

FOGNATURE

Per fognature si indicano quell'insieme di opere idrauliche, atte a raccogliere, convogliare e allontanare dalle zone urbane le acque reflue di origine domestica, industriale e meteorica, per poi inserirle nuovamente nell'ambiente dopo opportuno trattamento.

Le opere fognare sono soggette a diversi fattori critici, in particolare:

- l'espansione urbanistica, con l'aumento degli scarichi e della superficie impermeabile
- L'aumento dei materiali inquinanti veicolati nelle fognature, si pensi all'aumento del traffico veicolare, e le relative polveri inquinanti
- Il rischio di contaminazione dei corpi idrici ricettori
- La variabilità delle portate meteoriche.

Tra le acque reflue, si evidenziano:

- Acque reflue di origine domestica, come anche da servizi pubblici, attività commerciali e turistiche etc., vengono dette nere. Devono essere trattate prima di essere immesse in ambiente.
- Acque reflue industriali, derivanti da insediamenti industriali in prossimità dei centri urbani. Devono essere trattati prima di essere immessi in ambiente.

- Acque meteoriche, dette bianche, che scorrono lungo le superfici urbane in seguito ad eventi di precipitazione. Le prime piogge, che lavano il manto stradale, sono fortemente inquinate e richiedono un apposito trattamento.

In relazione alla tipologia di acque reflue da trasportare, si distinguono diverse tipologie di sistemi fognari:

- Sistemi unitari. I collettori per le acque nere e bianche insistono sulla stessa condotta.
- Sistemi separati. Le acque nere e bianche insistono su collettori diversi, mentre la prima insiste su un'opera per il trattamento degli inquinanti, la seconda viene immessa direttamente nei ricettori.
- Sistemi misti. Come i sistemi separati, però le portate di prima pioggia, molto inquinate, vengono deviate ad un trattamento.

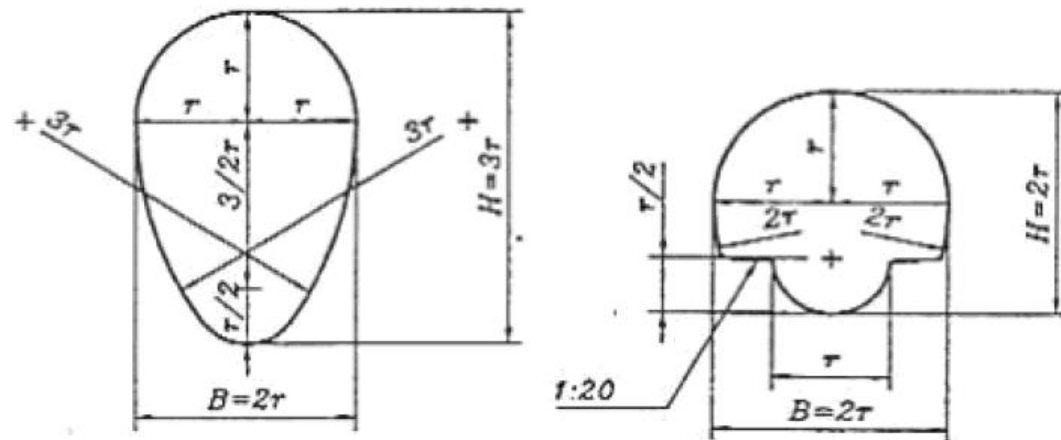
Il sistema fognario è caratterizzato dalle seguenti caratteristiche principali:

- Funzionamento a gravità
- Moto a pelo libero. La portata transita nel collettore non occupando interamente la sezione.
- Reti ramificate.

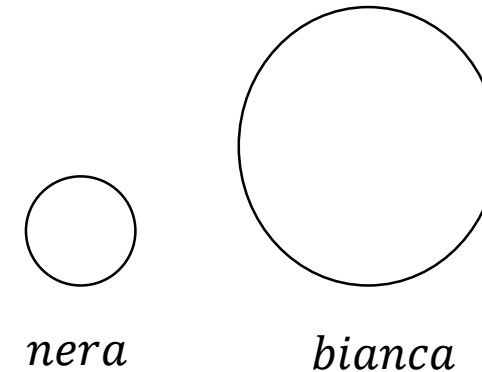
Relativamente alle reti, nel caso fognario, il processo è inverso a quello degli acquedotti. In questi dalla presa, la rete si ramifica alla distribuzione, per le fognature è esattamente il contrario, dovendo 'raccogliere' ha un comportamento convergente.

In generale, in relazione al tipo di sistema fognario, ne derivano le caratteristiche della condotta, in termini di forma e lunghezza caratteristica della sezione. Si deve considerare a riguardo che le portate meteoriche sono molto maggiori rispetto a quelle nere, inoltre per quanto possibile si deve permettere un funzionamento a gravità del sistema.

Esempi di sezioni per fognature unitarie



Esempi di sezioni per fognature separate



Come evidenziato, le portate meteoriche possono essere notevolmente superiori a quelle nere, la loro quantificazione è fondamentale al fine del dimensionamento e verifica del sistema. L'analisi delle fognature, non può pertanto prescindere dalla analisi delle precipitazioni.

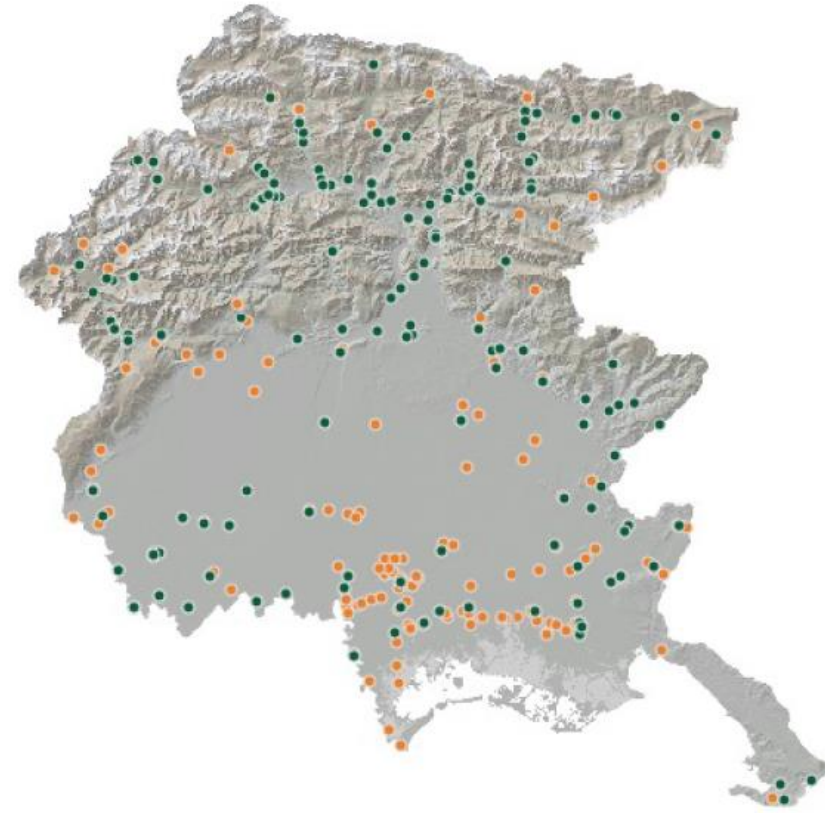
Elaborazione delle precipitazioni.

L'elaborazione delle precipitazioni si basa sulla loro definizione in termini di altezze precipitate h (volumi per unità di superficie), la loro durata τ e come queste due componenti si relazionano.

L'individuazione delle variabili sopra evidenziate, richiede la presenza di strumenti di misura, distribuiti sul territorio. La raccolta dei dati è di competenza degli enti pubblici preposti alla protezione dell'ambiente.

L'immagine a lato mostra la collocazione nella regione FVG di varie stazioni di misura, non solo per le precipitazioni. (Le misurazioni saranno approfondite il prossimo semestre)

Tra le varie informazioni misurate, risultano particolarmente importanti le registrazioni dei valori massimi annuali registrati, in relazione alla durata di precipitazione.



Tali massimi vengono relazionati a durate standard, ovvero frazioni orarie, ore, giorni. Si permette quindi la caratterizzazione delle precipitazioni, in funzione del tempo scala caratteristico del problema che si vuole analizzare. Ad esempio, per un grande bacino idrografico (in termini di estensione), l'onda di piena sarà caratterizzato da tempi scala dell'ordine dei giorni, per un bacino urbano invece da ore e dalle frazioni orarie.

Scopo delle elaborazioni è quella di relazionare l'altezza h in funzione della sua durata.

$$h = h(\tau)$$

al fine di derivare una curva di possibilità pluviometrica del tipo:

$$h = a \tau^n$$

Con a ed n opportuni coefficienti (a è dimensionale) caratteristici della tipologia di evento e dell'area in esame. La forma esponenziale è scelta in quanto meglio si adatta a quello che è il comportamento generale di h in relazione alla durata delle precipitazioni.

E' evidente che l'espressione h - τ sarà tanto più significativa, quanti più dati sono stati utilizzati per definirla. Per avere analisi attendibili servono lunghe serie storiche di dati, tipo 30-35 anni.

Di particolare interesse è anche definire l'intensità di precipitazione J:

$$J = \frac{h}{\tau} = a \tau^{n-1}$$

Ovvero, il rapporto tra l'altezza precipitata e la durata della precipitazione. Di norma h si misura in mm, e l'intensità in mm/ora. Se h definisce un volume per unità di superficie, J identifica una portata per unità di superficie, ovvero un potenziale flusso legato alla superficie scolante.

Data una serie storica, un primo metodo di analisi può essere quello di identificare i massimi eventi critici, ovvero, ordinare per ogni tempo caratteristico, i dati in ordine decrescente, e costruire quindi una curva h- τ , per il primo evento critico, per il secondo evento è così via. Si veda la prossima slide.

Esempio casi critici

Date una serie di osservazioni

N	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
1	30	47	63	86	95
2	41	70	90	129	145
3	17	27	35	54	65
4	24	40	51	74	83
5	37	62	80	112	126

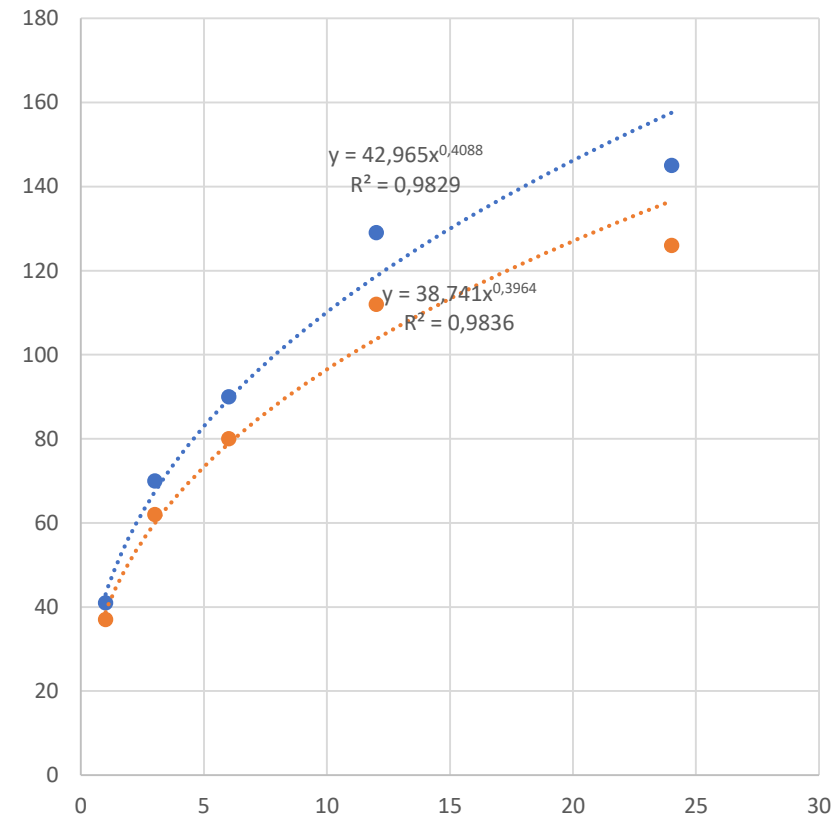
Le ordino in modo decrescente

N	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
1	41	70	90	129	145
2	37	62	80	112	126
3	30	47	63	86	95
4	24	40	51	74	83
5	17	27	35	54	65

Individuo i casi critici, primo, secondo ...

1° caso critico	
ore	h[mm]
1	41
3	70
6	90
12	129
24	145

2° caso critico	
ore	h[mm]
1	37
3	62
6	80
12	112
24	126



Tempo di ritorno.

Il tempo di ritorno T_r di un evento X_T , è un tempo scala fondamentale nella progettazione idraulica, è l'inverso di una frequenza di accadimento ed in termini probabilistici rappresenta la probabilità che un dato evento venga uguagliato o superato.

$$T_r \text{ di } X_T \rightarrow P(X \geq X_T)$$

$$T_r = \frac{1}{1 - P_{NS}(X < X_T)}$$

Data una serie di osservazioni N di massimi negli anni di una variabile X, che probabilità c'è che un evento X_T venga uguagliato o superato?

Data la tabella della slide precedente di precipitazioni (X), in 5 anni di osservazioni a durata di pioggia 1 ora, l'evento misurato 41mm (X_T) viene uguagliato o superato una sola volta in 5 anni, ha una frequenza di accadimento $f = 1/5$ anni, una probabilità di non superamento di $4/5$ e quindi un tempo di ritorno $T_r = 5$ anni. Evidentemente il tempo di ritorno appena definito dipende dal numero di osservazioni, maggiore è il numero, più è attendibile il calcolo del tempo di ritorno.

Tempi di ritorno mano a mano maggiori, identificano allora eventi mano a mano meno frequenti, caratterizzati da intensità maggiori. Quando si progetta un'opera idraulica, la normativa richiede che l'analisi venga fatta utilizzando un certo tempo di ritorno. Ovvero si richiede che l'opera venga dimensionata in modo da non poter essere superata da un evento con una frequenza di accadimento inferiore a quella definita dal tempo di ritorno. Maggiori sono i potenziali danni legati al fallimento dell'opera, maggiori sono i tempi di ritorno richiesti per la sua progettazione. Ad esempio la progettazione idraulica di un ponte è richiesta che venga effettuata con un $T_r = 200$ anni, una diga $T_r = 1000$ anni.

Rischio di insufficienza idraulica RN

Il tempo di ritorno precedentemente definito non varia linearmente con la variabile di interesse, a fronte di notevoli incrementi del tempo di ritorno non ci sono analoghi incrementi della variabile (ad esempio le portate). Pertanto a fronte di un T_r alto si potrebbe andare a considerare un evento non sufficientemente cautelativo. Per sopperire a ciò si può lavorare in termini del rischio di insufficienza RN, questa rappresenta una probabilità composta, ovvero la probabilità che il mio evento in funzione del tempo di ritorno venga superato in N anni.

$$R_N = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_R}\right)^N$$

Dove con N si considera la durata dell'opera. Le tabelle sottostanti mostrano il rischio RN in funzione della durata N considerata e del tempo di ritorno, e il T_r in funzione del rischio che ci si vuole assumere..

T [anni]	Durata N [anni]				
	10	20	50	100	200
2	99.90	100.00	100.00	100.00	100.00
5	89.26	98.85	100.00	100.00	100.00
10	65.13	87.84	99.48	100.00	100.00
20	40.13	64.15	92.30	99.41	100.00
50	18.29	33.24	63.58	86.74	98.24
100	9.56	18.21	39.42	63.40	86.60

R _N	Durata N [anni]			
	10	20	50	100
0.05	195	390	975	1950
0.10	95	190	475	950
0.20	45	90	225	450
0.50	15	30	75	145

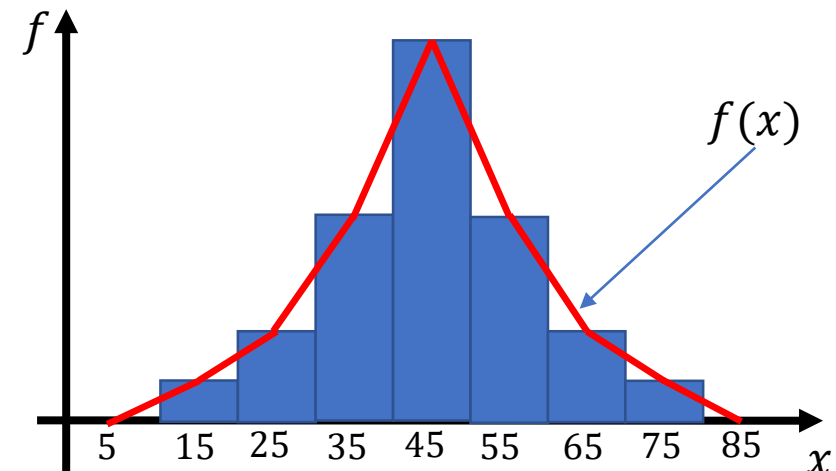
Introduzione alla elaborazione statistica delle precipitazioni.

Risulta evidente, che se ai fini progettuali viene richiesto un tempo di ritorno di 200 anni, dovremmo individuare che valore X_T gli corrisponde, e quindi dimensionare l'opera di conseguenza. Le serie storiche in nostro possesso sono però limitate nel tempo e non permettono di definire tempi di ritorno così grandi considerando semplicemente il campione di osservazioni registrate. E' necessario ricorrere allora ad approcci statistici-probabilistici, in modo da estendere la rappresentanza del campione di dati in nostro possesso ad orizzonti temporali superiori.

Dato un campione, ipotizziamo di volerne analizzare la distribuzione di frequenza. Si veda ad esempio la tabella, con 26 osservazioni suddivisibili in classi, per cui ad esempio 5 osservazioni hanno un valore nell'intervallo 30-40, e così via.

Con r_i abbiamo definito il rappresentante della classe, riportato poi nel grafico in ascissa.

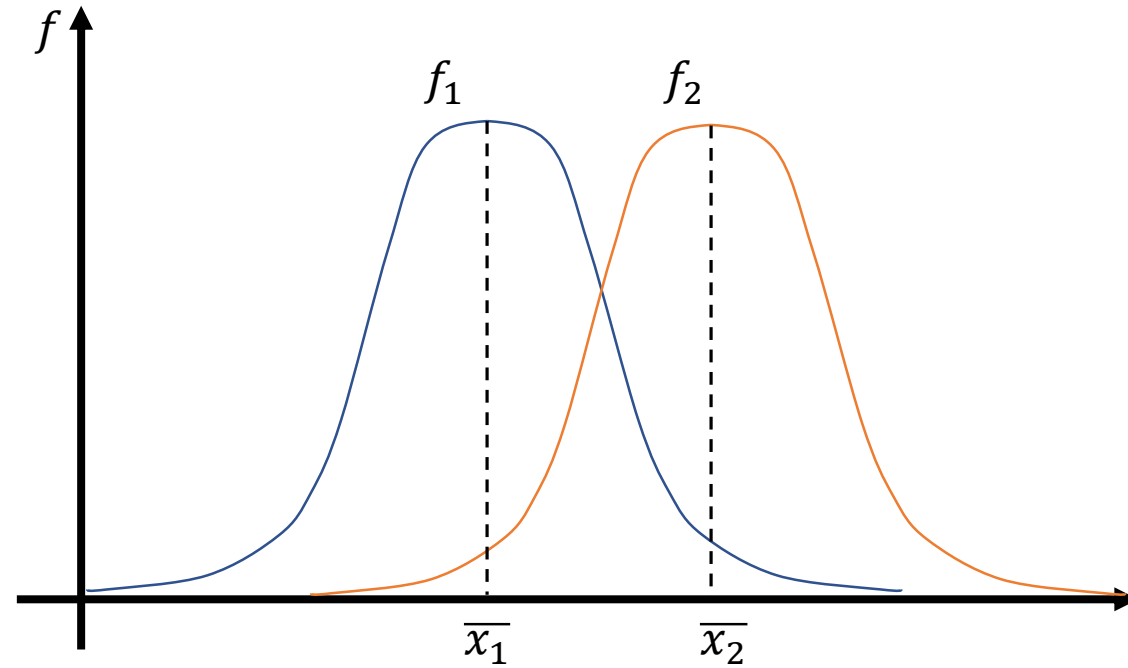
Classi i	x_i	r_i	f_i	f_i/N
1	0	10	5	0,00
2	10	20	15	1,04
3	20	30	25	2,08
4	30	40	35	5,19
5	40	50	45	10,38
6	50	60	55	5,19
7	60	70	65	2,08
8	70	80	75	1,04
9	80	90	85	0,00
		N=	26	1,00



In particolare, la frequenza relativa (normalizzata sul numero di osservazioni), f_i/N , definisce la probabilità che una data osservazione possa trovarsi in un intervallo, $P(x_{i-1} < x < x_i)$. A partire dalle frequenze, possiamo definire una curva continua $f(x)$ di distribuzione delle frequenze.

Data una distribuzione di frequenza, la media rappresenta un parametro statistico di posizionamento della distribuzione. Nel caso di suddivisioni per classi la media è ponderale

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^{n \text{ classi}} r_i f_i}{N} = \frac{\sum_{i=1}^{n \text{ classi}} r_i f_i}{\sum_{i=1}^{n \text{ classi}} f_i}$$



Mentre la media per N osservazioni non divise per classi

$$\bar{x} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N x_i$$

La media è un parametro statistico del primo ordine per la caratterizzazione della funzione di distribuzione

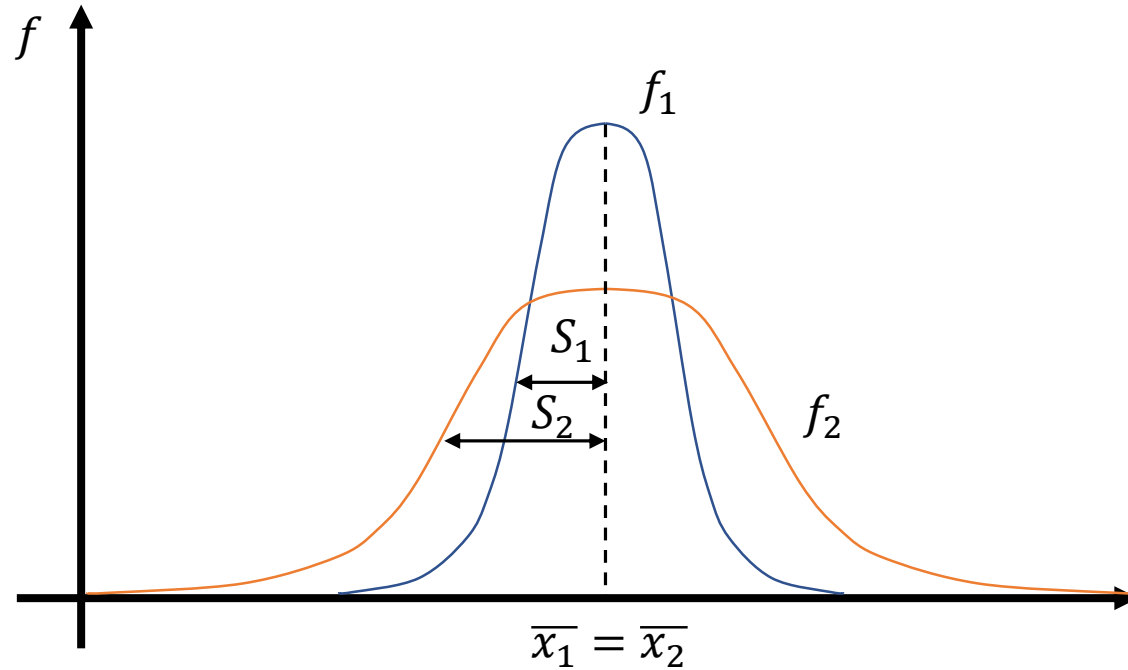
La deviazione standard S (il cui quadrato è la varianza) è invece una statistica del secondo ordine che rappresenta un parametro di forma della distribuzione. Individua lo scostamento rispetto al valore medio ed è indicativo della dispersione delle osservazioni rispetto alla media. Se il campione è suddivisibile in classi:

$$S^2 = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^{n \text{ classi}} f_i (r_i - \bar{x})^2$$

Per N osservazioni non divise per classi

$$S^2 = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (x_i - \bar{x})^2$$

Esistono altri parametri del primo ordine per la caratterizzazione delle distribuzioni, ad esempio la moda o la mediana, come anche parametri di ordine superiore al due, ad esempio l'asimmetria.

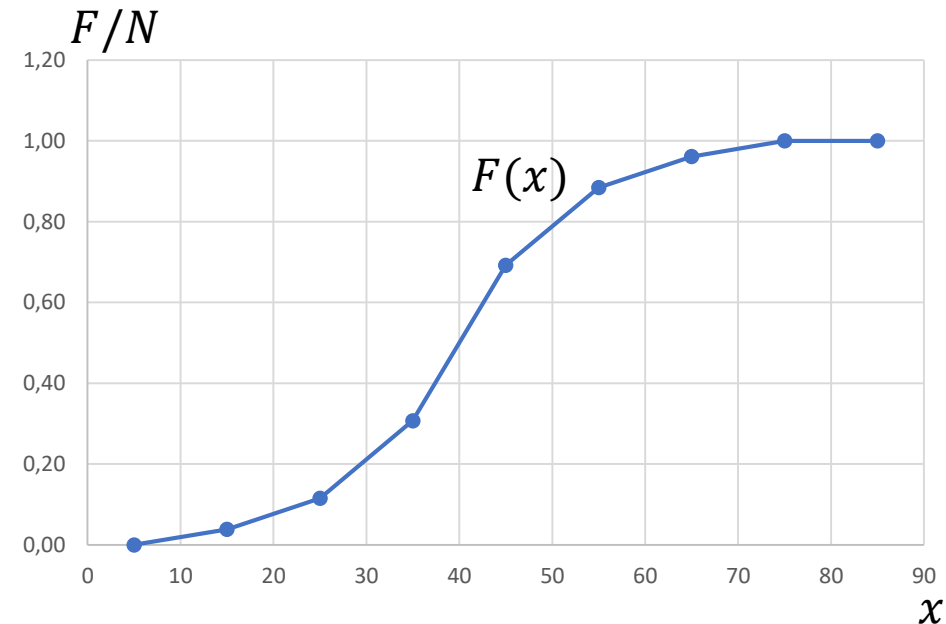


Sempre riferendosi alla tabella, la funzione di distribuzione cumulata F si definisce come

$$F_i = \sum_{k=1}^i f_k$$

La frequenza della classe i , più tutte quelle che la precedono

Classi i	x_i	r_i	f_i	f_i/N	F_i	F_i/N
1	0	10	5	0,00	0	0,00
2	10	20	15	1	0,04	0,04
3	20	30	25	2	0,08	0,12
4	30	40	35	5	0,19	0,31
5	40	50	45	10	0,38	0,69
6	50	60	55	5	0,19	0,88
7	60	70	65	2	0,08	0,96
8	70	80	75	1	0,04	1,00
9	80	90	85	0	0,00	1,00
		N=	26	1,00		



Se f/N è la probabilità di accadimento in un intervallo, F/N è la probabilità che un evento non venga superato. Che probabilità c'è che una osservazione sia inferiore a $x=40$? Il 31%. Quindi $F(X_T) = P(x < x_T)$

La distribuzione cumulata F è l'integrale della funzione di distribuzione f , ovvero f è la derivata di F .

Nell'esempio precedente abbiamo costruito la nostra funzione f e F in modo empirico a partire dai dati del campione, se conoscessimo esattamente l'intera popolazione della nostra variabile x potremmo definire in modo perfetto e continuo sia f che F , e quindi i parametri statistici ad esempio di media e varianza dell'intera popolazione sarebbero:

$$\mu = \int_{-\infty}^{+\infty} xf(x)dx \qquad \sigma^2 = \int_{-\infty}^{+\infty} (x - \mu)^2 f(x)dx$$

Però le nostre informazioni sono limitate al solo campione di osservazioni a nostra disposizione, come fare a speculare sul comportamento dell'intera popolazione? Si procede per inferenza statistica, ovvero si suppone che il nostro campione sia ben rappresentativo della popolazione, quindi la media del campione \bar{x} e la deviazione standard S si discostano di poco dai valori della popolazione μ e σ . Rimane però incognita $f(x)$ che descrive la distribuzione di frequenza della popolazione. Ci sono delle funzioni di distribuzione che sono note per essere ben rappresentative con un margine di errore delle distribuzioni di alcuni variabili, distribuzione di Gauss, Log normale etc. . Ricapitolando, si calcolano i parametri statistici del campione, si assume che siano rappresentativi della popolazione, si adotta una funzione di distribuzione nota e la si adatta al caso specifico tramite i parametri statistici calcolati, si specula sull'intera popolazione.

Nota: ci sono poi test di adattamento per verificare se la scelta fatta di f è accettabile entro un certo valore di confidenza che verranno affrontati il prossimo semestre.

Distribuzione di Gumbel

Nell'ambito delle precipitazioni massime, tra le diverse possibili funzioni di distribuzione applicabili, una delle più utilizzate è la funzione di Gumbel, una funzione particolarmente adatta alla rappresentazione degli eventi estremi. La funzione di Gumbel è:

$$f(x) = \frac{1}{\alpha} \exp \left[-\frac{x-u}{\alpha} - \exp \left(-\frac{x-u}{\alpha} \right) \right]$$

Mentre la funzione di distribuzione cumulata associata è:

$$F(x) = \exp \left[-\exp \left(-\frac{x-u}{\alpha} \right) \right]$$

Dove α e u sono i parametri statistici così definiti:

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} S$$

$$u = \bar{x} - 0.5772\alpha$$

Di norma si lavora in termini di 'variabile ridotta' Y :

$$Y = \frac{x - u}{\alpha}$$

Per cui la distribuzione cumulata diventa:

$$F(x) = \exp[-\exp(-Y)]$$

La variabile ridotta Y è funzione lineare di x , se un evento è associato ad un certo tempo di ritorno, quindi x_T , allora avremo associata anche una variabile ridotta Y_T a quel tempo di ritorno

$$Y_T = \frac{x_T - u}{\alpha}$$

Dalla definizione di tempo di ritorno, e da quella di funzione di distribuzione cumulata, valutate in termini di probabilità, possiamo ottenere un'importante relazione che le lega:

$$\frac{1}{T_r} = P(x \geq x_T) = 1 - P(x < x_T) = 1 - F(x_T) \quad \Rightarrow \quad F(x_T) = \frac{T_r - 1}{T_r}$$

Partendo da un campione di x .

Dato un tempo di ritorno T_r , come determinare l'evento associato x_T ?

- 1) Definito T_r calcolo Y_T invertendo la funzione di distribuzione cumulata, e sfruttando la relazione tra F e T_r

$$Y_T = -\ln \left[\ln \frac{1}{F(x_T)} \right] = -\ln \left[\ln \frac{T_r}{T_r - 1} \right]$$

- 2) Calcolo x_T , dalla definizione di variabile ridotta

$$x_T = u + \alpha Y_T$$

Dato un evento x , che tempo di ritorno T_r gli corrisponde?

- 1) Calcolo Y

$$Y = \frac{x - u}{\alpha}$$

- 2) Calcolo $F(x)$

$$F(x) = \exp[-\exp(-Y)]$$

- 3) Trovo T_r

$$T_r = \frac{1}{1 - F(x)}$$

Data una serie storica di precipitazioni orarie, in mm

ANNI	1ora	3ore	6ore	12ore	24ore
1	10,0	20,0	22,0	33,4	43,4
2	25,3	40,8	49,8	70,4	74,4
3	59,0	66,0	67,0	67	67
4	23,0	23,0	28,6	39,6	41
5	37,0	38,0	39,8	39,8	39,8
6	23,2	68,0	90,0	101	104
7	15,8	17,8	19,4	20,2	20,2
8	12,0	22,0	24,4	25,6	29
9	11,7	29,5	47,0	75	94,1
10	28,0	31,2	31,2	43,8	61,2
11	44,0	66,4	82,0	120	134,8
12	28,0	30,0	36,0	52,8	87
13	29,6	29,6	39,2	39,2	50,2
14	24,4	24,6	38,0	44	57
15	21,6	41,2	47,8	47,8	54,4
16	23,8	31,6	49,0	60	73,6
17	23,8	43,2	50,2	54,4	60,6
18	27,0	29,2	29,6	36,8	37,4
19	54,0	68,6	71,2	71,2	71,2
20	19,8	27,0	29,2	39,6	68,6
21	31,4	39,6	39,8	42,2	57,2
22	56,0	71,8	75,0	79,6	82,8
23	23,0	32,2	36,4	37,4	50,2
24	25,6	31,0	36,2	50,4	52,6
25	24,6	28,4	36,6	38,6	53,8
26	12,0	21,8	29,2	37,8	55,4
27	38,4	40,2	41,4	44,8	48,6
28	26,4	27,6	41,2	42,4	42,4
....

