

CUP: E91D22000260005 Piano degli investimenti  
di Acquedotto Pugliese S.p.A.  
2018-2024

**PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO  
ESTENSIONE DELLA RETE IDRICA E FOGNARIA A SERVIZIO  
DEL BORGO MONTALTINO NEL COMUNE DI BARLETTA (BT)**

Nota AIP prot.6510 del 21 dicembre 2021

Acquedotto Pugliese S.p.A.  
Direzione Ingegneria

Il Responsabile del Procedimento  
geom. Anastasio COTZIAS

Il Direttore  
ing. Gaetano BARBONE



Ing. Alberto DE PASCALIS  
Ing. Fabio DE PASCALIS



Ing. Gianluca PERRONE

**PROGETTAZIONE  
RTP**

Studio di Ingegneria  
DE VENUTO & Associati  
Ing. Giuseppe De Venuto



Ing. Raffaele Michele CAGNAZZI  
Ing. Salvatore CAPUTO  
Ing. Antonio RINALDI



Ing. Vito Leonardo V. Casulli



Ing. Simone VENTURINI

Elaborato

**RTI**

**RELAZIONE TECNICA IDRAULICA**

Codice Intervento P1779

Codice SAP: 470000002639

Prot. 8625/2023

Data: 03/02/2023

---

N. Rev.	Data	Descrizione	Disegnato	Controllato	Approvato
01	OTT.2023	Aggiornamento per VERIFICA	.....	.....	.....
00	FEB.2023	Emesso per PROGETTAZIONE DEFINITIVA-ESECUTIVA	.....	.....	.....

## INDICE

<b>INDICE .....</b>	<b>1</b>
<b>1   PREMESSA .....</b>	<b>2</b>
<b>2   DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI DI PROGETTO .....</b>	<b>3</b>
<b>3   STIMA DEI FABBISOGNI IDRICI.....</b>	<b>5</b>
<b>4   RETE IDRICA DI PROGETTO .....</b>	<b>6</b>
<b>5   STUDIO IDRAULICO DELLA RETE FOGNANTE .....</b>	<b>7</b>
5.1   IMPIANTO DI RILANCIO DEI REFLUI .....	10
<b>6   DIMENSIONAMENTO IDRAULICO DELL'IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO.....</b>	<b>12</b>
6.1   IMPIANTO COMPATTO.....	14
6.2   IMPIANTO DI EMERGENZA .....	15

## **1 PREMESSA**

La presente Relazione Idraulica riguarda gli interventi di "Estendimento della rete idrica e fognaria alla zona Borgo Montaltino nel Comune di Barletta (BAT)".

Gli elaborati, che prevedono la progettazione di quanto riportato nel Documento di fattibilità tecnico economica, sono stati redatti nel rispetto dei seguenti documenti:

- Piano d'Ambito (Piano<sub>2002</sub>) dell'ATO Puglia, approvato con decreto commissariale n. 294 del 30 settembre 2002;
- Documento di rimodulazione del Piano d'Ambito (Piano<sub>2009</sub>), approvato dall'assemblea dell'ATO Puglia (ora AIP) in data 27 ottobre 2009;
- Piano di Tutela delle Acque delle Regione Puglia.

## 2 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI DI PROGETTO

Gli interventi di progetto derivano dalla necessità di fornire il servizio fognario alle utenze già servite dal servizio idrico presenti nel Borgo Montaltino. A tal fine è prevista la realizzazione di condotte interrate per circa 10 km e di due impianti di sollevamento a servizio della rete fognaria.

Gli interventi possono essere sinteticamente descritti in:

- 3.300 m di rete idrica con tubazione in ghisa del DN100
- 5.512 m di condotte di fognatura con tubazioni in gres del DN200
- 2 impianti di Sollevamento
- 1.015 m di condotte prementi in ghisa DN100

e in dettaglio:

<b>Rete Idrica</b>	<b>intervento</b>	<b>tipo</b>	<b>quantità</b>
Tratto RI.1	condotta	GHISA - DN 100	1.232 m
Tratto RI.2	condotta	GHISA - DN 100	115 m
Tratto RI.3	condotta	GHISA - DN 100	794 m
Tratto RI.4	condotta	GHISA - DN 100	76 m
Tratto RI.5	condotta	GHISA - DN 100	146 m
Tratto RI.6	condotta	GHISA - DN 100	937 m
TOTALE Rete Idrica			3.300 m

