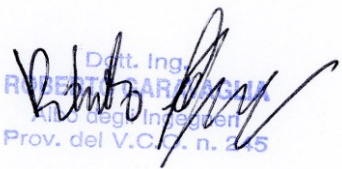


*PROVINCIA DEL VERBANO CUSIO OSSOLA
COMUNE DI BEURA CARDEZZA*

Realizzazione rete fognaria in comune di Beura Cardezza



PROGETTO DEFINITIVO ESECUTIVO

LOCALITA': BEURA		COMMITTENTE: IDRABLU S.p.A.	
FIRMA DEL PROGETTISTA		IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO	
		DATA APRILE 2020	
		SCALA	
		MODIFICATO	
D. G. C.COMUNE DI BEURA CARDEZZA N°		Del	

Garavaglia Ing. Roberto Progettazione, consulenza e calcoli C.A. Via Domodossola, 11. 28857 S. M. Maggiore (VB) Tel/Fax 0324 94158 hydro-geo@libero.it		Calcoli esecutivi delle strutture e degli impianti	
		Elaborato N° 2 Pr. 143	

CALCOLI IDRAULICI IDROLOGICI

A seguire verranno le seguenti problematiche

A) VERIFICA DELLA FOGNATURA

- CALCOLO DELLE PORTATE ACQUE NERE CON DIVERSE METODOLOGIE
- VERIFICA DEI DIAMETRI DELLA CONDOTTA
- CALCOLI PRELIMINARI PER IL DIMENSIONAMENTO DELLA STAZIONE DI POMPAGGIO

B) CALCOLI IDROLOGICI

- NEL TRATTO D-C LA CONDOTTA FOGNARIA AFFIANCA IL CUNICOLO ACQUE METEORICHE ESISTENTI, GLI SPAZI SONO MOLTO RISTRETTI PERTANTO LA PRESENZA DI RETI PREGRESSE POTREBBE RENDERE NECESSARIO L'ATTRAVERSAMENTO DEL CUNICOLO, PER QUESTO SI E' VERIFICATO CHE LA SEZIONE IDRAULICA FOSSE SUFFICIENTE.

A) VERIFICHE FOGNATURA

DIMENSIONAMENTO RETE FOGNARIA

1 A Dimensionamento in base alla portata di acque nere

Superficie di area urbanizzata al lordo dell'incremento edilizio presumibile nei prossimi 50 anni

$$S := 40000 \cdot \text{m}^2 \quad S = 4 \text{ ha} \quad (\text{alla sezione 1})$$

Coefficiente di produzione acque nere valutato
in base alla tipologia edilizia (G. Becciu- A: Paoletti)

$$c := 1 \cdot \frac{1}{\text{s} \cdot \text{ha}}$$

Portata liquida acque nere prevista nella sezione più impegnata

$$Q_{pn1} := S \cdot c \quad Q_{pn1} = 0.004 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \quad Q_{pn1} = 4 \frac{1}{\text{s}}$$

2 A Dimensionamento in base alla portata di punta dell'acquedotto

Si stima una popolazione residente massima di 180 persone

$$\text{Per} := 180$$

$$\text{Per} = 180$$

Do := 340 l

Dotazione idrica giornaliera procapite

$$\text{FMG} := \text{Per} \cdot \text{Do} \quad \text{FMG} = 61.2 \text{ m}^3$$

$$\text{Cg} := 1.5 \quad \text{Cp} := 1.5$$

$$Q_a := \frac{\text{FMG}}{86400 \cdot \text{s}} \quad Q_a = 0.708 \frac{1}{\text{s}}$$

$$Q_g := Q_a \cdot \text{Cg} \quad Q_g = 1.063 \frac{1}{\text{s}}$$

$$Q_p := Q_g \cdot \text{Cp} \quad Q_p = 1.594 \frac{1}{\text{s}}$$

$$Q_{pa} := Q_p \cdot 0.8 \quad Q_{pa} = 1.275 \frac{1}{\text{s}}$$

inferiore quindi alla portata prevista acque nere

$$Q_{pn1} = 4 \frac{1}{\text{s}}$$

NELLA RETE NON E' PREVISTO L'AFLUSSO DI ACQUE METEORICHE PER LE QUALI ESISTE UNA RETE APPOSITA, TUTTAVIA VISTA LA POSSIBILITA' DI ERRORI DOVUTI ALL'IMMISSIONE DI PLUVIALI NELLE RETE FOGNARIA IN EDIFICI DATATI SI ASSUME PER LA PORTATA DI ACQUE NERE MASSIMA:

$$Q_1 := 5 \cdot \frac{1}{\text{s}}$$

3 A Verifica della sezione 1 TRATTO A-C

Come previsto dalle norme vigenti in materia di fognature il diametro interno minimo utilizzabile è di cm 20
(C.M.LL.PP. n° 11663)

Diametro tubo

$$D := 12.5 \cdot \text{cm}$$

Pendenza

$$i := 0.11$$

Area bagnata in max. r.

$$Ab := \left(\frac{D}{2}\right)^2 \cdot \pi \quad Ab = 122.718 \text{ cm}^2$$

Contorno bagnato in max. r.

$$Cb := D \cdot \pi$$

Raggio idraulico

$$R := \frac{Ab}{Cb} \quad R = 3.125 \text{ cm}$$

Coefficiente di scabrezza di Strickler

$$ks := 60 \cdot m^{\frac{1}{3}} \cdot \text{sec}^{-1}$$

Coefficiente di resistenza

$$\chi := ks \cdot R^{\frac{1}{6}}$$

Velocita' di massimo riempimento

$$V_{mr} := \chi \cdot \sqrt{R \cdot i} \quad V_{mr} = 1.974 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Velocita' di riempimento 70%

$$V := V_{mr} \cdot 1.12 \quad V = 2.211 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Porta di max. riempimento

$$Q_{mr} := V_{mr} \cdot Ab \quad Q_{mr} = 24.228 \frac{\text{l}}{\text{s}}$$

$$\eta := \frac{Q1}{Q_{mr}} \quad \eta = 0.206 \quad Q1 = 5 \frac{\text{l}}{\text{s}}$$

Velocita'

$$V = 2.211 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad \underline{\underline{0.5 \text{ m/s} < V < 4 \text{ m/s}}}$$

(C.M.LL.PP. n° 11663)

$$\text{VERIFICATO} \quad Q_{mr} = 24.228 \frac{\text{l}}{\text{s}} > Q1 = 5 \frac{\text{l}}{\text{s}} \quad \text{ANCHE CON} \quad D = 0.125 \text{ m}$$

4 A Verifica della sezione 2 a pendenza minima tratto G-M

Come previsto dalle norme vigenti in materia di fognature il diametro interno minimo utilizzabile è di cm 20
(C.M.LL.PP. n° 11663)

Diametro tubo

	$D := 21.8 \cdot \text{cm}$	
Pendenza	$i := 0.005$	
Area bagnata in max. r.	$Ab := \left(\frac{D}{2}\right)^2 \cdot \pi$	$Ab = 373.253 \text{ cm}^2$
Contorno bagnato in max. r.	$Cb := D \cdot \pi$	
Raggio idraulico	$R := \frac{Ab}{Cb}$	$R = 5.45 \text{ cm}$
Coefficiente di scabrezza di Strickler	$ks := 60 \cdot \text{m}^{\frac{1}{3}} \cdot \text{sec}^{-1}$	
Coefficiente di resistenza	$\chi := ks \cdot R^{\frac{1}{6}}$	
Velocita' di massimo riempimento	$V_{mr} := \chi \cdot \sqrt{R \cdot i}$	$V_{mr} = 0.61 \frac{\text{m}}{\text{s}}$
Velocita' di riempimento 70%	$V := V_{mr} \cdot 1.12$	$V = 0.683 \frac{\text{m}}{\text{s}}$
Porta di max. riempimento	$Q_{mr} := V_{mr} \cdot Ab$	$Q_{mr} = 22.763 \frac{\text{l}}{\text{s}}$
	$\eta := \frac{Q1}{Q_{mr}} \quad \eta = 0.22$	$Q1 = 5 \frac{\text{l}}{\text{s}}$
Velocita'	$V = 0.683 \frac{\text{m}}{\text{s}}$	<u>$0.5 \text{ m/s} < V < 4 \text{ m/s}$</u> <u>(C.M.LL.PP. n° 11663)</u>

VERIFICATO $Q_{mr} = 22.763 \frac{\text{l}}{\text{s}} > Q1 = 5 \frac{\text{l}}{\text{s}}$ CON $D = 0.218 \text{ m}$

5A VERIFICHE STAZIONE DI POMPAGGIO

5.1 CALCOLO DELLE PORTATE ADDOTTE (con metodologia alternativa alla precedente)

$$\text{DOTidr} := \frac{350 \cdot 1}{\text{day}} \quad \text{Dotazione idrica giornaliera}$$

$$\text{Per} = 180 \quad \text{Persone residenti}$$

$$\text{cmop} := 2.5 \quad \text{Coefficiente di maggiorazione ora di punta}$$

$$\text{crp} := 1 \quad \text{Coefficiente di riduzione per perdite}$$

Portata massima in arrivo alla vasca di accumulo

$$\text{PMA} := \text{DOTidr} \cdot \text{Per} \cdot \text{cmop} \cdot \text{crp} \quad \text{PMA} = 1.823 \frac{1}{\text{s}}$$

Possibilità di maggiori afflussi di origine meteorica

$$\text{PMAM} := \text{PMA} \cdot 2.5 \quad \text{PMAM} = 4.557 \frac{1}{\text{s}}$$

$$\text{Coerente con quanto calcolato precedentemente} \quad \text{Qpn1} = 4 \frac{1}{\text{s}} \quad \text{Q1} = 5 \frac{1}{\text{s}}$$

$$\text{PMAM} := 5 \cdot \frac{1}{\text{s}}$$

5.2 Sedimentazione del liquame

Il Tempo di detenzione nella vasca di accumulo dovrebbe essere tale (secondo alcuni testi al massimo 30-60 minuti) da minimizzare la possibilità di sedimentazione e di fermentazione

$$\text{vol30A} := \text{PMA} \cdot 45 \cdot \text{min} \quad \text{vol30A} = 4.922 \text{m}^3$$

$$\text{vol30B} := \text{PMAM} \cdot 30 \cdot \text{min} \quad \text{vol30B} = 9 \text{m}^3$$

$$\text{VOLUME MASSIMO ACCUMULO} \quad \text{vol30A} = 4.922 \text{m}^3$$

5.3 Frequenza di avviamento delle pompe

massimo 12 avviamenti/ora per pompe fino a 5 kW

$$\text{volA} := \text{PMAM} \cdot \frac{1 \cdot \text{h}}{12} \quad \text{volA} = 1.5 \text{m}^3$$

$$\text{volB} := \text{PMA} \cdot \frac{1 \cdot \text{h}}{12} \quad \text{volB} = 0.547 \text{m}^3$$

$$\text{VOLUME MINIMO ACCUMULO} \quad \text{volA} = 1.5 \text{m}^3$$

VOLUME ACCUMULATO NELLA CONDOTTA

$$\text{Dt} := 80 \text{mm} \quad \text{Lu} := 190 \text{m}$$

$$\text{Volume accumulato nelle condotte} \quad \text{VAC} := \left(\frac{\text{Dt}}{2} \right)^2 \cdot \pi \cdot \text{Lu} \quad \text{VAC} = 0.955 \text{m}^3$$

