

**COSTRUZIONI IDRAULICHE I**  
**PARTE 2**  
**ACQUEDOTTI**

L'acquedotto è quell'insieme di opere necessarie per rendere disponibile in una certa zona, una quantità della risorsa acqua in funzione del suo utilizzo e della qualità da garantire.

A partire dalla definizione di acquedotto prima riportata, si evidenziano delle parole chiave che caratterizzano la struttura

### **Utilizzo**

Va definito la destinazione d'uso della risorsa da trasportare

- Civile potabile (uso alimentare)
- Civile non potabile (innaffiamento aree verdi pubbliche/private, etc.)
- Industriale (raffreddamento sistemi etc.)
- Irriguo (per l'agricoltura)

Nel corso ci si focalizza sugli acquedotti destinati ad usi civili

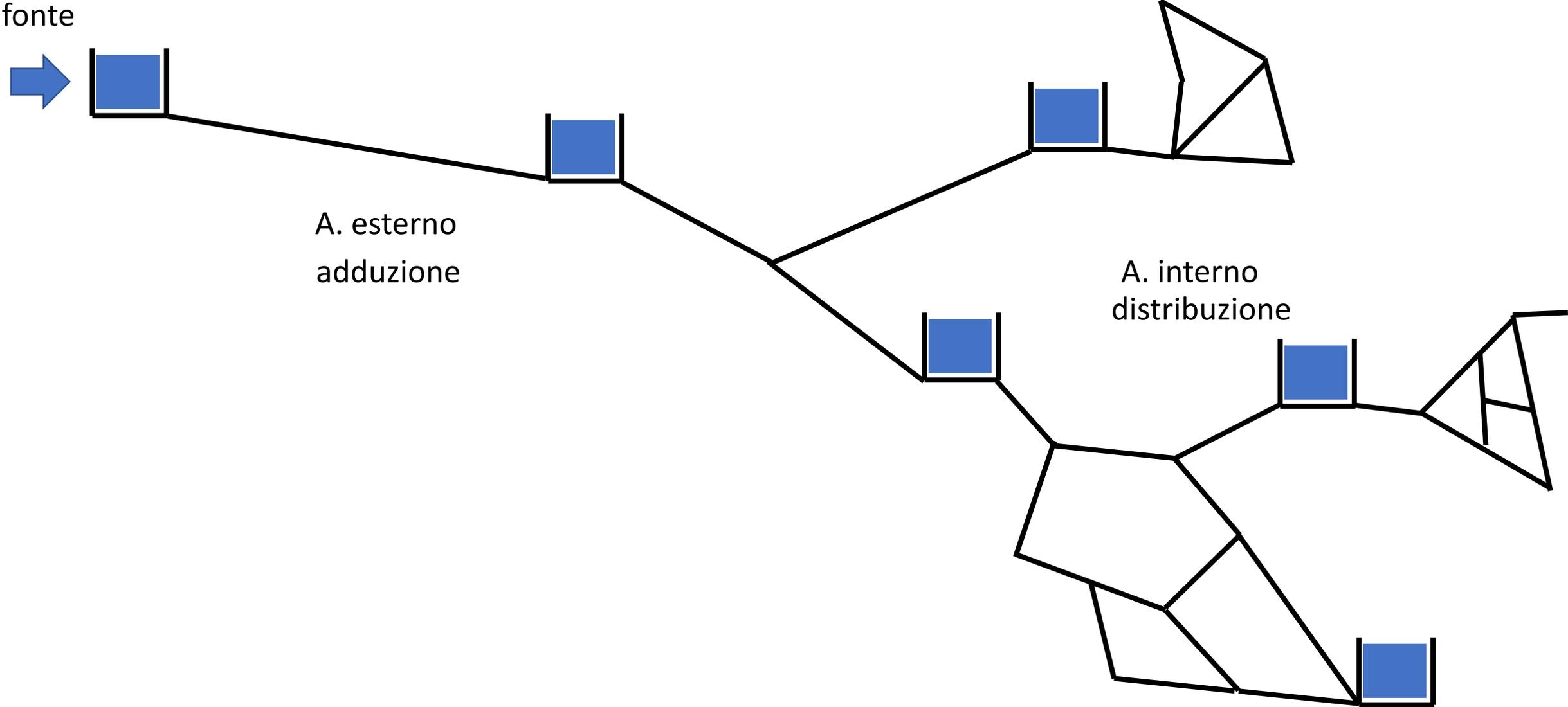
### **Opere**

L'acquedotto è caratterizzato da un insieme di opere specifiche

- Captazione (raccolta della risorsa dalla fonte)
- Trasporto (della risorsa verso il luogo della domanda)
- Accumulo (ai fini di riserva e regolazione)
- Distribuzione (trasporto alle utenze finali)

A cui si aggiungono opere di supporto, ad esempio per gli attraversamenti stradali-ferroviari-fluviali, opere di sollevamento, strutture per la potabilizzazione dell'acqua

# SCHEMA ACQUEDOTTO



## **qualita' dell'acqua**

Gli standard per definire l'acqua potabile, riguardano diversi aspetti, non solo di carattere sanitario, ma anche di piacevolezza, risulta pertanto importante una valutazione del gusto dell'acqua, la sua limpidezza, una temperatura adatta.

- Effetti cancerogeni
- Tossicità
- Effetti bioaccumulabili
- Effetti infettivi
- Effetti di sgradevolezza

## **quantita'**

Riguarda la definizione dei quantitativi d'acqua necessari per soddisfare la domanda idrica, di fondamentale importanza nella progettazione di un acquedotto. Si parla in questo caso di fabbisogno idrico.

## FABBISOGNO IDRICO

E' un valore che non va definito in termini attuali, ma di proiezione futura, ovvero, il fabbisogno idrico deve rispondere al quesito di quale sarà la domanda della risorsa ad un certo limite temporale. Si deve considerare di norma un arco temporale di almeno 40-50 anni. Questo orizzonte temporale è legato alla vita dell'opera, in considerazione dell'invecchiamento delle strutture e della relativa crescita dei costi di manutenzione.

La stima si esegue a partire dal fabbisogno medio annuo per persona (dotazione idrica pro capite), quindi si procede stimando la popolazione che dovrà essere servita in futuro.

La dotazione idrica pro capite, rappresenta il valore mediato in un anno, dei litri d'acqua da fornire ad un abitante al giorno

$$f \left[ \frac{\text{litri}}{\text{giorno} * \text{abitante}} \right]$$

Moltiplicando la dotazione idrica pro capite per il numero di abitanti si ottiene la portata media annua, e questo valore per i 365 giorni di un anno definisce il volume che deve essere disponibile in un anno.

$$Q_a = fP \left[ \frac{\text{litri}}{\text{giorno} * \text{abitante}} * \text{abitante} \right] \qquad V_a = 365fP \text{ [litri]}$$

Le quantità sopra definite vanno poi riferite ad opportune unità di misura, ad esempio metri cubi anziché litri

Per definire quindi la portata media annua è necessario definire correttamente f e P.

Il fabbisogno di un centro abitato è funzione del tipo di utenze che devono essere servite e delle perdite di risorsa

Tipologie di utenze

- Abitazioni private (cucina, pulizia personale, lavaggio, pulizia casa) (inaffiamento verde privato, lavaggio auto, piscine ...)
- Edifici pubblici
- Servizi pubblici (lavaggio strade, antincendio, inaffiamento verde pubblico, impianti, ...)
- Commerciali turistiche (alberghi, ristoranti, negozi, etc. )
- Artigianali / industriali (lavanderie, officine, lavaggi auto ...)

A seguire si riportano i valori tabellati per ciascuna utenza sopra definita

**Tab. 1.1** I fabbisogni idrici delle abitazioni private in litri/giorno per persona per usi domestici e altri usi

USI	FABBISOGNI			CONSUMI ASSOLUTI		
	Abitazioni popolari	Abitazioni medie	Abitazioni di lusso	Abitazioni popolari	Abitazioni medie	Abitazioni di lusso
Usi domestici	100	120	150	9	13	16
Altri usi	40	60	70	9	14	28
Totale	140	180	220	18	27	44
<b>Consumi assoluti in % dei fabbisogni</b>				<b>12,86%</b>	<b>15,00%</b>	<b>20%</b>

**Tab. 1.2** Fabbisogni idrici negli edifici pubblici e negli istituti collettivi pubblici e privati

UTENZE	MINIMI	MEDI	MASSIMI	CONSUMI ASSOLUTI
Ospedali e cliniche (l/d per posto letto)	130	750	1500	15-40
Scuole (l/alunno per giorno scuola)	20	40	90	6-13
Prigioni (l/d per persona)	60	90	120	
Caserma (l/d per persona)		160		
Comunità religiose, ospizi, orfanotrofi (l/d per persona)		180		
Uffici pubblici e privati (l/d per persona)	40	60	130	

**Tab. 1.3** Fabbisogni idrici e consumi assoluti per servizi pubblici vari

SERVIZI	FABBISOGNI	CONSUMI ASSOLUTI
Lavaggio serbatoi e rete di distribuzione (1% del fabbisogno totale)		
Lavaggio fogne (m <sup>3</sup> /d per pozzetto di lavaggio)	2	0
Lavaggio strade (l/d per m <sup>2</sup> di superficie)	2 - 4	10% - 50%
Innaffiamento strade (l/d per m <sup>2</sup> di superficie) (per 100 giorni all'anno)	1,5 - 2	75% - 85%
Innaffiamento verde pubblico (l/d per m <sup>2</sup> ) (per 180 giorni all'anno)	4 - 6	100%
Fontane pubbliche (m <sup>3</sup> /d)	5 - 15	20% - 50%
Piscine (fabbisogno giornaliero / volume piscina)	1/6 - 1/10	
Servizio antincendio (in l/s per ogni idrante in funzionamento)	2,5 - 5	
Mercati (l/d per m <sup>2</sup> di superficie coperta)	10	
Parchi di mezzi pubblici di trasporto urbano e extraurbano (l/d per mezzo)	300 - 600	4% - 10%
Macelli (l/capo di bestiame grosso)	300	

**Tab. 1.4** Fabbisogni idrici delle utenze commerciali e turistiche

UTENZE	FABBISOGNI
Alberghi senza ristorante (l/d per posto letto)	120 - 150
Alberghi con ristorante (l/d per posto letto)	160 - 300
Pensioni, camere in affitto (esclusi i pasti) (l/d per posto letto)	80 - 150
Ristoranti (l/pasto)	20 - 40
Self-service (l/d per m <sup>2</sup> di superficie)	25 - 60
Bar (l/d per m <sup>2</sup> di superficie)	20 - 50
Campeggi sportivi (l/d per persona)	70 - 90
Campeggi normali (l/d per persona)	120 - 160
Porti turistici (l/d per posto barca)	1000 - 1300
Aeroporti (per passeggero)	8 - 12

**Tab. 1.5** Fabbisogni idrici delle utenze artigianali e industriali

UTENZE	FABBISOGNI
Lavaggi auto (litri per lavaggio)	300 - 500
Autorimesse (l/d per auto)	10 - 20
Lavanderie self-service (l/d per macchina)	800 - 1500
Piccole attività artigianali e industriali (solo fabbisogno sanitario) (l/d per addetto)	50 - 100
Impianti di condizionamento aria a circuito semiaperto con torri evaporative (l/ora per 1000 frigoriferi/ora rese)	15
Impianti condizionamento aria (l/d per persona)	40 - 60

**Tab. 1.6** Fabbisogni idrici industriali (esclusi i consumi domestici degli addetti)

TIPO DI INDUSTRIA	FABBISOGNI
Conservazione carni (m <sup>3</sup> /t di prodotto)	50 - 70
Conservazione frutta, verdura, legumi (m <sup>3</sup> /t di prodotto fresco)	6 - 15
Casearie (m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> di latte trattato)	2 - 10
Zuccherifici (m <sup>3</sup> /t di barbabietole)	2 - 15
Vinicole (m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> di vino)	2 - 2,5
Birrerie (m <sup>3</sup> /t di malto)	20 - 30
Allevamento bestiame grosso (l/d per capo)	60 - 80
Allevamento bestiame minuto (l/d per capo)	2 - 20
Cartiere (m <sup>3</sup> /t di prodotto)	60 - 400
Tessili (m <sup>3</sup> /t di prodotto)	20 - 200
Chimiche (m <sup>3</sup> /t di prodotto)	200 - 1000
Metallurgiche (acciaio) (m <sup>3</sup> /t di prodotto)	10 - 400
Metallurgiche (alluminio) (m <sup>3</sup> /t di prodotto)	1200 - 1400
Raffinerie (petrolio) (m <sup>3</sup> /t di prodotto)	0,5 - 40

Anziché definire il fabbisogno di un centro abitato a partire dai dati tabellati precedentemente, si tende ad usare dei valori complessivi, relazionati alle dimensioni dei centri abitati, suddivisi per classi

**Tab. 1.9** Fabbisogni medi annui futuri in l/d per ab. consigliati

POPOLAZIONE	DOTAZIONE IN l/(d per ab.)
Case sparse	120 – 150
< 5000	150 – 180
da 5000 a 10.000	170 – 200
da 10.000 a 20.000	200 – 240
da 20.000 a 50.000	220 – 280
da 50.000 a 100.000	250 – 350
da 100.000 a 250.000	300 – 400
da 250.000 a 1.000.000	350 – 450
> 1.000.000	400 – 550
Popolazione fluttuante settimanale o stagionale	80 – 100% della popolaz. resid.
Popolazione fluttuante giornaliera (4-6 ore)	30 – 120
Popolazione fluttuante giornaliera (intero giorno lavor.)	80 – 120

## PREVISIONE POPOLAZIONE

Definita la dotazione, per il calcolo della portata media annua, è necessario stimare la popolazione ad un orizzonte temporale di 40 anni, a tal riguardo si usano le leggi di crescita applicate alle serie storiche della popolazione.

I dati noti, puntuali, di popolazione vengono associati ad una equazione continua che li descriva, in modo da poterne stimare l'andamento nel futuro. Si utilizza un piano cartesiano con in ascissa gli anni e in ordinata i dati di popolazione, di norma legati ai censimenti. Si usano serie storiche legate ad un intervallo di 40-50 anni, in quanto dati antecedenti potrebbero falsare le valutazioni.

Come leggi di interpolazione dati si usano:

- Legge di crescita aritmetica
- Legge di crescita dell'interesse composto
- Legge di crescita geometrica
- Legge di crescita logistica

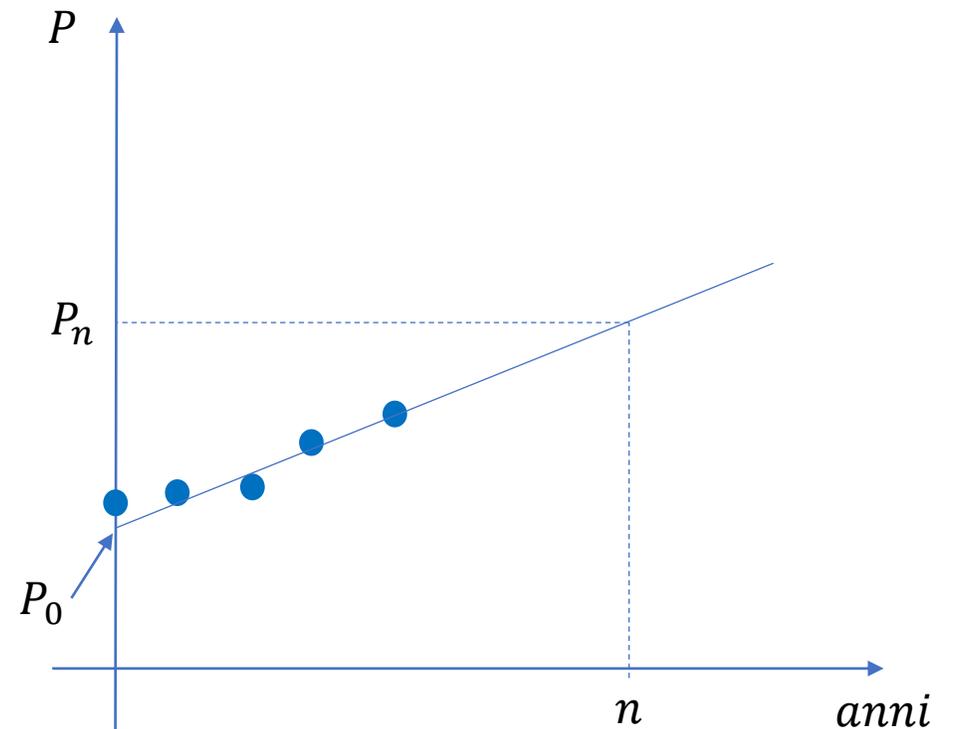
## Legge di crescita aritmetica

Si assume che la popolazione cresca in modo costante nel tempo, pertanto i dati si dispongono secondo una retta di equazione:

$$P_n = P_0 + m n$$

Dove  $P_n$  è la popolazione all'anno  $n$ -simo,  $P_0$ , l'intercetta sull'asse delle ordinate, ovvero la popolazione relativa al primo anno di dati disponibili (diverso dal dato reale  $P_0$ )  $n$  è il numero d'anno,  $m$  il coefficiente angolare.

Intercetta e coefficiente angolare vengono determinati da regressione lineare, ad esempio con il metodo dei minimi quadrati. Cioè si minimizza la sommatoria del quadrato degli scarti tra valori reali e valori calcolati ipotizzando l'appartenenza alla retta di cui sopra.



## Legge di crescita dell'interesse composto

Applicabile a dati che non si dispongono secondo una retta, ma presentano una distribuzione con concavità rivolta verso l'alto, ovvero una accelerazione dei valori nel tempo

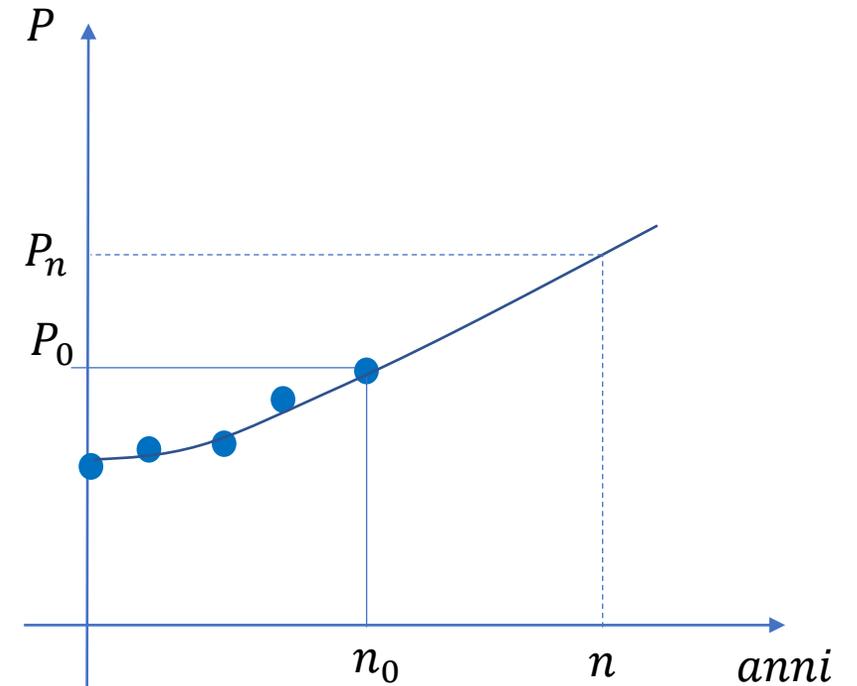
$$P_n = P_0(1 + \tau)^n$$

In questo caso  $P_0$  indica il dato più recente disponibile, non l'intercetta sulle ordinate, mentre  $\tau$  è il tasso di crescita. I valori del tasso di crescita possono essere valutati dai dati già disponibili, applicando l'equazione di cui sopra e invertendola rispetto a  $\tau$ .

$$\tau_i = \left( \frac{P_i}{P_{i-1}} \right)^{1/n_i} - 1$$

In forma linearizzata

$$\tau_i = \frac{1}{n_i} \frac{P_i - P_{i-1}}{P_{i-1}}$$



## Legge di crescita geometrica

E' analoga alla precedente, nel senso che i dati denotano una crescita non rettilinea

$$\frac{dP}{dt} = KP$$

Dove K è una costante positiva. Integrando tra  $n_0$  e  $n$  a cui corrispondono i valori  $P_0$  e  $P$  si ottiene

$$\ln P - \ln P_0 = Kn$$

Avendo opportunamente scelto  $n_0$  come origine degli assi, quindi

$$P = P_0 e^{Kn}$$

$P_0$  e  $K$  possono essere ricavati da regressione in un piano  $\ln(P) - n$  dove la seguente formulazione è una retta

$$\ln P = \ln P_0 + Kn$$

A riguardo, si può determinare intercetta  $\ln P_0$  e coefficiente angolare  $k$  con regressione lineare

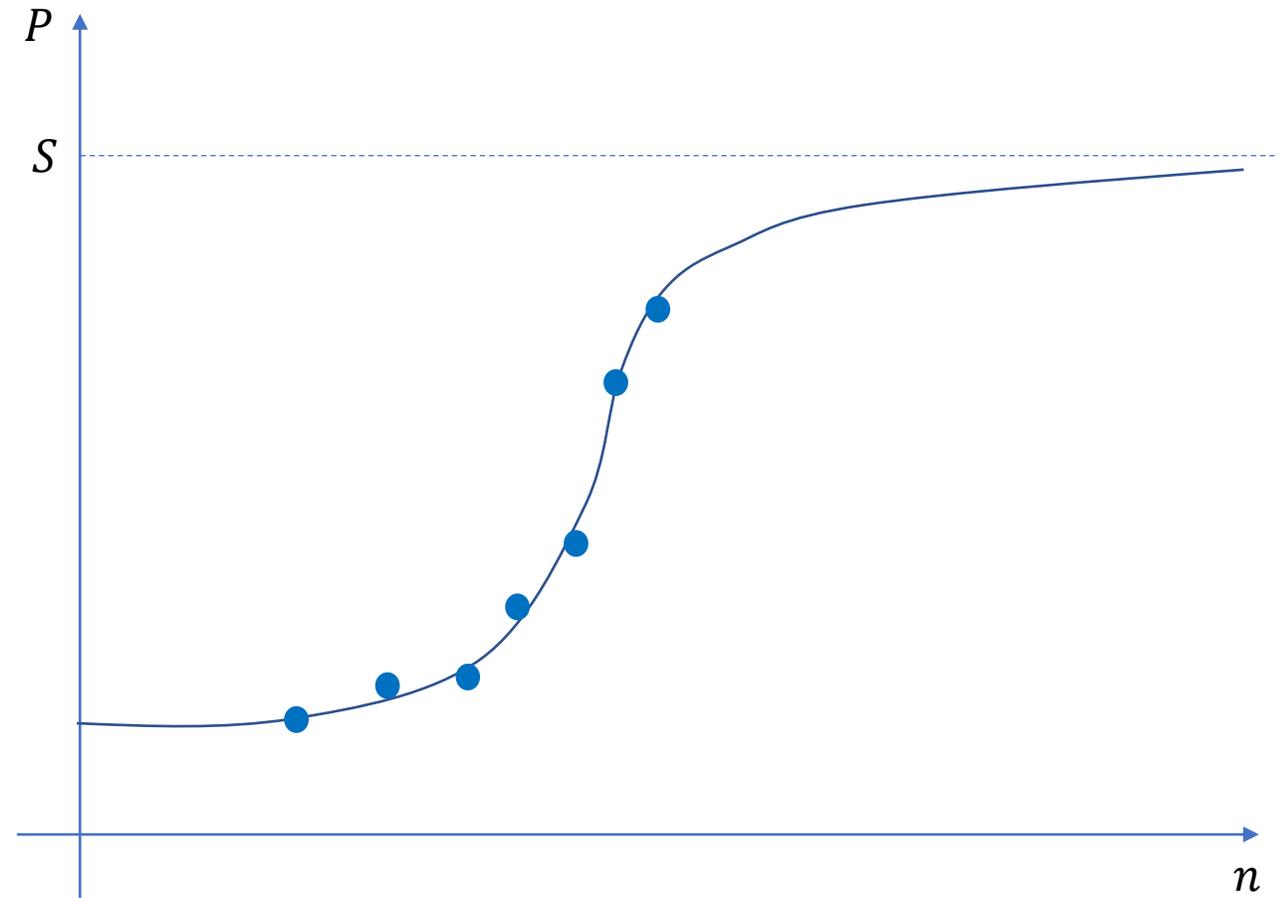
## Legge di crescita logistica

Analoga a quella geometrica ma con un limite di saturazione  $S$  di popolazione, oltre il quale non si può andare. E' la più usata in Italia, in quanto bene si adatta a rappresentare una popolazione a crescita demografica limitata

$$\frac{dP}{dt} = KP(S - P)$$

L'incremento (ovvero il tasso di crescita della popolazione) è massimo inizialmente fino ad un tempo  $t_f$ , dove ho un flesso, quindi decresce e asintoticamente tende ad  $S$ , un limite superiore. Per  $P=S$  ho pendenza nulla

$$\frac{dP}{dt} = 0$$



Integrando la legge di crescita logistica si ottiene

$$P = \frac{S}{1 + ae^{-bt}}$$

con

$$a = \frac{S - P_0}{P_0} \quad b = KS$$

Per applicare la funzione è necessario conoscere  $P_0$ ,  $K$  e  $S$ .

Al punto di flesso significa che la derivata seconda della legge logistica è nulla

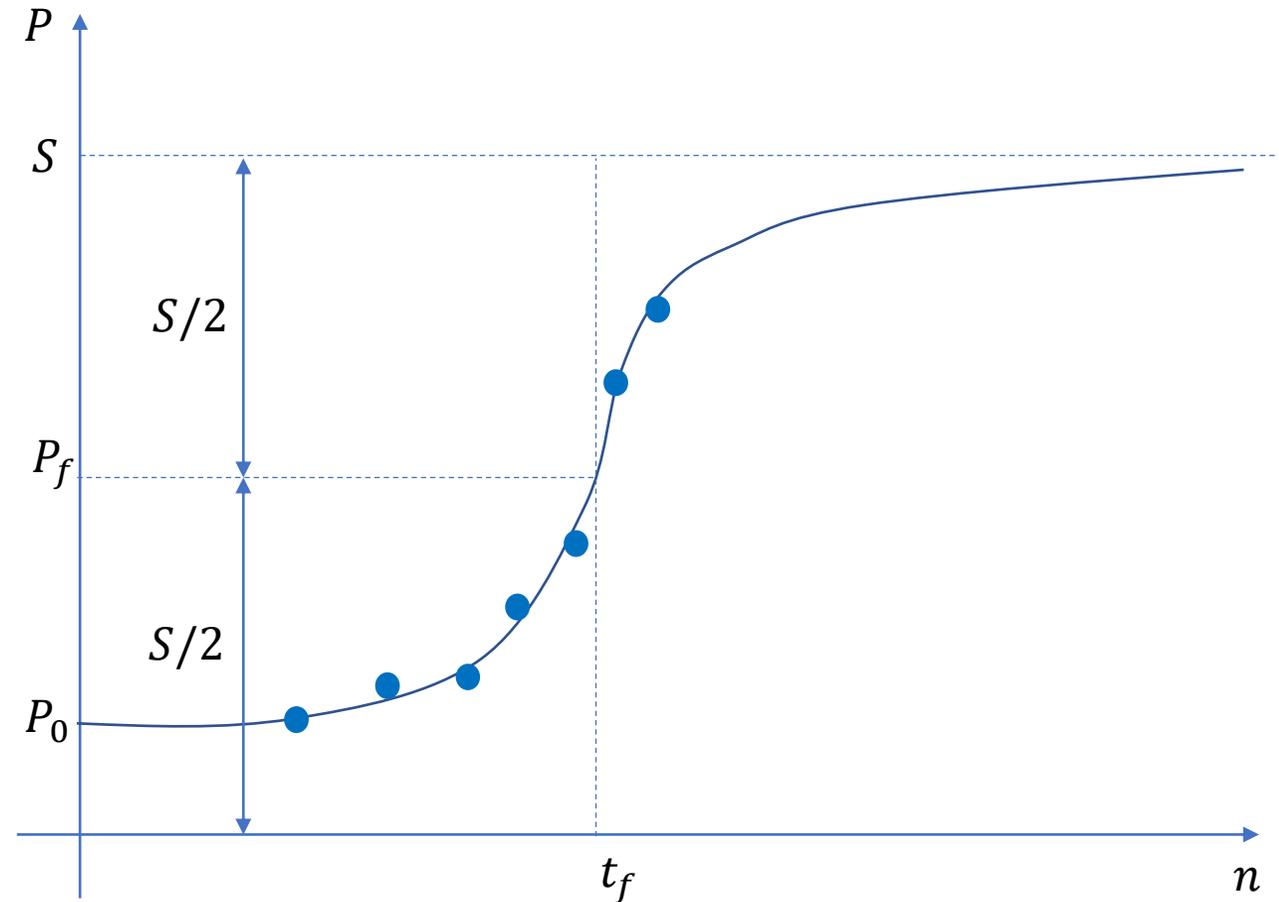
$$\frac{d}{dt} \frac{dP}{dt} = 0$$

$$\frac{d}{dt} (KP(S - P)) = \frac{d}{dP} (KPS - KP^2) \frac{dP}{dt} = K(S - 2P) \frac{dP}{dt} = 0$$

Vero quando

$$P = S/2$$

Quindi la popolazione  $P_f$  al punto di flesso è pari a metà della popolazione di saturazione  $S$



Empiricamente le incognite  $a$  e  $b$  si possono determinare nel seguente modo: si interpolano i dati con equazione e si determina dove è il punto di flesso, a partire quindi da  $t_f$  e  $P_f$  si calcola  $S$  essendo pari a  $2P_f$ .

Data l'intercetta sugli assi  $P_0$  si può determinare il coefficiente  $a$ .

Per il coefficiente  $b$  si applica l'equazione precedente al punto di flesso

$$P_f = \frac{S}{1 + ae^{-bt_f}}$$

$$ae^{-bt_f} = \frac{S}{P_f} - 1$$

$$-bt_f = \ln \frac{\frac{S}{P_f} - 1}{a} = \ln \frac{1}{a}$$

$$b = \ln a / t_f$$

## VARIABILITA' DEI CONSUMI

### Variabilità mensile

I consumi variano durante il giorno, nell'arco della settimana, tra i diversi mesi.

Tra i diversi mesi dell'anno i consumi sono massimi nel periodo estivo e minimi in quello invernale, tale variabilità può essere rappresentata attraverso un coefficiente  $K_m$ , definito come il rapporto tra la portata media mensile  $Q_{m,i}$  e la portata media annua  $Q_a$

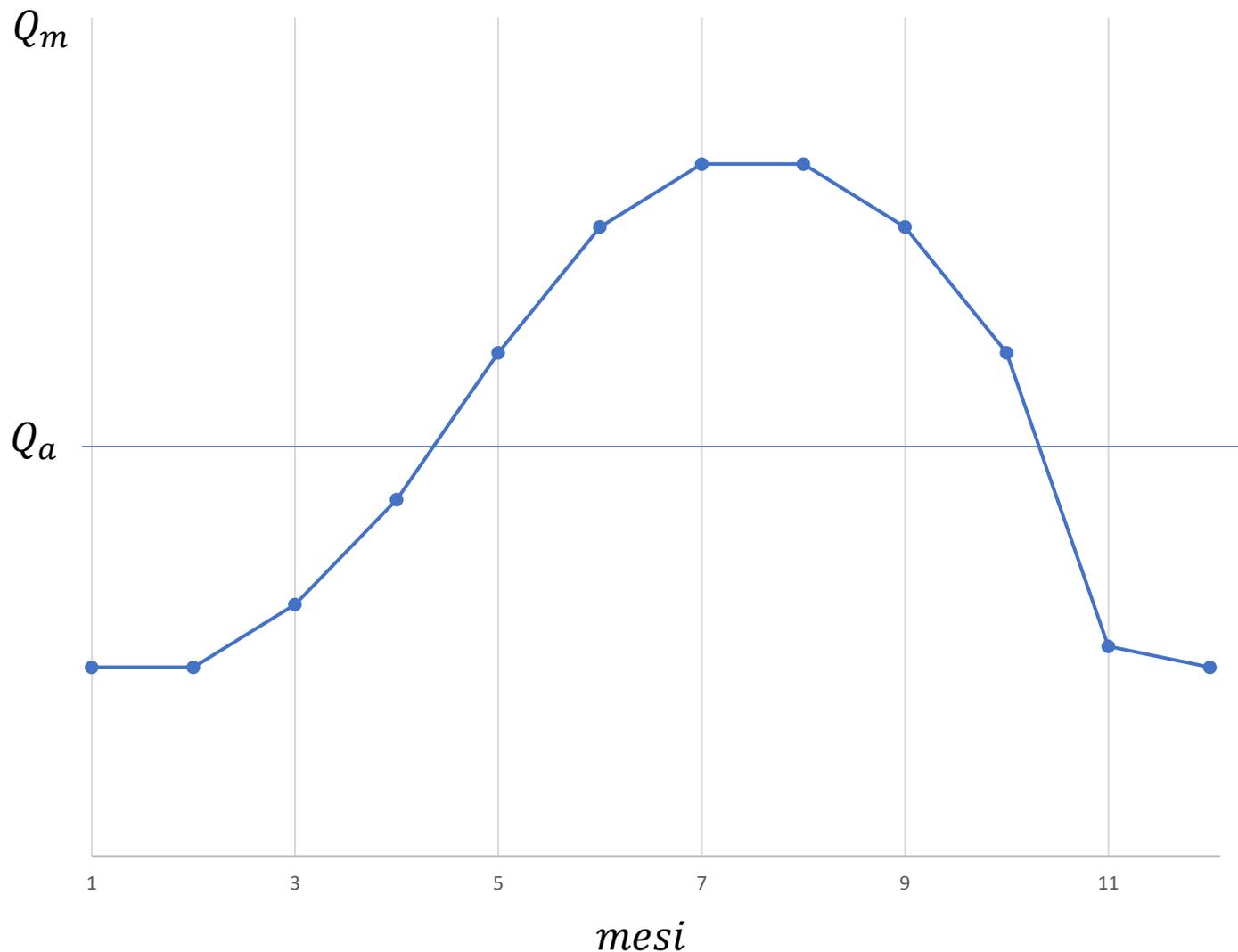
$$K_{m,i} = \frac{Q_{m,i}}{Q_a}$$

Con l'indice  $i$  ad indicare il mese dell'anno. Di particolare importanza è il rapporto tra la portata media massima mensile e quella media annua.

$$K_M = \frac{Q_{m,max}}{Q_a}$$

I coefficienti  $K_m$  vengono rapportati in relazione a diverse classi di centro abitato, a seconda del numero di abitanti.

Esempio di variabilità mensile e coefficienti per diverse classi di abitato



Coefficienti  $K_m$  per Classi Abitanti  $\times 10^4$

mese	A 1-5	B 5-20	C 20-50	D >50
G	0,89	0,90	0,91	0,92
F	0,89	0,90	0,91	0,92
M	0,92	0,93	0,94	0,95
A	0,97	0,98	0,99	0,99
M	1,04	1,04	1,03	1,02
G	1,10	1,09	1,08	1,07
L	1,13	1,11	1,10	1,09
A	1,13	1,11	1,10	1,09
S	1,10	1,08	1,07	1,06
O	1,04	1,03	1,02	1,02
N	0,90	0,93	0,94	0,95
D	0,89	0,90	0,91	0,92

## Variabilità giornaliera

All'interno di un mese ci può essere una variabilità dei consumi a livello giornaliero, rispetto però alla variabilità mensile non è facilmente riscontrabile un andamento caratteristico. Non come regola, ma può invece essere identificabile un trend giornaliero all'interno della settimana, con una diversificazione tra giorni feriali e fine settimana, in relazione allo stile di vita della popolazione.

Anche in questo caso conviene comunque definire un indice di variazione giornaliera, definito come il rapporto tra la massima media giornaliera, e la portata media mensile massima:

$$K_g = \frac{Q_{g,max}}{Q_{m,max}}$$

Pertanto possiamo scrivere

$$Q_{g,max} = K_g Q_{m,max} = K_g K_M Q_a$$

Avendo espresso la portata media massima mensile in funzione di quella media annuale

Kg	A 10-50*10 <sup>3</sup>	B 50-200*10 <sup>3</sup>	C 200-500*10 <sup>3</sup>	D >500*10 <sup>3</sup>
	1,15	1,12	1,10	1,08

## Variabilità oraria

Si osserva una forte variabilità all'interno del giorno, con minimi durante le ore notturne e picchi nella fase del risveglio ed intorno alle ore 10-12 e pre serale.

Analogamente alle analisi precedenti, è di interesse definire un coefficiente di punta oraria,  $K_h$ , definito come il rapporto tra la massima portata media oraria e la massima portata media giornaliera:

$$K_h = \frac{Q_{h,max}}{Q_{g,max}}$$

Pertanto possiamo scrivere

$$Q_{h,max} = K_h Q_{g,max} = K_h K_g Q_{m,max} = K_h K_g K_M Q_a$$

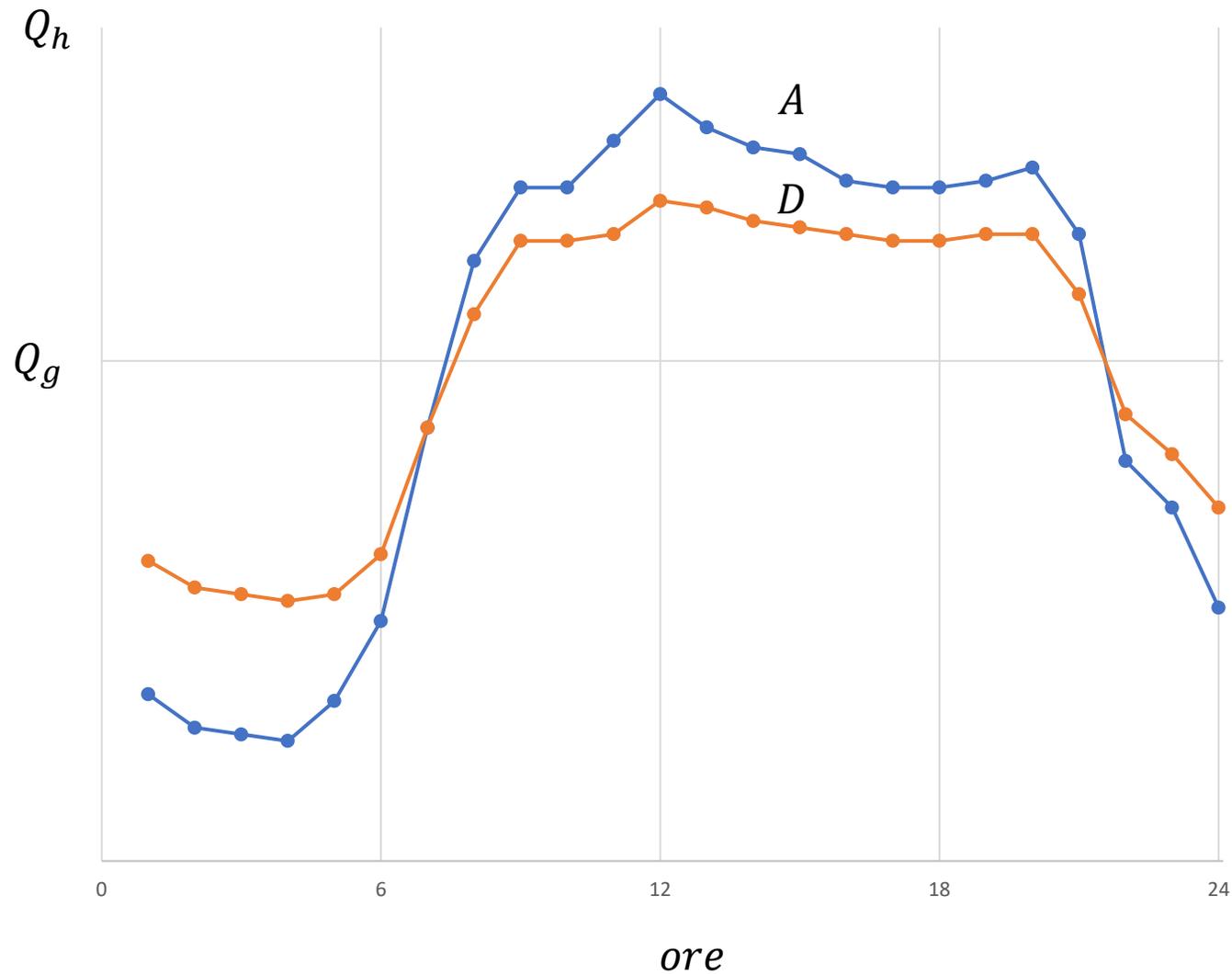
Ai fini progettuali, si possono considerare diverse portate di progetto, se deve essere dimensionato l'acquedotto interno (ovvero la distribuzione nel centro abitato) oppure l'acquedotto esterno (ovvero la fase di adduzione).

Acquedotto interno  $Q_{h,max}$

Acquedotto esterno  $Q_{g,max}$  o in generale valori  $\varphi Q_a$

Tra acquedotto esterno ed interno, l'uso di serbatoi, permette di far fronte alle variazioni orarie, con accumulo durante le ore notturne e distribuzione negli ore diurne, quando la domanda aumenta.

Coefficienti di variabilità oraria per classi di abitato, e confronto tra classe A e D



		A	B	C	D
ora		10-50*10 <sup>3</sup>	50-200*10 <sup>3</sup>	200-500*10 <sup>3</sup>	>500*10 <sup>3</sup>
0	1	0,50	0,55	0,58	0,70
1	2	0,45	0,50	0,56	0,66
2	3	0,44	0,49	0,53	0,65
3	4	0,43	0,48	0,52	0,64
4	5	0,49	0,54	0,56	0,65
5	6	0,61	0,63	0,64	0,71
6	7	0,90	0,90	0,90	0,90
7	8	1,15	1,13	1,10	1,07
8	9	1,26	1,25	1,23	1,18
9	10	1,26	1,25	1,23	1,18
10	11	1,33	1,30	1,27	1,19
11	12	1,40	1,35	1,30	1,24
12	13	1,35	1,31	1,28	1,23
13	14	1,32	1,29	1,27	1,21
14	15	1,31	1,27	1,26	1,20
15	16	1,27	1,26	1,25	1,19
16	17	1,26	1,25	1,24	1,18
17	18	1,26	1,25	1,24	1,18
18	19	1,27	1,25	1,24	1,19
19	20	1,29	1,27	1,26	1,19
20	21	1,19	1,18	1,17	1,10
21	22	0,85	0,86	0,89	0,92
22	23	0,78	0,79	0,80	0,86
23	24	0,63	0,65	0,68	0,78



Acque meteoriche – è una fonte di uso limitato, di norma utilizzate in chiave molto locale a fini irrigui. Contengono gas caratteristici dell'atmosfera in soluzione, oltre a corpuscoli presenti nell'atmosfera, potenzialmente inquinanti. La formazione stessa della goccia avviene per agglomerazione intorno ad un corpuscolo. Dati questi aspetti, l'acqua meteorica può variare notevolmente da luogo a luogo. Non è indicata come fonte di acqua potabile.

Acque superficiali – derivanti da fiumi, laghi, mare (in questo caso richiede costi alti per la de salinazione). Data la loro natura, ed il contatto col suolo, possono presentare importanti caratteristiche di inquinamento, contenendo germi patogeni. Devono essere trattate per essere potabili.

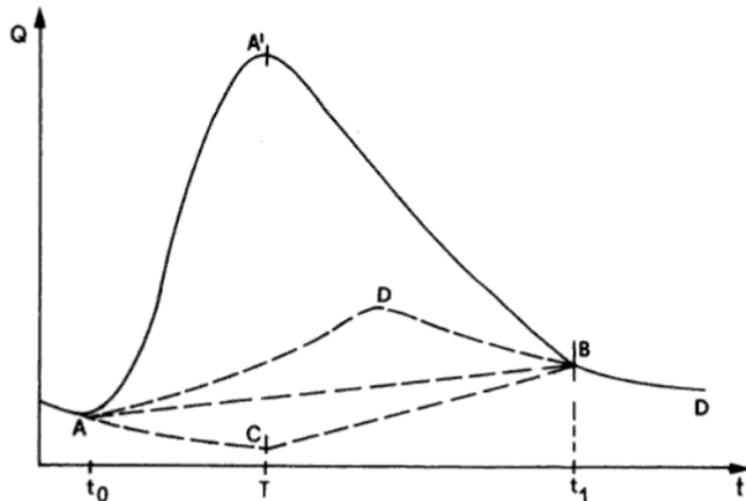
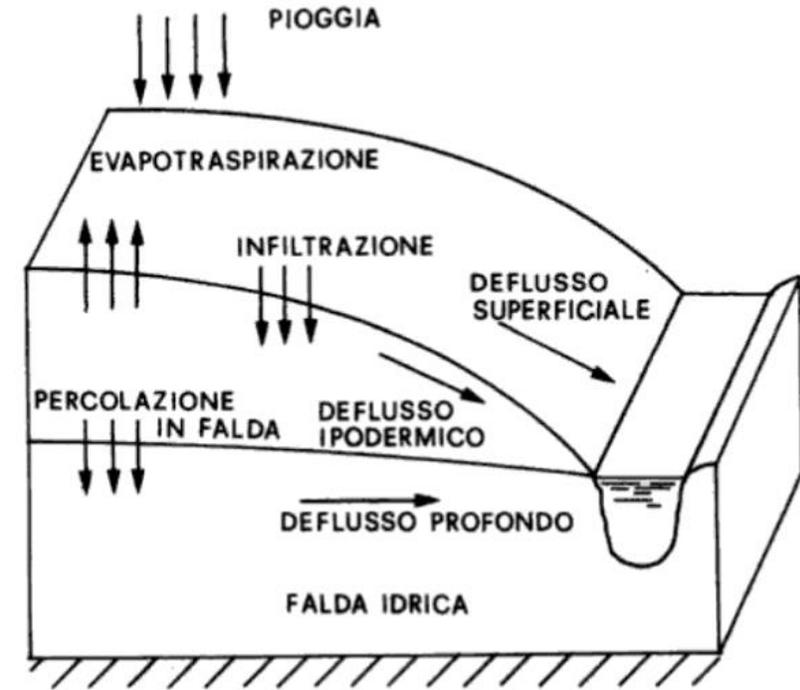
Acque sotterranee – è la fonte principale di approvvigionamento ai fini potabili, si sfrutta la capacità del terreno di filtrare le sostanze nocive, inoltre riduce/elimina la presenza di organismi viventi potenzialmente nocivi. La qualità dipende dalle caratteristiche del terreno.