<b>Fognatura</b>	<b>intervento</b>	<b>tipo</b>	<b>quantità</b>
Tr.01	condotta	GRES - DN 200	2.260 m
Tr.02	condotta	GRES - DN 200	146 m
Tr.03	condotta	GRES - DN 200	61 m
Tr.04	condotta	GRES - DN 200	640 m
Tr.06	condotta	GRES - DN 200	585 m
Tr.07	condotta	GRES - DN 200	515 m
Tr.09	condotta	GRES - DN 200	766 m
Tr.10	condotta	GRES - DN 200	539 m

TOTALE Fognatura			5.512 m
Pr.05 - da I.S.1	condotta	GHISA - DN 100	464 m
Pr.08 - da I.S.2	condotta	GHISA - DN 100	551 m
TOTALE Prementi			1.015 m
I.S.1	impianto sollevamento	COMPATTO	1
I.S.2	impianto sollevamento	COMPATTO	1
TOTALE Impianti			2

Le condotte previste sono tutte interrate in sede stradale con tubazioni in gres e in ghisa.

La rete idrica sarà interamente realizzata mediante posa in opera di tubazioni in ghisa sferoidale conformi alla norma UNI EN 545/07 e s.m.i. A servizio della rete idrica è prevista l'installazione di saracinesche interrate di sezionamento e la realizzazione di punti di scarico in pozzetti prefabbricati in c.a..

I nuovi tronchi di completamento della rete fognaria, caratterizzati da funzionamento a gravità, saranno realizzati con tubazioni in gres ceramico conformi alle norme UNI EN 295. Lungo il tracciato delle condotte di fognatura sono previsti pozzetti di ispezione in c.a. prefabbricati, monolitici, circolari del diametro interno di 1200 mm.

Gli impianti di sollevamento previsti sono del tipo chiuso e compatto, interrati in lotto proprio a margine dalla sede stradale e saranno costituiti da un pozzetto di by-pass, un comparto per l'impianto di sollevamento compatto e uno per il sollevamento di emergenza.

In dettaglio, ciascun impianto di sollevamento sarà realizzato con pozzetti prefabbricati in c.a.v. di diverse dimensione, interrati in sede propria, con diversa destinazione:

- un pozzetto di by-pass a pianta quadrata delle dimensioni interne di 1.50 x 1.50 m con profondità variabile per ciascun impianto, di -2,60 m dal p.c.;
- un pozzetto per alloggiamento gruppo di pompaggio chiuso e compatto, a pianta quadrata delle dimensioni interne di 2.50 x 2.50 m con profondità variabile per ciascun impianto, di -4,30 m dal p.c.;
- un pozzetto per accumulo e impianto di sollevamento di emergenza, a pianta quadrata delle dimensioni interne di 1.50 x 1.50 m con profondità variabile per ciascun impianto, di -4,30 m dal p.c.;
- pozzetto di collegamento delle mandate alla condotta premente, monolitico a sezione circolare del diametro interno di 1.20 m con profondità utile di -1.80 m dal p.c..

### 3 STIMA DEI FABBISOGNI IDRICI

La stima del fabbisogno idropotabile medio annuo di un generico centro urbano, può conseguirsi sulla base di due parametri fondamentali:

- dotazione idrica media annua pro-capite;
- popolazione da servire.

Gli input idraulici riferiti sono stati desunti dalle previsioni del Piano<sub>2009</sub> in termini di dotazione idrica; per quanto riguarda la stima degli abitanti equivalenti sono stati censiti i contatori idrici esistenti nel database AQP attribuendo, successivamente un numero di abitanti equivalenti per la tipologia di utenza. Dovendo implementare il servizio, la stima ha tenuto conto anche del rilievo delle altre potenziali utenze effettivamente presenti. In particolare, per ogni abitazione è stato assegnato un numero di 4 abitanti equivalenti. Per ulteriori attività (ristorazione, b&b, centro sportivo) si è assegnato un numero ritenuto congruo di abitanti equivalenti, variabile tra 10 e 50.

