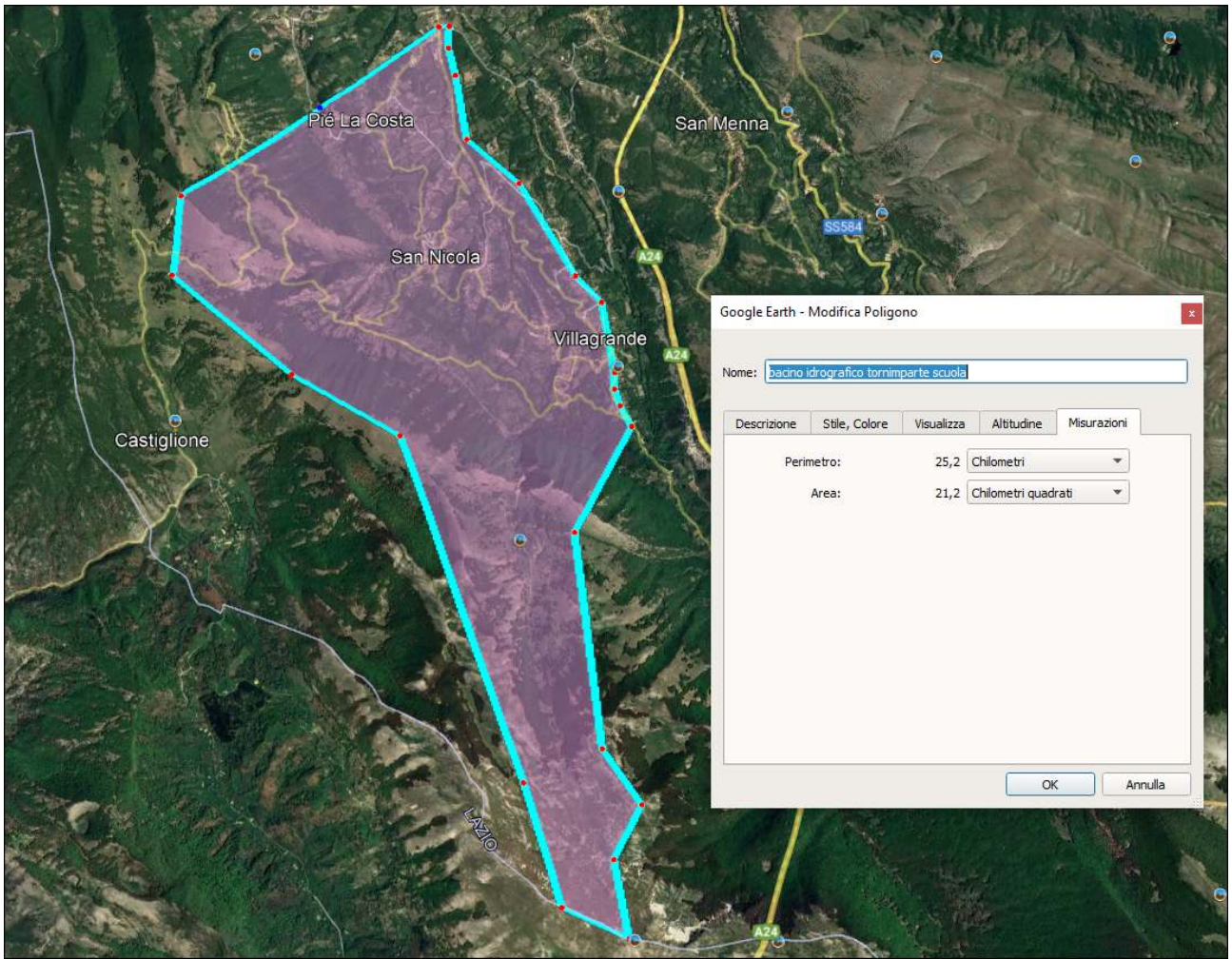
Il bacino idrografico è stato ricavato su base cartografica. Le caratteristiche di caratterizzazione dello stesso sono:

$$A = 21.2 \text{ kmq}$$

$$P = 25.2 \text{ km}$$

$$H_{\max} = 1950 \text{ mt} \quad H_{\min} = 720 \text{ mt}$$

$$L = 10352 \text{ mt} \quad p(\%) = 1.45\%$$



## 2.3 DETERMINAZIONE ANALITICA E NUMERICA CURVE DI PIOGGIA

Staz. Pluviometrica di **Tornimparte/ L'Aquila**

q.ta sul livello del mare **954** mt **n° osservazioni 22**

anno di inizio osservazione **1992** anno fine osservaz. **2013**

Anno	1 ore		3 ore		6 ore		12 ore		24 ore	
	hi (mm)	$X^2=(hi-\mu)^2$	hi (mm)	$X^2=(hi-\mu)^2$	hi (mm)	$X^2=(hi-\mu)^2$	hi (mm)	$X^2=(hi-\mu)^2$	hi (mm)	$X^2=(hi-\mu)^2$
1992	26.8	33.86	28.4	55.04	28.6	58.05	28.6	58.05	36.8	250.24
1993	26.2	27.24	33.0	144.46	55.4	1184.67	73.4	2747.76	77.4	3183.11
1994	16.0	24.81	30.0	81.34	43.0	484.84	75.8	3005.13	104.0	6892.16
1995	26.0	25.19	41.6	425.15	51.0	901.14	65.0	1937.68	95.2	5508.47
1996	25.6	21.34	40.0	361.72	56.6	1268.72	61.4	1633.70	80.0	3483.25
1997	23.0	4.08	40.4	377.10	53.0	1025.22	72.0	2602.94	85.0	4098.44
1998	14.0	48.73	29.0	64.31	35.0	196.53	41.8	433.43	48.0	730.03
1999	22.8	3.31	33.4	154.23	51.0	901.14	95.2	5508.47	161.4	19717.51
2000	13.6	54.48	24.8	14.59	39.2	331.93	65.4	1973.05	101.2	6435.10
2001	13.4	57.47	30.8	96.41	44.6	557.86	50.6	877.29	65.8	2008.75
2002	28.0	49.27	32.6	135.00	33.6	159.24	34.0	169.50	47.0	676.99
2003	13.6	54.48	20.0	0.96	29.6	74.29	34.4	180.07	49.6	819.05
2004	13.4	57.47	17.6	11.43	21.4	0.18	23.4	5.85	40.0	361.72
2005	17.6	11.43	27.6	43.81	30.4	88.72	30.8	96.41	32.0	121.42
2006										
2007	25.2	17.80	25.6	21.34	25.6	21.34	25.8	23.22	32.6	135.00
2008	37.0	256.61	38.6	310.43	62.8	1748.83	87.6	4438.10	128.6	11581.86
2009	15.2	33.42	18.2	7.73	21.8	0.67	25.4	19.53	40.0	361.72
2010	12.2	77.11	27.8	46.50	47.8	719.26	56.0	1226.33	57.2	1311.82
2011	23.4	5.85	32.8	139.69	37.8	282.88	39.4	339.26	47.2	687.44
2012	26.4	29.37	29.2	67.55	29.2	67.55	30.0	81.34	43.4	502.61
2013	21.2	0.05	22.2	1.49	22.4	2.01	26.4	29.37	37.8	282.88

VALIDAZIONE ED ELABORAZIONE STATISTICA DEI DATI				
1 ore	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
N (validi) 21	N (validi) 21	N (validi) 21	N (validi) 21	N (validi) 21
media "μ" 20.98	media "μ" 29.70	media "μ" 39.04	media "μ" 49.64	media "μ" 67.15
s.q.m. ΣX <sup>2</sup> 893.352	s.q.m. ΣX <sup>2</sup> 2560.284	s.q.m. ΣX <sup>2</sup> 10075.078	s.q.m. ΣX <sup>2</sup> 27386.478	s.q.m. ΣX <sup>2</sup> 69149.570

varianza σ=[ΣX <sup>2</sup> /(N-1)] <sup>1/2</sup>				
1 ore	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
σ 6.683	σ 11.314	σ 22.444	σ 37.004	σ 58.800