## Idrogrammi (cenni)

Data una precipitazione, la quota parte di acqua che raggiunge il suolo (parte sarà captata, ad esempio dalle piante), si può scomporre in una parte che scorrerà superficialmente, ed una parte che si infiltrerà nel terreno. Della parte infiltrata una parte determina un deflusso sotto la superficie del terreno (ipodermico), un'altra componente invece percolerà in falda.

Il contributo in termini di portata di un corso d'acqua, è determinato dal deflusso superficiale, il deflusso ipodermico, e quello profondo, con i primi due caratterizzati da tempi scala molto inferiori rispetto all'ultimo.

Se osservo il diagramma della portata di un corso d'acqua, in relazione ad un evento di precipitazione (di durata  $T-t_0$ ), il picco di portata è determinato dai deflussi superficiale e ipodermico. Terminata la precipitazione, e dopo un certo



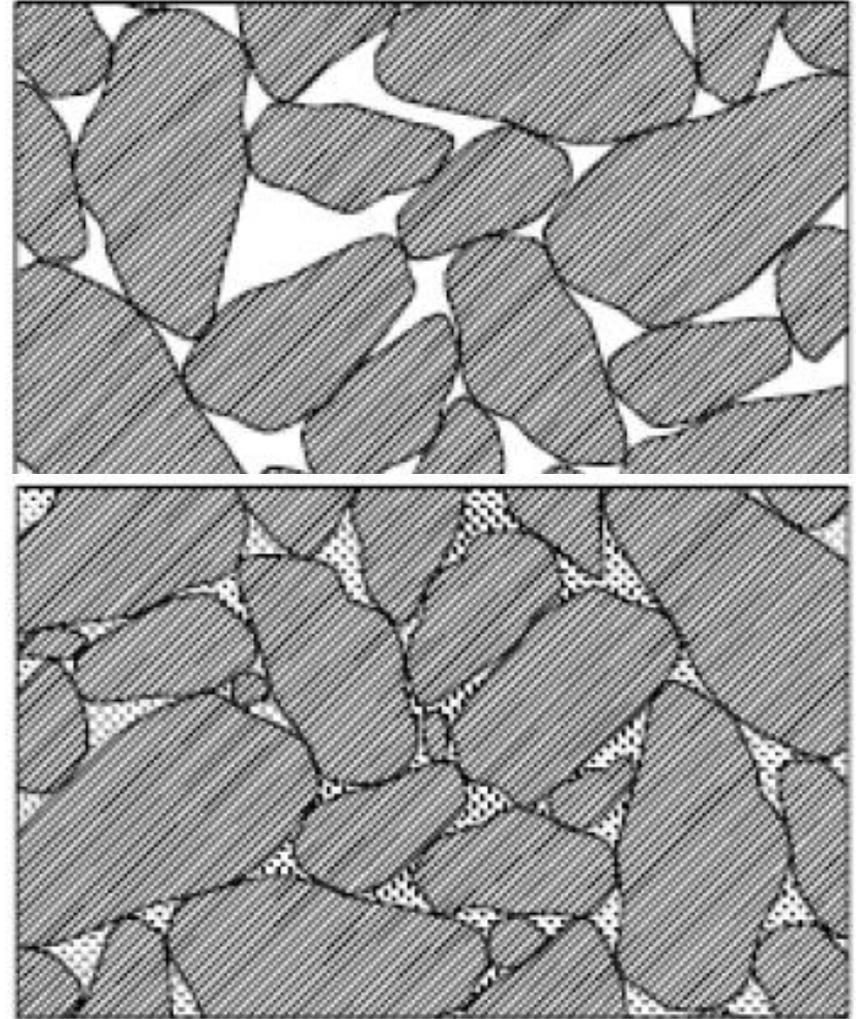
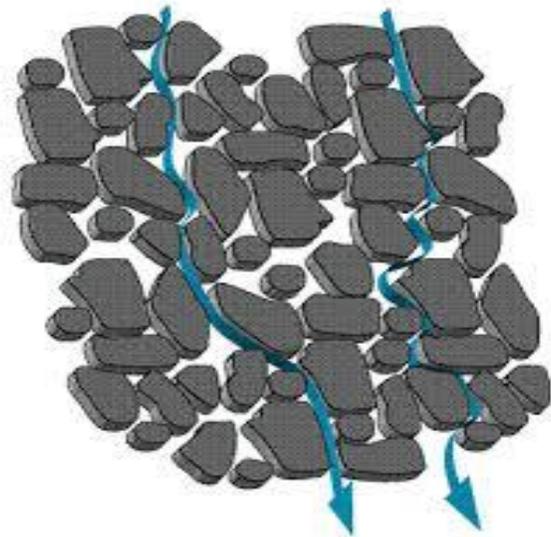
periodo di tempo i deflussi superficiali e ipodermici si esauriscono, e la portata di un corso d'acqua è legata al deflusso profondo.

Per una sorgente, ad esempio, maggiore è il tempo che l'acqua impiega per attraversare il terreno prima di essere restituita, maggiore sarà la sua 'pulizia'. Con tempi di permanenza lunghi sarà maggiore anche la mineralizzazione.

## Acqua nei mezzi porosi

Il terreno può essere visto come una matrice porosa, ovvero costituita da vuoti e pieni. Si parla di porosità definendola come il rapporto del volume dei vuoti sul volume totale di controllo. L'acqua all'interno dei pori del terreno si può trovare in diverse forme (vapore, igroscopica, pellicolare, capillare, gravitazionale).

Si parla di terreno saturo in un volume di controllo, quando l'acqua occupa interamente i vuoti.



## Acquiferi

L'acquifero è uno strato di materiale permeabile saturato di acqua che poggia su uno strato impermeabile.

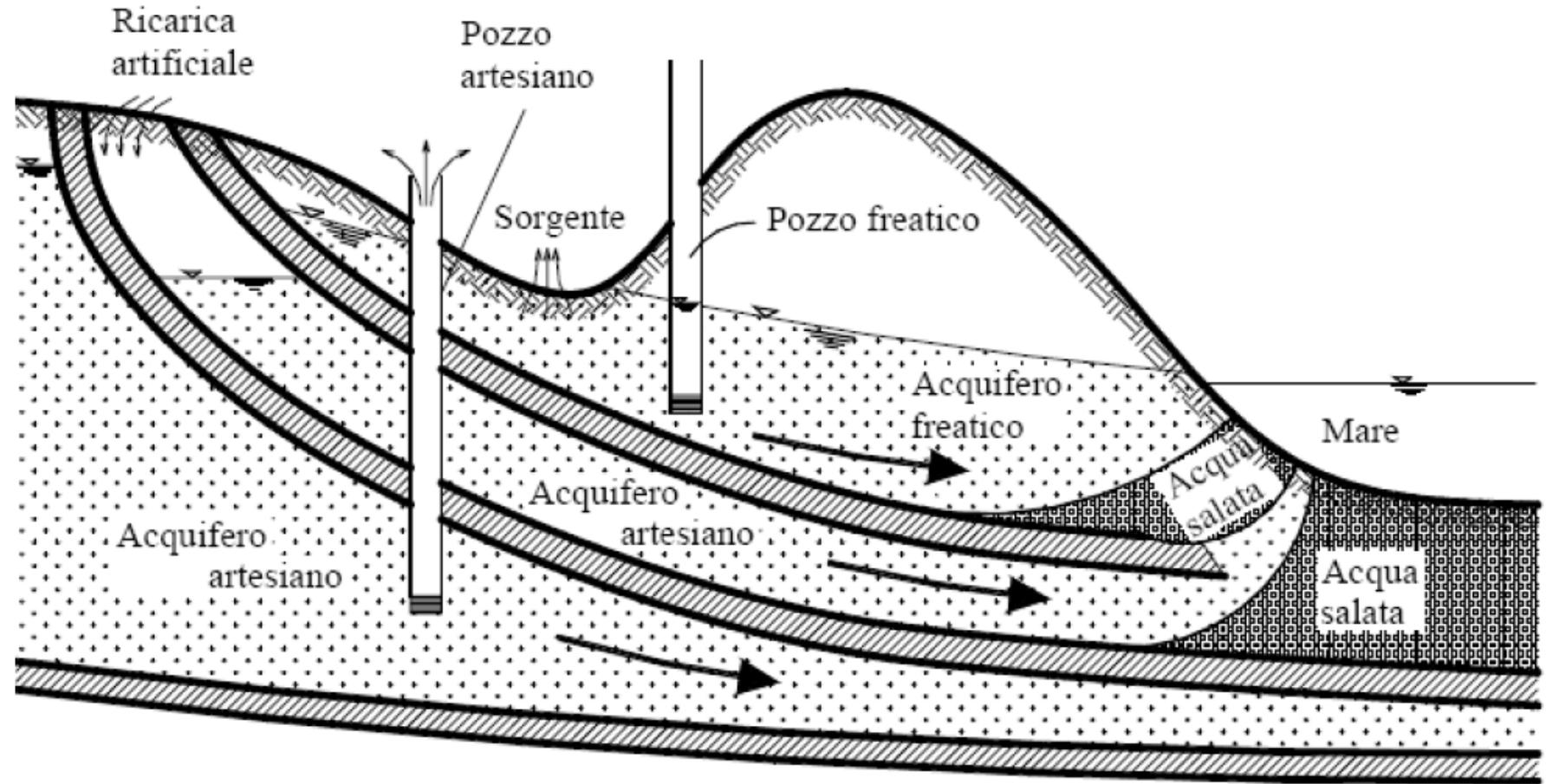
Si parla di acquifero confinato quando è sovrastato da uno strato impermeabile. La piezometrica è superiore rispetto al tetto dell'acquifero.

L'acquifero non confinato, non è sovrastato da uno strato impermeabile

In questo caso la superficie libera dell'acqua nel mezzo poroso, coincide con l'altezza della piezometrica.

Come fonti di approvvigionamento da acque sotterranee si considerano:

- Sorgenti
- Falde superficiali
- Falde profonde

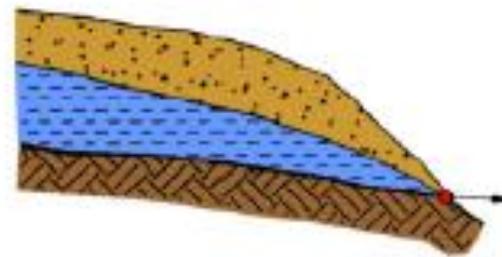
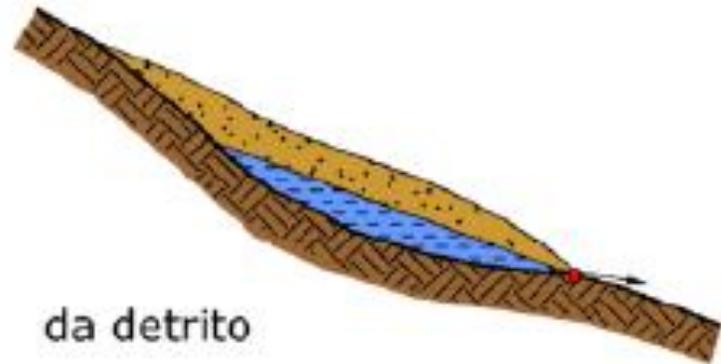


## ACQUE SOTTERRANEE - SORGENTI

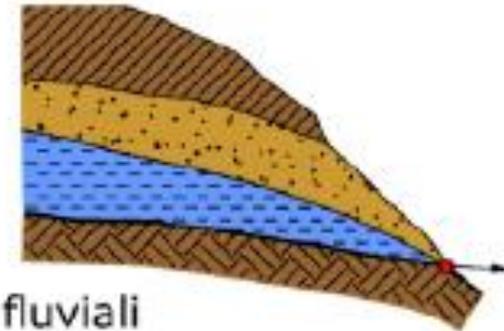
Le sorgenti rappresentano la migliore fonte di risorsa acqua dal punto di vista della potabilità, hanno però una disponibilità limitata che non permette di soddisfare le richieste, rispetto ad esempio all'acqua di falda. Sono affioramenti di acqua di falda, dove la linea piezometrica della falda incontra il piano campagna.

### Tipologie di sorgenti

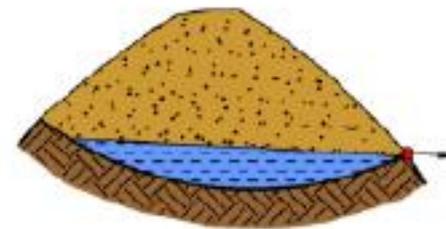
Sorgenti di fondo da detrito, l'acqua penetra uno sfasciume di roccia che poggia su uno strato impermeabile



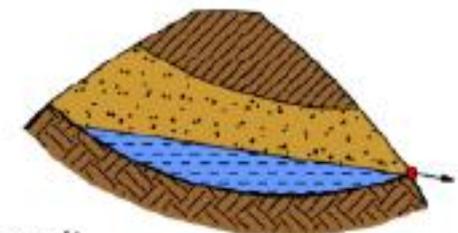
monoclinali o fluviali



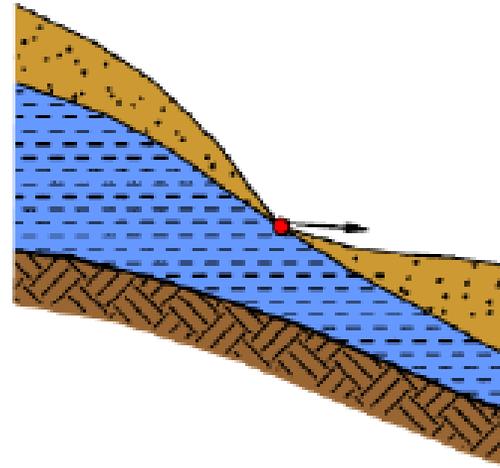
Sorgenti di fondo di siclinale o di trabocco. Lo strato filtrante poggia su uno strato impermeabile concavo.



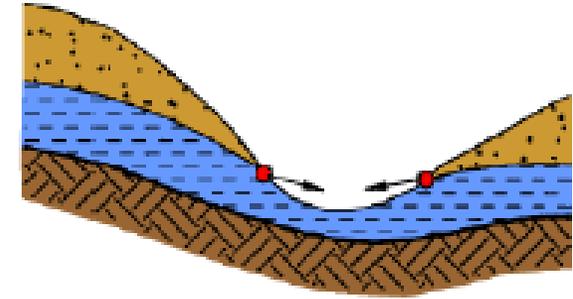
sinclinali o lacuali



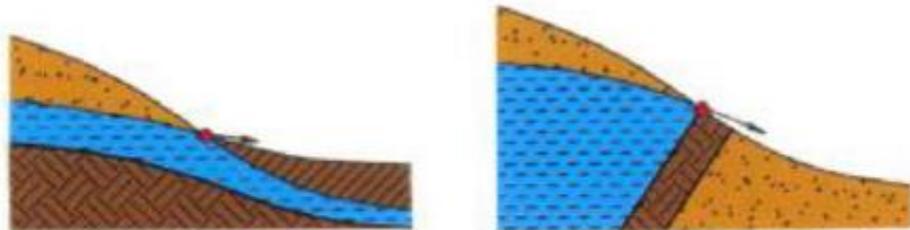
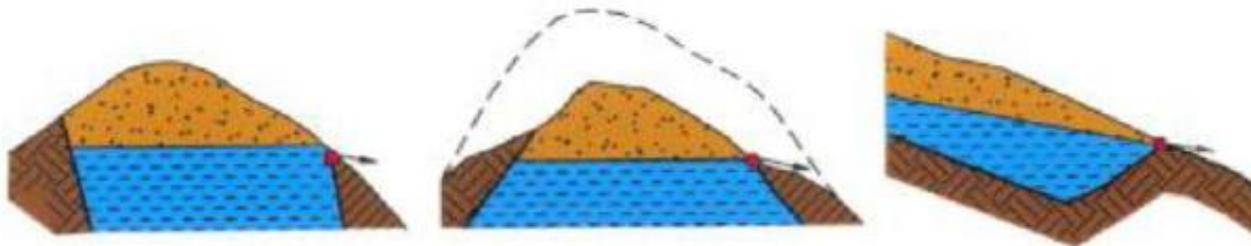
Sorgenti di fondo di affioramento o di emergenza. E' caratterizzata da un'erosione che incide la falda superficiale, determinando un affioramento sorgentizio dove la superficie del terreno interseca la falda.



pendio

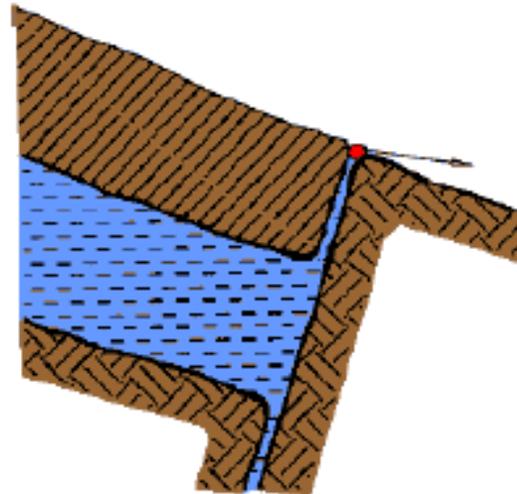
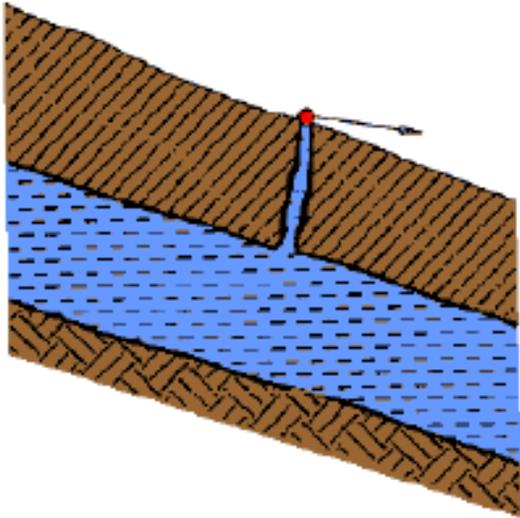
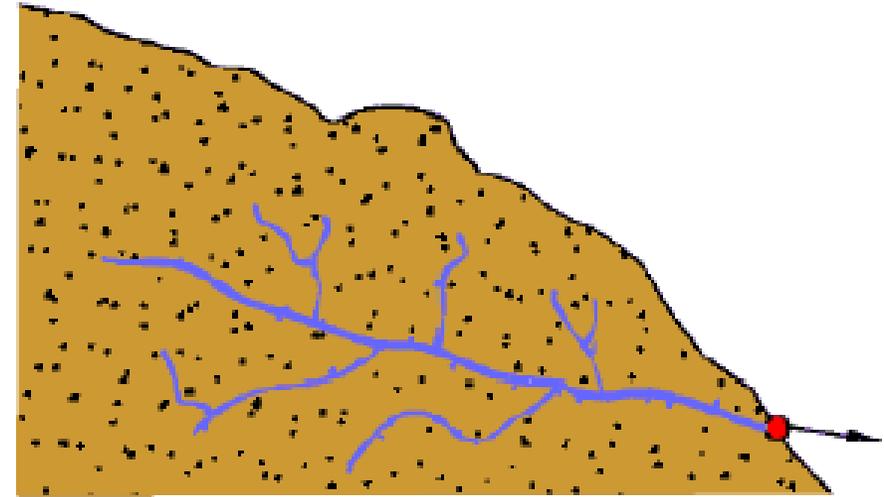


valle



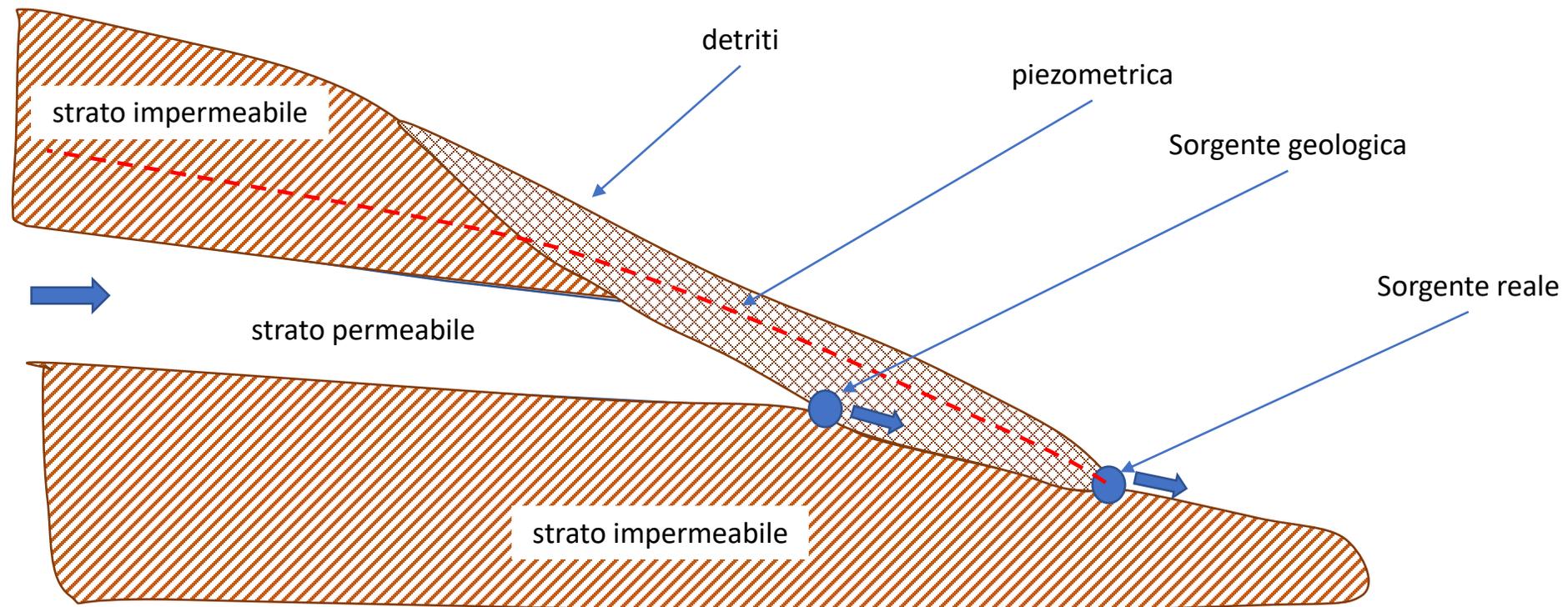
Sorgenti di sfioramento. La sorgente affiora da uno strato impermeabile che non sostiene la falda.

Sorgenti di drenaggio. Si sviluppa un sistema di drenaggio attraverso le fessurazioni del terreno



Sorgenti di fessura e/o artesiane. Legate ad una frattura della falda con conseguente fenomeno sorgentizio. Riguardano terreni rocciosi o anche il caso di falde in pressione.

E' necessario distinguere, al fine della successiva captazione, tra affioramento geologico e affioramento reale. Questo per evitare la contaminazione dell'acqua, a causa della percolazione attraverso lo strato superiore di detriti e inoltre perché il punto di sorgente geologica è più stabile nel tempo. Per prendere la fonte alla sorgente geologica o si procede con la rimozione dei detriti, o se troppo voluminosi attraverso un cunicolo.



## Idrologia di una sorgente

Si possono distinguere principalmente due fasi per una sorgente, in relazione ad una precipitazione che determina la ricarica dell'acquifero che sottende la sorgente.

Si parla di regime influenzato, quando la sorgente risente della precipitazione e quindi dell'alimentazione della falda. Si parla invece di regime non influenzato, quando si ha il progressivo svuotamento del volume immagazzinato, non più alimentato. Se ci si riconduce alla equazione di continuità dei serbatoi, con  $Q_{in}$  la portata in ingresso alla falda per la precipitazione,  $Q_{out}$  la portata in uscita dalla sorgente e  $V$  il volume di contenuto d'acqua nella falda, avremo:

$$Q_{in} - Q_{out} = dV/dt$$

Che al termine della ricarica si riduce a

$$Q = -dV/dt$$

Ipotizzando una relazione lineare tra variazioni di portata e variazioni di volume, per tramite di un coefficiente costante  $\alpha$

$$Q = -\frac{1}{\alpha} \frac{dQ}{dt}$$

Separando le variabili e integrando tra  $t_0$  ed un generico tempo  $t$ , a cui corrispondono le portate  $Q_0$  e  $Q$

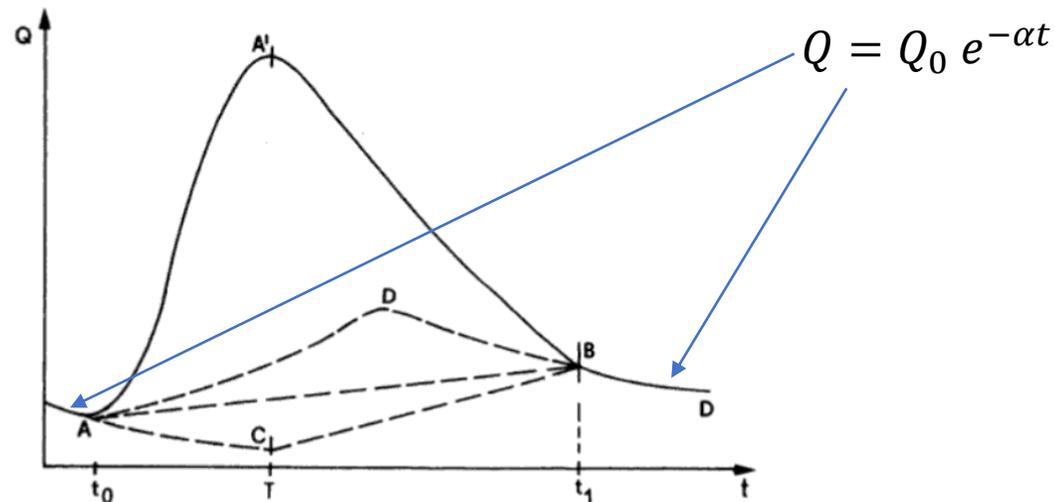
$$\frac{dQ}{Q} = -\alpha dt \qquad \ln \frac{Q}{Q_0} = -\alpha t$$

Avendo posto  $t_0=0$ , l'origine del sistema di riferimento. Quindi passando agli esponenziali

$$Q = Q_0 e^{-\alpha t}$$

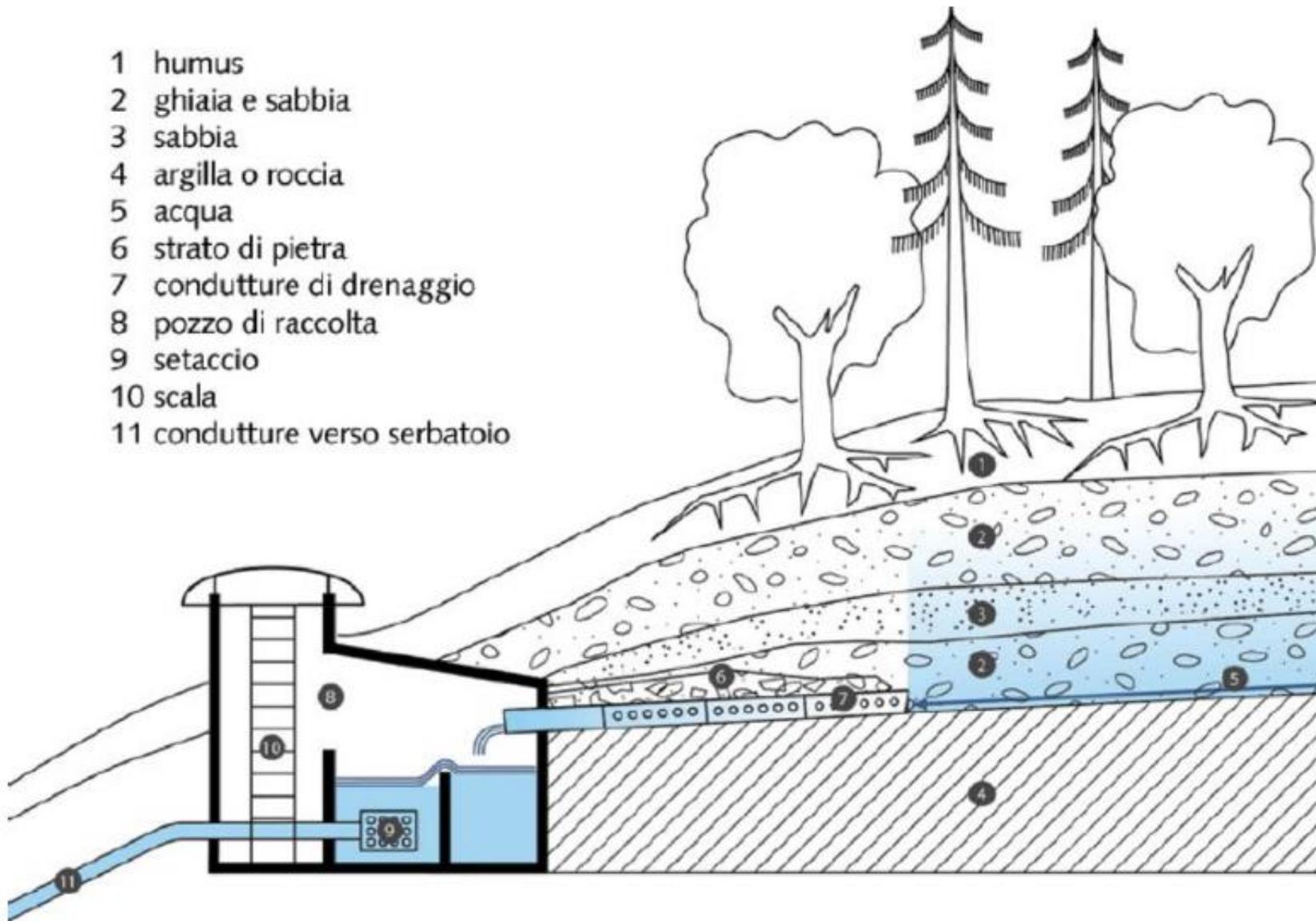
Che rappresenta la curva di esaurimento della falda.

L'equazione sopra, analogamente rappresenta anche la curva di esaurimento della portata di un corso d'acqua



**OPERA DI PRESA DA SORGENTE**

- 1 humus
- 2 ghiaia e sabbia
- 3 sabbia
- 4 argilla o roccia
- 5 acqua
- 6 strato di pietra
- 7 condutture di drenaggio
- 8 pozzo di raccolta
- 9 setaccio
- 10 scala
- 11 condutture verso serbatoio



Nella fase di presa dall'affioramento geologico bisogna porre attenzione a non modificarne le caratteristiche, evitando quindi rigurgiti con conseguente riduzione della portata, o deviazione della sorgente (innalzamento del punto di affioramento); oppure uno svuotamento della falda a causa di un'elevata portata di prelievo (abbassamento dell'affioramento).

L'opera di presa deve captare tutta la portata affiorante, anche se maggiore rispetto a quanto richiesto. Questo per avere un'opera già dimensionata nel caso di aumento del fabbisogno, oppure per alimentare un nuovo acquedotto sfruttando la stessa presa.

Di norma le opere di presa sono costituite da 2 vasche, connesse tra loro tramite sfioratore. La prima vasca, di raccolta, ha lo scopo di fare precipitare eventuali materiali in sospensione nell'acqua. La seconda, detta di presa, è quella da cui si estrae la portata utile all'acquedotto. A queste si aggiunge una camera di servizio, dove mettere la strumentazione necessaria alla presa.

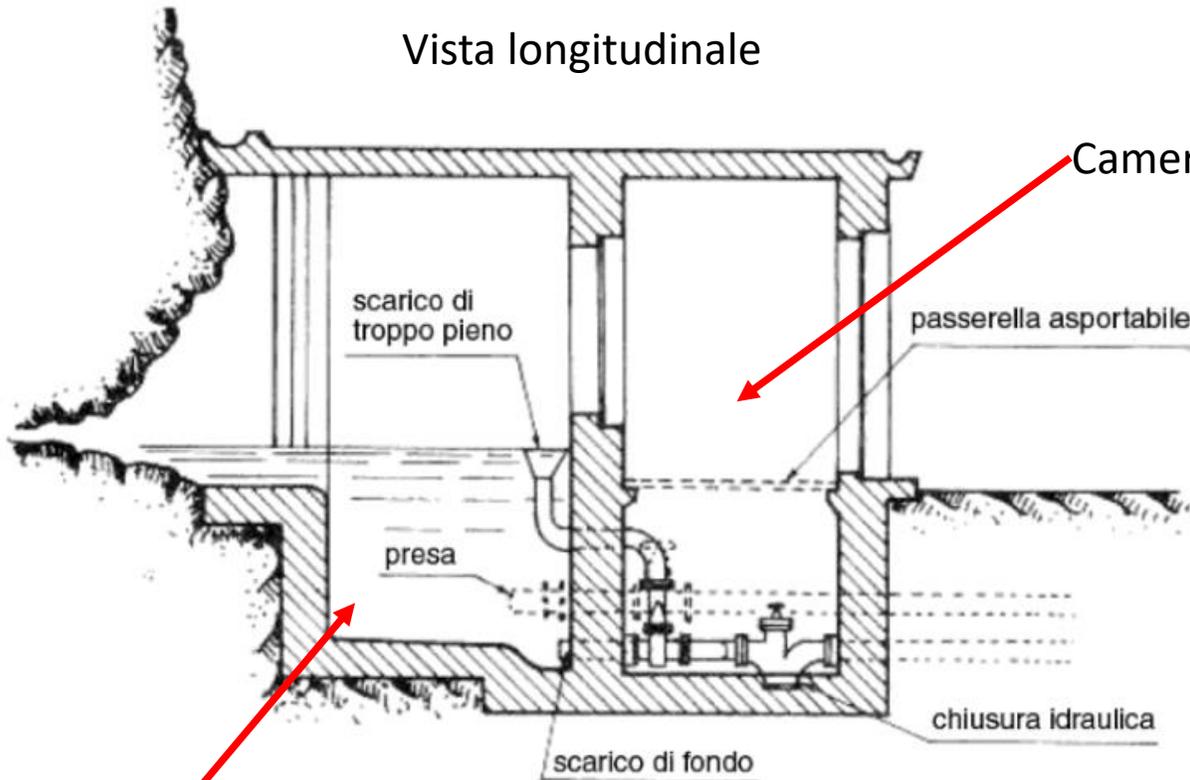
Il principio di base che regola l'opera, oltre allo scopo di raccolta e distribuzione di portata, è di evitare la contaminazione della risorsa idrica.

Immagini di opera di presa da sorgenti

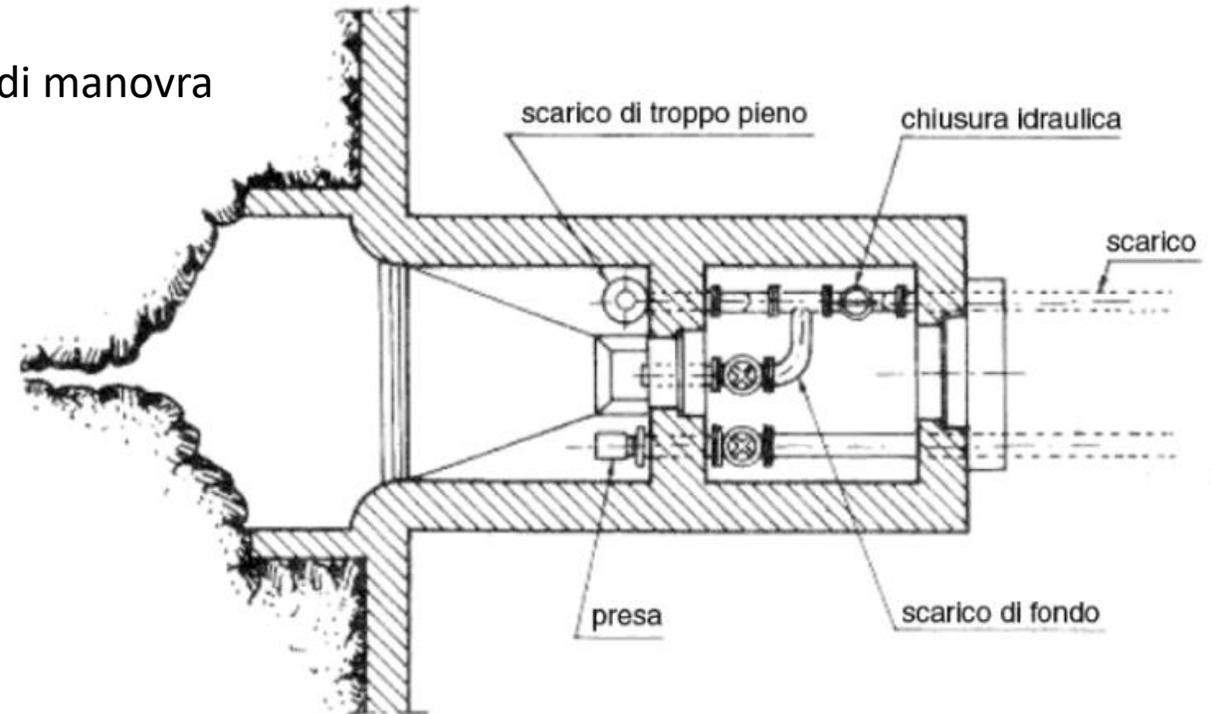


## Esempio: opera di presa da sorgente a singola camera - schema

Vista longitudinale



Pianta

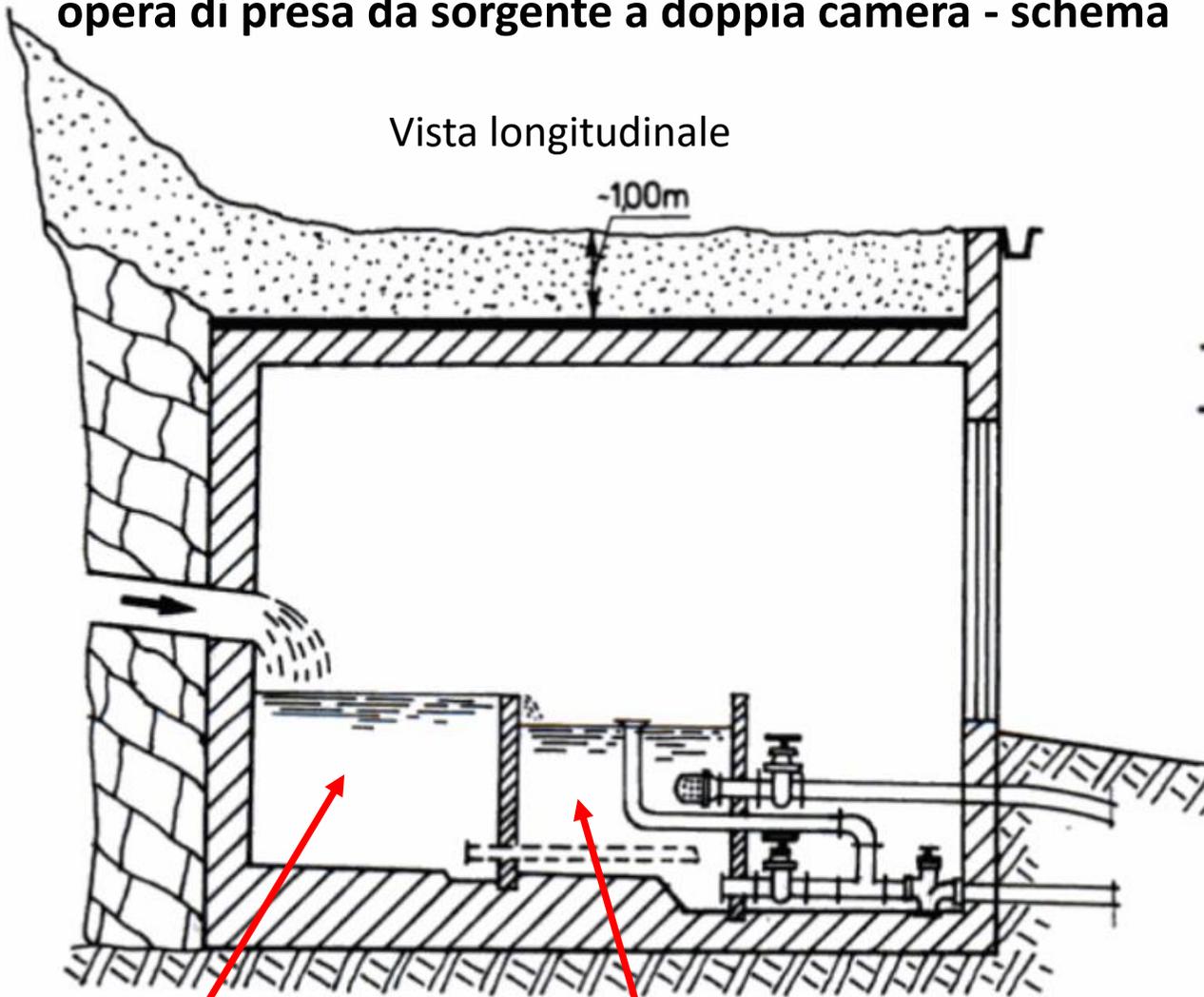


Vasca raccolta e presa, deve avere una velocità bassa del flusso per favorire il deposito del materiale in sospensione

Le vasche devono sempre avere uno scarico di fondo, per permettere la pulizia dei locali, motivo per cui le vasche devono avere un fondo in pendenza per agevolare lo svuotamento.

