



**CICLI INTEGRATI IMPIANTI PRIMARI**

Via della Repubblica n. 24 - 63100 Ascoli Piceno

Servizio Idrico Integrato

# COMUNE DI FERMO

REALIZZAZIONE CONDOTTA PREMENTE DALL'IMPIANTO DI DEPURAZIONE LIDO DI FERMO ALL'IMPIANTO DI DEPURAZIONE BASSO TENNA, RELATIVI IMPIANTI DI SOLLEVAMENTO E DISMISSIONE DEL DEPURATORE LIDO.

## PROGETTO DEFINITIVO

elaborato:

**ALL.1.03**

titolo:

**RELAZIONE IDRAULICA E  
RELATIVI CALCOLI**

data:

Marzo 2016

I PROGETTISTI:

Dott. Ing. Amedeo Grilli

Via Perpentì, 16 - 63900 Fermo (FM)  
telefax 0734-225650  
e-mail: ingegneriagrilli@virgilio.it

VISTO:  
IL RESPONSABILE  
DEL PROCEDIMENTO TECNICO

Dott. Ing. Alessandro Tesei



Dott. Ing. Enrico Maria Battistoni

INGEGNERIA AMBIENTE S.r.l.  
Via del Consorzio, 39 - 60015 Falconara Marittima (AN)  
tel. 071-9162094 - fax 071-9189580  
e-mail: info@ingegneriaambiente.it

COLLABORAZIONE ALLA PROGETTAZIONE

ING. LORENZO BURZACCA

ING. PIETRO GRILLI

ING. GIORGIA BARIANI

ING. MARTINA SANTINELLI

N. REV.	DATA	DESCRIZIONE AGGIORNAMENTO
---------	------	---------------------------

AGGIORNAMENTI

CODICE  
PROGETTO: **FODD**

CODICE  
COMMESSA: **FXDD**

IDENTIFICATIVO AATO:  
192051

1.	Premessa .....	2
2.	Calcolo AE per il dimensionamento delle condotte .....	3
2.1.	AE attuali depuratore Lido di Fermo.....	3
2.2.	AE attuali depuratore Basso Tenna .....	3
2.3.	Scelta progettuale primo stralcio .....	3
2.4.	AE serviti nella configurazione futura al Basso Tenna.....	3
3.	Stima Delle Portate E Dati Di Progetto.....	4
3.1.	Stima Delle Portate E Dati Di Progetto - 1°STRALCIO.....	5
3.2.	Stima Delle Portate E Dati Di Progetto - configurazione finale .....	6
4.	Criteri di verifica stazioni di sollevamento .....	7
4.1.	Verifica del tempo di detenzione in vasca .....	7
5.	Criteri di verifica COndotte prementi .....	7
5.1.	Velocità ammesse in condotta .....	7
5.2.	Modalità di calcolo delle perdite di carico .....	7
5.2.1.	Prevalenza Geodetica.....	7
5.2.2.	Perdite Di Carico Distribuite .....	7
5.2.3.	Perdite Di Carico Concentrate.....	8
6.	Criteri Di Verifica Condotte a Gravità .....	9
7.	Verifica Condotte Prementi E Sollevamenti .....	10
7.1.	Stazione di sollevamento IS1 .....	11
7.2.	Stazione di sollevamento IS2.....	12
8.	Verifica Condotte a Gravità.....	17
8.1.	Spina A 1° tratto PVC DN500 SN8.....	17
8.2.	Spina A 2° e 3° tratto GS DN600 .....	18
8.3.	Spina B PVC DN315 SN8 .....	19
8.4.	Spina C PVC DN630 SN8.....	20

## 1. PREMESSA

In sede di esame del progetto preliminare del *“Potenziamento fino alla potenzialità di 70.000 AE del depuratore Basso Tenna nel Comune di Fermo I° e II° Stralcio (ID\_ATO 192049 e ID\_ATO 192050)* e del progetto preliminare *“Realizzazione condotta premente dall'impianto di depurazione Lido di Fermo all'impianto di depurazione Basso Tenna e relativo Impianto di sollevamento CP. FODD – CC. FXDD”*, l' ATO n°5 ha richiesto di effettuare uno studio approfondito sulle potenzialità degli agglomerati di Fermo (comprensivo anche di Porto San Giorgio) e Campiglione con le attuali capacità di depurazione delle infrastrutture depurative esistenti e delle prospettive future.