α <sub>t</sub> = 1.2825/σ - parametro 1 Gumbel				
α <sub>t</sub>	α <sub>t</sub>	α <sub>t</sub>	α <sub>t</sub>	α <sub>t</sub>
0.192	0.113	0.057	0.035	0.022

u <sub>t</sub> = μ - 0.450*σ - parametro 2 Gumbel				
u <sub>t</sub>	u <sub>t</sub>	u <sub>t</sub>	u <sub>t</sub>	u <sub>t</sub>
17.973	24.604	28.938	32.986	40.692

T (anni)	p <sub>NS</sub> = 1-1/T -probabilità di non superamento				
	PNS	PNS	PNS	PNS	PNS
10	0.900	0.900	0.900	0.900	0.900
20	0.950	0.950	0.950	0.950	0.950
50	0.980	0.980	0.980	0.980	0.980
100	0.990	0.990	0.990	0.990	0.990
200	0.995	0.995	0.995	0.995	0.995
1000	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999

$$h_t(T) = u_t - \ln(-\ln(p_{NS}))/\alpha_t = u_t - \ln(-\ln(1 - \frac{1}{T}))/\alpha_t.$$

T (anni)	1 ore	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
	h <sub>t</sub> (T) - mm	h <sub>t</sub> (T) - mm	h <sub>t</sub> (T) - mm	h <sub>t</sub> (T) - mm	h <sub>t</sub> (T) - mm
10	29.7	44.5	68.3	97.9	143.9
20	33.5	50.8	80.9	118.7	176.9
50	38.3	59.0	97.2	145.6	219.6
100	41.9	65.2	109.4	165.7	251.6
200	45.6	71.3	121.6	185.8	283.5
1000	54.0	85.5	149.8	232.3	357.4

$$\log(h) = \log(a) + n\log(t)$$

$$n = \frac{N \sum_{m=1}^N (\log t \cdot \log h) - \sum_{m=1}^N (\log t) \cdot \sum_{m=1}^N (\log h)}{N \sum_{m=1}^N (\log t)^2 - (\sum_{m=1}^N \log t)^2}$$

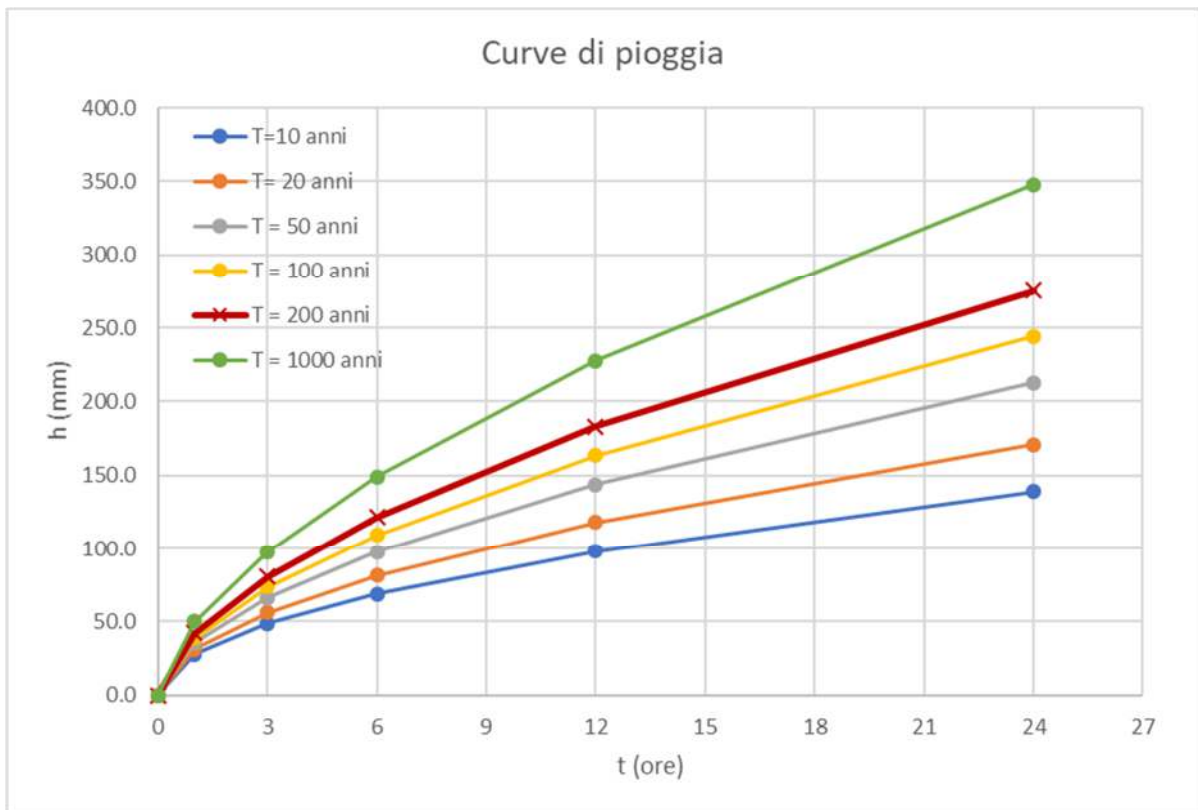
$$\log a = \frac{\sum_{m=1}^N (\log h) \cdot \sum_{m=1}^N (\log t)^2 - \sum_{m=1}^N (\log t) \cdot \sum_{m=1}^N (\log t) \cdot (\log h)}{N \sum_{m=1}^N (\log t)^2 - (\sum_{m=1}^N \log t)^2}$$

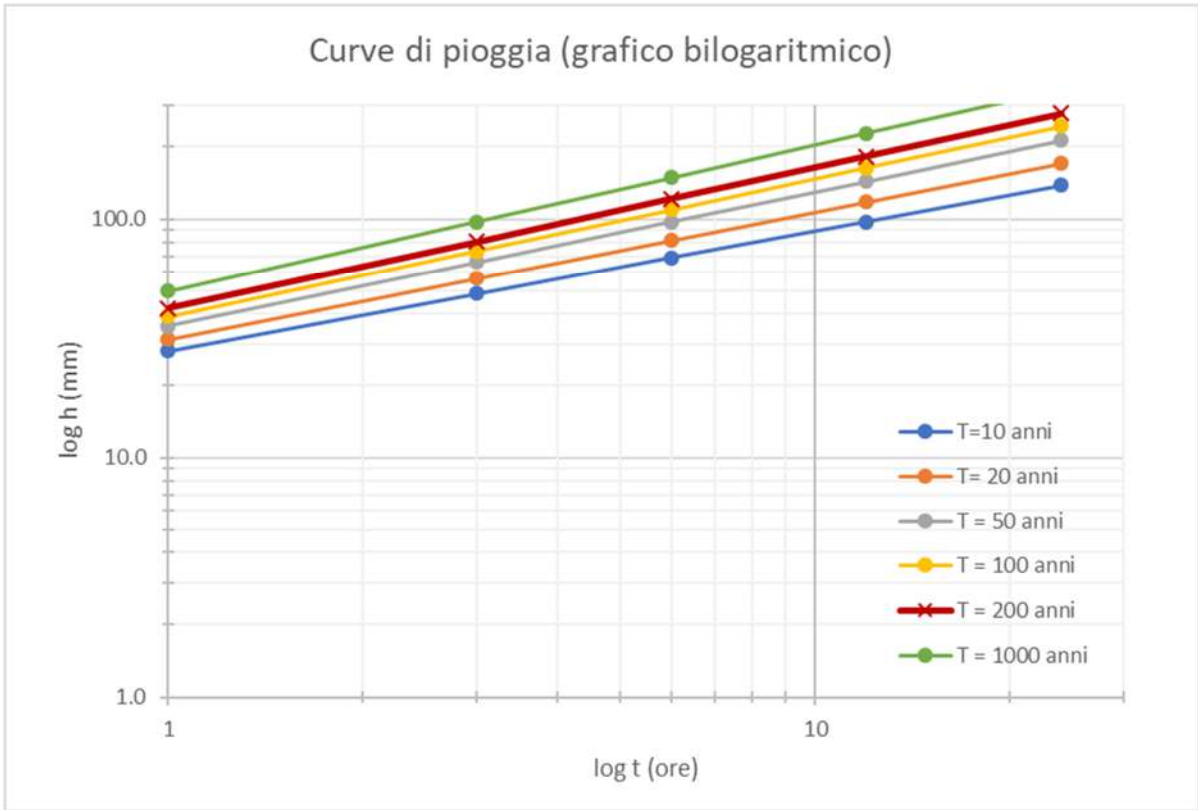
con N =5.