## opera di presa da sorgente a doppia camera - schema

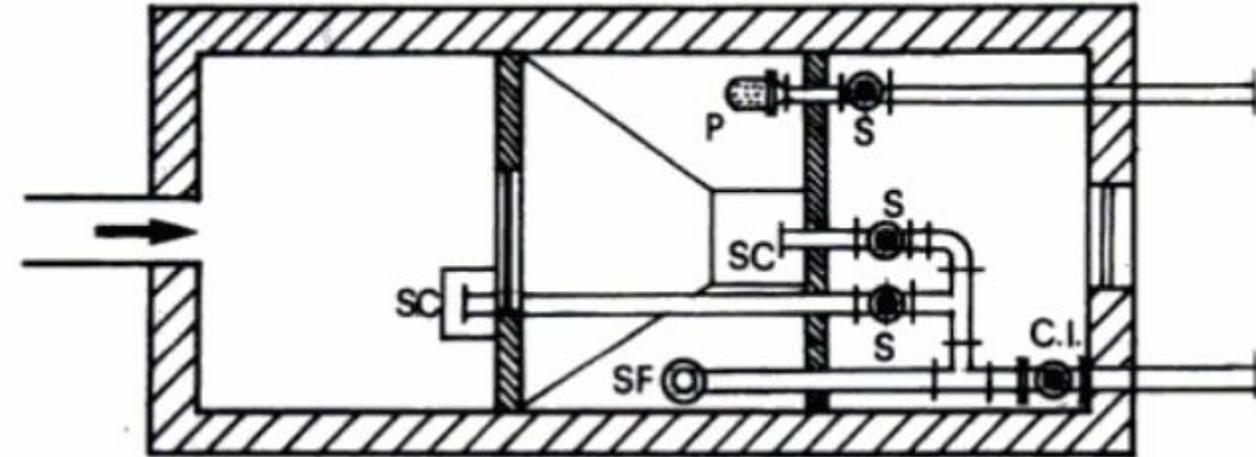
Vista longitudinale



Vasca raccolta

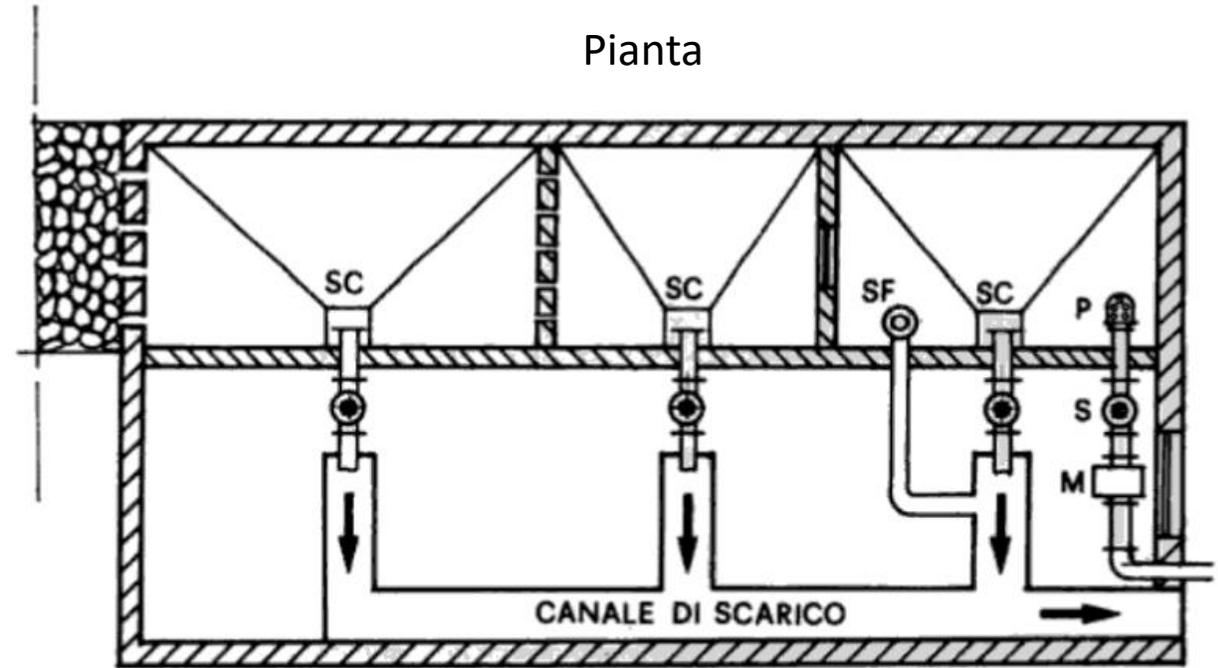
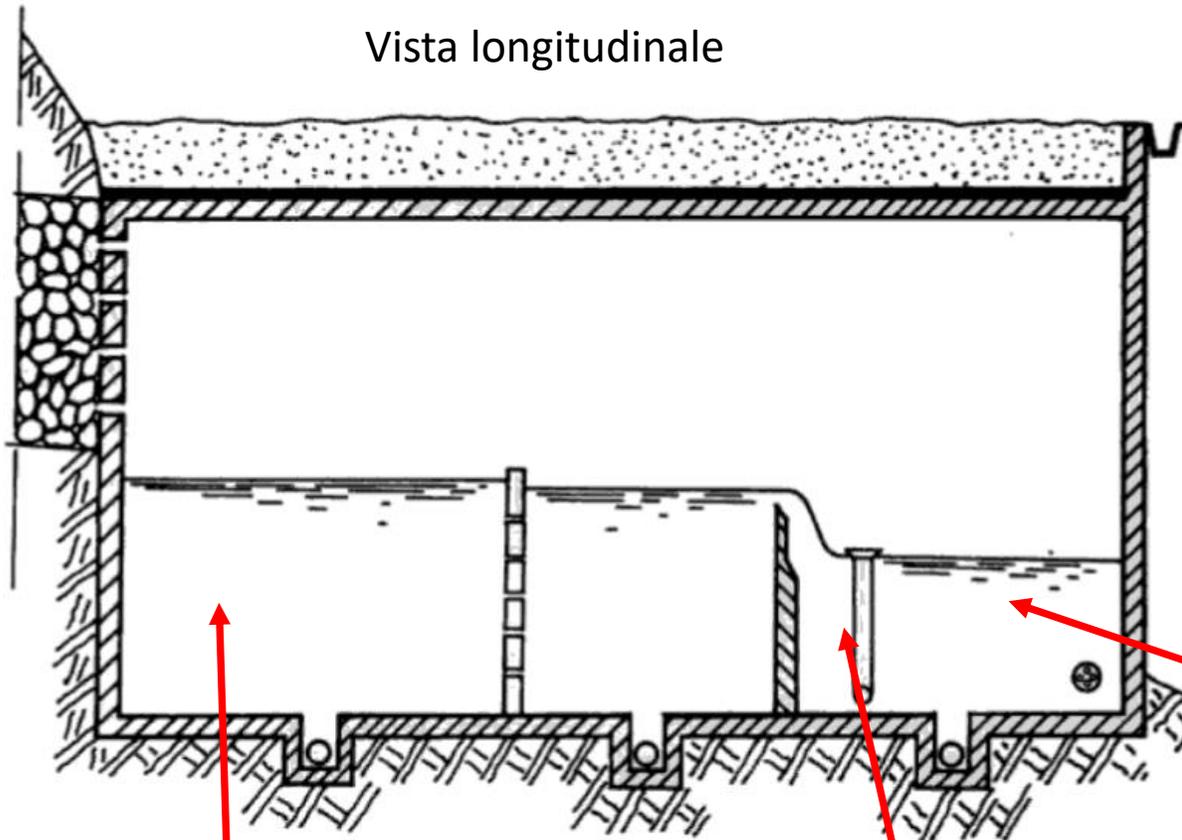
Vasca presa

Pianta



Tra vasca di raccolta e vasca di presa, uno sfioratore le mette in comunicazione e permette di misurare la portata. Nel caso a vasca singola, la misurazione di portata avviene tramite un contatore all'interno della condotta di presa.

opera di presa da sorgente a tripla camera - schema



Vasca di presa

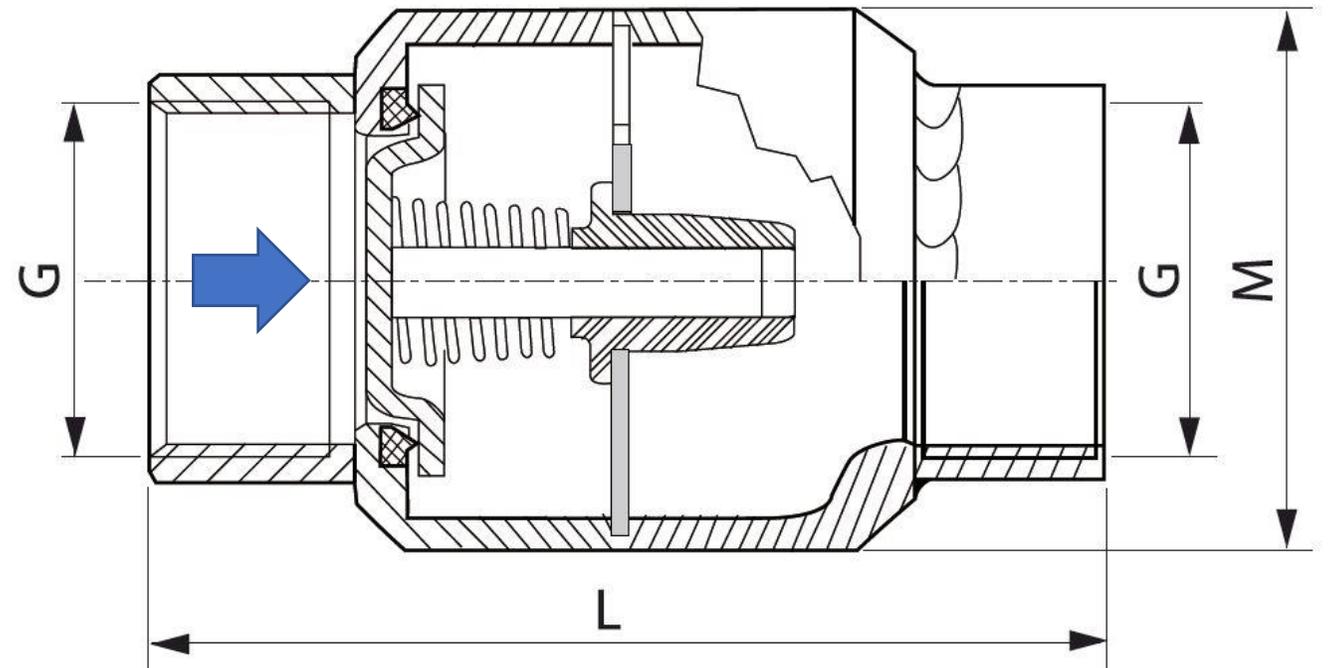
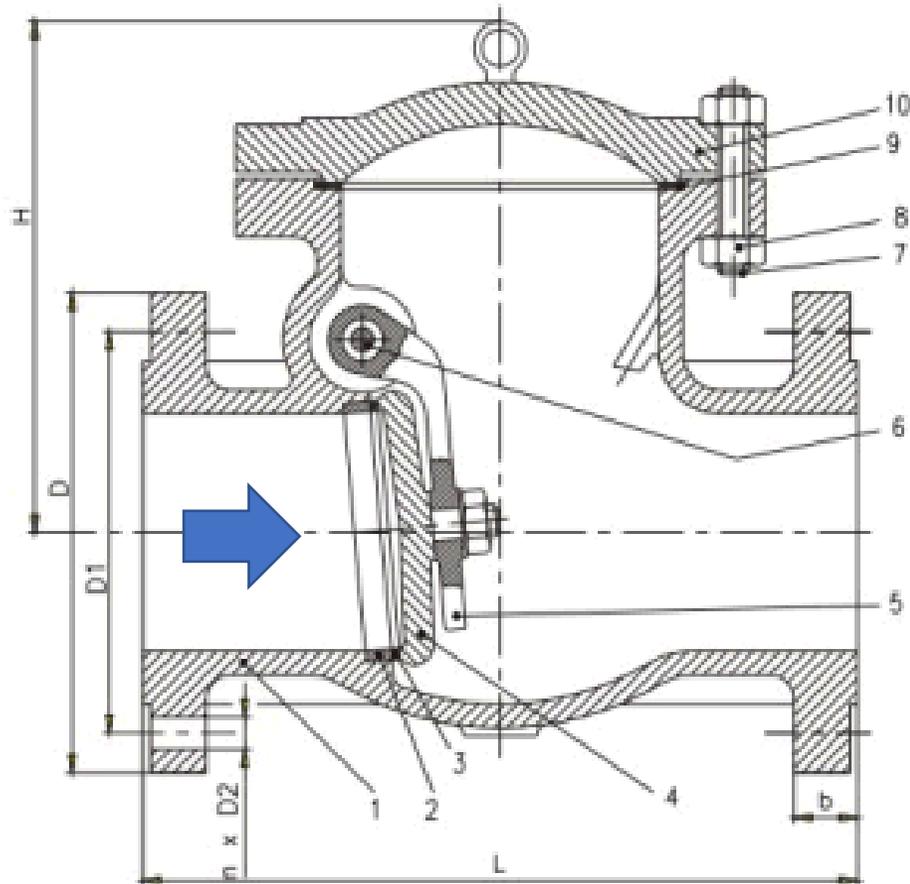
Ci deve essere sempre uno scarico di troppo pieno, è sufficiente nella vasca di presa, in modo da scaricare le portate in eccesso.

Vasca di raccolta

Vasca di misura

## Valvole unidirezionali – esempi generici (non necessariamente legate ad acquedotti)

Permettono il moto in un'unica direzione. Utili negli apparati di scarico, in modo che quando non in uso, non permettano l'ingresso di animali / flusso contrario nelle vasche



## Valvole di regolazione portata – esempi generici (non necessariamente legate ad acquedotti)

Attraverso la loro chiusura, aumentano le perdite di carico e si riduce la portata transitante. Si possono utilizzare per la regolazione della portata, ad esempio nel caso di tubazioni nuove, che per la bassa scabrezza determinerebbero una portata transitante maggiore rispetto a quelle usate di progetto, o in generale quando è necessario ridurre il flusso.

farfalla



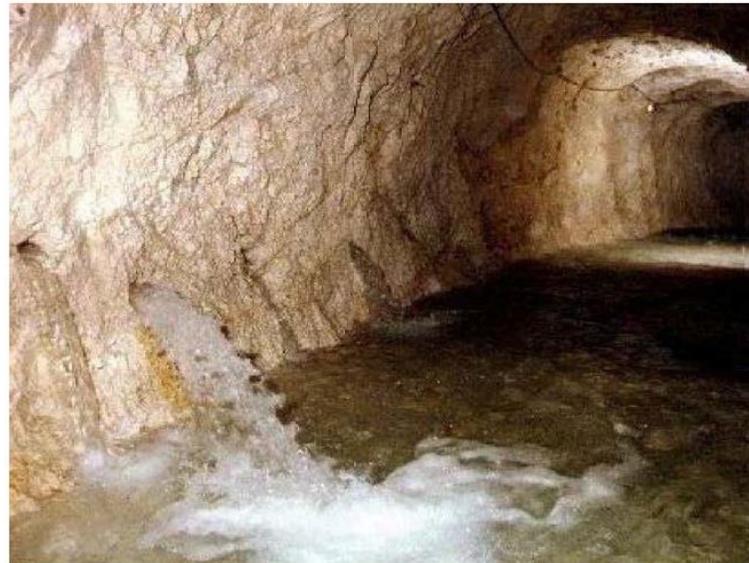
saracinesca



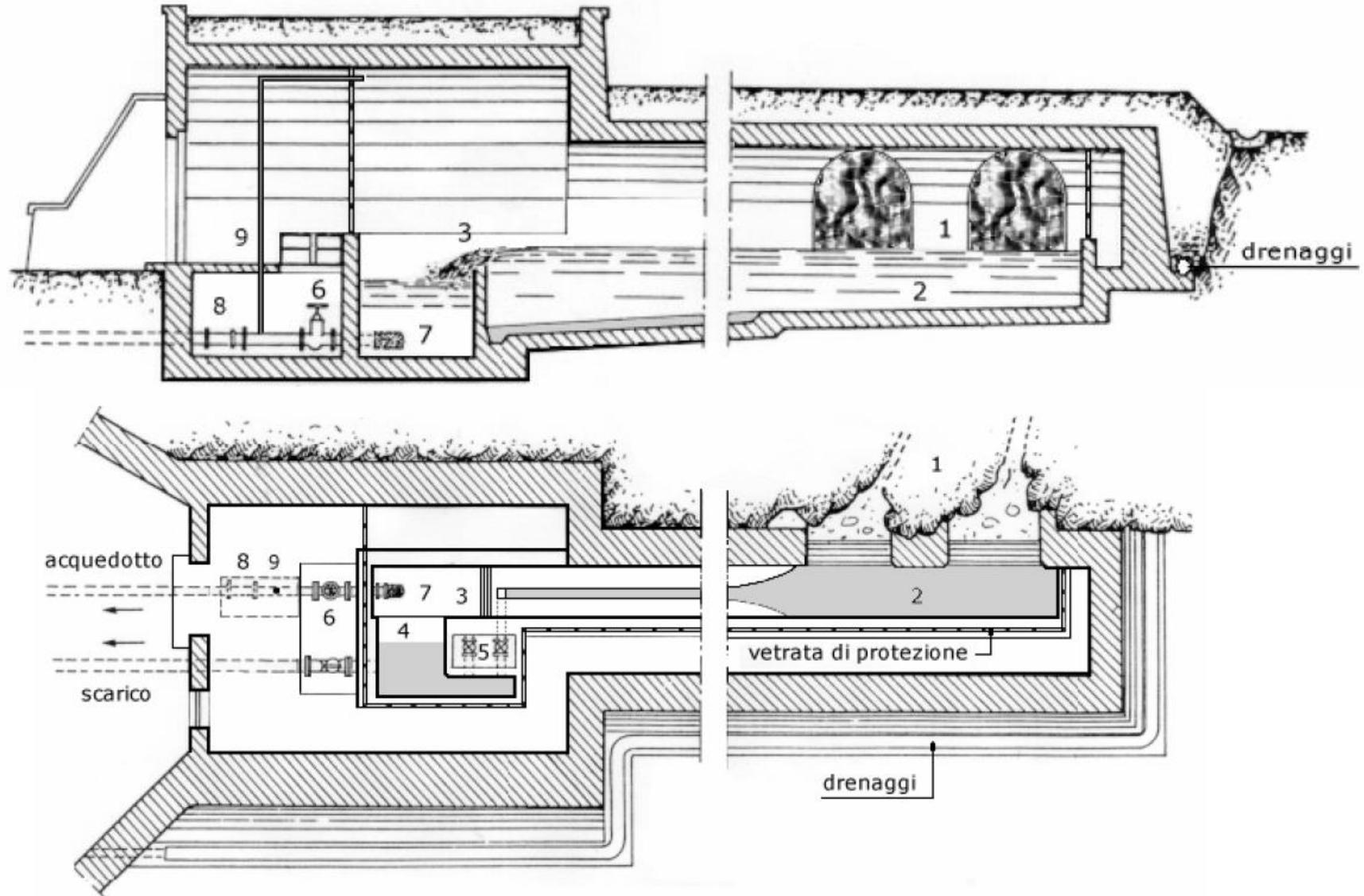
Queste tipologie possono determinare diverse problematiche, ad esempio rischio cavitazione

## Cunicoli / Galleria per sorgenti diffuse o più sorgenti

La fonte può essere portata alla vasca di raccolta anche appoggiandosi a cunicoli. Se più sorgenti insistono sulla stessa opera di presa, o la sorgente è diffusa, si può installare una galleria di raccolta.

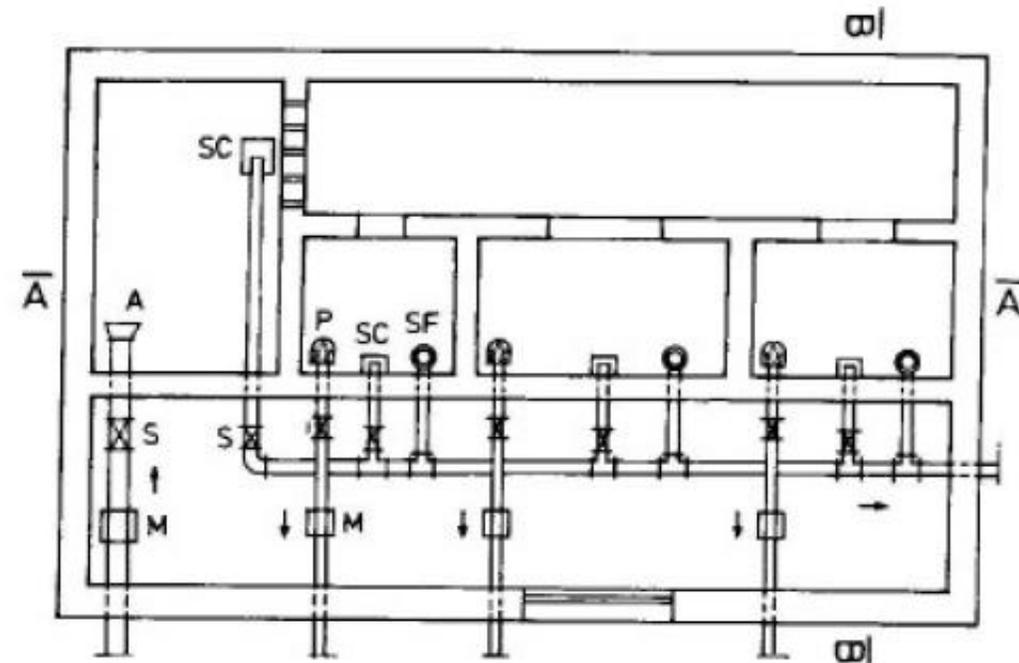
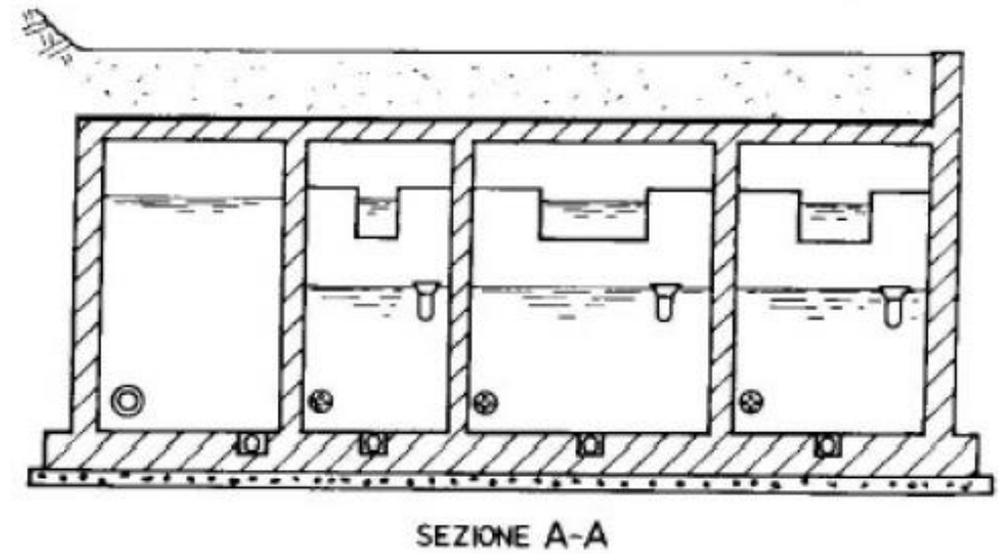
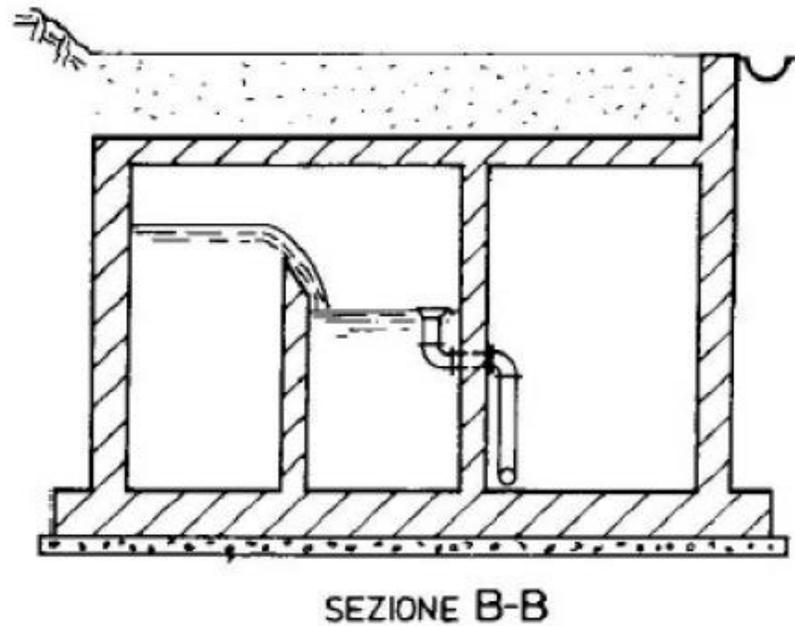


## Schema opera di presa con canaletta di raccolta



## Partizione a pelo libero

Se da un opera di presa vanno serviti più acquedotti, si può procedere tramite più vasche di presa che insistono sulla stessa vasca di raccolta. La partizione avviene attraverso sfioratori di larghezza variabile, in proporzione a come si vuole che la portata sia ripartita.



La risorsa d'acqua nell'opera di presa, va protetta in termini di mantenimento della sua qualità. Va evitato ad esempio che le vasche siano illuminate, per evitare la crescita di alghe, la struttura deve essere impermeabilizzata per evitare che dall'esterno possa entrare acqua.

Inoltre la normativa (art. 94 n152, 2006) stessa impone delle aree di salvaguardia per la sorgente e l'acquifero di pertinenza:

-zona di tutela assoluta: almeno a 10m dall'opera, richiede opere di canalizzazione per le acque meteoriche, e recinzioni per impedire l'ingresso a uomini ed animali.

-zona di rispetto: per un raggio di almeno 200m dall'opera, viene regolamentata la destinazione d'uso del terreno, per evitare possibili contaminazioni o deviazioni della sorgente

-zona di protezione: controllo della destinazione d'uso dell'area in cui avviene il ricarica della falda



## PRESA DA FALDA

Le prese da falda, avvengono di norma attraverso gallerie filtranti e pozzi. Prima però di discutere delle opere di presa da falda, è opportuno introdurre brevemente il moto dei fluidi nei mezzi porosi, quindi approcciare i diversi metodi in modo semplificato.

### Legge di Darcy

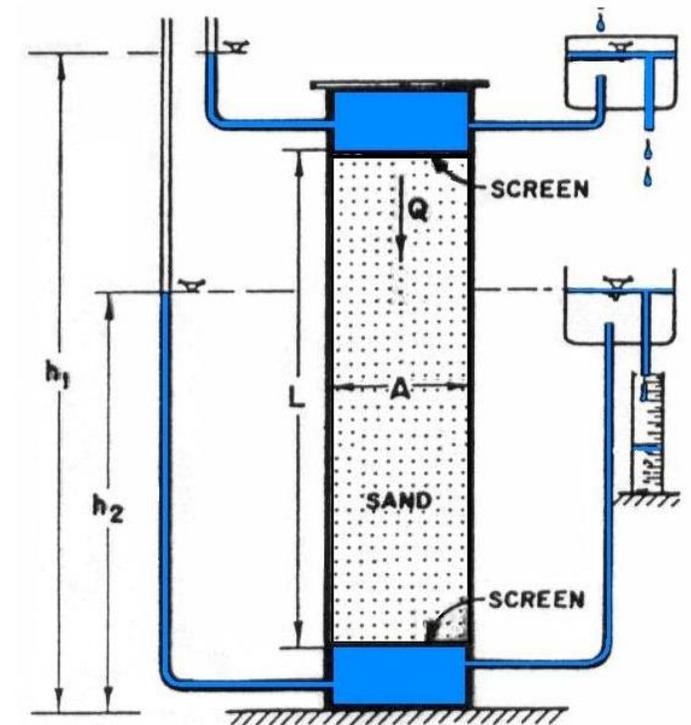
La velocità di un fluido in un mezzo poroso è descritta dalla legge di Darcy

$$V = -f \frac{dh}{dy}$$

Dove  $V$  è la velocità,  $f[L/T]$  è la conduttività idraulica,  $h$  il carico idraulico. Vale nell'ipotesi che il moto nel mezzo poroso sia laminare (Reynolds molto bassi), che è in generale valida come assunzione, a meno che i meati tra i granuli non siano grandi.

Dato lo schema a sinistra:

$$V = f \frac{h_1 - h_2}{L}$$



Si può anche definire un coefficiente di permeabilità, indipendente dal tipo di fluido, come:

$$k = \frac{\mu}{\gamma} f \quad [L^2] \quad \text{da cui} \quad V = -\frac{g}{v} k \frac{dh}{dy} \quad \text{essendo } \gamma = \rho g \quad \text{e} \quad \mu = \rho \nu$$

La permeabilità, ha come dimensioni scala, il quadrato di una lunghezza, si usa esprimerla in funzione di un diametro caratteristico del terreno, ad esempio le dimensioni dei granuli.

La velocità di filtrazione, secondo Darcy, nella formulazione in termini di permeabilità, evidenzia un parallelismo con la legge di Poiseuille, valida per l'appunto per flussi laminari, in questo caso però in una condotta di diametro  $d$

$$V = \frac{g}{32\nu} d^2 \left( -\frac{dh}{dy} \right)$$

## Gallerie filtranti – analisi semplificata

E' una galleria che si sviluppa, per quanto possibile, parallelamente alle linee isopiezometriche. Ciò al fine di massimizzare la portata estraibile. Sono cunicoli con muratura forata, per permettere l'ingresso dell'acqua.

Si ipotizza un piano impermeabile orizzontale e di essere in una condizione di moto permanente, per cui a fronte di una portata estratta  $Q$ , si arriva ad una condizione di equilibrio con l'acquifero che ad una certa distanza  $L$  dalla parete filtrante, l'acquifero sia in condizione indisturbata con piezometrica  $H$ .

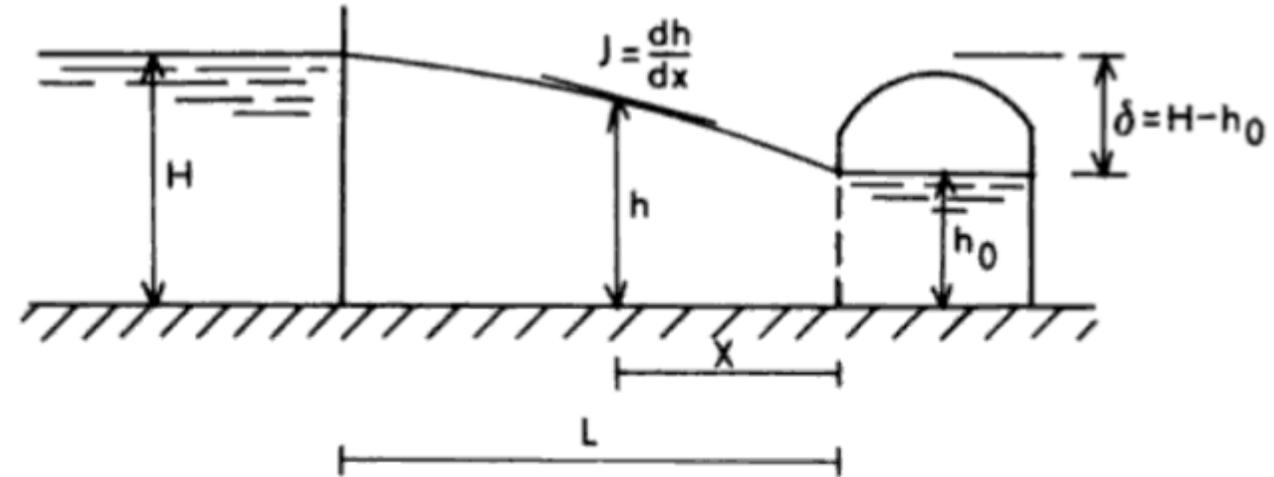
Nel caso di falda libera, la piezometrica coincide con il livello dell'acqua nel mezzo poroso. Ad una sezione con piezometrica  $h$ , avremo la seguente portata specifica (per unità di lunghezza)

$$q = hV = fh \frac{dh}{dx}$$

Integrando tra  $x=0$  a cui corrisponde  $h_0$  (trascurando le perdite locali) e  $x=L$  con piezometrica  $H$

$$q = \frac{f}{2L} (H^2 - h_0^2) = \frac{f}{2L} \delta(2H - \delta)$$

Dove  $\delta = H - h_0$  è la depressione sui livelli, determinato dalla sottrazione di  $q$ . Si osserva che la portata è funzione, non lineare, della depressione  $\delta$ . Ad aumenti sensibili di  $\delta$ , non aumenta sensibilmente la portata estraibile



## Pozzo in falda freatica – analisi semplificata

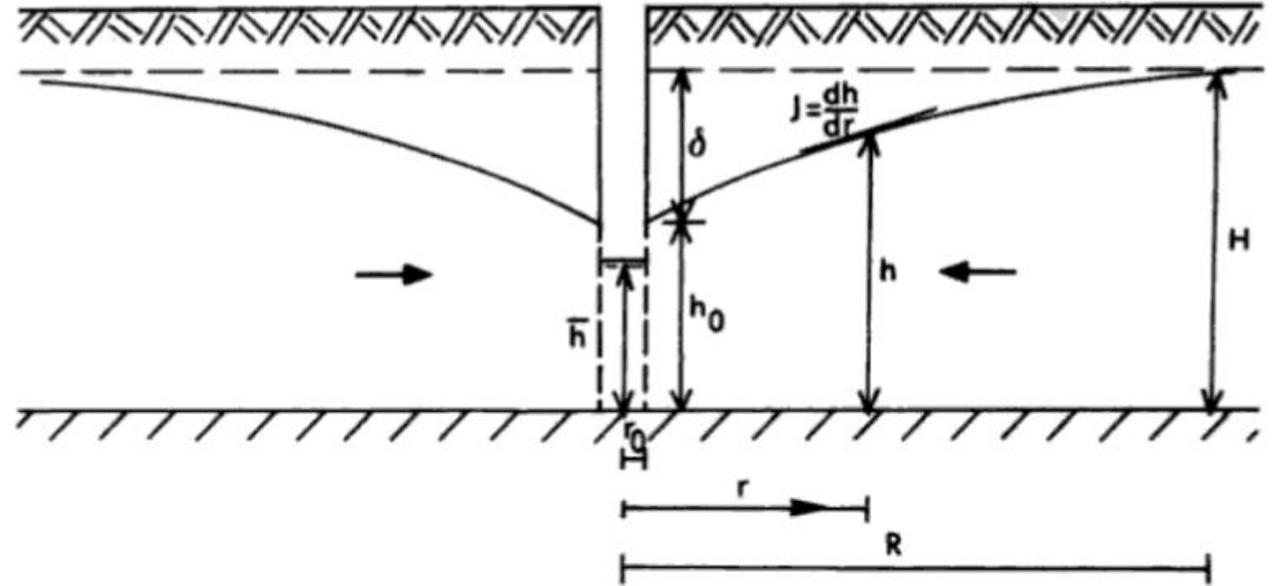
Considero le stesse ipotesi del caso precedente. In questo caso, essendo un pozzo, consideriamo una coordinata radiale  $r$ , tra  $r_0$  la parete porosa del pozzo e  $r=R$  la condizione indisturbata. Le iso piezometriche tenderanno, in tre dimensioni, a disporsi secondo un conoide intorno al pozzo (si veda la slide successiva). Ad una generica sezione, con distanza  $r$  e altezza piezometrica  $h$ , la portata sarà

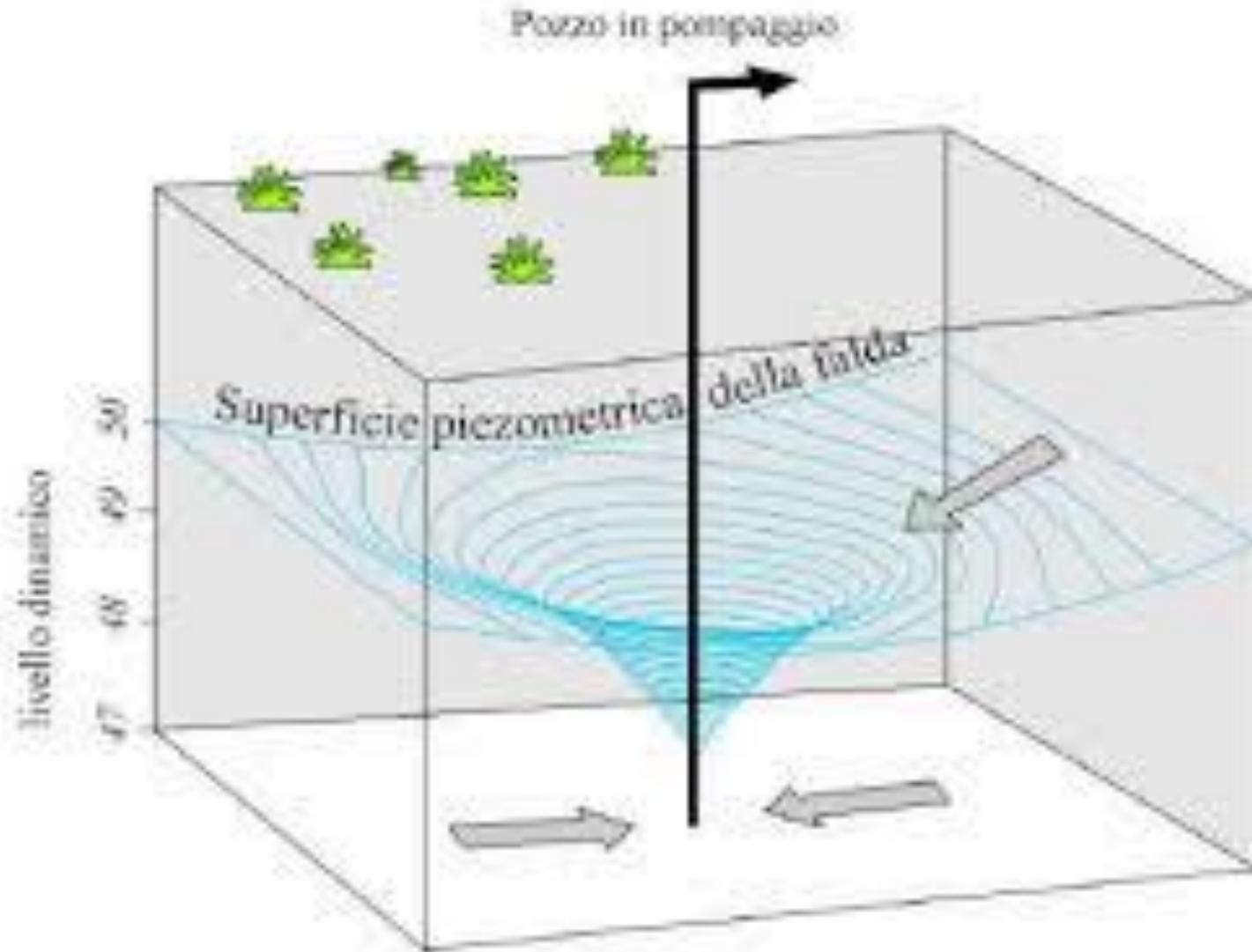
$$Q = AV = f2\pi rh \frac{dh}{dr}$$

Integrando tra  $r_0$  a cui corrisponde il livello  $h_0$ , e  $R$  a cui corrisponde  $H$  ottengo:

$$Q = \pi f \frac{H^2 - h_0^2}{\ln \frac{R}{r_0}} = \pi f \frac{(2H - \delta)\delta}{\ln \frac{R}{r_0}}$$

Anche in questo caso, l'andamento di  $Q$  non è lineare rispetto a  $\delta$ . Sia in questo caso, che nel precedente, abbiamo fatto anche l'ipotesi di trascurare i moti verticali.



**Pozzo – superficie piezometrica**

### Pozzo in falda artesianiana – analisi semplificata

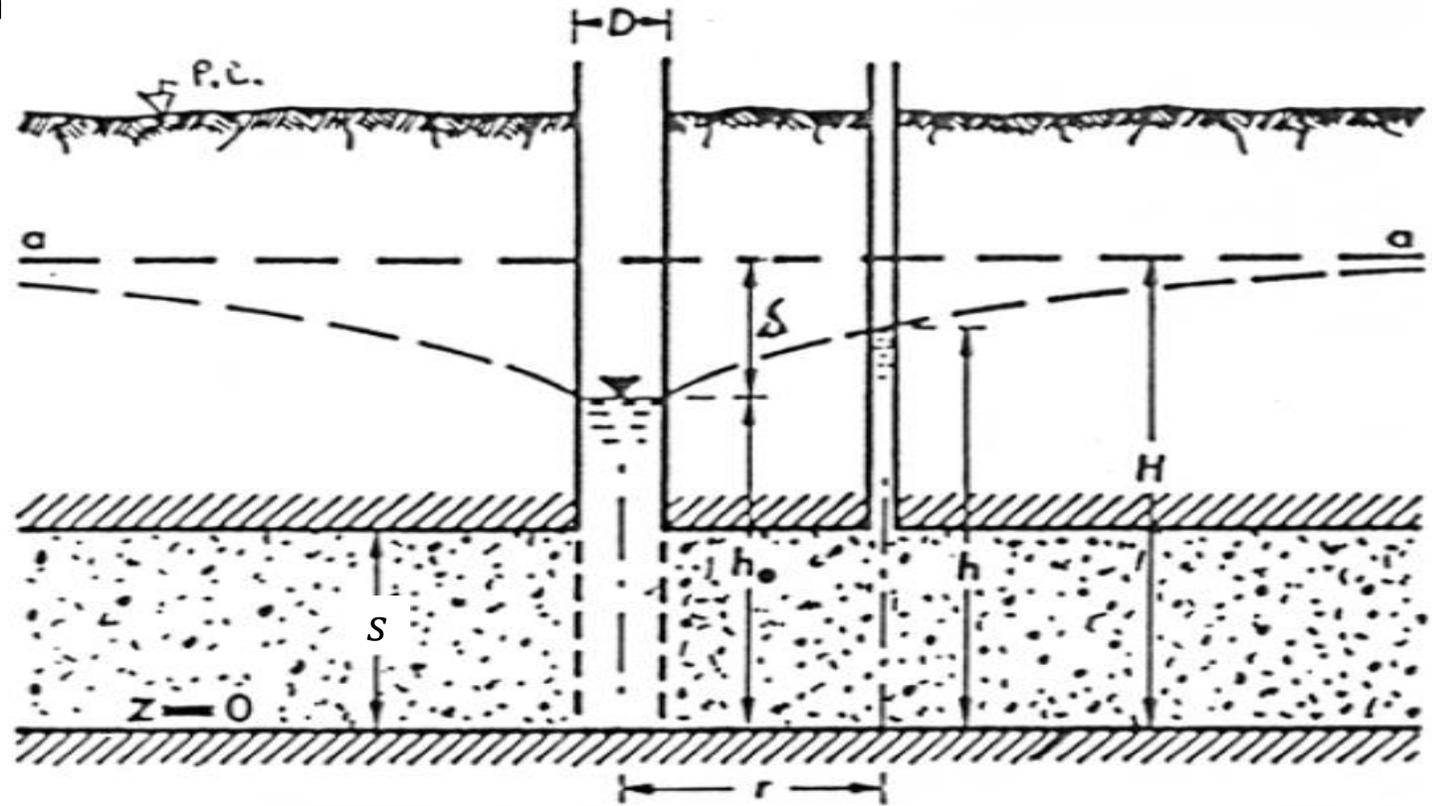
In questo caso si considera un acquifero confinato di spessore  $s$ . La piezometrica è superiore al livello dell'acqua contenuta nel mezzo. Procedendo come nei casi precedenti, la portata che attraversa la generica sezione a distanza  $r$  sarà

$$Q = AV = f2\pi r s \frac{dh}{dr}$$

Integrando tra  $r_0$  e  $R$

$$Q = 2\pi f s \frac{H - h_0}{\ln \frac{R}{r_0}} = 2\pi f s \frac{\delta}{\ln \frac{R}{r_0}}$$

In questo caso, l'andamento della portata è lineare rispetto alla depressione della piezometrica  $\delta$ . La portata dipende inoltre linearmente dalla profondità  $s$  dell'acquifero.

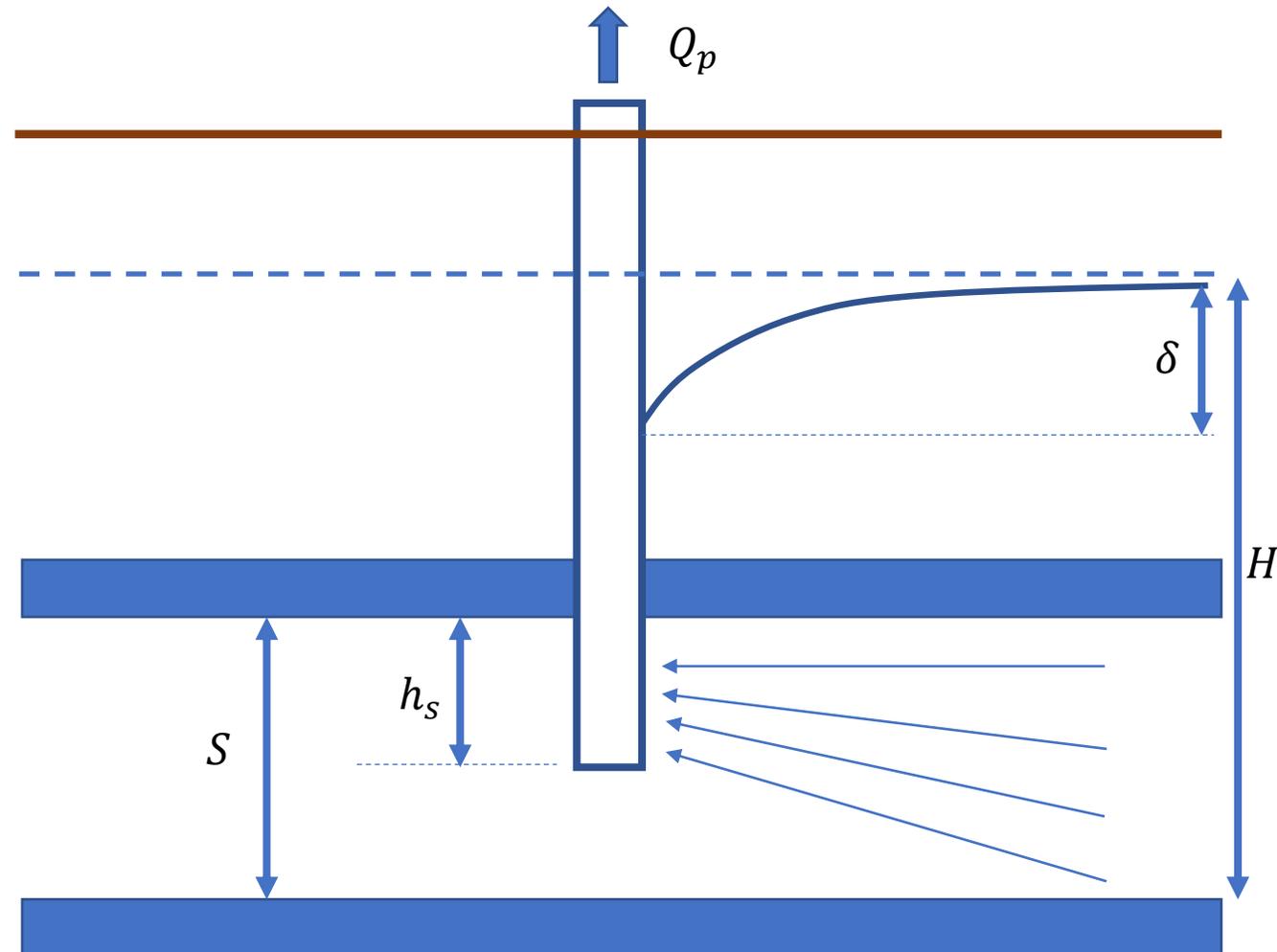


### Pozzo in falda artesianiana parzialmente penetrante

Nel caso di pozzo parzialmente penetrante, ovvero che non poggia sulla base impermeabile dell'acquifero, le linee di flusso sono inclinate, c'è una componente di moto verticale, e le traiettorie sono più lunghe. A parità di depressione  $\delta$ , rispetto al caso precedente, la portata  $Q_p$  che si estrae è inferiore. Il rapporto con la portata  $Q$  di un pozzo completamente penetrante è esprimibile come:

$$\frac{Q_p}{Q} = \frac{h_s}{S} \left[ 1 + 7 \left( \frac{r_0}{2h_s} \right)^{0,5} \cos \frac{\pi h_s}{2S} \right]$$

Lo stesso discorso è analogo ad un pozzo completamente penetrante, con però la presenza di filtri che riducono l'area effettiva di filtrazione.