VOLUME MINIMO ACCUMULO 2.5mc

Volume pozzetto

Empiricamente 6-15 minuti di afflusso.

$$\begin{aligned} \text{VolP} &:= 6 \cdot \text{min} \cdot \text{PMAM} & \text{VolP} &= 1.8 \text{ m}^3 \\ \text{VolP} &:= 15 \cdot \text{min} \cdot \text{PMAM} & \text{VolP} &= 4.5 \text{ m}^3 \\ \text{VolP} &:= 6 \cdot \text{min} \cdot \text{PMA} & \text{VolP} &= 0.656 \text{ m}^3 \\ \text{VolP} &:= 15 \cdot \text{min} \cdot \text{PMA} & \text{VolP} &= 1.641 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\text{Volume di accumulo netto del pozzetto} \quad \text{vol30A} = 4.922 \text{ m}^3 \quad \text{Vol} := \text{vol30A}$$

$$\text{Portata massima acque nere} \quad \text{PMA} = 1.823 \frac{1}{\text{s}}$$

Possibilità di maggiori afflussi di origine meteorica

$$\text{PMAM} = 5 \frac{1}{\text{s}}$$

$$\text{Tempo di riempimento a pompe spente} \quad \text{TrpsA} := \frac{\text{vol30A}}{\text{PMA}} \quad \text{TrpsA} = 45 \text{ min}$$

$$\text{TrpsB} := \frac{\text{vol30A}}{\text{PMAM}} \quad \text{TrpsB} = 16.406 \text{ min}$$

La norma UNI EN 12056-4 prescrive:
che la velocità di scorrimento non deve essere minore di 0,7 m/s né maggiore di 2,3 m/s (meglio 1.5-2.0 m/s) per gli impianti di sollevamento di liquami senza maceratore, un diametro minimo del condotto di scarico DN 80

Ipotizzando ad es :

$$\text{PREV} := 9 \text{ m} + 15 \cdot \text{m} \quad \text{Q} := 6 \cdot \frac{1}{\text{s}}$$

$$\text{Ts} := \frac{\text{Vol}}{\text{Q}} \quad \text{Ts} = 13.672 \text{ min}$$

$$\text{De} := 80 \cdot \text{mm} \quad \text{De} = 80 \text{ mm}$$

$$\text{Veff} := \frac{\text{Q}}{\left(\frac{\text{De}}{2}\right)^2 \cdot \pi} \quad \text{Veff} = 1.194 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

VOLUME NETTO DEL POZZETTO $2.5 \text{ mc} < \text{VOL} < 4 \text{ mc}$
al fine di evitare fenomeni di fermentazione ed eccessiva usura delle pompe

CALCOLO DELLE PERDITE DI CARICO**Dati geometrici della condotta**Diametro del tubo $D1 := 0.08\text{m}$ Lunghezza $L := 190\cdot\text{m}$ Scabrezza del tubo $\epsilon1 := 2 \cdot 10^{-4} \cdot \text{m}$ $\epsilon1 = 0.2\text{mm}$ manuale ing H 39 $\frac{\epsilon1}{D1} = 2.5 \times 10^{-3}$ **Dati del fluido**Peso specifico $\gamma := 7943 \frac{\text{N}}{\text{m}^3}$ $g = 9.807 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$ Massa volumica $\rho := \frac{\gamma}{g}$ $\rho = 810\text{kg m}^{-3}$ $\rho = 810\text{s m}^{-2} \text{Pa} \cdot \text{s}$ Viscosità cinematica μ o η $\mu := 19.6 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m} \cdot \text{s}}$ $\mu = 1.96 \times 10^{-3} \text{Pa} \cdot \text{s}$ Quindi $v := \frac{\mu}{\rho}$ $v = 2.42 \times 10^{-6} \frac{\text{m}^2}{\text{s}}$

La norma UNI EN 12056-4 prescrive:

che la velocità di scorrimento non deve essere minore di 0,7 m/s né maggiore di 2,3 m/s (meglio 1.5-2.0 m/s) per gli impianti di sollevamento di liquami senza maceratore, un diametro minimo del condotto di scarico DN 80

$$Q_{MI} := 0.7 \cdot \frac{\text{m}}{\text{s}} \cdot \left[\left(\frac{80 \cdot \text{mm}}{2} \right)^2 \cdot \pi \right] \quad Q_{MI} = 3.519 \frac{1}{\text{s}} \quad Q_{Ma} := 2.3 \cdot \frac{\text{m}}{\text{s}} \cdot \left[\left(\frac{80 \cdot \text{mm}}{2} \right)^2 \cdot \pi \right] \quad Q_{Ma} = 11.561 \frac{1}{\text{s}}$$

Quindi la portata nel tubo dovrebbe essere compresa tra $Q_{MI} = 3.519 \frac{1}{\text{s}}$ $Q_{Ma} = 11.561 \frac{1}{\text{s}}$ PORTATA DI POMPAGGIO (> DELLA PORTATA DI PROGETTO) compresa tra Q_{MI} E Q_{Ma}

$$Q_P := P_{MAM} \cdot 2 \quad Q_P = 10 \frac{1}{\text{s}} \quad V_i := \frac{Q_P}{\left(\frac{Dt}{2} \right)^2 \cdot \pi} \quad V_i = 1.989 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Numero di Reynolds (di primo tentativo)

$$\text{Re}(v) := \rho \cdot v \cdot \frac{Dt}{\mu} \quad \text{Re}(V_i) = 7 \times 10^4 \quad 2500 \cdot \frac{\mu}{\rho \cdot Dt} = 0.076 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Moto laminare $\text{Re} < 2 \cdot 10^3$

$$\lambda_A(v) := \frac{64}{\left(\rho \cdot v \cdot \frac{Dt}{\mu} \right)}$$

**Moto turbolento di transizione e turbolento puro (Hp. $4 \cdot 10^3 > Re > 2 \cdot 10^7$)
formula di Colebrook (abaco di moody)**

Inizializzazione problema $\lambda_1 := 0.03$

$$\lambda C(v) := \text{root} \left[\frac{1}{\sqrt{\lambda_1}} + 2 \cdot \log \left[\frac{2.51}{\sqrt{\lambda_1} \cdot \left(\rho \cdot v \cdot \frac{Dt}{\mu} \right)} + \frac{1}{3.71} \cdot \frac{\epsilon_1}{Dt}, 10 \right], \lambda_1 \right] \quad \lambda C(V_i) = 0.027$$

Valori di λ_1 vicini a $\lambda C(V_{pt})$ garantiscono una rapida convergenza

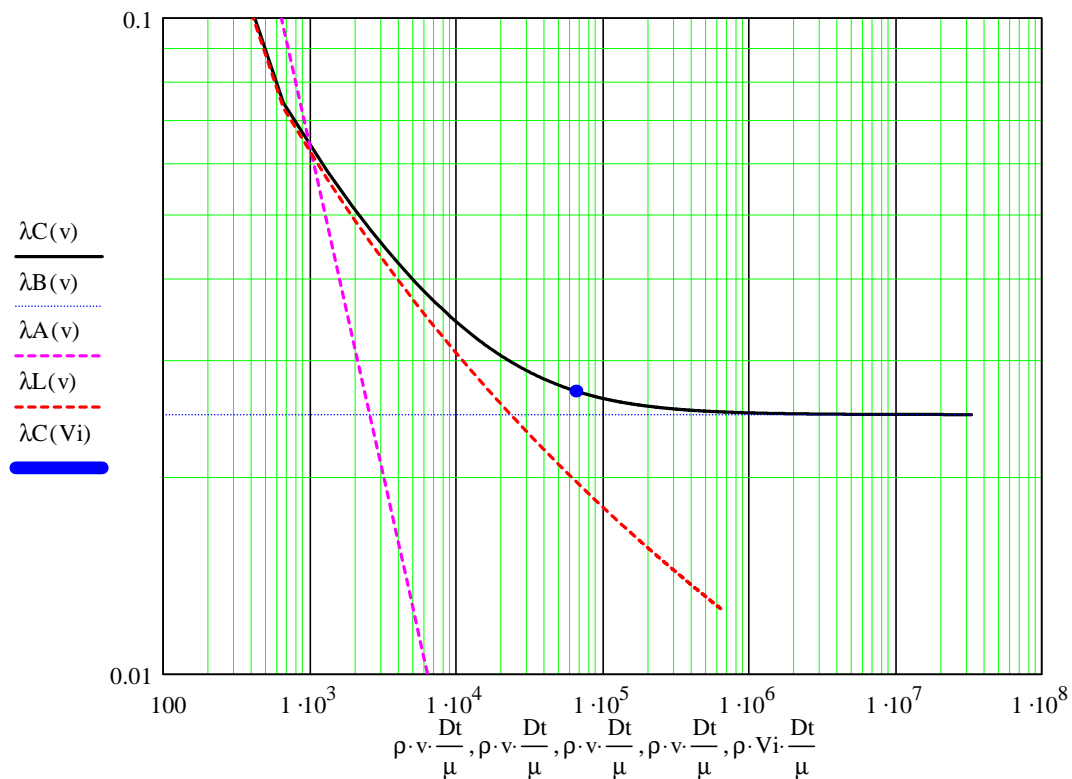
Con numeri di Reynolds elevati l'espressione si semplifica, la prima parte del secondo memmbro tende a 0

$$\lambda B(v) := \frac{1}{\left(-2 \cdot \log \left(\frac{1}{3.71} \cdot \frac{\epsilon_1}{Dt}, 10 \right) \right)^2} \quad \frac{\epsilon_1}{Dt} = 0.0025$$

Moto in tubo liscio

con valori di ϵ molto bassi vale la formulazione del tubo liscio (es vetro)

$$\text{Tubo liscio} \quad \lambda L(v) := \text{root} \left(\frac{1}{\sqrt{\lambda_1}} + 2 \cdot \log \left(\frac{2.51}{Re(v) \cdot \sqrt{\lambda_1}}, 10 \right), \lambda_1 \right) \quad v := 0.0001 \frac{m}{s}, 0.02 \frac{m}{s} .. 1000 \frac{m}{s}$$



Quindi nell'ipotesi di moto turbolento $\lambda := \lambda C(V_i) \quad V_i = 1.989 \frac{\text{m}}{\text{s}}$

Verifico l'ipotesi fatto sul tipo di moto $Re(V_i) = 6.6 \times 10^4$

Quindi la portata effluente Q_e risulta

$$Q_e := V_i \cdot \left(\frac{D_t}{2}\right)^2 \cdot \pi \quad Q_e = 0.01 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \quad Q_e = 10 \frac{\text{l}}{\text{s}}$$