T (anni)	1 ore		3 ore		6 ore		12 ore		24 ore	
	log(t)	log(h)	log(t)	log(h)	log(t)	log(h)	log(t)	log(h)	log(t)	log(h)
10	0.000	1.473	0.477	1.648	0.778	1.835	1.079	1.991	1.380	2.158
20	0.000	1.524	0.477	1.706	0.778	1.908	1.079	2.074	1.380	2.248
50	0.000	1.583	0.477	1.771	0.778	1.988	1.079	2.163	1.380	2.342
100	0.000	1.623	0.477	1.814	0.778	2.039	1.079	2.219	1.380	2.401
<b>200</b>	0.000	1.659	0.477	1.853	0.778	2.085	1.079	2.269	1.380	2.453
1000	0.000	1.732	0.477	1.932	0.778	2.176	1.079	2.366	1.380	2.553

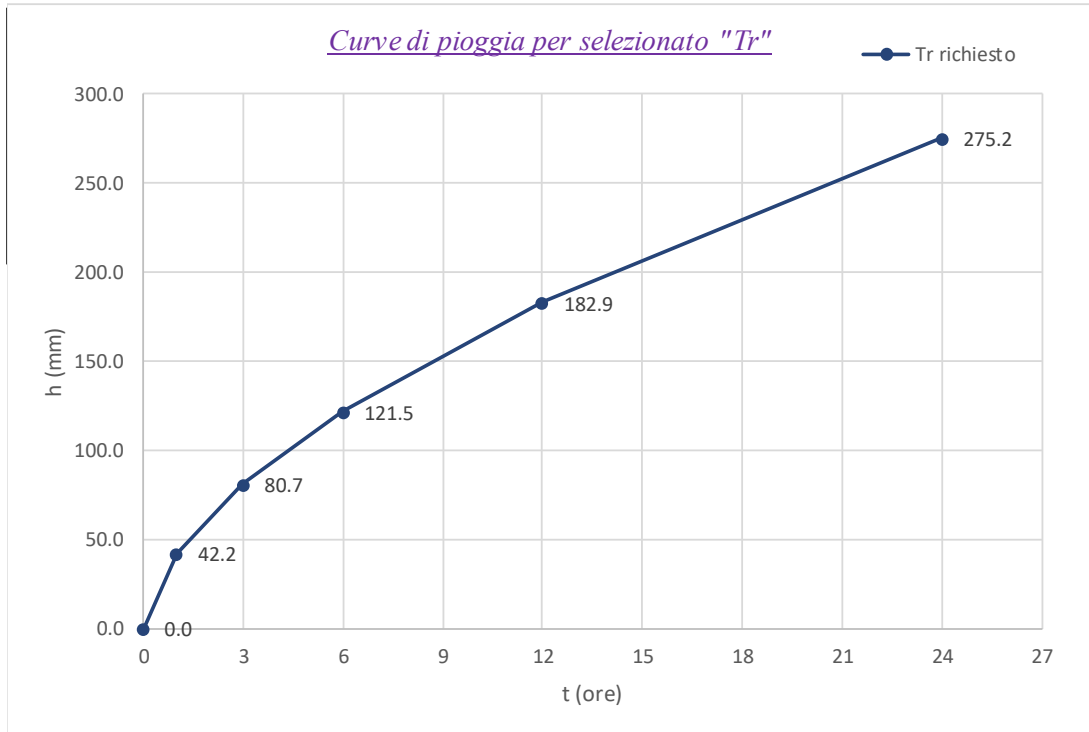
T (anni)	parametri		
	log(a)	a	n
10	1.446	27.910	0.505
20	1.495	31.253	0.535
50	1.552	35.622	0.562
100	1.590	38.913	0.578
<b>200</b>	<b>1.625</b>	<b>42.203</b>	<b>0.590</b>
1000	1.698	49.845	0.611





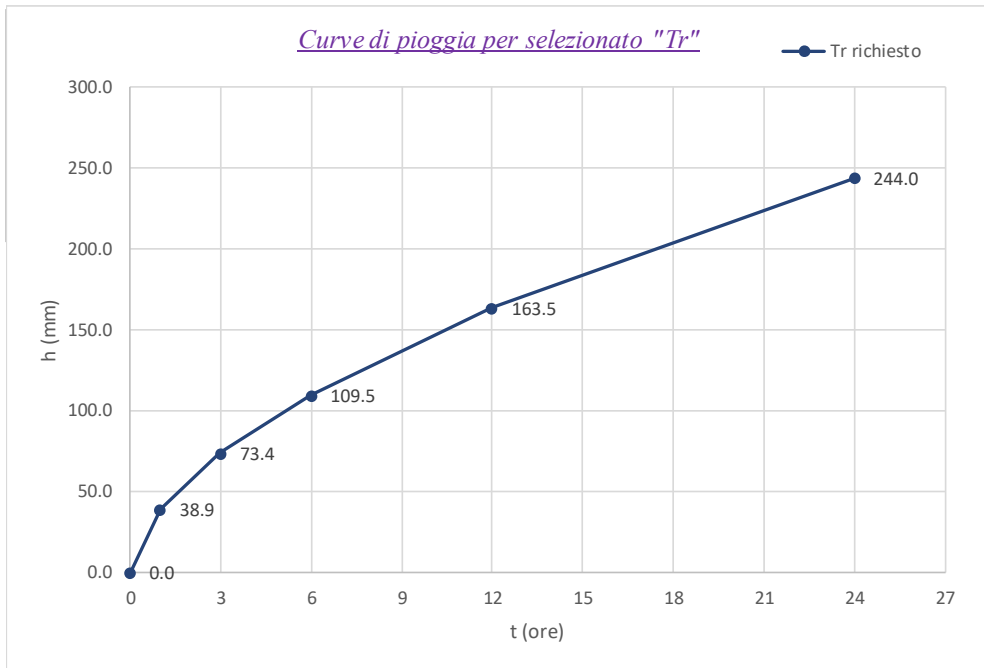
Scelta del tempo di ritorno di interesse