A servizio della zona di Montaltino si è stimato un numero di A.E. pari a 656.



*Figura 1 – Censimento utenze*

Per i valori di dotazione idrica, come proposto dal Piano<sub>2009</sub>, si può far riferimento a dotazioni fissate in base alle classi di ampiezza demografica degli abitati da servire.

Qui di seguito sono riportate le dotazioni idriche proposte dal Piano<sub>2009</sub> al netto delle perdite.

CLASSE DEMOGRAFICA (abitanti residenti)	N Classe	Dotazioni idriche (l/ab*giorno)
$P \leq 2.000$	1	145
$2.000 < P \leq 20.000$	2	150
$20.000 < P \leq 50.000$	3	160
$50.000 < P \leq 100.000$	4	190
$100.000 < P \leq 250.000$	5	200
$P > 250.000$	6	220

Per il comune di Barletta, caratterizzato da una popolazione di circa 90.000 abitanti si è assunto un valore di dotazione pari a 190 l/ab\*g.

Per il calcolo delle portata di punta di progetto, sono stati determinati i coefficienti di punta giornaliera ( $C_g$ ) ed oraria ( $C_o$ ) al fine di tener conto del picco orario di domanda che si instaura durante la giornata di massimo consumo e del normale aumento dei consumi idrici che si ha durante il periodo estivo.

Il coefficiente di punta giornaliero si sceglie di utilizzare un coefficiente di 1,1.

Per il coefficiente di punta orario è stato assunto un valore pari a 1,3 e per la rete in espansione si ottiene una portata idrica di

$$Q_{p;Montaltino} = \frac{d_n * P * C_g * C_o * C_r}{86400} = \frac{190 * 656 * 1,3 * 1,1}{86400} = 2,07 \frac{l}{s}$$

Applicando i valori così definiti, relativi ai coefficienti di punta giornaliera ed oraria, per il caso in esame sono state ottenute le seguenti portate di picco. Ad esse è stato applicato un coefficiente di restituzione in fogna pari a 0,9, come da RR 13/2017.

Per la rete fognaria in espansione si ottiene una portata massima di

$$Q_{p;Montaltino} = \frac{d_n * P * C_g * C_o * C_r}{86400} = \frac{190 * 656 * 1,3 * 1,1 * 0,9}{86400} = 1,86 \frac{l}{s}$$

#### 4 RETE IDRICA DI PROGETTO

I rilevati effettuati e le misure raccolte presso il Borgo Montaltino hanno evidenziato che per estendere a tale zona il servizio idrico occorrerà realizzare una condotta unica come prolungamento della condotta esistente. La condotta prevista idealmente e funzionalmente è stata suddivisa nei



tratti lungo la Via Canosa (SP93), deviazione verso la Via Vecchia Canosa, lungo la Via Vecchia Canosa, deviazione lungo la Vicinale tratturo Regio, deviazione Via Barletta (complanare SP93) e lungo la Via Barletta.



Figura 2 - Interventi di progetto

Rientrano in questa categoria tipologica gli interventi di cui al Criterio 3.A) che sono stati previsti con la finalità di estensione rete.

Per la verifica idraulica della rete è stato implementato un nuovo modello del sistema acquedottistico in esame, in modo da tener conto degli interventi in progetto; i risultati ottenuti dall'analisi effettuata possono considerarsi ovunque soddisfacenti.

## 5 STUDIO IDRAULICO DELLA RETE FOGNANTE

Definite le portate, è possibile procedere con la verifica idraulica dei collettori. Attraverso la verifica occorre appurare che nelle condotte siano assicurate condizioni di autolavaggio, ovvero che con le portate di progetto ci siano valori di velocità (o ancor meglio di sforzo tangenziale al fondo) sufficienti alla rimozione e al trasporto del materiale che sedimenta quando le portate assumono valori inferiori. Secondo le *“Prescrizioni progettuali generali per opere fognarie”* redatte da A.Q.P. nel marzo 2014, nella progettazione e verifica di opere fognanti a rete, le pendenze dei tronchi non devono essere inferiori allo 0,5 % e, comunque, deve essere assicurata una velocità



minima di scorrimento di 0,5 m/s; in caso di dimostrata impossibilità a garantire tali condizioni, vanno previste apposite opere per assicurare la periodica pulizia del tronco. Inoltre, le pendenze massime ammissibili devono essere tali che il valore di velocità dei reflui sia inferiore al limite di 6 m/s, al fine di contenere i fenomeni di abrasione delle tubazioni.