Cadente

$$J := \frac{\lambda \cdot V_i^2}{2 \cdot g \cdot D_t} \quad J = 0.06811$$

Perdite di carico distribuite $L \cdot J = 12.941 \text{ m}$

Perdite di carico concentrate $P_{90} := \frac{V_i^2}{2 \cdot g} \cdot 0.98 \quad P_{90} = 0.198 \text{ m}$

PERDITE TOTALI (PREVALENZA MINIMA POMPA)

dislivello geometrico massimo $Dis := 9 \text{ m}$

$PT := L \cdot J + P_{90} \cdot 6 + Dis + 1 \cdot \text{m} \quad PT = 24.127 \text{ m}$

VERIFICA DI CAPACITA DI SMALTIMENTO DELLA PORTATA DI POMPAGGIO AL PUNTO J

$D := 21.8 \cdot \text{cm}$

Pendenza $i := 0.0287$

Area bagnata in max. r. $Ab := \left(\frac{D}{2}\right)^2 \cdot \pi \quad Ab = 373.253 \text{ cm}^2$

Contorno bagnato in max. r. $Cb := D \cdot \pi$

Raggio idraulico $R := \frac{Ab}{Cb} \quad R = 5.45 \text{ cm}$

Coefficiente di scabrezza di Strickler $ks := 60 \cdot \text{m}^{\frac{1}{3}} \cdot \text{sec}^{-1}$

Coefficiente di resistenza $\chi := ks \cdot R^{\frac{1}{6}}$

Velocita' di massimo riempimento $V_{mr} := \chi \cdot \sqrt{R \cdot i} \quad V_{mr} = 1.461 \frac{\text{m}}{\text{s}}$

Velocita' di riempimento 70% $V := V_{mr} \cdot 1.12 \quad V = 1.636 \frac{\text{m}}{\text{s}}$

Porta di max. riempimento $Q_{mr} := V_{mr} \cdot Ab \quad Q_{mr} = 54.537 \frac{\text{l}}{\text{s}}$

$\eta := \frac{Q_1}{Q_P} \quad \eta = 0.5 \quad Q_1 = 5 \frac{\text{l}}{\text{s}}$

Velocita' $V = 1.636 \frac{\text{m}}{\text{s}}$ **$0.5 \text{ m/s} < V < 4 \text{ m/s}$**
(C.M.LL.PP. n° 11663)

VERIFICATO $Q_{mr} = 54.537 \frac{\text{l}}{\text{s}}$ $>$ $Q_P = 10 \frac{\text{l}}{\text{s}}$ CON $D = 0.218 \text{ m}$

RIASSUMENDO

VOLUME NETTO DEL POZZETTO $2.5 \text{ mc} < \text{VOL} < 4 \text{ mc}$
 al fine di evitare fenomeni di fermentazione ed eccessiva usura delle pompe

PREVALENZA MINIMA POMPA $PT = 24.127 \text{ m}$

La norma UNI EN 12056-4 prescrive: un diametro minimo del condotto di scarico DN 80

La portata nel tubo dovrebbe essere compresa tra $Q_{MI} = 3.519 \frac{\text{l}}{\text{s}}$ $Q_{Ma} = 11.561 \frac{\text{l}}{\text{s}}$

CALCOLI IDROLOGICI E IDRAULICI

Nelle pagine seguenti sono esposti una serie di calcoli statistici, idrologici ed idraulici grazie ai quali è possibile determinare le dimensioni delle strutture oggetto della presente progettazione.

I dati pluviometrici disponibili hanno permesso di determinare l'evento alluvionale con tempo di ritorno di N (2,5,10,20,50,100,200, ecc) anni in forma parametrica, in base a questo sono state dimensionate le opere d'arte le quali hanno quindi probabilità di entrare in crisi per eventi piovosi eccezionali mediamente una volta ogni N anni. Di seguito vengono esposti i punti principali della metodologia applicata

1)Raccolta dei dati pluviometrici relativi alla stazione di Domodossola editi dal Servizio Idrologico Nazionale

Nelle pagine a seguire vengono utilizzati i dati statistici relativi alla stazione meteorologica di Domodossola la più vicina alla zona di intervento

Va notato inoltre che la metodologia utilizzata è coerente con quanto indicato dall'Autorità di bacino del fiume Po attraverso legge 18 maggio 1989 n°183 ("Direttiva sulla piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica") e successive, inoltre i coefficienti ottenuti dalle elaborazioni sottoriportate vengono confrontati con quelli indicati nell'allegato 3 ("Distribuzione spaziale delle precipitazioni intense") di tale norma.

2)Analisi probabilistica delle precipitazioni intense:

Determinazione delle curve di possibilità pluviometrica; curva di distribuzione di possibilità di Gumbel; curve di possibilità pluviometrica funzione dei tempi di ritorno.

Scelta del tempo di ritorno per le opere in progetto

3)Determinazione dello ietogramma teorico di progetto, o pioggia di progetto:

utilizzando il metodo dello ietogramma costante e/o dello ietogramma Chicago

4)Analisi topografica (vedi tavole) dei parametri caratteristici dei bacini idrografici

5)Determinazione dei tempi critici o di corrivazione con i metodi di:

Giandotti, Pasini, Venturi, Peltrinieri ed altri.

6) Introduzione delle perdite idrologiche (metodo percentuale)

7)Applicazione dei modelli afflussi deflussi:

Metodo cinematico o della corrivazione, formula razionale.

8)Valutazione delle portate critiche e dell'entità dell'eventuale trasporto solido

9)Calcolo dei battenti con la formula di Chezy e coefficienti Gauckler-Strickler

10)Progetto delle opere d'arte

1) Dati pluviometrici relativi alla stazione pluviometrica editi dal Servizio Idrologico

Nazionale

Precipitazioni di massima intensità (mm) registrate al pluviografo di Varallo (vedi tabella allegata)

(17.5)	(47.0)	(70.0)	(132.0)	(185.0)	(1)
26.3	45.0	82.0	85.0	107.0	2
18.5	33.0	46.0	70.0	100.0	3
16.5	28.0	48.0	85.5	126.0	4
26.5	77.0	78.0	118.0	177.0	5
20.1	28.6	57.2	90.4	120.7	6
13.0	20.0	36.0	67.0	107.0	7
19.6	30.1	42.3	72.0	103.0	8
31.3	65.4	89.7	134.5	178.4	9
16.0	29.0	43.6	68.4	106.7	10
10.1	18.3	36.6	68.0	105.7	11
31.0	33.0	41.0	54.0	80.0	12
12.4	22.3	30.6	34.7	41.7	13
17.0	37.7	47.7	80.7	112.0	14
25.3	35.0	64.0	93.5	187.1	15
21.0	42.0	55.0	100.0	161.0	16
17.0	20.6	20.6	31.0	66.0	17
25.0	27.8	29.8	44.0	71.7	18
29.0	42.0	57.3	81.0	127.0	19
20.1	43.2	64.2	88.0	111.5	20
22.3	32.3	55.2	82.5	126.4	21
23.6	28.3	40.0	48.2	73.5	22
23.0	38.6	58.7	86.0	139.0	23
15.1	26.3	40.0	62.7	94.0	24
29.1	73.0	75.0	84.4	124.5	25
9.0	19.8	30.8	60.0	93.7	26
16.3	37.0	57.0	94.0	155.0	27
21.0	41.6	58.6	72.4	100.0	28
51.2	56.7	56.7	67.7	130.0	29
36.2	46.7	52.3	60.0	107.0	30
18.8	24.0	42.2	84.2	147.0	31
23.0	45.0	71.0	98.2	110.0	32
19.6	37.6	51.0	68.0	104.0	33
25.8	32.0	54.0	95.0	165.0	34
24.0	26.6	53.2	66.4	96.4	35
14.4	34.0	52.0	89.0	118.2	36
11.4	19.1	34.3	56.7	66.5	37
13.0	22.6	44.3	76.2	105.0	38
15.8	37.2	60.7	100.7	150.5	39

$\begin{pmatrix} 15.1 \\ 20.8 \\ 54.0 \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 31.6 \\ 47.0 \\ 67.4 \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 53.7 \\ 70.7 \\ 68.5 \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 88.0 \\ 121.4 \\ 72.0 \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 138.1 \\ 191.1 \\ 121.2 \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 40 \\ 41 \\ 42 \end{pmatrix}$
--	--	--	---	---	--

2) Analisi probabilistica delle precipitazioni intense

H1 := H1D H3 := H3D H6 := H6D H12 := H12D H24 := H24D NU := NUD

H1 := H1V H3 := H3V H6 := H6V H12 := H12V H24 := H24V NU := NUV

$$\text{length(NU)} = 48$$

$$\text{MAX} := \begin{pmatrix} \max(\text{H1}) \\ \max(\text{H3}) \\ \max(\text{H6}) \\ \max(\text{H12}) \\ \max(\text{H24}) \end{pmatrix}$$

$$\text{MEDIA} := \begin{pmatrix} \text{mean}(\text{H1}) \\ \text{mean}(\text{H3}) \\ \text{mean}(\text{H6}) \\ \text{mean}(\text{H12}) \\ \text{mean}(\text{H24}) \end{pmatrix} \quad \text{MEDIA} = \begin{pmatrix} 0.035 \\ 0.058 \\ 0.08 \\ 0.112 \\ 0.162 \end{pmatrix} \text{ m} \quad \text{SQM1} := \begin{pmatrix} \text{Stdev}(\text{H1}) \\ \text{Stdev}(\text{H3}) \\ \text{Stdev}(\text{H6}) \\ \text{Stdev}(\text{H12}) \\ \text{Stdev}(\text{H24}) \end{pmatrix} \quad \text{SQM1} = \begin{pmatrix} 0.012 \\ 0.019 \\ 0.023 \\ 0.034 \\ 0.054 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Min(x) := min(x)

$$\text{min} := 60 \cdot \text{s} \quad \text{h} := 60 \cdot \text{min} \quad \text{day} := 24 \cdot \text{h} \quad \text{y} := \text{h} \cdot 24 \cdot 365 \quad \text{ha} := 100 \cdot \text{m} \cdot 100 \cdot \text{m} \quad \text{l} := \frac{\text{m}^3}{1000} \quad \text{s} := \text{sec}$$