T = 200 anni



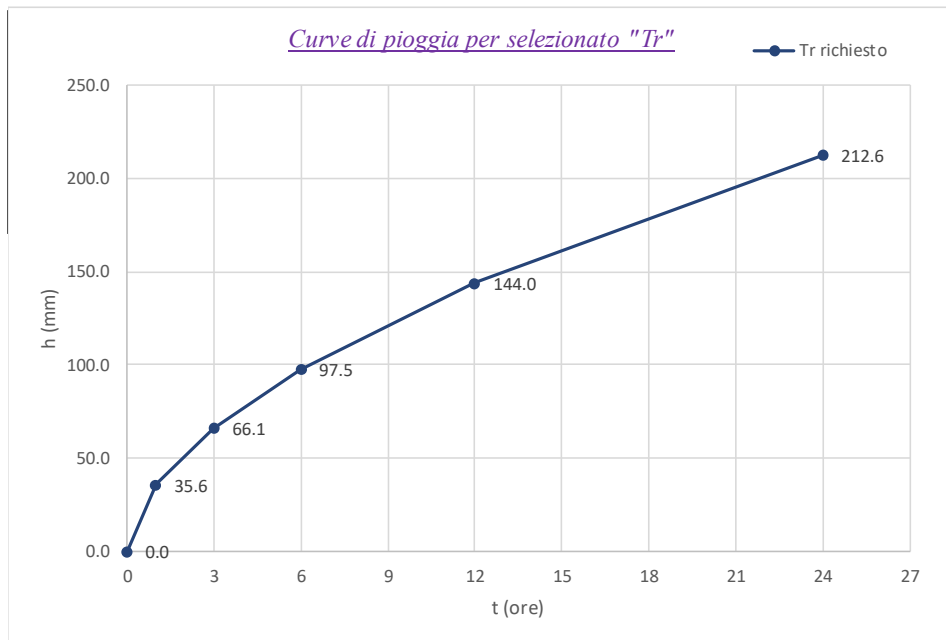
Scelta del tempo di ritorno di interesse

T = 100 anni



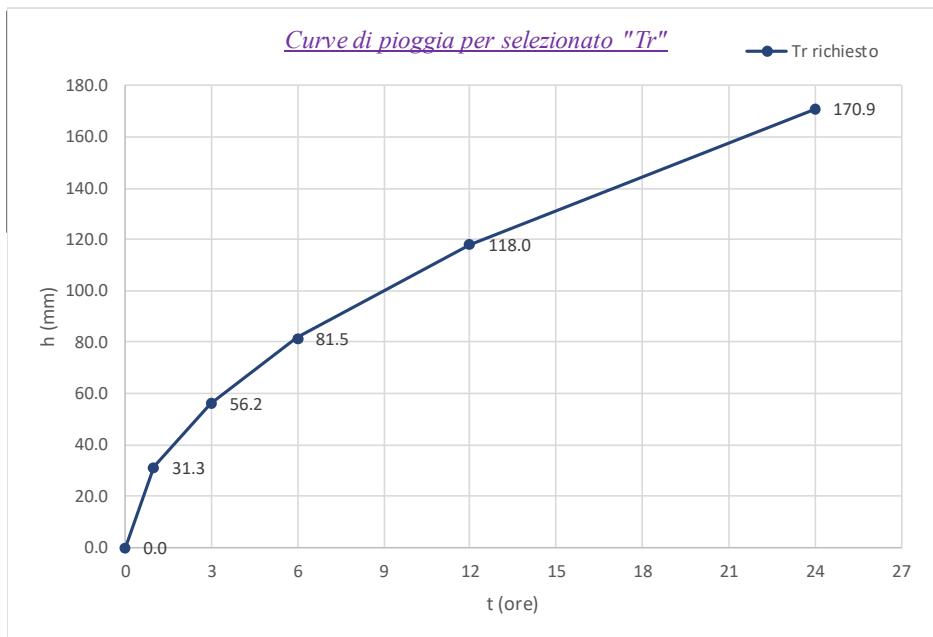
Scelta del tempo di ritorno di interesse

T = 50 anni



Scelta del tempo di ritorno di interesse

T =  anni



## 2.4 TEMPO DI CORRIVAZIONE

### Determinazione Tempo di Corrivazione

metodo prescelto

$$tc = [4 * RDQ(A) + 1.5 * L] / [0.8 * RDQ(Hm - I_0)]$$

tc = 1.70 ore

Tr = 200 anni

a = 42.20

n = 0.590

metodo prescelto

$$tc = 0.055 * L / RDQ(J)$$

tc = 1.65 ore

Tr = 200 anni

a = 42.20

n = 0.590

metodo prescelto

$$tc = L/v$$

tc = 1.92 ore

Tr = 200 anni

a = 42.20

n = 0.590

Per Bacini molto piccoli è consigliabile fare riferimento alla formula di Pezzoli