Ne calcolo i parametri statistici

	1ora	3ore	6ore	12ore	24ore
MEDIA	29,97	40,31	47,81	56,09	65,72
S²	154,11	305,08	420,70	505,54	570,51
S	12,41	17,47	20,51	22,48	23,89
α	9,679	13,619	15,992	17,531	18,623
u	24,385	32,451	38,581	45,974	54,969

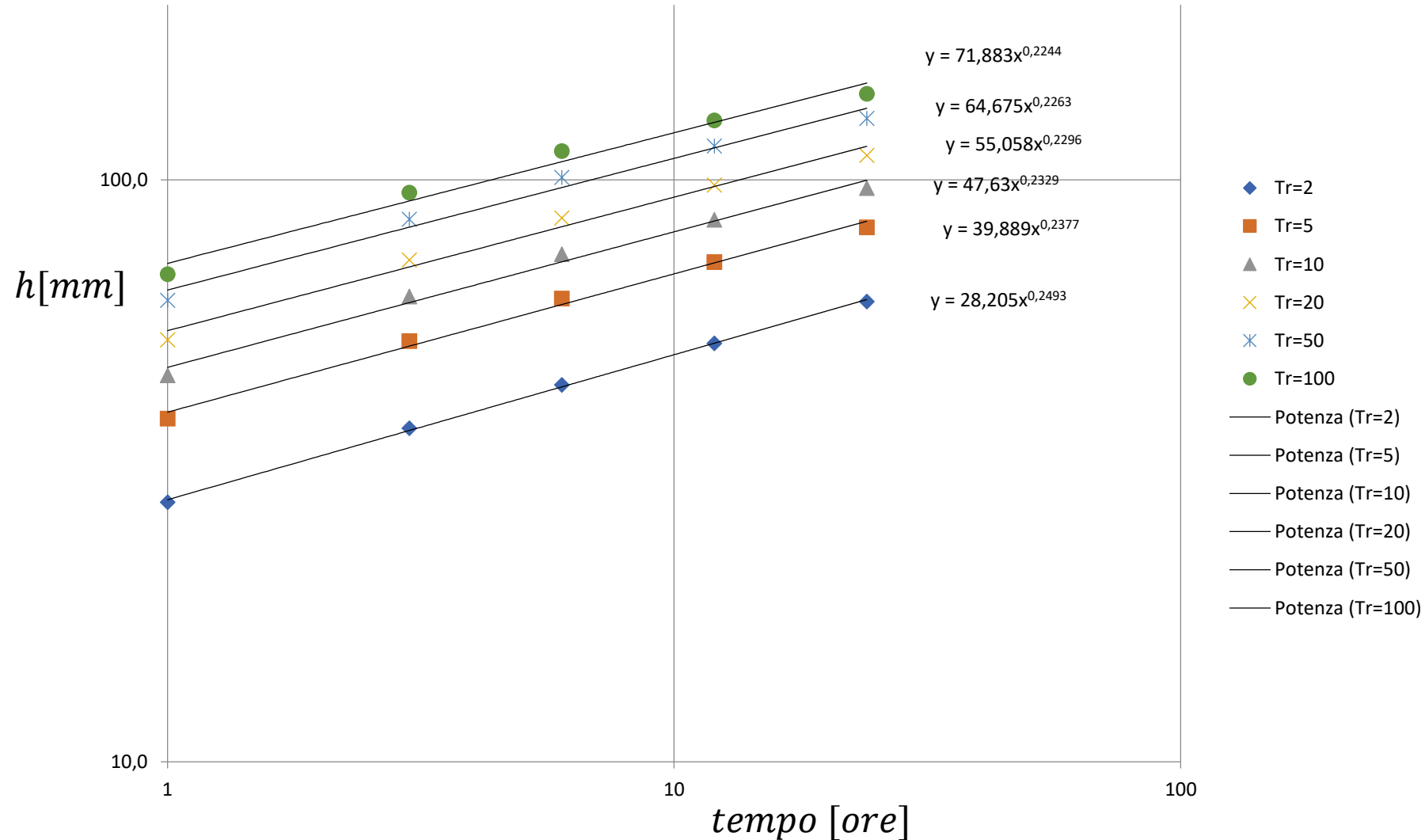
Determino la variabile ridotta Y_T a vari tempi di ritorno

Tr	Y_T
2	0,3665
5	1,4999
10	2,2504
20	2,9702
50	3,9019
100	4,6001

Per ogni serie oraria, da Y_T ricavo x_T , ovvero l'altezza di precipitazione h , in relazione al T_r

Da T_r a x_T	1ora	3ore	6ore	12ore	24ore
2	27,9	37,4	44,4	52,4	61,8
5	38,9	52,9	62,6	72,3	82,9
10	46,2	63,1	74,6	85,4	96,9
20	53,1	72,9	86,1	98,0	110,3
50	62,2	85,6	101,0	114,4	127,6
100	68,9	95,1	112,1	126,6	140,6

Per ogni tempo di ritorno, mettendo in grafico log-log, i tempi con le altezze determinate, posso ricavare le mie curve di possibilità pluviometrica



Metodo cinematico

Il metodo cinematico o del ritardo di corrivazione è un metodo di trasformazione di afflussi – deflussi applicabile a bacini limitati, che vengono schematizzati come impermeabili e caratterizzati quindi da soli deflussi superficiali.

E' legato alle caratteristiche geometriche e naturali del bacino ed alla durata dell'evento meteorologico e si considera che l'intensità di precipitazione sia uniformemente distribuita sul bacino. Il modello rappresenta il bacino come un insieme di canali indipendenti che contribuiscono alla portata alla sezione che sottende il bacino. Si assume quanto segue:

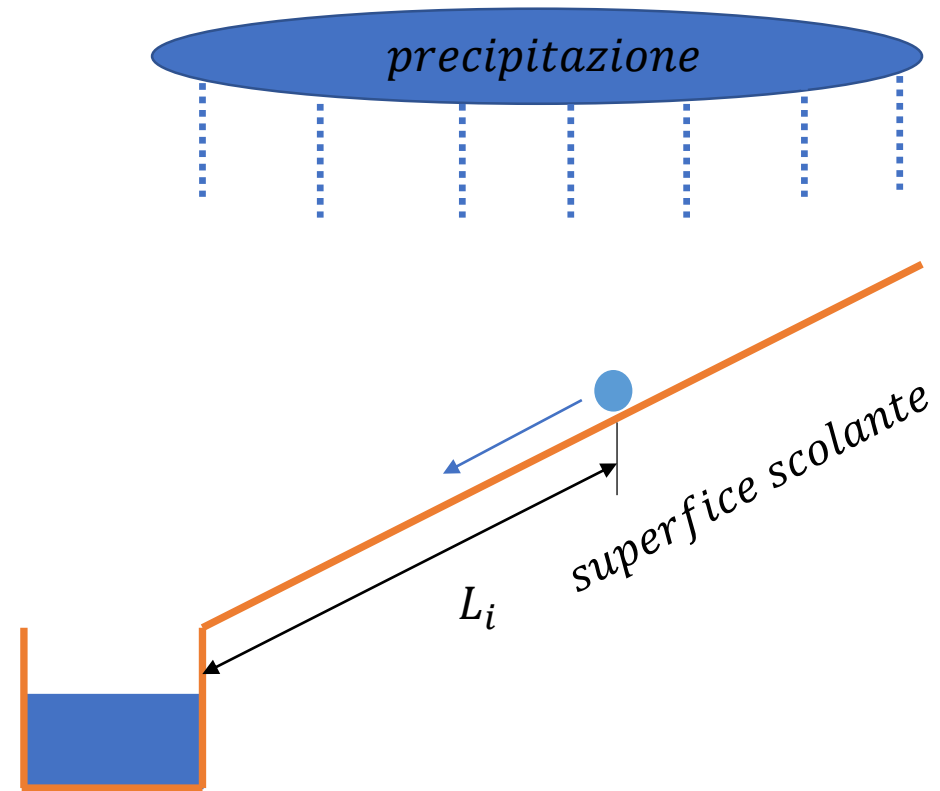
- gocce di pioggia cadute contemporaneamente in punti diversi del bacino impiegano tempi diversi per arrivare alla sezione di chiusura
- Il tempo impiegato dalla particella per raggiungere la sezione di chiusura è detto tempo di corrivazione, questo tempo è caratteristico per ogni singolo punto del bacino e si considera fisso e non variabile nel tempo.
- Il contributo di ogni singolo punto alla portata di piena è direttamente proporzionale alla pioggia caduta nel punto.
- Le gocce non interagiscono tra loro e non si influenzano.

Definiamo tempo di corrivazione del bacino τ_c il tempo necessario affinché anche la particella caduta nel punto più lontano del bacino contribuisca alla portata alla sezione di chiusura.

Consideriamo il problema semplificato a destra, di una superficie scolante (per unità di larghezza) su cui insiste una precipitazione ad intensità costante.

Se sulla superficie S precipita h , il volume precipitato è Sh , di questo solo una frazione contribuisce allo scorrimento superficiale, dato ϕ un coefficiente di deflusso:

$$\phi Sh \quad \text{con} \quad 0 \leq \phi \leq 1$$



La particella che cade ad una distanza L_i dalla sezione impiegherà, per le assunzioni del modello un tempo fisso t_i per raggiungere la sezione di controllo, dall'istante $t=0$ di inizio precipitazione all'istante t_i , contribuirà alla portata Q la parte di superficie con tempo di corrivazione minore o uguale a t_i , $S(t_i)$.

La portata Q alla sezione cresce in modo lineare in funzione della superficie che contribuisce alla portata. Cresce fino ad un valore massimo, per poi decrescere linearmente nella fase di esaurimento.

Il comportamento dell'onda di piena e del suo picco è legato al confronto tra il tempo τ della precipitazione con il tempo di corrivazione del bacino τ_c , si avranno pertanto tre casi:

$$\text{caso 1} \quad \tau < \tau_c$$

$$\text{caso 2} \quad \tau = \tau_c$$

$$\text{caso 3} \quad \tau > \tau_c$$

Consideriamo inizialmente il caso di $h = \text{costante}$, avere tempi di precipitazione diversa con la stessa h significa imporre delle intensità J crescenti al ridursi del tempo di precipitazione e quindi un tasso di crescita maggiore per la portata nel caso 1 rispetto al caso 2 e 3.

CASO 1: la portata cresce con l'aumentare della superficie che contribuisce alla portata, fino alla durata della precipitazione τ . A questo tempo la precipitazione si interrompe e solo una frazione della superficie ha contribuito alla portata, la portata rimane costante fino al tempo di corrivazione totale della superficie, tramite il contributo delle particelle cadute nelle zone più lontane della superficie, prima della fine della precipitazione, queste compensano i tratti più vicini alla sezione che non stanno più contribuendo alla portata. Quindi la portata decresce linearmente fino a zero, quando la particella precipitata al tempo τ , all'estremità della superficie, raggiunge la sezione in un tempo $\tau + \tau_c$.

CASO 2: la portata cresce fino a τ_c , in cui tutta la superficie S inizia a contribuire alla portata, quindi alla fine della precipitazione decresce linearmente per raggiungere un valore nullo a $2\tau_c$.

CASO 3: la durata della precipitazione è superiore al tempo di corrivazione. Ad una durata di precipitazione pari a τ_c , tutta la superficie contribuisce e la portata non può aumentare oltre.

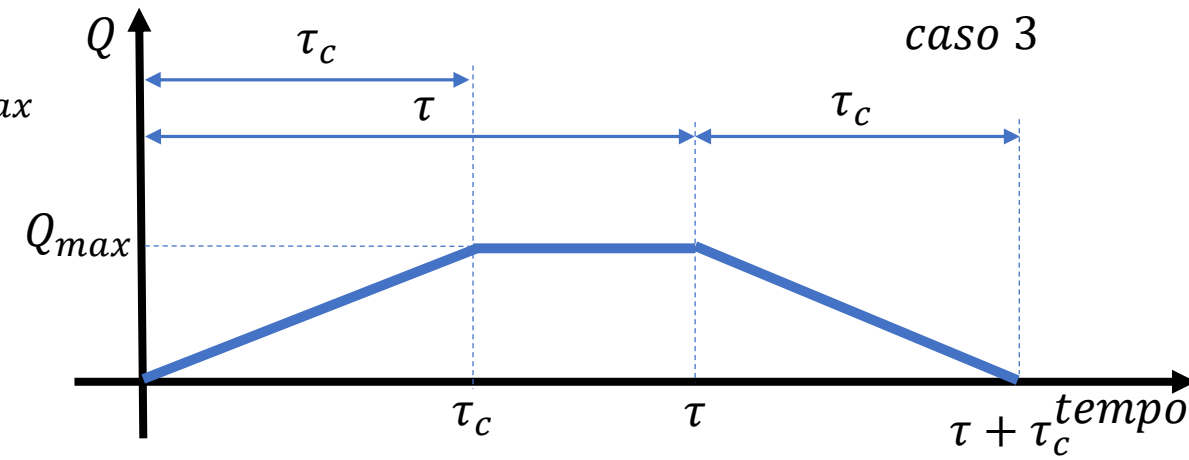
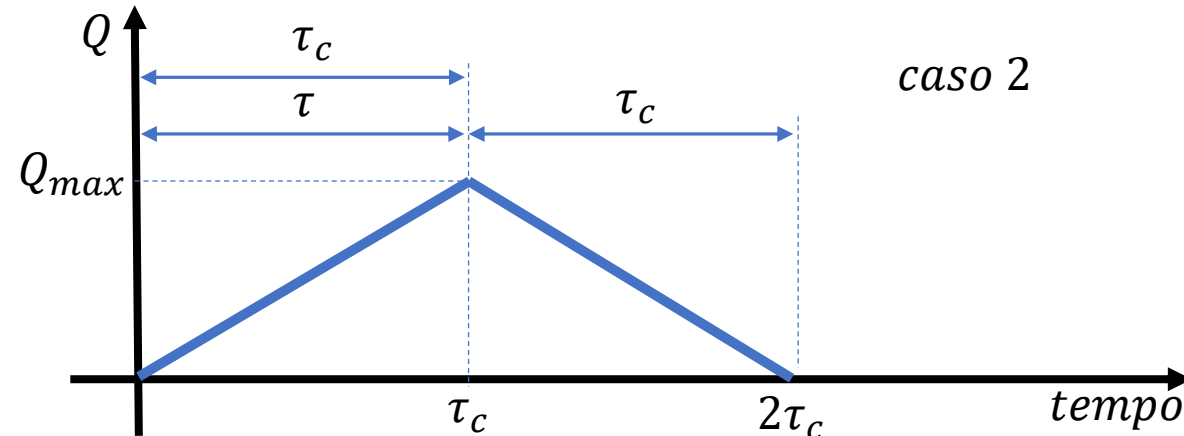
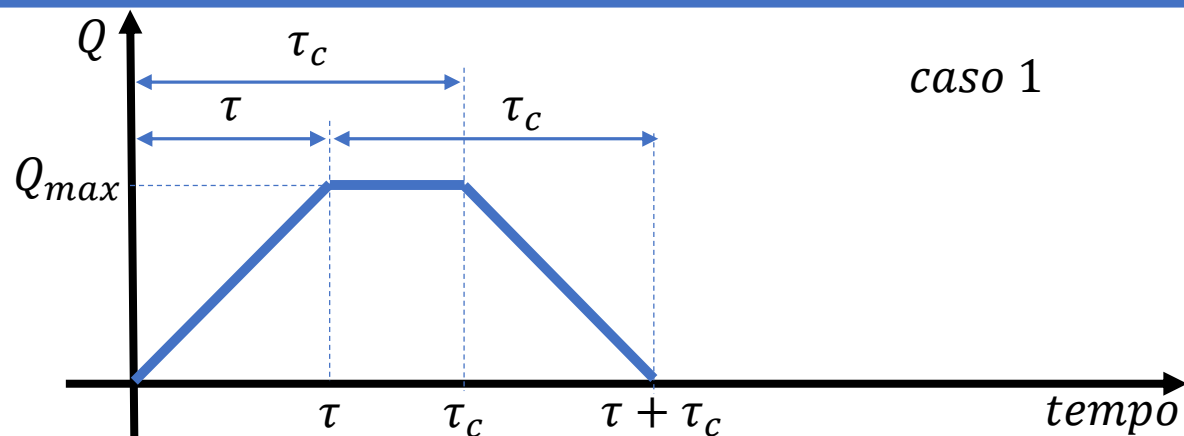
Si mantiene costante fino a τ , quindi decresce linearmente per terminare a $\tau + \tau_c$ quando l'ultima particella è arrivata alla sezione. Per i tre casi si ottengono dei diagrammi di piena a forma trapezia e triangolare.

Il volume precipitato che scorre superficialmente dovrà eguagliare l'integrale nel tempo della portata, per il caso 1 avremo:

$$\varphi Sh = \frac{1}{2} [(\tau_c - \tau) + (\tau_c + \tau)] Q_{max}$$

Da cui

$$Q_{max} = \frac{\varphi Sh}{\tau_c}$$



Procedendo in modo analogo per gli altri due casi

$$\text{caso 2} \quad Q_{max} = \frac{\varphi Sh}{\tau_c}$$

$$\text{caso 3} \quad Q_{max} = \frac{\varphi Sh}{\tau}$$

Si osserva, in considerazione dei tempi al denominatore, che la portata maggiore si ottiene per il caso 1 e per il caso 2 quindi per tempi di precipitazione inferiori o uguali al tempo di corrivazione.

Se ora consideriamo la curve di possibilità pluviometrica:

$$h = a \tau^n$$

Si osserva la dipendenza di h dalla durata di pioggia τ . Dire allora che h è costante per due durate diverse di pioggia, significa che stiamo considerando due curve di possibilità pluviometrica diverse, ovvero due tempi di ritorno associati alle curve diversi. In particolare il caso 1 appartiene ad un tempo di ritorno maggiore del caso 2. Pertanto dato un tempo di ritorno, se ne deriva che la portata massima si ottiene per il caso 2, non il caso 1, quindi con una durata di precipitazione uguale al tempo di corrivazione del bacino.

Consideriamo adesso che le tre durate di precipitazione siano ad intensità J costante. In questo caso il tasso di crescita della portata sarà identico per i tre casi, cambiano invece i volumi precipitati, che saranno crescenti muovendoci dal caso 1 al caso 3.

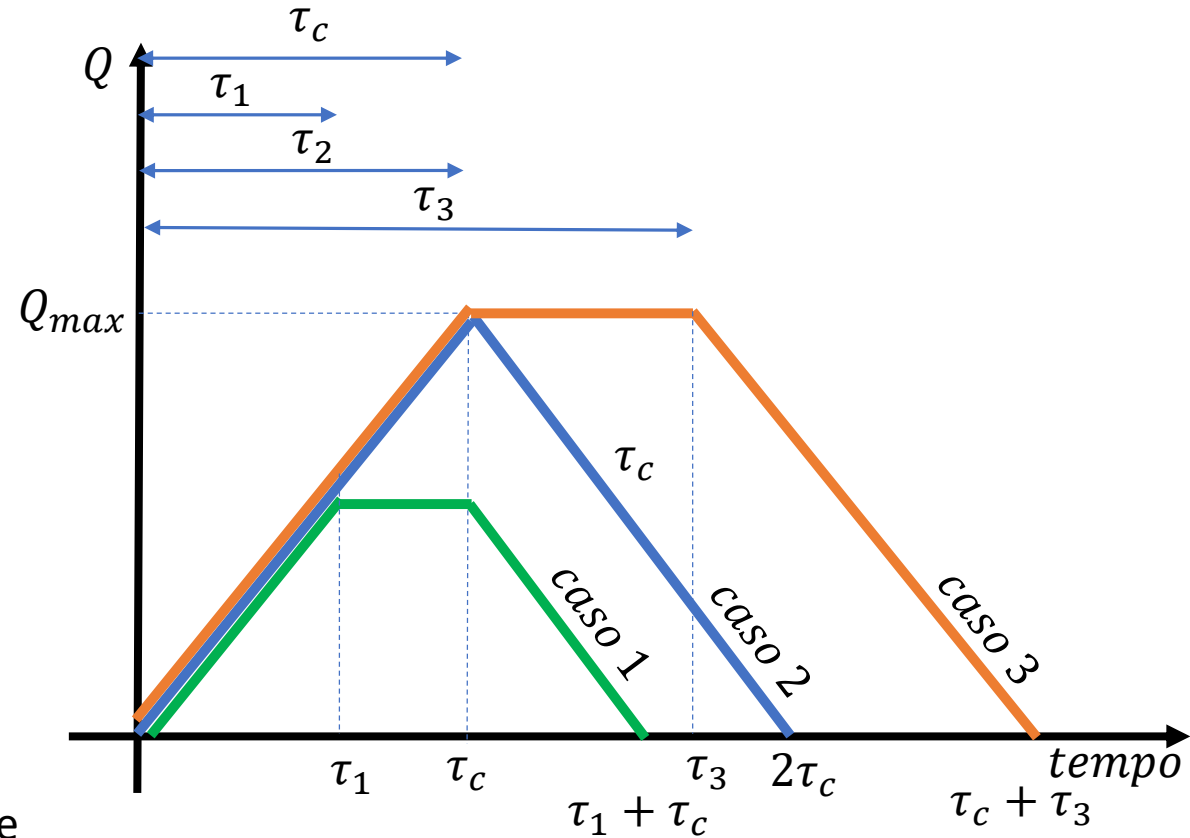
La portata cresce linearmente ed avrà un massimo quando tutta la superficie scolante contribuisce alla generazione della portata, quindi si raggiunge nel caso 2 e nel caso 3:

$$Q_{max} = \varphi JS$$

Per il caso 1 la portata massima raggiunta sarà:

$$Q_{max,1} = \varphi JS'$$

Dove con S' si intende la superficie con tempo di corrivazione τ_1 , quindi inferiore a S .



Anche in questo caso consideriamo la curve di possibilità pluviometrica e quindi l'espressione di J in funzione del tempo:

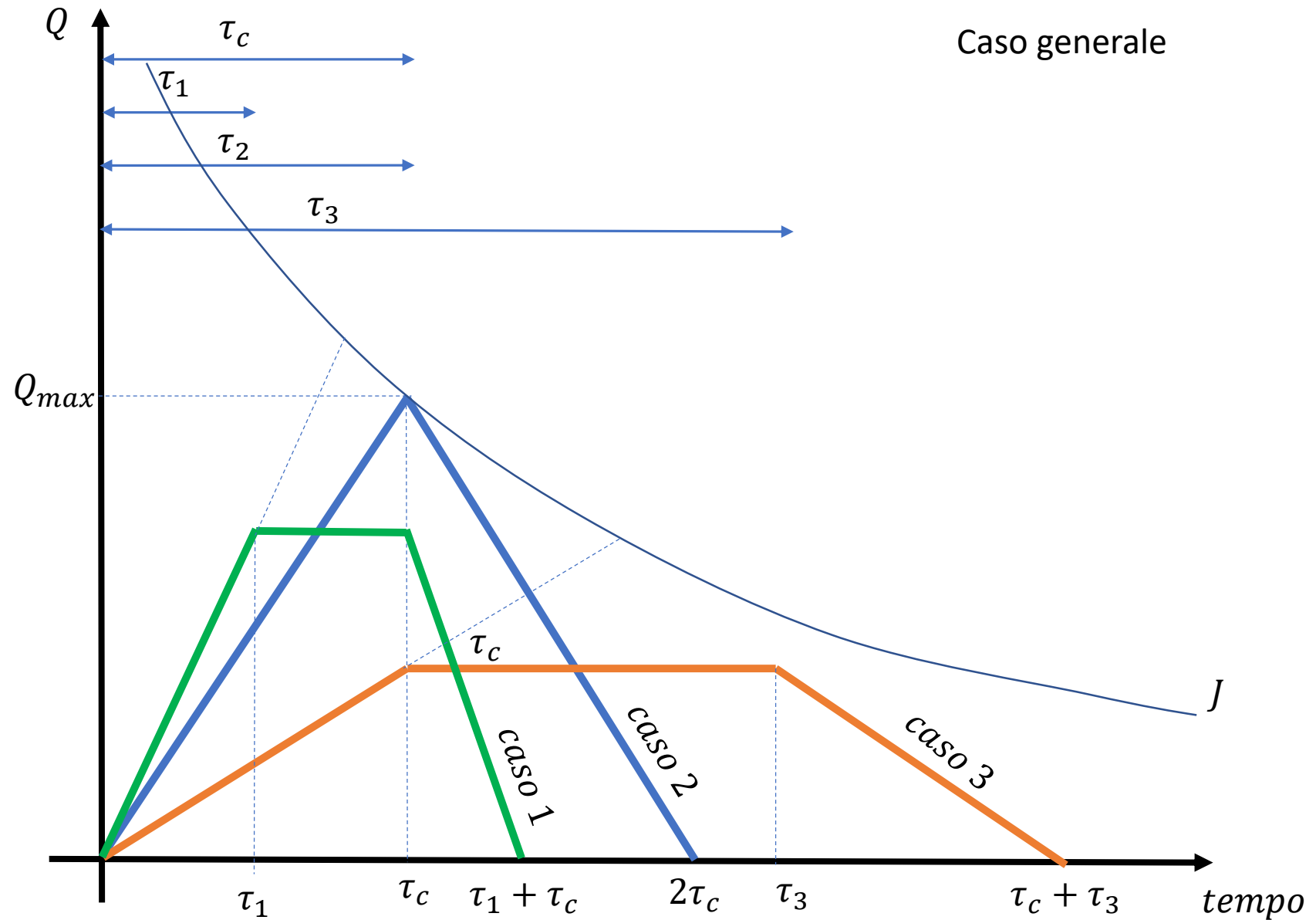
$$h = a \tau^n \quad J = \frac{h}{\tau} = a \tau^{n-1}$$

Si osserva la dipendenza di J dalla durata di pioggia τ . Dire allora che J è costante per due durate diverse di pioggia, significa che stiamo considerando due curve di possibilità pluviometrica diverse, ovvero due tempi di ritorno associati alle curve diversi. In particolare il caso 3 appartiene ad un tempo di ritorno maggiore del caso 2 (si tenga presente che n è minore di 1). Pertanto dato un tempo di ritorno, se ne deriva che la portata massima si ottiene per il caso 2, non il caso 3, quindi con una durata di precipitazione uguale al tempo di corrivazione del bacino.

In conclusione, sia considerando il caso $h=\text{cost}$ che $J=\text{cost}$, si è individuato nel tempo di precipitazione pari al tempo di corrivazione, l'evento critico per la determinazione della portata massima.

$$Q_{critico} = Q_{max} = \varphi S J(\tau_c, T_R)$$

Ricapitolando, determinato S ed il coefficiente di deflusso, fisso TR (o lo definisce la normativa), calcolo per l'area le curve di possibilità pluviometrica in funzione di TR, determino il tempo di corrivazione, verifico che curva è compatibile col tempo di corrivazione (orarie, scrosci ...), considero come durata della precipitazione il tempo di corrivazione e trovo quindi $J(\tau_c, T_R)$, trovo la portata.



In generale il tempo di corrivazione, considerando anche bacini fluviali e bonifiche può essere determinato con formulazioni empiriche:

Turazza $\tau_c = 1,085 \sqrt{S}$

Ventura $\tau_c = 0,315 \sqrt{S}$

$$\tau_c = 0,0053 \sqrt{S/i}$$

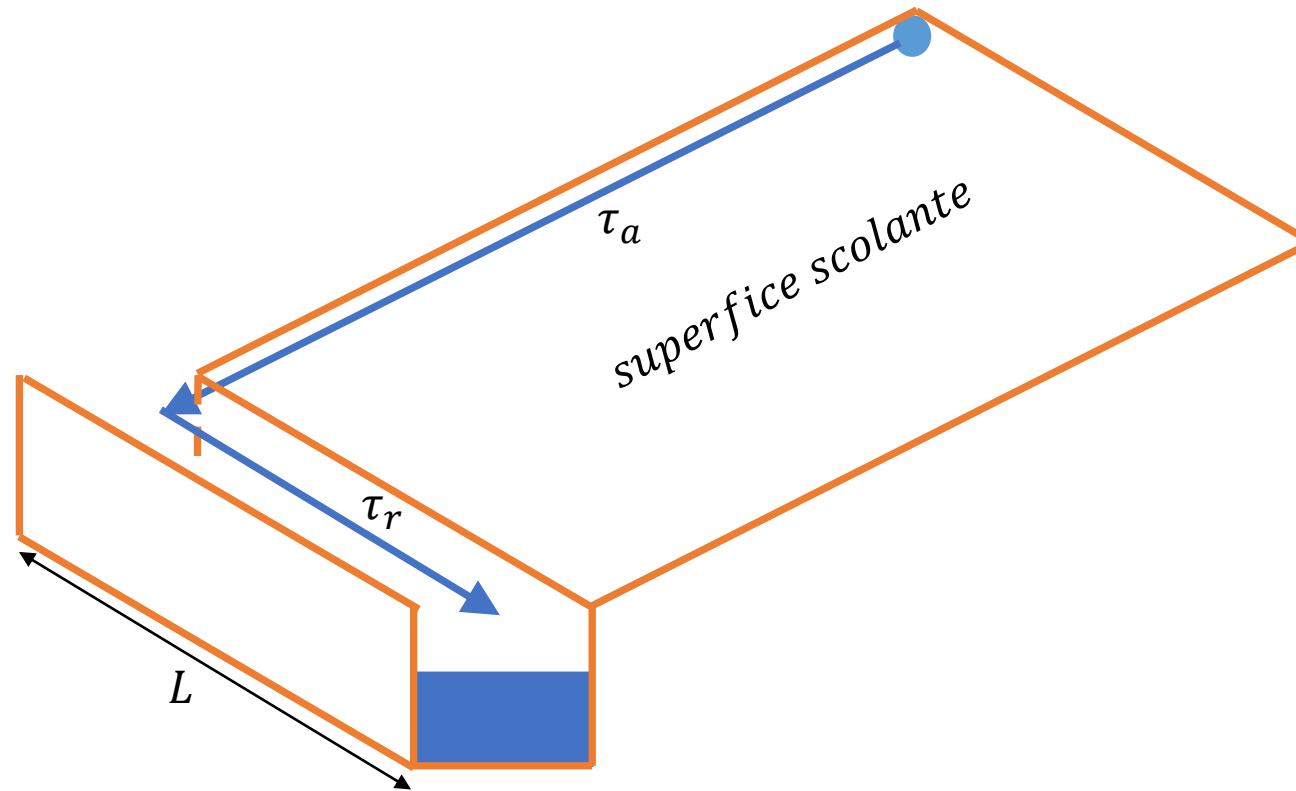
$$\sqrt{i} = \frac{L}{\frac{L_1}{\sqrt{i_1}} + \frac{L_2}{\sqrt{i_2}} + \dots}$$

Pasini $\tau_c = \frac{0,0045}{\sqrt{i}} \sqrt[3]{SL}$

Risulta valido anche considerare in modo generale

$$\tau_c = \frac{L}{V} \quad \text{con } V = 1 - 1,5 \text{ m/s}$$

Con V una velocità caratteristica di scorrimento.