Lo studio è stato concluso nel febbraio 2015 sulla base dei dati forniti dal CIIP a tutto il 31/10/2014. E' stata analizzata la capacità di depurazione delle acque nei depuratori esistenti partendo dall'esame e successiva elaborazione dei dati raccolti, così come forniti dalla CIIP S.p.A nella gestione dei depuratori, Lido di Fermo, Salvano e Basso Tenna.

Lo studio ha verificato la potenzialità degli agglomerati di Fermo e Porto San Giorgio, estendendo l'analisi ai contributi che potranno essere trattati nei depuratori di Fermo e provenienti dai comuni di Ponzano, Grottazzolina ed in piccolissima parte da Monte Giberto.

E' stato effettuata una proiezione futura del peso insediativo dei vari agglomerati e dei relativi consumi idrici, da cui sono scaturite le capacità depurative attribuibili alle singole infrastrutture.

Partendo dalla situazione iniziale di consistenza delle strutture, degli impianti e degli interventi in programma, al fine di ovviare alle criticità ambientali e dare un più razionale assetto al sistema depurativo, si è valutato il sistema di collettamento e raccolta dei liquami e le potenzialità depurative per rendere conformi gli agglomerati interessati, al fine di tutelare la fascia di mare dedicata alla balneazione, aumentando l'affidabilità del sistema depurativo e cercando di concentrare il servizio in due impianti, a Nord ed a Sud del territorio comunale di Fermo.

Si allontana dalla costa l'impianto attualmente più grande e di più remota data di costruzione che, in località Lido di Fermo, svolge la sua funzione a ridosso della spiaggia e nel mezzo dell'area a maggiore vocazione turistica.

Lo scenario finale, prospettato dallo studio integrativo, nell'area urbana di Fermo-Porto San Giorgio prevede due macrobacini afferenti a due infrastrutture depurative, una a Nord, denominata *“Depuratore Basso Tenna”* ed una a Sud denominata *“Depuratore Salvano”*, prevedendo la dismissione dell'attuale Depuratore Lido di Fermo.

## **2. Calcolo AE per il dimensionamento delle condotte**

Alla data del 31/10/2014, la potenzialità trattata dall'impianto del Basso Tenna riferita ai residenti è pari a circa 2.800 AE ma da inizio anno 2015 si registra un incremento di circa 3000 AE per un totale di 5800/6000AE su base Ntot ( 8700 AE su base idraulica).

### **2.1. AE attuali depuratore Lido di Fermo**

Il dimensionamento delle condotte e delle portate da collettare per dismettere il depuratore Lido è stato effettuato sulla base delle risultanze dello studio integrativo, da cui risulta che su base idraulica e su base azoto la potenzialità attuale media riferita ai residenti è quantificabile in 30.000 AE.

In punta estiva, la potenzialità raggiunge valori prossimi a 45.000 AE.

### **2.2. AE attuali depuratore Basso Tenna**

Alla data del 31/10/2014, la potenzialità trattata dall'impianto del Basso Tenna riferita ai residenti è pari a circa 2.800 AE ma da inizio anno 2015 si registra un incremento di circa 3000 AE per un totale di 5800/6000AE su base Ntot ( 8700 AE su base idraulica).

Resta pertanto una capacità residua per l'impianto Basso Tenna pari a circa 10.000 AE, considerando i nuovi allacci che sono stati effettuati nell'ultimo periodo.

### **2.3. Scelta progettuale primo stralcio**

Tale capacità residua del Basso Tenna viene colmata, già con il primo stralcio del presente progetto, convogliando tutti i reflui del litorale Fermo Nord (provenienti da san tommaso, lido tre archi, lido e casabianca), che attualmente affluiscono al sollevamento S18 ubicato davanti al camping 4 Cerchi, attraverso una nuova stazione di sollevamento IS1 da realizzare in adiacenza a questa esistente. La capacità di questi afflussi è stata stimata pari a circa 10.000 AE di punta estiva.

### **2.4. AE serviti nella configurazione futura al Basso Tenna**

Secondo la proiezione al 2032 dello studio integrativo, la potenzialità finale dell'impianto di depurazione del Basso Tenna è pari a circa 66.000AE.