### Pozzo in falda freatica parzialmente penetrante

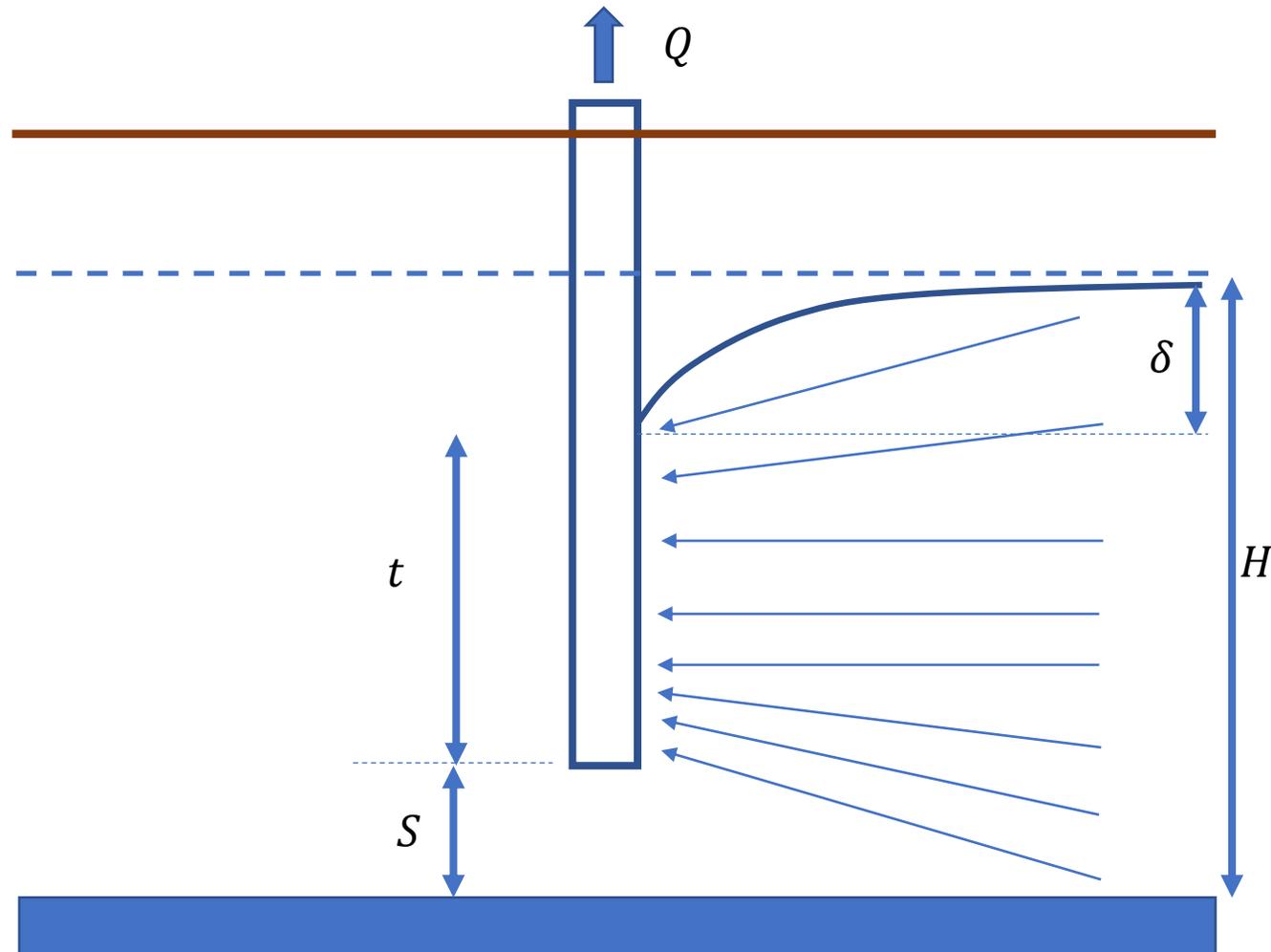
Nel caso di pozzo parzialmente penetrante, ovvero che non poggia sulla base impermeabile, la portata è descritta dalla formula di Leonards

$$Q = f\pi \frac{(H - S)^2 - t^2}{\ln \frac{R}{r_0}} (1 + A)$$

$$A = \left(0,3 + 10 \frac{r_0}{H}\right) \sin \frac{1,8\delta}{H}$$

Richiamiamo la formula per il pozzo completamente penetrante

$$Q = \pi f \frac{(2H - \delta)\delta}{\ln \frac{R}{r_0}}$$



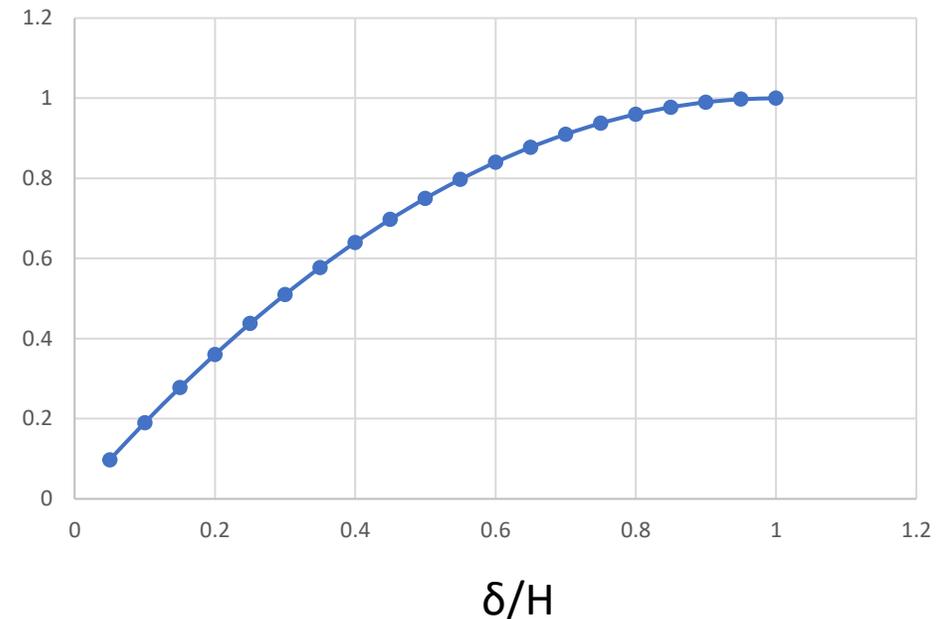
Esprimendo la formula precedente in termini di  $\delta/H$

$$Q = \pi f \frac{H^2 - h_0^2}{\ln \frac{R}{r_0}} = \pi f \frac{(2H - \delta)\delta}{\ln \frac{R}{r_0}} \quad Q = \frac{f\pi}{\ln \frac{R}{r_0}} H^2 \left(2 - \frac{\delta}{H}\right) \frac{\delta}{H}$$

Si può osservare che  $(2 - \delta/H) * \delta/H$  ha il proprio massimo per  $\delta/H=1$  a cui corrisponde il valore 1. Quindi a  $\delta/H=1$  corrisponde la portata massima estraibile. Per valori di  $\delta/H=0,6-0,8$  la funzione vale 0,84-0,96.

Questo significa che con valori di depressione pari a  $0,6H-0,8H$  è comunque estraibile una portata tra il 84% e 96% della massima disponibile.

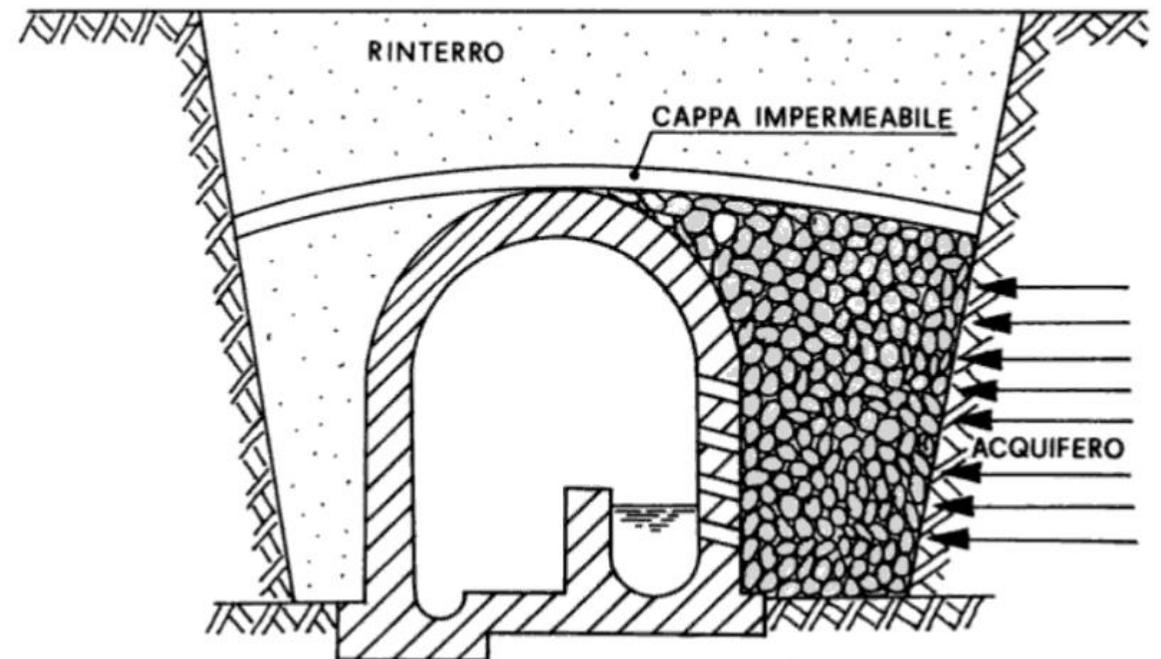
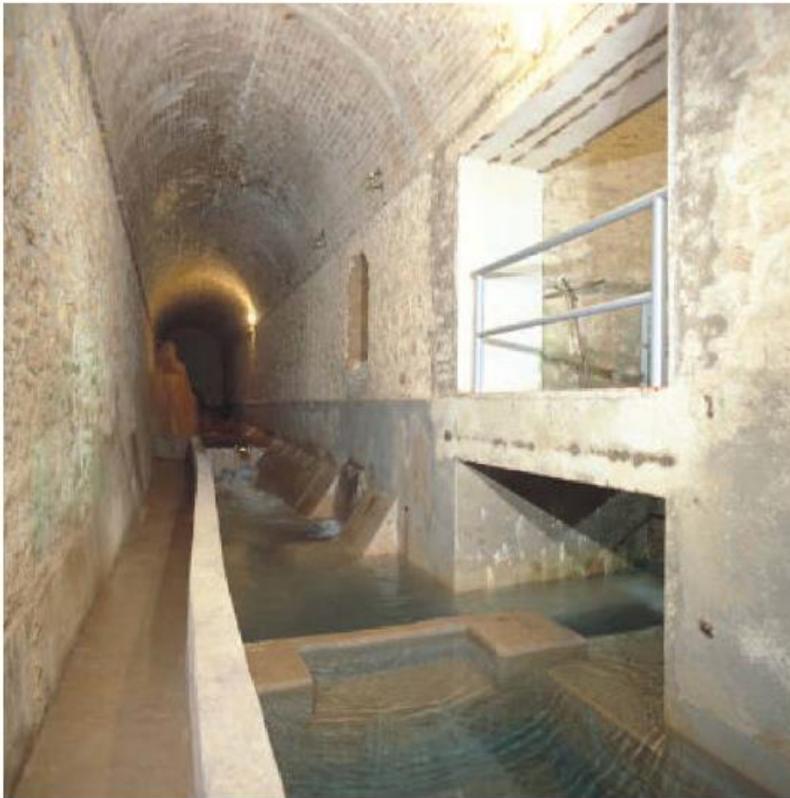
$$\left(2 - \frac{\delta}{H}\right) \frac{\delta}{H}$$



## OPERA DI PRESA DA FALDA SUPERFICIALE

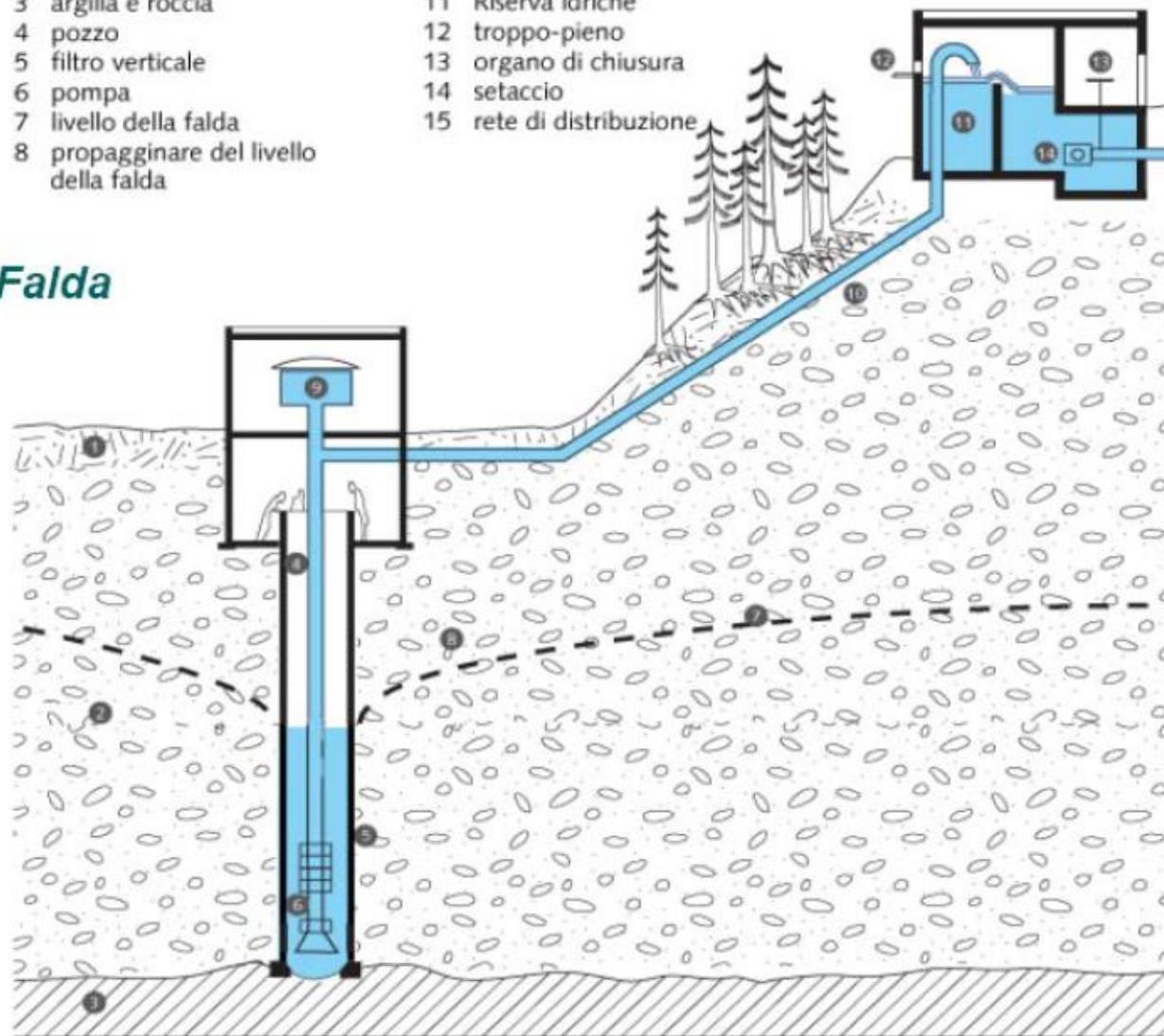
### Galleria filtrante

Sono analoghe alle gallerie per le sorgenti con affioramento diffuso. Se a profondità non eccessiva possono essere costruite in trincea. Per massimizzare la portata estraibile devono essere collocate in parallelo alle linee iso piezometriche

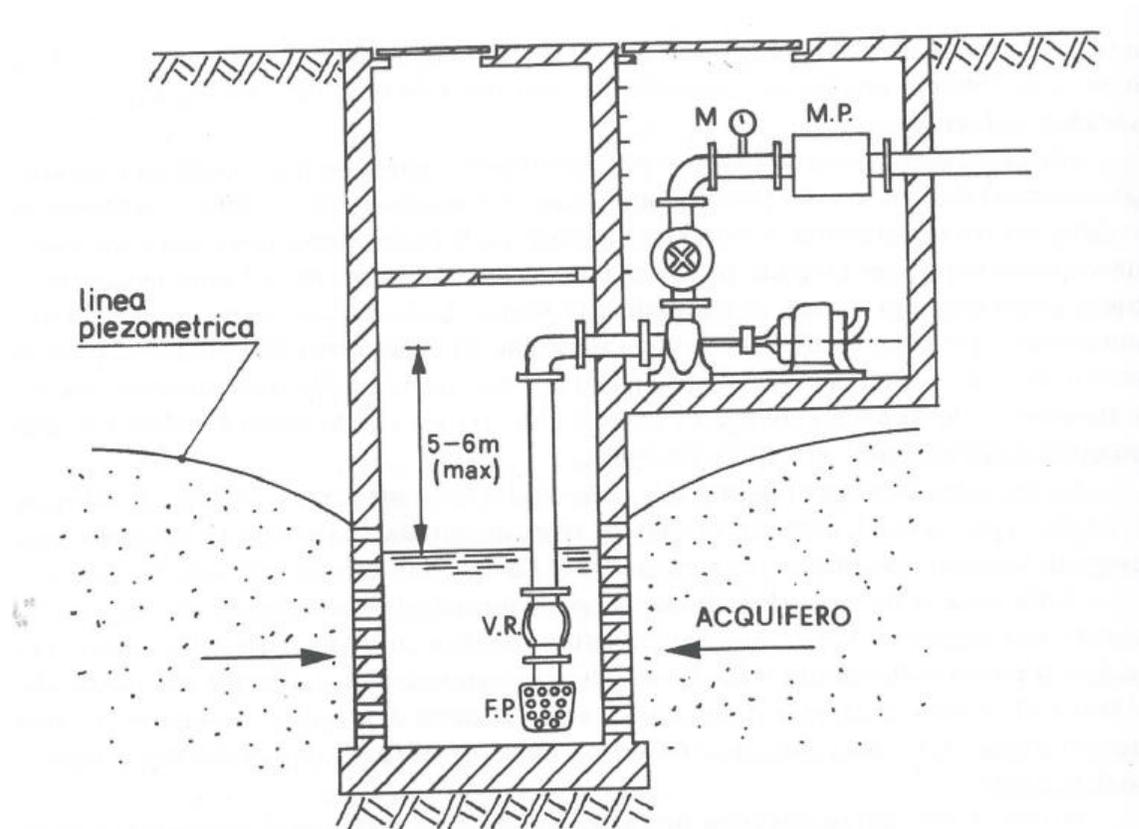


**OPERA DI PRESA DA FALDA CON POZZO**

- |   |                                      |    |                            |
|---|--------------------------------------|----|----------------------------|
| 1 | humus                                | 9  | motore                     |
| 2 | ghiaia e sabbia                      | 10 | conduttura verso serbatoio |
| 3 | argilla e roccia                     | 11 | Riserva idriche            |
| 4 | pozzo                                | 12 | troppo-pieno               |
| 5 | filtro verticale                     | 13 | organo di chiusura         |
| 6 | pompa                                | 14 | setaccio                   |
| 7 | livello della falda                  | 15 | rete di distribuzione      |
| 8 | propagginare del livello della falda |    |                            |

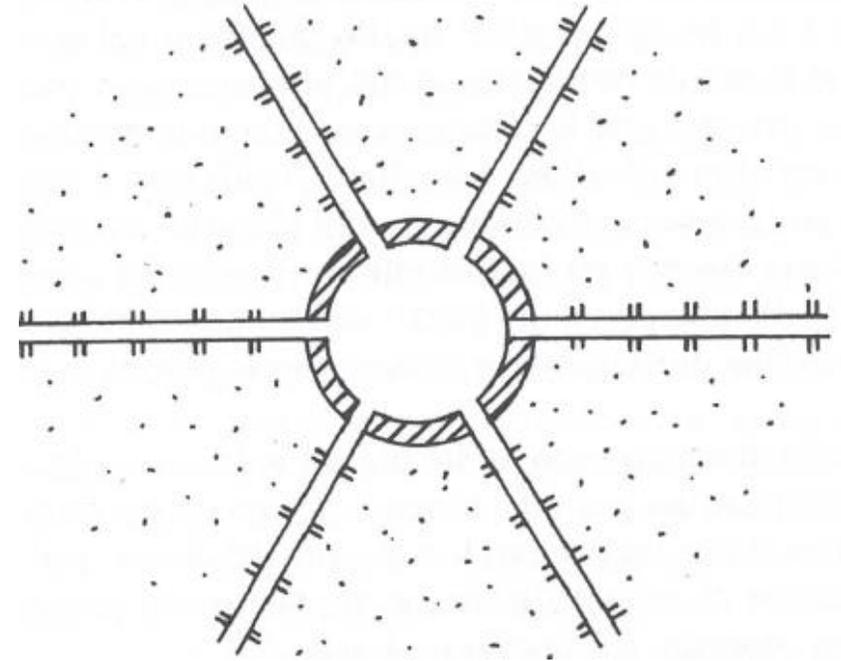
*Acque di Falda*

## Pozzo ordinario - schema



Oltre al pozzo si identifica anche una camera di manovra dove inserire ad esempio la pompa, per distanze maggiori di 5-6m tra pompa e livello d'acqua nel pozzo, bisogna ricorrere a pompe a immersione.

La parte terminale del pozzo, dove avviene il filtraggio, può essere estesa con una raggiera di tubi forati, determinando un forte richiamo d'acqua.



## Tramissività $T$

La tramissività è la portata che defluisce attraverso una sezione di un acquifero di larghezza unitaria, con un gradiente idraulico unitario.

$$Q = AV = bhV = bsfJ = sf$$

## Coefficiente di immagazzinamento $I$

È il volume idrico estraibile da un prisma di base unitaria di una falda idraulica, per effetto di un abbassamento unitario della superficie piezometrica.

Nelle falde libere  $I$  corrisponde alla porosità efficace  $n_e$  del terreno.

Nelle falde in pressione

## OPERA DI PRESA DA FALDA PROFONDA

L'acquifero è raggiunto tramite pozzi eseguiti con perforazione, tra i vari metodi, i più comunemente usati sono a percussione e rotazione

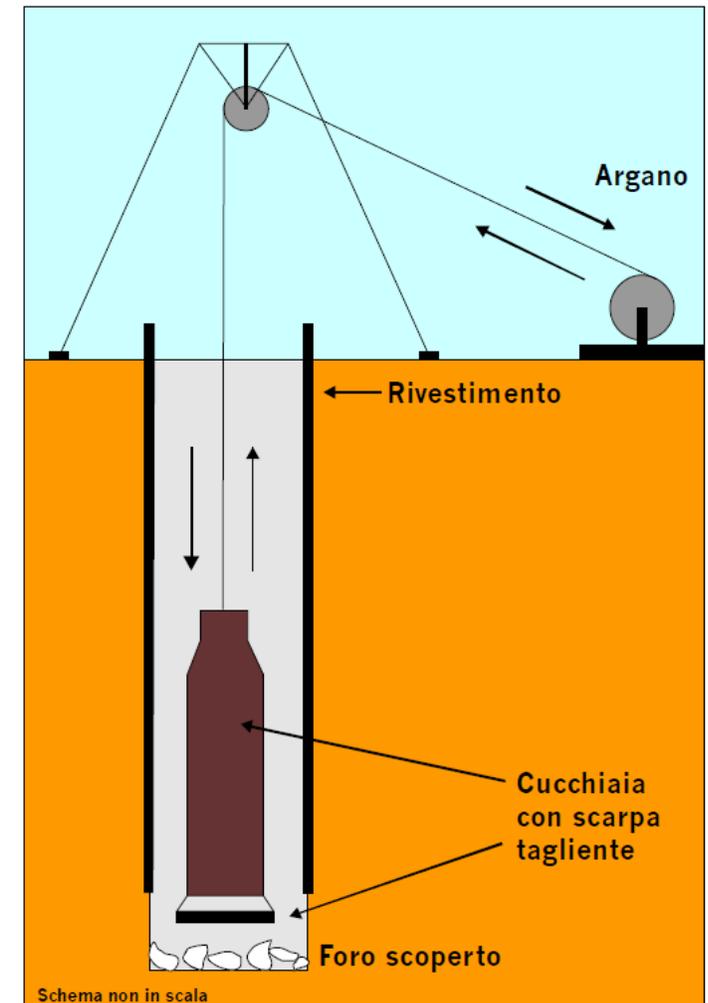
### Perforazione a percussione

E' un metodo a secco, senza cioè l'ausilio di fluidi. Si basa sul peso della cucchiaia che colpendo il terreno lo frantuma. Alternando cucchiaia con benna o con scalpello si frantuma eventuali parti di roccia e con la benna si estrae poi il materiale.

E' un procedimento lento, per cui economicamente valido per pozzi fino a un centinaio di metri. Durante lo scavo le pareti del pozzo vanno rivestite per evitare cedimenti.

Ha il pregio di essere un metodo adatto a qualsiasi terreno, inoltre il modo di estrarre il materiale permette di valutare la tipologia del terreno che caratterizza il pozzo.

I pozzi di questo tipo sono caratterizzati da diametri tra i 7,5 ed i 60 cm.

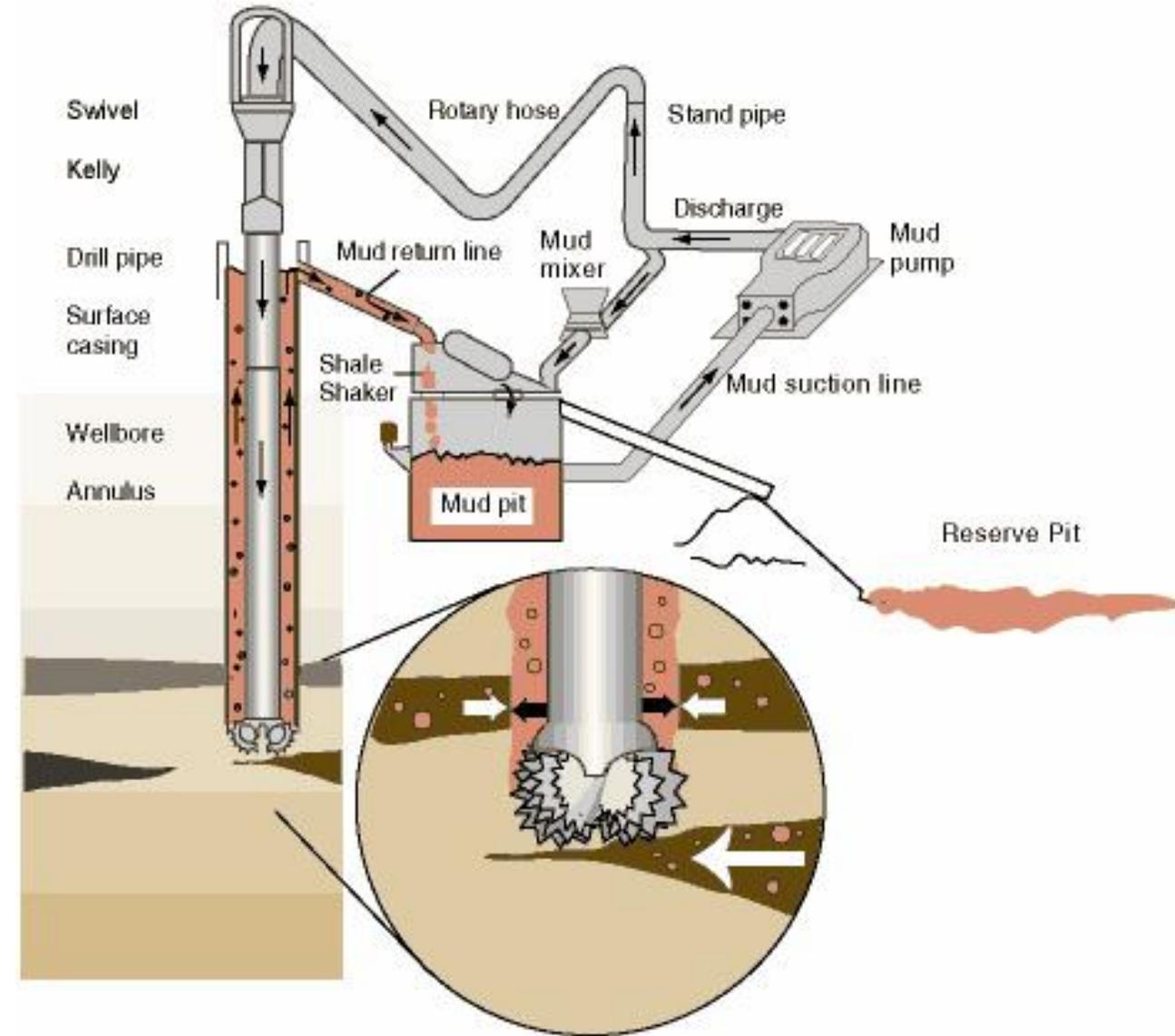


## Perforazione a rotazione

La trivella è costituita da un elemento rotante alla base che tritura il terreno, attraverso il sistema di trivellazione viene iniettato un fluido fangoso che risalendo lungo le pareti del pozzo trasporta il materiale tritato.

È una metodologia più costosa della precedente, ma anche più veloce nell'avanzamento sul terreno, è quindi indicato per pozzi molto profondi, diventa invece antieconomico sotto i cento metri. Il flusso in risalita favorisce il non cedimento delle pareti dello scavo. Non è però indicato per tutti i tipi di terreno, in particolare per quelli fratturati e cavernosi, visto l'iniezione di fluidi.

I diametri caratteristici sono tra i 7,5 e i 150 cm. In questo caso il metodo non permette una conoscenza qualitativa del materiale estratto.



Con entrambi i metodi c'è il rischio di danneggiare la falda, riducendo la permeabilità del mezzo poroso. Nel primo caso il rischio è determinato dalla compattazione del terreno a seguito delle percussioni. Nel secondo caso l'iniezione di fango può permeare il mezzo poroso occludendone i meati. In questi casi al termine degli scavi occorre fare una pulizia, con estrazione, degli strati che potrebbero risultare danneggiati.

Il completamento del pozzo avviene con l'inserimento del rivestimento definitivo del pozzo, ad esempio una condotta in acciaio, materiale drenante, filtri nella zona di estrazione dall'acquifero.

La dimensione del pozzo è in relazione alla portata che si vuole estrarre, per tramite delle dimensioni della pompa ad immersione (più un franco di margine) in grado di garantire quella data portata e la prevalenza necessaria al sollevamento.



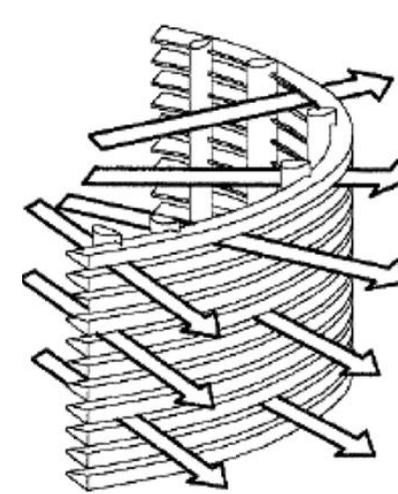
Esempio di materiale estratto

## Filtri

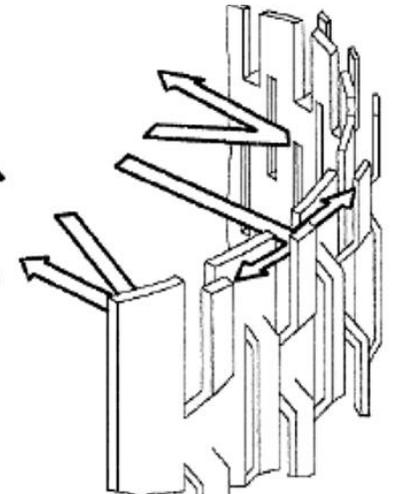
Costituiscono la parte finale del rivestimento del pozzo con una superficie aperta variabile in relazione alla tipologia di filtro, tra il 5% ed il 50% della superficie totale, devono limitare la velocità dell'acqua in ingresso a qualche centimetro al secondo, evitando quindi l'erosione del materiale costituente l'acquifero.

## Prove di pompaggio

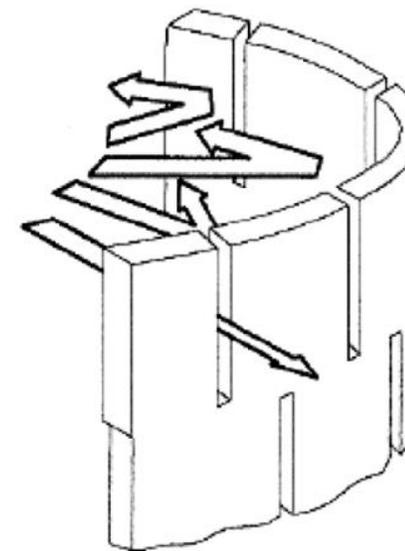
Vanno eseguite prima della messa in esercizio del pozzo. Si distinguono prove brevi a portata variabile, e prove lunghe a portata costante. Le prime servono a determinare il grafico  $Q-\delta$  da confrontare con quanto ipotizzato inizialmente. Le seconde, appoggiandosi anche a pozzi spia, a determinare le caratteristiche di permeabilità dell'acquifero ed il raggio di influenza del pozzo  $R$ .



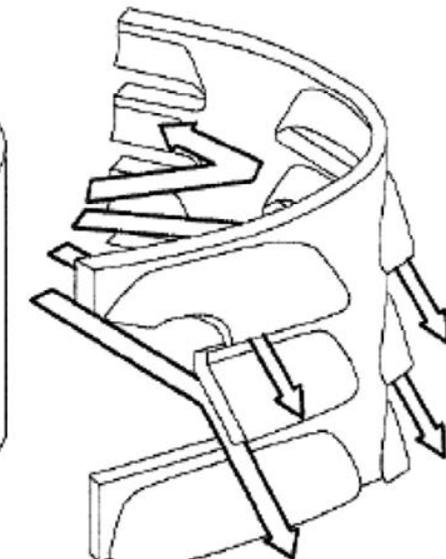
Finestratura a spirale continua



Finestratura a ponte



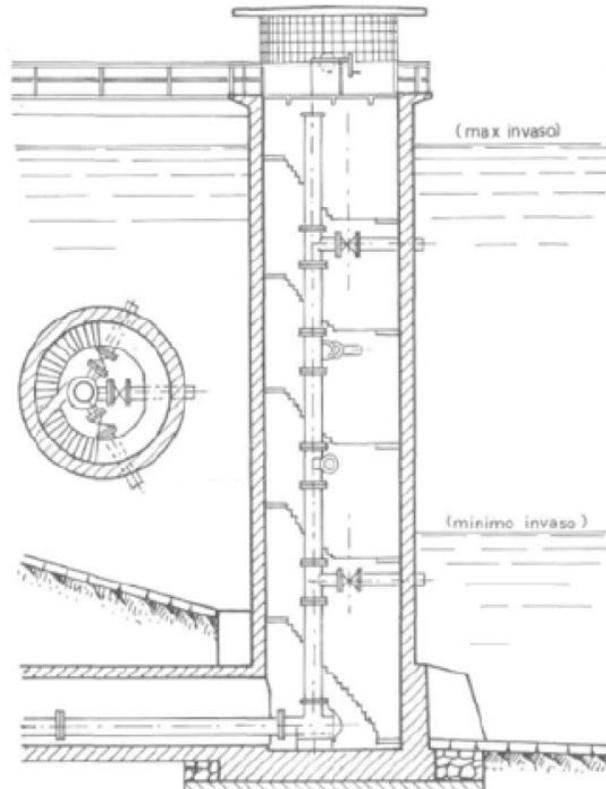
Tubo punzonato



Finestratura a persiane

## Presa da laghi

Possono essere fatte ad esempio nei bacini artificiali, tramite torre, con diversi punti di presa collocati a diverse altezze rispetto i possibili livelli idrici del bacino. Le prese devono essere non troppo vicine alla superficie, evitando quindi zone caratterizzate da forte variabilità termica e da materiale galleggiante che potrebbe ostruirle, né troppo vicino al fondo, dove l'acqua potrebbe risultare particolarmente torbida. La presa inferiore deve comunque stare al di sotto del livello idrico minimo del bacino.



## Preso da fiume

Possono avvenire con opere che insistono o nell'area di golenia o direttamente sull'alveo di magra.

In questo ultimo caso se il tirante del corso d'acqua, anche nei periodi ad esaurimento, è sufficiente a coprire l'opera di presa.

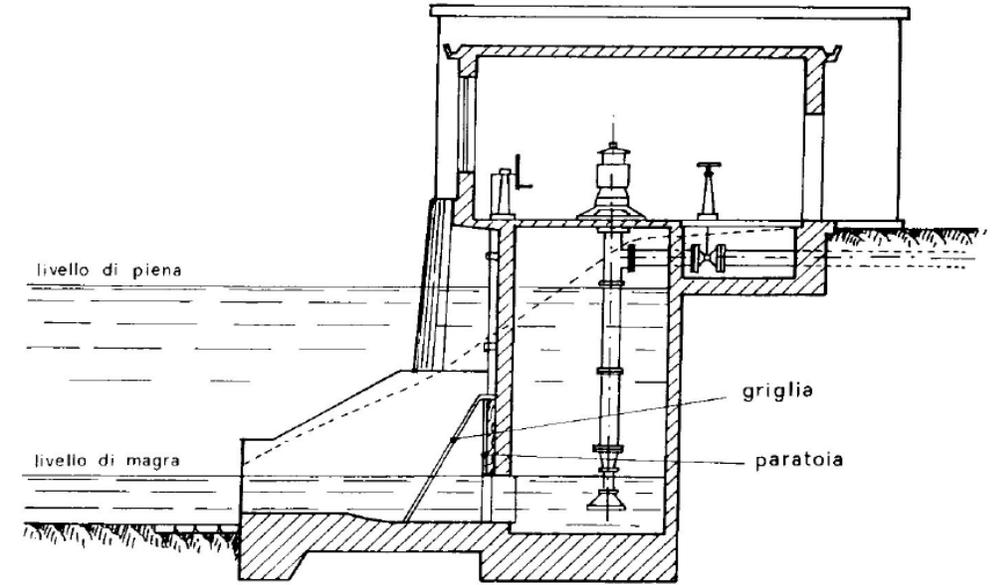
In caso contrario si può procedere con l'inserimento di una traversa di piccole dimensioni (si veda la prossima slide), un ostacolo trasversale alla corrente. Questo obbliga un profilo di rigurgito e quindi un innalzamento del pelo libero, dove verrà posta la presa.

A seguire la presa, ci sarà una vasca di calma, dove far depositare il materiale in sospensione prima di immettere l'acqua verso l'adduzione.

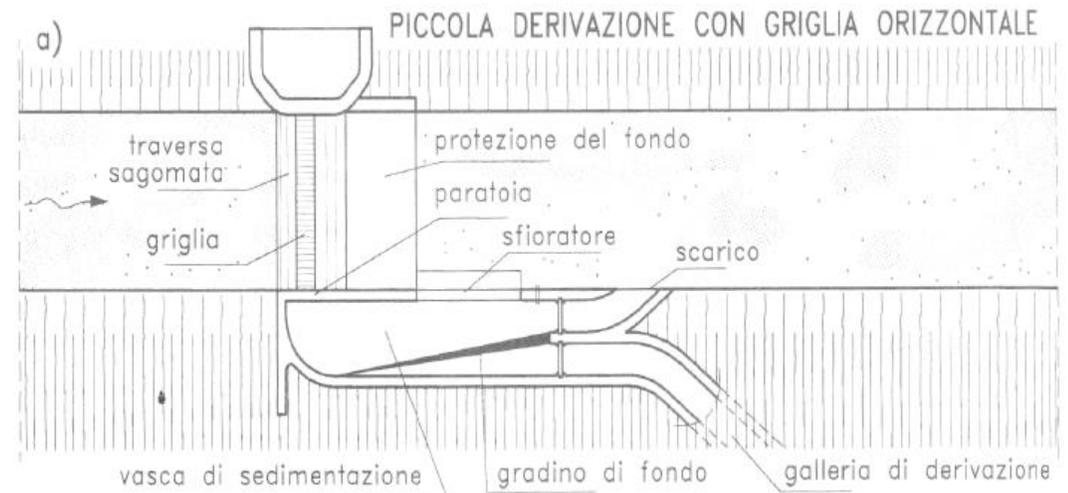
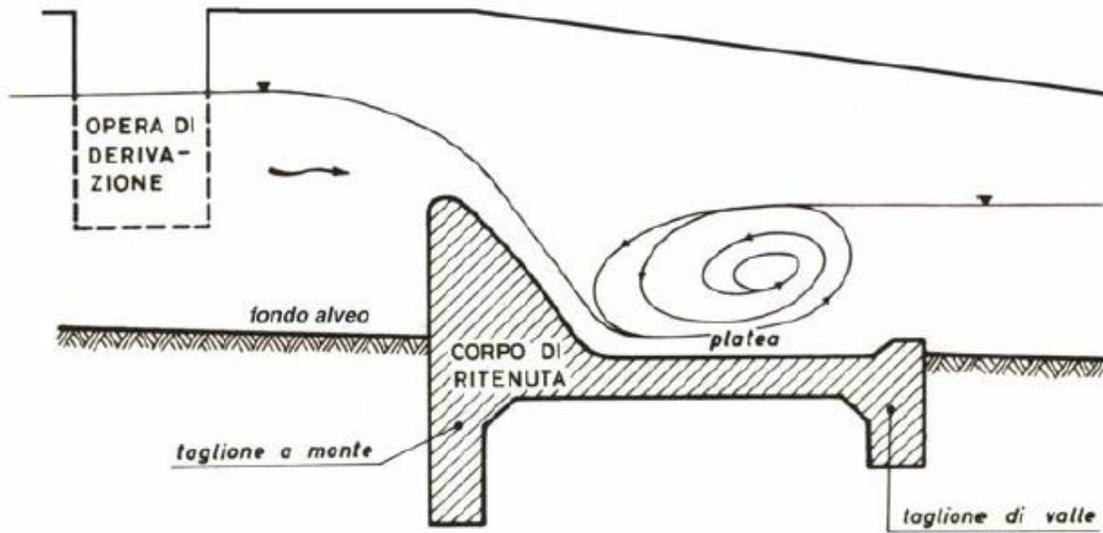
La traversa (in una corrente lenta) determinerà un risalto a valle dello scivolo, che andrà quindi localizzato in una vasca di dissipazione.



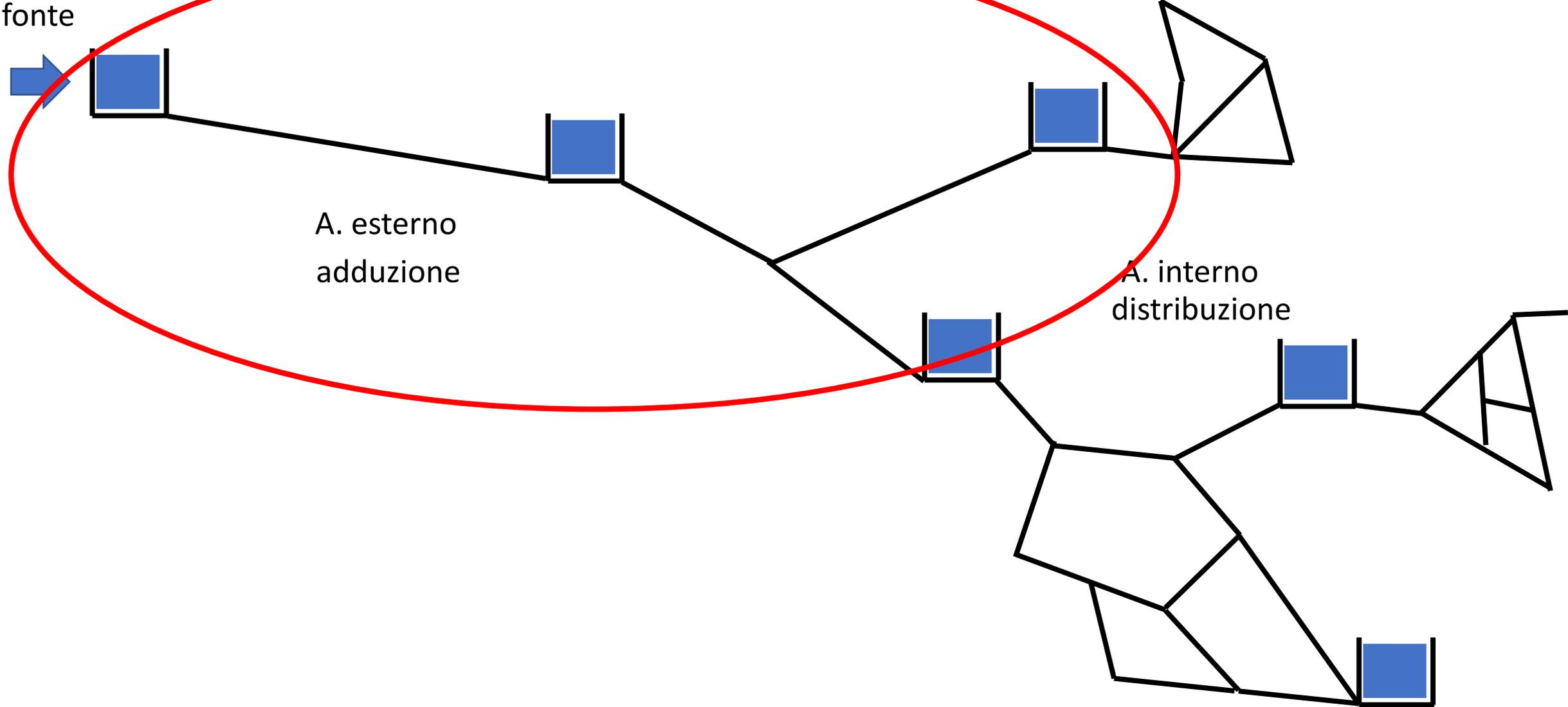
Esempi di schema di presa da fiume.