Ritornando al caso urbano e delle fognature per le acque bianche, passando in due dimensioni possiamo vedere il tempo di corrivazione, rispetto ad una sezione di controllo, come la somma di due contributi, uno legato al tempo di accesso alla rete τ_a ed uno di percorrenza nella rete di lunghezza L ovvero τ_r

$$\tau_c = \tau_a + \tau_r$$

Il tempo di accesso in funzione del tipo di terreno varia tra i 5 ed i 15 minuti

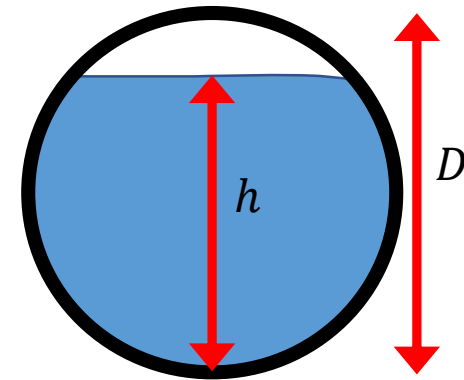
Il tempo di percorrenza nel collettore può invece essere stimato in funzione della sua lunghezza e di una velocità caratteristica di percorrenza V_r , nel caso di N collettori:

$$\tau_c = \tau_a + \tau_r = \tau_a + \sum_{i=1}^N \frac{L_i}{\alpha V_{r,i}}$$

Con α un coefficiente di correzione preso pari a 1,5. Per la velocità di riferimento si considera che nel collettore il moto sia uniforme (si rimanda ad idraulica applicata) con massimo grado di riempimento $h/D=1$.

$$Q_r = k_s A R_h^{\frac{2}{3}} \sqrt{i}$$

$$V_r = Q_r / A$$

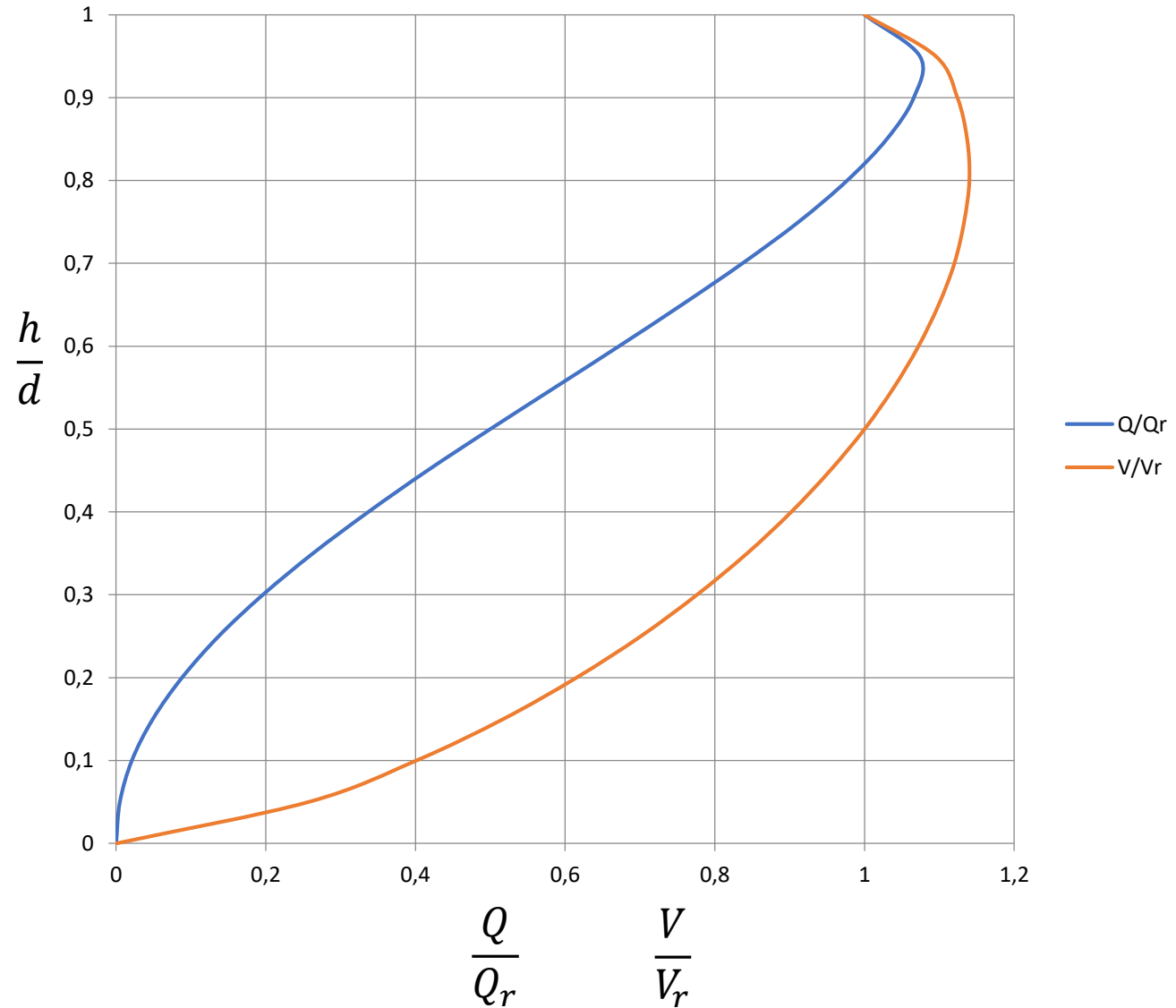


Con k_s il coefficiente di Gaukler Strickler, A l'area, R_h il raggio idraulico ed i la pendenza.

Nella progettazione delle reti fognarie si cerca di progettarle facendo in modo che ci sia un coefficiente di riempimento intorno al 70%. Per facilitare il calcolo, in relazione alla forma della condotta (circolare, ovoidale, etc.), esistono tabelle che mettono in relazione la velocità e la portata a diversi gradi di riempimento, rispetto al caso $h/d=1$, si veda la prossima slide per una condotta circolare.

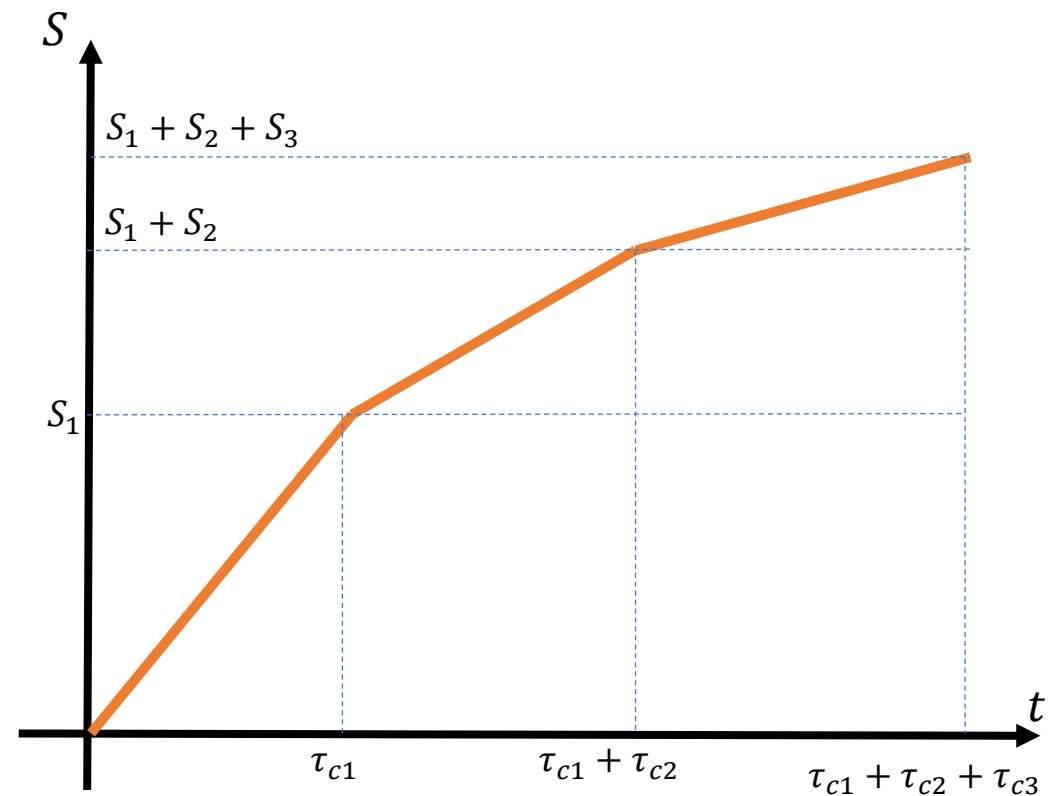
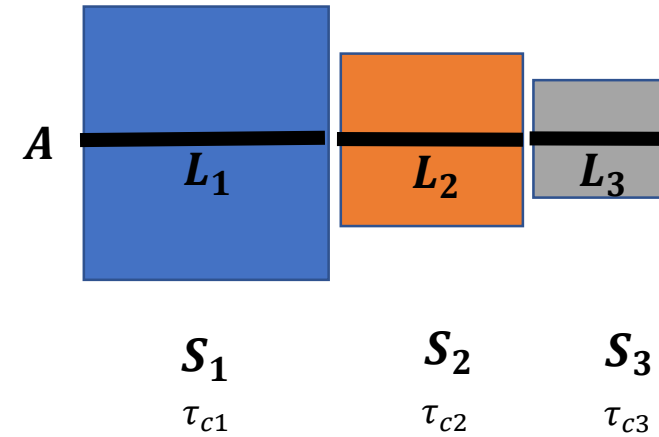
condotta circolare

h/D	v/V_r	Q/Q_r
0	0	0
0,05	0,257	0,005
0,10	0,401	0,021
0,15	0,517	0,049
0,20	0,615	0,088
0,25	0,701	0,137
0,30	0,776	0,196
0,35	0,843	0,263
0,40	0,902	0,337
0,45	0,954	0,416
0,50	1,000	0,500
0,55	1,039	0,586
0,60	1,072	0,672
0,65	1,099	0,756
0,70	1,120	0,837
0,75	1,133	0,912
0,80	1,140	0,977
0,85	1,137	1,030
0,90	1,124	1,066
0,95	1,095	1,074
1,00	1,000	1,000

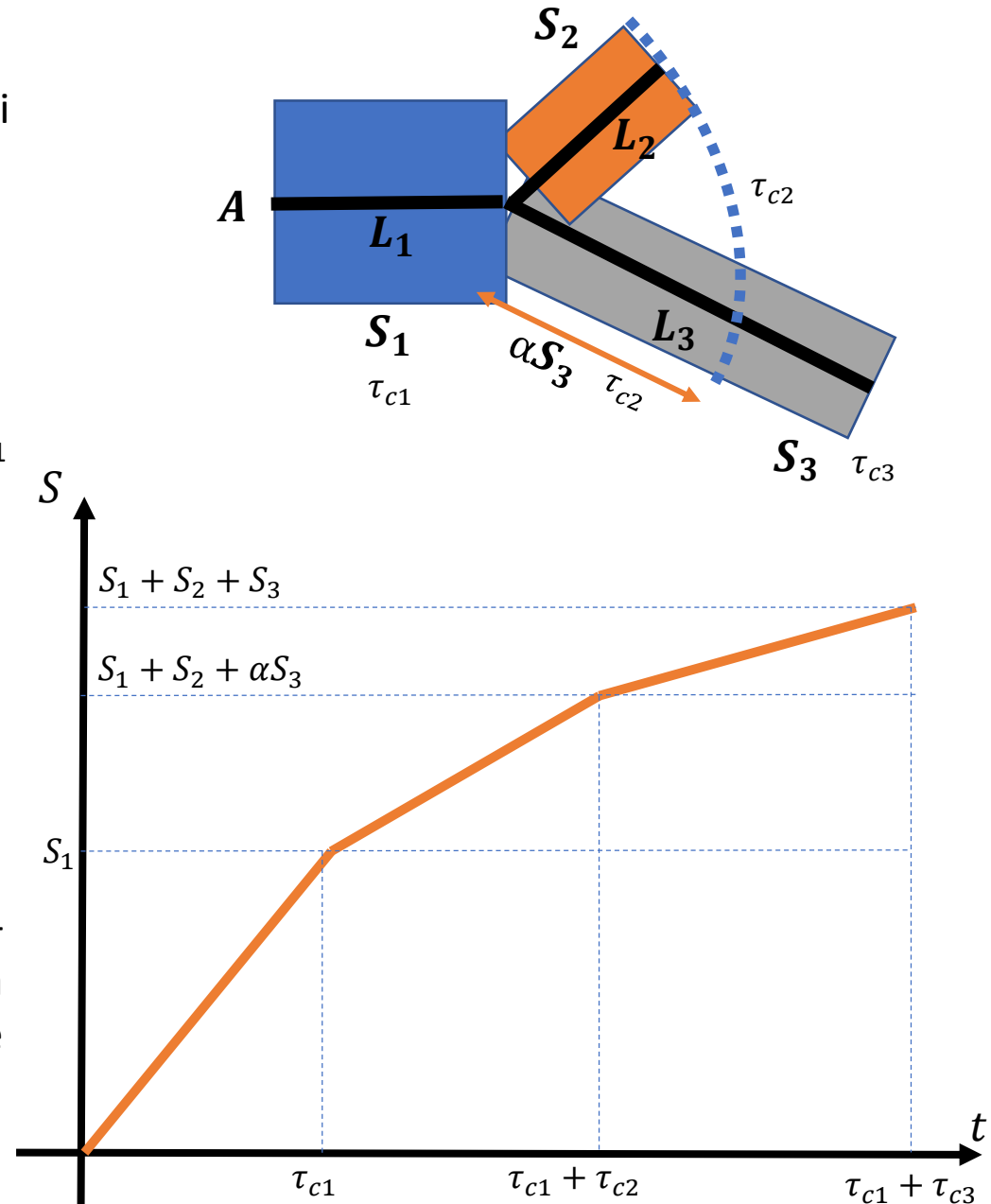


Consideriamo l'esempio a destra con 3 collettori in linea, su ogni collettore di lunghezza L_i insiste un'area scolante S_i semplificata a rettangolare.

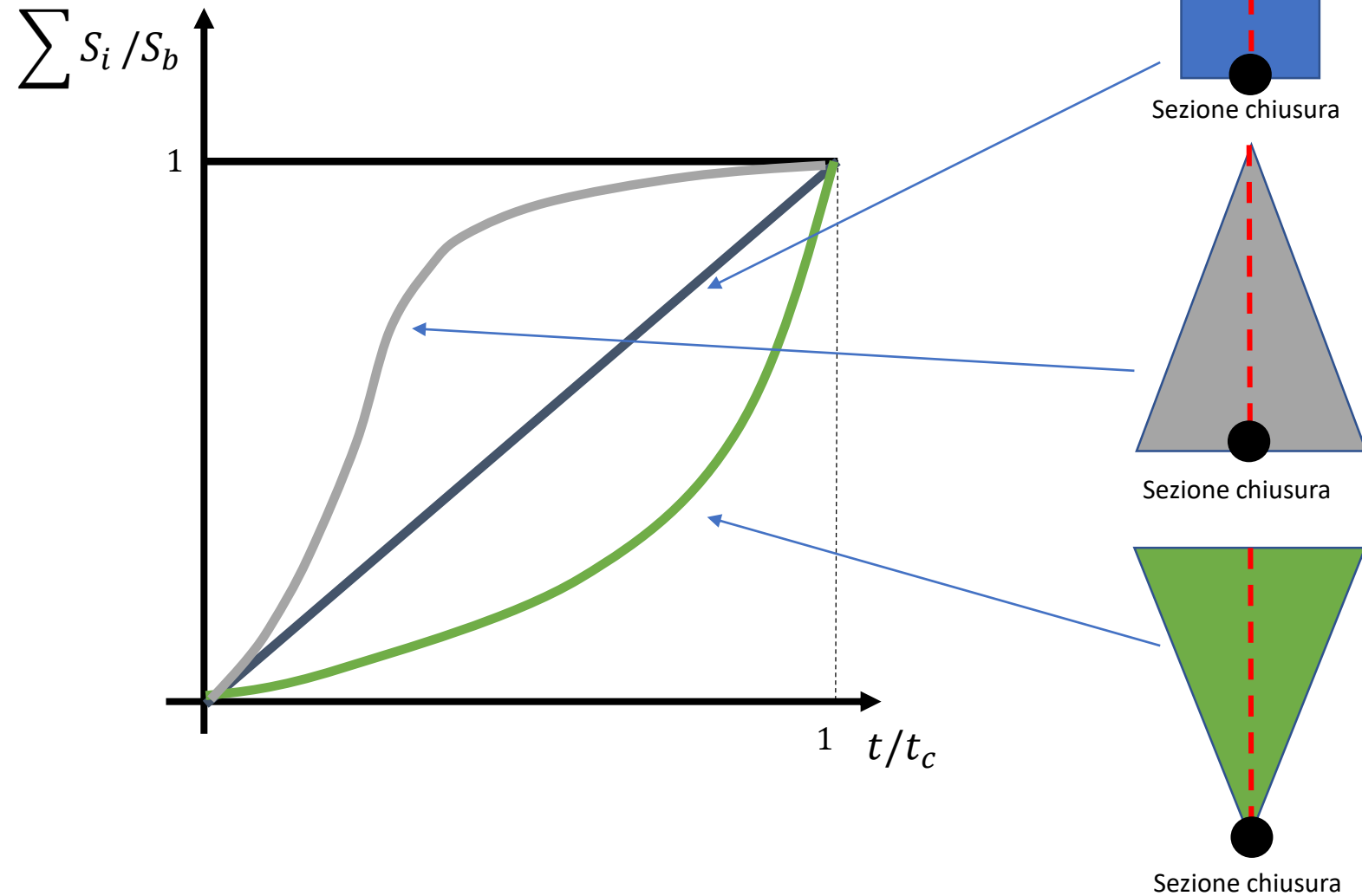
Trascurando il tempo di accesso alla rete e considerando solo il tempo di corrivazione come il tempo di percorrenza del collettore, possiamo definire per ciascun collettore un tempo di corrivazione τ_{ci} . La portata alla sezione di chiusura A dipenderà dalla superficie che partecipa alla portata in funzione del tempo. A τ_{c1} l'intera superficie S_1 contribuisce alla portata, ai tempi successivi inizia a contribuire anche l'area che insiste al collettore 2, che contribuisce interamente al tempo $\tau_{c1} + \tau_{c2}$, infine al tempo $\tau_{c1} + \tau_{c2} + \tau_{c3}$ l'intera area $S_1 + S_2 + S_3$ contribuisce a definire la portata alla sezione di chiusura A.



Consideriamo l'esempio a destra con 3 collettori, questa volta con la presenza di una ramificazione. Trascurando il tempo di accesso alla rete e considerando solo il tempo di corrivazione come il tempo di percorrenza del collettore, possiamo definire anche in questo caso per ciascun collettore un tempo di corrivazione τ_{ci} . La portata alla sezione di chiusura A fino a τ_{c1} si comporta come già visto. Per tempi maggiori inizieranno a contribuire sia una porzione di S_2 che di S_3 . Arrivati a $\tau_{c1} + \tau_{c2}$ Contribuisce tutta S_1 e S_2 ed una parte di S_3 , αS_3 , ovvero quella parte di S_3 con tempo di corrivazione τ_{c2} . Infine al tempo $\tau_{c1} + \tau_{c2} + \tau_{c3}$ l'intera area contribuisce a definire la portata alla sezione di chiusura A. E' facile allora definire delle curve aree-tempi da poter trasformare in portate una volta definita un'intensità costante agente sull'area, ottenendo quindi l'idrogramma di piena come risposta ad un impulso variabile di precipitazione.



Esempi qualitativi per curve aree tempi con geometrie semplificate



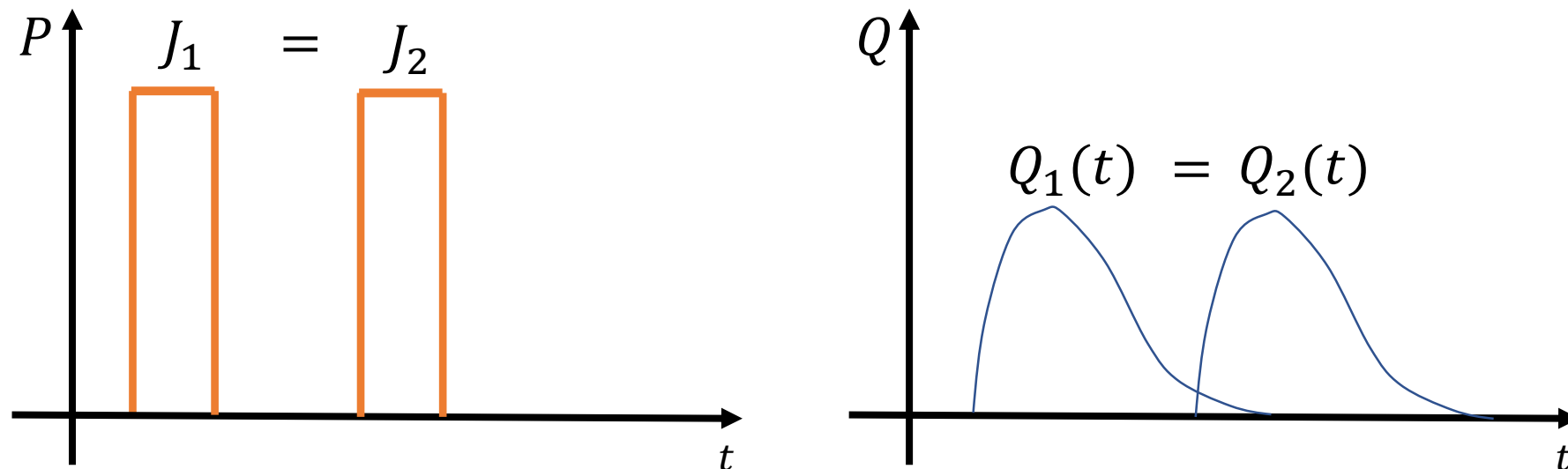
Idrogramma Unitario UH (Unit Hydrograph)

Si assume che il bacino funzioni come un operatore che trasforma le precipitazioni (in termini di intensità definite su frazioni del tempo critico) in portate.

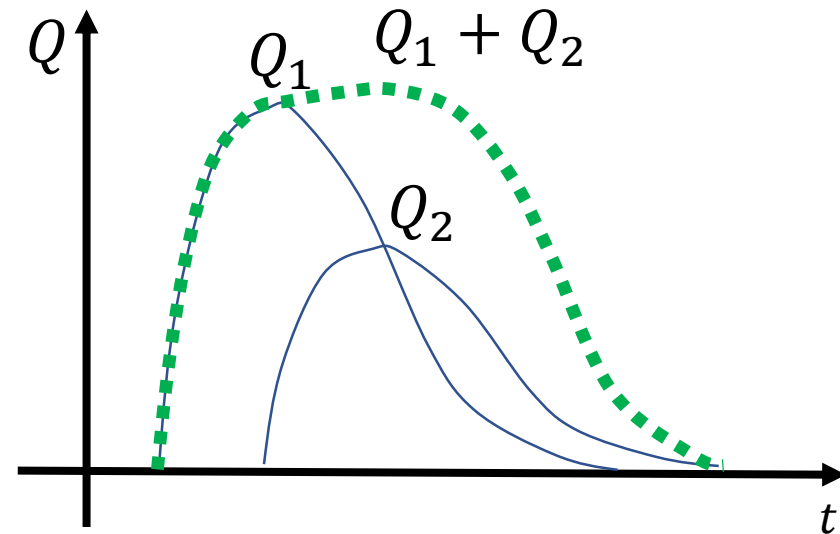
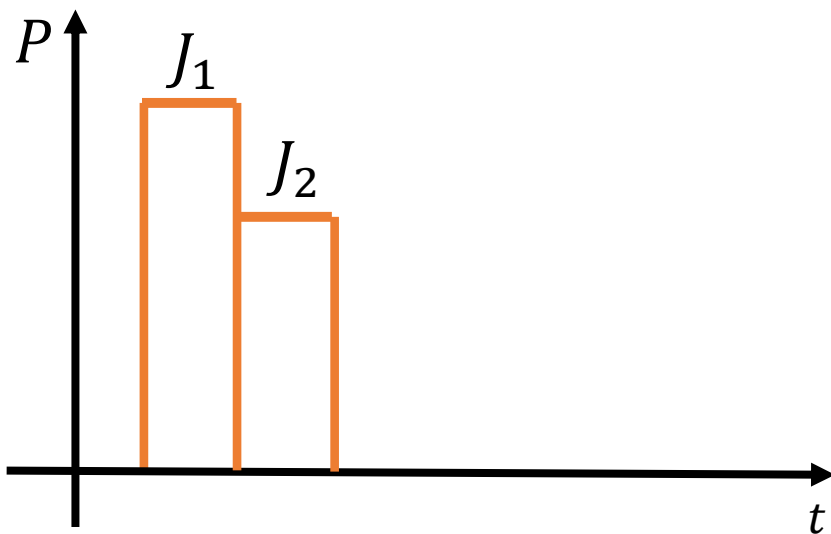
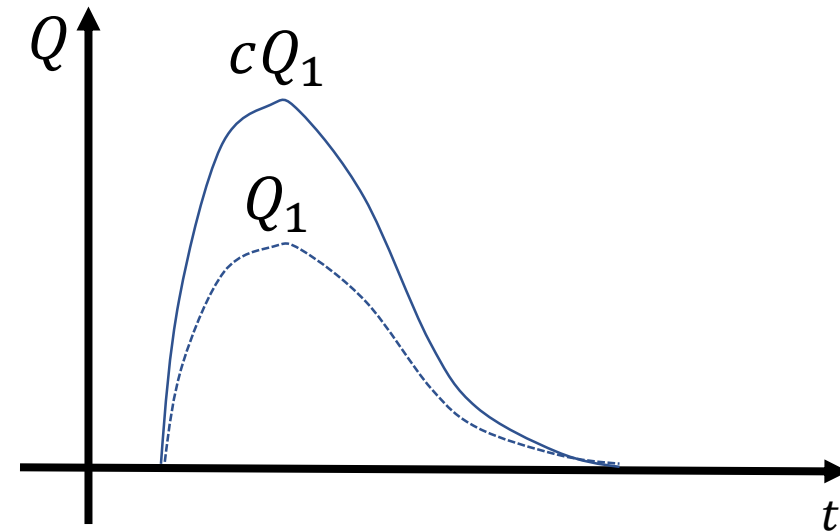
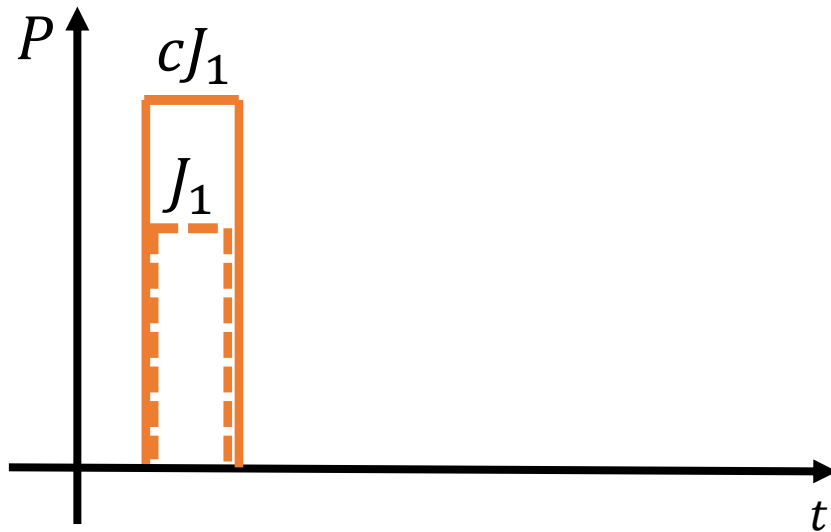


Si ipotizza che l'operatore lavori in termini di elementi unitari, questo porta a definire un idrogramma unitario (UH) che rappresenta un idrogramma del deflusso di pioggia per unità di area del bacino originato da una pioggia di altezza unitaria e assegnata durata τ . Dimensionalmente UH [1/T].

1) Si ipotizza l'operatore stazionario e invariante nel tempo



2) l'operatore è lineare e vale la sovrapposizione degli effetti



Date le assunzioni fatte, qualsiasi precipitazione può essere vista come un insieme di intensità elementari, a cui corrispondono una combinazione di onde elementari che si sovrappongono. L'onda elementare diventa una caratteristica invariante del bacino. Ogni bacino avrà un suo caratteristico UH funzione del tempo caratteristico di campionamento.

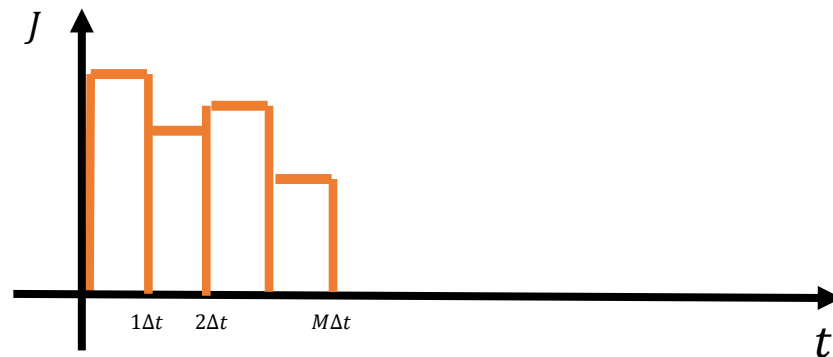
Derivazione dell'idrogramma unitario.

Si lavora a partire da osservazioni di precipitazioni e portate.

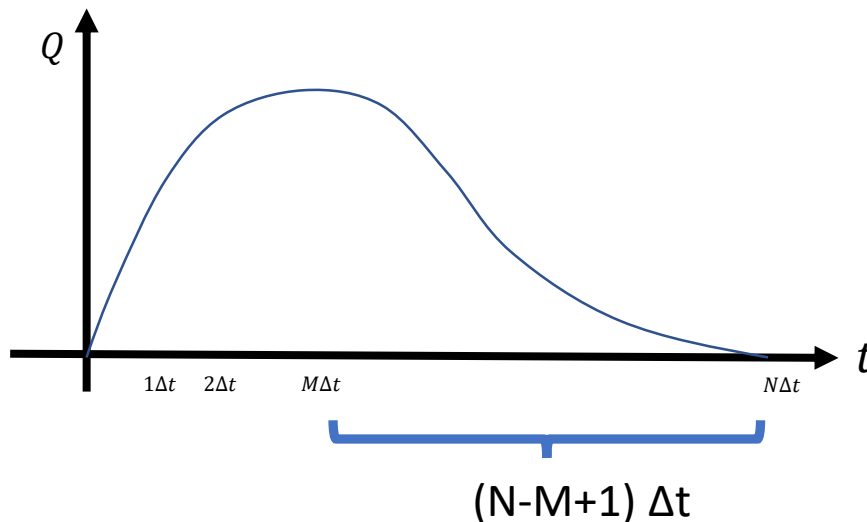
- a) Si prende un evento di precipitazione di durata τ che sia il più possibile uniforme nel bacino e costante nel tempo.
- b) Si considera una quota efficace della precipitazione h , ovvero quella che concorre ai deflussi 'veloci' (scorrimento superficiale e ipodermico, non di esaurimento).
- c) Si misura l'idrogramma di piena prodotto dall'evento senza considerare la componente di base.
- d) Si ricava UH_{τ} tramite $Q(t)/(S_b h)$
- e) Data una precipitazione h' di durata τ , si ricava $Q' = UH_{\tau} h' S_b$

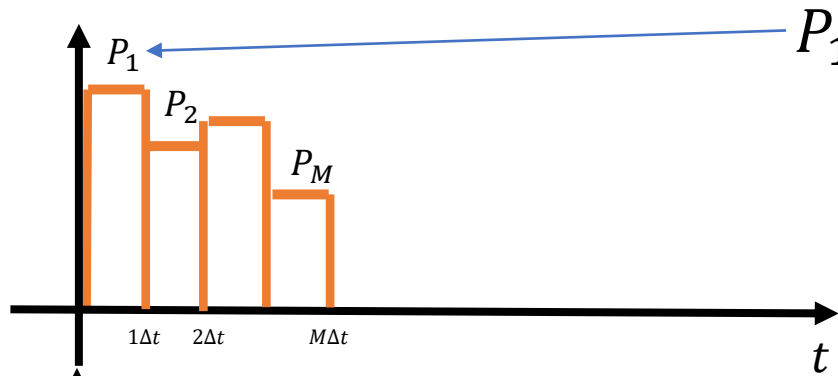
Determinazione dell'onda di piena usando UH

Si considera uno stesso intervallo di tempo Δt come frazione dell'evento di precipitazione ($M\Delta t$) e per l'idrogramma di piena ($N\Delta t$).