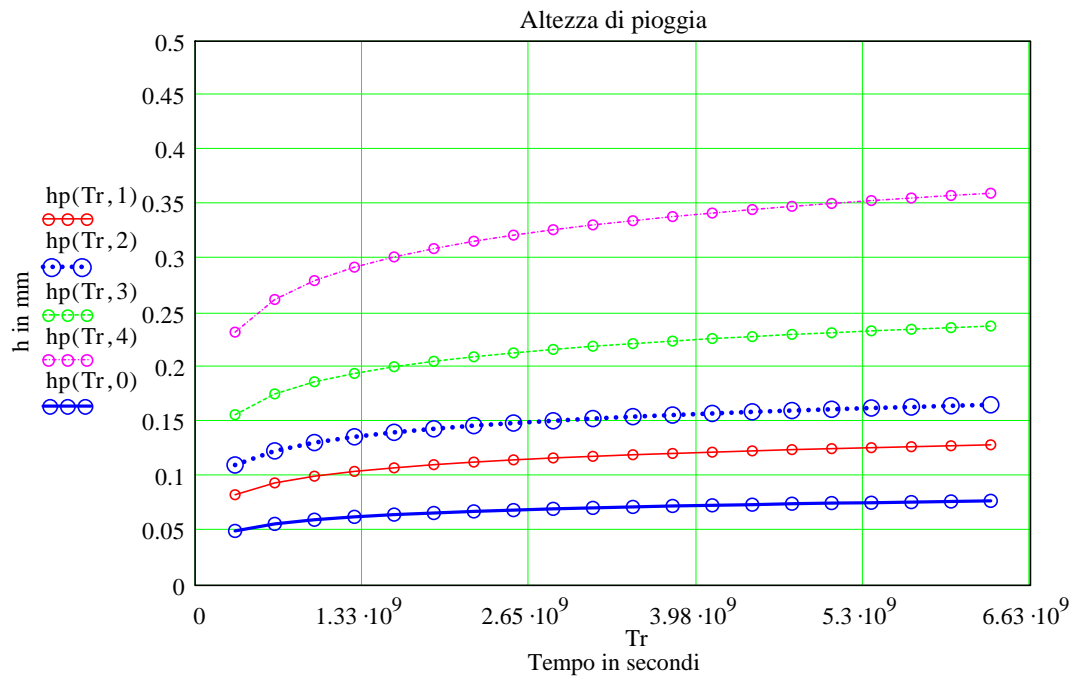
$$\text{V} := \begin{pmatrix} \frac{\text{Stdev}(\text{H1})}{\text{mean}(\text{H1})} \\ \frac{\text{Stdev}(\text{H3})}{\text{mean}(\text{H3})} \\ \frac{\text{Stdev}(\text{H6})}{\text{mean}(\text{H6})} \\ \frac{\text{Stdev}(\text{H12})}{\text{mean}(\text{H12})} \\ \frac{\text{Stdev}(\text{H24})}{\text{mean}(\text{H24})} \end{pmatrix} \quad \text{length(NU)} = 48$$

$$\text{VT} := \sqrt{\frac{1}{\text{length}(\text{V})} \cdot \sum_{i=0}^{\text{length}(\text{V})-1} \left[\left(\text{V}^2 \right)_i \right]}$$

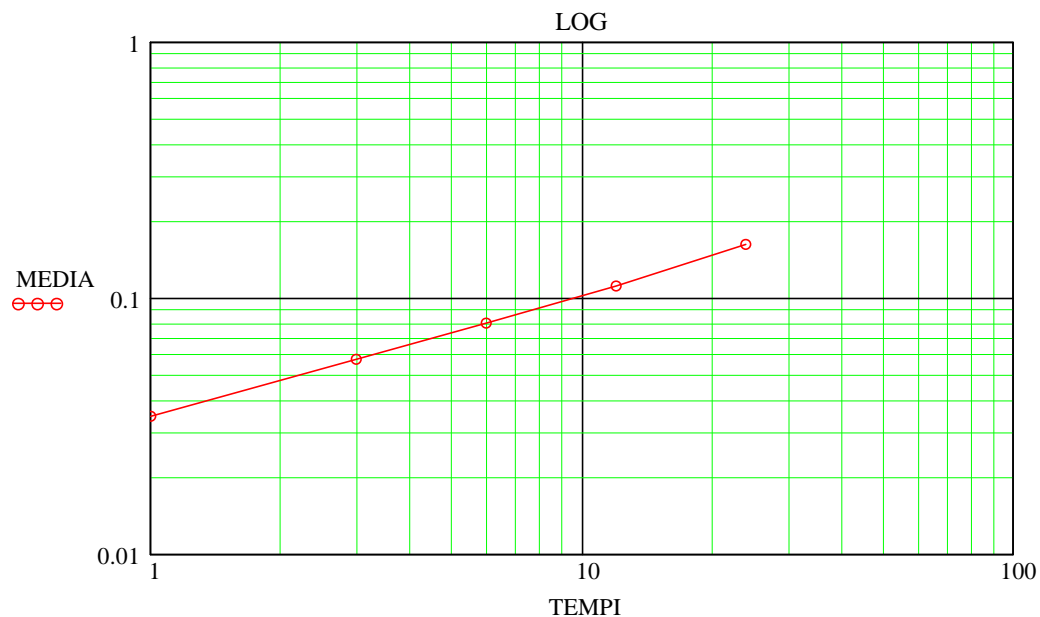
$$\alpha := \frac{1.28}{\text{SQM1}} \quad \text{u} := \text{MEDIA} - 0.45 \cdot \text{SQM1}$$

$$\alpha = \begin{pmatrix} 0.11 \\ 0.07 \\ 0.06 \\ 0.04 \\ 0.02 \end{pmatrix} \text{mm}^{-1} \quad u = \begin{pmatrix} 29.37 \\ 49.09 \\ 69.44 \\ 96.2 \\ 138.06 \end{pmatrix} \text{mm} \quad V = \begin{pmatrix} 0.335 \\ 0.334 \\ 0.291 \\ 0.307 \\ 0.331 \end{pmatrix} \quad \text{Tr} := \begin{pmatrix} 2 \cdot y \\ 5 \cdot y \\ 10 \cdot y \\ 50 \cdot y \\ 100 \cdot y \end{pmatrix} \quad \text{TEMPI} := \begin{pmatrix} 1 \\ 3 \\ 6 \\ 12 \\ 24 \end{pmatrix}$$

$$hp(\text{Tr}, i) := u_{i,0} - \frac{1}{\alpha_{i,0}} \cdot \ln \left(-\ln \left(\frac{\text{Tr} - 1 \cdot y}{\text{Tr}} \right) \right) \quad \text{Tr} := 10 \cdot \text{yr}, 20 \cdot \text{yr} \dots 200 \cdot \text{yr}$$



Curva di possibilita' pluviometrica



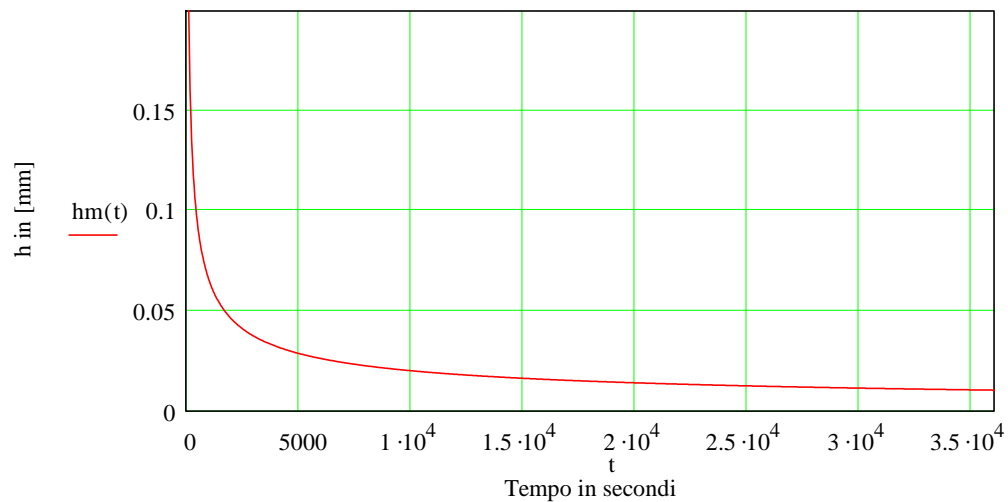
ALTEZZE MEDIE DI PIOGGIA h NELLA DURATA t

$$C1 := \text{line} \left[(\ln(\text{TEMPI}), \ln \left(\frac{\text{MEDIA}}{m} \right)) \right]$$

$$AM(t) := e^{C1_{0,0} \cdot m} \quad AM(10 \cdot \text{min}) = 34.135 \text{ mm}$$

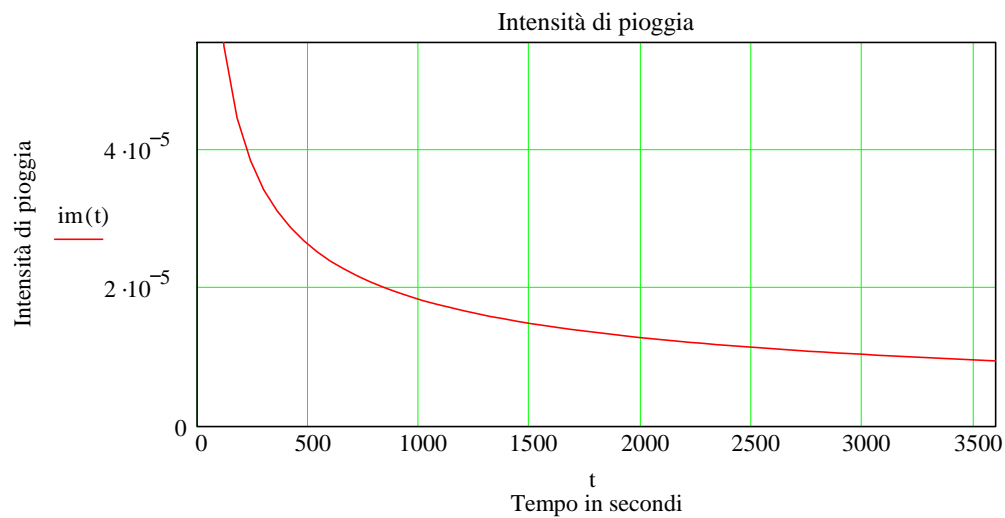
$$N(t) := C1_{1,0} \quad N(0 \cdot \text{min}) = 0.483$$

$$hm(t) := AM(t) \cdot \left(\frac{t}{h} \right)^{N(t)-1}$$



INTENSITA' MEDIA i NELLA DURATA t

$$im(t) := \frac{AM(t) \cdot \left(\frac{t}{h} \right)^{N(t)} \cdot \frac{1}{h}}{\left(\frac{t}{h} \right)} \quad t := 1 \cdot \text{min}, 2 \cdot \text{min} \dots 24 \cdot \text{h}$$