## 2.5 DETERMINAZIONI PORTATE AFFLUENTI

### DATI BACINO IDROGRAFICO

$$A = 21.20 \text{ Km}^2$$

$$L_{\max} = 10352 \text{ mt}$$

$$h_0 = 710.00 \text{ mt}$$

$$h_{\max} = 1950.00 \text{ mt}$$

$$\Delta H = 1240.00 \text{ mt}$$

$$P = 25.200 \text{ Km}$$

$$H_m = 1330.00 \text{ mt} \quad \textit{altezza media}$$

$$J_{\text{media}} = 11.98\% \quad \textit{pendenza media}$$

$$R_c = 4\pi * A/P^2 = 0.42 \quad \textit{fattore di circolarit }$$

$$R_u = P/2(\pi * A)^{0.5} = 1.54 \quad \textit{rapporto di uniformit }$$

$$F = A/L^2 = 0.20 \quad \textit{fattore di forma}$$

$$E = 2A^{0.5}/[L\pi^{0.5}] = 0.50 \quad \textit{rapporto di allungamento}$$

$$\Phi = R_u = 1.54 \quad \textit{coefficiente di graveluis}$$

forma bacino
--------------

ovale allungata
-----------------

### Determinazione Tempo di Corrivazione

metodo prescelto **Pezzoli**

$$t_c = 0.055 * L/RDQ(J)$$

$$t_c = 1.65 \text{ ore}$$

$$T_r = 200 \text{ anni}$$

$$a = 42.20$$

$$n = 0.590$$

### Coefficienti di ragguglio dell'atezza di pioggia

A = 2120 ha *si consiglia di raggugliare con le formule di Puppini*

metodo prescelto **Puppini**

$$a' = a * [1 - 0.084 * (A/100) + 0.007 * (A/100)^2] \quad a' = 41.46$$

$$n' = n + 0.014 * A/100 \quad n' = 0.593$$

$$h_{t_c} = 55.70 \text{ mm}$$

## DETERMINAZIONE PORTATA DI COLMO

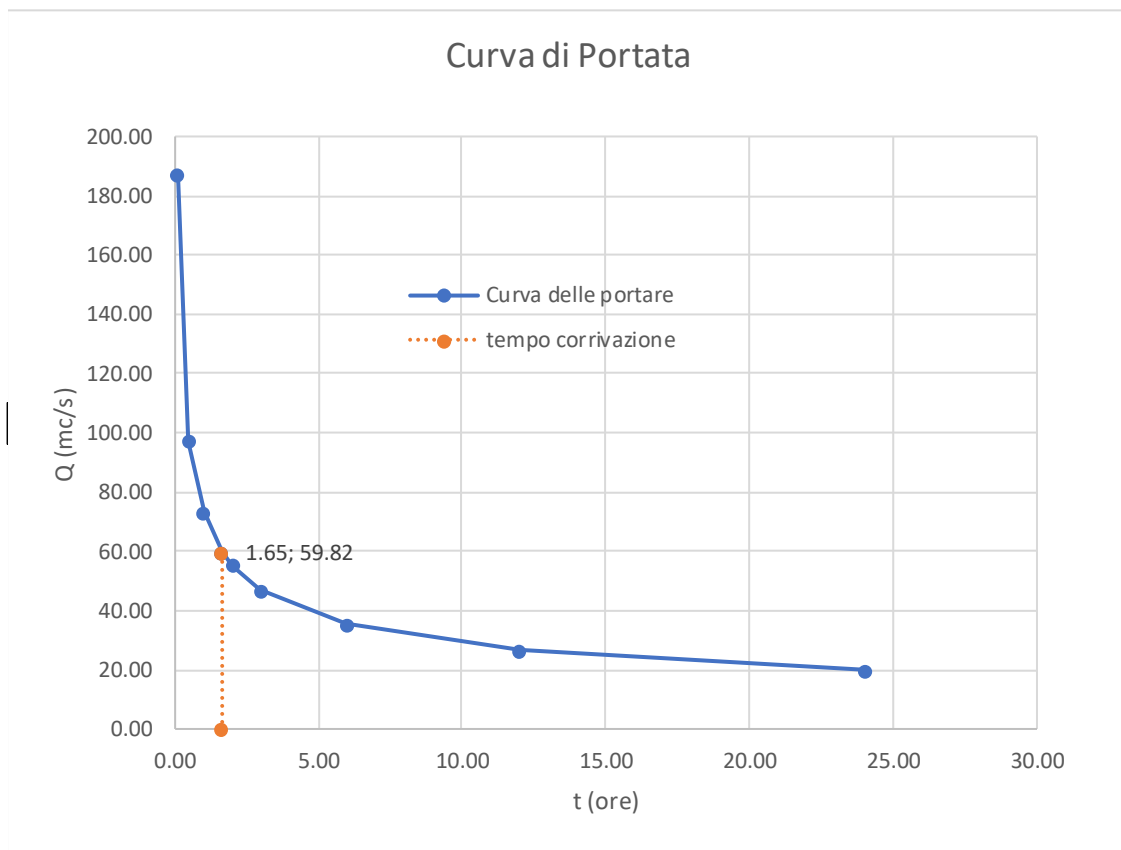
$$Q_c = \phi * A * h(t_c) / [3.6 * t_c] \text{ in mc/s}$$

$\phi$  = coeff. di deflusso = **Terreni incolti, sterrato non compatto,..** *0.20 - 0.30*

Tipo di valore **max**

$\phi = 0.30$

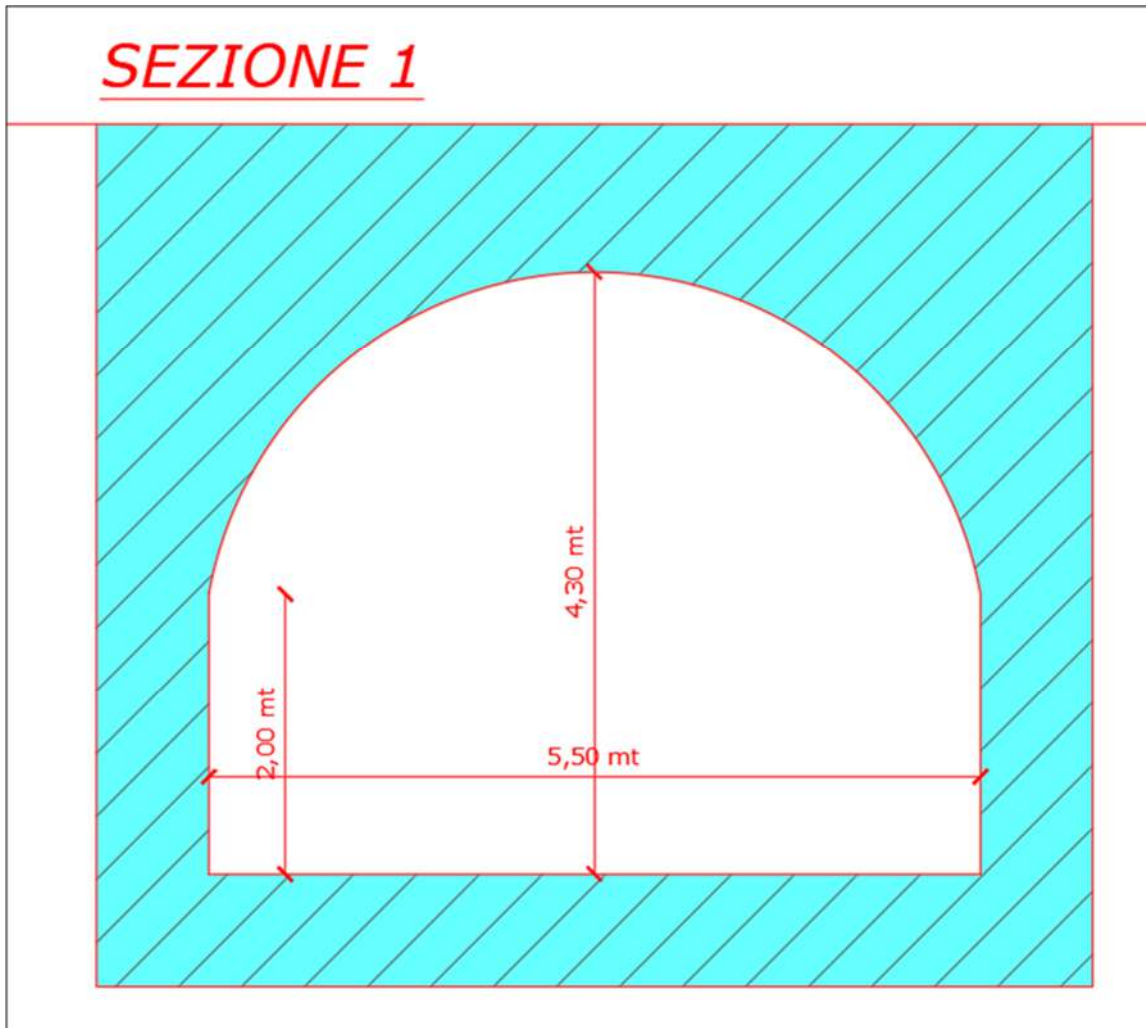
**Q<sub>c</sub> = 59.82 mc/s**



### 3 VERIFICA IDRAULICA SEZIONI CRITICHE

#### 3.1 VERIFICA SEZIONE CRITICA N.1 – PONTE VIA SAN TOMMASO

##### 3.1.1 Dati geometrici sezione di verifica



##### 3.1.2 Verifica idraulica sezione critica n. 1

La prima verifica che si effettua è quella relativa alla “Sezione critica n. 1 costituita dal ponte su Via San Tommaso. La verifica della suddetta sezione, in caso di piena, garantisce la pubblica incolumità e la fruibilità di una via di fuga essenziale.