Un'ulteriore verifica consta nell'accertare che la portata nera affluente al tronco sia inferiore a quella massima ammissibile per il tronco stesso considerando un riempimento massimo  $h/D$ , e precisamente un grado di riempimento massimo dell'ordine di 0,5 per collettori aventi diametro nominale  $DN \leq 250\text{mm}$  e di 0,7 per collettori aventi diametro nominale  $DN \geq 300\text{mm}$ , nel caso di condotta circolare.

In definitiva, la verifica avviene tramite la formula di Gauckler-Stricler, adottando un coefficiente di scabrezza  $K_s$  pari a  $60\text{m}^{1/3}/\text{s}$  (tubazioni in grès in servizio corrente con incrostazioni e depositi) per tutti i collettori e dimensioni e pendenze diverse per ogni singolo caso, come riportato nella successiva tabella di verifica.

Si specifica che, a vantaggio di sicurezza, i collettori sono stati verificati con la portata massima calcolata.



Figura 3 - Interventi di progetto

**VERIFICA A TUBI NUOVI  $K_s = 90 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$**

TRONCO	i	Di	Q	h	A	v	h/D
[-]	[-]	[m]	[l/s]	[m]	[mq]	[m/s]	[%]
TR 1	0,003	0,200	1,03	0,0302	0,0030	0,35	15,1
TR 2	0,005	0,200	0,32	0,0302	0,0030	0,11	15,1
TR 3	0,005	0,200	0,32	0,0267	0,0025	0,13	13,35
TR 4	0,005	0,200	0,01	0,0267	0,0025	0,002	13,35
TR 6	0,003	0,200	1,57	0,0202	0,0017	0,95	10,1
TR 7	0,003	0,200	0,28	0,0228	0,0020	0,14	11,4
TR 9	0,003	0,200	0,10	0,0302	0,0030	0,03	15,1
TR 10	0,003	0,200	1,42	0,0302	0,0030	0,48	15,1

**VERIFICA A TUBI USATI  $K_s = 60 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$**

TRONCO	i	Di	Q	h	A	v	h/D
[-]	[-]	[m]	[l/s]	[m]	[mq]	[m/s]	[%]
TR 1.	0,003	0,200	1,03	0,0368	0,0040	0,2596	18,4
TR 2	0,005	0,200	0,32	0,0368	0,0040	0,0799	18,4
TR 3	0,005	0,200	0,32	0,0325	0,0033	0,0955	16,25
TR 4	0,005	0,200	0,01	0,0325	0,0033	0,0034	16,25
TR 6	0,003	0,200	1,57	0,0245	0,0022	0,7150	12,25
TR 7	0,003	0,200	0,28	0,0277	0,0026	0,1075	13,85
TR 9	0,003	0,200	0,10	0,0368	0,0040	0,0257	18,4
TR 10	0,003	0,200	1,42	0,0368	0,0040	0,3580	18,4

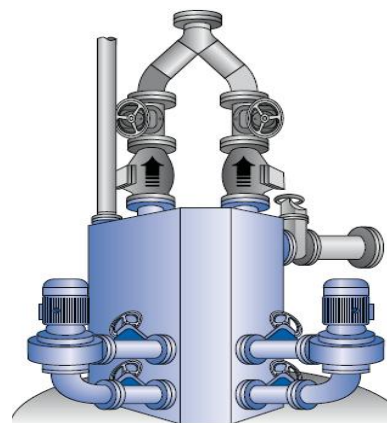
Dai risultati si evince che gli interventi in progetto non comportano delle criticità ai collettori esistenti, infatti, il grado di riempimento ottenuto dalla verifica risulta soddisfare i limiti previsti. In merito alle velocità di scorrimento, si evidenziano valori al di sotto della soglia minima. Pertanto, è conveniente prevedere interventi periodici di pulizia.