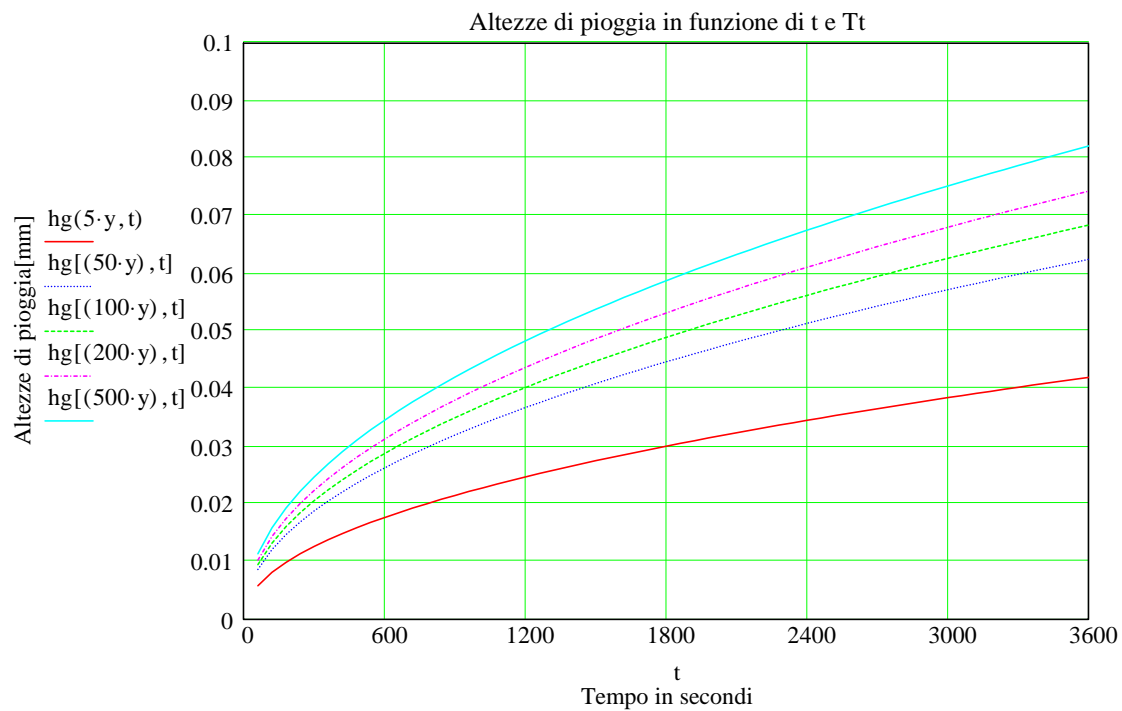


Curva di possibilita' pluviometrica metodo di Gumbel

Valutazione dell 'altezza di pioggia utilizzando i parametri di gumbel in funzione dei tempi di pioggia generici e dei tempi di ritorno Tr

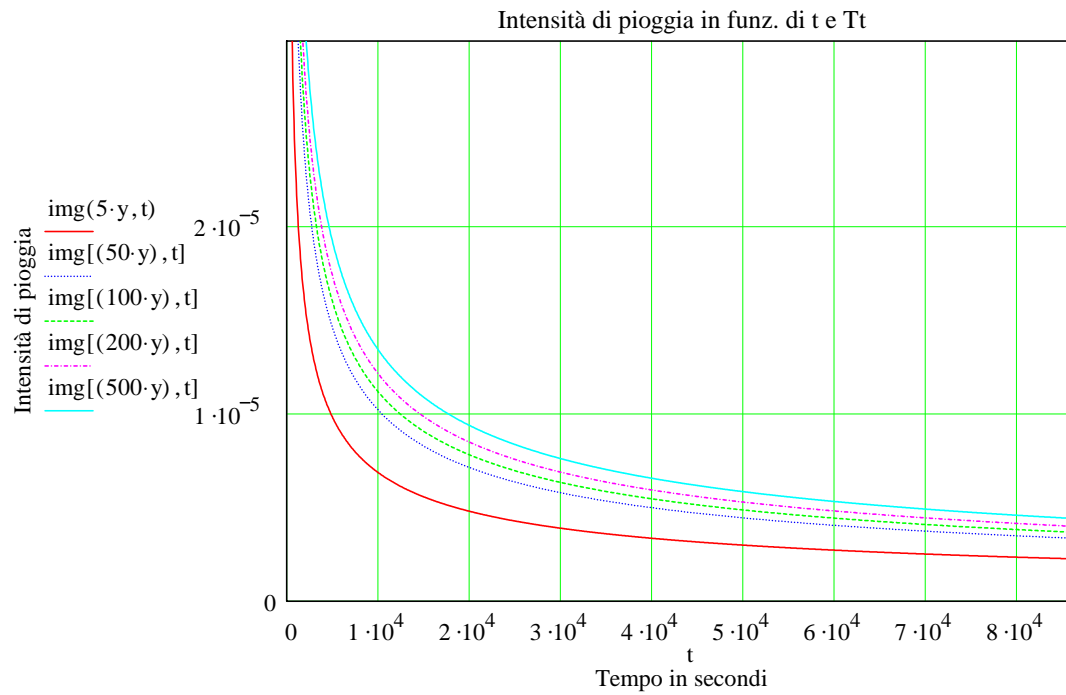
$$kt(T) := - \left[0.45 + \left[\left[\left(\frac{1}{1.283} \right) \cdot \ln \left(-\ln \left(1 - \frac{y}{T} \right) \right) \right] \right] \right]$$

$$hg(T, t) := AM(t) \cdot (1 + VT \cdot kt(T)) \cdot \left(\frac{t}{h} \right)^{N(t)}$$



$$Tr := \begin{pmatrix} 2 \cdot y \\ 5 \cdot y \\ 10 \cdot y \\ 100 \cdot y \\ 200 \cdot y \end{pmatrix} \quad AM(1 \cdot h) \cdot (1 + VT \cdot kt(Tr)) = \begin{pmatrix} 0.032 \\ 0.042 \\ 0.048 \\ 0.068 \\ 0.074 \end{pmatrix} m \quad N(1 \cdot h) = 0.483$$

$$img(T, t) := \frac{AM(t) \cdot (1 + VT \cdot kt(T)) \cdot \left(\frac{t}{h} \right)^{N(t)}}{\frac{t}{h}} \cdot \frac{1}{h}$$

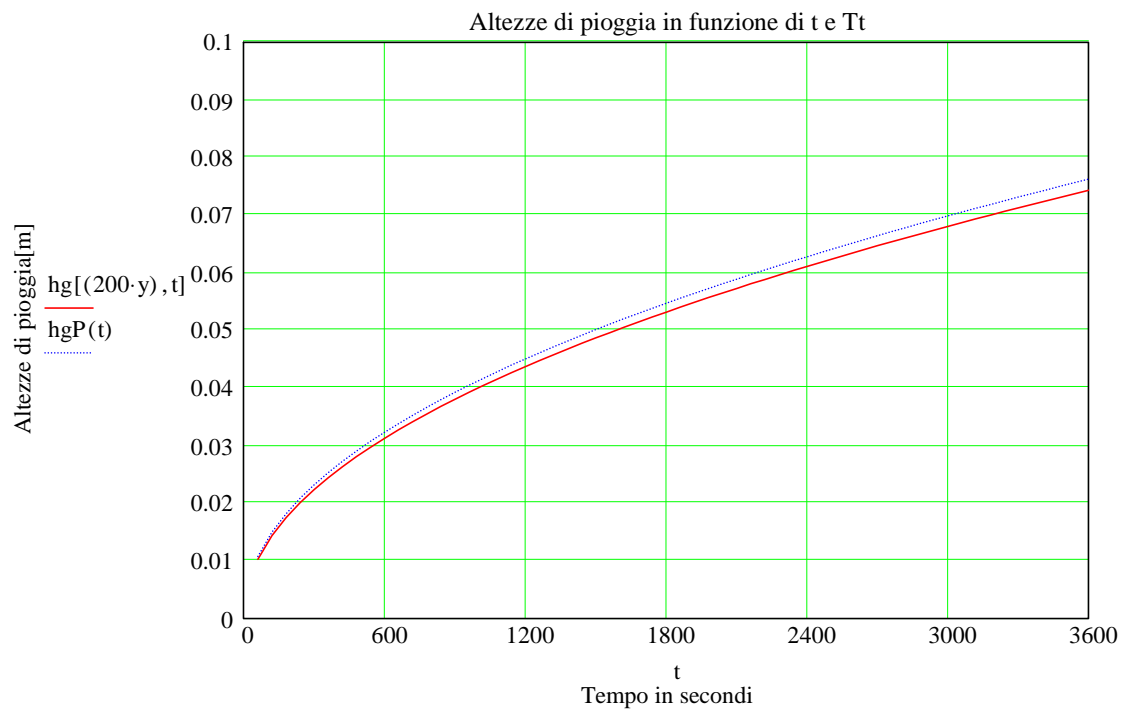


min = 60 s h = 3600 s day := 24·h y = 365 day ha := 100m·100m km = 1000 m

Verifica con quanto indicato dal PAI

Le norme di attuazione relative alle direttive riguardanti la piena di progetto utilizzano, per la modellazione della curva di p.p., i seguenti parametri relativi a tempi di ritorno di 200 anni

A200 := 76.23·mm N200 := 0.479 da applicare alla formulazione $hgP(t) := A200 \cdot \left(\frac{t}{h}\right)^{N200}$



Si nota una ottima convergenza dei risultati con valori del PAI leggermente a favore di sicurezza

2 TORRENTE

DATI DEL BACINO

$$B7d := \begin{pmatrix} \text{"Quota minima del bacino idrologico"} \\ \text{"Quota massima del bacino idrologico"} \\ \text{"Lunghezza rappr. del bacino idrol."} \\ \text{"Quota minima dell'asta principale"} \\ \text{"Quota massima dell'asta principale"} \\ \text{"Lunghezza dell'asta principale"} \\ \text{"Distanza dalla sezione di calcolo"} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 250 \\ 550 \\ 540 \\ 250 \\ 360 \\ 200 \\ 0 \end{pmatrix} \cdot m$$

Coefficiente d'impermeabilita'	$\phi := 0.9$		
Superficie del bacino idrologico	$S := 38200 \cdot m^2$	$S = 3.82 \text{ ha}$	$S = 0.04 \text{ km}^2$
Quota minima del bacino idrologico	$qminb := B7d_0$	$qminb = 250 \text{ m}$	
Quota massima del bacino idrologico	$qmb := B7d_1$	$qmb = 550 \text{ m}$	
Lunghezza rappresentativa del bacino idrologico	$Lbi := B7d_2$	$Lbi = 540 \text{ m}$	
Quota minima dell'asta principale	$qmina := B7d_3$	$qmina = 250 \text{ m}$	
Quota massima dell'asta principale	$qma := B7d_4$	$qma = 360 \text{ m}$	
Lunghezza dell'asta principale	$Lu := B7d_5$	$Lu = 200 \text{ m}$	
Distanza dalla sezione di calcolo	$dsc := B7d_6$	$dsc = 0 \text{ m}$	
Pendenza dell'asta principale	$pap := \frac{(qma - qmina)}{Lu}$	$pap = 0.55$	
Pendenza media dei versanti (o del bacino)	$pmv := \frac{(qmb - qminb)}{Lbi}$	$pmv = 0.556$	
Quota media del bacino idrologico	$qMb := (qminb + qmb) \cdot \frac{1}{2}$	$qMb = 400 \text{ m}$	
Quota della sezione di chiusura	$qsc := qmina$	$qsc = 250 \text{ m}$	
Quota media rispetto alla sezione di chiusura	$qMsc := \frac{qmb + qsc}{2}$	$qMsc = 400 \text{ m}$	
Altezza media relativa rispetto alla sezione di chiusura	$hMrsc := qMb - qsc$	$hMrsc = 150 \text{ m}$	
Dislivello tra la quota massima e minima del bacino	$\Delta qmm := qmb - qminb$	$\Delta qmm = 300 \text{ m}$	
Dislivello tra la quota massima asta e sez. di chiusura	$\Delta h := qma - qmina$	$\Delta h = 110 \text{ m}$	