Da un confronto dei due grafici, per le ipotesi di linearità e sovrapposizione degli effetti si osserva che la coda dell'idrogramma deve essere legato alla precipitazione J_M da cui si deduce che la lunghezza temporale del UH deve essere di $(N-M+1) \Delta t$





$P_1 = J_1 \Delta t$ Volume precipitato per unità di superficie

Le portate per unità di superficie ai vari istanti delta t

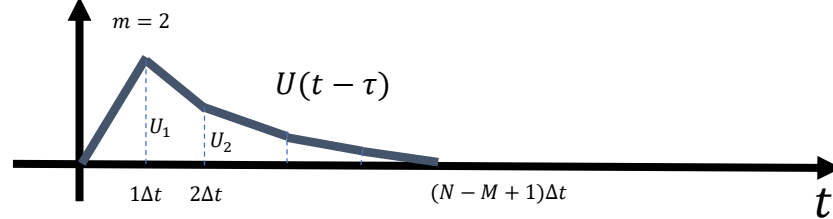
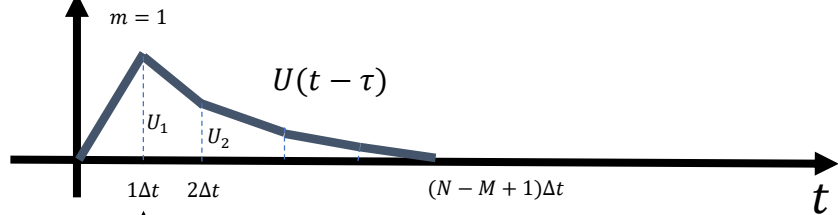
$$q_{n=1} = U_1 P_1$$

$$q_{n=2} = U_2 P_1 + U_1 P_2$$

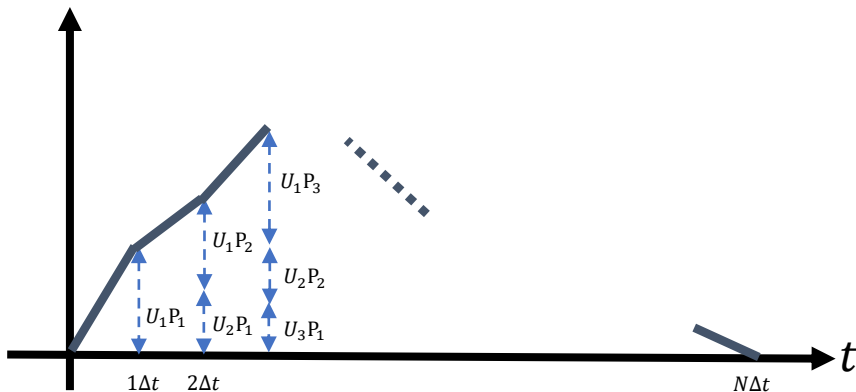
$$q_{n=3} = U_3 P_1 + U_2 P_2 + U_1 P_3$$

In forma generale si ottiene una sommatoria di convoluzione

$$q_n = \sum_{m=1}^{m^*} P_m U_{n-m+1}$$

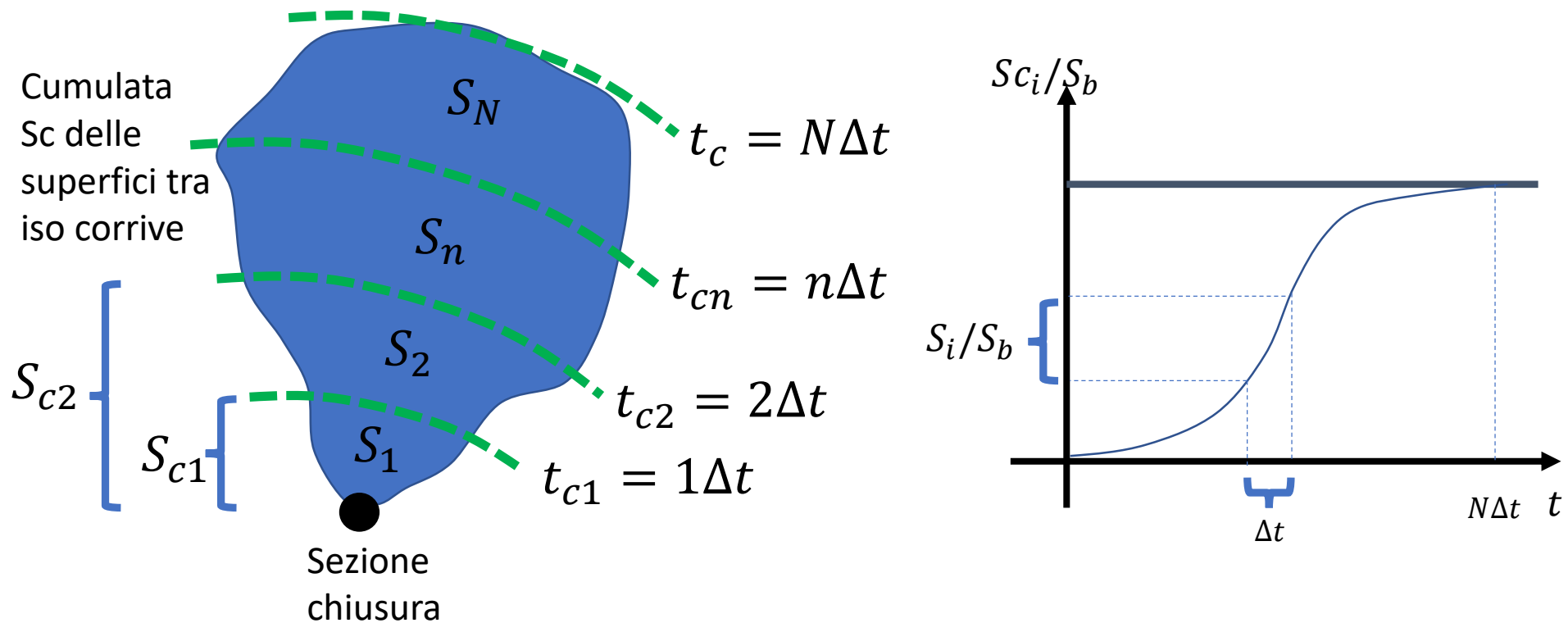


.....



Metodo cinematico in termini di UH

Il grafico aree tempi visto precedentemente per il modello cinematico può essere declinato in termini dell'idrogramma unitario. Considero il tempo di corrivazione del bacino suddiviso in N intervalli temporali e traccio le isocorrive, quindi determino il grafico aree tempi.



S_i rappresenta l'area compresa tra due isocorrive. Considerando una precipitazione h unitaria l'UH del modello è dato da $S_i/(S_b \Delta t)$ che dimensionalmente è T^{-1} .

Per un evento complesso di precipitazione $J_1, J_2 \dots$

$$\begin{aligned} q_{n=1\Delta t} &= \left(J_1 \frac{S_1}{S_b \Delta t} \right) \Delta t \\ q_{n=2\Delta t} &= \left(J_1 \frac{S_2}{S_b \Delta t} + J_2 \frac{S_1}{S_b \Delta t} \right) \Delta t \\ q_{n=3\Delta t} &= \left(J_1 \frac{S_3}{S_b \Delta t} + J_2 \frac{S_2}{S_b \Delta t} + J_3 \frac{S_1}{S_b \Delta t} \right) \Delta t \\ &\dots \\ q_{n=N\Delta t} &= \left(J_1 \frac{S_N}{S_b \Delta t} + \dots + \dots \right) \Delta t \end{aligned}$$

$UH_{\text{cinematico}}$

Metodo dell'invaso o del serbatoio lineare

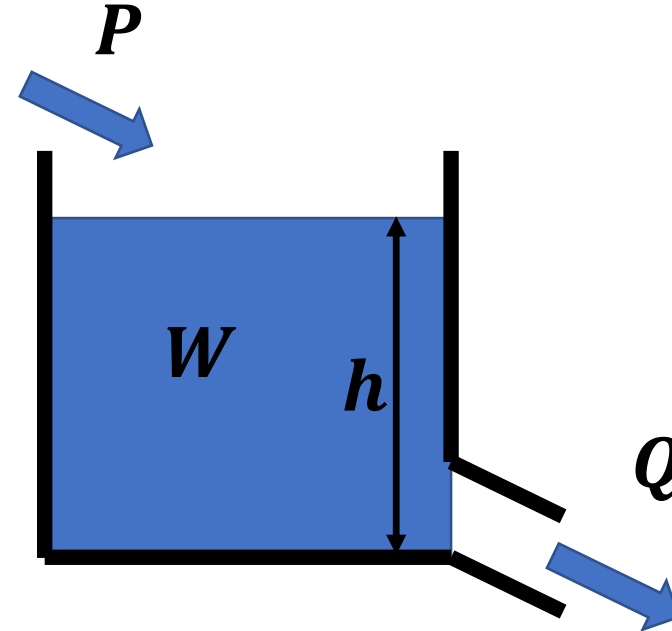
In questo modello il comportamento del bacino è assimilato a quello di un serbatoio. Data P la portata in ingresso al serbatoio (la portata di precipitazione), Q la portata uscente, e W il volume idrico del serbatoio, per la conservazione della massa vale la seguente relazione:

$$P(t) - Q(t) = dW/dt$$

La portata uscente Q è un efflusso da luce di fondo, funzione del battente idraulico h , ed anche il volume W è funzione di h , pertanto possiamo scrivere che $Q=f(W)$.

Il modello si basa sulle seguenti ipotesi:

- 1) La relazione tra Q e W è lineare per cui $W=kQ$
dove k è una costante che dipende dalle caratteristiche del bacino, con le dimensioni di un tempo. Tra le possibili formulazioni una delle più semplici è assumere $k=0.7 T_c$
- 2) Sincronismo. Se aumenta W , aumenta contemporaneamente l'altezza su tutto il serbatoio
- 3) Si considera una intensità di precipitazione costante nel tempo J e uniformemente distribuita.

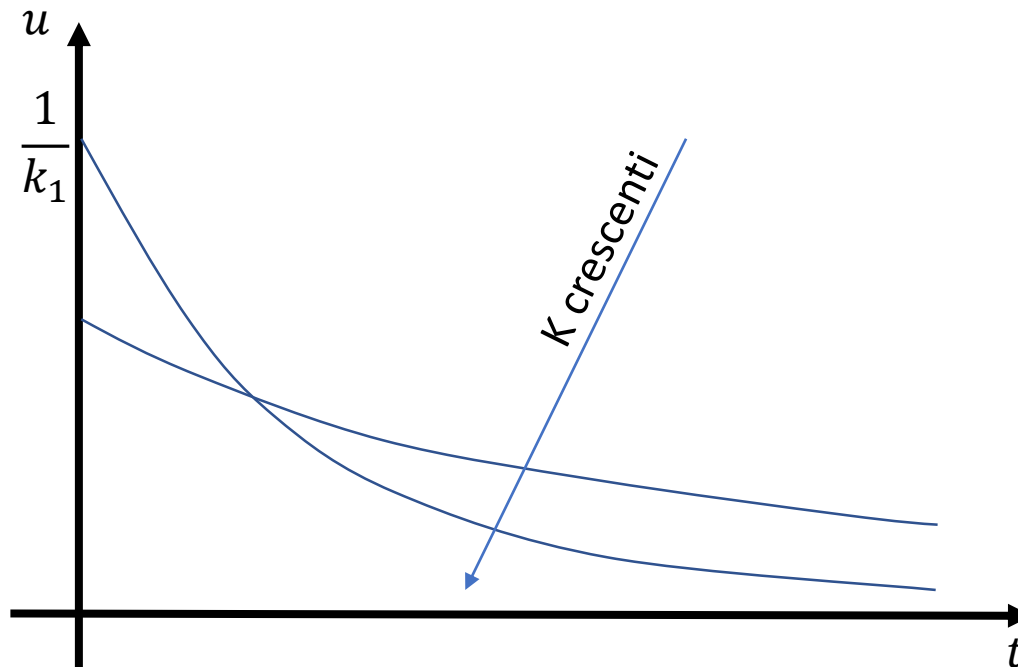


Analizzando l'equazione che governa il serbatoio:

- Se $P > Q$ avremo $dW/dt > 0$, il serbatoio si riempie, fase di concentrazione
- Se $P < Q$ avremo $dW/dt < 0$, il serbatoio si svuota, fase di esaurimento

Sostituendo la prima ipotesi di linearità nell'equazione della conservazione della massa, dopo opportuna manipolazione* si arriva alla seguente soluzione:

$$Q(t) = Q_0 e^{-\frac{t}{k}} + \int_0^t \frac{1}{k} e^{-\frac{t-\tau}{k}} P(\tau) d\tau = Q_0 e^{-\frac{t}{k}} + \int_0^t u(t-\tau) P(\tau) d\tau$$



Dove Q_0 è la portata iniziale, ovvero al tempo $t=0$, e la formulazione è stata messa anche in relazione al diagramma unitario istantaneo $u(t)$ (risposta del bacino ad una precipitazione unitaria impulsiva)

$$u(t) = \frac{1}{k} e^{-\frac{t}{k}}$$

* si vedano le note delle lezioni

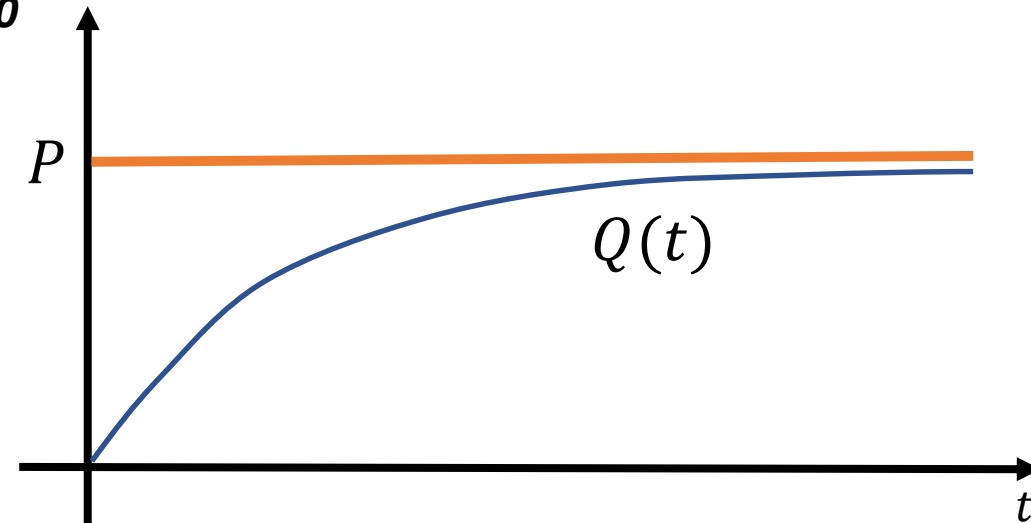
Il comportamento della portata nel tempo può essere analizzato considerando alcuni casi specifici.

CASO $P=costante$ di durata infinita e $Q_0=0$

Si ottiene la seguente soluzione*:

$$Q(t) = P \left(1 - e^{-\frac{t}{k}} \right)$$

La formulazione ci dice che al tempo $t=0$ la portata è nulla, mentre al tempo t che tende all'infinito, la portata tende asintoticamente al valore della portata in ingresso P

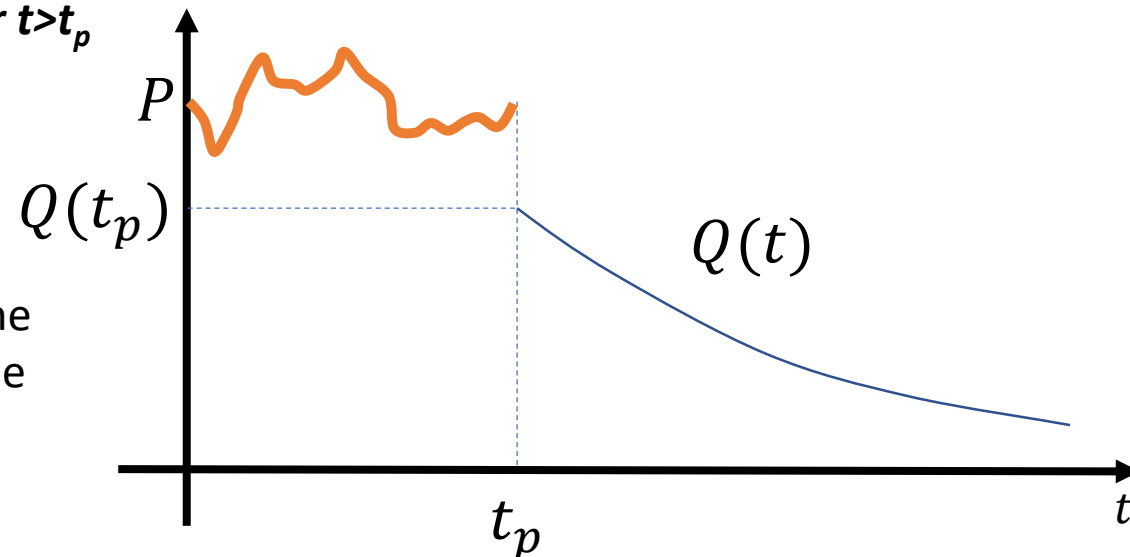


CASO P di durata t_p , valutazione per $t > t_p$

Si ottiene la seguente soluzione*:

$$Q(t) = Q(t_p) e^{-\frac{t-t_p}{k}}$$

A partire dal valore di portata alla fine della precipitazione la portata decade nel tempo



* si vedano le note delle lezioni

CASO P costante di durata t_p

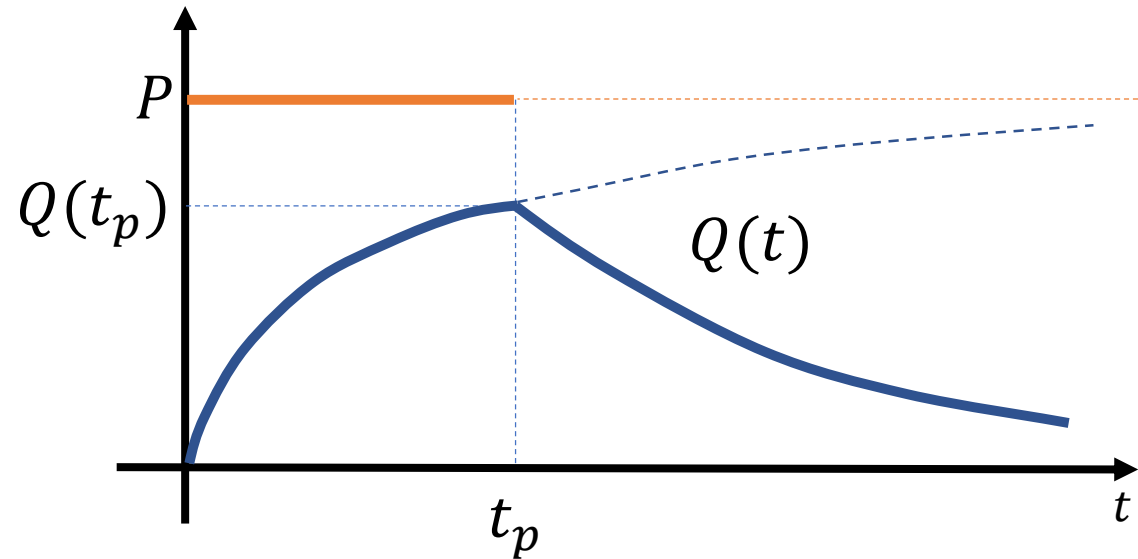
La soluzione è una combinazione dei due casi precedenti:

$$\mathbf{t < t_p}$$

$$P(t) = \text{costante} \quad Q(t) = P \left(1 - e^{-\frac{t}{k}} \right)$$

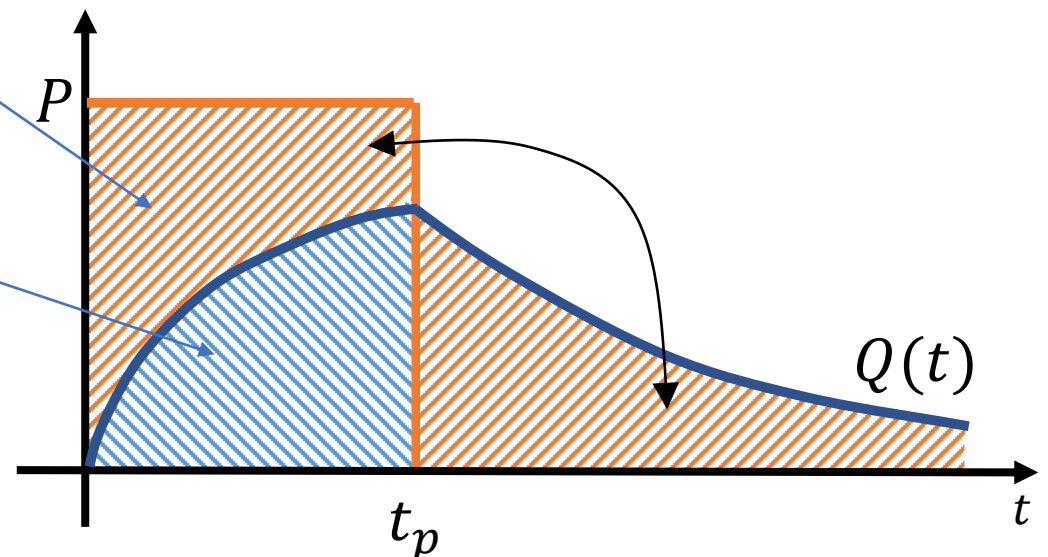
$$\mathbf{t > t_p}$$

$$P(t) = 0 \quad Q(t) = Q(t_p) e^{-\frac{t-t_p}{k}}$$



Volume trattenuto nel serbatoio e poi rilasciato a fine precipitazione

Volume defluito



CASO ietogramma

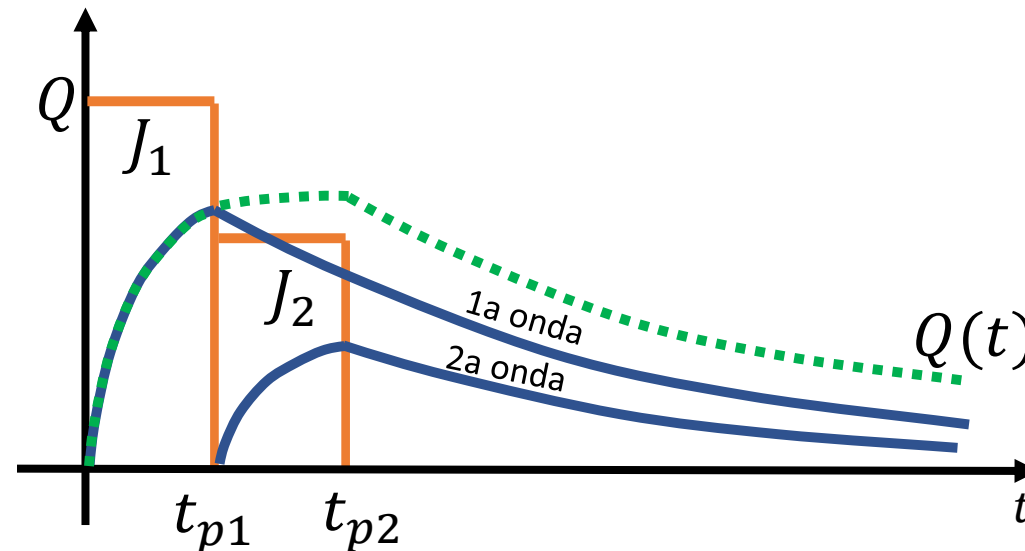
Si considera l'onda generata da ciascuna intensità di precipitazione e quindi si determina l'onda complessiva per sovrapposizione degli effetti.

1a onda $0 < t < t_{p1}$ $Q(t) = P \left(1 - e^{-\frac{t}{k}} \right) = \varphi J_1 S \left(1 - e^{-\frac{t}{k}} \right)$

$t > t_{p1}$ $Q(t) = Q(t_{p1}) e^{-\frac{t-t_{p1}}{k}} = \left[\varphi J_1 S \left(1 - e^{-\frac{t_{p1}}{k}} \right) \right] e^{-\frac{t-t_{p1}}{k}}$

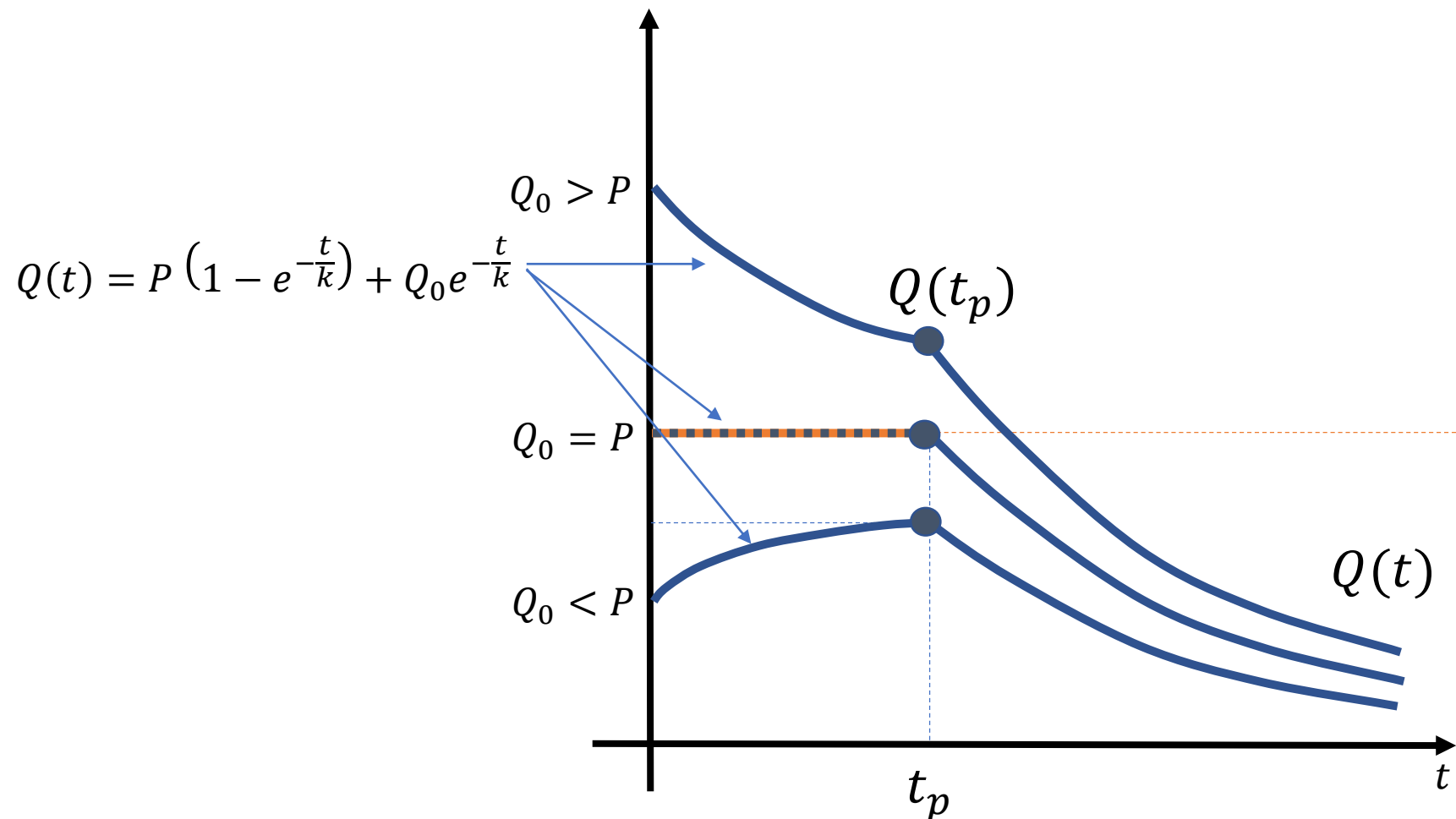
2a onda $t_{p1} < t < t_{p2}$ $Q(t) = P \left(1 - e^{-\frac{t-t_{p1}}{k}} \right) = \varphi J_2 S \left(1 - e^{-\frac{t-t_{p1}}{k}} \right)$

$t > t_{p2}$ $Q(t) = Q(t_{p2}) e^{-\frac{t-t_{p2}}{k}} = \left[\varphi J_2 S \left(1 - e^{-\frac{t_{p2}-t_{p1}}{k}} \right) \right] e^{-\frac{t-t_{p2}}{k}}$



CASO P costante di durata t_p e Q_0 non nulla

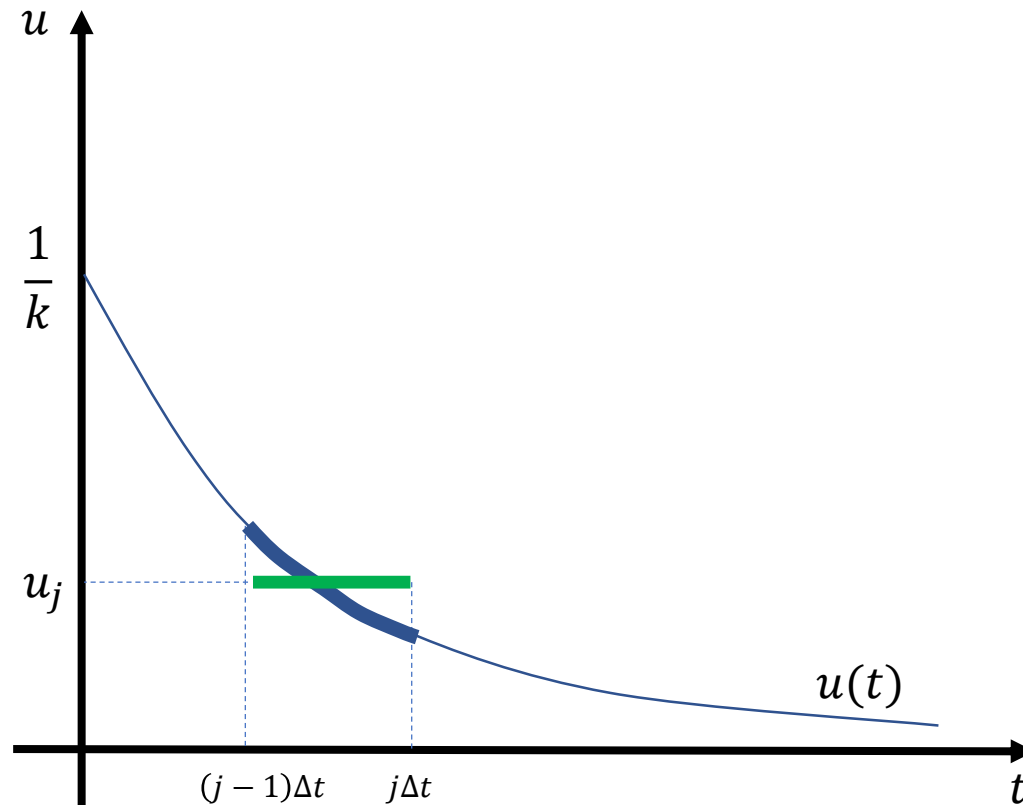
Per $t > t_p$ l'andamento è quello già visto di decadimento, in funzione del valore di portata assunto al tempo t_p , invece per tempi compresi tra 0 e t_p l'andamento dipende dal valore assunto da Q_0 rispetto a P , come evidenziato nel grafico



Valutazione discreta di $u(t)$

Si ottiene una forma discreta dell'idrogramma unitario istantaneo in modo da poterlo usare tramite una sommatoria di convoluzione

$$u(t) = \frac{1}{k} e^{-\frac{t}{k}} \quad u_j = \frac{1}{\Delta t} \int_{(j-1)\Delta t}^{j\Delta t} u(t) dt = \frac{1}{\Delta t} \frac{1}{k} \left[-k e^{-\frac{t}{k}} \right]_{(j-1)\Delta t}^{j\Delta t} = \frac{e^{\Delta t/k} - 1}{\Delta t} e^{-\frac{j\Delta t}{k}}$$



Perdite idrologiche

Anziché considerare J se ne prende una quota φ , valore compreso tra 0 e 1, per tenere conto delle perdite per infiltrazione, ristagni etc. Dettagli verranno forniti nel modulo 2 del corso.

Per un calcolo del coefficiente in funzione del tempo di ritorno si può usare la seguente formulazione

$$\varphi = \varphi_{IMP} IMP + \varphi_{PERM} (1 - IMP)$$

Dove φ_{IMP} e φ_{PERM} sono dei coefficienti di deflusso per le aree impermeabili e permeabili rispettivamente, mentre IMP è un coefficiente di impermeabilità, rapporto tra aree impermeabili e l'area totale del bacino.

Tipologia urbana	IMP
Commerciale	
centro	0.70÷0.95
periferia	0.50÷0.70
Residenziale	
unità monofamiliari	0.30÷0.50
unità plurifamiliari isolate	0.40÷0.60
unità plurifamiliari contigue	0.60÷0.75
edifici per appartamenti	0.50÷0.70
extra urbana	0.25÷0.40
Industriale	
industria pesante	0.50÷0.80
industria leggera	0.60÷0.90
Parchi, cimiteri	0.00÷0.35
Parchi giochi	0.20÷0.35
Aree ferroviarie	0.20÷0.35
Non urbanizzate	0.00÷0.30

Tempo di ritorno [anni]	φ_{IMP}	φ_{PERM}
≤ 2	0.60÷0.75	0.00÷0.15
2÷10	0.65÷0.80	0.10÷0.25
> 10	0.70÷0.90	0.15÷0.30

Per avere un coefficiente complessivo per zone urbane con caratteristiche diverse si procede al calcolo con una media pesata delle varie zone

$$\varphi = \frac{\sum \varphi_i S_i}{\sum S_i}$$

Il calcolo del coefficiente si può fare anche a partire direttamente da valori tabellati per tipologie di superficie, e poi considerando un valore pesato come visto nella slide precedente.