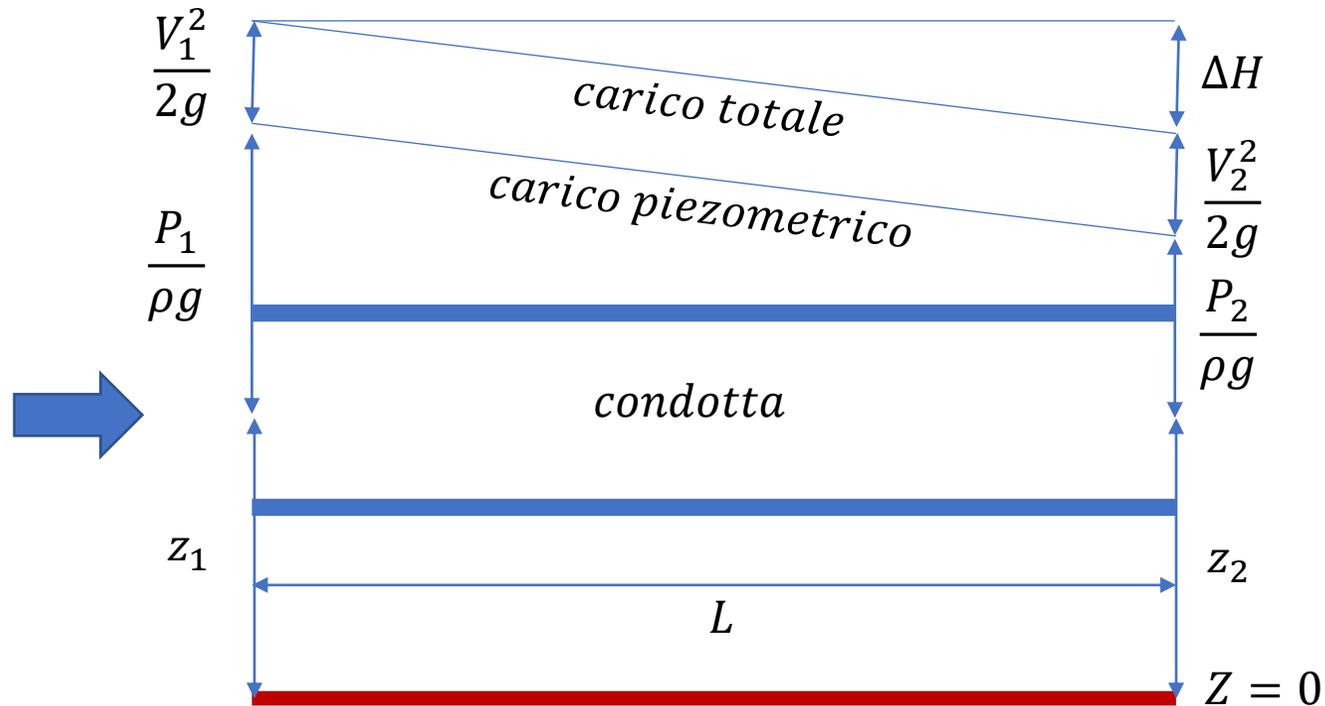
Caso di opera di presa con traversa



# SCHEMA ACQUEDOTTO



## Richiami di idraulica



Data una condotta in pressione, ipotizzando una corrente lineare descrivibile attraverso le sue quantità medie, considerando Bernoulli e le perdite di carico possiamo scrivere

$$\frac{P_1}{\rho g} + z_1 + \frac{V_1^2}{2g} = \frac{P_2}{\rho g} + z_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \Delta H$$

Dove  $\Delta H$  rappresentano le perdite di carico continue, dovute alla perdita di energia in calore, per tramite dell'attrito alla parete. Definita  $J$  la cadente, ovvero il differenziale del carico rispetto a  $dx$ , per un tratto  $L$  si può scrivere

$$\Delta H = JL$$

La cadente  $J$  può essere espressa in funzione di un coefficiente di attrito  $\lambda$  e del termine cinetico tramite la formula di Darcy Weisbach:

$$J = \frac{\lambda V^2}{D 2g}$$

$D$  è il diametro

Il coefficiente di attrito è funzione del numero di Reynolds e della scabrezza  $\epsilon$

$$Re = VD/\nu$$

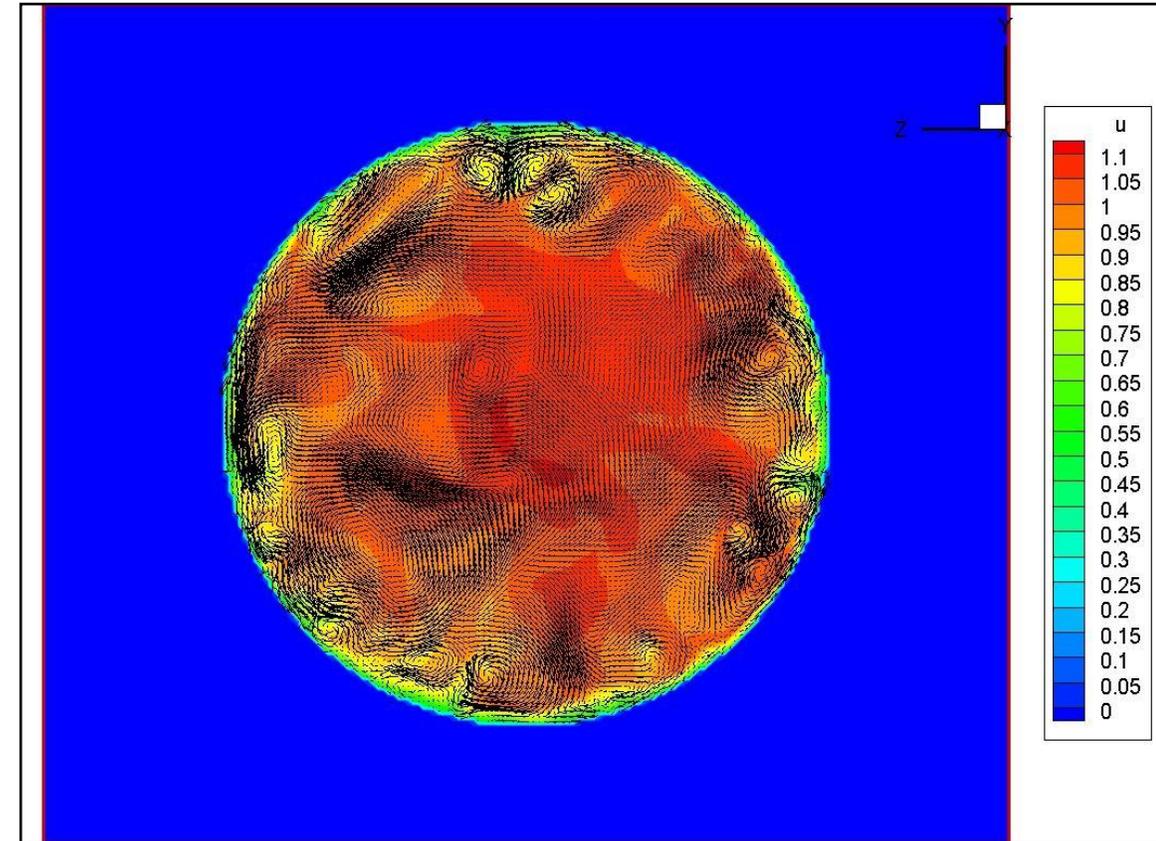
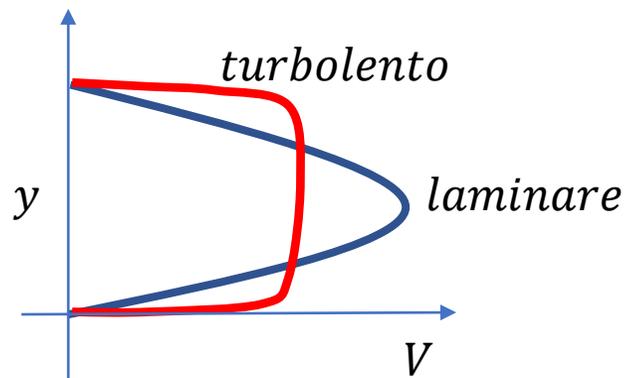
Con  $V$  una velocità caratteristica, ad esempio il valore medio,  $D$  il diametro, e la viscosità cinematica. Una condotta circolare, con flusso in pressione, è caratterizzato da diversi regimi di moto, indicativamente:

$Re < 2000$  moto laminare

$2000 < Re < 2500$  instabilità e transizione

$Re > 2500$  moto turbolento

Trascurando la fase di instabilità e transizione, il moto laminare tende ad avere un profilo di velocità di tipo parabolico, con il fluido che scorre secondo 'lamine parallele', il flusso turbolento invece, in media, ha un profilo più piatto e 'diffuso' legato al trasporto turbolento nelle direzioni non assiali



Esempio: contour di velocità per una sezione trasversale di un flusso turbolento in condotta

Nel moto laminare il coefficiente di attrito è funzione del solo numero di Reynolds

$$\lambda = 64/Re$$

Nel moto turbolento il coefficiente di attrito può essere funzione sia del numero di Reynolds che della scabrezza, o solamente della scabrezza. Nel primo caso si parla di zona di transizione, nel secondo di regime completamente turbolento. Per qualsiasi tipo di flusso su parete, anche a numeri di Reynolds elevatissimi, esiste sempre uno strato, vicino alla parete, in cui le forze viscosse dominano su quelle laminari, semplicemente all'aumentare del numero di Reynolds questo strato diventa mano a mano sempre più piccolo. Se questo strato viscoso copre interamente la scabrezza della parete, crea una sorta di cuscinetto su cui scorre il fluido, rasentando un comportamento a tubo liscio. Mano a mano che si riduce, oppure se consideriamo una scabrezza con proiezione verso l'interno maggiore, il flusso turbolento risente maggiormente della scabrezza stessa.

Nelle diverse zone, prima descritte, il coefficiente di attrito può essere calcolato con le seguenti formule

Parete liscia, funzione solo di Re

$$\frac{1}{\lambda^{0.5}} = 2 \log \frac{Re \lambda^{0.5}}{2.51}$$

Zona di transizione, formula di Colebrook, funzione sia di Re che della scabrezza.

$$\frac{1}{\lambda^{0.5}} = -2 \log \left( \frac{2,51}{Re \lambda^{0.5}} + \frac{\varepsilon}{3.71D} \right)$$

Zona completamente turbolenta funzione solo della scabrezza

$$\frac{1}{\lambda^{0.5}} = -2 \log \left( \frac{\varepsilon}{3.71D} \right)$$

Dove la prima e la terza derivano dalla seconda, in funzione dell'indipendenza dalla scabrezza o dal numero di Reynolds.

Le formule di prima, in grafico (diagramma di Moody) in funzione di scabrezza e numero di Reynolds

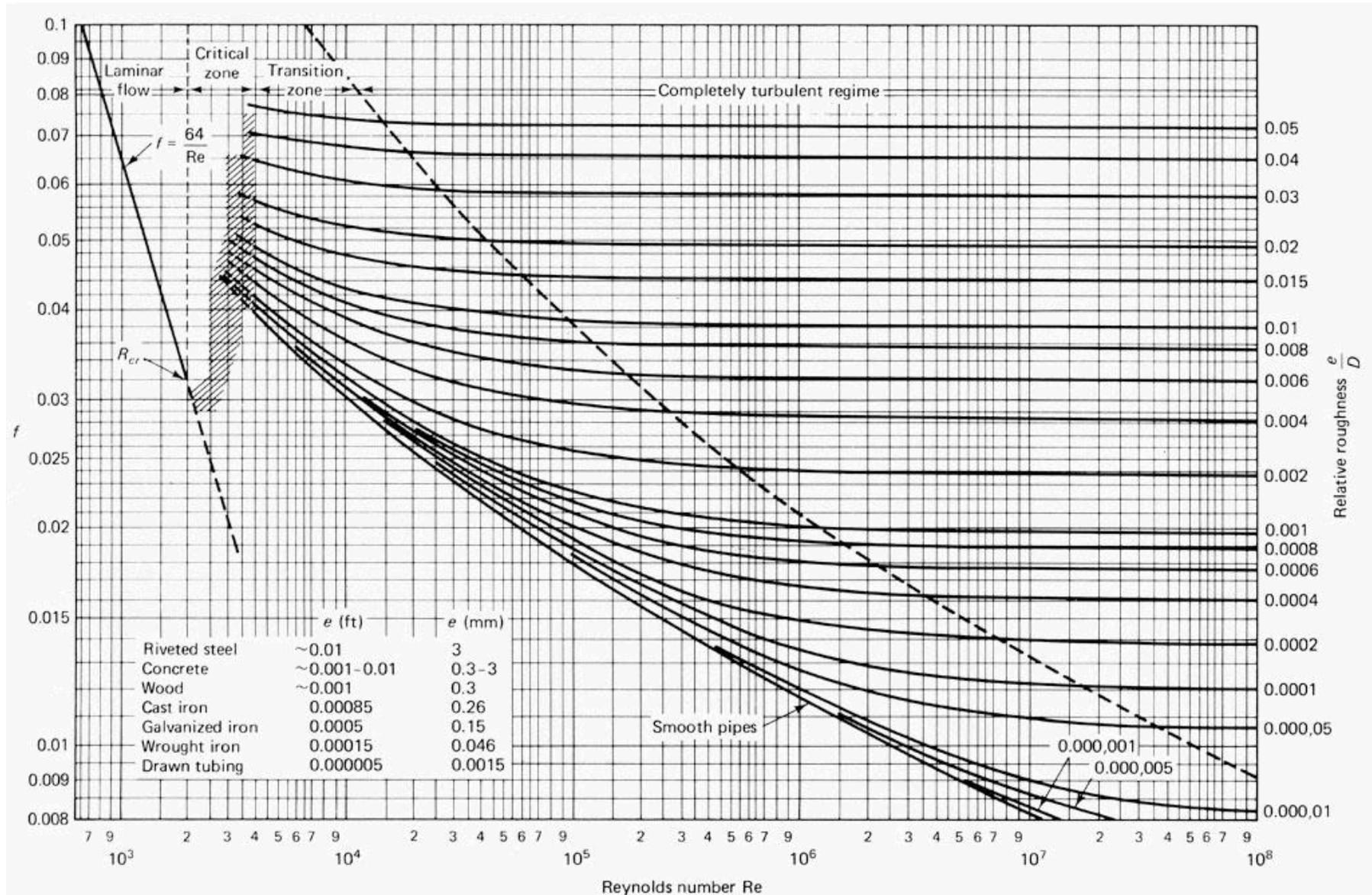


Figure 7.13 Moody diagram. (From L. F. Moody, *Trans. ASME*, Vol. 66, 1944.)

In alternativa si possono usare formule cosiddette monomie per la determinazione della cadente

$$J = \alpha \frac{Q^n}{D^\beta}$$

Con coefficienti opportuni. Nel caso di flusso pienamente turbolento  $n=2$ . In idraulica è uso comune usare la formula di Strickler, derivata dalla formula di moto uniforme su condotta

$$Q = kA R_h^{2/3} J^{0.5}$$

Dove  $K$  è un coefficiente di attrito legato alla scabrezza,  $A$  l'area e  $R_h$  è il raggio idraulico ( $D/4$  per condotte circolari). Da cui:

$$J = \frac{10.29}{K^2} \frac{Q^2}{D^{5.33}}$$

Di norma, nei problemi di verifica (sistema esistente), è noto il diametro, è ipotizzabile l'usura della condotta, nota la perdita di carico totale si determina la portata, oppure nota quest'ultima si determinano le perdite di carico.

Nei problemi di dimensionamento (sistema da progettare), è nota invece  $Q$ , condizione al contorno da imporre, ad esempio in relazione al fabbisogno idrico richiesto, mentre va determinato il diametro delle condotte. In questo caso la formulazione precedente si può invertire in termini di  $D$ .

## Esempi coefficienti di scabrezza

Tubazione	$\epsilon$ mm	Bazin $\gamma$ mm <sup>1/2</sup>	Kutter m mm <sup>1/2</sup>	Strickler k mm <sup>1/3</sup> · s <sup>-1</sup>
<b><i>Tubazione tecnicamente liscia</i></b>				
Vetro, ottone, rame, trafilato, vetroresina, materiali plastici (a seconda delle condizioni di servizio)	0 - 0,02	-	-	-
<b><i>Tubazione d'acciaio</i></b>				
<b><i>Nuovi</i></b>				
Grezzi non saldati	0,03 - 0,06	-	-	130 - 115
Grezzi saldati (produzione di serie)	0,03 - 0,08	-	-	130 - 110
<b><i>Nuovi con rivestimenti degradabili nel tempo</i></b>				
Verniciati per centrifugazione	0,02 - 0,05	-	-	140 - 120
Bitumati per immersione	0,10 - 0,15	£ 0,06	£ 0,12	100
Con asfalto o catrame applicati a mano	0,5 - 0,6	0,16	0,20 - 0,25	85 - 80
<b><i>In servizio, grezzi o con rivestimenti degradabili</i></b>				
Con leggera ruggine	0,6 - 0,8	0,18	0,25	80 - 90
Con tubercolizzazione diffusa	1 - 4	0,23	0,30 - 0,35	75 - 70
<b><i>Con trattamenti o rivestimenti non degradabili nel tempo (a seconda delle condizioni di servizio)</i></b>				
Zincati	0,02 - 0,05	-	-	140 - 120
Galvanizzati	0,015 - 0,03	-	-	140 - 130
Rivestimento bituminoso a spessore	0,015 - 0,04	-	-	140 - 125
Rivestimento cementizio applicato per centrifugazione	0,05 - 0,15	< 0,06	< 0,12	120 - 100

## Esempi coefficienti di scabrezza

<b>Tubazione in ghisa</b>	$\epsilon$ mm	<b>Bazin <math>\gamma</math></b> mm <sup>1/2</sup>	<b>Kutter m</b> mm <sup>1/2</sup>	<b>Strickler k</b> mm <sup>1/3</sup> · s <sup>-1</sup>
<b><i>Nuovi</i></b>				
Grezzi	0,2 - 0,4	0,10	0,12	90 - 85
Rivestiti internamente con bitume (rivestimento degradabile)	0,10 - 0,20	0,10	0,15	90
<b><i>In servizio, grezzi o con rivestimenti degradabili</i></b>				
Con lievi incrostazioni	0,4 - 1,0	0,16	0,20	85 - 75
Parzialmente arrugginiti	1,0 - 2,0	0,23	0,30 - 0,35	75 - 70
Con forti incrostazioni	3 - 5	0,36	0,4	65
<b><i>Con rivestimenti non degradabili nel tempo</i></b>				
Cemento applicato per centrifugazione	0,05 - 0,15	< 0,06	< 0,12	120 - 100

<b>Tubazione in cemento</b>	$\epsilon$ mm	<b>Bazin <math>\gamma</math></b> mm <sup>1/2</sup>	<b>Kutter m</b> mm <sup>1/2</sup>	<b>Strickler k</b> mm <sup>1/3</sup> · s <sup>-1</sup>
Cemento amianto (nuovi)	0,03	< 0,06	< 0,12	130 - 105
In servizio	0,10 - 0,4	0,10	0,12	105 - 85
Cemento armato con intonaco perfettamente liscio (nuovi)	0,10 - 0,15	0,06	0,12	100
Come sopra, in servizio da più anni	1 - 3	0,23	0,30 - 0,35	75 - 70
Gallerie con intonaco di cemento, a seconda del grado di finitura e delle condizioni di servizio	1 - 10	0,23 - 0,36	0,30 - 0,45	70 - 60

## Caso due Serbatoi

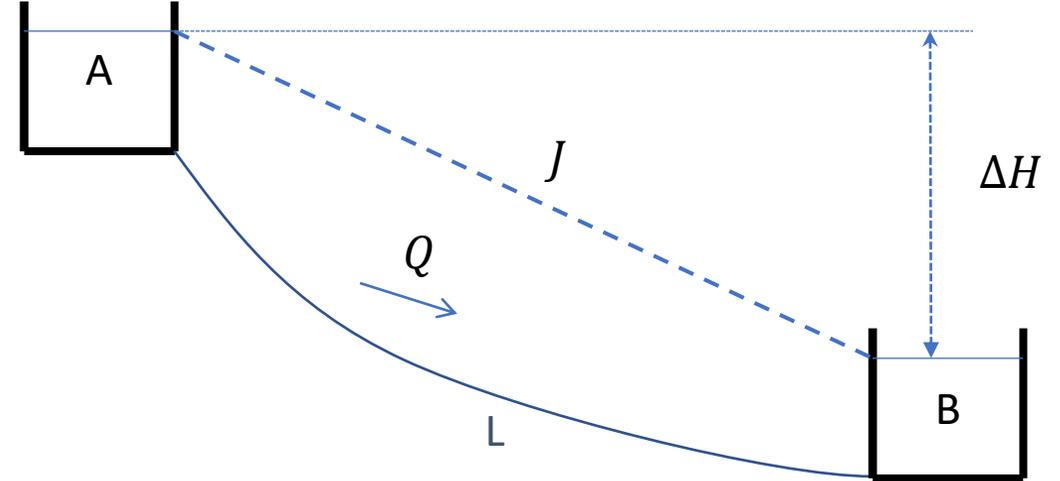
Consideriamo un serbatoio che rappresenta la fonte, collegata con una condotta ad un serbatoio ricevente. Il sistema funziona a gravità, grazie al dislivello tra i peli liberi dei due serbatoi. Sia data la lunghezza della condotta, e la portata che deve essere trasportata  $Q$ , in relazione alla richiesta idrica del punto di arrivo. Rimane invece indeterminato il diametro  $D$  della condotta, che rappresenta la nostra incognita di progettazione.

Nell'ipotesi che si possano trascurare le perdite di carico localizzate (imbocco, sbocco etc.) ed i peli liberi dei serbatoi rimangano costanti, invertendo la formula di Strickler possiamo trovare il diametro ottimale per trasportare la portata richiesta  $Q$  da A a B lungo la condotta  $L$ .

$$\Delta H = JL$$

$$D_t = \left( \frac{10,3}{K^2 \Delta H} Q^2 L \right)^{1/5,33}$$

Il diametro così ottenuto non sarà disponibile in commercio, dove si trovano tubazioni, cosiddette commerciali, con caratteristiche codificate secondo la normativa. Il sistema andrà allora risolto ricorrendo ai diametri disponibili in commercio.



## Esempio di tubazioni commerciali e relativi diametri

## TUBI ACCIAIO PER CONDOTTE

Ø pollici	DN mm	Ø est. mm	TUBI SALDATI		TUBI SENZA SALDATURA	
			Spessore mm	Ø int. mm	Spessore mm	Ø int. mm
2"	50	60,3	2.9	54.5	2.9	54.5
2" 1/2	60-65	76,1	2.9	70.3	2.9	70.3
3"	80	88,9	2.9	83.1	3.2	82.5
4"	100	114,3	3.2	107.9	3.6	107.1
5"	125	139,7	3.6	132.5	4.0	131.7
6"	150	168,3	4.0	160.3	4.5	159.3
8"	200	219,1	4.5	210.1	6.3	206.5
10"	250	273,0	5.0	263.0	6.3	260.4
12"	300	323,9	5.6	312.7	7.1	309.7
14"	350	355,6	5.6	344.4	8.0	339.6
16"	400	406,4	6.3	393.8	8.8	388.8
18"	450	457,2	6.3	444.6	8.8	439.6
20"	500	508,0	6.3	495.4	8.8	490.4
24"	600	609,6	6.3	597.0	10.0	589.6

## Tubazioni (cenni)

Le tubazioni si classificano in relazione a diversi aspetti:

- Diametro interno (importante ai fini dell'analisi idraulica)
- Spessore (resistenza alla pressione interna che può sostenere ed ai carichi esterni)
- Materiale (influenza la scabrezza, la resistenza, la protezione all'aggressività del terreno)

Poi si differenziano anche per i tipi di rivestimento, per le giunzioni tra elementi contigui di condotta etc.

Riguardo ai materiali, tra i più usati:

- Acciaio e ghisa
- Cemento
- Polietilene ad alta densità PEAD
- Polietilene a bassa densità PEAB

Le tubazioni vanno scelte in relazione alla massima pressione interna di esercizio, nelle condizioni di funzionamento più gravose, oltre a considerare sovrapressioni legate a fenomeni di moto transitori, ad esempio il colpo d'ariete.

Le tipologie di condotte sono codificate in termini di un diametro nominale e di classe di pressione secondo le normative UNI. Un DN250 sarà ad esempio una condotta a diametro nominale 250mm, che differisce poi da quello che sarà l'effettivo valore del diametro interno ed esterno (diametro interno + spessore + rivestimenti)

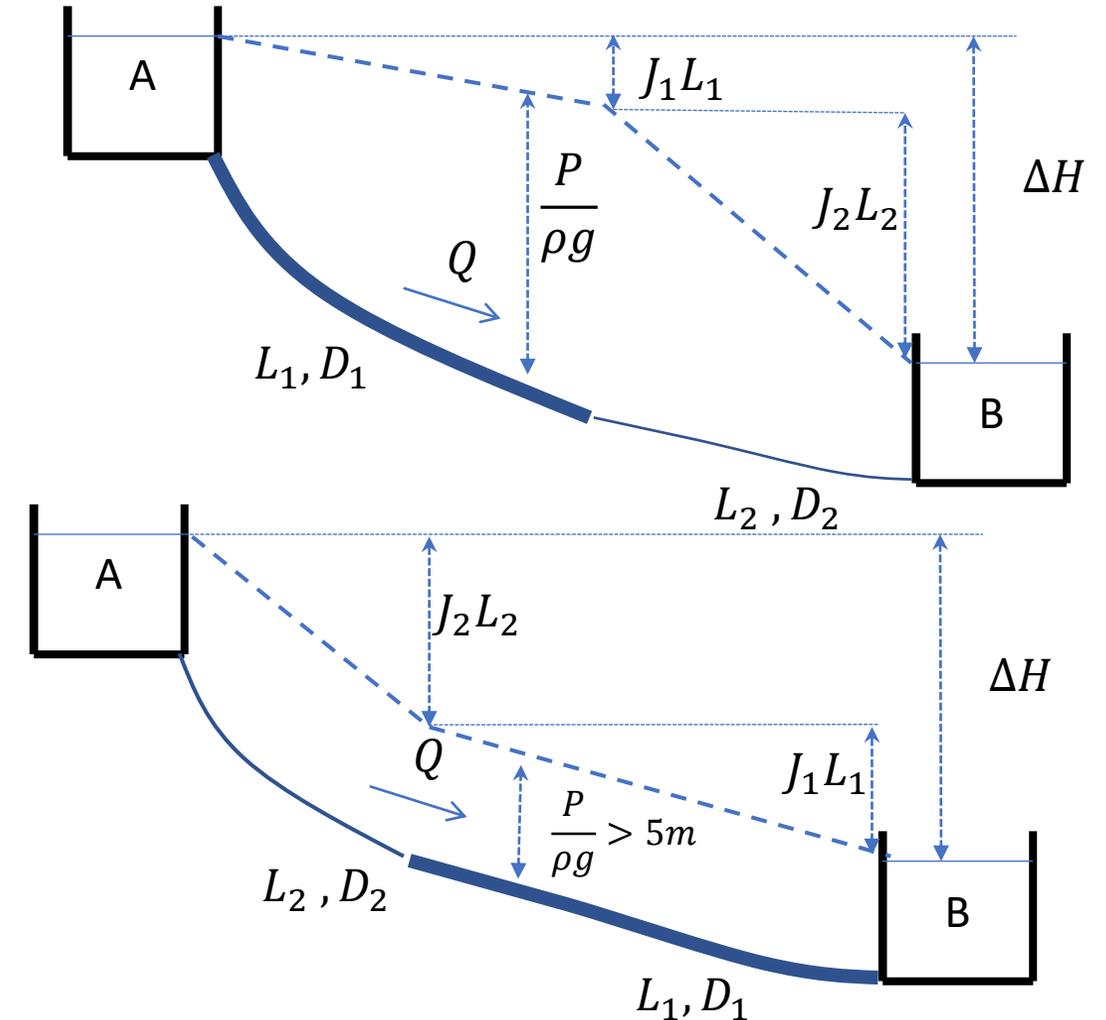
Per risolvere il sistema precedente si può utilizzare ad esempio due diametri commerciali, quello immediatamente superiore a  $D_t$ , definiamolo  $D_1$  e quello immediatamente inferiore  $D_2$ . Fissati allora i diametri, che non sono più incogniti, la variabile da determinare diventa la lunghezza delle due tipologie di condotta,  $L_1$  e  $L_2$ . Il sistema è risolvibile avendo due incognite e due equazioni, ovvero:

$$\begin{cases} L_1 + L_2 = L \\ J_1 L_1 + J_2 L_2 = \Delta H \end{cases} \Rightarrow L_1 = \frac{\Delta H - J_2 L}{J_1 - J_2}$$

Da cui poi  $L_2$  per sostituzione nella prima equazione.

Questo tipo di soluzione, dal punto di vista economico, ha senso se  $L_1$  non è molto maggiore di  $L_2$  o viceversa, altrimenti intervengono altri fattori, come ad esempio i costi di magazzino.

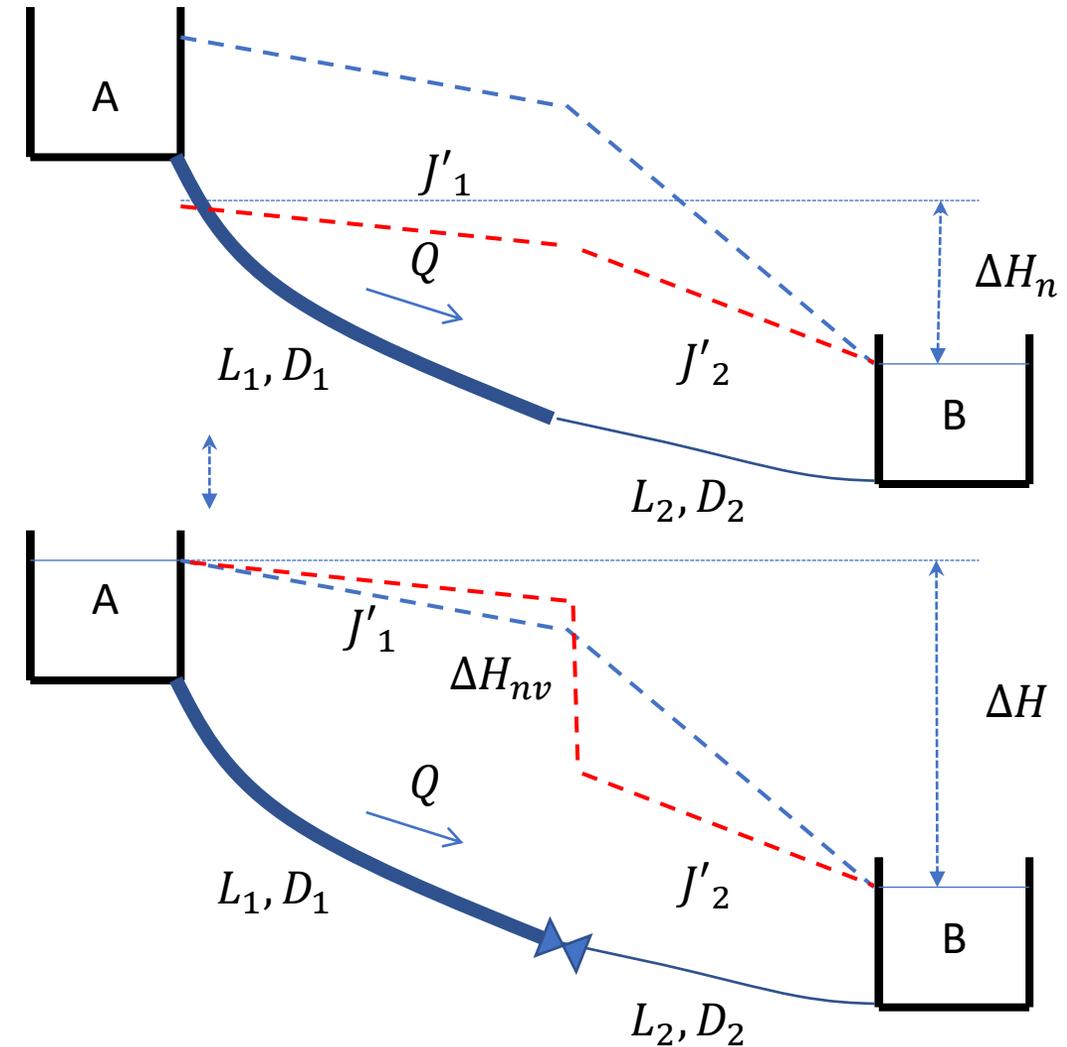
La soluzione adottata può anche essere con prima il diametro minore e poi quello superiore, ad esempio nel caso in cui la pressione  $P/\gamma$  richieda il passaggio a tubazioni di classe di pressione più elevata, con conseguente aumento dei costi. In questo caso va però verificato che la piezometrica sia sempre maggiore ad almeno 5m rispetto alla posa della condotta.



Nella fase di progettazione è importante che l'analisi venga condotta in condizioni di esercizio del sistema, ovvero considerando come saranno in termini di scabrezza le condotte dopo un lungo periodo di attività. Pertanto **nelle analisi va considerato un coefficiente di scabrezza a tubature vecchie**. Va poi eseguita una verifica a condotte nuove.

Infatti con le condotte nuove ( $K$  con valore maggiore), le perdite di carico a parità di tutti gli altri elementi saranno inferiori.

Dato il dislivello iniziale  $\Delta H$ , la condotta inizierà a trasportare una portata  $Q' > Q$  di progetto, svuotando il serbatoio di monte. Il livello idrico in A si abbasserà, fino a quando si raggiungerà una condizione di equilibrio con la portata in ingresso ad A (la portata della sorgente). Il rischio è di avere la piezometrica che interseca la condotta, con un funzionamento a canaletta della prima parte di condotta, col rischio di immettere impurità e aria nel sistema. Per sopperire a questa problematica è necessario l'inserimento di una perdita di carico localizzata, attraverso un regolatore di pressione, che riporti la piezometrica ad un dislivello  $\Delta H$ .



A condotte nuove

$$J'_1 L_1 + J'_2 L_2 = \Delta H_n$$

Ottenendo una differenza

$$\Delta H_{nv} = \Delta H - \Delta H_n$$

Questa differenza di carico va dissipata con uno strumento di regolazione, i cui valori di dissipazione saranno forniti dal costruttore:

$$\Delta H_{nv} = K_{loc, valvola} \frac{V^2}{2g}$$

Noto quindi il carico da dissipare, nota la velocità a partire dal diametro e dalla portata, si determina il coefficiente di perdita K e quindi la regolazione dello strumento.

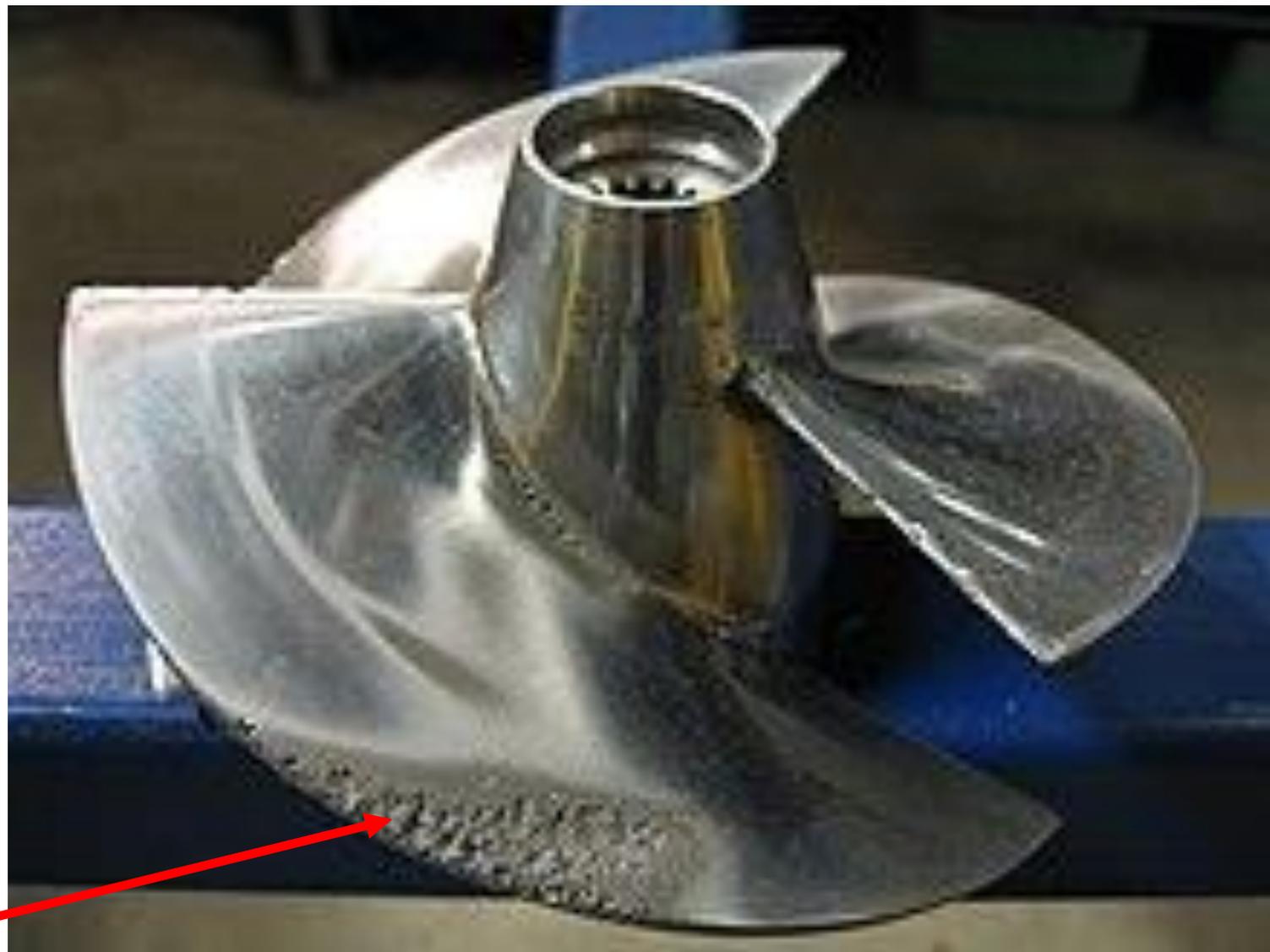
Esempi di dissipatori di carico, a destra un esempio di moderna concezione



**Rischio cavitazione.**

Nell'inserire valvole di regolazione di pressione o di portata bisogna fare attenzione ad evitare fenomeni di cavitazione. Il fenomeno si determina quando la pressione assoluta scende sotto il livello della pressione di vapore dell'acqua, si vengono così a formare bolle di gas (vapore acqueo e gas disciolti) nel flusso, quando poi la pressione risale, queste bolle tendono ad implodere. Il processo provoca rumore idrodinamico, vibrazioni, lesioni alle strutture a seguito delle microesplosioni per l'implosione delle bolle.

Danneggiamento su un elica per cavitazione

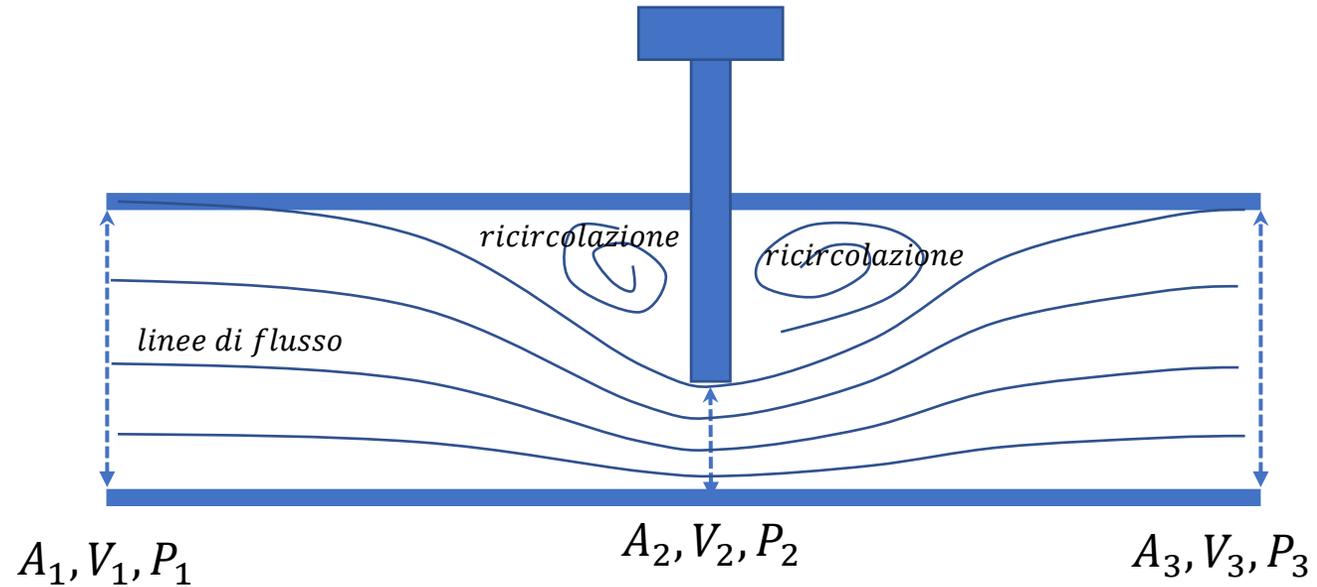


Per spiegare il fenomeno della cavitazione in presenza di una valvola, consideriamo ad esempio una valvola a saracinesca che restringa la sezione utile al flusso in una condotta orizzontale a sezione costante. Poniamoci in condizione di moto permanente, e anche se non realistico, ipotizziamo che la valvola non introduca perdite di carico. Trascuriamo anche le perdite di carico continue. Applicando Bernoulli in un tubo di flusso tra una sezione di monte 1 e di valle 3, indisturbate dalla valvola, e la sezione 2 ristretta, abbiamo:

$$\frac{P_1}{\rho g} + \frac{V_1^2}{2g} = \frac{P_2}{\rho g} + \frac{V_2^2}{2g} = \frac{P_3}{\rho g} + \frac{V_3^2}{2g}$$

Consideriamo una sezione 2:  $A_2 = \frac{1}{10} A_1$       Per continuità tra 1 e 2:  $V_1 A_1 = V_2 A_2$        $V_2 = \frac{A_1}{A_2} V_1 = 10 V_1$

Quindi la velocità in 2 aumenta



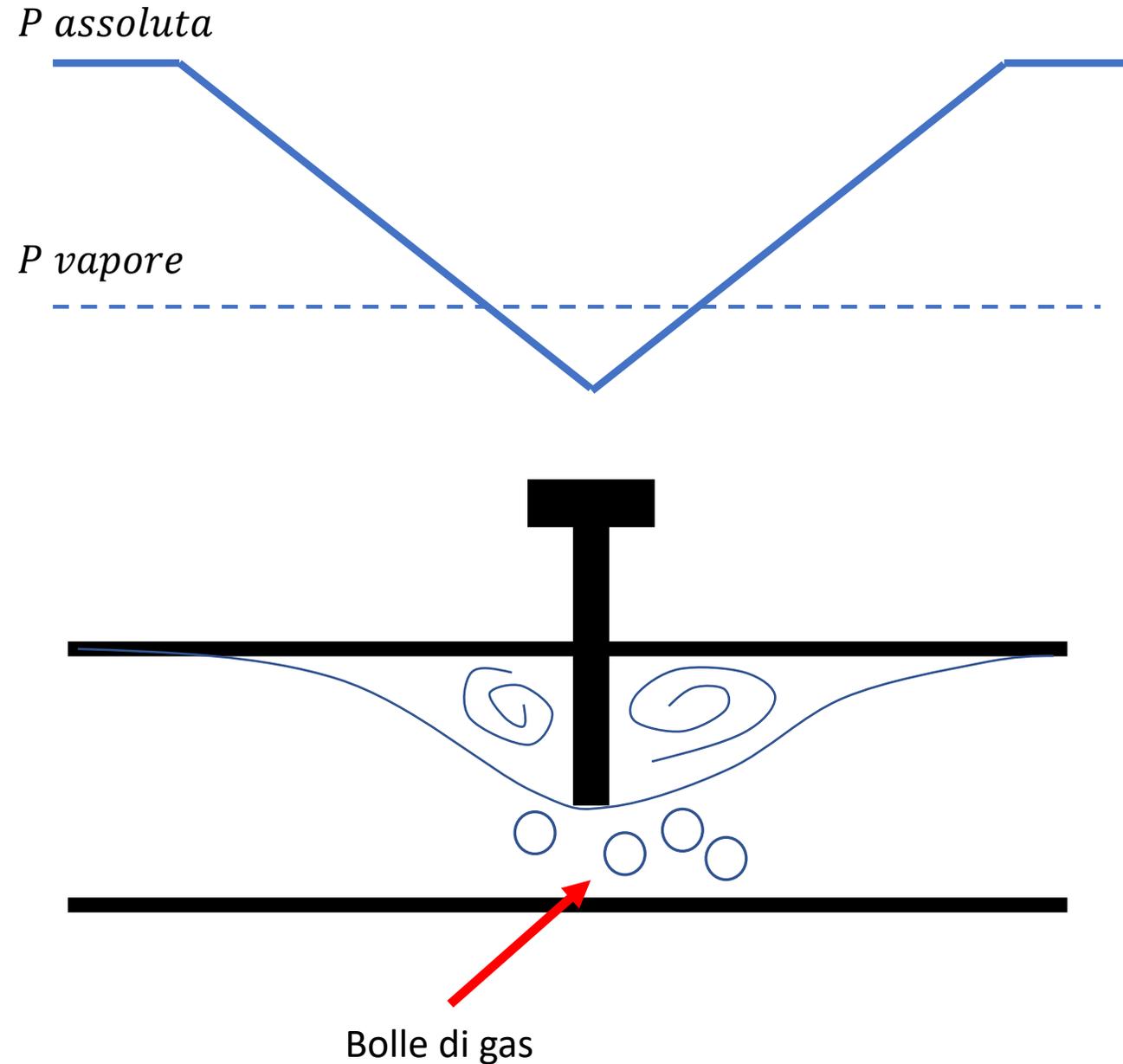
Sostituiamo in Bernoulli

$$\frac{P_1}{\rho g} + \frac{V_1^2}{2g} = \frac{P_2}{\rho g} + \frac{(10V_1)^2}{2g}$$

$$\frac{P_2}{\rho g} = \frac{P_1}{\rho g} + \frac{V_1^2}{2g} - 100 \frac{V_1^2}{2g} = \frac{P_1}{\rho g} - 99 \frac{V_1^2}{2g}$$

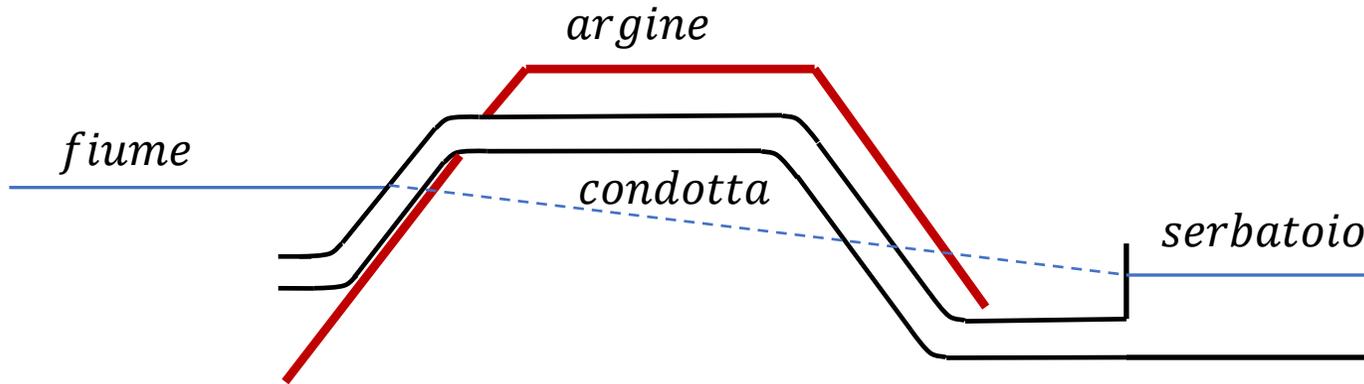
Una componente di energia piezometrica in 1 si trasforma in energia cinetica in 2, pertanto la pressione  $P_2$  si riduce rispetto a  $P_1$ , se la pressione assoluta scende sotto il livello della pressione di vapore si innesca alla sezione 2 la formazione di bolle. Alla sezione 3 la pressione torna ai valori normali.