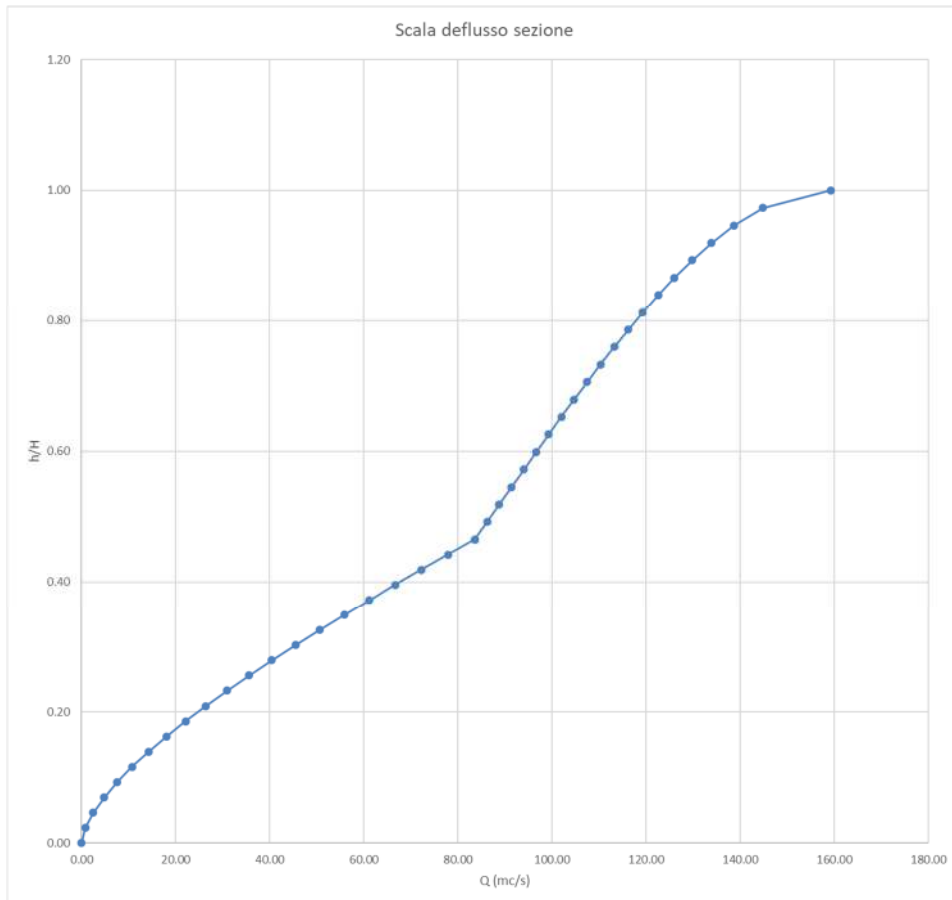
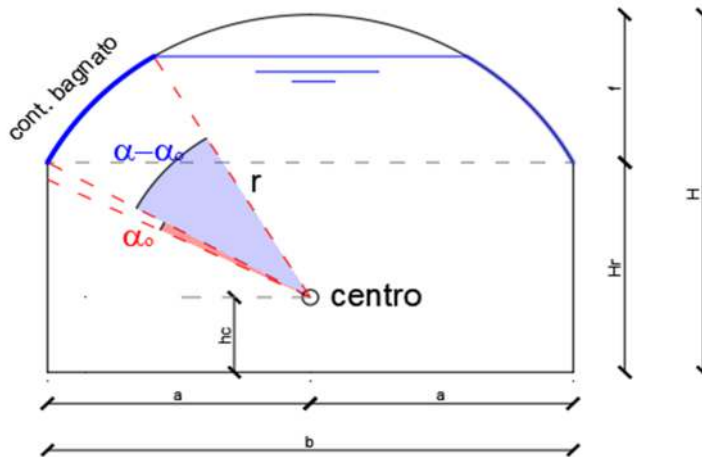


**SEZIONE RETTANGOLARE VOLTATA**

Dati della sezione

<b>H=</b>	<b>430</b>	cm	(Altezza totale sezione)
<b>b=</b>	<b>530</b>	cm	(Base inferiore sezione)
<b>Hr =</b>	<b>200</b>	cm	(altezza sezione rettangolare)
<b>Pendenza</b>	<b>1.45</b>	%	
<b>K</b>	<b>60</b>	Coefficiente di scabrezza di Gauckler - Strickler	

<b>calcolo raggio calotta</b>	
<b>f =</b>	<b>230 cm</b>
<b>a =</b>	<b>265 cm</b>
<b>r =</b>	<b>267.66 cm</b>
<b>hc =</b>	<b>162.34 cm</b>
<b><math>\alpha_o =</math></b>	<b>0.1412 rad</b>



Grado di riempimento h/H	H defl (cm)	angolo (rad) sezione calotta bagnata $\alpha - \alpha_0$	C corda sezione semicircolare (cm)	Area tratto circolare (cmq)	Contorno bagnato	Area deflusso (mq)	Raggio idraulico (ml)	Portata (mc/sec)	Velocità (m/sec)
0.00%	0.0	n.d.	0.0	0	530	0.00	0.000	0.00	0.00
5.00%	10.0	n.d.	0.0	0	550	0.53	0.096	0.80	1.52
10.00%	20.0	n.d.	0.0	0	570	1.06	0.186	2.50	2.35
15.00%	30.0	n.d.	0.0	0	590	1.59	0.269	4.79	3.01
20.00%	40.0	n.d.	0.0	0	610	2.12	0.348	7.57	3.57
25.00%	50.0	n.d.	0.0	0	630	2.65	0.421	10.75	4.06
30.00%	60.0	n.d.	0.0	0	650	3.18	0.489	14.26	4.49
35.00%	70.0	n.d.	0.0	0	670	3.71	0.554	18.07	4.87
40.00%	80.0	n.d.	0.0	0	690	4.24	0.614	22.14	5.22
45.00%	90.0	n.d.	0.0	0	710	4.77	0.672	26.44	5.54
50.00%	100.0	n.d.	0.0	0	730	5.30	0.726	30.93	5.84
55.00%	110.0	n.d.	0.0	0	750	5.83	0.777	35.61	6.11
60.00%	120.0	n.d.	0.0	0	770	6.36	0.826	40.45	6.36
65.00%	130.0	n.d.	0.0	0	790	6.89	0.872	45.44	6.60
70.00%	140.0	n.d.	0.0	0	810	7.42	0.916	50.57	6.81
75.00%	150.0	n.d.	0.0	0	830	7.95	0.958	55.81	7.02
80.00%	160.0	n.d.	0.0	0	850	8.48	0.998	61.17	7.21
85.00%	170.0	n.d.	0.0	0	870	9.01	1.036	66.63	7.40
90.00%	180.0	n.d.	0.0	0	890	9.54	1.072	72.19	7.57
95.00%	190.0	n.d.	0.0	0	910	10.07	1.107	77.84	7.73
100.00%	200.0	0.0000	530.0	0	930	10.60	1.140	83.56	7.88
0.00%	200.0	0.0000	530.0	0	930	10.60	1.140	83.56	7.88
5.00%	211.5	0.0435	526.2	3048	953	10.90	1.144	86.17	7.90
10.00%	223.0	0.0874	521.4	6103	977	11.21	1.148	88.78	7.92
15.00%	234.5	0.1318	515.5	9170	1001	11.52	1.151	91.39	7.94
20.00%	246.0	0.1767	508.5	12256	1025	11.83	1.154	94.01	7.95
25.00%	257.5	0.2223	500.3	15368	1049	12.14	1.157	96.64	7.96
30.00%	269.0	0.2687	491.0	18516	1074	12.45	1.160	99.29	7.97
35.00%	280.5	0.3160	480.3	21708	1099	12.77	1.162	101.97	7.98
40.00%	292.0	0.3645	468.3	24955	1125	13.10	1.164	104.69	7.99
45.00%	303.5	0.4143	454.8	28270	1152	13.43	1.166	107.45	8.00
50.00%	315.0	0.4658	439.7	31668	1179	13.77	1.167	110.27	8.01
55.00%	326.5	0.5191	422.8	35170	1208	14.12	1.169	113.17	8.02
60.00%	338.0	0.5747	403.9	38799	1238	14.48	1.170	116.16	8.02
65.00%	349.5	0.6332	382.7	42588	1269	14.86	1.171	119.26	8.03
70.00%	361.0	0.6952	358.8	46581	1302	15.26	1.172	122.53	8.03
75.00%	372.5	0.7618	331.5	50840	1338	15.68	1.172	125.99	8.03
80.00%	384.0	0.8346	300.1	55464	1377	16.15	1.173	129.73	8.03
85.00%	395.5	0.9163	262.9	60615	1421	16.66	1.173	133.88	8.04
90.00%	407.0	1.0120	217.1	66613	1472	17.26	1.173	138.70	8.04
95.00%	418.5	1.1354	155.2	74288	1538	18.03	1.172	144.82	8.03
100.00%	430.0	1.4296	0.0	92442	1695	19.84	1.171	159.24	8.02

portata richiesta      Fattore di sicurezza  
**Q<sub>max</sub> = 159.24 mc/s**      **Q<sub>d</sub> = 59.82 mc/s**      **Q<sub>max</sub>/Q<sub>d</sub> = 2.662**   
**hp = 1.57 mt**      (*hp=altezza di piena*)      **Hmax = 4.30 mt**