TABELLA DEI VALORI DI RIFERIMENTO DEI COEFFICIENTI DI AFFLUSSO Ψ
DA UTILIZZARE NEI METODI DI CALCOLO

Uso del suolo	Ψ
Tetti a falde	0.90-1.00
Tetti metallici	0.90-1.00
Tetti a tegole	0.80-0.90
Tetti piani con rivestimento in cls	0.70-0.80
Tetti piani ricoperti di terra	0.30-0.40
Coperture piane con ghiaietto	0.80-0.90
Coperture piane seminate ad erba	0.20-0.30
Rivestimenti bituminosi	0.90-1.00
Pavimentazioni asfaltate	0.80-0.90
Pavimentazioni con asfalto poroso	0.40-0.50
Massicciata in strade ordinarie	0.40-0.80
Pavimentazioni di pietra o mattonelle	0.80-0.90
Lastricature miste, clinker, piastrelle	0.70-0.80
Lastricature medio-grandi con fughe aperte	0.60-0.70
Strade e marciapiedi	0.80-0.90
Superfici semi-permeabili (es. parcheggi grigliati drenanti)	0.60-0.70
Strade in terra	0.40-0.60
Rivestimenti drenanti, superfici a ghiaietto	0.40-0.50
Viali e superfici inghialate	0.20-0.60
Zone con ghiaia non compressa	0.10-0.30

Superfici boscate	0.10-0.30
Superfici di giardini e cimiteri	0.10-0.30
Prati di campi sportivi	0.10-0.20
Terreni coltivati	0.20-0.60
Terreni incolti, sterrati non compatti	0.20-0.30
Prati, pascoli	0.10-0.20
Tipologia urbana	Ψ
Costruzioni dense	0.80-0.90
Costruzioni spaziate	0.70-0.80
Aree con grandi cortili e giardini	0.50-0.60
Quartieri urbani con fabbricati radi	0.30-0.50
Zone a villini	0.30-0.40
Giardini, prati e zone non destinate a costruzioni e a strade	0.20-0.30
Parchi e boschi	0.10-0.20

Portate acque nere.

Le portate per la fognatura per le acque nere può essere messa in relazione al numero di abitanti ed alla loro dotazione idrica, in pratica alla fase di distribuzione della rete idrica (acquedotto interno). Il numero di abitanti viene definito in termini di abitanti equivalenti, tenendo conto anche degli edifici pubblici, hotel, etc.

Il numero di abitanti viene proiettato nel futuro, ipotizzando quindi l'andamento della popolazione ad un certo orizzonte temporale, questo per adattare la rete a possibili esigenze future.

La portata massima per le acque nere, ai fini del dimensionamento della rete, può essere quindi relazionata a quella dell'acquedotto sui picchi orari del giorno di massimo consumo (la portata dell'acquedotto verrà meglio definita nella seconda parte del corso):

$$Q_N = \theta Q_{\text{acquedotto}} \quad \text{con} \quad \theta = 0.7 \div 0.8$$

La portata dell'acquedotto nel tempo tende avere dei picchi nella fase diurna ed un minimo nei periodi notturni. La curva portata tempo per le fognature nere tende ad essere sfalsata rispetto a quella dell'acquedotto.

L'allacciamento alla rete fognaria è di norma definito dalle linee guida dell'ente gestore della rete, secondo le norme UNI, la portata di scarico viene calcolata con:

$$Q_{scarico} = k \sqrt{\sum DU}$$

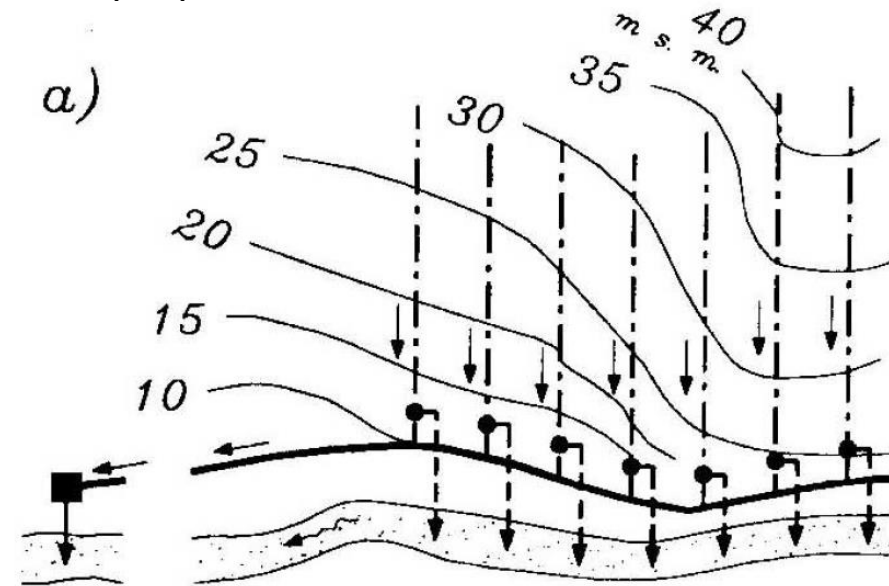
Con K un coefficiente di frequenza (0.5 abitazioni, 0.7 ospedali etc,) mentre con DU si indicano le unità di scarico in funzione del tipo di apparecchio sanitario (doccia 0.5 l/s, WC 2.0 l/s), la sommatoria dei DU può essere vista anche in modo cumulato per la tipologia abitativa (Appartamento 8.5 l/s, casa singola 10 l/s etc.)

Per la fognatura nera, il dimensionamento delle condotte viene eseguito a partire da Q (in relazione alla densità abitativa) associato alla formula di moto uniforme, ipotizzando un coefficiente di riempimento massimo del 70%. Il materiale di norma usato è il PVC. Particolare attenzione va posta sul garantire una velocità minima, al fine di evitare la formazione di sedimentazioni.

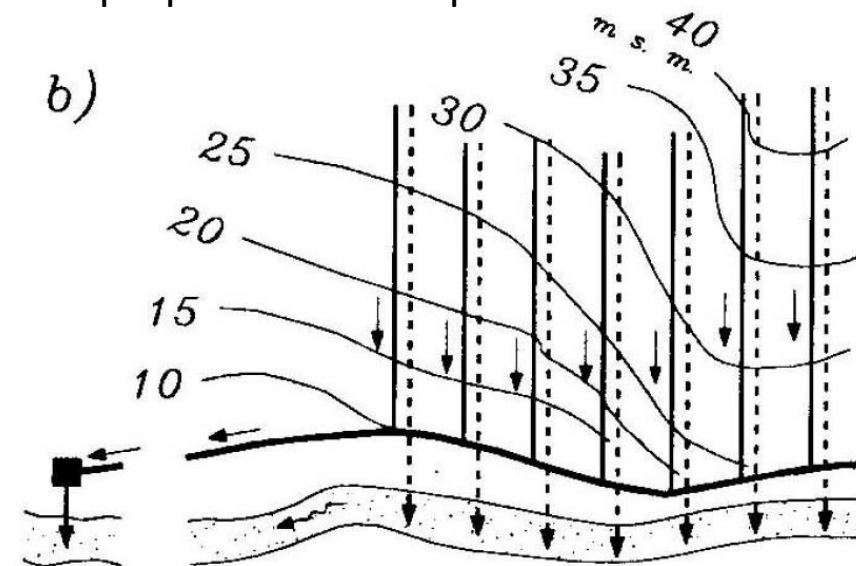
Esempi di rete

- collettori acque nere
- collettori pluviali
- - - - collettori unitari
- - - - collettori emissari
- scaricatori di piena
- derivatori prime acque di pioggia
- impianto di trattamento

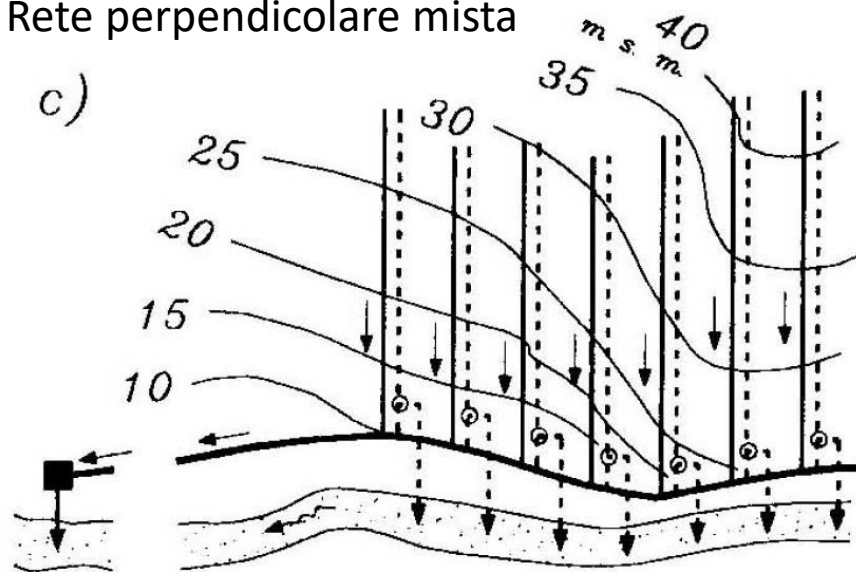
Rete perpendicolare unitaria



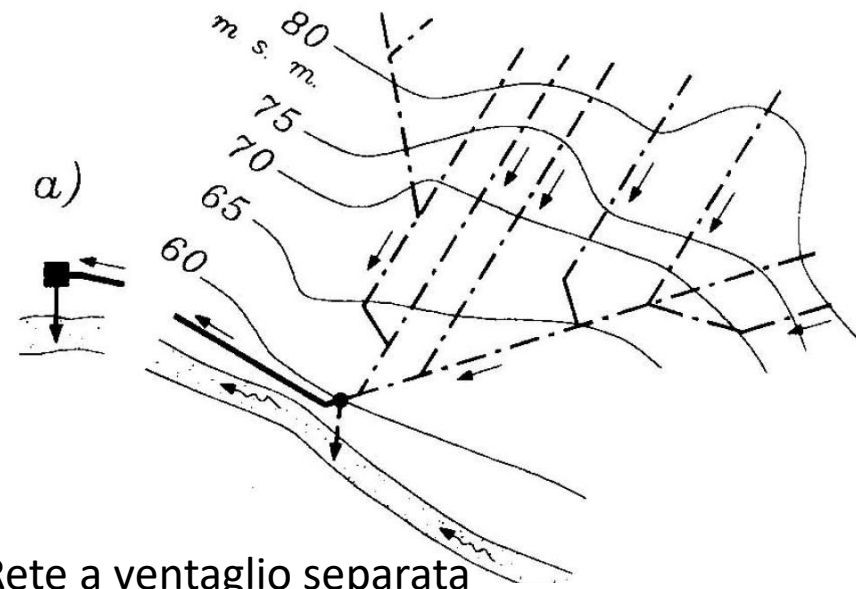
Rete perpendicolare separata



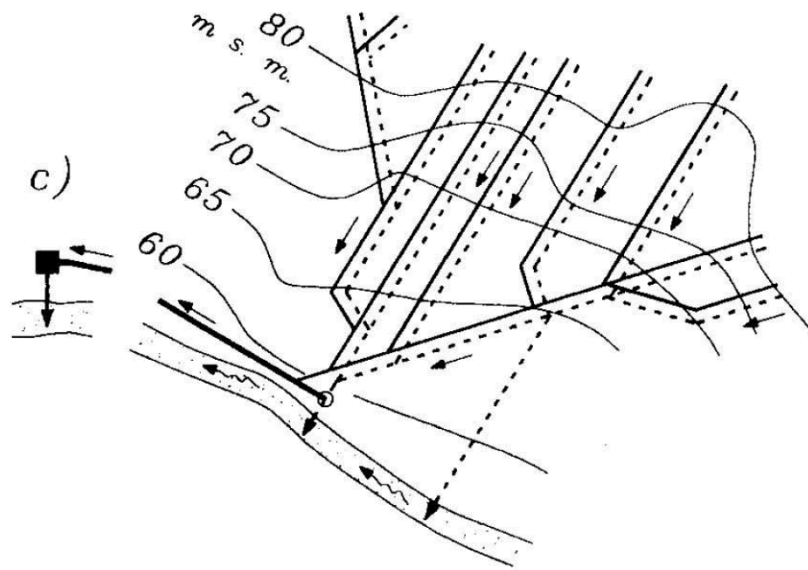
Rete perpendicolare mista



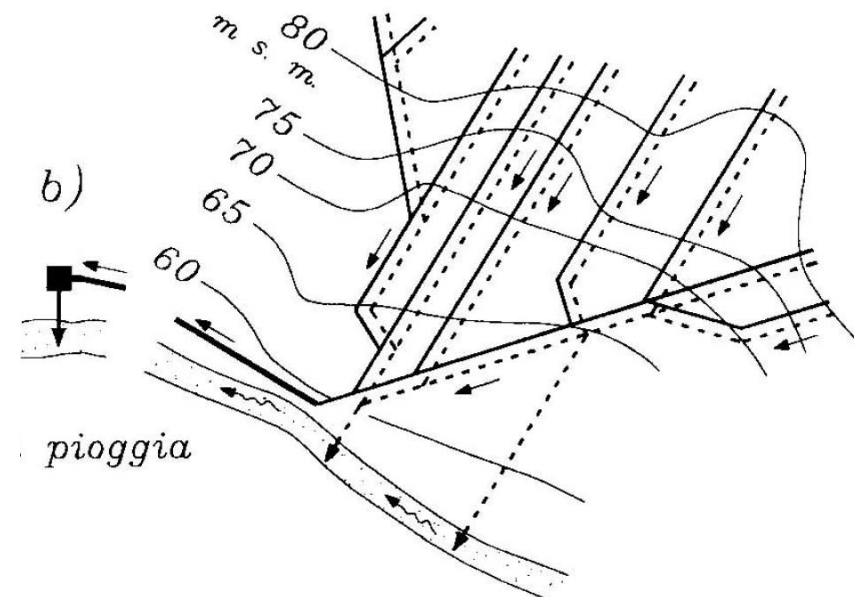
Rete a ventaglio unitaria



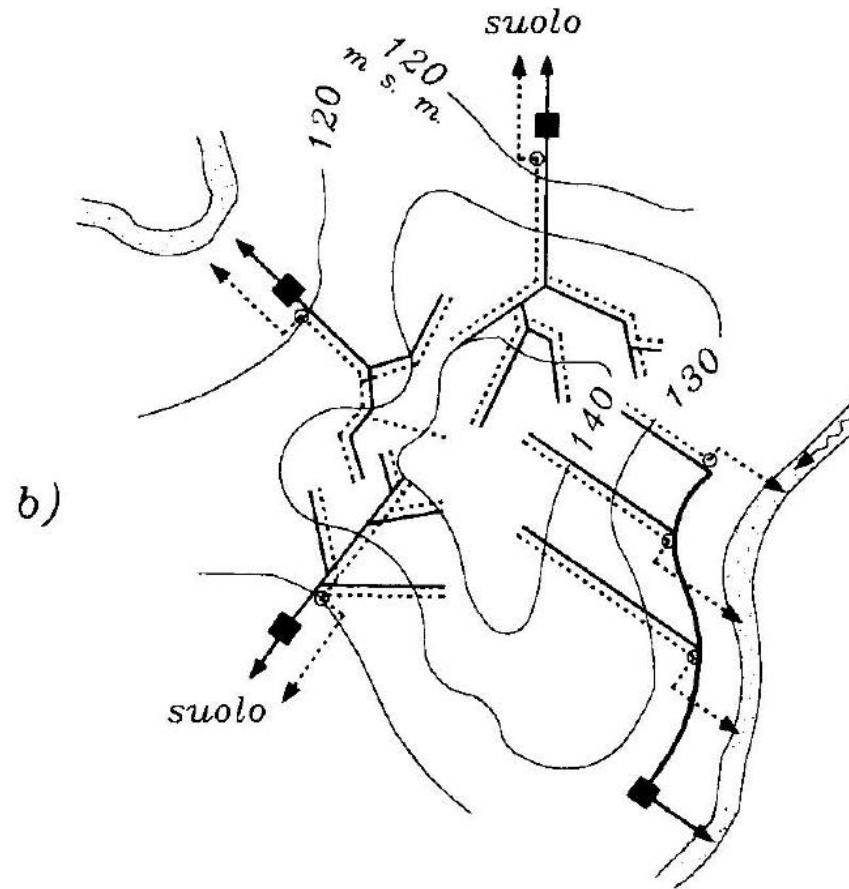
Rete a ventaglio mista



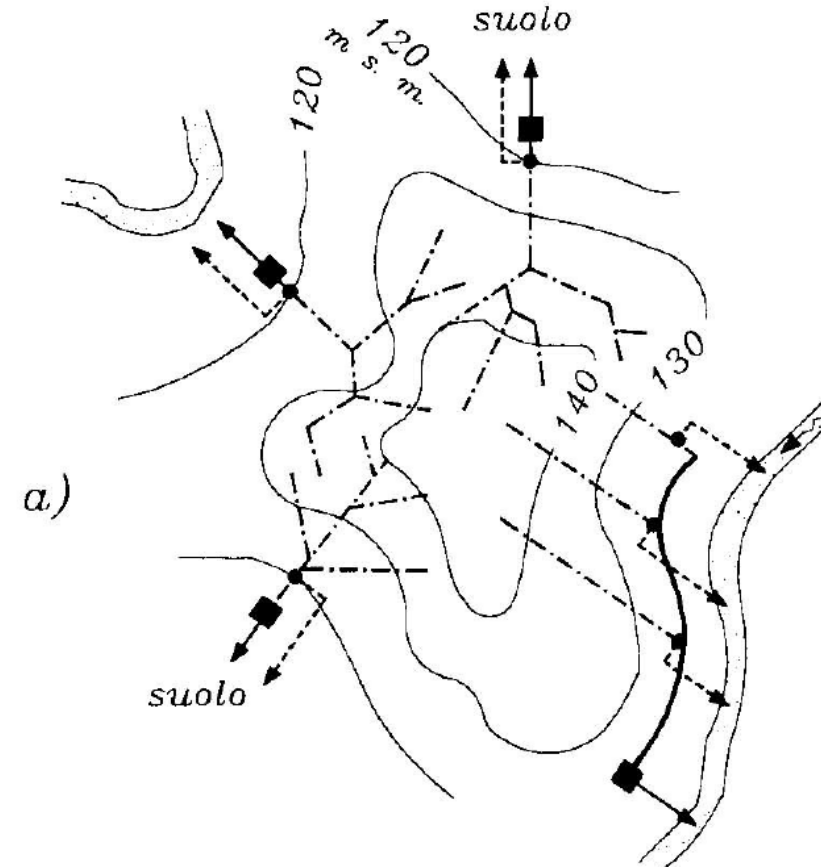
Rete a ventaglio separata



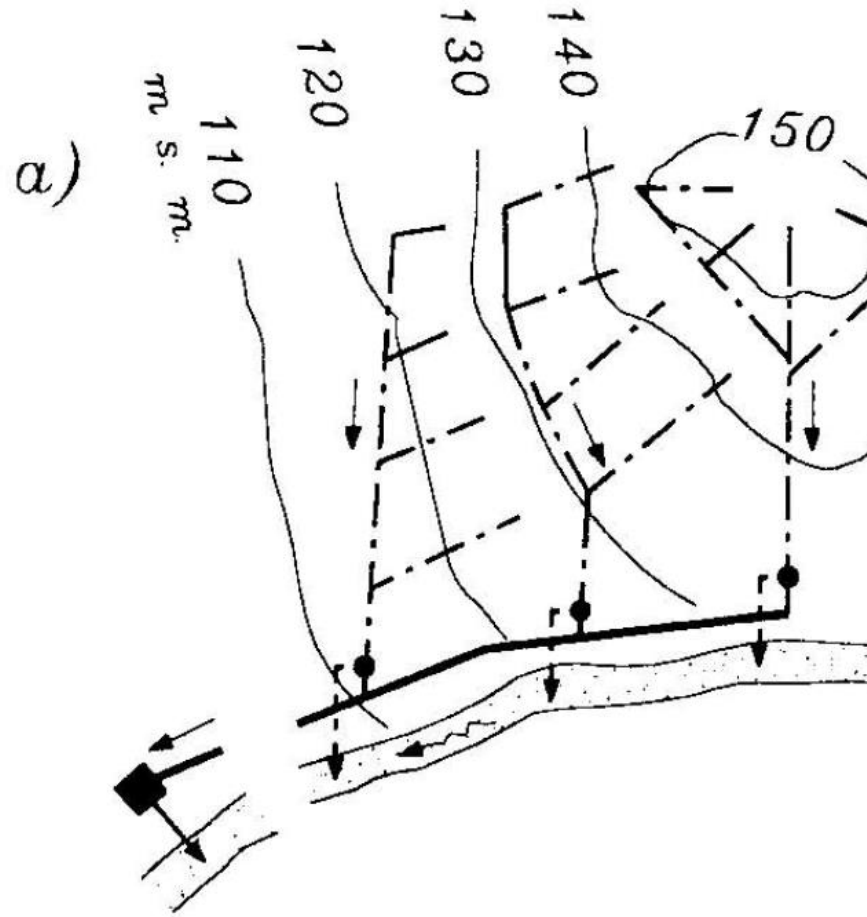
Rete radiale separata / mista



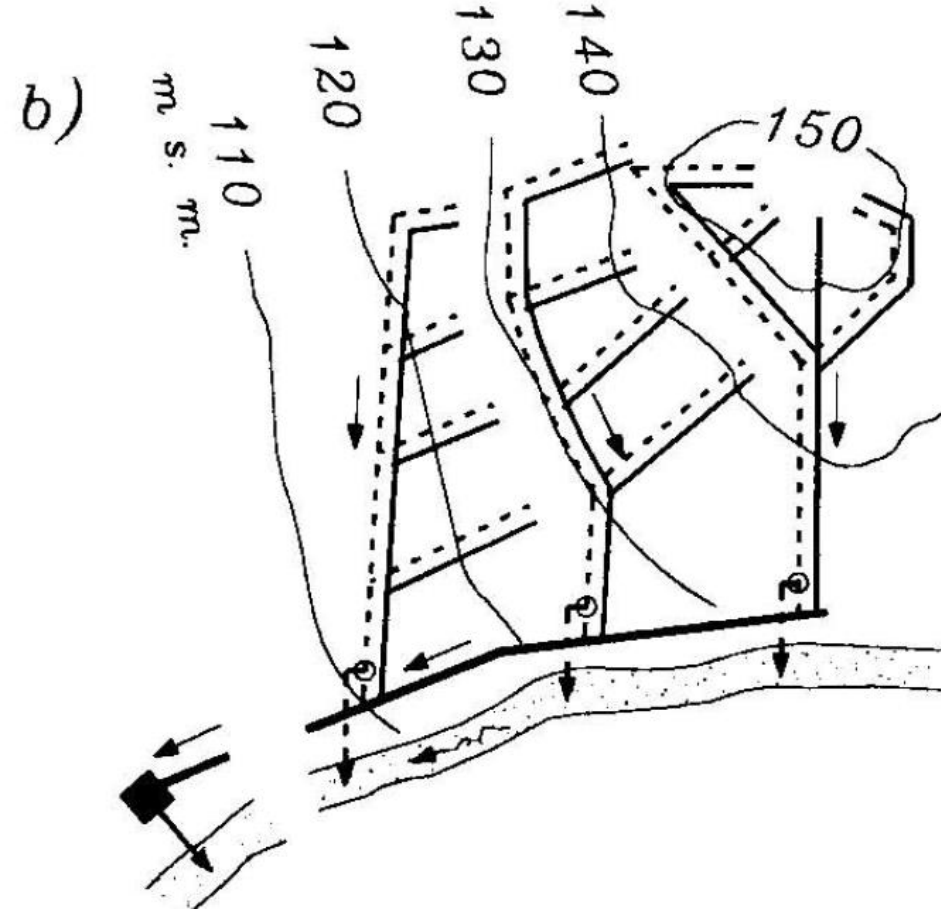
Rete radiale unitaria



Rete a terrazze unitaria

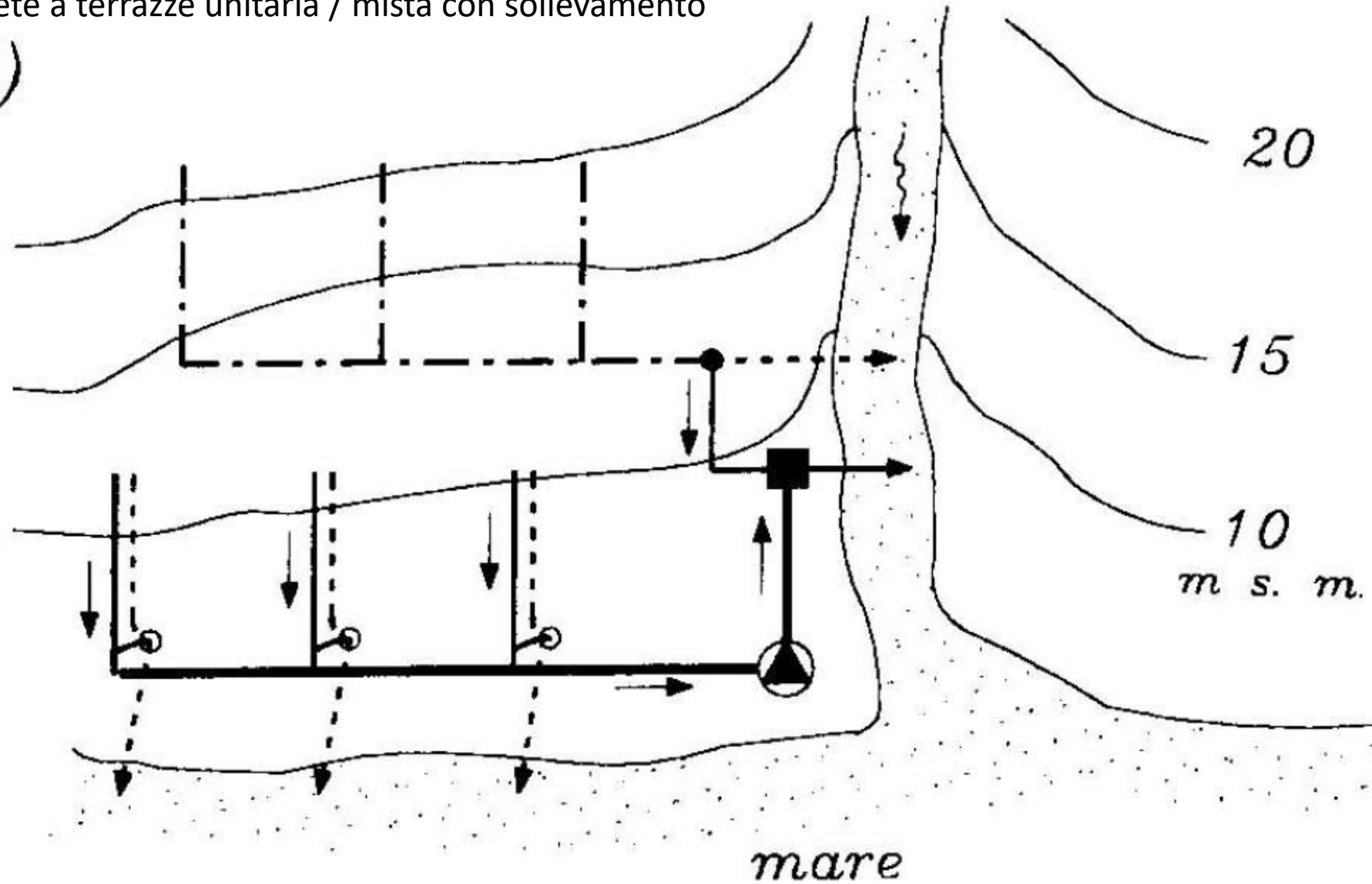


Rete a terrazze misto

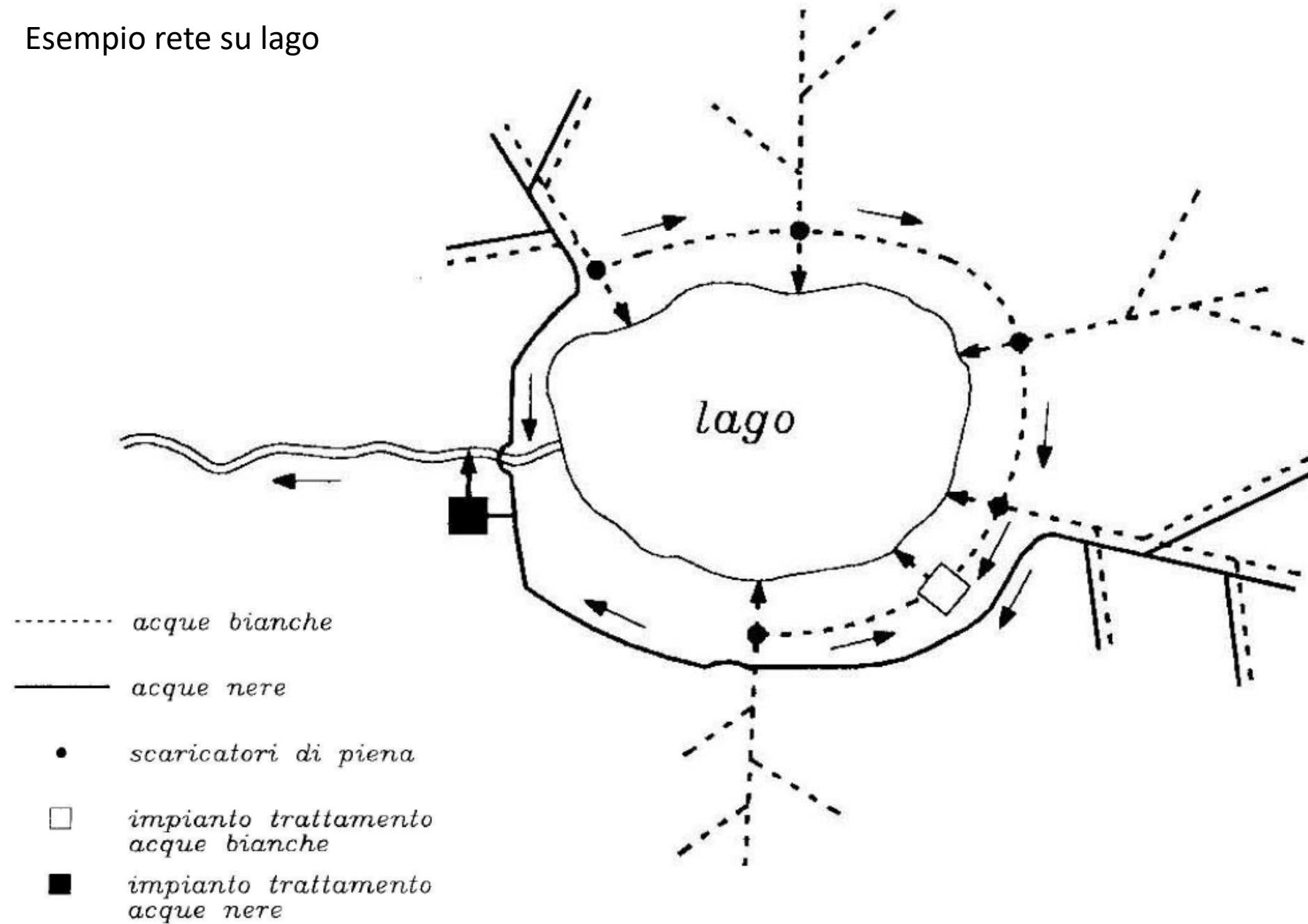


Rete a terrazze unitaria / mista con sollevamento

c)



Esempio rete su lago



Per il dimensionamento dei collettori si procede da monte verso valle, ovvero partendo dai collettori periferici. Facendo riferimento allo schema delle prossime slide, si procederà prima definendo i collettori di monte 2 e 3, che insistono sulle aree S_2 e S_3 , quindi il collettore 1 su cui insiste direttamente l'area S_1 , e per tramite dei collettori 2 e 3 anche le aree S_2 e S_3 .