1. CALCOLO DEI TEMPI DI CORRIVAZIONE

Formula di Giandotti
Bacini italiani
170-70000 kmq

$$to1 := \frac{\left[4 \cdot \left(\frac{S}{\text{km}^2} \right)^{0.5} + 1.5 \cdot \left(\frac{Lu}{\text{km}} \right) \right]}{0.8 \cdot \left(\frac{hMrsc}{m} \right)^{0.5}} \cdot h$$

to1 = 0.11 h to1 = 6.62 min

Formula di Tournon
Bacini Piemontesi
30-170 kmq

$$to2 := 0.369 \cdot \left(\frac{Lu}{\text{km} \cdot \sqrt{pap}} \right) \cdot \left[\frac{S \cdot \sqrt{pap}}{\text{km}^2} \cdot \frac{1}{\left(\frac{Lu}{\text{km}} \right)^2} \cdot \frac{\sqrt{pap}}{\sqrt{pmv}} \right]^{0.72} \cdot h$$

to2 = 0.08 h to2 = 4.64 min

M := 0.567 d := 0.910

Formula di Aronica Peltrinieri
Bacini < 10 kmq

$$to3 := \frac{\left[\frac{1}{M \cdot d} \cdot \left(\frac{S}{\text{km}^2} \right)^{0.5} + 1.5 \cdot \left(\frac{Lu}{\text{km}} \right) \right]}{0.8 \cdot \left(\frac{hMrsc}{m} \right)^{0.5}} \cdot h$$

to3 = 0.07 h to3 = 4.16 min

Pezzoli
Piccoli bacini piemontesi

$$to4 := \frac{0.055 \cdot \frac{Lu}{\text{km}}}{\sqrt{pap}} \cdot h$$

to4 = 0.01 h to4 = 0.89 min

Formula di Pasini

$$to5 := 0.108 \cdot \frac{\left(\frac{S}{\text{km}^2} \cdot \frac{Lu}{\text{km}} \right)^{0.33}}{pap^{0.5}} \cdot h$$

to5 = 0.03 h to5 = 1.75 min

Formula di Ventura

$$to6 := \frac{0.127 \cdot \left(\sqrt{\frac{S}{\text{km}^2}} \right)}{\sqrt{pmv}} \cdot h$$

to6 = 3.33×10^{-6} to6 = 2 min

Formula di Alvord-Horton

$$to7 := 0.369 \cdot \left(\frac{Lu}{\text{km} \cdot \sqrt{pap}} \right) \cdot \left[\frac{S \cdot \sqrt{pap}}{\text{km}^2} \cdot \frac{1}{\left(\frac{Lu}{\text{km}} \right)^2} \cdot \sqrt{pmv} \right]^{0.72} \cdot h$$

to7 = 0.06 h to7 = 3.77 min

$$TO := \begin{pmatrix} to1 \\ to2 \\ to3 \\ to4 \\ to5 \end{pmatrix} \quad TO = \begin{pmatrix} 6.625 \\ 4.641 \\ 4.157 \\ 0.89 \\ 1.749 \end{pmatrix} \text{ min}$$

Tempo di corrivazione medio del bacino To := mean(TO) To = 216.73 s To = 3.61 min To = 0.06 h

Deviazione standard Stdev(TO) = 138.49 s Stdev(TO) = 2.31 min

Valore minimo Min(TO) = 53.4 s Min(TO) = 0.89 min

Valore massimo max(TO) = 397.48 s max(TO) = 6.62 min

TEMPO DI RITORNO DELL'EVENTO CRITICO T := 200-y

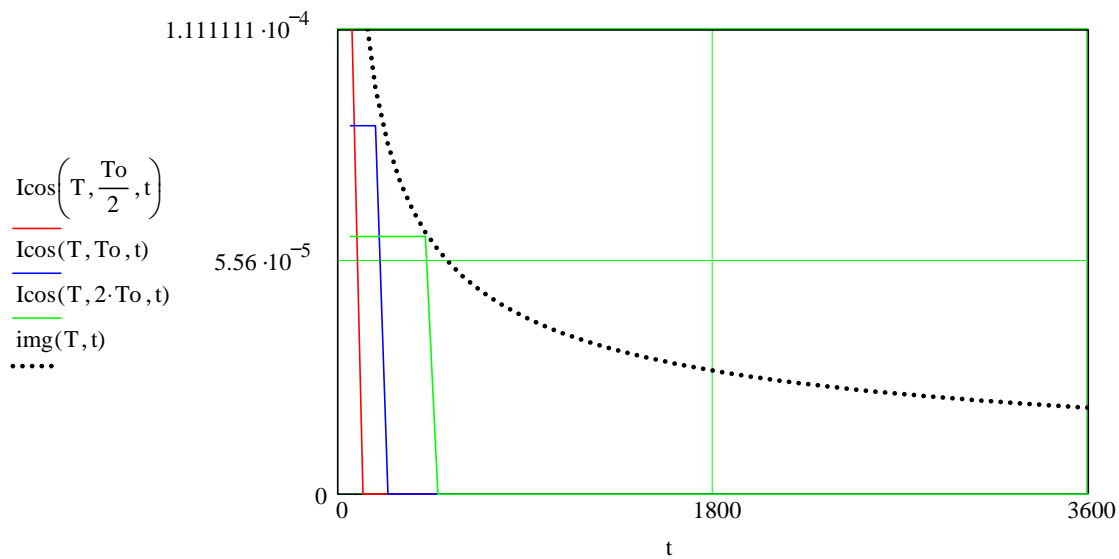
2 CALCOLO DELLE PORTATE DI PIENA

2.1 IETOGRAMMA COSTANTE

Si suppone che l'evento meteorico di tempo di ritorno T e durata t1 abbia intensità costante per tutta la durata

T = 200 y

$$I_{cos}(T, t_1, t) := \text{if} \left[t < t_1, \frac{AM(t) \cdot (1 + VT \cdot kt(T)) \cdot \left(\frac{t_1}{h}\right)^{N(t)}}{\frac{t_1}{h}}, 0 \right]$$



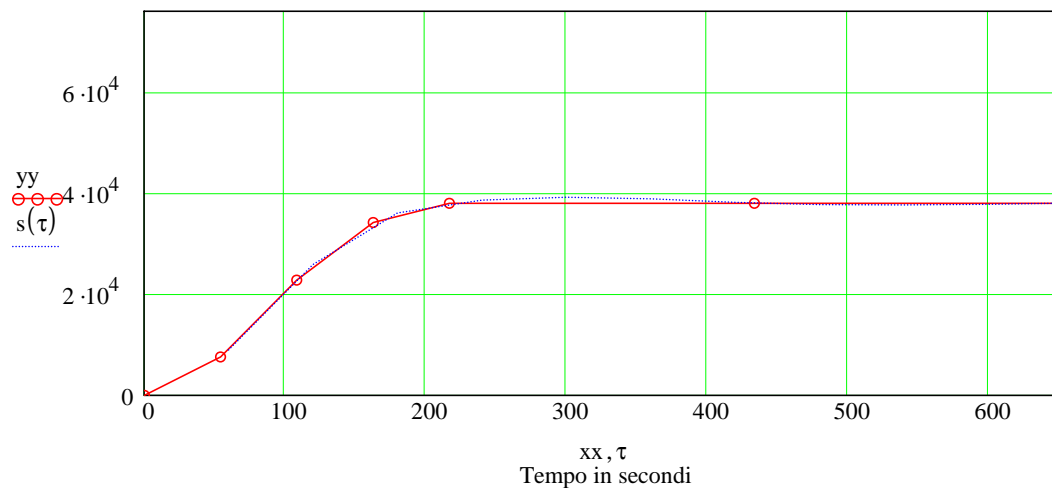
2.1.1 METODO CINEMATICO (IETOGRAMMA COSTANTE)

Sc := S Tc := To Tm := To·3 t := 0·h, 0.1·min .. 4·h τ := 1·min, 2·min .. 4·h

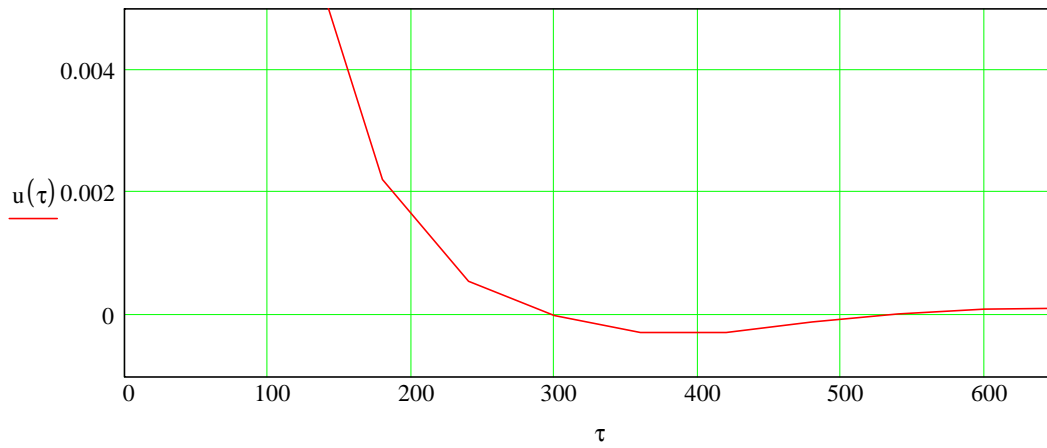
Determinazione della curva aree tempi con tipica forma a "S"

yy := (Sc·0 Sc·0.2 Sc·0.6 Sc·0.9 Sc·1 Sc·1 Sc·1)^T

xx := (Tc·0.0 Tc·0.25 Tc·0.5 Tc·0.75 Tc·1 Tc·2 Tc·3)^T s(τ) := interp(lsplines(xx, yy), xx, yy, τ)