## 5.1 Impianto di rilancio dei reflui

Considerata la morfologia della zona, è necessario prevedere n.2 impianti di rilancio.

L'impianto di rilancio previsto è di tipo "compatto", in modo tale da avere un minore impatto gestionale.

L'impianto di sollevamento tipo "compatto" fa parte di una nuova generazione di sistemi che da anni permettono il pompaggio di acque di scarico tramite un'apparecchiatura ermeticamente chiusa ed installata a secco. Ciò elimina la necessità di una griglia a monte, quindi riduce gli ingombri ed i problemi di accesso legati alla movimentazione del grigliato. Questa tecnologia comporta una mitigazione degli impatti ambientali diretti in termini di contenimento degli odori e di risparmio energetico, ma anche indiretti poiché evita gli accessi per manutenzione ordinaria (rimozione del grigliato, lavaggi vasca accumulo, ecc) riducendo così le emissioni di CO<sub>2</sub> e le emissioni di odori molesti legati a tali attività. Il grigliato rilanciato da tali impianti sarà, così come avviene per tutte le condotte fognarie a pelo libero, gestito dalle griglie del sollevamento al depuratore urbano e dalla stazione di grigliatura fine dello stesso depuratore. L'eliminazione della stazione di grigliatura tradizionale evita il proliferare di insetti, topi, ratti, nonché scoli maleodoranti ad ovvio vantaggio per gli operatori e per gli abitanti delle aree interessate. L'assenza di "volumi morti" determina una produzione di odori nettamente inferiori a quelli che si producono in una vasca di accumulo tradizionale nelle quali si forma una fanghiglia sul fondo; tale fanghiglia subisce diversi processi di degradazione biologica, causando la produzione di cattivi odori.



Il sistema proposto è costituito da un serbatoio chiuso e da n. 2 elettropompe a secco. Tale

installazione delle pompe a secco ed esterna al serbatoio di accumulo consente di effettuare le ispezioni in condizioni di salubrità e agevolezza.

Ogni singolo componente dell'impianto è dotato di opportuna valvola di regolazione / sezionamento, affinché sia sempre possibile effettuare gli interventi di manutenzione senza interruzione del funzionamento della stazione, garantendo una maggiore flessibilità al sistema e alle prestazioni dell'intera opera.

L'elettropompe è dimensionata per funzionare in maniera singola ed alternata, in modo da vuotare il serbatoio di pesca in pochi minuti, con la garanzia di un elemento di riserva. L'assenza di contatto tra materiale solido e giranti garantisce una maggiore durabilità delle pompe per l'assenza di effetto abrasivo sulle parti meccaniche e ostativo alla normale rotazione del rotore.

Per quanto attiene i materiali il serbatoio è realizzato in acciaio vetrificato con trattamenti speciali di finitura che rendono il sistema passivato a macchina assemblata – sistema utilizzato per la costruzione di silos, digestori anaerobici, gasometri per l'alta resistenza alla corrosione ed abrasione.

Uno degli aspetti fondamentali in termini di funzionamento ottimale della rete fognaria è la garanzia di continuità di funzionamento della rete, attraverso l'eliminazione di tutti gli eventuali elementi che possano generare interruzione di flusso con conseguenti accumuli e ristagni di refluo.

Nel rispetto della DISCIPLINA TECNICA PER LA PROGETTAZIONE E LA MANUTENZIONE DI IMPIANTI DI SOLLEVAMENTO FOGNARIO COMPATTI E DOTATI DI SISTEMA DI SEPARAZIONE E RILANCIO DEI SOLIDI redatta dalla Stazione Appaltante, che prescrive, nel caso di portate in ingresso inferiori a 5 l/s, un sistema di by-pass premente senza accumulo.

Il sistema implementato prevede un pozzetto partitore posto a monte, il quale è messo in comunicazione diretta con l'impianto compatto. In caso di disservizio dell'impianto, i reflui si accumulano nel pozzetto partitore fino a raggiungere la quota di imbocco della tubazione di by-pass, che costituisce, in realtà solo l'imbocco in un secondo pozzetto. Qui è alloggiata idonea elettropompa sommergibile con girante anti-intasamento, alla quale verrà connessa la condotta di by-pass, oltre che di una griglia statica a cestello.