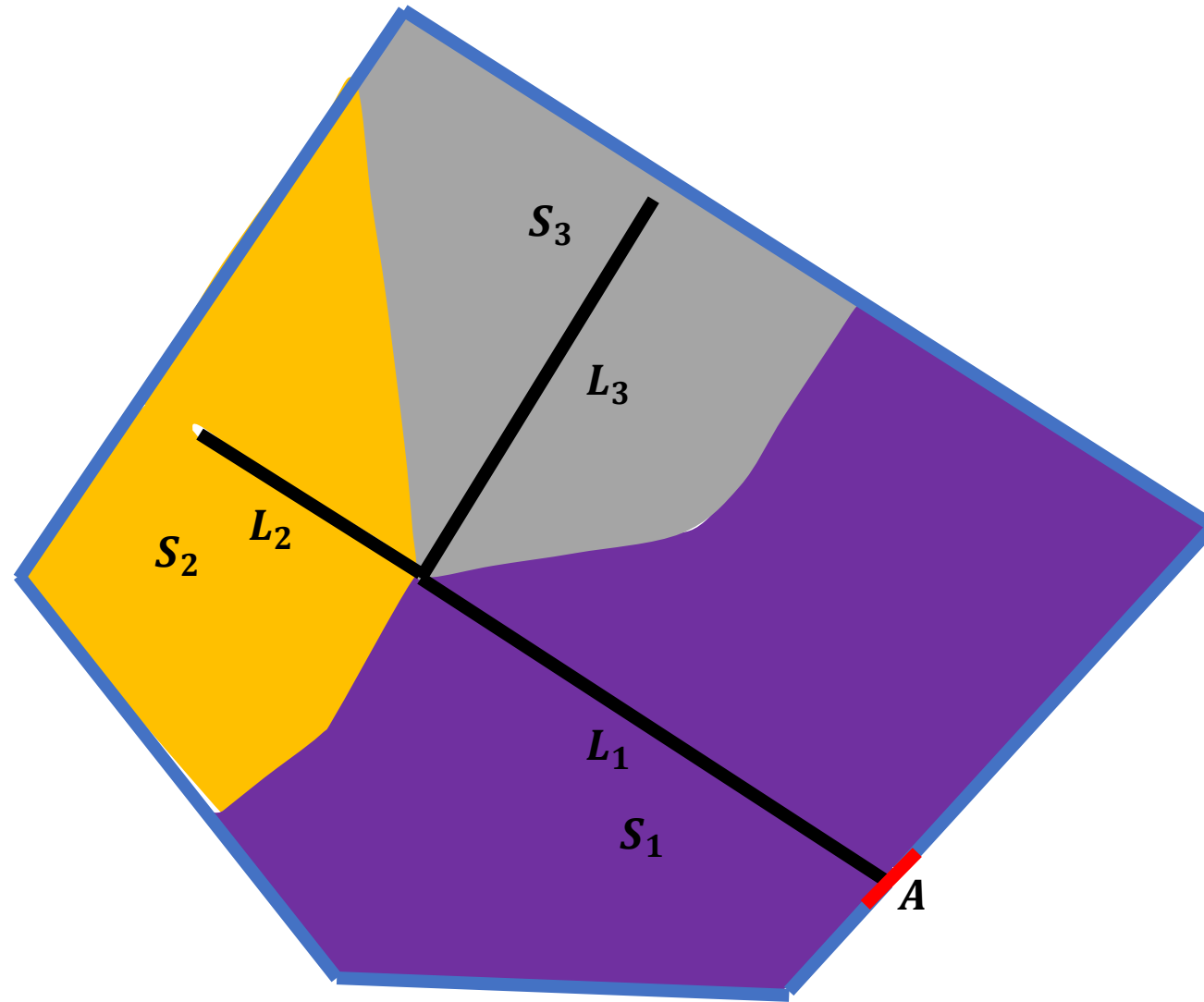
Procedura di dimensionamento (modello cinematico):

- 1) Determinazione della superficie scolante che insiste alla sezione di riferimento
- 2) Ipotizzo uno schema di collettori, con una data pendenza
- 3) Calcolo del coefficiente di afflusso caratteristico della area
- 4) Scelta di tentativo di un diametro di condotta
- 5) Calcolo del tempo di accesso alla rete
- 6) Calcolo del tempo di percorrenza della rete t_{τ_r} ipotizzando un massimo grado di riempimento, quindi usando la formula del moto uniforme
- 7) Calcolo del tempo di corrivazione del bacino
- 8) Determino la portata critica in relazione al tempo critico ed al tempo di ritorno fissato dall'opera
- 9) Verifico se il tempo di corrivazione è compatibile con la curva di possibilità pluviometrica adottata (ora o inferiore all'ora)
- 10) Verifico il rapporto Q_c/Q_r che grado di riempimento fornisce
- 11) Se non sono intorno al 70% cambio il diametro di tentativo e itero ripartendo dal punto 4.

Verifico la soluzione in termini di velocità ottenute, evitando velocità troppo basse 0,5 m/s o troppo alte 5m/s (in relazione ai materiali le condotte possono sostenere anche velocità maggiori). Variando le pendenze o introducendo salti di fondo, posso aumentare le velocità o ridurla.

Nell'esempio coi tre collettori, si procede dimensionando prima i collettori di monte 2 e 3, rispetto alla loro sezione di chiusura, quindi il collettore 1, considerando l'intera area scolante ed il tempo di corrivazione dell'intero bacino.

Si tenga presente che la definizione dell'onda di piena con diagramma semplificato triangolare per tempi di precipitazione pari a quelli di corrivazione, ipotizza la rappresentazione dell'area scolante a rettangolare.



Cunette

Agevolano la raccolta del flusso dalla sede stradale, evitando fenomeni di ristagno potenzialmente pericolosi per il transito veicolare. Il velo idrico in mm sulla sede stradale può essere calcolato in funzione della larghezza b , della pendenza trasversale i_t e longitudinale i_l come:

$$y_{\text{velo idrico}} = 0.0474 \sqrt{LJ} I^{0.2}$$

$$I = [i_t^2 + i_l^2]^{0.5}$$

$$L = b \left[1 + \left(\frac{i_l}{i_t} \right)^2 \right]^{0.5}$$

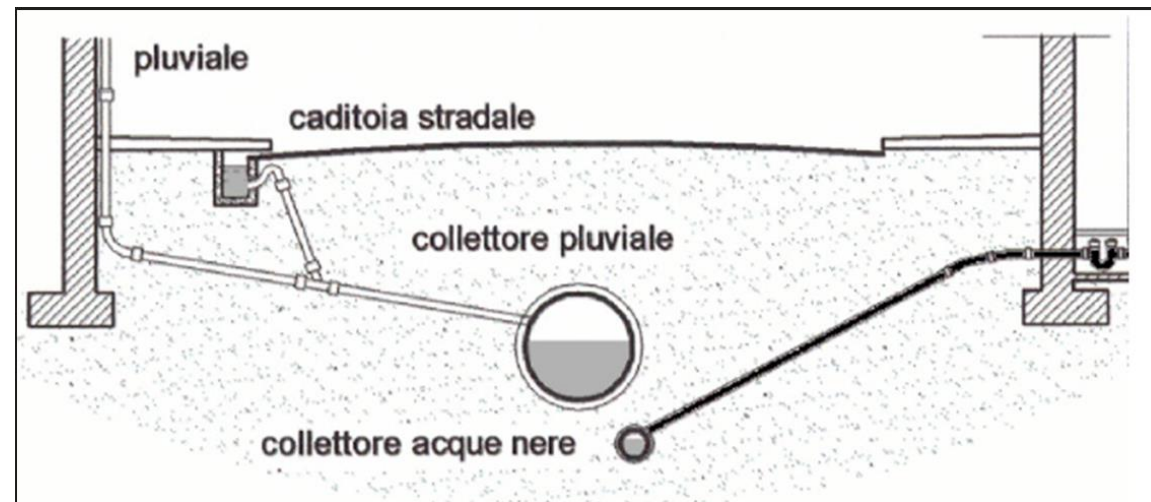
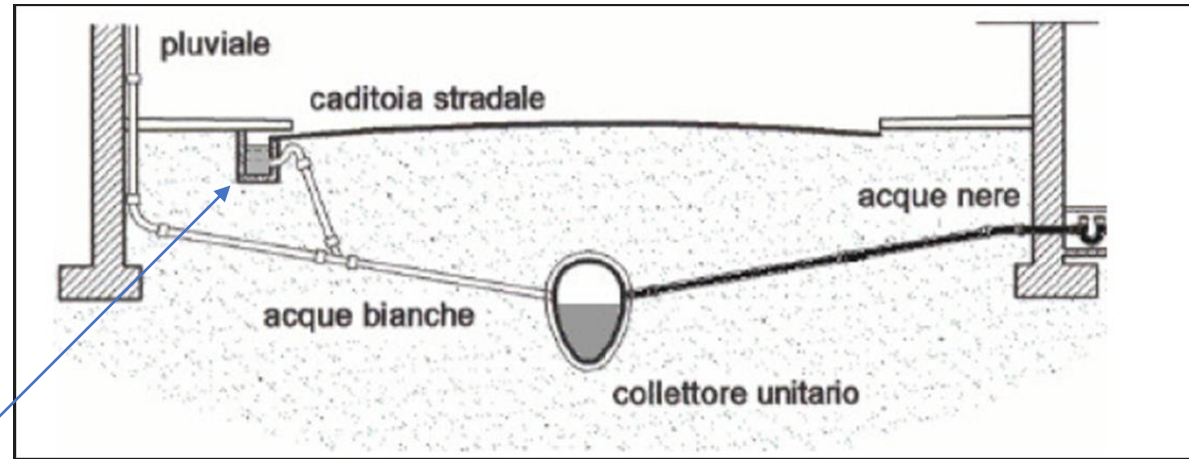
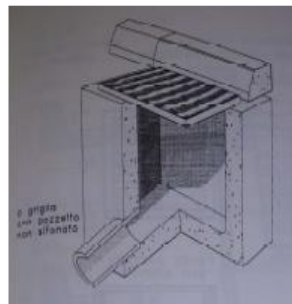
Con J l'intensità di precipitazione e L il percorso perpendicolare alle isolivello definite dalle pendenze trasversali e longitudinali. Tra due caditoie (si veda prossime slide) il moto si può calcolare avvalendosi della formula di moto uniforme.



Caditoie

Sono elementi intermedi di raccolta tra la sede stradale e la rete. Qui di seguito due schemi per reti unitarie e separate ed il particolare di una caditoia.

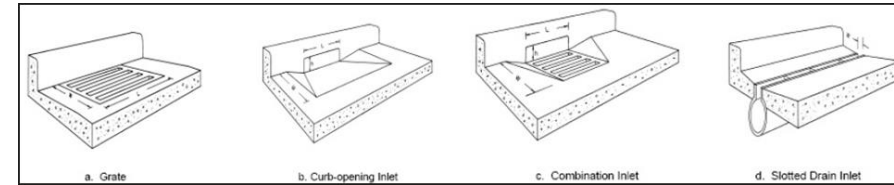
La condotta tra caditoia e rete di norma non insiste sul fondo della stessa, per agevolare il deposito di materiale prima dell'ingresso nella rete. Ciò implica la necessità di eseguirne la pulizia nel tempo. Se la caditoia insiste su una rete unitaria è necessario il sifonamento per evitare la risalita dei cattivi odori.



Griglie

Sono elementi che evitano l'ingresso di materiale grossolano nel sistema caditoia-rette. La loro efficienza è definita in relazione a quanta portata intercettano rispetto a quella transitante.

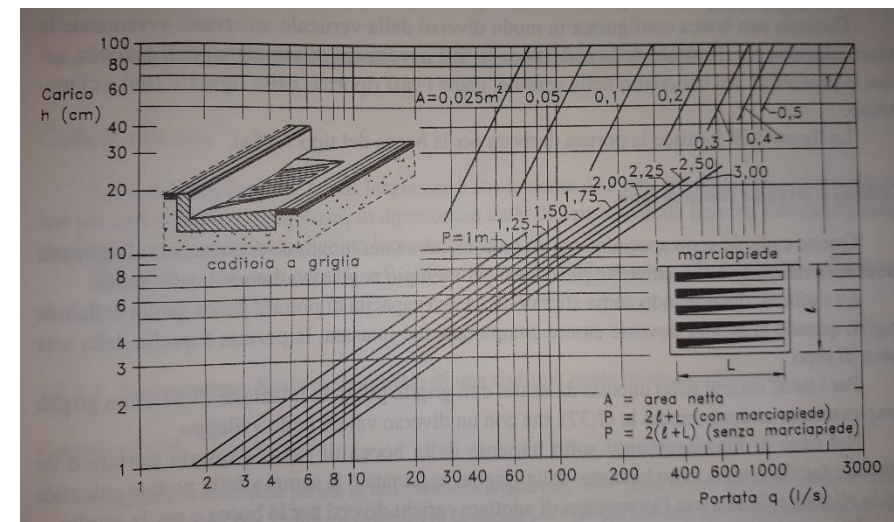
In relazione al tirante idrico hanno un funzionamento a stramazzo in parete grossa oppure a luce di fondo, con il primo caso in funzione del perimetro della griglia, mentre il secondo in funzione dell'area di passaggio.



$$Q_{stramazzo} = clh\sqrt{2gh}$$

$$Q_{luce} = cA\sqrt{2gh}$$

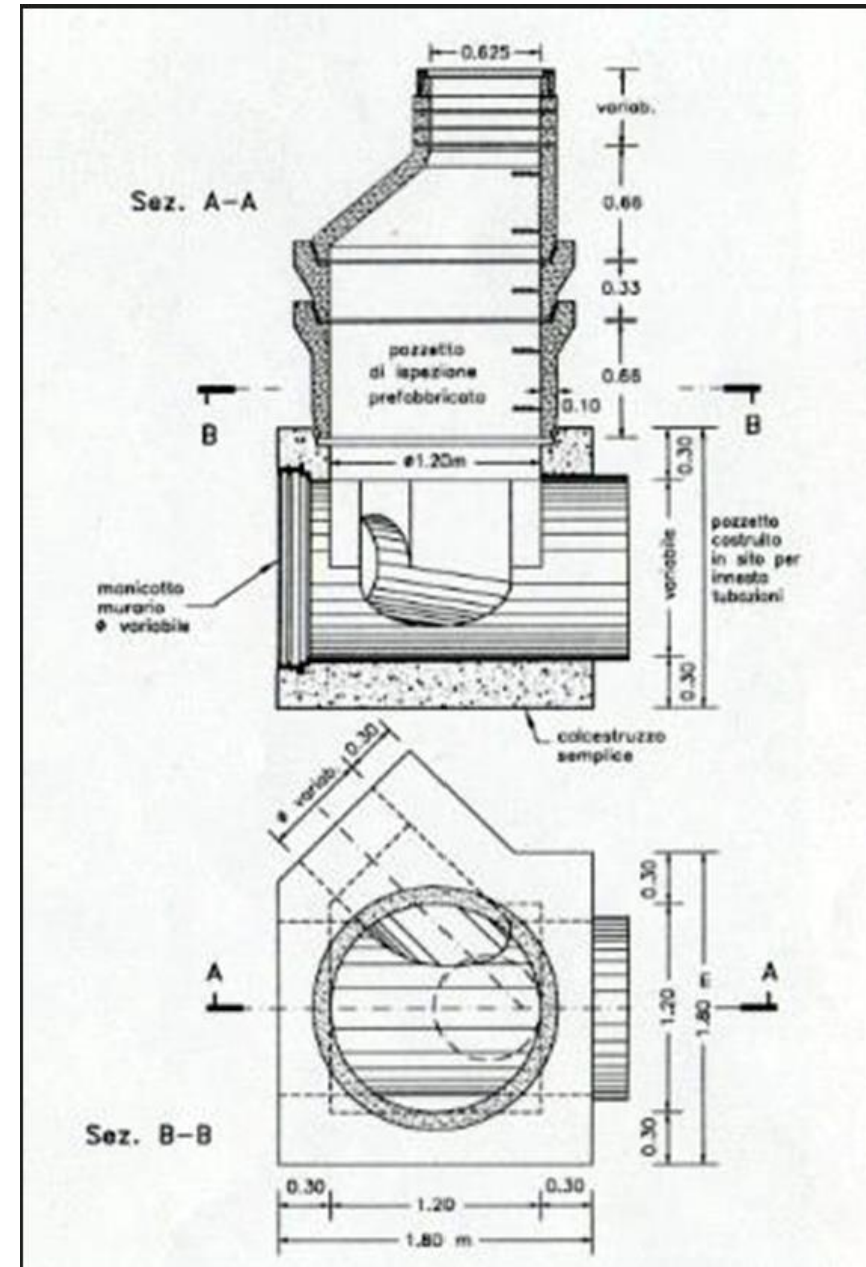
Qui a destra un esempio di grafico per il calcolo della portata in relazione al tirante nei due casi sopra descritti.



Pozzetti

Sono manufatti prefabbricati inseriti nella rete con compiti di accesso e manutenzione. Possono inoltre assolvere ai seguenti scopi:

- Pozzetti di confluenza tra più collettori
- Pozzetti di deviazione planimetrica e altimetrica
- Pozzetti di raccordo tra diversi diametri



OPERE PARTICOLARI

Le reti fognarie, oltre alle opere ricorrenti, tipo pozzetti, cunette, caditoie sono caratterizzate dalla presenza di opere particolari:

- Scaricatori di piena
- Vasche di prima pioggia
- Vasche volano
- Impianti di sollevamento
- Disabbiatori
- Disoleatori
- Grigliatori
- Opere di restituzione

Nelle prossime slide tratteremo i primi quattro elementi. I disabbiatori sono vasche per la sedimentazione delle sabbie in modo da non conferirle ad esempio al depuratore, riducendone il volume utile. I disoleatori raccolgono olii e frammenti di pneumatici derivati dai lavaggi delle strade. I grigliatori impediscono l'accesso di materiale grossolano alla rete. Le opere di restituzione riguardano come le acque vengono immesse ad esempio nei ricettori.

Scaricatori di piena.

Si trovano nelle reti unitarie ed in quelle miste. Le principali tipologie di scaricatori sono:

- Laterale
- Di fondo
- A battente
- Frontali

Con le prime due soluzioni le più adottate. Nelle reti unitarie, lo scaricatore (o scolmatore) di piena, ha lo scopo di separare le portate da afferire al depuratore da quelle al ricettore. Nelle reti miste, di separare i volumi di prima pioggia da mandare al depuratore insieme alle acque nere da quelle da inviare al ricettore. Di seguito uno schema per le reti unitarie

In assenza di piogge



In presenza di piogge



Il coefficiente R rappresenta un coefficiente di diluizione delle acque nere mescolatesi con quelle bianche, considerate ammissibili per andare al depuratore, in considerazione delle portate massime che questo può gestire. Il coefficiente R definisce la portata da sfiorare, ovvero $Q - Rq_{nere}$, con i valori di R definiti dalle normative regionali di tutela ambientale (R=3-5). Nel caso di reti miste, non essendoci le portate nere nel collettore per le portate meteoriche, si considera come termine di sfioro un volume afferente al collettore nel tempo pari a 5mm per la superficie scolante che insiste alla sezione considerata.

Nell'immagine sotto si evidenzia una configurazione a scarico laterale, si rimanda a quanto analizzato nel corso di idraulica applicata per il principio di funzionamento ed il dimensionamento ad esempio con metodi numerici (differenze finite). In generale si

considera un funzionamento a stramazzo:

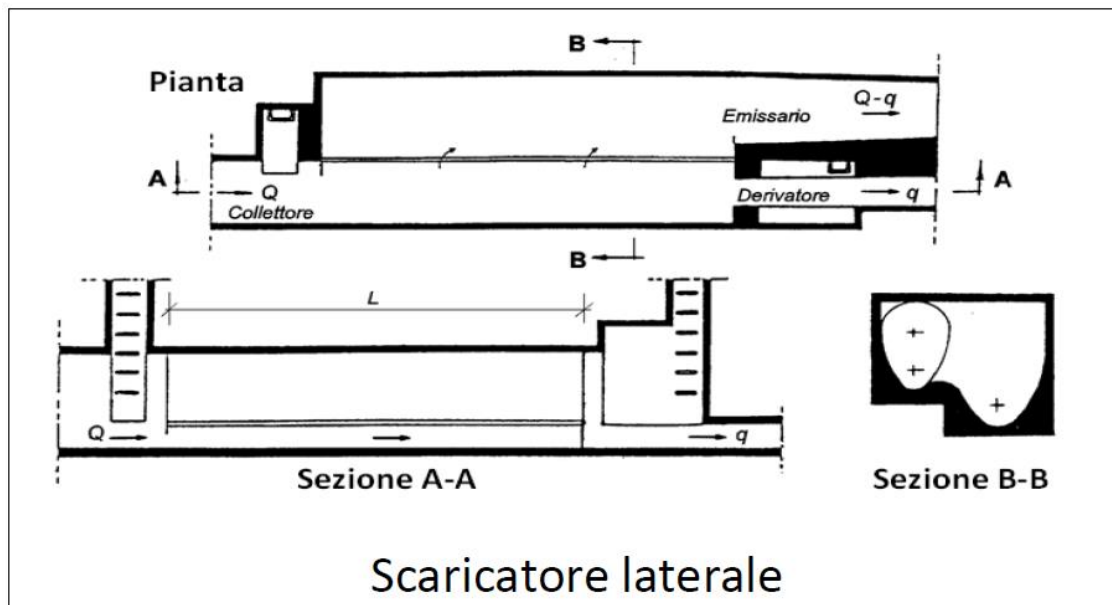
$$\frac{dQ}{dx} = \mu_s (h - P) \sqrt{2g(h - P)}$$

Con h l'altezza del pelo libero (variabile lungo x), P l'altezza del parapetto e

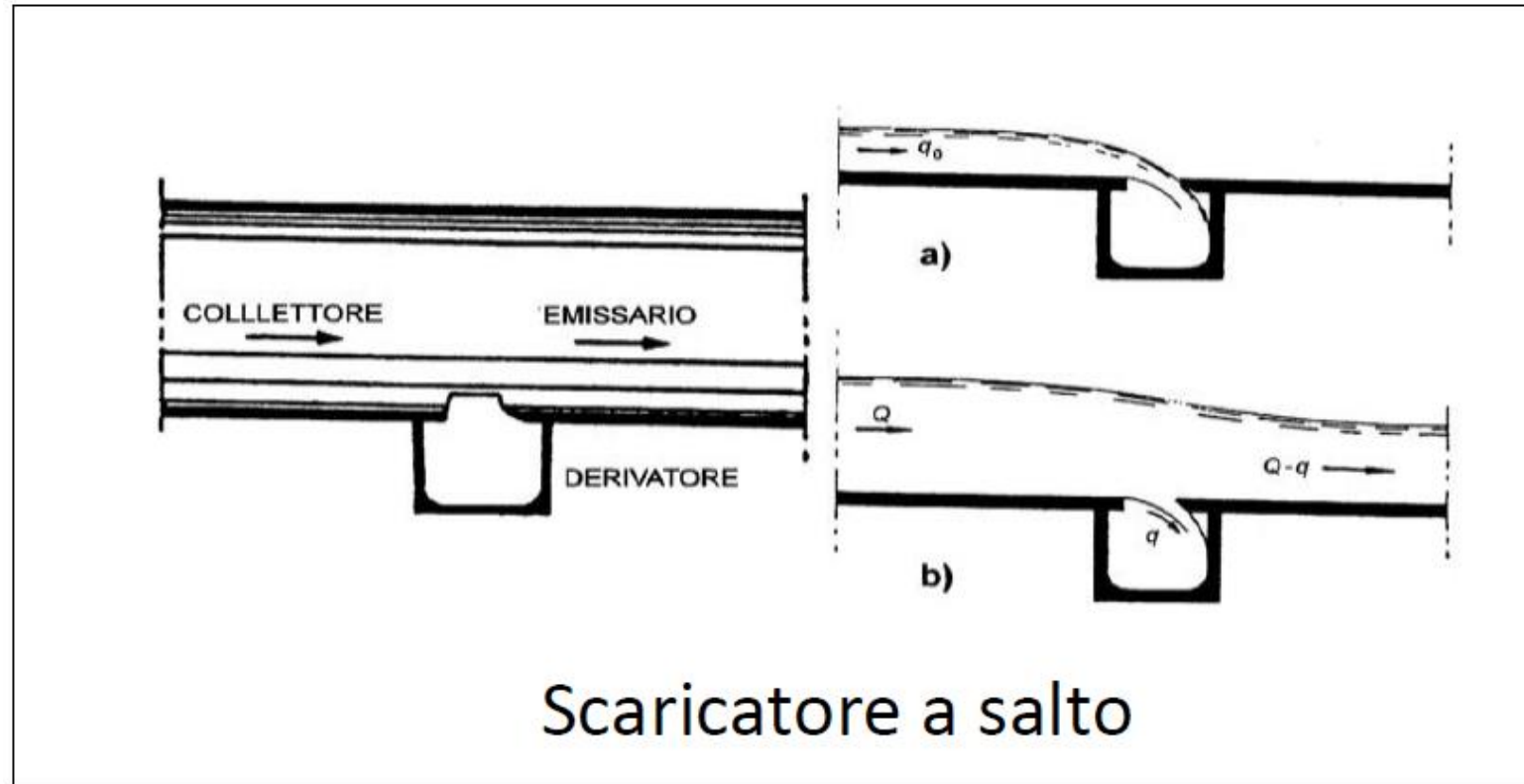
$$\mu_s = 0.38 - 0.40$$

Per correnti lente

$$\mu = 0.93\mu_s$$



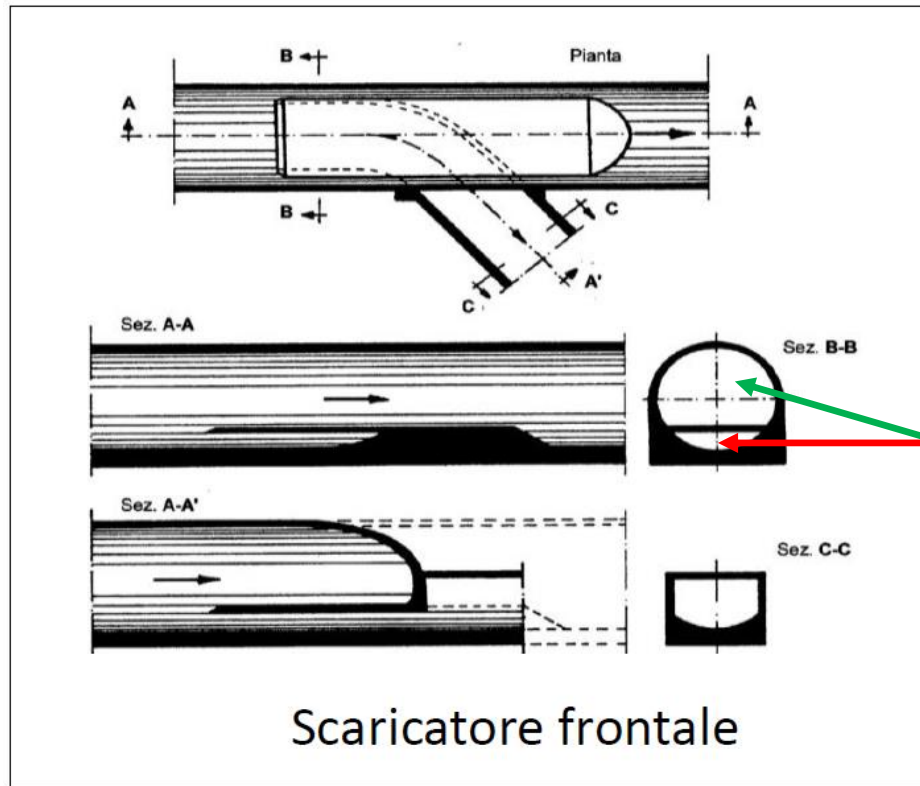
Alla condotta principale, si associa una condotta secondaria verso il depuratore, che insiste al fondo della prima. In assenza di pioggia (caso unitario) la portata nera, tramite luce di fondo, fluisce nella condotta secondaria. Con pioggia il transito nella condotta secondaria sarà legato al coefficiente di deflusso ed al carico che insiste appena a monte del foro.



$$q = \mu A \sqrt{2gh}$$

$$\mu = 0.69 \text{ per correnti lente}$$

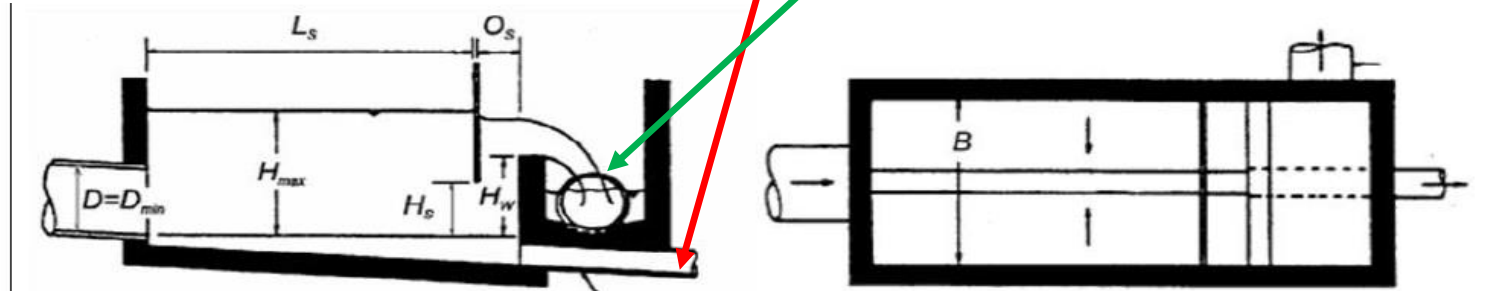
$$\mu = 0.69 - 0.09Fr \text{ per correnti veloci}$$



Scaricatore frontale

al depuratore

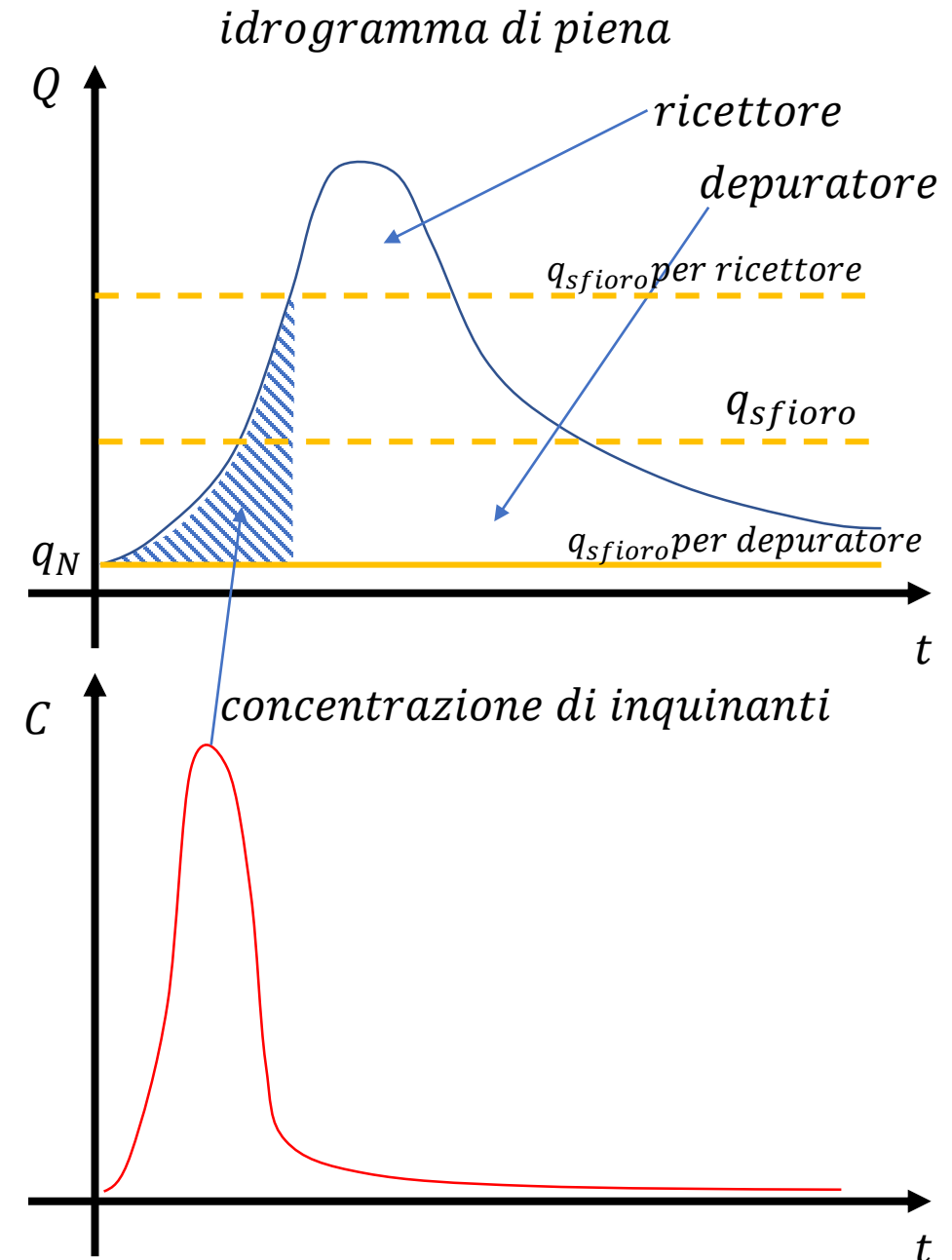
al ricettore



Scaricatore a battente con bacino di calma

VASCHE DI PRIMA PIOGGIA

Le reti fognarie unitarie e miste trasportano le acque nere verso il depuratore e le acque bianche verso un ricettore, parte delle acque bianche (quelle di prima pioggia molto inquinate) andrebbero recapitate al depuratore. Come visto, una separazione tra le portate da derivare in rete ed al ricettore si ottiene con uno scolmatore di piena, in cui si va a dimensionare una portata di derivazione, nella figura a destra indicata come Q di sfioro. Nelle figure di destra, oltre all'idrogramma di piena si evidenzia un volume di prima pioggia, caratterizzato da alte concentrazioni C di inquinanti. Proteggere il ricettore da inquinanti contenuti nelle prime piogge, richiederebbe di innalzare la soglia della portata sfiorante, in modo da catturare tutti i volumi di acqua molto inquinata. Questo significherebbe aumentare notevolmente le portate destinate al depuratore



Il depuratore funziona in modo ottimale se riceve portate con un'alta concentrazione di materiale organico, se le acque nere risultano troppo diluite, se ne inficia il funzionamento, sono poi dimensionati per ricevere fino ad una certa portata massima. Se la difesa del ricettore richiede di alzare la soglia di sfioro, la protezione del depuratore richiede invece di mantenerla bassa, ovvero fino ad un certo grado di diluizione R della portata di acque nere medie.