Il rischio di incorrere in questo fenomeno è tanto più alto quanto più alte sono le velocità e la temperatura del fluido.



## Sifone a cavaliere d'argine

In un caso come quello in figura, di un sifone a cavaliere d'argine, date le ridotte distanze, non si possono trascurare le perdite di carico localizzate. Dato un dislivello tra fiume e serbatoio:



$$\Delta H_{fiume,serbatoio} = \Delta H_{continue} + \sum \Delta H_{localizzate}$$

Le perdite di carico continue sono espresse in termini della cadente  $J$  e della lunghezza totale della condotta

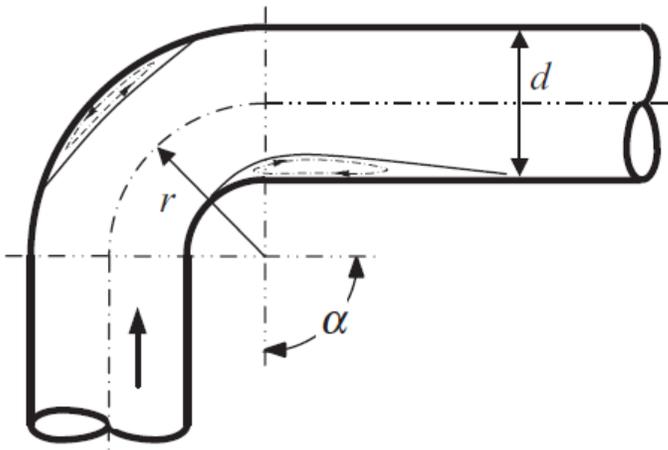
$$\Delta H_{continue} = JL$$

Le perdite localizzate vengono valutate in funzione del termine cinetico, moltiplicato per un coefficiente di perdita di carico

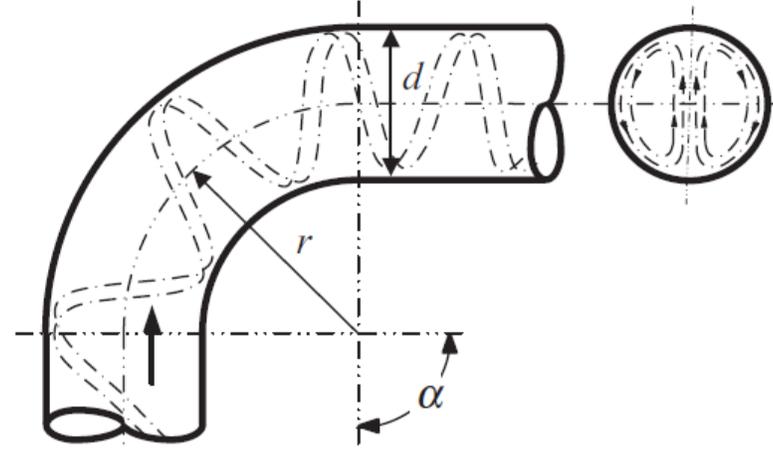
$$\Delta H_{localizzate} = k_{loc} \frac{V^2}{2g}$$

Nell'esempio queste saranno dovute alle perdite di imbocco e sbocco, e quelle legate alle curve. I valori del coefficiente  $k$  si trovano tabellati. Nel caso di sifone, la condotta taglia la piezometrica, il moto andrà avviato tramite aspirazione nella condotta.

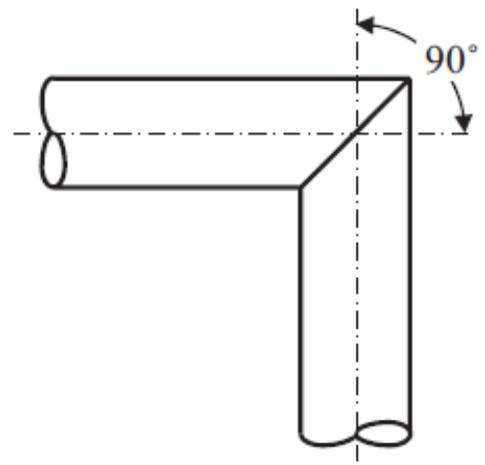
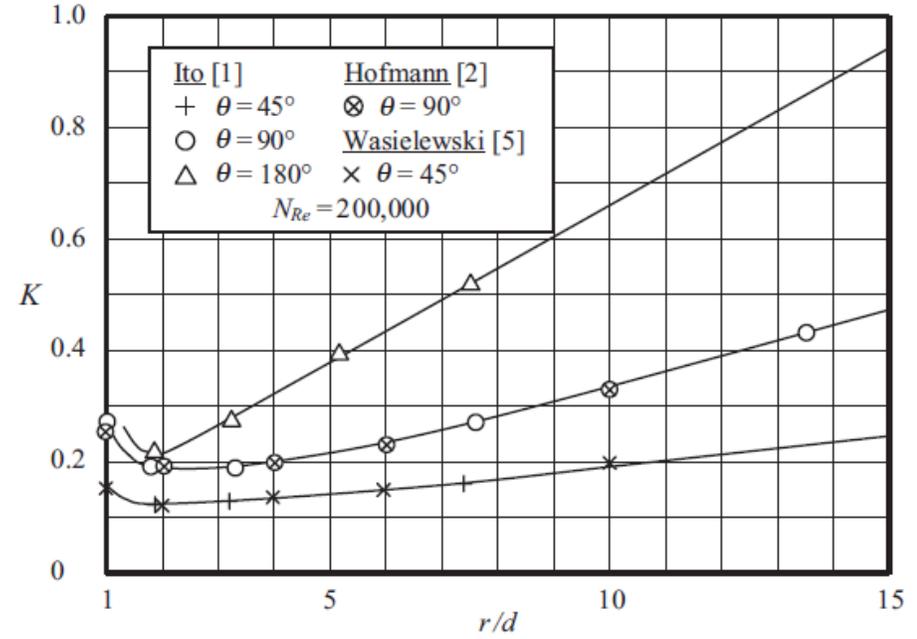
Perdite di carico in curva



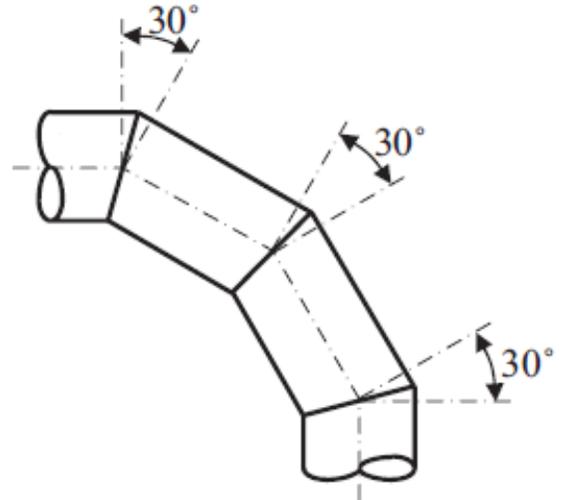
Flow Separation



Secondary Flow



Single Miter



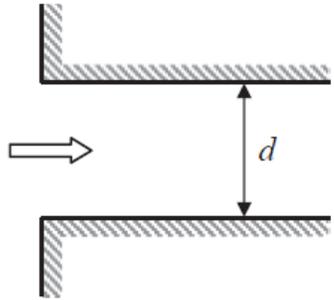
Compound Miter

Bend Loss Coefficient Data

Bend Angle $\alpha$	Shubart [4]	Crane [14] <sup>a</sup>	Haidar [15] <sup>b</sup>	Equation 15.5
150°	–	–	2.70	2.71
120°	–	–	2.00	2.03
90°	1.20	60 $f_T$	1.20	1.20
75°	–	40 $f_T$	–	0.83
60°	0.54	25 $f_T$	0.52	0.53
45°	0.29	15 $f_T$	–	0.30
30°	0.14	8 $f_T$	0.14	0.15
15°	0.06	4 $f_T$	–	0.06
0°	–	2 $f_T$ (sic)	–	0

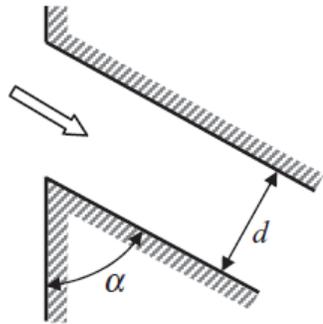
Nominal Pipe Size $d_{\text{Nom}}$ (in)	Outside Diameter $d_{\text{OD}}$ (in)	Inside Diameter $d$ (in)	Friction Factor <sup>a</sup> $f_T$	45° Elbow		90° Elbow			180° Return	
				Long Radius <sup>b</sup>	3R <sup>c</sup>	Short Radius <sup>d</sup>	Long Radius <sup>b</sup>	3R <sup>c</sup>	Short Radius <sup>d</sup>	Long Radius <sup>b</sup>
1	1.315	0.957	0.0230	0.185	–	0.363	0.262	–	0.486	0.319
1-1/4	1.660	1.278	0.0214	0.179	–	0.368	0.258	–	0.525	0.311
1-1/2	1.900	1.500	0.0205	0.172	–	0.348	0.247	–	0.485	0.300
2	2.375	1.939	0.0193	0.162	0.144	0.320	0.218	0.218	0.434	0.284
2-1/2	2.875	2.323	0.0185	0.154	0.140	0.296	0.221	0.214	0.388	0.274
3	3.500	2.900	0.0175	0.150	0.134	0.296	0.218	0.205	0.401	0.267
3-1/2	4.000	3.364	0.0170	0.146	0.131	0.287	0.212	0.200	0.387	0.261
4	4.500	3.826	0.0165	0.143	0.129	0.280	0.208	0.197	0.376	0.257
5	5.563	4.813	0.0157	0.138	0.124	0.271	0.201	0.190	0.366	0.249
6	6.625	5.761	0.0151	0.134	0.121	0.263	0.196	0.186	0.354	0.243
8	8.625	7.625	0.0142	0.128	0.116	0.250	0.188	0.180	0.336	0.235
10	10.750	9.562	0.0136	0.125	0.113	0.243	0.183	0.175	0.327	0.229
12	12.750	11.374	0.0131	0.121	0.110	0.235	0.179	0.171	0.314	0.224
14	15.000	12.500	0.0129	0.118	0.109	0.220	0.173	0.172	0.284	0.220
16	16.000	14.232	0.0125	0.115	0.108	0.215	0.170	0.170	0.278	0.217
18	18.000	16.124	0.0122	0.114	0.106	0.213	0.168	0.167	0.276	0.214
20	20.000	17.938	0.0120	0.112	0.104	0.211	0.166	0.165	0.273	0.212
22	22.000	19.750	0.0118	0.111	0.103	0.208	0.165	0.163	0.270	0.210
24	24.000	21.562	0.0116	0.110	0.102	0.206	0.163	0.162	0.268	0.208

**Perdite di carico in ingresso**



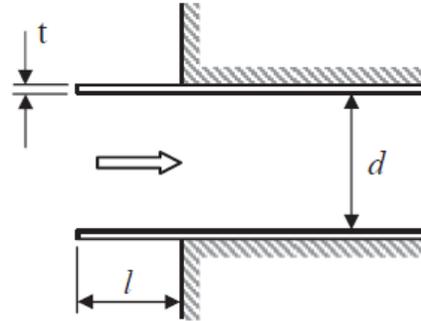
Flush-mounted sharp-edged entrance.

$$K = 0.57$$

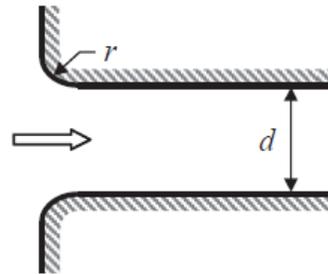


Mounted at an angle.

$$K \approx 0.57 + 0.30 \cos \alpha + 0.20 \cos^2 \alpha.$$



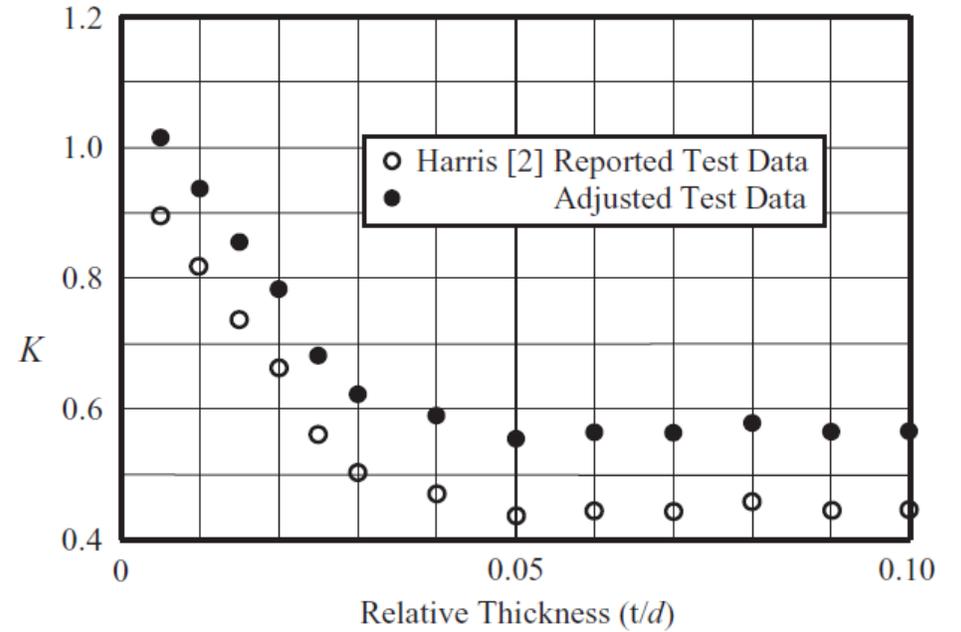
Sharp-edged entrance mounted at a distance.

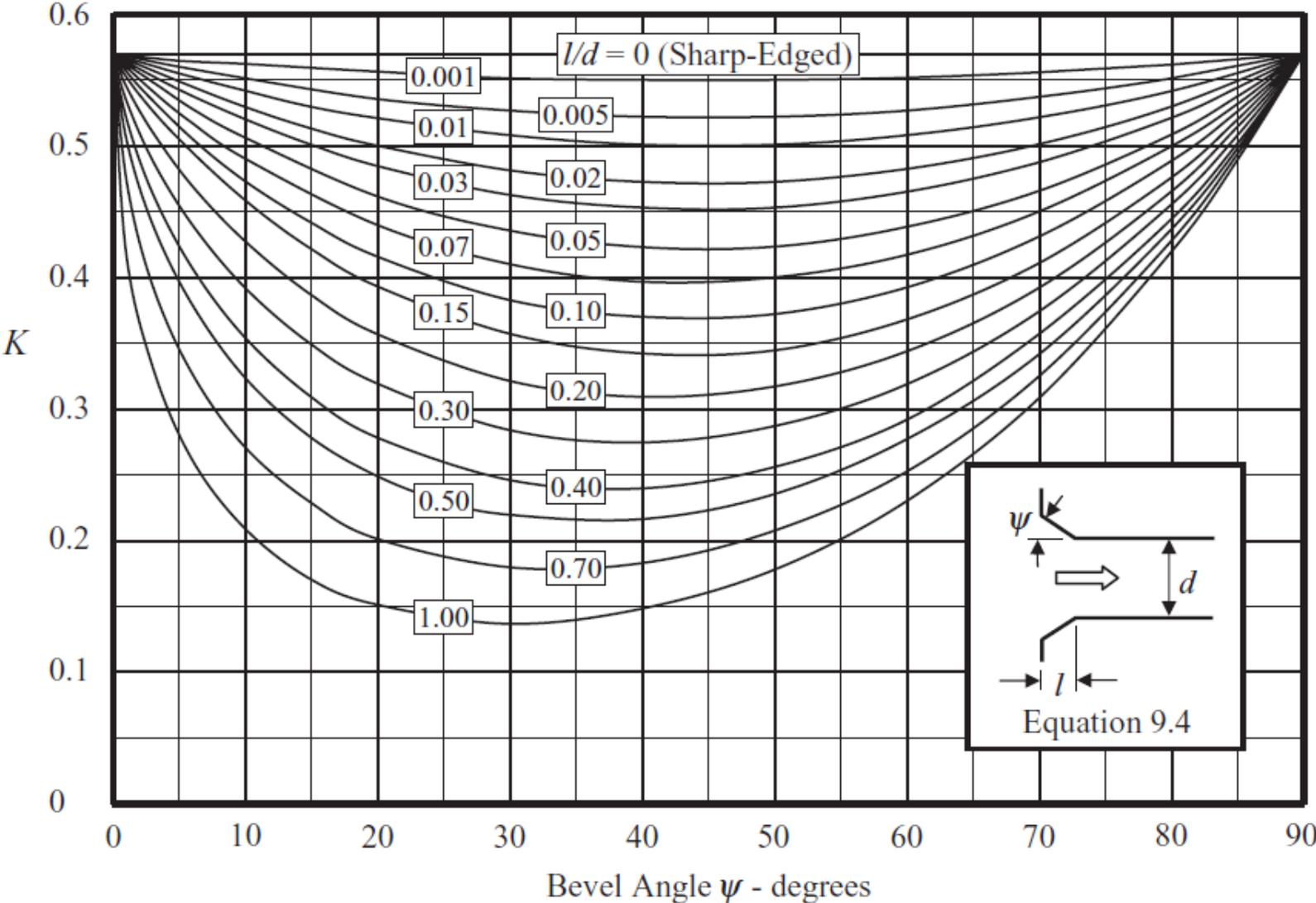


Flush-mounted rounded entrance.

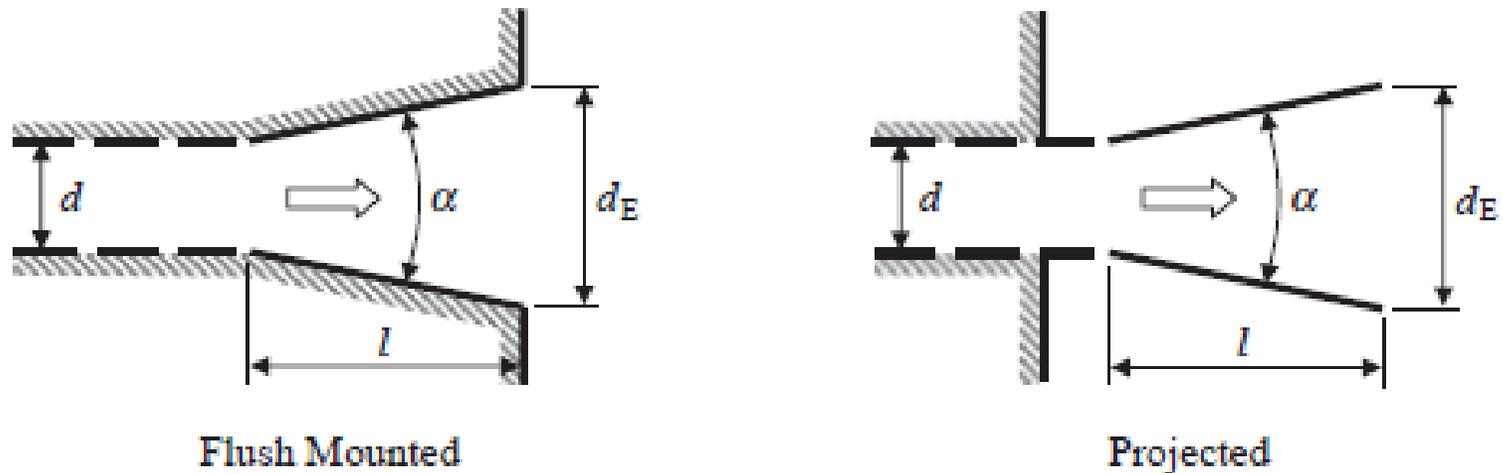
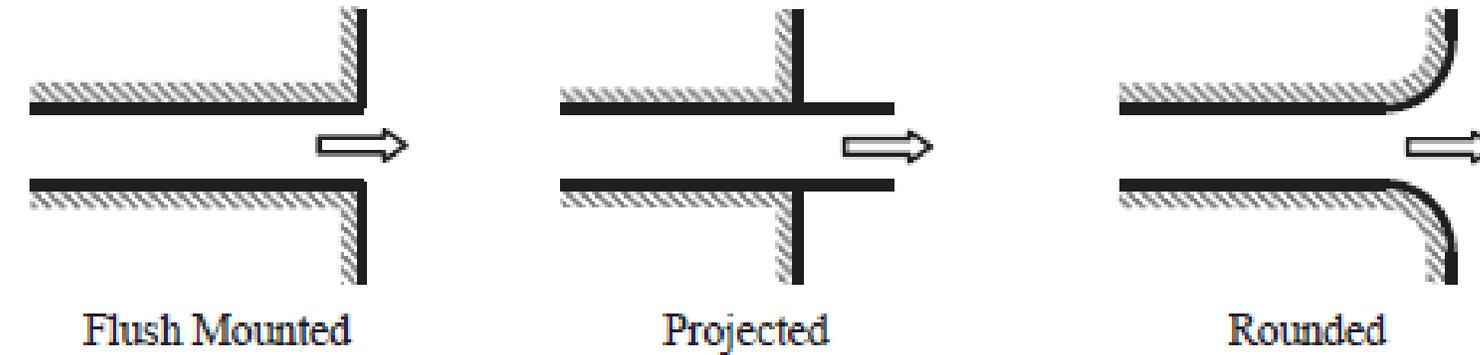
$$K = 0.03 \quad (r/d \geq 1)$$

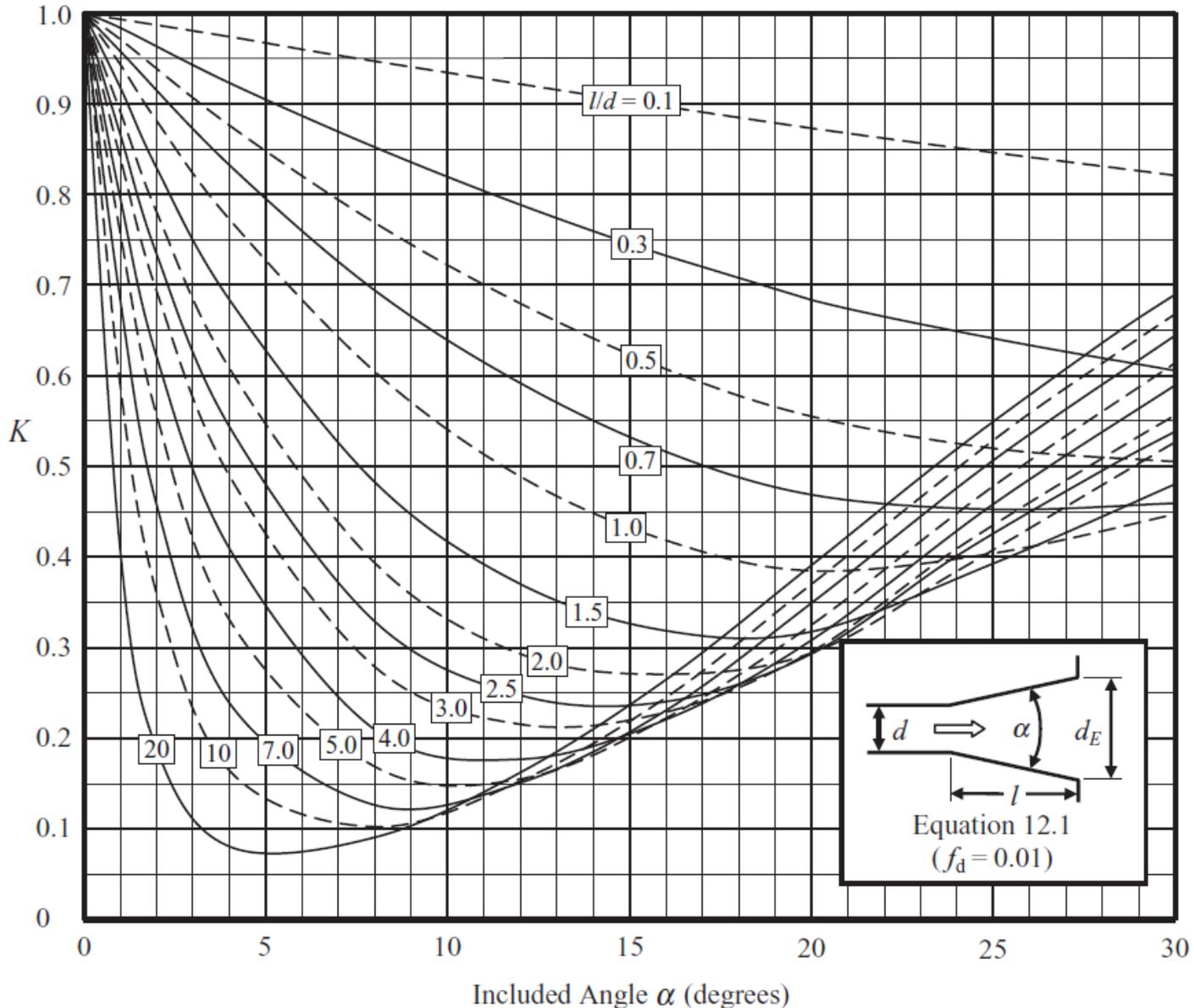
Per  $l/d > 5$





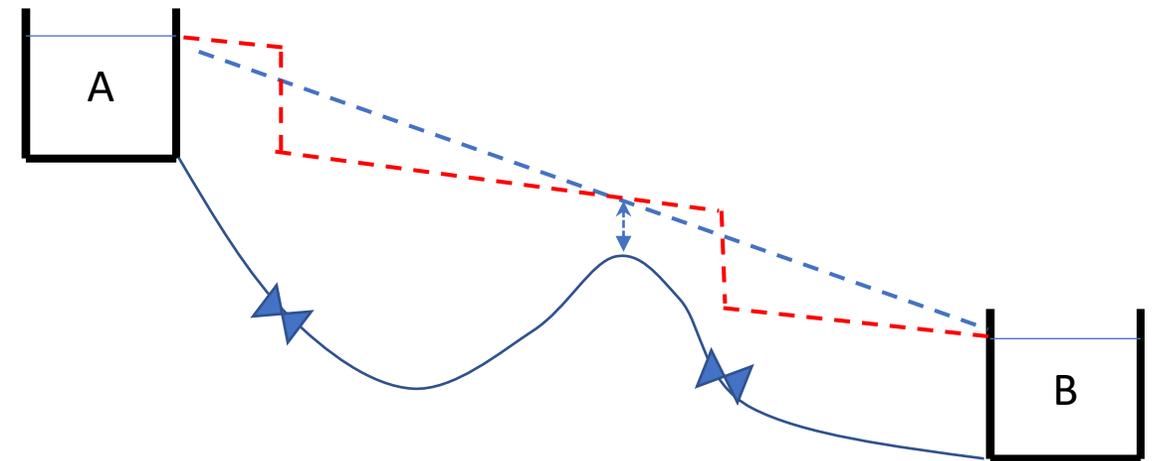
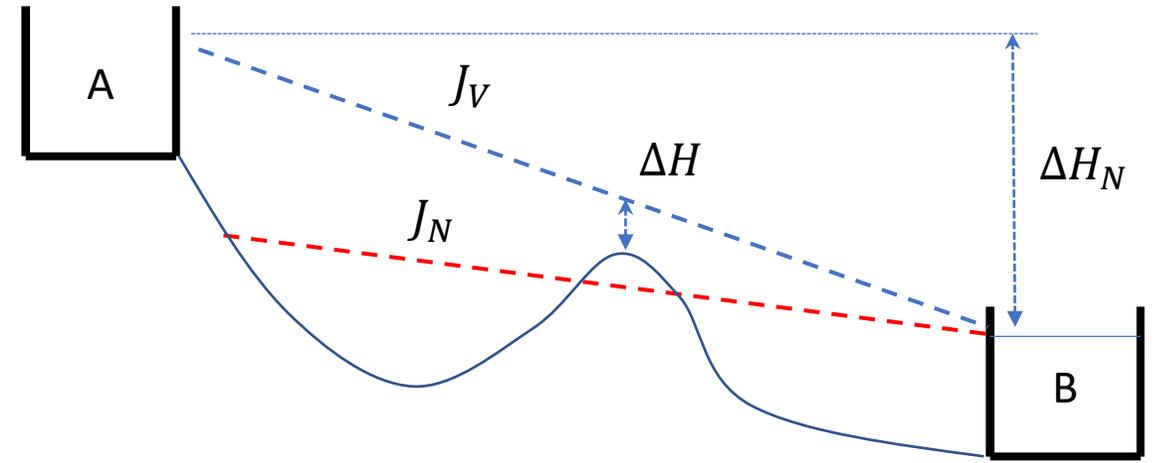
## Perdite di carico in sbocco





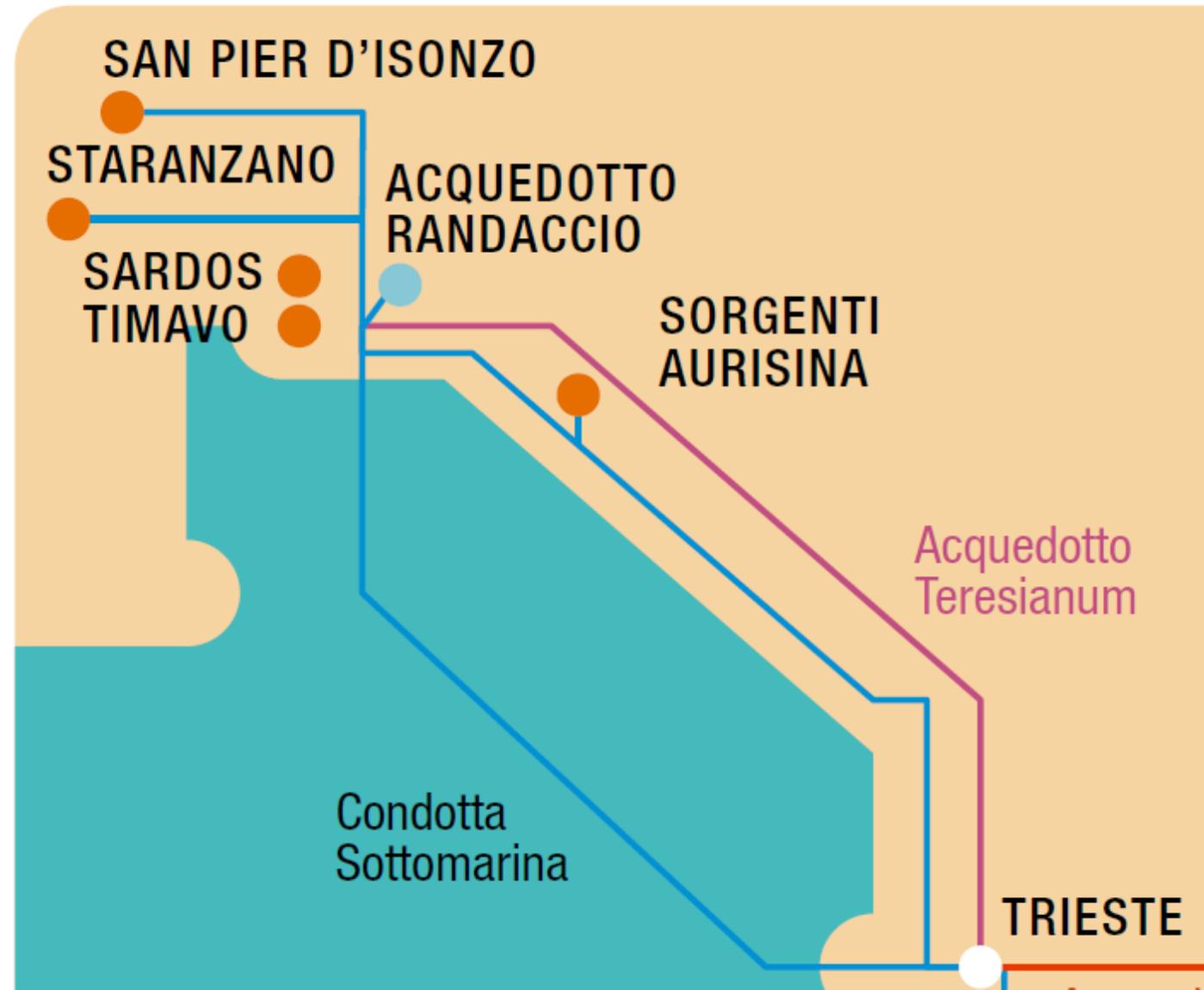
Riconsideriamo il sistema a due serbatoi, risolto con un'unica condotta ed in presenza di un dosso. La soluzione in condizione di tubi usati, garantisce il passaggio sopra il dosso con un certo margine per la piezometrica. Nella fase di verifica a tubi nuovi, si osserva nell'esempio, che la piezometrica, in condizioni di equilibrio, per portare la portata  $Q$  di progetto, svuota il serbatoio A, e taglia la condotta in tre punti, determinando due tratti di funzionamento a canaletta.

La situazione può essere evitata ponendo più valvole di dissipazione. Partendo da valle, prima del dosso si pone una prima valvola, in modo da garantire il passaggio sopra il dosso della piezometrica con la quota desiderata, quindi a valle del serbatoio di monte, in modo da garantire la congruenza della piezometrica con il livello del pelo libero del serbatoio di monte A.

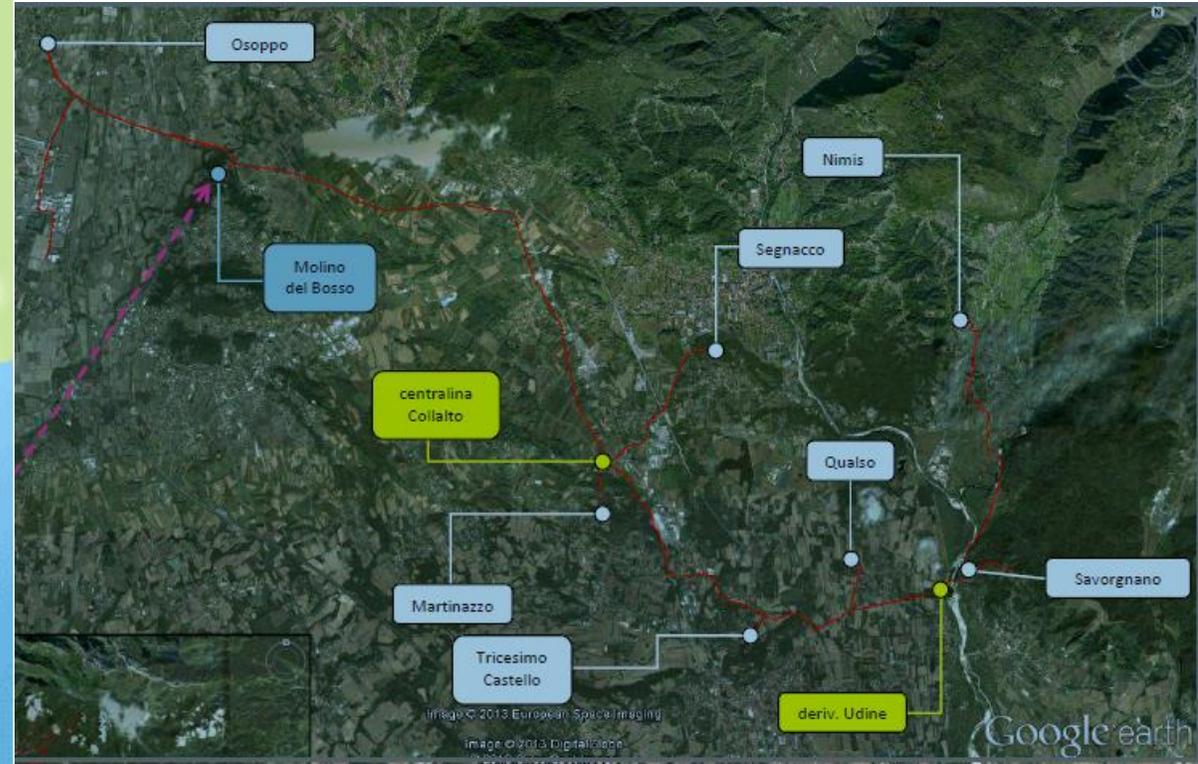


## RETI COMPLESSE

I casi a due serbatoi appena visti, o anche a tre serbatoi, come analizzati in idraulica applicata, sono condizioni molto semplici rispetto a quanto presente in realtà. A seguire si riportano alcuni esempi di schemi di adduzione.



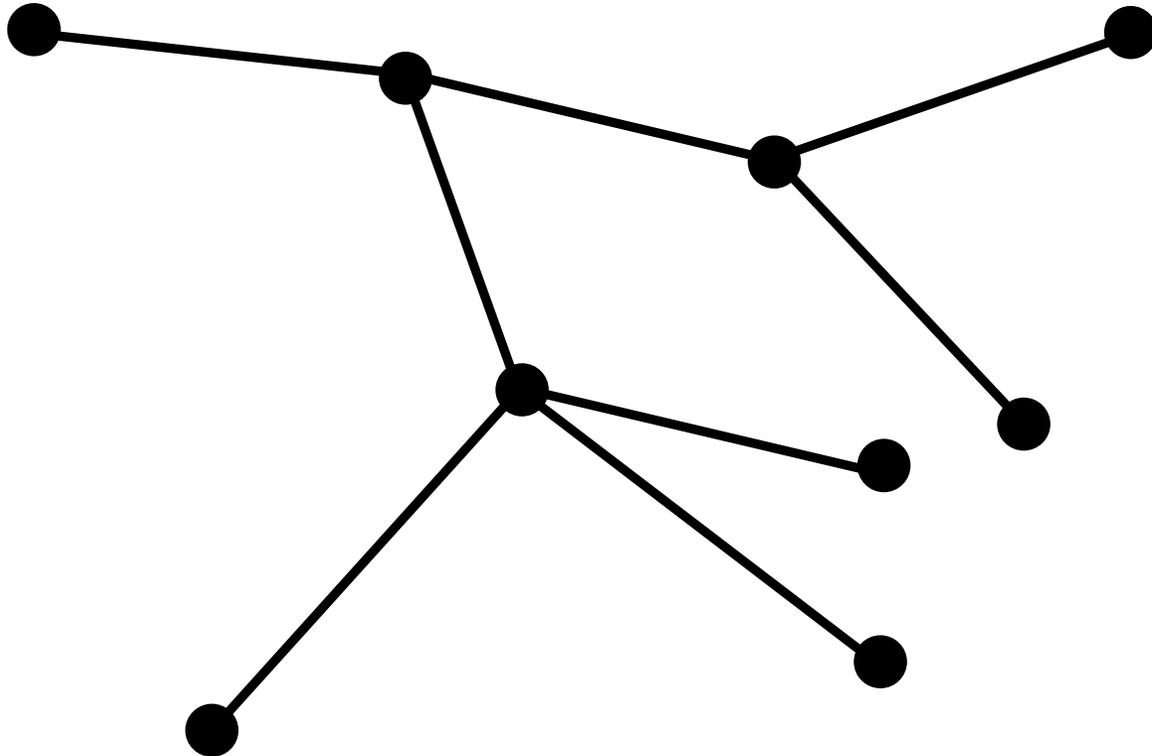
Rete di adduzione dell'acquedotto di Trieste



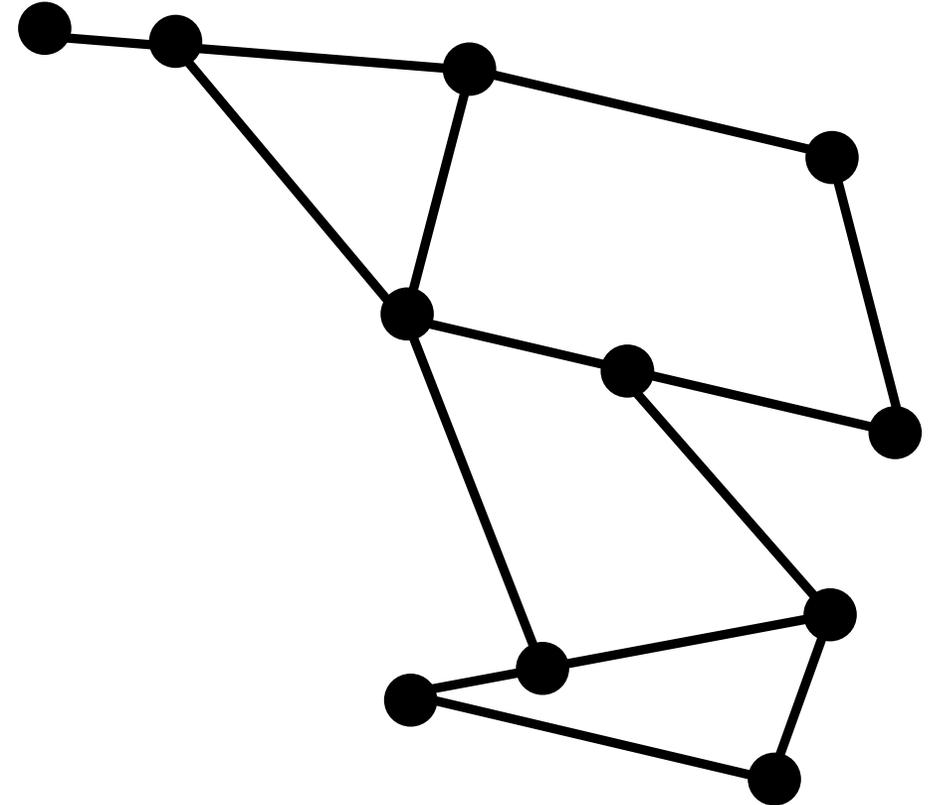
Altri esempi di adduzione

Come si può facilmente dedurre dagli esempi riportati, l'acquedotto esterno tende ad avere nella realtà delle configurazioni a rete complessa. In questo ambito si possono individuare due tipologie, a seconda che siano presenti o meno maglie chiuse.