Gli interventi di potenziamento del I +II stralcio per l'ampliamento dell'impianto di depurazione del Basso Tenna, prevedono di aggiungere alla potenzialità attuale (20.000 AE), una potenzialità di 50.000 AE, al fine di raggiungere la capacità totale di 70.000 AE.

La potenzialità aggiuntiva di 50.000 AE per l'impianto di depurazione del Basso Tenna, si colloca all'interno di una pianificazione mirata a recepire integralmente gli scarichi urbani ed industriali delle zone del comune di Fermo e a dismettere il vicino impianto del Lido di Fermo.

Quindi al fine di ricevere la potenzialità effettivamente trattata dall'impianto del Lido di Fermo (30.000 AE) tenendo in considerazione anche la sua potenzialità di picco nelle condizioni di punta estiva (45.000 AE) nel periodo estivo e di una potenzialità residua per futuri allacci (5000 AE). Questi carichi effettivamente trattati, derivano direttamente dalle analisi condotte periodicamente sul refluo in arrivo dalla rete fognaria e dal monitoraggio della portata effluente.

### **3. STIMA DELLE PORTATE E DATI DI PROGETTO**

La stima delle portate da trasferire dal depuratore Lido al depuratore Basso Tenna viene ricavata come somma:

della potenzialità effettivamente trattata dall'impianto del LIDO DI FERMO tenendo in considerazione anche la sua potenzialità di picco nelle condizioni di punta nel periodo ESTIVO;  
da un implementazione di una potenzialità residua per futuri allacci di 5000 AE richiesti dalla stazione appaltante in sede di riunione di avvio progetto del 09/10/2013;

La portata media nera teorica è calcolata utilizzando una dotazione idrica per AE allacciato ulteriore di 250 l/AEd, mentre il coefficiente di sversamento in rete fognaria è pari a 0.8;

La portata media nera effettiva viene calcolata sommando la portata media nera teorica a quella di infiltrazione. Il contributo delle acque parassite deve intendersi come un rumore di fondo da sommare a ciascun regime di carico idraulico influente;

Il coefficiente di infiltrazione viene assunto nello stato di progetto pari a 1,05 per il LIDO DI FERMO, così come individuato nell'analisi dei dati di gestione, e pari a 1 per i 5.000 AE residui;

La portata di punta secca è ottenuta moltiplicando la portata media nera teorica per il coefficiente di punta secca pari a 2, oltre al contributo dovuto alle acque parassite;

La portata massima influente in impianto, ai sensi Art.43 comma 5 del PTA da pretrattare viene assunta pari a 4 volte la media nera in tempo di secco oltre il rumore di fondo.

Nel primo stralcio è prevista la predisposizione degli impianti elettrici e delle apparecchiature elettromeccaniche per le portate della configurazione finale dei 50.000 abitanti equivalenti a cui corrisponde una portata di 468 lit/sec, mentre vengono posate le pompe necessarie per la portata collettata per saturare ed ottimizzare la capacità di trattamento del depuratore basso Tenna pari a circa 10.000 AE a cui corrisponde una portata di circa 94 lit/sec.

### 3.1. Stima Delle Portate E Dati Di Progetto - 1°STRALCIO

Nel primo stralcio verranno collettati circa 10.000 AE, provenienti dal litorale fermo nord, nella tabella seguente è indicato il calcolo delle portate da servire.

DATI A BASE PROGETTO - 1°stralcio: forniture solo per reflui affluenti su S18 attuale						
AE Stato di Fatto	AE	10000				
AE Ampliamento	AE					
<b>AE totali Stato di Progetto</b>	AE	<b>10000</b>				
D.I.	l/AE d	250				
ALFA		0,8				
Portata media nera teorica [Qmn teorica]	m3/d	2000	m3/h	83	l/s	23,1
Coefficiente infiltrazione globale		1,05				
Portata di infiltrazione	m3/d	100	m3/h	4	l/s	1,2
<b>Portata media nera effettiva [Qmn effettiva]</b>	<b>m3/d</b>	<b>2100</b>	<b>m3/h</b>	<b>88</b>	l/s	24,3
Coefficiente di punta secca		2,0				
Portata di punta secca teorica		4000	m3/h	167	l/s	46,3
Portata di infiltrazione			m3/h	4		
<b>Portata da sollevare (4 Qmn+ Qinf)</b>		<b>8100</b>	<b>m3/h</b>	<b>338</b>	l/s	<b>93,8</b>