Per ovviare a questa richiesta opposta tra ricettore e depuratore, si possono inserire nella rete fognaria delle vasche di prima pioggia, il cui scopo è quello di invasare le prime portate di acqua meteorica, ricche di inquinanti. Queste pertanto non vengono inviate al ricettore e verranno reinserite in rete verso il depuratore senza sovraccaricarlo.

Le vasche di prima pioggia si distinguono per:

- Inserimento nella rete:
 - in linea
 - fuori linea
- Modalità di alimentazione:
 - vasche di cattura
 - vasche di transito
- Modalità di svuotamento
 - Continuo
 - Intermittente

Vasche di prima pioggia (VDP) in linea*rete unitaria**nera + bianca* Q_{N+B} *ricettore*

Organo di controllo
della portata in
uscita, per rispettare i
criteri della rete /
depuratore

*depuratore**rete mista**nera* Q_N *bianca* Q_B *ricettore**depuratore*

Le vasche insistono direttamente sui collettori, sono cioè in linea con essi, uno sfioratore/scarico definisce poi la portata in eccesso da scaricare al ricettore, una bocca di controllo in uscita dalla vasca determina, in relazione al carico idraulico, la portata massima da restituire in rete al fine di rispettare la portata massima per il depuratore.

Vasche di prima pioggia (VDP) fuori linea*rete unitaria**nera + bianca* Q_{N+B}

scolmatore

VDP

ricettore

depuratore

*rete mista**nera**bianca* Q_N Q_B

scolmatore

VDP

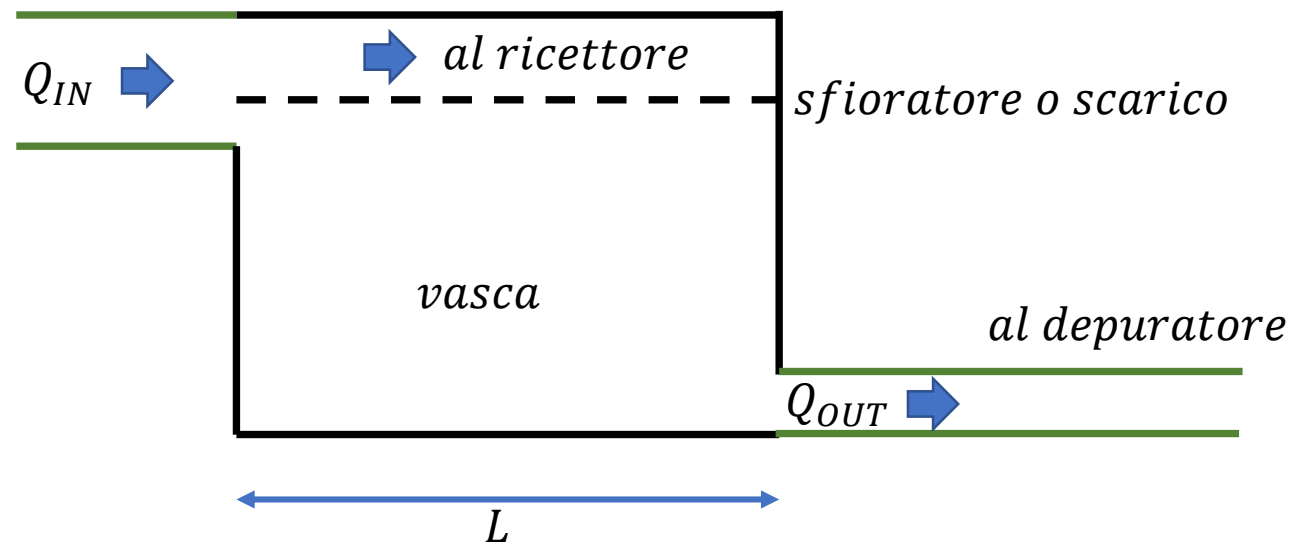
ricettore

depuratore

Le vasche non insistono direttamente sui collettori, uno scolmatore definisce la portata che rimane in rete da quella da conferire alla vasca e quindi oltre un certo grado di riempimento sfiorare verso il ricettore. La vasca restituisce poi alla rete i volumi invasati attraverso un organo di controllo.

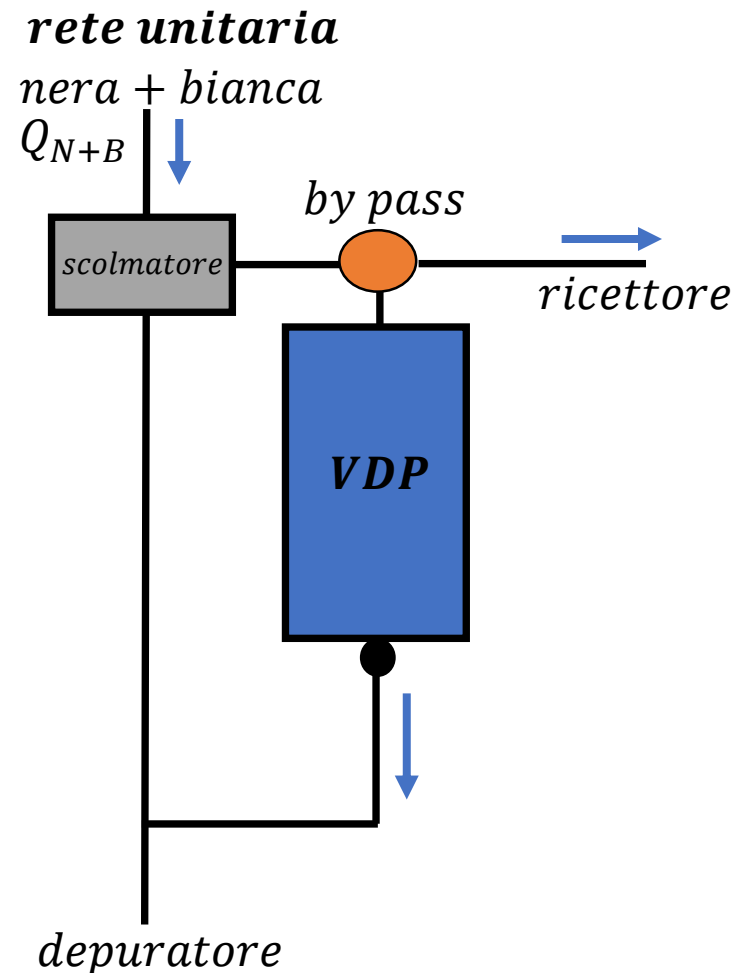
Tipologie di alimentazione.**Vasche di transito.**

Gli schemi delle slide precedenti sono con la modalità di vasche di transito, ovvero, la portata che dovrà andare al ricettore transita attraverso la vasca. Si instaura pertanto un processo di mescolamento tra il volume inquinato inizialmente raccolto, con le portate seguenti in arrivo alla vasca. Sono adottate normalmente nell'inserimento in linea della vasca, e sono adatte nel caso in cui la concentrazione di inquinanti sia distribuita nella portata nel tempo. L'altezza dello scarico al ricettore, definisce il carico h che insiste sulla condotta in uscita, determinando la portata massima (luce da fondo) in uscita, che dovrà rispettare le richieste di valle (depuratore). Fissata l'altezza massima a garanzia della portata in uscita al depuratore, la lunghezza L definisce il volume invasato.

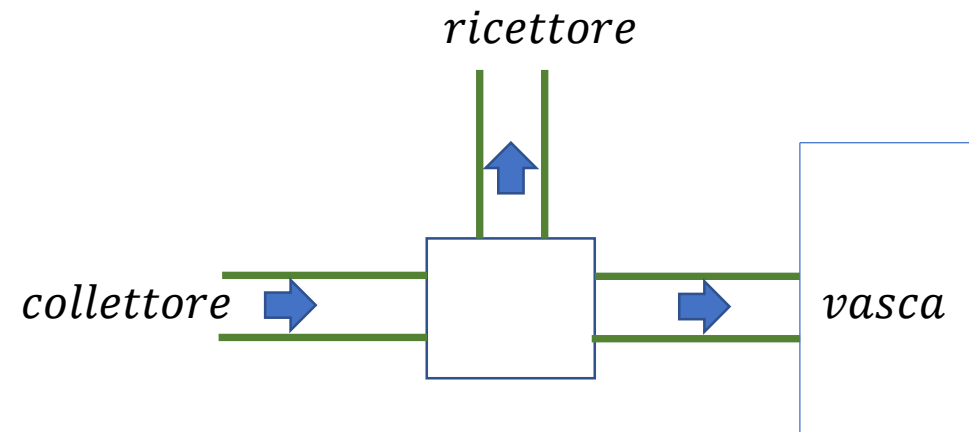


Vasche di cattura

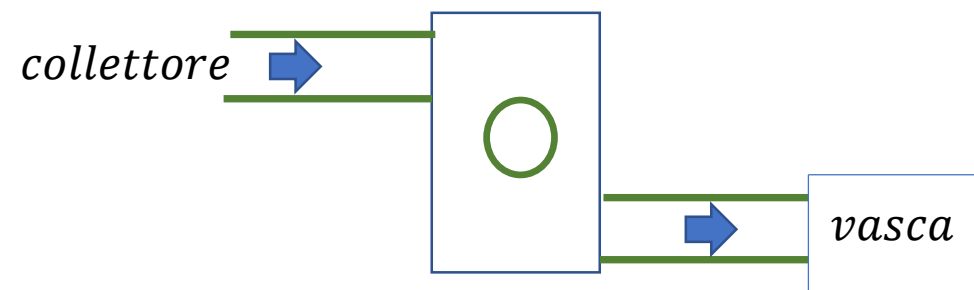
E' uno schema tipico per le vasche fuori linea, la portata verso il ricettore viene deviata con un by-pass verso la vasca di prima pioggia, quando questa si è riempita viene esclusa dalle successive portate transittanti. Si evitano in questo modo diluizioni dei volumi invasati. E' particolarmente adatta quando la prima pioggia è particolarmente inquinata.



by – pass vista dall'alto



by – pass vista in sezione



Modalità di svuotamento

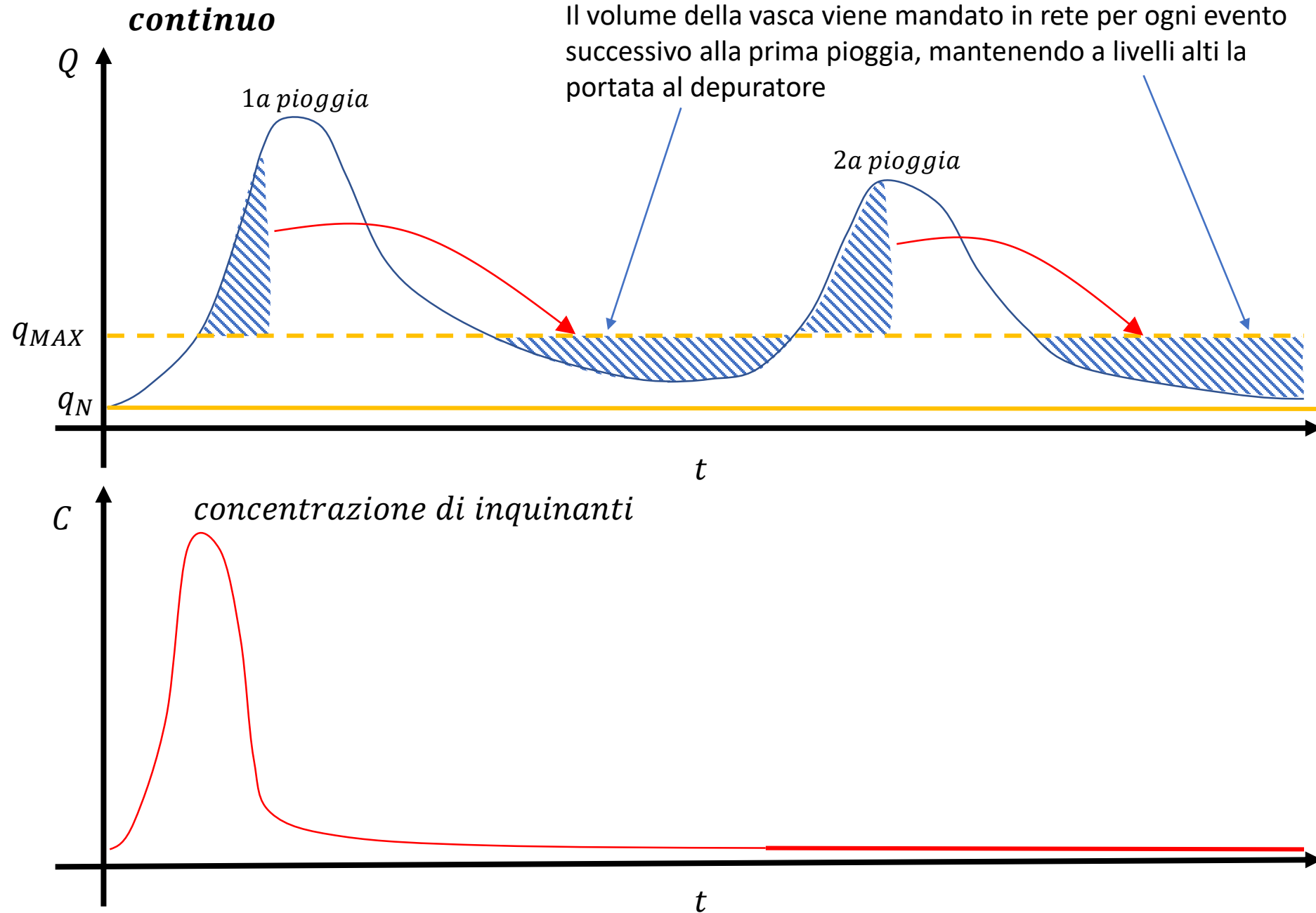
Continuo

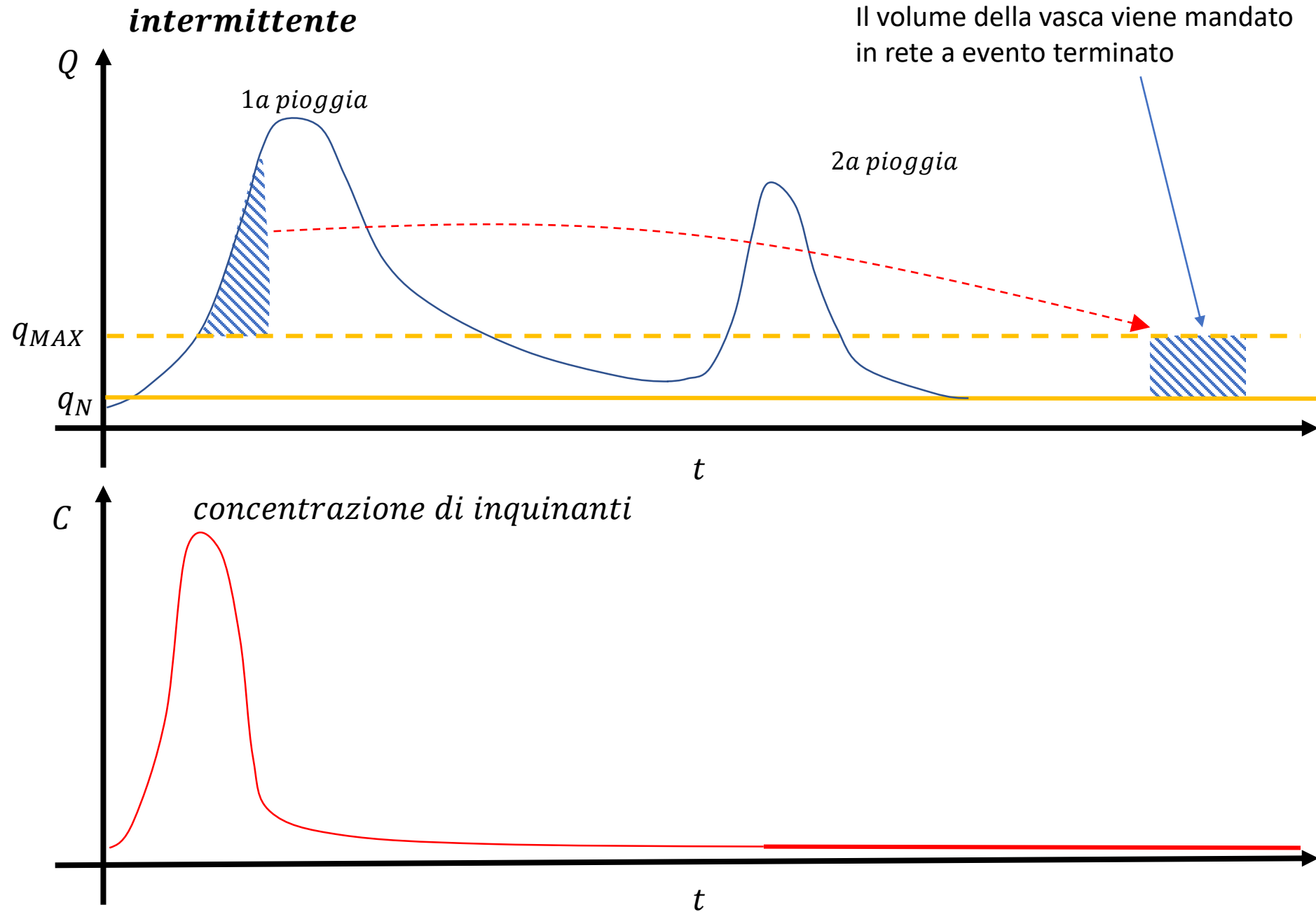
E' tipico per le vasche di transito in linea, la portata invasata, in continuo viene in parte rimandata in rete, si rivedano gli schemi delle slide precedenti. Avere una configurazione con vasca di prima pioggia in linea con vasca di transito a scarico continuo è una soluzione molto economica, ma tende a sovra caricare il depuratore (si veda prossima slide).

All'interno di uno stesso macro evento di precipitazione, la configurazione sopra evidenziata, tende a raccogliere non solo la prima pioggia, ma anche eventi successivi, ad esempio una seconda pioggia con volumi d'acqua non inquinata che potrebbero essere restituiti direttamente al ricettore anziché al depuratore.

Intermittente

Tipico per le fuori linea, è una metodologia che permette di non aggravare il carico sul depuratore. La vasca viene scaricata nella rete quando questa non è più sottoposta ad importanti carichi di portata. Ovvero dopo un opportuno intervallo di tempo di assenza di precipitazione. Necessità quindi di un organo di scarico più complesso e risulta una soluzione più costosa dello scarico in continuo.

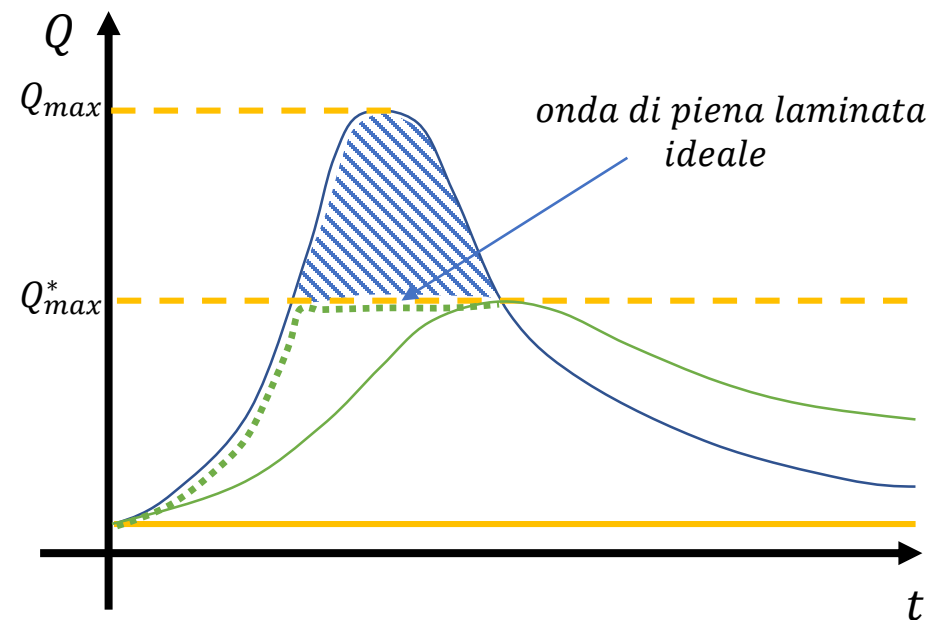
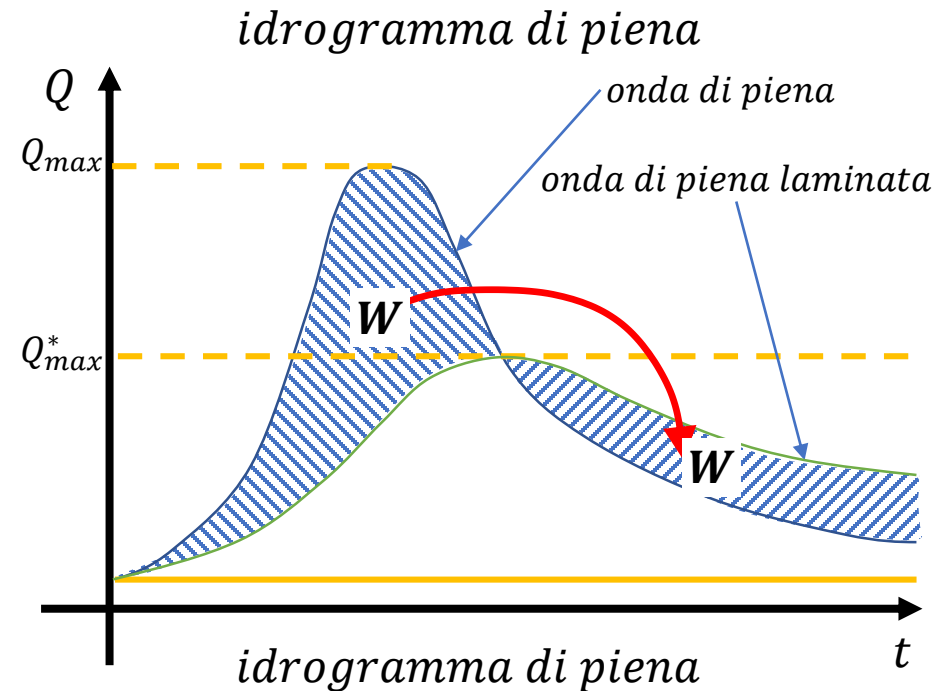




VASCHE VOLANO

Le vasche volano sono, come le vasche di prima pioggia, delle camere di invaso, il cui scopo però è la laminazione dell'onda di piena degli eventi meteorologici di deflusso. Serve ad evitare che ad una certa sezione della rete, venga superata una portata massima critica Q_{max}^* . Viene quindi immagazzinato un volume W che successivamente viene restituito alla rete.

Le vasche volano possono essere a cielo aperto o interrate, hanno volumi caratteristici maggiori delle vasche di prima pioggia e le possono contenere al loro interno ad esempio con l'utilizzo di più vasche (in generale le vasche di prima pioggia devono stare a monte). La portata laminata dipende dalla bocca di uscita dalla vasca, dove Q sarà funzione del carico idraulico di monte e del coefficiente di deflusso.



Utilizzando delle perdite di carico localizzate, si può variare la portata in uscita raggiungendo un comportamento quasi ideale di laminazione, ovvero seguire l'onda di piena originale e rimanere quindi a livelli costanti di Q^*_{max} , riducendo quindi le dimensioni dell'invaso. Per il calcolo dei volumi si rimanda a quando vedremo la normativa sull'invarianza idraulica.

Esempio di vasca volano interrata in calcestruzzo

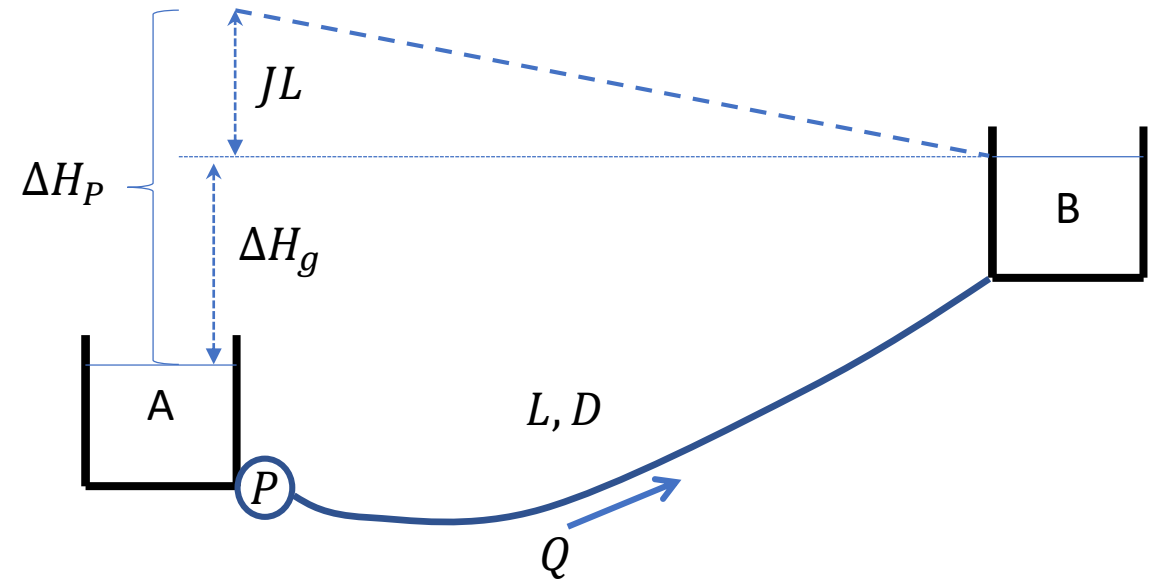


Esempio di vasca volano a cielo aperto



Impianti di sollevamento

Le reti fin qui viste, prevedevano un funzionamento a gravità, ovvero la forza motrice del sistema risultava definita dalla differenza di carico dovuta alla differenza di quota dei peli liberi. Riferendoci al caso dei due serbatoi della figura a destra ci può essere la situazione in cui il serbatoio A si trovi ad una quota inferiore rispetto alla serbatoio B. Data una portata Q transitante, dovrà essere fornita al fluido un'energia pari al dislivello ΔH_g dei peli liberi, più l'energia JL legata alle perdite continue (si sono trascurate le perdite localizzate).



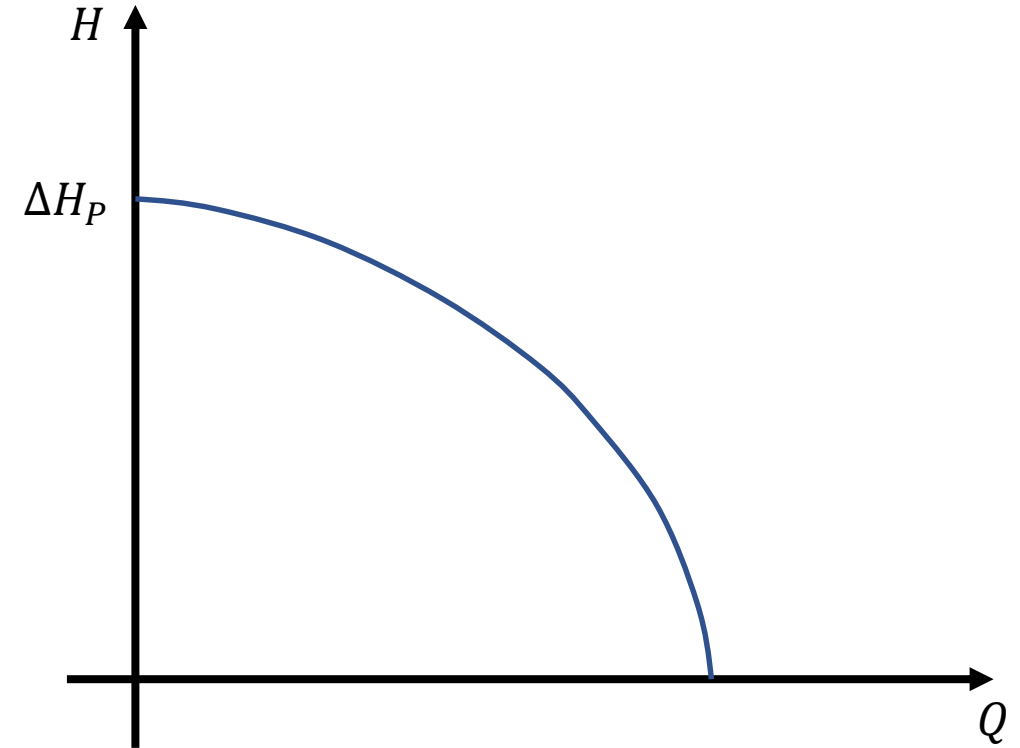
$$\Delta H_p = \Delta H_g + JL$$

La quantità ΔH_p rappresenta la prevalenza che dovrà essere fornita tramite delle pompe, da un impianto di sollevamento per trasportare la portata Q . La pompa richiederà una potenza per fornire ΔH_p alla portata Q pari a:

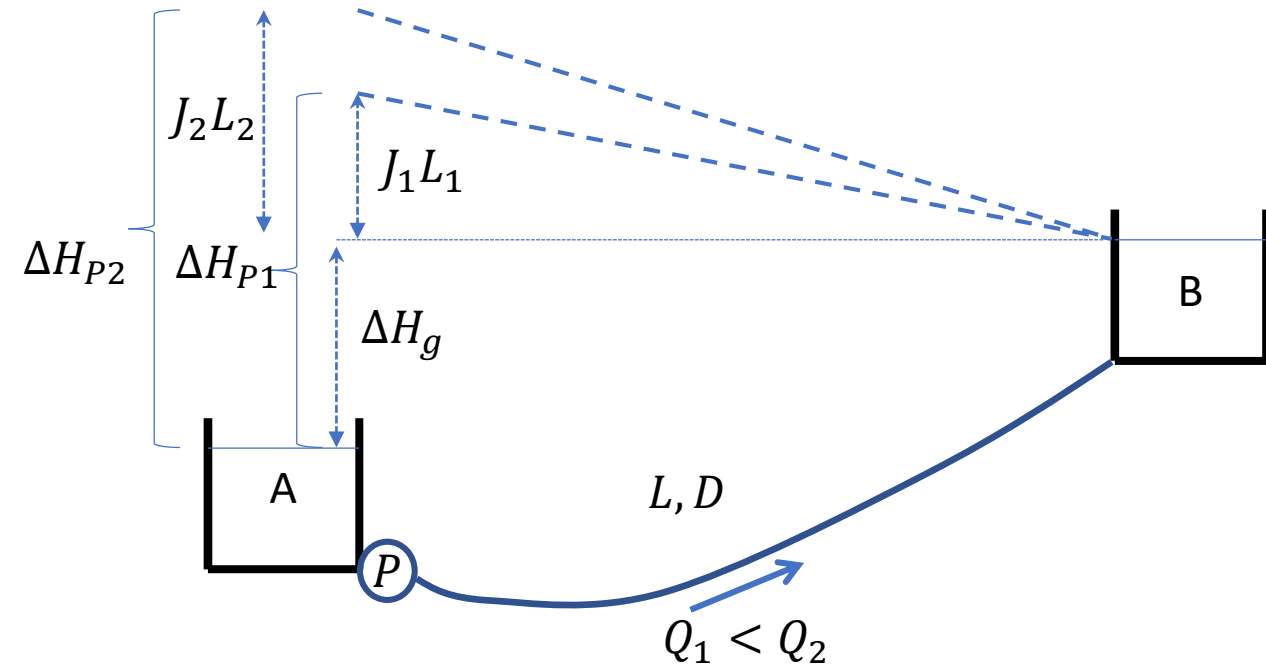
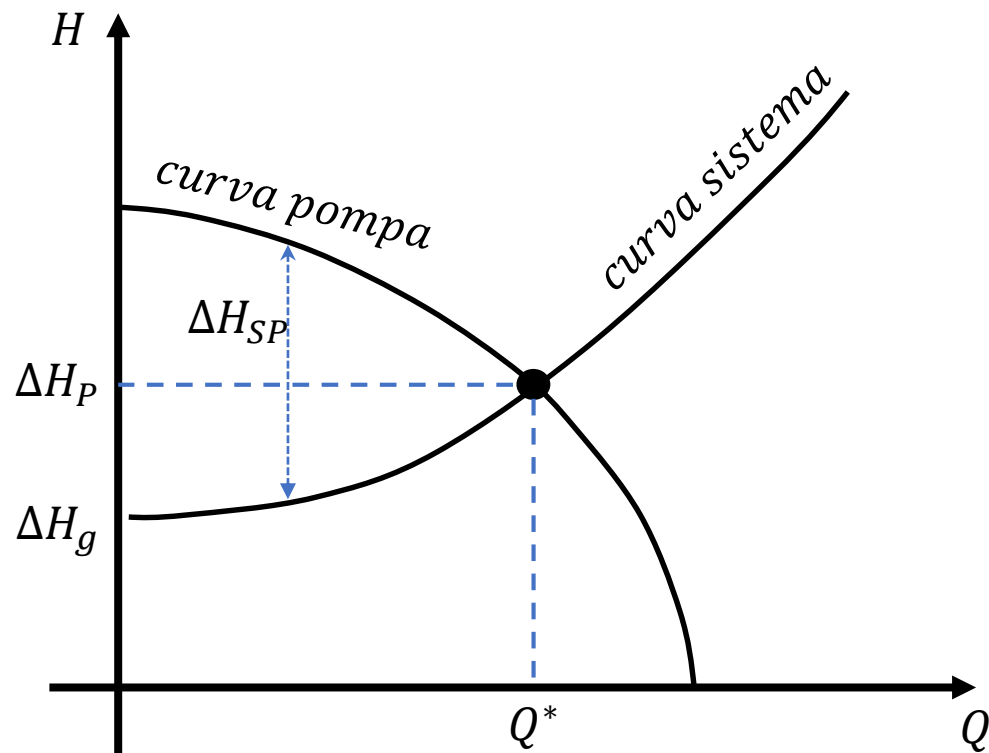
$$P = \frac{\rho g \Delta H_p Q}{\eta}$$

Con η il rendimento della pompa, ovvero il rapporto tra potenza ceduta e potenza assorbita. La potenza è misurata in Watt, ovvero Joule su secondi, ed espresso di norma in KW.