RETE APERTA



RETE CHIUSA



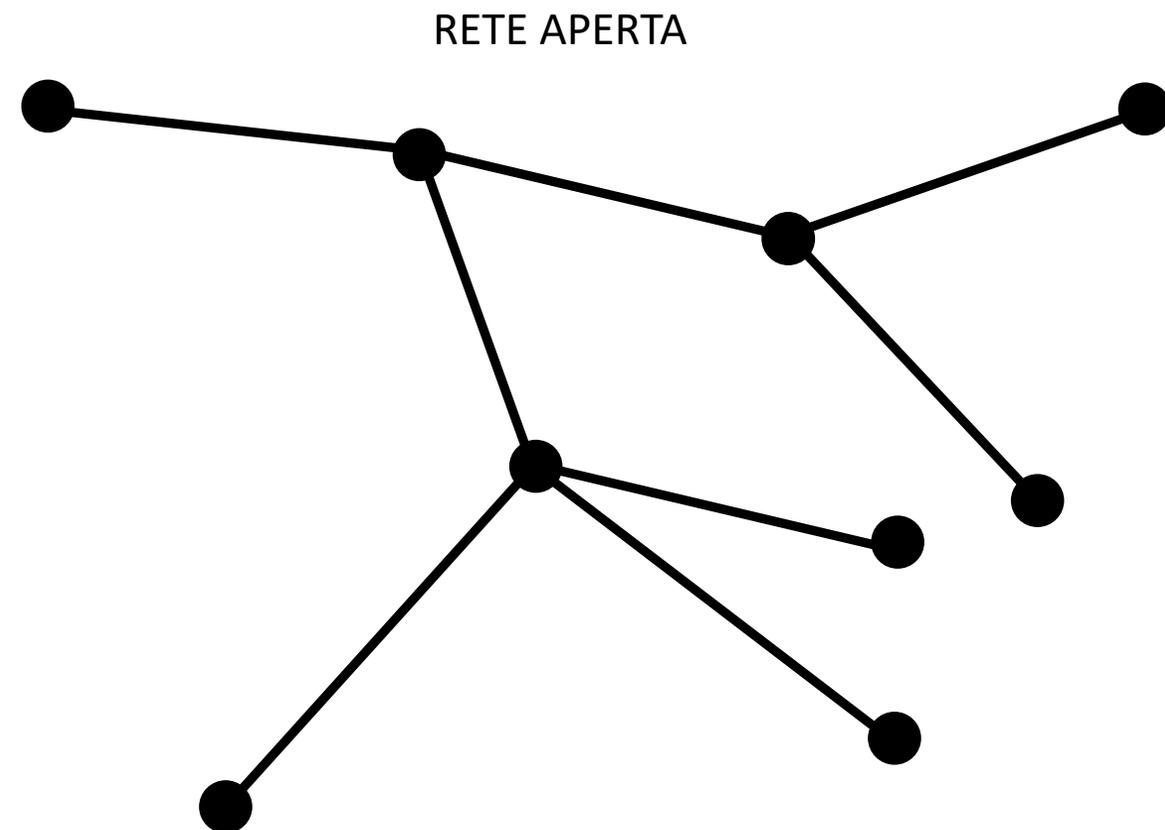
Si ricorda da idraulica applicata, che la rete si vede come costituita da:

- Nodi, ovvero punti di variazione delle caratteristiche idrauliche o geometriche della rete
- Lati, la condotta che congiunge due nodi, con caratteristiche idrauliche e geometriche uniformi
- Maglie, una successione di lati che partendo da un generico nodo torni a chiudersi sul nodo di partenza

Concentriamoci sul caso di reti aperte, ovvero quelle reti che non presentano maglie chiuse. Le variabili del sistema sono i materiali utilizzati e la loro scabrezza, la lunghezza dei lati, le portate transitanti nei rami, i diametri delle condotte, i carichi piezometrici. Considerato noto il tracciato ed i materiali della rete possiamo individuare le seguenti incognite principali: quote piezometriche ai nodi, le portate nei rami, i diametri delle condotte.

Nei problemi di verifica di funzionamento di una rete esistente, i diametri sono noti, rimangono incognite le portate, da verificare, ed i carichi piezometrici ai nodi.

Nei problemi di progettazione di una nuova rete, sono note le portate, in quanto condizioni al contorno legate alla richiesta idrica, e disponibilità dalle fonti, mentre rimangono incognite i diametri ed i carichi piezometrici ai nodi.



Tra i nodi, si può fare un distinguo tra nodi esterni, e nodi interni, dove i primi rappresentano come suggerisce il nome, le estremità della rete. Nella figura ad esempio abbiamo i nodi A-C-E-F come nodi esterni, B e D come nodi interni.

Dato  $n$  il numero totale dei rami, e  $t$  il numero di nodi esterni, il numero di nodi interni  $m$  può essere determinato come:

$$m = n - t + 1$$

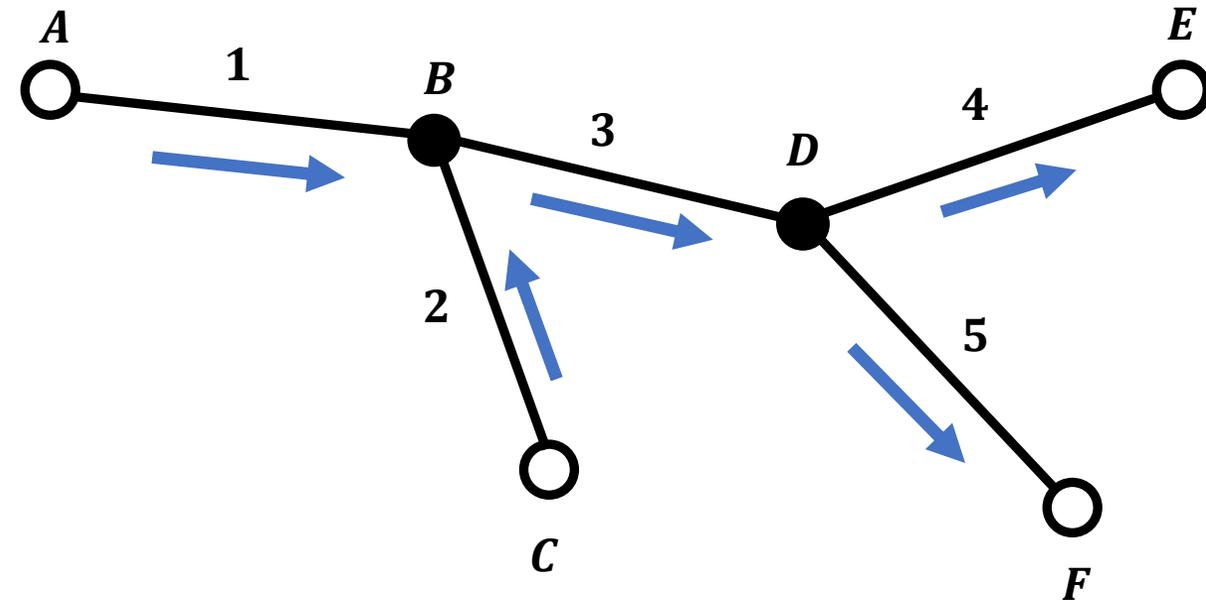
Nel caso di figura

$$m = 5 - 4 + 1 = 2$$

In una rete di adduzione esterna possiamo considerare questi nodi esterni come i serbatoi relativi alle fonti di risorsa idrica e quelli di compenso a monte di un centro abitato.

Ad esempio, nella figura, avendo definito il verso del flusso nei rami, risulta evidente che i nodi A-C sono nodi esterni a rappresentare le fonti, mentre E-F i centri abitati.

Ai nodi esterni si considera noto il carico piezometrico mentre rimane incognito il carico piezometrico ai nodi interni.



**Problemi di verifica**

Per la rete in esempio, noti i diametri, i materiali e la loro scabrezza, la lunghezza delle condotte, i carichi ai nodi esterni, in un problema di verifica le incognite saranno:

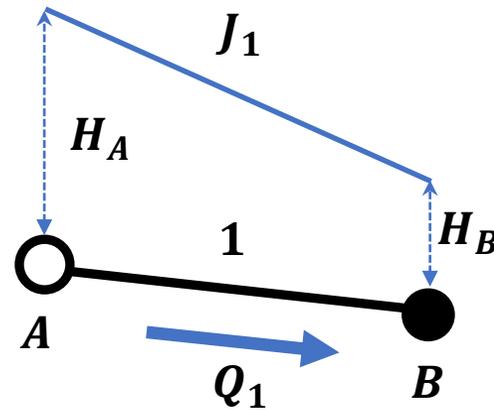
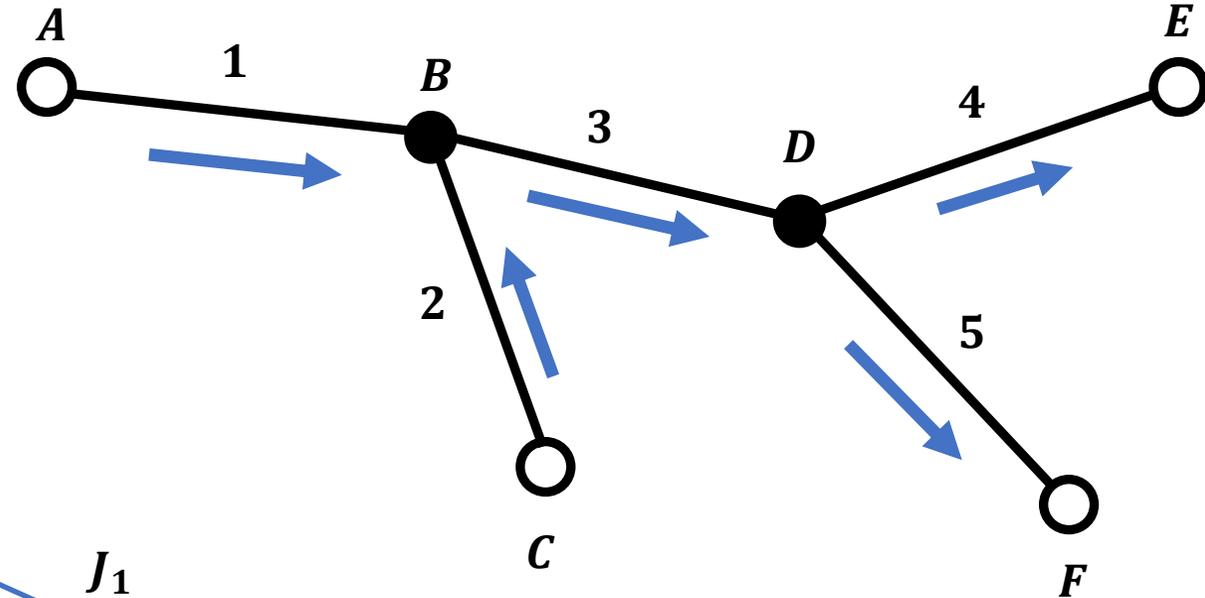
- 5 portate lungo i rami
- 2 carichi ai nodi interni  $H_B$  e  $H_D$

Per un totale di 7 incognite.

Il sistema per essere risolto richiede 7 equazioni. Per ogni lato possiamo definire l'equazione del moto, mentre ad ogni nodo l'equazione di continuità. Pertanto nel caso in esempio:

- 5 equazioni del moto
- 2 equazioni di continuità

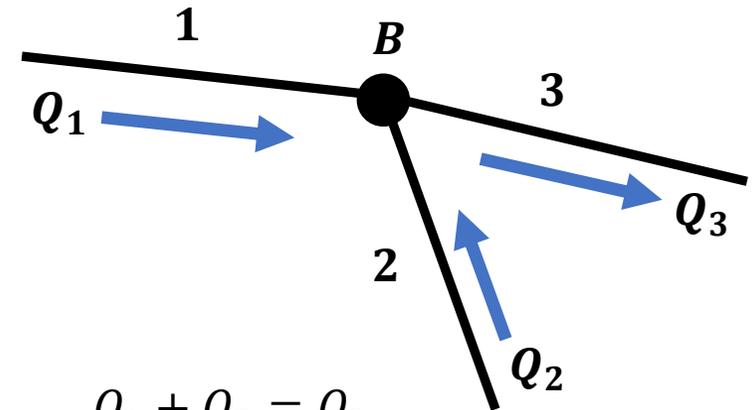
Per un totale di 7 equazioni.  
Il sistema è risolvibile.



$$J_1 = \beta_1 Q_1^n D_1^{-t}$$

In generale

$$J = \beta Q^n D^{-t}$$



$$Q_1 + Q_2 = Q_3$$

In generale

$$\sum Q_{ingresso} = \sum Q_{uscita}$$

La soluzione del sistema ottenuto è comunque complesso, si pensi poi all'estensione agli esempi di reti reali prima riportati. Per trovare la soluzione idraulica si può procedere con un processo iterativo, ipotizzando un valore di partenza al ramo 1 per la cadente. Considerando il tragitto A-B-D-E come la condotta maestra della rete, avremo una cadente media:

$$J_m = \frac{H_A - H_E}{L_1 + L_3 + L_4}$$

RAMO 1, considerando  $J_1' = J_m$  risulta noto:

$$Q_1 = \left( \frac{J_1' D_1^t}{\beta_1} \right)^{1/n}$$

$$H_B = H_A - J_1' L_1$$

Si procede quindi a cascata a risolvere le incognite dei rimanenti rami e nodi

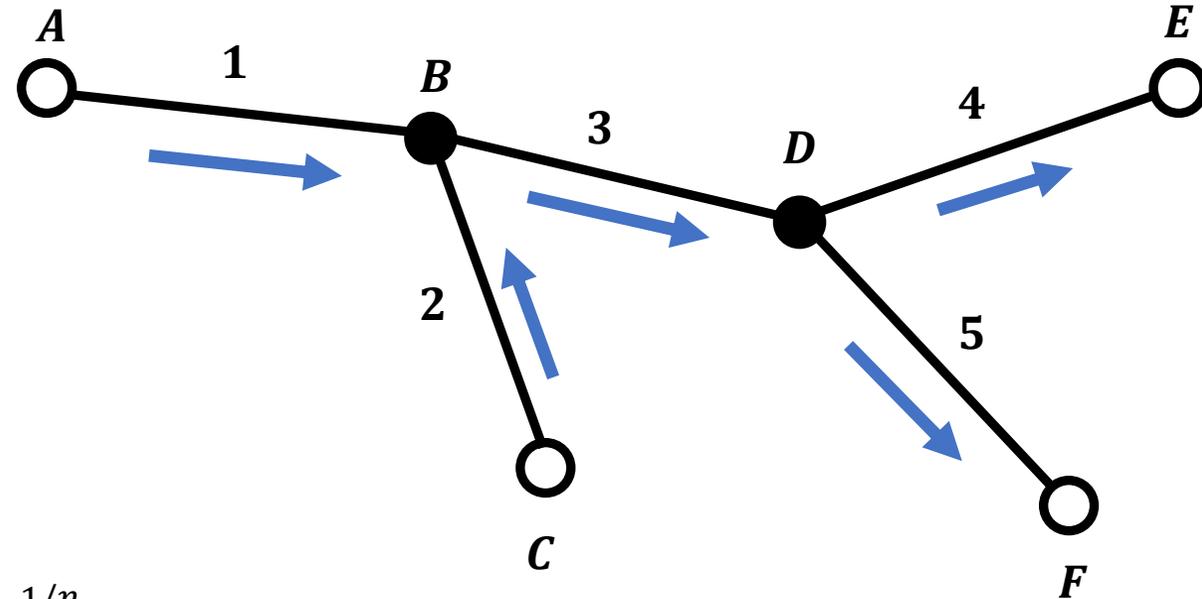
RAMO 2

$$J_2 = \frac{H_C - H_B}{L_2}$$

$$Q_2 = \left( \frac{J_2 D_2^t}{\beta_2} \right)^{1/n}$$

NODO B

applico la continuità  $Q_3 = Q_1 + Q_2$



RAMO 3

$$J_3 = \beta_3 Q_3^n D_3^{-t}$$

$$H_D = H_B - J_3 L_3$$

RAMO 4

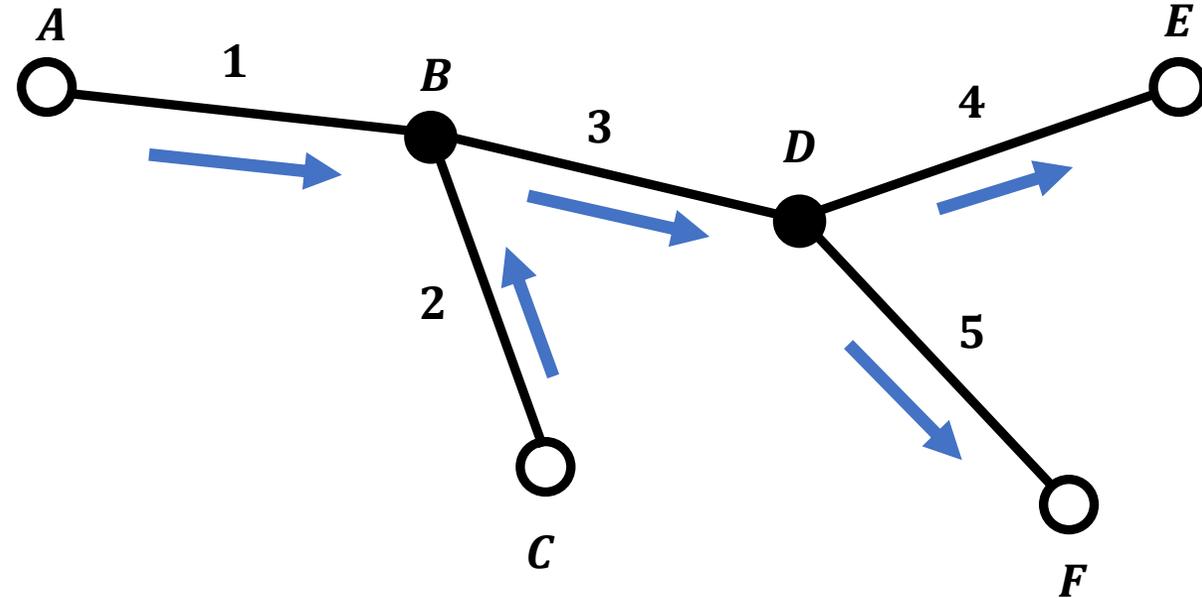
$$J_4 = \frac{H_D - H_E}{L_4}$$

$$Q_4 = \left( \frac{J_4 D_4^t}{\beta_4} \right)^{1/n}$$

NODO D

applico la continuità

$$Q_5 = Q_3 - Q_4$$



L'ultimo ramo, il 5, diventa il parametro di verifica del sistema

RAMO 5

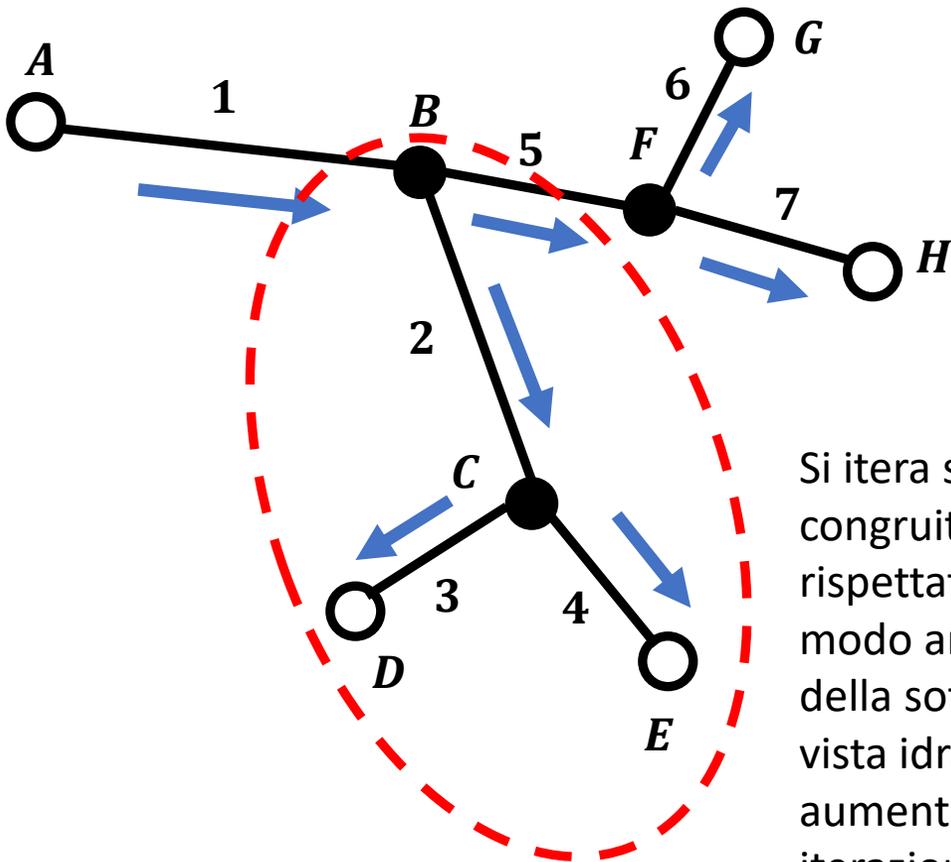
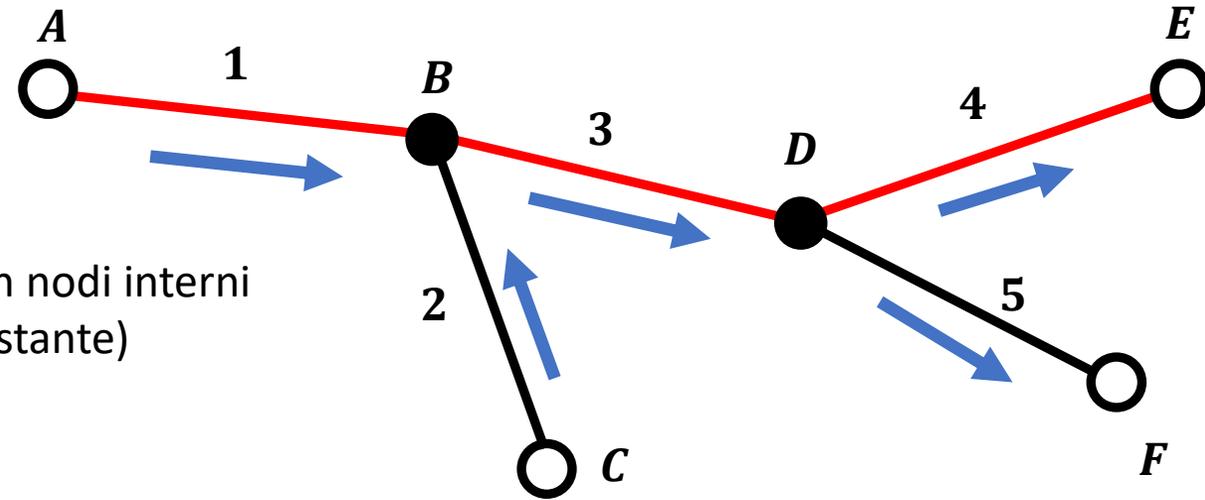
$$J_5 = \beta_5 Q_5^n D_5^{-t}$$

$$H_{F'} = H_D - J_5 L_5$$

Il valore di carico piezometrico al nodo F ottenuto, ovvero  $H_{F'}$ , differirà dal valore effettivo  $H_F$ , per quanto la cadente di tentativo  $J_1'$  si discosta dalla  $J_1$  effettiva. Se ad esempio  $H_{F'} > H_F$ , significa che il sistema non è abbastanza dissipativo, pertanto il prossimo valore di tentativo per la cadente nel ramo 1, dovrà essere  $J_1'' > J_1'$ . Nel caso opposto,  $H_{F'} < H_F$ , il sistema è troppo dissipativo e si procederà con  $J_1'' < J_1'$ .

Quanto appena visto, è un procedimento applicabile in presenza di un ramo maestro, ad esempio A-B-D-E, da cui dipartono singoli tratti secondari, B-C e D-F.

Va invece parzialmente riconsiderato per casi più complessi, con nodi interni non appartenenti alla condotta maestra (nodo C esempio sottostante)



Nel caso a sinistra, alla condotta maestra A-B-F-H, si collega al nodo B la sottorete aperta B-C-D-E. Partendo con una cadente di tentativo  $J_1'$  al ramo 1, la sottorete rimane indeterminata. Si innesta allora nel sistema di risoluzione, un sotto processo iterativo per la soluzione del sistema B-D-E-F, ipotizzando ad esempio una portata  $Q_2'$  di tentativo con  $Q_2' < Q_1$ .

Si itera su questo sotto sistema come visto precedentemente, verificando la congruità dei carichi piezometrici ai nodi estremi, oppure verificando che venga rispettata la continuità al nodo C. Una volta risolto il sotto sistema si procede in modo analogo al caso precedente. Quindi per ogni  $J_1$  di prova, è richiesta la verifica della sottorete, e così via fino all'ottenimento di un sistema congruente dal punto di vista idraulico. E' evidente come in questo secondo caso, la complessità di calcolo aumenta. Se  $n_1$  è il numero di iterazioni richieste dall'esempio 1, avremo  $n_2 * m$  iterazioni nell'esempio 2 (con  $m$  le iterazioni richieste dalla verifica della sottorete)

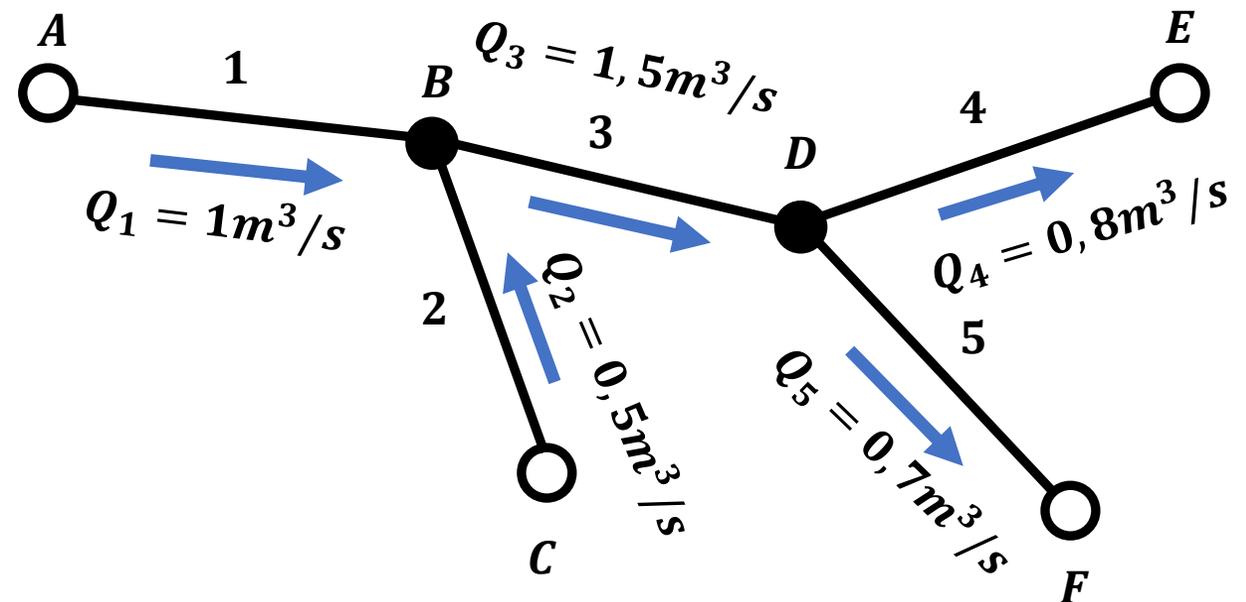
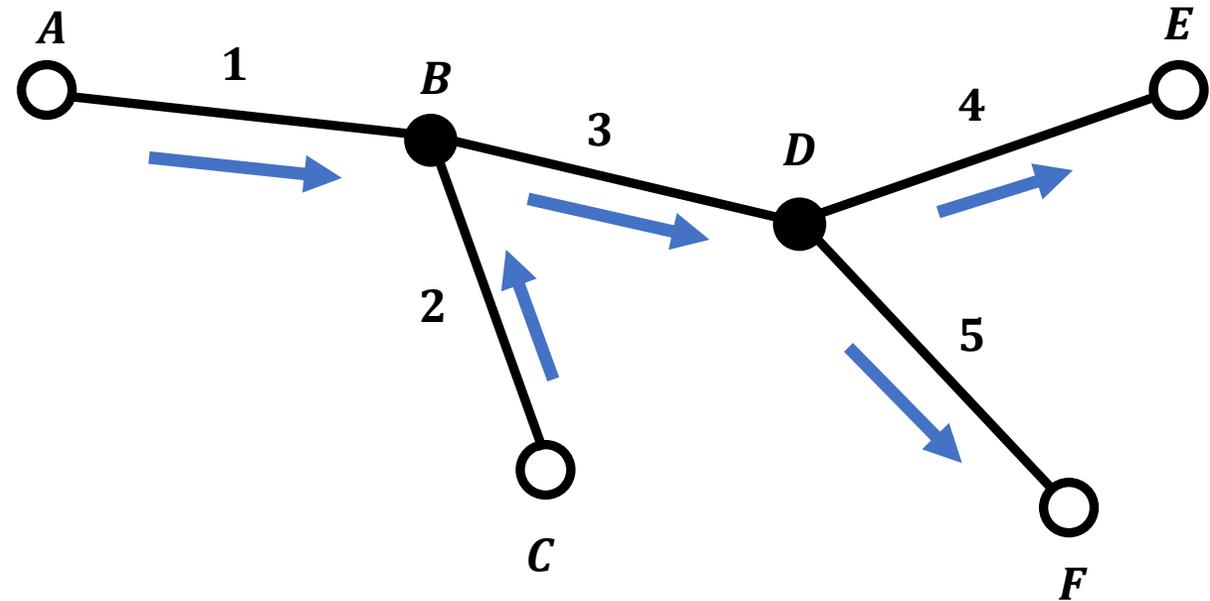
**Problemi di progetto**

Per la rete in esempio, nel caso di progettazione, devono essere determinati i diametri delle condotte. Pertanto le incognite saranno:

5 diametri lungo i rami  
 2 carichi ai nodi interni  $H_B$  e  $H_D$   
 Per un totale di 7 incognite.

Il sistema per essere risolto richiede 7 equazioni. Per ogni lato possiamo definire l'equazione del moto, mentre ad ogni nodo l'equazione di continuità. Però in questo caso, le portate ai rami connessi con gli estremi risultano note, e sono definite dal fabbisogno idrico individuato per gli abitati e dalla risorsa disponibile. Applicando l'eq. di continuità il sistema in termini di portate è determinato, note ad esempio  $Q_1$ ,  $Q_2$ ,  $Q_4$ ,  $Q_5$ , la determinazione di  $Q_3$  è automatica. Pertanto nel caso in esempio avremo:

5 equazioni del moto a fronte di 7 incognite, il sistema non è risolvibile.



La chiusura del sistema è possibile appoggiandosi a principi di natura economica. In un caso di rete aperta, funzionante a gravità, quindi senza impianti di sollevamento, si può considerare che il costo sia legato al solo costo delle condotte, per tramite del materiale utilizzato e della sua qualità. In particolare questo dipenderà dal diametro della condotta e dalla pressione che deve sostenere, relazionata allo spessore. In generale il costo si può legare al diametro nella forma:

$$C = c_0 + c_1 D^c \quad \text{Costo per unità di lunghezza}$$

Dove  $c_0$  rappresenta un costo legato alla posa etc., mentre  $c_1$  e  $c$  sono opportune costanti legate alle caratteristiche della condotta. Al di là della espressione del costo espressa in funzione del diametro come sopra, come evidenziato prima il costo è funzione di  $D$  e  $P$ . Se considero però l'equazione del moto in forma monomia  $J = \beta Q^n D^{-t}$ , ipotizzando definito il materiale, la portata come nota, si osserva come il diametro  $D$  possa essere visto in funzione della cadente  $J$ , quindi  $D(J)$ . Se poi considero la pressione per tramite della sola componente piezometrica, avremo il carico  $H$ , le cui variazioni sono anche esse definite in relazione alle perdite continue e quindi alla cadente  $J$ ,  $H(J)$ , pertanto:

$$C = f(D, P) \longrightarrow C = f(D(J), H(J)) \longrightarrow C = f(J)$$

La condizione di minimo per la funzione costo, sarà determinabile ponendo uguale a zero, la sua derivata rispetto alla cadente  $J$ :

$$\frac{dC}{dJ} = 0$$

Considerando la dipendenza di  $D$  da  $J$ :

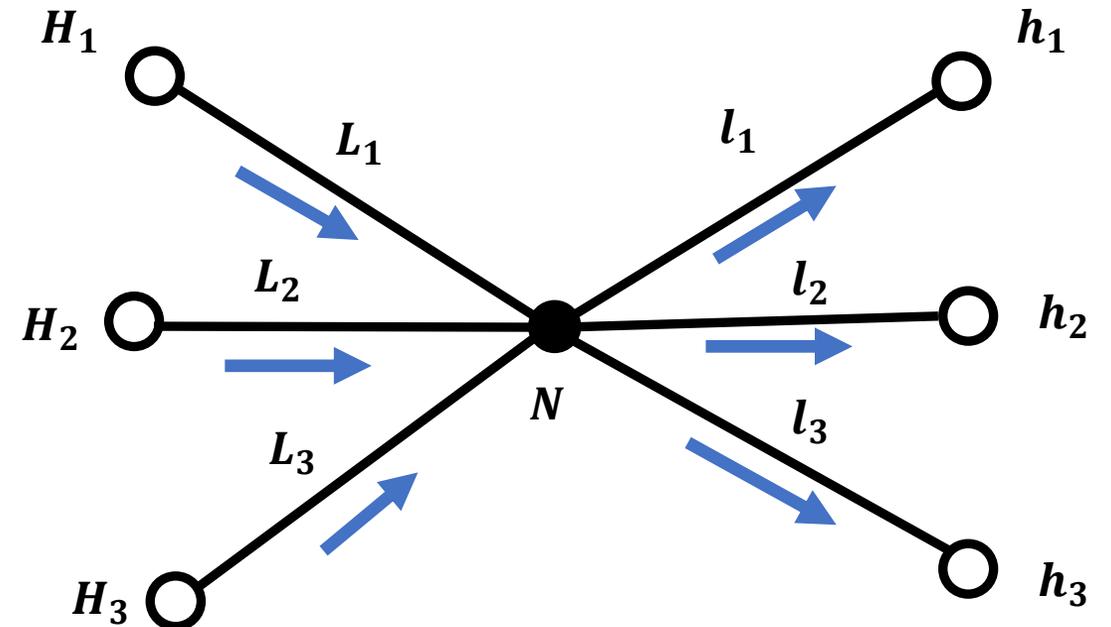
$$\frac{dC}{dJ} = \frac{\partial C}{\partial D} \frac{\partial D}{\partial J} = 0$$

Valutando singolarmente le due derivate, a partire dall'espressione del costo in funzione del diametro, e del diametro in funzione dell'equazione del moto si ottiene:

$$\frac{\partial C}{\partial J} = -\frac{c_1 c D^{c+t}}{\beta t Q^n}$$

Consideriamo un generico nodo, come in figura, il costo totale sarà determinato dal costo di ciascuna condotta che insiste sul nodo, differenziandole tra rami entranti  $n$ , e rami uscenti  $m$ , in forma generale potremmo scrivere:

$$C_{tot} = \sum_{i=1}^n C_i L_i + \sum_{j=1}^m C_j l_j$$



Abbiamo visto prima come il costo può essere visto come funzione della cadente  $J$ , adesso, nell'esempio, la cadente per il tratto 1 di monte entrante nel nodo  $N$ , ed il tratto 1 di valle uscente dal nodo  $N$ , dipenderanno dal livello di carico  $H_N$ . Pertanto il principio di costo minimo lo possiamo derivare ponendo uguale a zero, la funzione di costo, derivata rispetto al carico

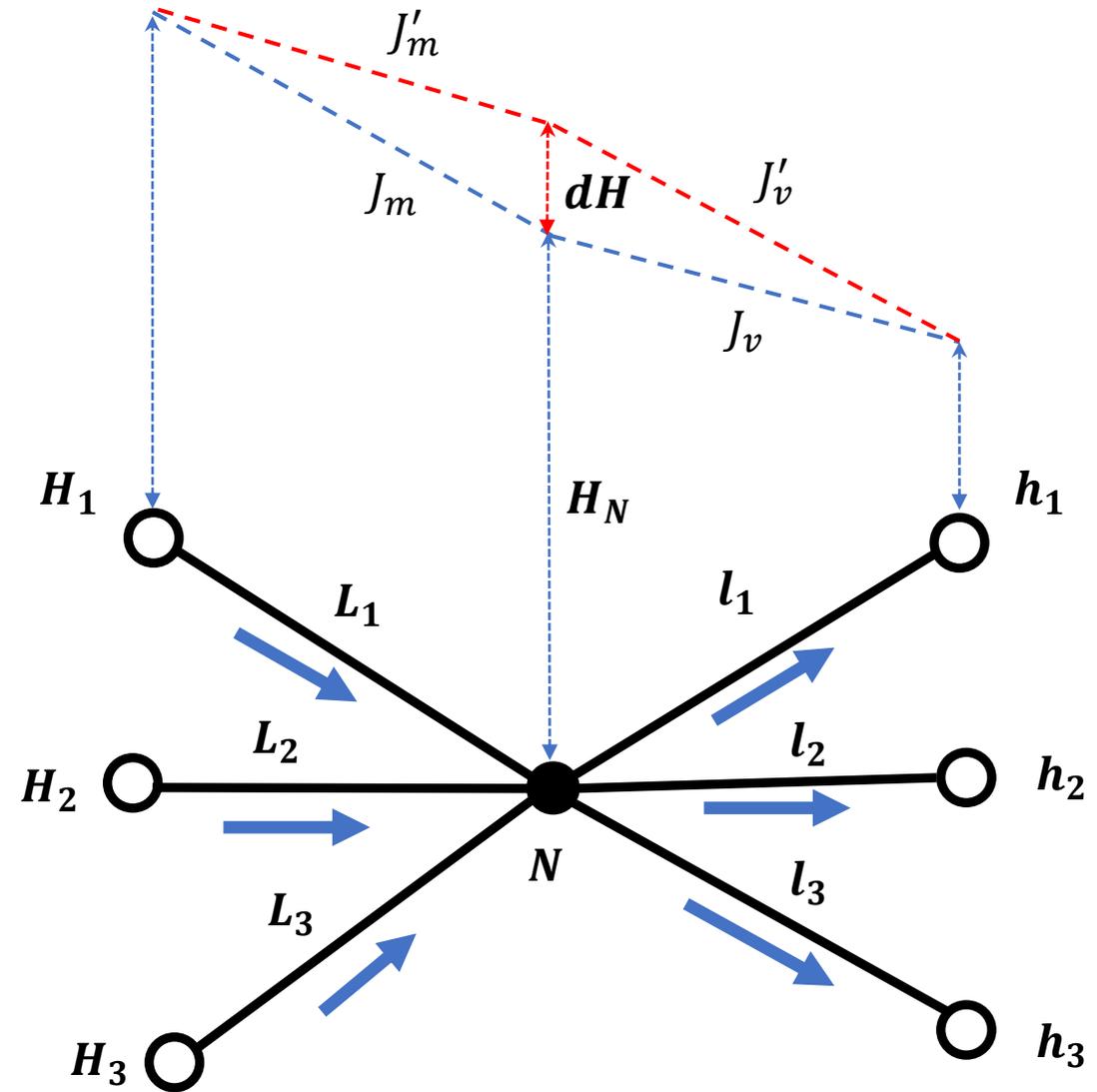
$$\frac{dC_{tot}}{dH} = \sum_{i=1}^n \frac{dC_i L_i}{dH} + \sum_{j=1}^m \frac{dC_j l_j}{dH} = 0$$

Una variazione  $dH$  del carico al nodo, determinerà una variazione della cadente, che passerà da  $J_m$  a  $J'_m$  a monte, e da  $J_v$  a  $J'_v$  a valle, in particolare le cadenti saranno interessate da una variazione  $dJ$

$$dJ_m = -\frac{dH}{L} \quad dJ_v = \frac{dH}{l}$$

Dove il segno evidenzia la riduzione di  $J'_m$  rispetto a  $J_m$ , e l'aumento di  $J'_v$  rispetto a  $J_v$ . Sostituendo nella relazione di costo minimo, ed introducendo l'espressione trovata per  $dC/dJ$  si ottiene:

$$\sum_{i=1}^n \frac{c_{1,i} c_i}{\beta_i t_i} \frac{D_i^{c+t}}{Q_i^n} = \sum_{j=1}^m \frac{c_{1,j} c_j}{\beta_j t_j} \frac{D_j^{c+t}}{Q_j^n}$$



Il principio di minima passività al nodo, si legge pertanto come una sommatoria sulle condotte entranti al nodo, che eguaglia una sommatoria sulle condotte uscenti al nodo. E' evidente il parallelismo con l'equazione di continuità ai nodi, ed è proprio questa equazione di minima passività ai nodi che verrà introdotta come equazione aggiuntiva per la soluzione del sistema di una rete a progettazione. Riprendendo il caso precedente di rete aperta avremo:

5 diametri lungo i rami  
2 carichi ai nodi interni  $H_B$  e  $H_D$   
Per un totale di 7 incognite.

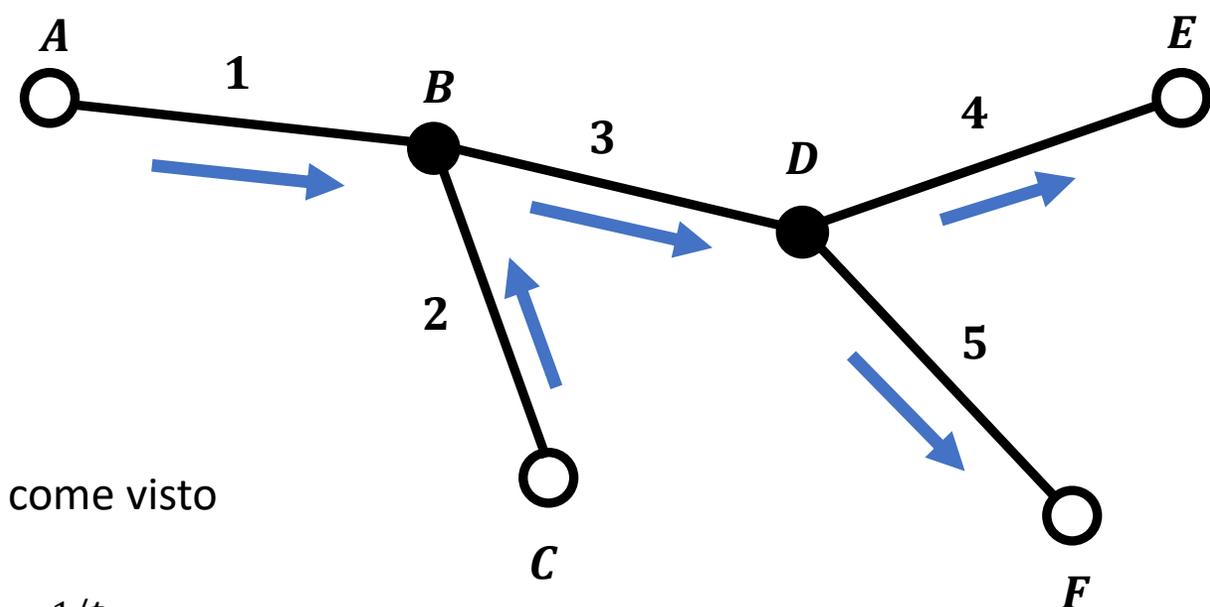
5 equazioni del moto  
2 equazioni di passività ai nodi  
Per un totale di 7 equazioni.

Il sistema è risolvibile. La soluzione del sistema può essere fatta come visto precedentemente con una procedura iterativa:

RAMO 1, considerando  $J_1' = J_m$  risulta noto:

$$D_1 = \left( \frac{\beta Q_1^n}{J_1} \right)^{1/t} \quad H_B = H_A - J_1' L_1$$

RAMO 2

$$J_2 = \frac{H_C - H_B}{L_2} \quad D_2 = \left( \frac{\beta Q_2^n}{J_2} \right)^{1/t}$$


NODO B applico il principio di minima passività e ricavo  $D_3$

$$\frac{c_1 c D_1^{c+t}}{\beta t Q_1^n} + \frac{c_1 c D_2^{c+t}}{\beta t Q_2^n} = \frac{c_1 c D_3^{c+t}}{\beta t Q_3^n}$$

RAMO 3

$$J_3 = \frac{\beta Q_3^n}{D_3^t} \quad H_D = H_B - J_3 L_3$$

RAMO 4

$$J_4 = \frac{H_D - H_E}{L_4} \quad D_4 = \left( \frac{\beta Q_4^n}{J_4} \right)^{1/t}$$

NODO D applico il principio di minima passività e ricavo  $D_5$

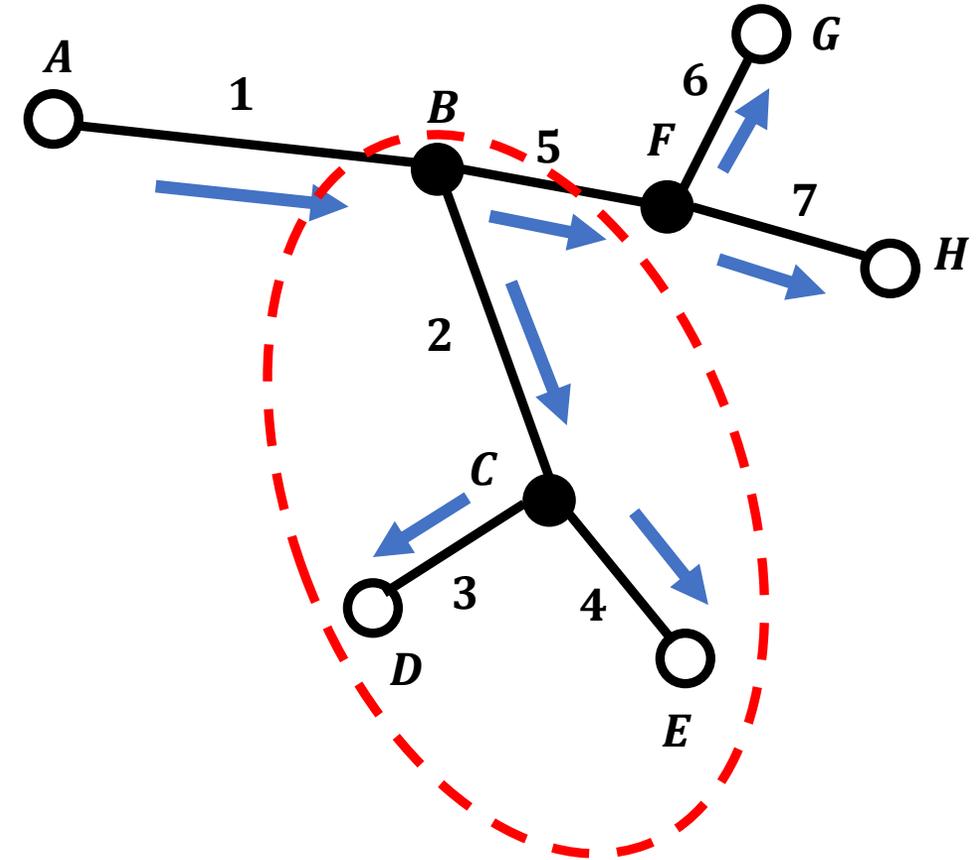
$$\frac{c_1 c D_3^{c+t}}{\beta t Q_3^n} = \frac{c_1 c D_4^{c+t}}{\beta t Q_4^n} + \frac{c_1 c D_5^{c+t}}{\beta t Q_5^n}$$

RAMO 5 viene usato a verifica della procedura iterativa

$$J_5 = \frac{\beta Q_5^n}{D_5^t} \quad H'_F = H_D - J_5 L_5$$

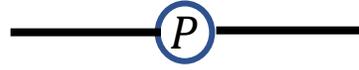
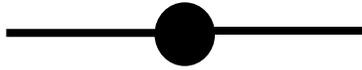
$H'_F$  differirà dalla condizione al contorno  $H_F$ , se  $H'_F > H_F$  la soluzione non dissipa sufficientemente, per cui alla prossima iterazione sceglieremo  $J_1'' > J_1'$ ; se invece  $H'_F < H_F$ , dissipa troppo e andrà scelto  $J_1'' < J_1'$ .