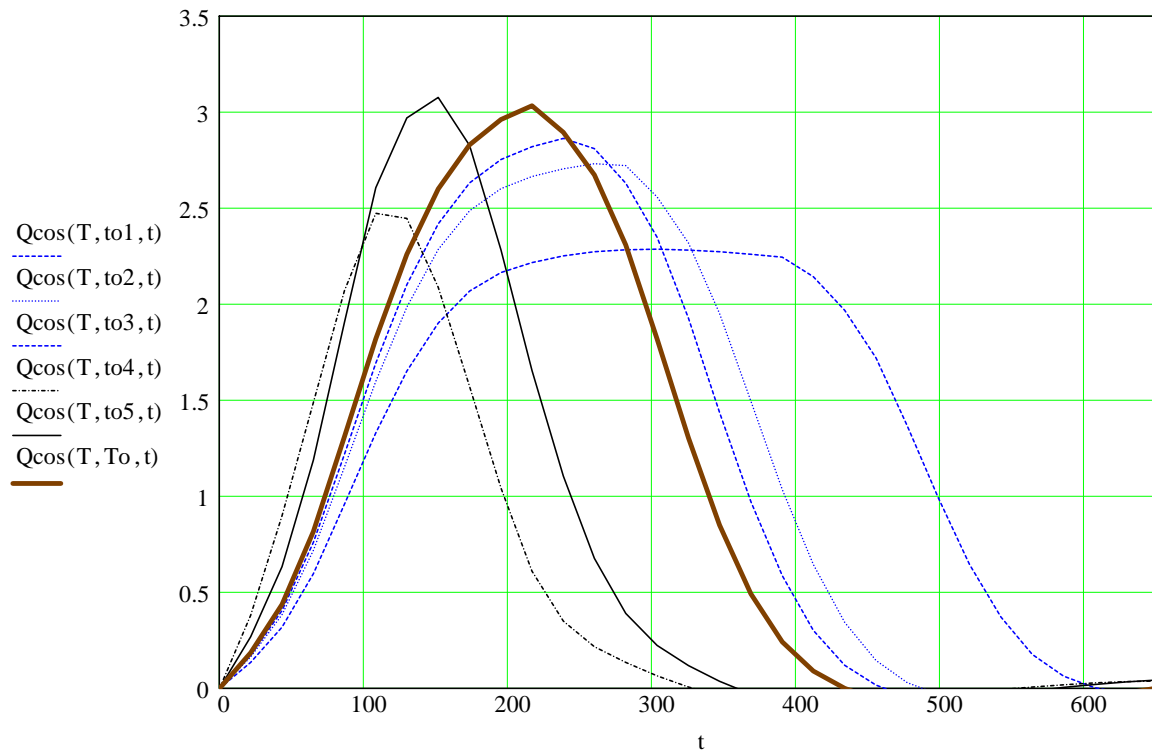
Ietogramma unitario istantaneo $u(\tau) := \frac{1}{Sc} \cdot \left(\frac{d}{d\tau} s(\tau) \right) \quad \int_0^{Im} u(\tau) d\tau = 1$



Portata di pioggia netta $pcos(T, \theta, \tau) := Icos(T, \theta, \tau) \cdot \phi \cdot Sc$

Portata uscente, funzione del tempo di ritorno della pioggia di progetto T, della sua durata critica θ

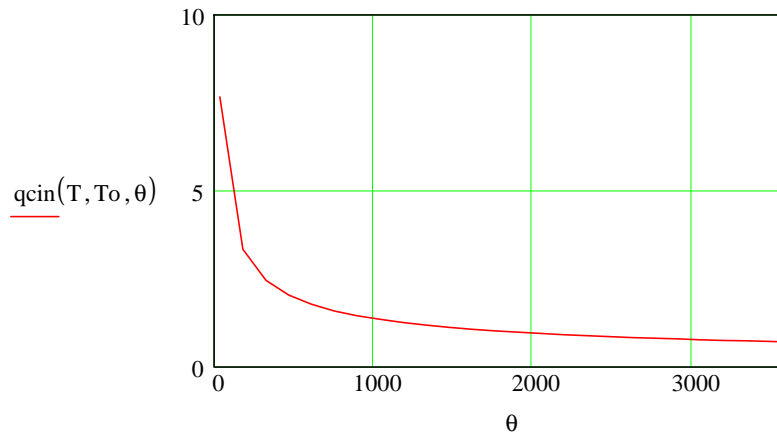
$$Qcos(T, \theta, t) := \int_{0.5}^t u(t - \tau) \cdot pcos(T, \theta, \tau) d\tau \quad t := 0.5 \cdot h, 5 \cdot \min \dots 2 \cdot h \quad t := To \cdot 0, \frac{To}{10} \dots To \cdot 3$$



2.1.2 FORMULA INTEGRALE (METODO DELLA CORRIVAZIONE)

Portata uscente, funzione del tempo di ritorno della pioggia di progetto T, della sua durata critica θ

$$q_{cin}(T, t, \theta) := S \cdot \phi \cdot \left[\frac{AM(t)}{h} \cdot (1 + VT \cdot kt(T)) \cdot \left(\frac{\theta}{h} \right)^{N(t)-1} \right] \quad \theta := 0.01 \cdot h, 0.05 \cdot h \dots 2 \cdot h$$



$$q_{cin}(T, To, to1) = 2.216 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$$

$$q_{cin}(T, To, to2) = 2.664 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$$

$$q_{cin}(T, To, to3) = 2.82 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$$

$$q_{cin}(T, To, to4) = 6.253 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$$

$$q_{cin}(T, To, to5) = 4.41 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$$

$$q_{cin}(T, To, To) = 3.032 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$$

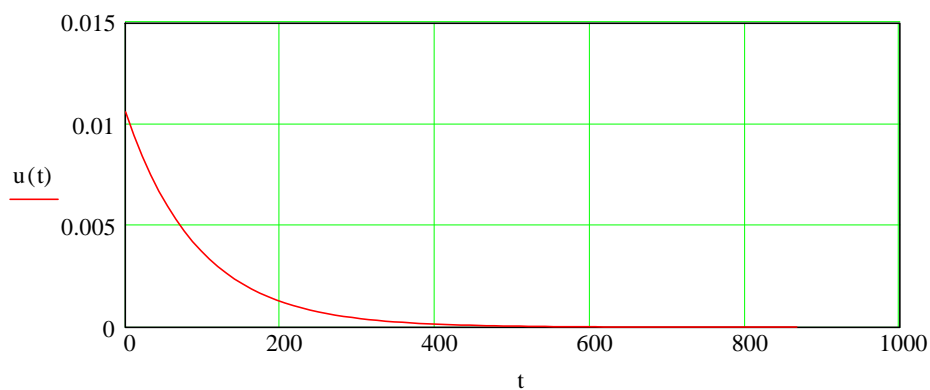
2.1.3 METODO DELL' INVASO LINEARE (IETOGRAMMA COSTANTE)

Portata di pioggia netta $p_{cos}(T, \theta, \tau) := I_{cos}(T, \theta, \tau) \cdot \phi \cdot S_c$

k rappresenta rapporto tra volume invasato e portata uscente

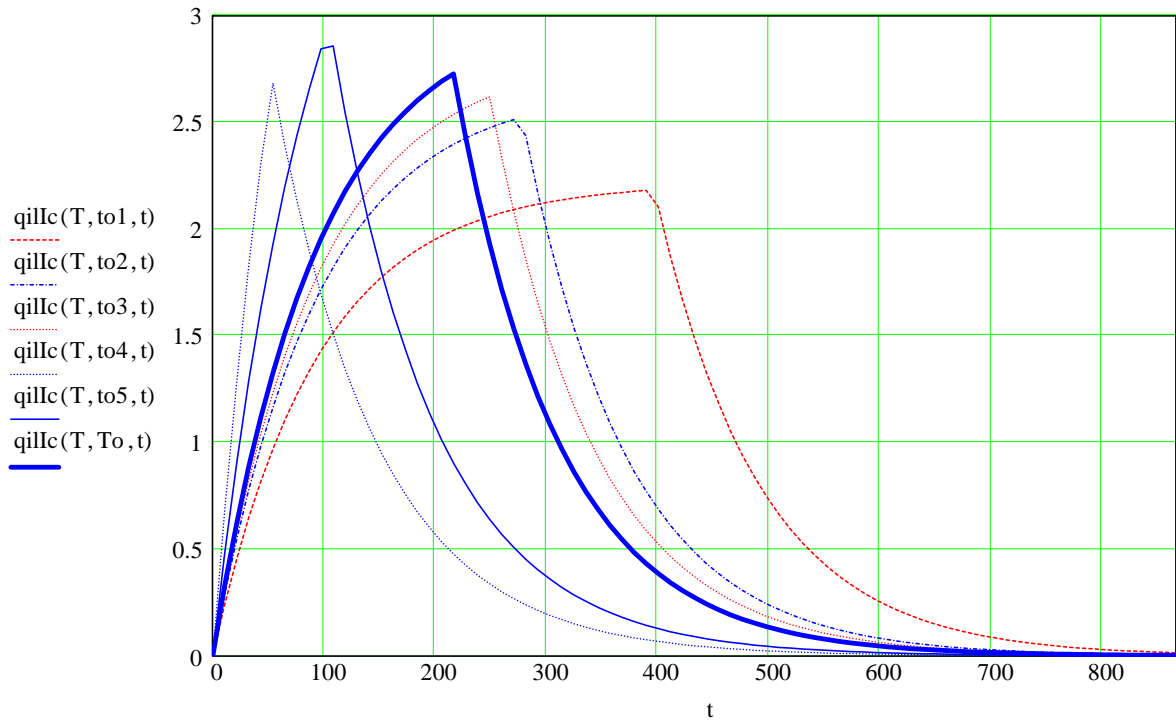
$$k := \frac{To}{\frac{1}{0.65^{N(To)-1}}} \quad t := To \cdot 0, \frac{To}{20} \dots To \cdot 4$$

Ietogramma unitario istantaneo $u(t) := \frac{1}{k} \cdot e^{-\frac{t}{k}}$



Portata uscente, funzione del tempo di ritorno della pioggia di progetto T, della sua durata critica θ

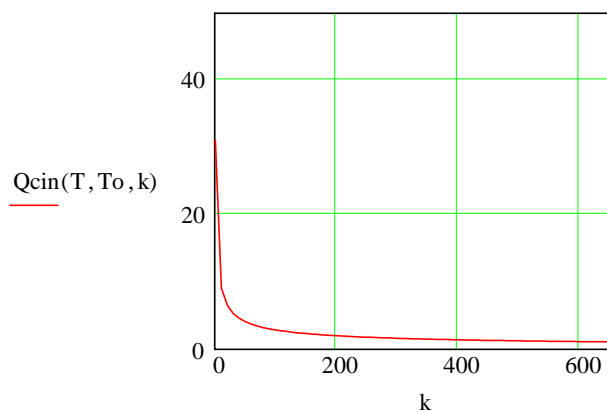
$$q_{llc}(T, \theta, t) := \int_0^t u(t-\tau) \cdot p_{cos}(T, \theta, \tau) d\tau$$



2.1.4 FORMULA INTEGRALE (METODO DELL'INVASO LINEARE)

$$C_i := 2 \quad C(t) := \text{root} \left(\frac{1 + C_i - e^{C_i}}{1 - e^{C_i}} - N(t), C_i \right)$$

$$Q_{cin}(T, t, k) := C(t)^{N(t)-1} \cdot (1 - e^{-C(t)}) \cdot S \cdot \phi \cdot \left[\frac{AM(t)}{h} \cdot (1 + VT \cdot kt(T)) \cdot \left(\frac{k}{h} \right)^{N(t)-1} \right] \quad k := 1 \cdot \text{sec}, \frac{To}{20} \dots To \cdot 4$$



$$Q_{cin}(T, To, to1) = 1.409 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$$

$$Q_{cin}(T, To, to2) = 1.694 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$$

$$Q_{cin}(T, To, to3) = 1.793 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$$

$$Q_{cin}(T, To, to4) = 3.977 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$$

$$Q_{cin}(T, To, to5) = 2.805 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$$

$$Q_{cin}(T, To, To) = 1.928 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$$