Ragionando a potenza costante. la pompa risulterà definita in relazione alle quantità ΔH_p e Q , ovvero che prevalenza riesce a fornire in relazione alla portata da trasportare (ed al rendimento). Ciascuna pompa sarà definita da una sua curva caratteristica H-Q (e di rendimento). All'aumentare della portata Q , la pompa potrà fornire una prevalenza mano a mano inferiore al flusso, questo perché, data l'equazione del moto, si osserva come all'aumentare di Q , mantenendo inalterati tutti gli altri parametri, le perdite di carico continue aumentano. La curva caratteristica della pompa sarà pertanto decrescente per Q che aumenta.



In termini di ΔH_p e Q possiamo andare a definire quella che è una curva caratteristica del sistema idraulico da risolvere. Se variamo la portata da trasportare da Q_1 a $Q_2 > Q_1$, l'equazione del moto ci dice che, mantenendo costante tutti gli altri parametri $J_1 L_1 < J_2 L_2$, pertanto $\Delta H_{p1} < \Delta H_{p2}$. A differenza della curva caratteristica della pompa, la curva caratteristica del sistema ha un andamento crescente, al crescere di Q .



L'incontro della curva del sistema, con la curva caratteristica di una pompa, definisce il punto di funzionamento del sistema idraulico – pompa.

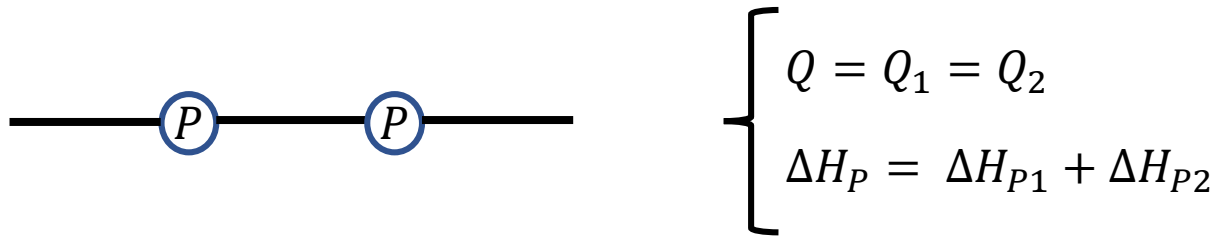
Per $Q > Q^*$ la pompa non è in grado di fornire la prevalenza richiesta dal sistema, pertanto siamo in una zona di non funzionamento.

Per $Q < Q^*$ il sistema può funzionare, in questo caso si dovrà dissipare la quantità ΔH_{sp} tramite una valvola.

Per fornire dinamicità di funzionamento al sistema di sollevamento, anziché un'unica pompa si considerano più pompe in serie o in parallelo.

Pompe in serie

Per pompe in serie, la portata transitante nella successione di pompe rimane costante, mentre la prevalenza fornita è definita dalla somma della prevalenza fornita da ciascuna pompa.

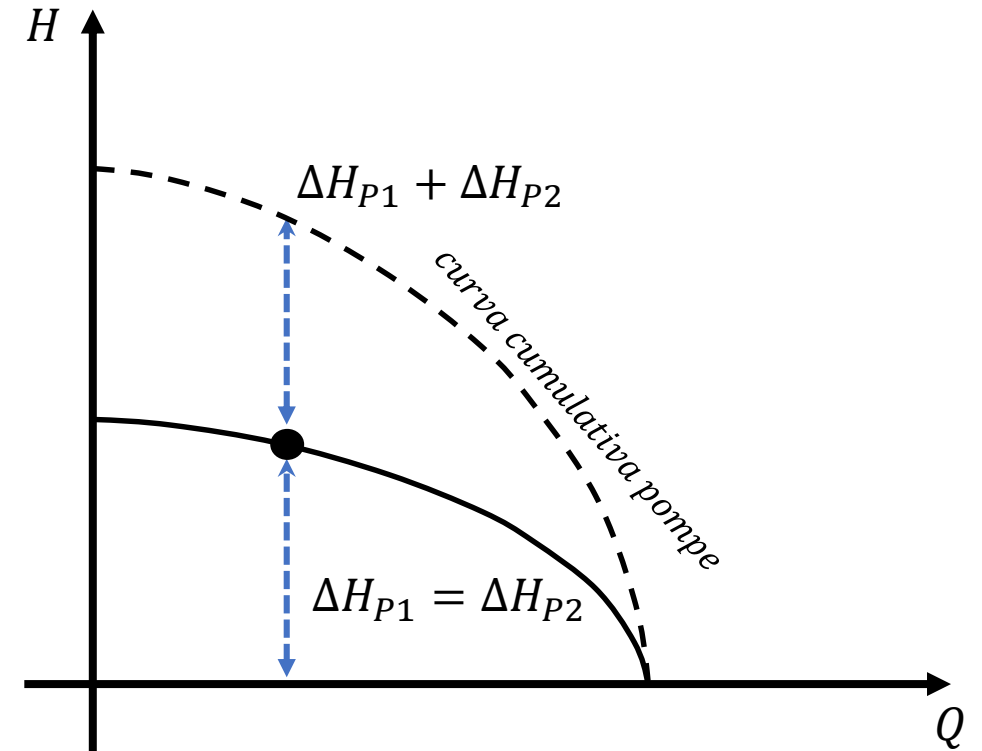


Il rendimento totale del sistema si deduce dalla potenza assorbita dalle N pompe, che è pari alla somma delle potenze assorbite da ciascuna pompa.

$$P_{tot} = P_1 + P_2 \quad \frac{\rho g \Delta H_P Q}{\eta_{tot}} = \frac{\rho g \Delta H_{P1} Q_1}{\eta_1} + \frac{\rho g \Delta H_{P2} Q_2}{\eta_2}$$

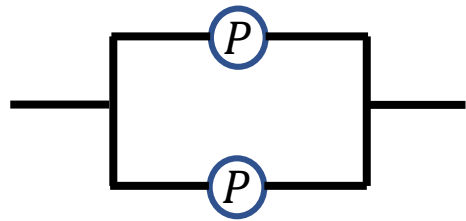
Quindi per le relazioni del sistema precedente

$$\eta_{tot} = \frac{\Delta H_{P1} + \Delta H_{P2}}{\frac{\Delta H_{P1}}{\eta_1} + \frac{\Delta H_{P2}}{\eta_2}}$$



Pompe in parallelo

Per pompe in parallelo, la portata transitante totale è data dalla somma delle portate transittanti in ciascuna pompa. Mentre la differenza di carico tra i nodi estremi collegati dalle condotte in parallelo deve necessariamente essere identico a prescindere dal percorso seguito.



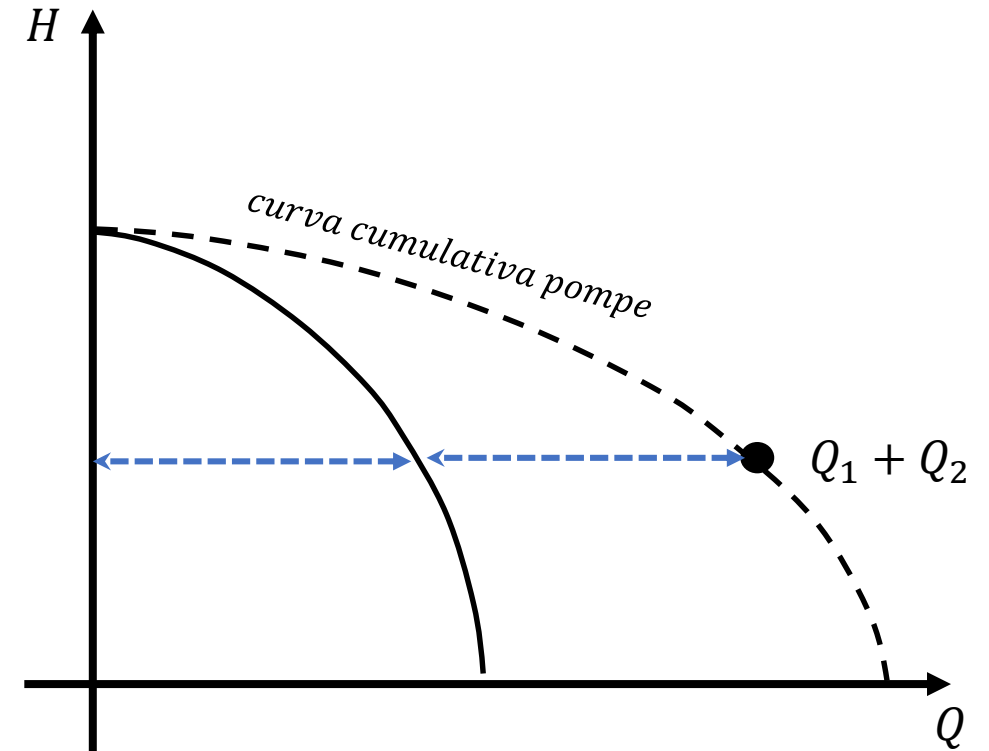
$$\left\{ \begin{array}{l} Q = Q_1 + Q_2 \\ \Delta H_P = \Delta H_{P1} = \Delta H_{P2} \end{array} \right.$$

Il rendimento totale del sistema si deduce dalla potenza assorbita dalle N pompe, che è pari alla somma delle potenze assorbite da ciascuna pompa.

$$P_{tot} = P_1 + P_2 \quad \frac{\rho g \Delta H_P Q}{\eta_{tot}} = \frac{\rho g \Delta H_{P1} Q_1}{\eta_1} + \frac{\rho g \Delta H_{P2} Q_2}{\eta_2}$$

Quindi per le relazioni del sistema precedente

$$\eta_{tot} = \frac{Q_1 + Q_2}{\frac{Q_1}{\eta_1} + \frac{Q_2}{\eta_2}}$$



Curva del sistema idraulico

Anche per la curva del sistema idraulico si può distinguere le relazioni H-Q in funzione di essere in presenza di condotte in serie o in parallelo.

Condotte in serie

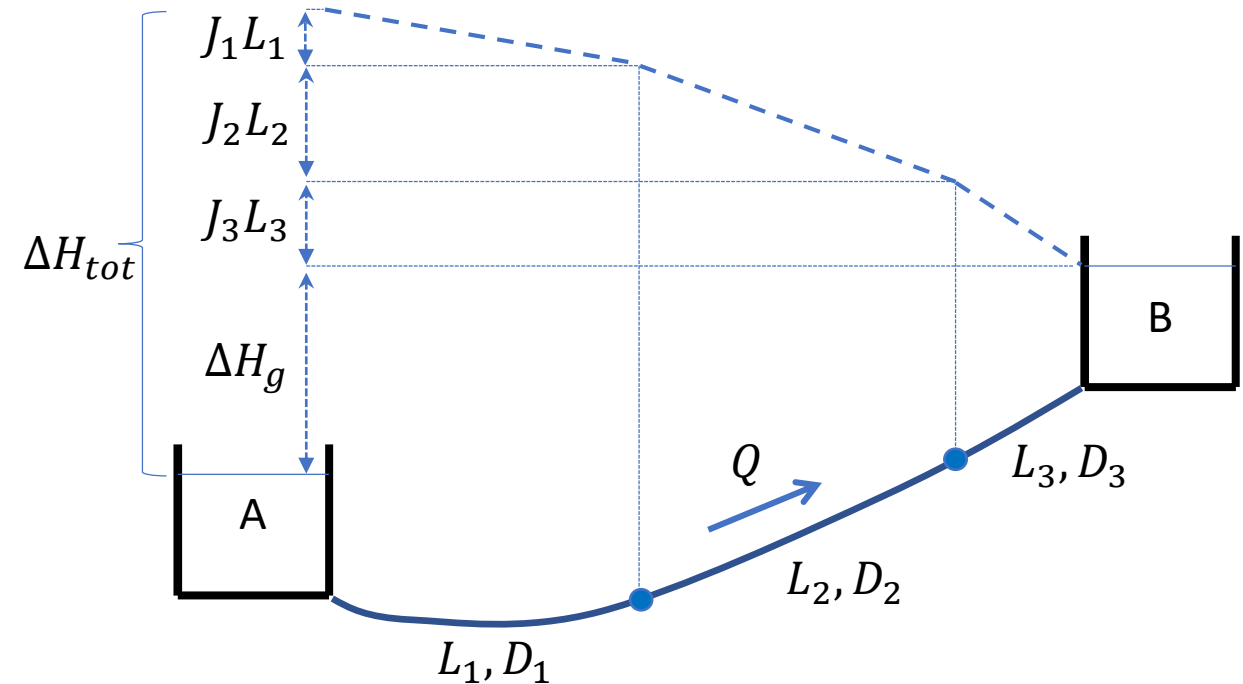
La differenza di carico totale richiesta dal sistema sarà

$$\Delta H_{tot} = \Delta H_g + J_1 L_1 + J_2 L_2 + J_3 L_3$$

Generalizzando per m condotte in serie ed introducendo l'equazione del moto:

$$\Delta H_{tot} = \Delta H_g + \sum_{i=1}^m \frac{\beta_i L_i}{D_i^t} Q^n$$

Con la portata Q comune a ciascun ramo



Condotte in parallelo

La differenza di carico totale richiesta dal sistema sarà identica a prescindere dal percorso L_1 , L_2 o L_3 , mentre la portata totale sarà data dalla somma delle portate fluenti in ciascuna tratta. Per l'equazione del moto avremo:

$$\Delta H_C = J_1 L_1 = \frac{\beta Q_1^n}{D_1^t} L_1 = J_2 L_2 = \frac{\beta Q_2^n}{D_2^t} L_2 = J_3 L_3 = \frac{\beta Q_3^n}{D_3^t} L_3$$

La generica portata Q_i transitante per il ramo i , in funzione delle perdite continue sarà:

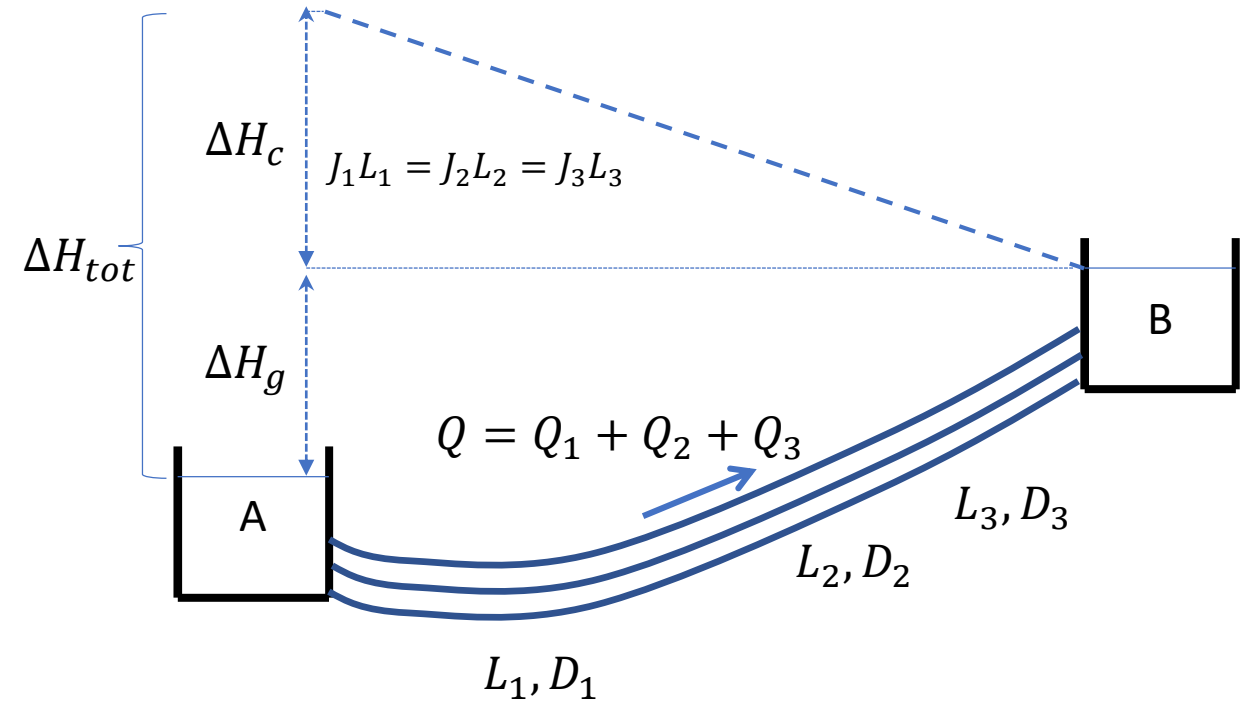
$$Q_i = \Delta H_C^{1/n} \left(\frac{D_i^t}{\beta L_i} \right)^{1/n}$$

E la portata totale

$$Q = \sum Q_i = \Delta H_C^{1/n} \sum \left(\frac{D_i^t}{\beta L_i} \right)^{1/n}$$

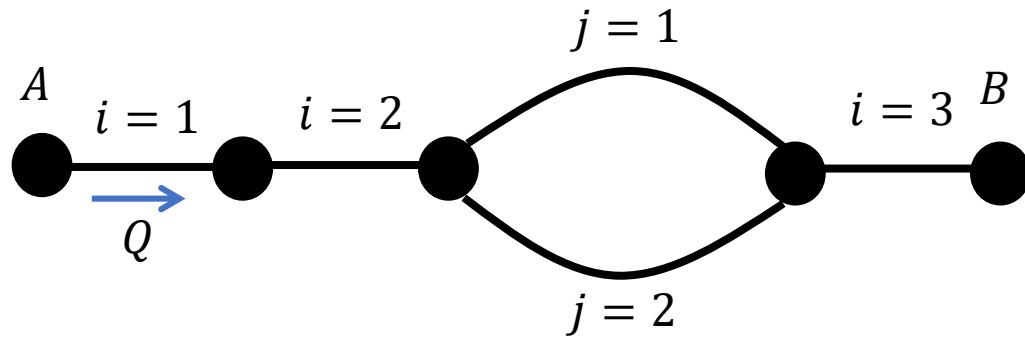
$$\Delta H_C = \frac{Q^n}{\left[\sum \left(\frac{D_i^t}{\beta L_i} \right)^{1/n} \right]^n}$$

$$\Delta H_{tot} = \Delta H_g + \frac{Q^n}{\left[\sum \left(\frac{D_i^t}{\beta L_i} \right)^{1/n} \right]^n}$$



Condotte in serie e parallelo

La curva del sistema per una combinazione di condotte in serie e parallelo risulterà una combinazione di quanto visto precedentemente



$$\Delta H_{tot} = \Delta H_g + Q^n \left[\sum \frac{\beta_i L_i}{D_i^t} + \frac{1}{\left[\sum \left(\frac{D_j^t}{\beta_j L_j} \right)^{\frac{1}{n}} \right]^n} \right]$$

Nel caso dell'esempio, la differenza di carico ΔH_{tot} tra i nodi A e B, per la portata Q, sarà dovuta ai tre rami in serie i , ed ai due rami in parallelo j , con ΔH_{tot} la differenza di quota geodetica tra A e B

Vasche di raccolta

Gli impianti di sollevamento possono risultare necessari all'estremità della rete per mandare la portata ad un ricettore più alto, o possono essere collocati in zone intermedie della rete per evitare eccessivi scavi.

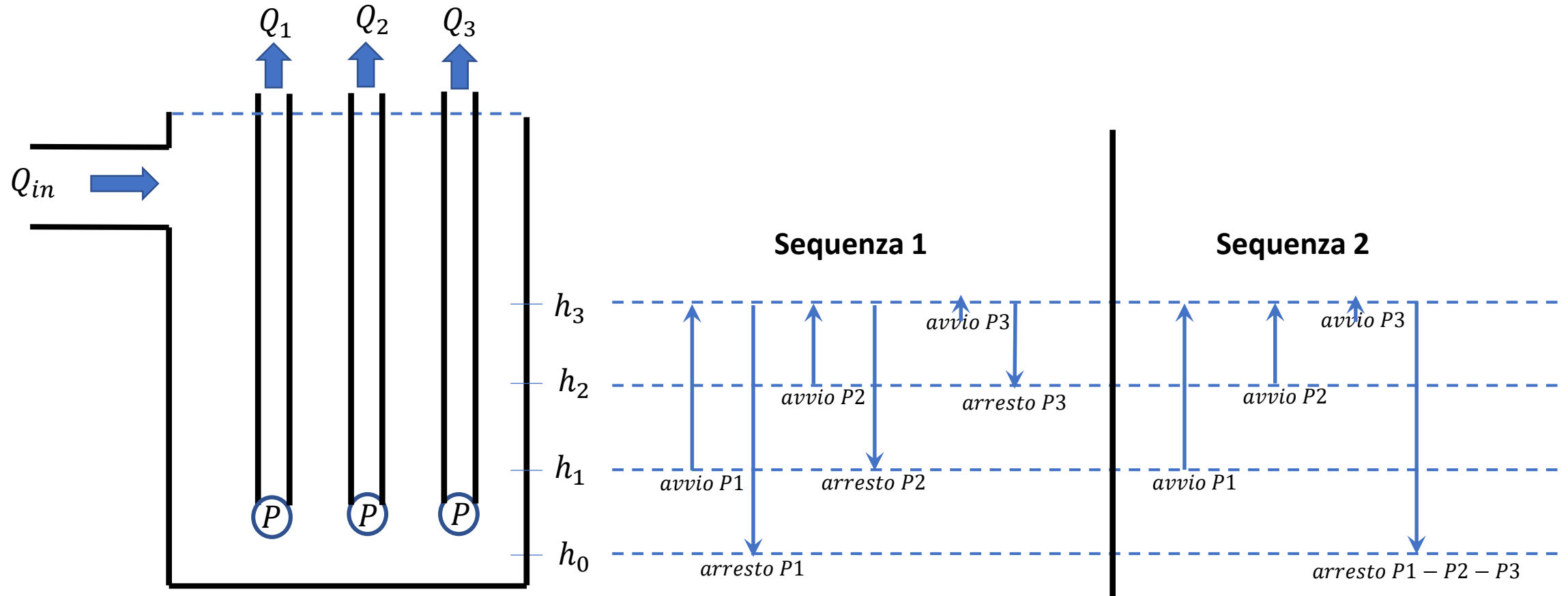
Sono caratterizzati da una vasca di raccolta, con eventuale presenza di una griglia per evitare l'ingresso di materiale grossolano, una serie di pompe e le condotte di mandata.

Come schemi di installazione le pompe possono essere con pompe sommergibili (immagine a destra) o con pompe con motore all'asciutto. Le prime permettono di contenere le dimensioni dell'opera, le seconde hanno invece un miglior rendimento funzionale.

Nel dimensionamento del sistema vasca di raccolta – pompe si vuole evitare una dimensione troppo grande della vasca, ma anche limitare il numero di avvii e arresti delle pompe per evitarne l'usura eccessiva (il numero di avvii ora massimi viene indicato dal produttore di norma).



Esempi di sequenze di avviamento delle pompe in relazione al livello del pelo libero nella vasca



Data la sequenza 1, consideriamo i volumi compresi tra le altezze di stacco e di avvio delle pompe come in figura. Possiamo definire un tempo di ciclo Tc_k per il generico volume k definito come:

$$Tc_k = Tr_k + Tv_k$$

Dove Tr_k è il tempo impiegato al riempimento del volume V_k e Tv_k il tempo per svuotarlo.

CASO 1 POMPA. Ipotizziamo che la portata in ingresso Q_{in} sia inferiore a Q_1 e consideriamola in funzione di Q_1

$$Q_1 > Q_{in} = \alpha Q_1 \quad \text{con } 0 < \alpha < 1$$

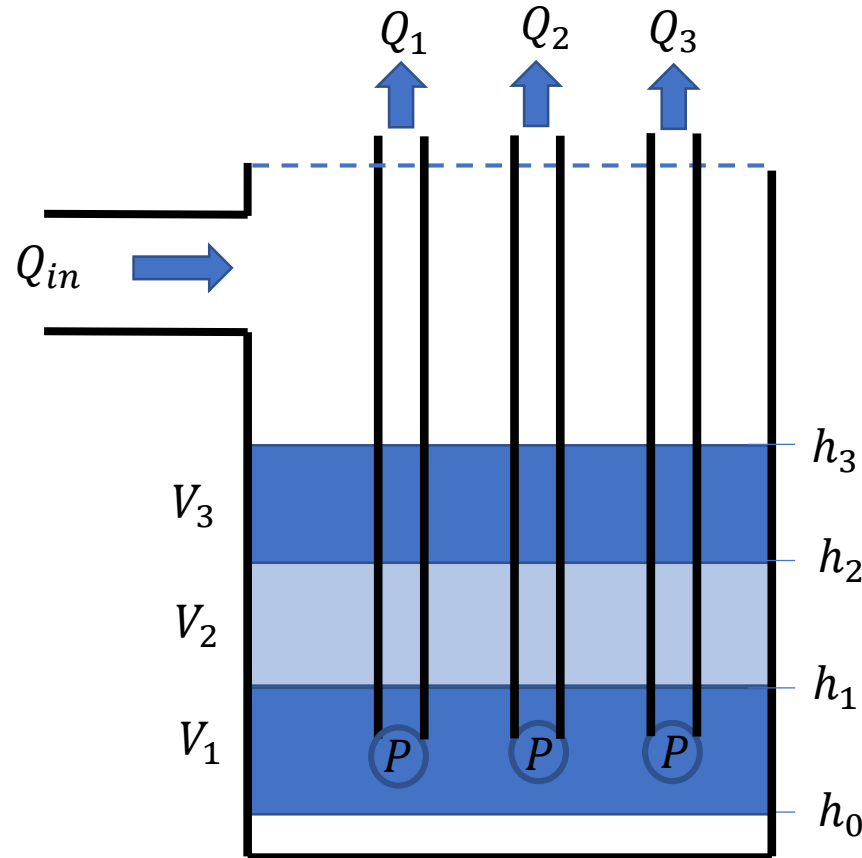
Possiamo definire i seguenti tempi caratteristici

$$Tr_1 = V_1 / Q_{IN} \quad \text{Perché la pompa 1 non si è ancora avviata}$$

$$Tv_1 = V_1 / (Q_1 - Q_{IN})$$

Sostituendo a Q_{in} la relazione in funzione di Q_1 si esprime il tempo di ciclo come

$$Tc_1 = \frac{V_1}{\alpha Q_1 (1 - \alpha)}$$



Per trovare il valore di α che minimizza Tc basta derivare Tc rispetto ad α e porla uguale a 0 (Tc in funzione di α tende all'infinito per α che tende sia a zero che ad 1). Si ottiene $\alpha=0.5$ e sostituendo nell'equazione per Tc si ottiene:

$$V_1 = Q_1 Tc_1 / 4$$

NOTA: per i passaggi si vedano le note alla lezione

Pertanto, fissata la portata di ingresso da ipotesi progettuali, si ottiene $Q_{pompa}=2Q_{in}$ per quanto visto su α , assunto un T_c (esempio 8 avvii ora, $T_c=3600/8=450s$) ci si può determinare il volume della vasca.

CASO 2 POMPE. In questo caso deve essere $Q_{in}>Q_1$ altrimenti si torna al caso precedente, e poniamoci nella condizione:

$$Q_1 + Q_2 > Q_{in} = Q_1 + \alpha Q_2 > Q_1 \quad \text{con } 0 < \alpha < 1$$

Per il volume 2 i tempi caratteristici saranno

$$Tr_2 = V_2 / (Q_{IN} - Q_1)$$

$$Tv_2 = V_2 / (Q_1 + Q_2 - Q_{IN})$$

Procedendo in modo analogo al precedente, ovvero esprimendo Q_{in} in funzione di Q_1 , Q_2 e α , si trova una condizione di minimo per $\alpha=0.5$ da cui:

$$V_2 = Q_2 T c_2 / 4$$

In generale per la sequenza 1 si ha

$$V_k = Q_k T c_k / 4$$

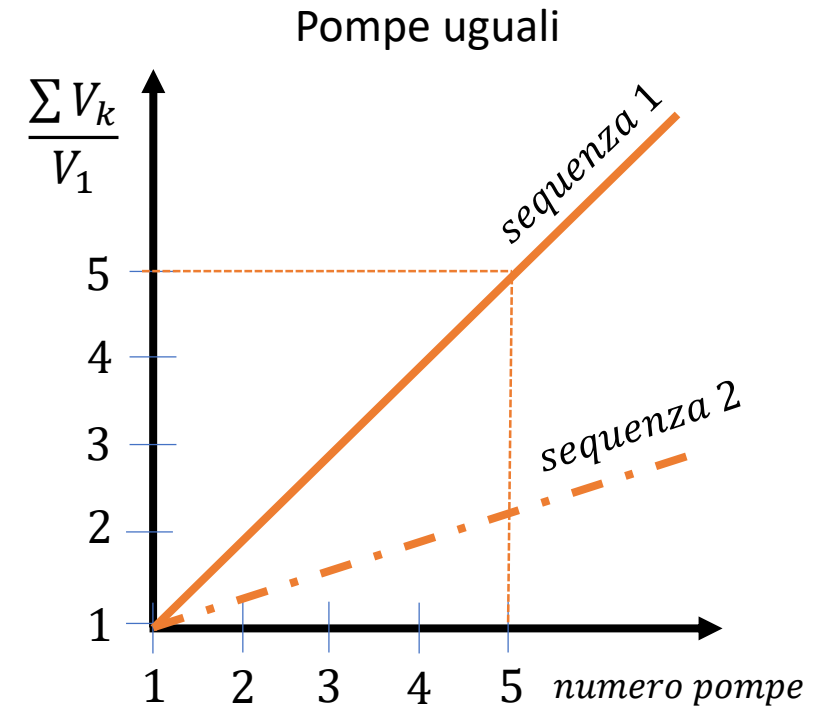
Dato il numero di pompe k si ricava il volume dalla sommatoria dei V_k

Per il caso della sequenza due si rimanda ai testi consigliati, si riporta però nel grafico a destra i volumi necessari con le due sequenze nel caso di utilizzo di pompe uguali, considerando la sommatoria dei volumi adimensionalizzata con il volume V_1 .

Dal grafico e dai valori tabellati si nota che nel caso di 5 pompe, il volume richiesto è meno della metà di quanto richiesto dalla sequenza 1.

Si fa osservare che per il volume 1 l'analisi per la sequenza 2 è identica a quella svolta per la sequenza 1. Pertanto per la sequenza 2, ricavato V_1 come da sequenza 1 e appoggiandosi ai valori tabellati, ci si può ricavare i volumi necessari.

Oltre alle pompe per sollevare la portata in ingresso, si deve considerare una pompa di riserva (manutenzione, malfunzionamento). Inoltre i livelli di avvio e stacco si fanno variare tra le pompe per omogeneizzare i periodi di funzionamento.



N pompe	$\frac{\sum V_k}{V_1}$ Sequenza 1	$\frac{\sum V_k}{V_1}$ Sequenza 2
1	1	1
2	2	1.39
3	3	1.68
4	4	1.90
5	5	2.10