### 3.2 VERIFICA SEZIONE CRITICA N.2 – SEZIONE IN CORRISPONDENZA AMPLIAMENTO

#### 3.2.1 Dati geometrici sezione di verifica

Si veda grafico riportato alla pagina successiva

#### 3.2.2 Verifica idraulica sezione critica n. 2

La seconda verifica che si effettua è quella relativa alla “Sezione critica” n. 2 in corrispondenza del futuro ampliamento del plesso scolastico. La verifica della suddetta sezione, in caso di piena, garantisce la non allagabilità del plesso scolastico.

#### SEZIONE TRAPEZIOIDALE GENERICA

Dati sezione generica ( $H1sx < H1dx$ )

<b>B</b> =	<b>3.76</b>	<b>mt</b>
<b>H1sx</b> =	<b>1.50</b>	<b>mt</b>
<b>H1dx</b> =	<b>1.50</b>	<b>mt</b>
<b>H2sx</b> =	<b>10.57</b>	<b>mt</b>
<b>H2dx</b> =	<b>10.57</b>	<b>mt</b>
<b><math>\alpha</math> 1sx</b> =	<b>0.00</b>	<b>°</b>
<b><math>\alpha</math> 1dx</b> =	<b>0.00</b>	<b>°</b>
<b><math>\alpha</math> 2sx</b> =	<b>8.48</b>	<b>°</b>
<b><math>\alpha</math> 2dx</b> =	<b>2.02</b>	<b>°</b>
<b>B'</b> =	<b>3.76</b>	<b>mt</b>
<b>B''</b> =	<b>3.76</b>	<b>mt</b>
<b>H<sub>max</sub>(dx)</b> =	<b>12.07</b>	<b>mt</b>
<b>H<sub>max</sub>(sx)</b> =	<b>12.07</b>	<b>mt</b>

(base maggiore per  $h = H1sx$ )

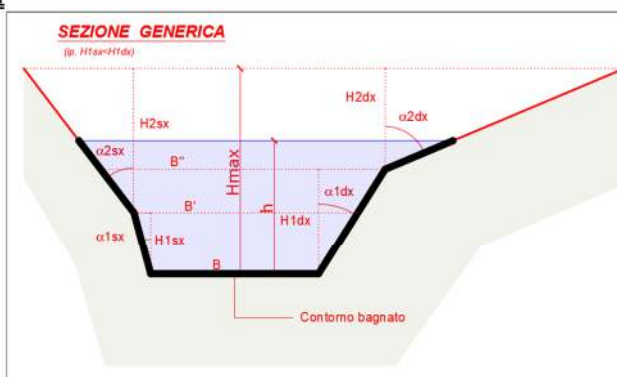
(base maggiore per  $h = H1dx$ )

Coefficiente di scabrezza "k" secondo Gauckler-Strickler ( $Km^{1/3} * s^{-1}$ )

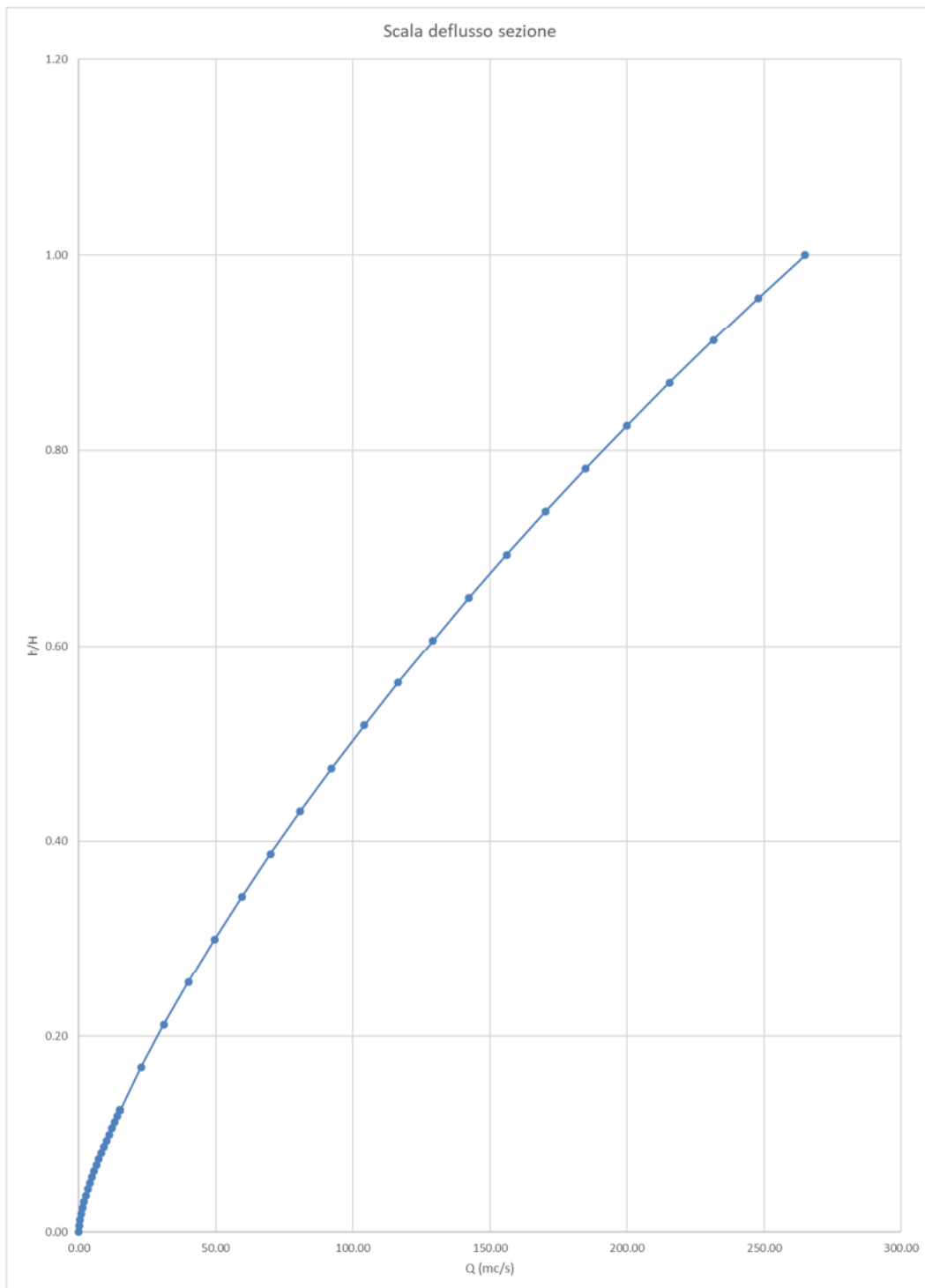
**tratti di corsi d'acqua naturali con salti, rocce o vegetazione anche arbustiva-arborea in alveo**