Secondo quanto richiesto dal disciplinare, è previsto inoltre, un pozzetto di valle, posizionato sulla condotta premente, immediatamente a valle dell'impianto compatto, mediante il quale sarà possibile ispezionare il pezzo "ad Y" utilizzato per la confluenza del by-pass nella condotta premente principale.

Dalla elettropompa si dirama la condotta di mandata che si congiunge alla premente del compatto in apposito pozzetto. In corrispondenza dell'incrocio idraulico delle due mandate è prevista l'installazione delle opere di sezionamento e delle valvole di ritegno a clapet.

L'impianto sarà alimentato da un quadro stradale contenente il gruppo di misura del fornitore dell'Energia Elettrica e il dispositivo generale per la protezione delle linee elettriche a partire dal punto di consegna dell'energia elettrica. Con i tecnici ENEL si valuterà l'opportunità di dotare l'impianto di un allaccio esclusivo, in maniera tale da ridurre quasi a zero le probabilità di disservizio, dovuto a mancanza di energia elettrica per problemi sulla rete.

Le disfunzioni dell'impianto dovute a disservizio delle stesse apparecchiature, saranno molto ridotte, in quanto sono presenti due pompe, funzionanti in alternanza, ognuna delle quali in grado di sollevare l'intera portata. Pertanto, qualora si dovesse verificare l'avaria di una pompa, l'altra è in grado di continuare a svolgere il proprio compito.

Come già descritto, è verificata la possibilità di far fronte ad un disservizio mediante la possibilità di accumulare dapprima le portate di picco in ingresso all'interno dei volumi disponibili in by-pass, senza che vi sia sversamento di liquami sulla superficie stradale.

Per tempi di disservizio più lunghi, o per interruzione per manutenzione, si potrà far fronte con l'entrata in funzione del sollevamento di emergenza.

## **6 Dimensionamento idraulico dell'impianto di sollevamento**

Il dimensionamento degli impianti di sollevamento compatti, della vasca di accumulo e del sollevamento di emergenza è stato condotto con riferimento alla la portata di punta nel giorno di massimo consumo.

Considerato che le condotte in oggetto interessano una zone periferiche, la stima della portata in ingresso all'impianto di sollevamento è stata determinata sulla base della valutazione sul numero di abitazioni ed attività ubicate in adiacenza alla viabilità, per le quali si è stimato il numero di abitanti equivalenti afferente ciascun impianto.

Attribuita l'opportuna dotazione idrica di  $190 \text{ l/g*ab.eq}$ , secondo quanto prescritto dal Piano d'Ambito, si è stimata una portata fecale per ciascun impianto.

La portata così calcolata è alla base del dimensionamento del volume di accumulo e del funzionamento degli impianti.

Altro parametro importante per il dimensionamento dell'impianto è costituito dalla prevalenza, data dalla somma del dislivello geodetico  $H_g$  e dalle perdite di carico della tubazione di raccordo  $H_w$ , sia di tipo continuo che concentrate:

$$H_{\text{tot}} = H_g + H_{w\_continue} + H_{w\_concentrate}$$

Ovviamente le perdite continue  $H_{w\_continue}$  sono funzione dello sviluppo totale della lunghezza  $L$  della tubazione, ovvero pari a

$$H_{w\_continue} = J \cdot L$$

dove  $J$  rappresenta la cadente della tubazione funzione della portata erogata e del tipo di materiale utilizzato per la tubazione.

L'espressione più generale che esprime la perdita di carico  $J$  per unità di lunghezza  $L$  della condotta di un fluido incomprimibile in moto permanente è quella di Darcy-Weisbach:

$$J = \frac{\lambda v^2}{2gD}$$

Avendo indicato con  $D$  diametro della condotta,  $v$  la velocità media della corrente ovvero pari a

$$v = \frac{4Q}{\pi D^2}$$

dove:

- $g$  l'accelerazione di gravità;
- $\lambda$  un coefficiente adimensionale di resistenza funzione, in generale, della scabrezza relativa del tubo e del numero di Reynolds:
- $Re = \rho v D / \mu$

dove:

- $\rho$  = densità
- $\mu$  = viscosità dinamica del fluido.