In presenza di una sottorete, come evidenziato dalla linea tratteggiata in rosso, questa andrà risolta con una sotto procedura iterativa, verificando ad esempio, che venga rispettato il principio di minima passività al nodo C.

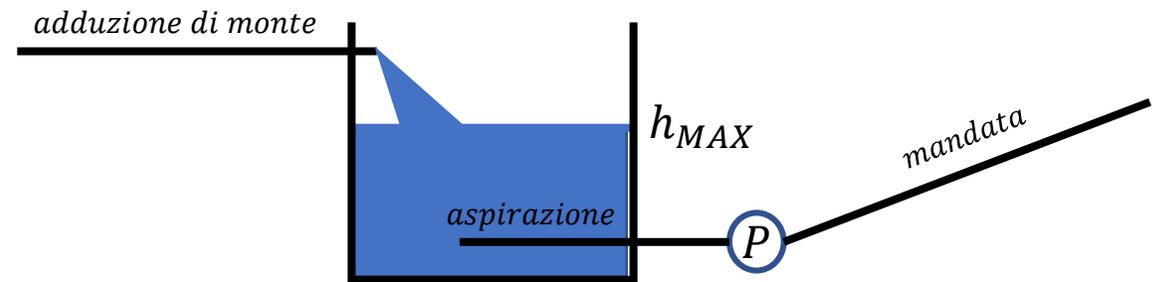


### Reti complesse con sollevamento

Nel caso di reti funzionanti non solo a gravità, ma con anche sollevamento di portata, il sistema di sollevamento diventa un nodo. Se al nodo interno, in problemi di verifica, vale l'equazione di continuità, al nodo di sollevamento vale invece l'equazione interna H-Q, avendo come incognita la prevalenza da fornire al nodo, per sopperire alla differenza di quota geodetica degli estremi del ramo di mandata, e alle perdite di carico continue della portata transitante nel ramo.



L'impianto di sollevamento, sia per questioni di natura economica (funzionamento programmato nel tempo e non continuo), che per questioni di protezione dell'impianto (ad esempio colpo d'ariete dalla condotta di monte premente), viene di norma sconnesso dalla rete. Questo significa che la condotta in arrivo all'impianto di sollevamento, anziché insistere direttamente sulle pompe, serve un serbatoio di servizio a cui la pompa attinge la portata da sollevare. L'immissione nel serbatoio di servizio alla pompa, avviene ad una quota superiore al massimo pelo libero del serbatoio. Uno sfioratore nel serbatoio, impedirà poi il superamento della quota massima del pelo libero nel serbatoio.



Anche se in modo semplicistico, in luce di quanto appena visto, una configurazione tipica di rete complessa aperta con sollevamento, vede la presenza dell'impianto di sollevamento ad un nodo esterno. Nel caso in figura, trascurando la condotta di aspirazione, si considera il sollevamento coincidente col nodo esterno. In questo caso, anche il carico al nodo esterno C risulta incognito.

In un **problema di verifica** avremo:

5 incognite di portate ai rami

3 incognite di carico ai nodi B-C-D

Totale 8 incognite

Il sistema di equazioni disponibili sono

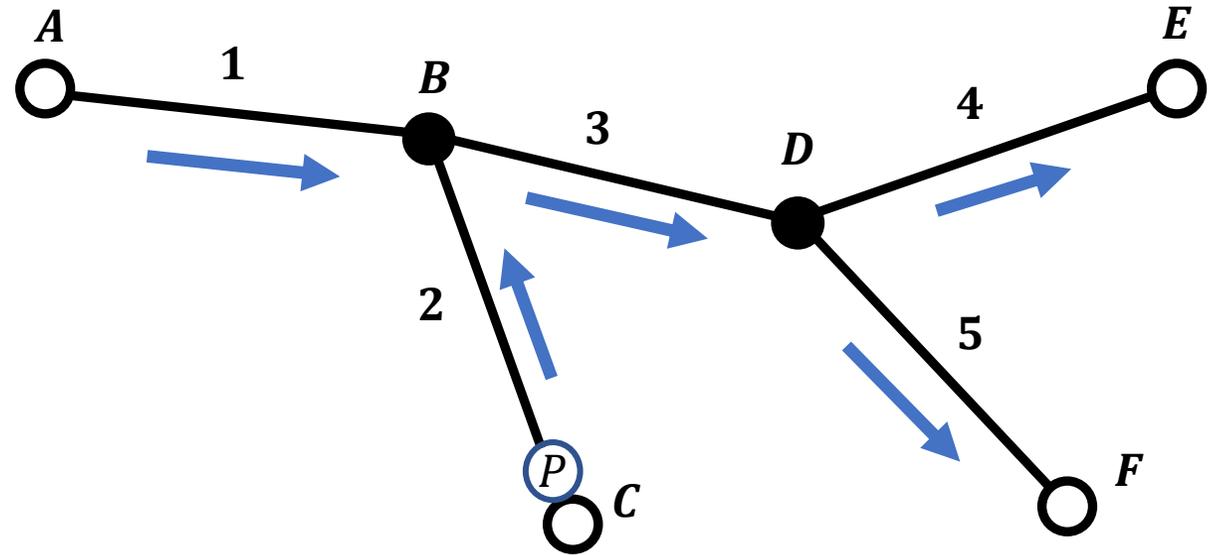
5 equazioni del moto ai rami

2 equazioni di continuità ai nodi B e D

1 equazione H-Q relativa al sollevamento in C

Totale 8 equazioni

→ Il sistema idraulico è risolvibile



Se il sistema è a verifica, il sistema idraulico è esistente, ci sarà quindi un impianto di sollevamento definito, con le relative curve h-Q, come abbiamo visto precedentemente.

Fissata una  $Q_2$  di tentativo derivò pertanto una prevalenza  $\Delta H_p$  al nodo C. Il carico al nodo C risulterà:

$$H_c = H_{c,geodetico} + \Delta H_p$$

Ricavo quindi  $J_2$  dall'equazione del moto, quindi nota  $J_2$  ricavo  $H_B$ . Noto  $H_B$ , posso risolvere il ramo 1 e determinare  $Q_1$ . Tramite l'equazione di continuità al nodo B, risulta derivabile  $Q_3$ , e così via come già visto precedentemente. Coi nodi esterni, ad esempio F, si verifica poi la congruenza della portata ipotizzata.

In un **problema di progetto**, le portate, anche quelle da sollevare, sono definite come condizioni al contorno del problema, mentre risultano incogniti i diametri da adottare. Per le condotte abbiamo visto che il costo aumenta col diametro, in modo esponenziale. Per un impianto di sollevamento, oltre al costo iniziale degli strumenti, il costo è legato al funzionamento dell'impianto, quindi un costo di esercizio, funzione del periodo di funzionamento della pompa  $T$  (in ore), della potenza  $P$ , del costo dell'energia in KW /ora  $C_{KW}$ :

$$C_E = P T C_{KW} = \frac{gQ\Delta H_P}{\eta} T C_{KW} = \frac{gQ}{\eta} \left( \Delta H_g + \frac{\beta Q^n}{D^t} L \right) T C_{KW}$$

Avendo esplicitato la prevalenza in termini della differenza geodetica, costante, e delle perdite continue. Semplificando il problema, il tempo di funzionamento  $T$  e la portata sollevata  $Q$ , le consideriamo costanti e non variabili nel tempo. Si osserva come tutti i termini risultano noti, se non per il diametro  $D$ . Essendo a denominatore, l'equazione di costo dell'impianto di sollevamento, ci dice che all'aumentare del diametro i costi si riducono, quindi un andamento opposto al costo delle condotte.

Il sistema costituito dalla condotta di mandata e l'impianto di sollevamento avrà pertanto un costo della condotta e di esercizio, funzione del diametro,  $C_{totale} = rC_T + C_E$ , con  $r$  il coefficiente di ammortamento annuo per ragguagliare il costo delle tubazioni, al costo di esercizio in un anno,  $T=8640$  ore. Ponendo uguale a zero la derivata del costo totale rispetto a  $D$ , troveremo pertanto una condizione di minimo per la funzione costo totale, che permette di definire un diametro teorico  $D_t$  di minimo costo del sistema:

$$D_t = \left[ \frac{\beta g t T C_{KW}}{r c_1 c \eta} Q^3 \right]^{\frac{1}{c+t}}$$

Definito il diametro teorico, andrà poi preso il diametro commerciale disponibile prossimo, inferiore o superiore.

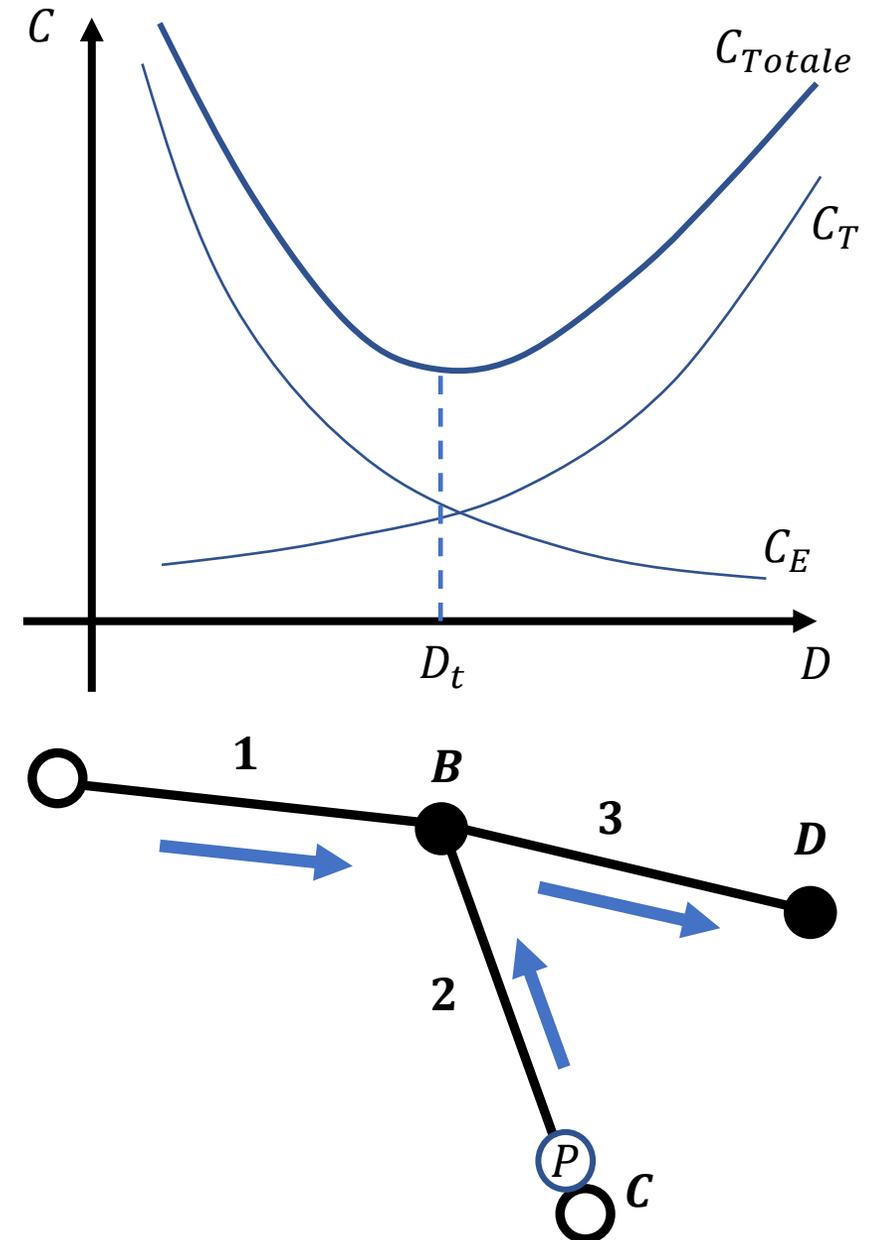
Attraverso l'espressione del diametro teorico di minimo costo, per il sistema pompa – condotta di mandata, abbiamo definito un'equazione di economia, indipendente dal resto della rete. Riorganizzando l'espressione, separando il costo della condotta da quello di esercizio si ottiene:

$$\frac{c_1 c}{\beta t} \frac{D_t^{t+c}}{Q^2} = \frac{g T C_{KW}}{r \eta} Q$$

Si osserva come il termine a sinistra rappresenta il già noto termine di minima passività per l'equazione di economia al nodo per le condotte. Nell'esempio proposto di rete complessa di prima, in caso di progetto, con sollevamento, l'equazione di economia già vista nei casi precedenti rimane inalterata.

$$\frac{c_1 c}{\beta t} \frac{D_1^{t+c}}{Q_1^2} + \frac{c_1 c}{\beta t} \frac{D_2^{t+c}}{Q_2^2} = \frac{c_1 c}{\beta t} \frac{D_3^{t+c}}{Q_3^2}$$

Dove in generale i coefficienti  $c_1$ ,  $c$ ,  $\beta$  e  $t$  andrebbero considerati per ogni ramo e  $D_2$  è il nostro diametro teorico della mandata.

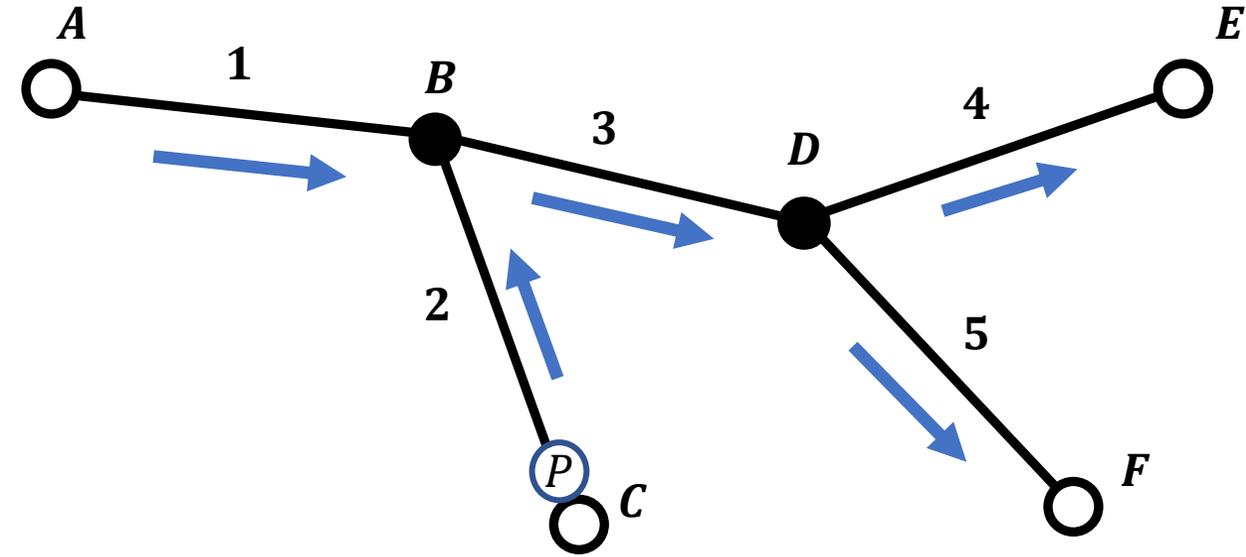


Quindi per la risoluzione della rete in figura a progetto, le portate sono note, analogamente ai casi precedenti, procederò in modo iterativo ipotizzando una  $J_1$  di tentativo, quindi:

Risolvero il ramo 1 determinando  $D_1$

Data la portata da trasportare lungo 2, calcolo il diametro teorico, quindi definisco  $J_2$  e ricavo a partire da  $H_B$  il carico in C,  $H_C = H_B + J_2 L_2 = \Delta H_{cg} + \Delta H_p$ .

Al nodo B applico il principio di minima passività per le condotte determinando il  $D_3$ , e procedo con la risoluzione del sistema come già visto.



NOTA. A precisazione della portata sollevata. Nei casi precedenti abbiamo supposto un funzionamento continuo della pompa per la durata di un anno. In un anno il volume da sollevare, sarà definito dalla portata media annua giornaliera  $Q_a$

$$TQ = 8760Q_a$$

Utilizzando un diagramma di pompaggio variabile

$$\sum T_i Q_i = 8760Q_a$$

Il costo di esercizio risulterà

$$C_E = \frac{g}{\eta} \left( \Delta H_g \sum T_i Q_i + \frac{\beta}{D^t} L \sum T_i Q_i^3 \right) C_{KW}$$

Considerando il costo totale, compreso la condotta di mandata, il diametro teorico diventerà

$$D_t = \left[ \frac{\beta g t T C_{KW}}{r c_1 c \eta} \alpha Q_a^3 \right]^{\frac{1}{c+t}} \quad \text{con} \quad \alpha = \frac{\sum T_i Q_i^3}{8760 Q_a^3}$$

**SERBATOI**

I serbatoi assolvono le seguenti funzioni:

- Compenso e regolazione
- Riserva idrica, ovvero mantengono il funzionamento del sistema di adduzione-distribuzione, quando la condotta di monte è fuori servizio per manutenzione o per guasto
- Antincendio

Tramite la superficie libera massima ammessa nel serbatoio (si veda la disconnessione già citata per il sistema di sollevamento) viene fissata la piezometrica, impedendo a valle del serbatoio, il raggiungimento di pressioni troppo elevate.

I serbatoi possono essere categorizzati in relazione al fatto che siano di servizio alla rete di adduzione o a quella di distribuzione. Per i primi avremo:

- Serbatoi delle opere di presa (i nostri nodi esterni nelle reti aperte con portata in uscita)
- Serbatoi intermedi di riserva lungo la adduzione
- Serbatoi intermedi di sezionamento, ovvero per il partizionamento della portata da un adduttrice principale verso rami inferiori, in questo caso il serbatoio ha una funzione oltre che di regolazione anche di riserva.

Per i secondi:

- Serbatoi di testa (i nostri nodi esterni nelle reti aperte con portata in arrivo)
- Serbatoi di estremità (posti al lato opposto del centro urbano, rispetto al serbatoio di testa)

Tra le diverse tipologie di serbatoi si distingue tra serbatoi in galleria, interrati, semi interrati, a terra e pensili

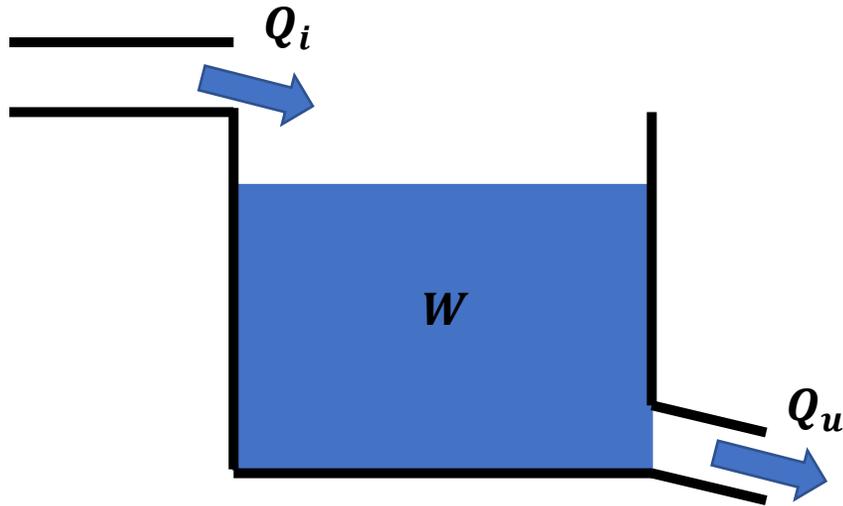


La scelta tra le diverse soluzioni è dettata da un confronto tra l'altezza massima del pelo libero nel serbatoio, per garantire il funzionamento a gravità della condotta di valle, e l'altezza geodetica del terreno al piano campagna di inserimento del serbatoio.

- Galleria  $h_{acqua} \ll h_{terreno}$
- Interrati  $h_{acqua} < h_{terreno}$
- Semi interrati  $h_{acqua} \cong h_{terreno}$
- A terra  $h_{acqua} > h_{terreno}$
- Pensile  $h_{acqua} \gg h_{terreno}$

In generale il loro comportamento idraulico è descritto tramite una legge di afflussi-deflussi, definito  $Q_i$  la portata in ingresso,  $Q_u$  quella in uscita, e  $W$  il volume del serbatoio:

$$Q_i - Q_u = \frac{dW}{dt}$$

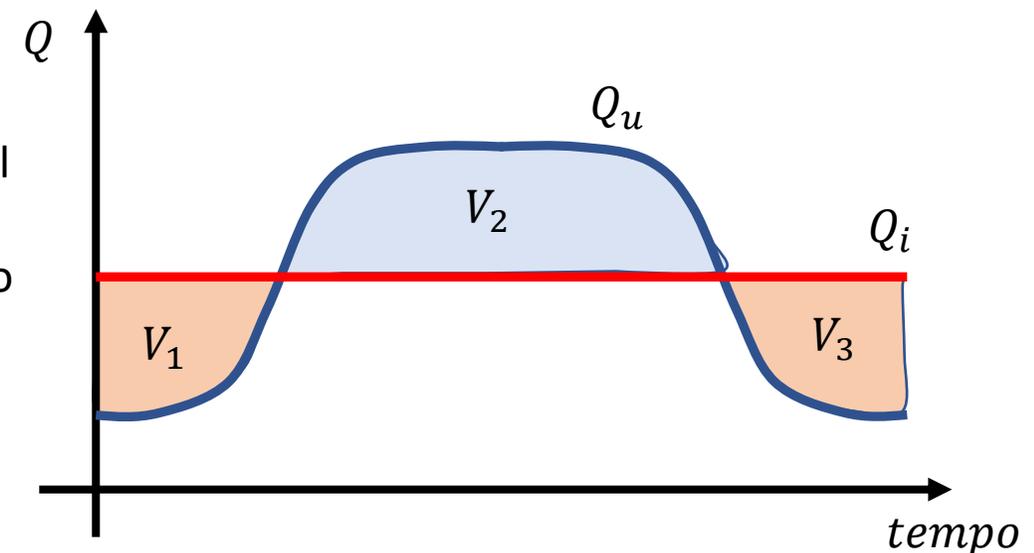


Se  $Q_i > Q_u$  allora  $dW/dt > 0$ , il volume di acqua nel serbatoio aumenta, in quanto la portata in uscita è inferiore a quella di ingresso.

Se  $Q_i = Q_u$  allora  $dW/dt = 0$ , il volume di acqua nel serbatoio rimane costante, in quanto la portata in uscita è identica a quella di ingresso.

Se  $Q_i < Q_u$  allora  $dW/dt < 0$ , il volume di acqua nel serbatoio diminuisce, in quanto la portata in uscita è superiore a quella di ingresso.

Nel diagramma di sinistra, è riportato un esempio con  $Q_u(t)$  funzione del tempo, mentre  $Q_i$  è costante. L'integrazione nel tempo della differenza tra la portata di ingresso e di uscita, definisce un volume di riempimento ( $V_1 + V_3$ ) ed uno di svuotamento ( $V_2$ ). La configurazione dell'esempio, ben rappresenta il caso di un serbatoio di servizio ad un'area urbana, con  $Q_i$  la portata di arrivo dall'adduzione.



Un serbatoio di testa avrà una portata in uscita massima legata alla portata di picco oraria, che ragguagliata a quella media annua  $Q_a$ , per quanto visto ad inizio corso risulterà:

$$Q_u = Q_{h,max} = K_{h,max}K_{g,max}K_{m,max}Q_a = \alpha_h Q_a$$

La portata in ingresso al serbatoio, può essere definita in generale, per una portata inferiore alla portata di picco oraria

$$Q_a < Q_i < Q_u \quad Q_a < Q_i < \alpha_h Q_a$$

Possiamo definire la portata in ingresso per tramite della portata media annua ed un coefficiente di ragguaglio

$$Q_i = \varphi Q_a \quad \text{con} \quad 1 < \varphi < \alpha_h$$

Se prendiamo  $\varphi=1$  avremo quindi  $Q_i = Q_a$ , in questo caso il serbatoio dovrà essere in grado di compensare le differenze mensili di richiesta di portata

Consideriamo ad esempio il volume di svuotamento, sarà definito dall'integrale nel tempo delle differenze di portata tra  $Q_m$  e  $Q_a$  per quei mesi in cui  $Q_m > Q_a$ , in termini discreti sarà

$$W = \sum_{i=mag}^{ott} (Q_{m,i} - Q_a) \Delta t = 30 * 86400 Q_a \sum_{i=mag}^{ott} (K_{m,i} - 1)$$

Avendo espresso il delta temporale per uno standard di 30 giorni a 86400 secondi al giorno, ed avendo espresso la portata mensile in funzione di quella media annua, per tramite dei coefficienti mensili  $K_m$ .

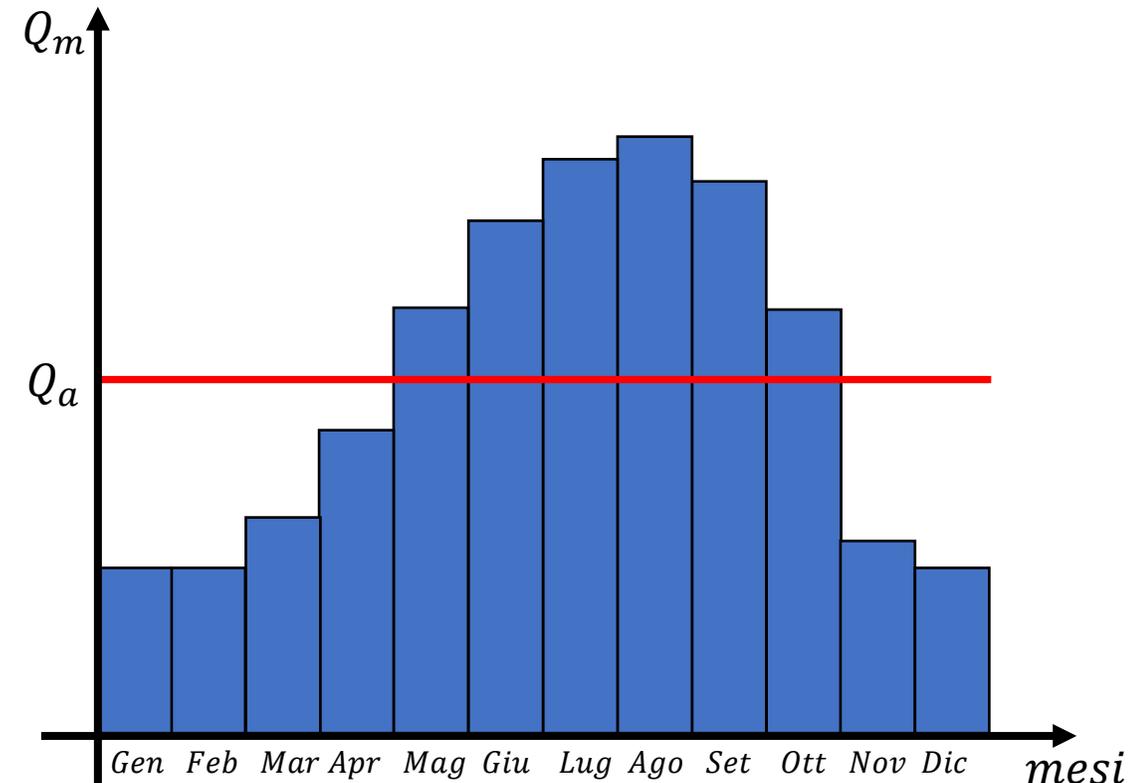
Per un abitato di classe A, si avrebbe

$$W = 16,2 * 86400 * Q_a$$

Dove manteniamo l'evidenza del tempo in giorni, 86400 secondi.

Se procediamo in modo analogo, ma fissando una portata di ingresso basata sul picco giornaliero

$$Q_{g,max} = \varphi Q_a \quad \text{con} \quad \varphi = K_{g,max} K_{m,max}$$



Da confrontare con le variazioni orarie per la determinazione del volume di compenso (solo le portate maggiori o quelle inferiori)

$$W = \sum (Q_{h_i} - Q_g) \Delta T = 3600 Q_g \sum (K_{h,i} - 1)$$

Considerando sempre un abitato di classe A, e ragguagliando le portate per tramite dei coefficienti orari, si otterrebbe

$$W = 3,29 * 3600 * Q_g = 3,29 * \frac{86400}{24} * 1,3 Q_a = 0,212 * 86400 Q_a$$

Avendo sostituito  $Q_g$  in termini di  $Q_a$  (il coefficiente 1,3) e portando l'espressione nella stessa forma calcolata precedente. Quindi:

$$\varphi = 1 \quad W = 16,2 * 86400 * Q_a$$

$$\varphi = K_{g,max} K_{m,max} \quad W = 0,212 * 86400 Q_a$$

All'aumentare del coefficiente phi, si riduce il volume di compenso richiesto al serbatoio, al limite, per una portata in ingresso pari a quella di picco oraria, il serbatoio risulterebbe inutile.

Il volume di compenso in generale può essere visto come funzione di phi per tramite di una funzione psi

$$W = \psi(\varphi) 86400 Q_a$$

Questo ci dice che, all'aumentare di phi, si riducono i costi del serbatoio in quanto di dimensioni minori. Allo stesso tempo, per phi che cresce, cresce la portata da trasportare. Volendo garantire un certo range di velocità nelle condotte, significa la richiesta di diametri maggiori, con maggiori costi della condotta.

Anche in questo caso si possono utilizzare principi di economia per determinare la configurazione più economica per il sistema condotta di adduzione – serbatoio, considerando la condizione di minimo del costo totale, in funzione di phi.

### **Capacità dei serbatoi.**

Nelle slide precedenti abbiamo definito il volume di compenso dei serbatoi, a questo va aggiunto il volume di riserva e antincendio. Il volume di riserva deve garantire il funzionamento della rete per il tempo di interruzione, legato in caso di guasto, al tempo di individuazione del guasto, più quello di intervento.

La probabilità di interruzione aumenta con la vetustà dell'impianto e con la lunghezza della rete.

I volumi di riserva si stimano in modo empirico in una percentuale variabile tra il 33% ed il 55% del volume di consumo massimo giornaliero.

Il volume di servizio anti incendio, per i grandi centri abitati si può considerare come già incluso nel volume di riserva, oppure con formulazioni empiriche può essere relazionata in funzione della popolazione da asservire. Per piccoli centri abitati deve invece essere garantito il funzionamento per 3-5 ore, di due idranti con portata di 5-8 l/s.

### **Caratteristiche dei serbatoi.**

E' richiesto che i serbatoi soddisfino le seguenti caratteristiche:

- Impermeabili e resistenti alle sollecitazioni esterne.
- Costruiti in materiali resistenti ad agenti esterni / interni.
- Evitare il ristagno dell'acqua, favorendo la circolazione tra la zona di arrivo e presa.
- Devono essere accessibili al personale tecnico per le operazioni di pulizia e manutenzione.
- Devono permettere l'alloggiamento di opere/strumenti di misura e controllo.

Come già visto per le opere di presa, i serbatoi devono essere recintati e protetti contro possibili intrusioni di persone e animali.

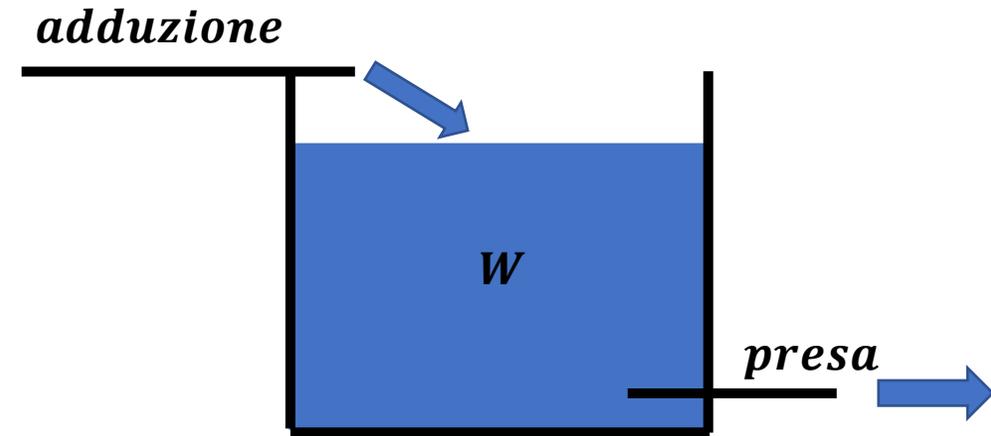
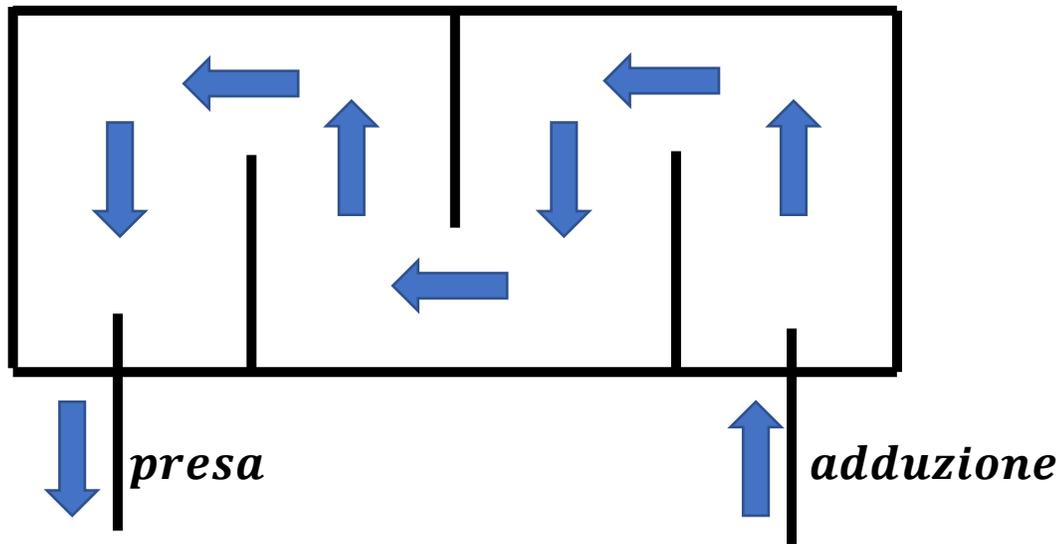
Tra i materiali più usati si annovera il cemento armato, il cemento armato precompresso, l'acciaio, quest'ultimo garantisce però una minore protezione termica e richiede costi più alti di manutenzione.

Se di dimensioni non troppo piccoli, vanno costruiti considerando la suddivisione in più vasche, in modo da facilitare la manutenzione senza interrompere il servizio.

I serbatoi semi interrati e interrati, possono essere costruiti per stadi intermedi, riducendo i costi iniziali. Al crescere della popolazione, si possono aggiungere ogni 10-15 anni, moduli aggiuntivi in modo da sopperire all'aumento dei volumi richiesti. Questo avanzamento modulare non è possibile ad esempio per i serbatoi pensili.

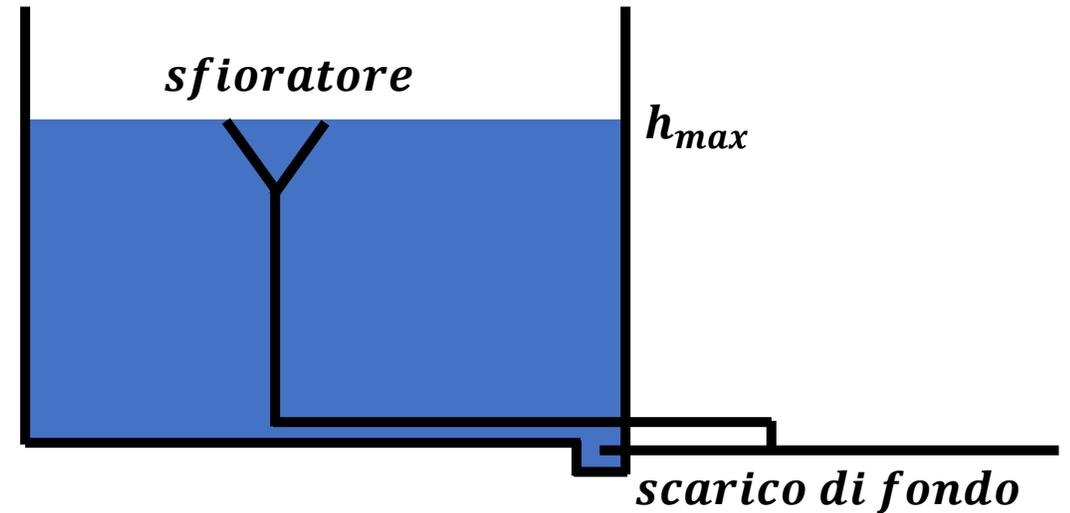
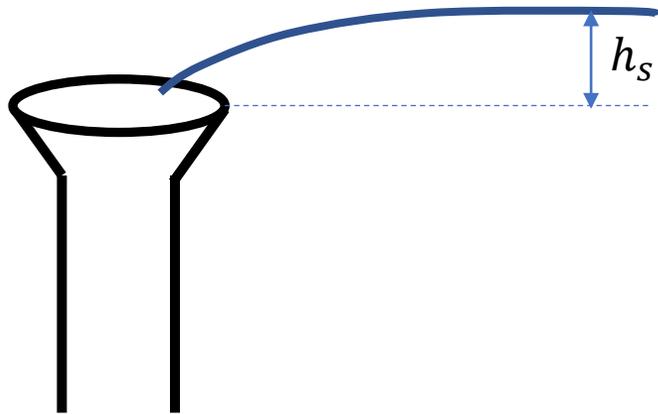
L'altezza del pelo libero massimo nel serbatoio rispetto al fondo, deve essere contenuto tra i 3 ed i 5 metri. In questo modo si evitano oscillazioni importanti della piezometrica nella rete di valle. Fissato il volume e l'altezza, si ricava di conseguenza la superficie del serbatoio.

Come già evidenziato in precedenza, lo sbocco dall'alto della portata in arrivo permette una disconnessione del serbatoio dalla rete. La presa invece viene collocata in prossimità del fondo, in modo che la presa risulti sempre coperta dal tirante (evito l'ingresso di aria), lasciando al contempo un margine rispetto al fondo per evitare il risucchio di materiale depositato.



Presa e adduzione sono collocate in zone distanti della vasca, per evitare circuitazioni brevi, ovvero che quanto immesso venga immediatamente preso, condizione che favorirebbe il ristagno delle acque. Al fine di facilitare una completa circolazione dell'acqua, senza zone morte, si inseriscono dei setti in modo da favorire un percorso tra adduzione e presa che interessi tutto il serbatoio. La distanza tra presa e adduzione favorisce inoltre il deposito del materiale sospeso.

Ogni vasca è dotata di scarico di fondo e sfioratore che insistono sulla stessa condotta di scarico verso l'esterno, valvole di non ritorno impediscono l'ingresso di animali dall'esterno. Lo scarico di fondo permette lo svuotamento della vasca per le opere di manutenzione, viene favorito dando una piccola pendenza al fondo del serbatoio. Lo sfioratore impedisce invece che venga superato il massimo livello prefissato dell'altezza del pelo libero nel serbatoio.



Per il dimensionamento dello sfioratore si considera il caso più critico, ovvero che non ci sia consumo d'acqua, e che in arrivo ci sia la portata massima. Dal flusso su battente:

$$Q_{max} = \mu L_s h_s \sqrt{2gh_s}$$

Dove  $\mu$  è un coefficiente di deflusso (circa 0,35), la portata massima è definita da progetto, fissato  $h_s$  a 0,3m (l'altezza di superamento di  $h_{max}$ , ovvero la differenza tra la quota dello sfioratore e l'altezza indisturbata del profilo) si ricava  $L_s$  l'estensione della lunghezza sfiorante, e quindi, per casi circolari il diametro.

Lo svuotamento della vasca per tramite dello scarico di fondo deve avvenire in un tempo tecnico di alcune ore. Dato  $y$  la variabile dell'altezza del livello del pelo libero nel serbatoio,  $L$  la lunghezza della condotta di scarico e  $\Delta h$  il dislivello tra il punto di scarico ed il fondo del serbatoio, per l'equazione del moto avremo che la perdita di carico totale dovuta alle perdite di carico continue e concentrate dovrà essere uguale a  $y + \Delta h$  :

$$y + \Delta h = \frac{\beta Q_u^2}{D^5} L + k \frac{Q_u^2}{0,5g\pi D^2}$$

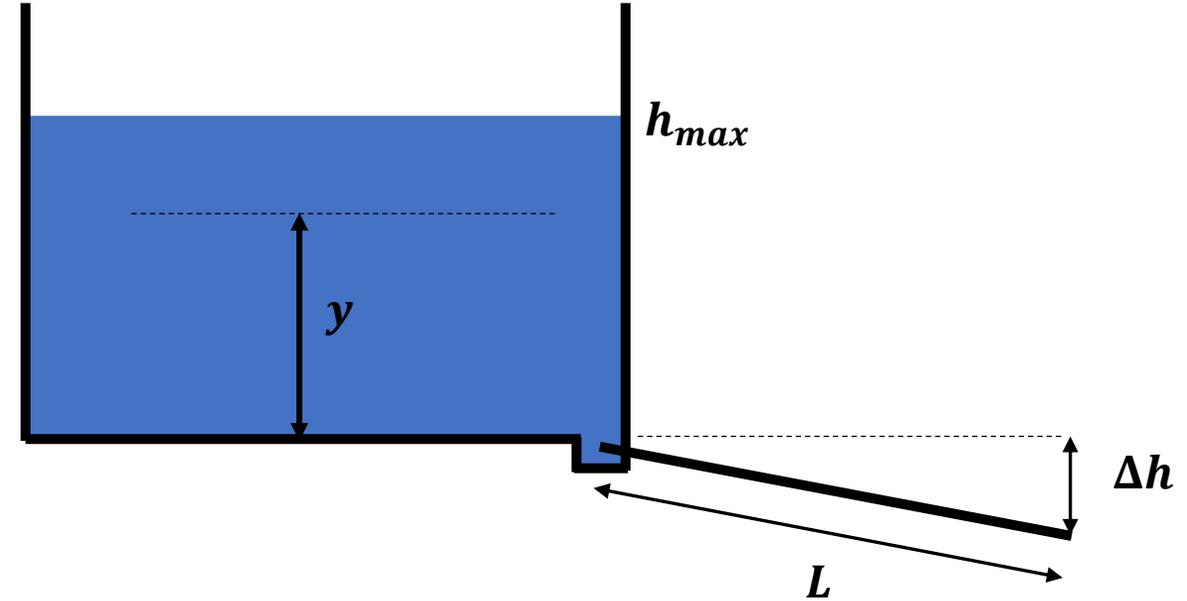
Esprimendo la portata in funzione di una perdita di carico complessiva:

$$Q_u = \frac{1}{K_{tot}} \sqrt{y + \Delta h}$$

L'equazione dei serbatoi ci dice poi che

$$Q_i - Q_u = \frac{dW}{dt} \quad -Q_u = \frac{dW}{dt} \quad -Q_u dt = S dy$$

Avendo considerato una portata di ingresso nulla, avendo considerato la variabilità del volume scorporata dalla superficie  $S$  del serbatoio (fissa) ed avendo separato le variabili.



Sostituendo la portata calcolata nell'equazione dei serbatoi ed integrando l'equazione tra il tempo  $t=0$  in cui sarà  $y=h_{max}$ , ed il tempo finale di svuotamento  $T$  in cui avremo  $y=0$  si ottiene:

$$T = 2K_{tot}S(\sqrt{h_{max} + \Delta h} - \sqrt{\Delta h})$$

Fissato  $D$  si determina  $K_{tot}$  quindi  $T$ .