**25 - 30**

**scelta  
valore  
min**



<b>Hmax</b> =	<b>12.07</b>	mt	(Altezza totale sezione)
<b>B</b> =	<b>3.76</b>	mt	(Base inferiore sezione)
<b>Pendenza</b>	<b>1.45</b>	%	(media rilevata a monte e a valle della sezione)
<b>K</b>	<b>25</b>	Coefficiente di scabrezza di Gauckler - Strickler	



Grado di riempimento h/H	H defl. (m)	Contorn o bagnato (ml)	Area deflusso (mq)	Raggio idraulico (ml)	Portata (mc/sec)	Velocità (m/sec)	
per valori di "h" fino a "H1sx")	0.00%	0.00	3.76	0.00	0.000	0.00	0.00
	5.00%	0.08	3.91	0.28	0.072	0.15	0.52
	10.00%	0.15	4.06	0.56	0.139	0.46	0.81
	15.00%	0.23	4.21	0.85	0.201	0.87	1.03
	20.00%	0.30	4.36	1.13	0.259	1.38	1.22
	25.00%	0.38	4.51	1.41	0.313	1.96	1.39
	30.00%	0.45	4.66	1.69	0.363	2.59	1.53
	35.00%	0.53	4.81	1.97	0.410	3.28	1.66
	40.00%	0.60	4.96	2.26	0.455	4.02	1.78
	45.00%	0.68	5.11	2.54	0.497	4.79	1.89
	50.00%	0.75	5.26	2.82	0.536	5.60	1.99
	55.00%	0.83	5.41	3.10	0.573	6.45	2.08
	60.00%	0.90	5.56	3.38	0.609	7.32	2.16
	65.00%	0.98	5.71	3.67	0.642	8.21	2.24
	70.00%	1.05	5.86	3.95	0.674	9.13	2.31
	75.00%	1.13	6.01	4.23	0.704	10.08	2.38
	80.00%	1.20	6.16	4.51	0.732	11.04	2.45
	85.00%	1.28	6.31	4.79	0.760	12.02	2.51
	90.00%	1.35	6.46	5.08	0.786	13.01	2.56
	95.00%	1.43	6.61	5.36	0.811	14.02	2.62
100.00%	1.50	6.76	5.64	0.834	15.05	2.67	
per valori di "h" tra "H1sx" e "H1dx")	0.00%	1.50	6.76	5.64	0.834	15.05	2.67
	5.00%	1.50	6.76	5.64	0.834	15.05	2.67
	10.00%	1.50	6.76	5.64	0.834	15.05	2.67
	15.00%	1.50	6.76	5.64	0.834	15.05	2.67
	20.00%	1.50	6.76	5.64	0.834	15.05	2.67
	25.00%	1.50	6.76	5.64	0.834	15.05	2.67
	30.00%	1.50	6.76	5.64	0.834	15.05	2.67
	35.00%	1.50	6.76	5.64	0.834	15.05	2.67
	40.00%	1.50	6.76	5.64	0.834	15.05	2.67
	45.00%	1.50	6.76	5.64	0.834	15.05	2.67
	50.00%	1.50	6.76	5.64	0.834	15.05	2.67
	55.00%	1.50	6.76	5.64	0.834	15.05	2.67
	60.00%	1.50	6.76	5.64	0.834	15.05	2.67
	65.00%	1.50	6.76	5.64	0.834	15.05	2.67
	70.00%	1.50	6.76	5.64	0.834	15.05	2.67
	75.00%	1.50	6.76	5.64	0.834	15.05	2.67
	80.00%	1.50	6.76	5.64	0.834	15.05	2.67
	85.00%	1.50	6.76	5.64	0.834	15.05	2.67
	90.00%	1.50	6.76	5.64	0.834	15.05	2.67
	95.00%	1.50	6.76	5.64	0.834	15.05	2.67
100.00%	1.50	6.76	5.64	0.834	15.05	2.67	
per valori di "h" maggiore di "H1dx")	0.00%	1.50	6.76	5.64	0.834	15.05	2.67
	5.00%	2.03	7.82	7.65	0.978	22.70	2.97
	10.00%	2.56	8.89	9.72	1.094	31.05	3.20
	15.00%	3.09	9.95	11.83	1.189	39.99	3.38
	20.00%	3.61	11.01	14.00	1.271	49.46	3.53
	25.00%	4.14	12.08	16.22	1.343	59.44	3.66
	30.00%	4.67	13.14	18.49	1.407	69.90	3.78
	35.00%	5.20	14.20	20.81	1.465	80.83	3.88
	40.00%	5.73	15.27	23.19	1.519	92.22	3.98
	45.00%	6.26	16.33	25.61	1.568	104.07	4.06
	50.00%	6.79	17.39	28.09	1.615	116.38	4.14
	55.00%	7.31	18.45	30.61	1.659	129.15	4.22
	60.00%	7.84	19.52	33.19	1.701	142.37	4.29
	65.00%	8.37	20.58	35.82	1.741	156.05	4.36
	70.00%	8.90	21.64	38.51	1.779	170.20	4.42
	75.00%	9.43	22.71	41.24	1.816	184.81	4.48
	80.00%	9.96	23.77	44.03	1.852	199.88	4.54
	85.00%	10.48	24.83	46.86	1.887	215.43	4.60
	90.00%	11.01	25.90	49.75	1.921	231.45	4.65
	95.00%	11.54	26.96	52.69	1.954	247.95	4.71
100.00%	12.07	28.02	55.68	1.987	264.93	4.76	

portata richiesta **Q<sub>d</sub> = 59.82 mc/s**      Fattore di sicurezza **Q<sub>max</sub>/Q<sub>d</sub> = 4.4289** ✓

hp = **4.16 mt** (hp=altezza di piena)      Hmax = **12.07 mt**

Franco calcolato (Hmax-hp) = **7.91 mt**      ✓      sezione verificata

## 4 CONCLUSIONI

Sulla base e con i limiti della presente trattazione si evince che le portate di verifica riescono ampiamente ad essere smaltite dalle sezioni critiche prese in considerazione per le massime portate defluenti con un tempo di ritorno pari a 200 anni. In questa situazione si ha:

$Tr = 200$  anni

$Q_{tot_{max}} = 59.82$  mc/s massima portata prevista per un tempo di ritorno pari a 200 anni

$Q_{max-sez1} = 159.94$  mc/s *coeff. sicurezza = 2.662 franco = 2.73 mt*

$Q_{max-sez2} = 264.93$  mc/s *coeff. sicurezza = 4.429 franco = 7.91 mt*

- *Con la verifica della sezione critica n. 1 (una sorta di verifica SLE) si garantisce l'accessibilità al plesso e si garantiscono le vie di fuga in caso di eventi estremi di piena;*
- *Con la verifica della sezione critica n. 2 (una sorta di verifica SLU) si garantisce la non allagabilità del plesso scolastico per effetto di fenomeni di piena*

**Per quanto sopra, sulla base delle verifiche effettuate, lo scrivente ritiene che la variante puntuale al PRG proposta sia compatibile con le condizioni idrauliche al contorno e che l'ampliamento prevista non esponga la popolazione scolastica a rischio di allagamento.**

## 5 GRAFICI

Si allega una tavola grafica che riassume i risultati ottenuti evidenziando il grado di riempimento e l'altezza di piena nelle sezioni critiche oggetto di verifica

## 6 ALLEGATI

*Si allegano i dati pluviometrici estratti dagli annali idrologici relativi alla stazione pluviometrica di Tornimparte (AQ) oppure L'Aquila adoperati disponibili fino all'anno 2013*

Data 08/08/2024

Il Tecnico

Dr. Ing. Emilio Perrino