Per il calcolo di  $\lambda$  si può utilizzare la formula di Colebrook-White:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \cdot \log \left( \frac{2.51}{Re \sqrt{\lambda}} + \frac{\varepsilon/D}{3.71} \right)$$

o la sua formulazione semplificata:

$$\lambda = \frac{1}{4} \left( \log 3.71 \frac{D}{\varepsilon} \right)^{-2} \left( 1 + \frac{8}{Re \varepsilon/D} \right)$$



Le scabrezze utilizzate per la modellazione idraulica sono state desunte da letteratura, definendo, per la ghisa sferoidale, un valore di scabrezza  $\epsilon=1$  mm.

Le perdite di carico localizzate saranno calcolate mediante la relazione:

$$\Delta H = \alpha \frac{v^2}{2g}$$

dove il coefficiente  $\alpha$  è il coefficiente dipendente dalla tipologia della singolarità (imbocco, sbocco ecc..).

Solitamente le perdite di carico localizzate sono caratteristiche intrinseche dell'impianto, fornite dal produttore che per pompa sommersa tradizionale sono attribuibili al Piede di accoppiamento, Curve, Saracinesche, Valvole di ritegno, Raccordi, Innesto e Sbocco.

Sulla base di tali considerazioni si stimano i seguenti valori di prevalenza totale  $H_{tot}$ .

Impianto di sollevamento	Q_p	$\Delta H_{geod}$	$\Delta H_{con}$	$\Delta H_{loc}$	$\Delta H_{tot}$
[-]	[l/s]	[m]	[m]	[m]	[-]
<b>ISF1</b>	1.03	6.41	0.15	0.0023	6.56
<b>ISF2</b>	1.57	3.09	0.44	0.0055	3.53

## 6.1 Impianto Compatto

Il funzionamento dell'impianto è condizionato dalla capacità di accumulo del serbatoio interno che da cui dipende la frequenza di azionamento delle pompe.

La portata minima di impianti di sollevamento di questo tipo idonei al funzionamento in un sistema fognario urbano è di circa 3 l/sec.

La macchina funziona ad intermittenza grazie all'accumulo in un serbatoio interno e il rilancio della portata a serbatoio pieno.

Per un macchina di piccolissimo taglio come quella da impiegare nella presente applicazione si ipotizza un serbatoio interno di circa 205 litri.

Considerata la portata fecale calcolata in condizioni di portata media e di punta una portata si ottengono i seguenti valori di funzionamento:

### IS1

Q<sub>m</sub>=0.80 l/s      tempo di riempimento di 4,27 minuti

Q<sub>p</sub>=1,03 l/s      tempo di riempimento di 3,31 minuti

## IS2

$Q_m=1,22$  l/s          tempo di riempimento di 2,80 minuti

$Q_p=1,57$  l/s          tempo di riempimento di 2,17 minuti

Considerata la presenza di doppia pompa di mandata con funzionamento alternato, si prevede nel caso peggiorativo pertanto un numero di accensioni/ora rispettivamente pari a 7+7 e 9+9 per IS1 e 11+11 e 14+14 per IS2, che costituisce un range di funzionamento ordinario per una pompa di sollevamento, e per un tempo di funzionamento di circa 20 secondi.

## **6.2 Impianto di Emergenza**

Il volume di accumulo per il sollevamento di emergenza (dimensione interne del pozzetto di alloggiamento della pompa di sollevamento, 1.50 x 1.50 m, Hutile 3 m circa) è sufficiente a garantire l'accumulo in condizioni di emergenza con estrema ridondanza rispetto alle portate di progetto, come innanzi indicate.

La portata minima di impianti di sollevamento tradizionali idonei al funzionamento in un sistema fognario urbano è difficilmente inferiore a 3.5-4 l/sec.

Installata in una camera di accumulo sollevamento come quella di progetto la pompa potrebbe avere intervalli di funzionamento di oltre 2-3 ore, tuttavia si prevedono 3 avvii per ora con funzionamento di circa 1 minuto.