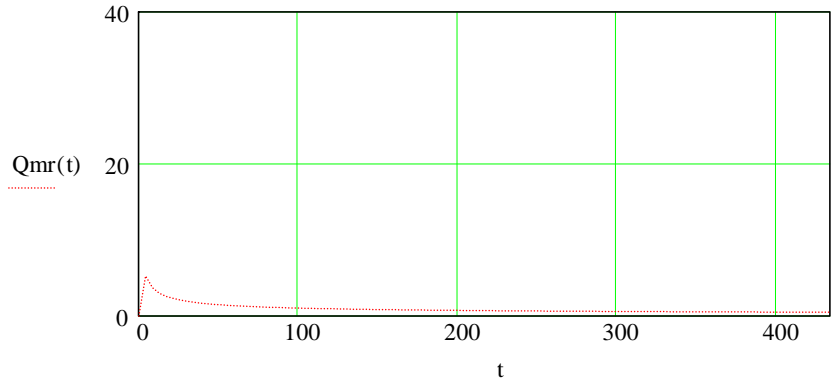
2.1 METODO RAZIONALE PAI

$$A_{200} := 76.23 \cdot \text{mm} \quad N_{200} := 0.479 \quad \text{img}_{200}(t) := \frac{A_{200} \cdot \left(\frac{t}{h}\right)^{N_{200}} \cdot \frac{1}{h}}{\frac{t}{h}} \quad c := 0.7 \quad \text{hgPAI}(t) := A_{200} \cdot \left(\frac{t}{h}\right)^{N_{200}}$$

$$Q_{mr}(t) := 0.28 \cdot c \cdot \text{img}_{200}(t) \cdot S$$

$$Q_{mr}(T_o) = 0.685 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$$

$$Q_{mr}(\text{Min}(T_o)) = 1.422 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$$



Anche con il valore dei tempi di corrivazione minimi calcolati le portate di piena risultano basse rispetto ad altre metodologie

RIASSUMENDO

CALCOLO DELLE PORTATE DI PIENA

2.1 IETOGRAMMA COSTANTE

2.1.1 METODO CINEMATICO

$$Q_{cos}(T, T_o, T_o) = 3.032 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$$

2.1.2 FORMULA INTEGRALE (METODO DELLA CORR.)

$$q_{cin}(T, T_o, T_o) = 3.032 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$$

2.1.3 METODO DELL' INVASO LINEARE

$$q_{ilc}(T, T_o, T_o) = 2.728 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$$

2.1.4 FORMULA INTEGRALE (METODO DELL'INVASO LIN.)

$$Q_{cin}(T, T_o, T_o) = 1.928 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$$

2.2 METODO RAZIONALE PAI

$$Q_{mr}(T_o) = 0.685 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$$

Si assume come portata massima:

$$Q_{MAX} := Q_{cos}(T, T_o, T_o)$$

$$Q_{MAX} = 3.032 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$$

3.1 Trasporto solido secondo Schocklitsch ($0.02 < p\% < 0.1$, $1 < h/d < 100$)

$$b := 400 \cdot \text{cm} \quad h := 100 \cdot \text{cm} \quad Q := Q_{\text{MAX}} \quad Q = 3.032 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$$

$$s := \text{sec} \quad \text{kgm} := \text{kg} \quad N := 1 \text{ kg} \cdot \text{m} \cdot \text{s}^{-2} \quad \text{kgp} := \text{g} \cdot \text{kg} \quad \text{kgp} = 9.807 \text{ N}$$

$$\text{Sistema pratico} \quad \gamma := 1000 \cdot \frac{\text{kgp}}{\text{m}^3} \quad \gamma_s := 2650 \cdot \frac{\text{kgp}}{\text{m}^3} \quad \rho := \frac{\gamma}{g} \quad \rho_s := \frac{\gamma_s}{g} \quad \rho = 1 \times 10^3 \text{ m}^{-3} \text{ kg} \quad \Delta := \frac{\rho_s - \rho}{\rho}$$

$$d := 20 \cdot \text{cm} \quad i := 0.05 \quad d_{40} := d \quad q := \frac{Q}{b} \quad q = 0.758 \text{ m}^2 \text{ s}^{-1} \quad \frac{h}{d} = 5$$

Schocklitsch Guadagnini

$$q_{cG}(i) := 0.15 \cdot \sqrt{g \cdot d^3} \cdot i^{-1.12} \quad q_{cG}(i) = 1.204 \frac{\text{m}^2}{\text{s}}$$

$$q_{sSG}(q, i) := \frac{2.5}{\left(\frac{\rho_s}{\rho}\right)} \cdot i^{1.5} \cdot (q - q_{cG}(i)) \quad q_{sSG}(q, i) = -4.702 \times 10^{-3} \frac{\text{m}^2}{\text{s}}$$

Schocklitsch Fiorillo

$$q_{cF}(i) := 0.26 \cdot \Delta^{\frac{5}{3}} \cdot \left(\frac{d_{40}}{\text{m}}\right)^{\frac{3}{2}} \cdot i^{\frac{-7}{6}} \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{s}} \quad q_{cF}(i) = 1.765 \frac{\text{m}^2}{\text{s}}$$

$$G_{sF}(q, i) := 2500 \cdot i^{\frac{3}{2}} \cdot (q - q_{cF}(i)) \quad q_{sSF}(q, i) := \frac{G_{sF}(q, i)}{\rho_s} \quad q_{sSF}(q, i) = -0.011 \text{ m}^5 \text{ kg}^{-1} \text{ s}^{-1}$$

Schocklitsch Paoletti

$$q_{cP}(i) := 0.26 \cdot \Delta^{\frac{5}{3}} \cdot \left(\frac{d}{\text{m}}\right)^{\frac{3}{2}} \cdot i^{\frac{-7}{6}} \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{s}} \quad q_{cP}(i) = 1.765 \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$$

$$G_{sP}(q, i) := 2500 \cdot i^{\frac{3}{2}} \cdot (q - q_{cP}(i)) \cdot \frac{\text{kgp}}{\text{m}^3} \quad \text{In sito} \quad q_{sSP}(q, i) := \frac{G_{sP}(q, i)}{\gamma_s} \quad q_{sSP}(q, i) = -0.011 \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$$

$$q_{sSP}(q, i) \cdot b = -0.043 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$$

$$\eta := \frac{q_{sSP}(q, i) \cdot b + Q}{Q} \quad \eta = 0.986$$

3.2 Trasporto solido secondo Smart e Jaggi ($0.02 < p\% < 0.2$)

$$h = 1 \text{ m}$$

$$d := 0.01 \cdot \text{m} \quad h_o := h \quad i = 0.05 \quad R(h_o) := h_o$$

$$d_{30}(d) := 0.4 \cdot d \quad d_{90}(d) := d \cdot 1.60 \quad d_{50}(d) := d \quad R(h_o) := h_o$$

$$d_{30}(d) = 0.004 \text{ m} \quad d_{90}(d) = 0.016 \text{ m} \quad d_{50}(d) = 0.01 \text{ m}$$

$$\tau(h_o, i) := \gamma \cdot R(h_o) \cdot i \quad \tau_{cr} := 0.06 \cdot (\gamma_s - \gamma) \cdot d \quad \tau_{cr} = 9.709 \text{ kg m}^{-1} \text{ s}^{-2}$$

$$\theta(h_o, i) := \frac{\gamma \cdot R(h_o) \cdot i}{(\gamma_s - \gamma) \cdot d}$$

$$\theta_{cr}(h_o, i) := 0.05 \quad \theta_{cr}(h_o, i) := \frac{\tau_{cr}}{\rho \cdot g \cdot d \cdot \Delta}$$

$$UU(h_o, d) := 5.75 \cdot \log\left(1.80 \cdot \frac{R(h_o)}{d_{50}(d)}\right)$$

$$\phi J(h_o, i, d) := 4 \cdot \left(\frac{d_{90}(d)}{d_{30}(d)}\right)^{0.2} \cdot i^{0.6} \cdot \theta(h_o, i)^{0.5} \cdot (\theta(h_o, i) - \theta_{cr}(h_o, i)) \cdot (UU(h_o, d)) \cdot \frac{\text{kgp}}{\text{s} \cdot \text{m}}$$

$$q_{sJF}(h_o, i, d) := \frac{\phi J(h_o, i, d)}{\gamma_s} \quad q_{sJF}(h_o, i, d) = 0.022 \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$$

$$q = 0.758 \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$$

$$\eta_2 := \frac{q + q_{sJF}(h_o, i, d)}{q} \quad \eta_2 = 1.029$$

Conclusioni

Le portate solide sono molto basse, ed inferiori al 10%.

Tuttavia esiste la remota possibilità del distacco di piccole porzioni di materiale fine dai versanti, essendo alcuni tratti degli argini degli affluenti privi di difese. Tuttavia data la sensibilità dell'opera si ritiene cautelativo utilizzare un coefficiente di trasporto solido di 1.15

$$\eta\eta := 1.150$$

4.1 DIMENSIONAMENTO OPERE IDRAULICHE

Verifica sezione cunicolo più sfavorevole al punto 204, tratto C-D

Pendenza	$p1 := 0.120$		
Dimensioni canale	$b := 0.85 \cdot \text{m}$	$h := 1.05 \cdot \text{m}$	
Coefficiente di scabrezza di Strickler		$ks1 := 60 \cdot \frac{\text{m}^{\frac{1}{3}}}{\text{s}}$	
Area bagnata in max. r.	$Ab1 := b \cdot h$	Da grafica	$Ab1 = 0.892 \text{m}^2$
Contorno bagnato in max. r.	$Cb1 := h \cdot 2 + b$	Da grafica	
Raggio idraulico	$R1 := \frac{Ab1}{Cb1}$		$R1 = 0.303 \text{m}$
Coefficiente di resistenza	$\chi_{i1} := ks1 \cdot R1^{\frac{1}{6}}$		$\chi_{i1} = 49.16 \text{m}^{0.5} \text{s}^{-1}$
Velocita' di massimo riempimento	$V1 := \chi_{i1} \cdot \sqrt{R1 \cdot p1}$		$V1 = 9.367 \text{ms}^{-1}$
Portata massima	$Q1 := Ab1 \cdot V1$		$Q1 = 8.36 \text{m}^3 \text{s}^{-1}$
	$Q_{MAX} = 3 \text{m}^3 \text{s}^{-1}$		
	$\frac{Q_{MAX} \cdot \eta \eta}{Q1} = 0.417$		

La sezione risulta verificata , infatti

$$Q1 = 8.36 \text{m}^3 \text{s}^{-1} > Q_{MAX} = 3 \text{m}^3 \text{s}^{-1}$$

la massima piena impegna la sezione per un'altezza di 0.5 m (anziché 1.05) con un franco di circa 50 cm