### 3.2. Stima Delle Portate E Dati Di Progetto - configurazione finale

Nella configurazione definitiva, dopo l'ampliamento del depuratore Basso Tenna, verranno collettati complessivamente circa 50.000 AE, provenienti dal litorale fermo nord, da Valloscura, da San Michele e da Porto San Giorgio zona nord e centro, nella tabella seguente è indicato il calcolo delle portate da servire.

DATI A BASE PROGETTO - configurazione definitiva 1°+2°+3° stralcio						
AE Stato di Fatto	AE	30 000				
AE Ampliamento	AE	15 000				
<b>AE totali Stato di Progetto</b>	AE	<b>45 000</b>				
D.I.	l/AE d	250				
ALFA		0,8				
Portata media nera teorica [Qmn teorica]	m3/d	9 000	m3/h	375	l/s	104,2
Coefficiente infiltrazione globale		1,05				
Portata di infiltrazione	m3/d	450	m3/h	19	l/s	5,2
Portata media nera effettiva [Qmn effettiva]	m3/d	9 450	m3/h	394	l/s	109,4
Coefficiente di punta secca		2,0				
Portata di punta secca teorica		18 000	m3/h	750	l/s	208,3
Portata di infiltrazione			m3/h	19		
<b>Portata da sollevare per 45.000 AE (4 Qmn+ Qinf)</b>		<b>36 450</b>	<b>m3/h</b>	<b>1519</b>	<b>l/s</b>	<b>421,9</b>

Tabella 1 Portate di progetto 45.000 AE

DATI A BASE PROGETTO - STATO DI PROGETTO- POTENZIALITA' RESIDUA						
AE Stato di Fatto	AE	0				
AE Ampliamento	AE	5 000				
<b>AE totali Stato di Progetto</b>	AE	<b>5 000</b>				
D.I.	l/AE d	250				
ALFA		0,8				
Portata media nera teorica [Qmn teorica]	m3/d	1 000	m3/h	42	l/s	11,6
Coefficiente infiltrazione globale		1,00				
Portata di infiltrazione	m3/d	0	m3/h	0	l/s	0,0
Portata media nera effettiva [Qmn effettiva]	m3/d	1 000	m3/h	42	l/s	11,6
Coefficiente di punta secca		2,0				
Portata di punta secca teorica			m3/h	83	l/s	23,1
Portata di infiltrazione			m3/h	0		
<b>Portata da sollevare per 5.000 AE (4 Qmn+ Qinf)</b>		<b>4 000</b>	<b>m3/h</b>	<b>167</b>	<b>l/s</b>	<b>46,3</b>

Tabella 2 Portate di progetto 5.000 AE

DATI A BASE PROGETTO - configurazione definitiva 1°+2°+3° stralcio + POTENZIALITA' RESIDUA						
<b>AE totali Stato di Progetto</b>	AE	<b>50 000</b>				
<b>Portata da sollevare per 50.000 AE (4 Qmn+ Qinf)</b>		<b>40 450</b>	<b>m3/h</b>	<b>1685</b>	<b>l/s</b>	<b>468,2</b>

Tabella 3 Portate di progetto 50.000 AE

## **4. CRITERI DI VERIFICA STAZIONI DI SOLLEVAMENTO**

### **4.1. Verifica del tempo di detenzione in vasca**

Per evitare che si verifichino fenomeni anaerobici e di setticemia, con formazione di prodotti come metano e acido solfidrico dannosi per le strutture, si deve verificare che l'acqua reflua non rimanga ferma dentro al sollevamento per un tempo superiore ai 30 minuti; tale requisito risulta ampiamente verificato.

Entrambe le stazioni di sollevamento hanno un volume utile di circa 31 metri cubi, che deriva dalle profondità di arrivo delle condotte litoranee esistenti che attualmente alimentano i sollevamenti S18 e S25 da dismettere.

## **5. CRITERI DI VERIFICA CONDOTTE PREMENTI**

### **5.1. Velocità ammesse in condotta**

Le condotte prementi sono state dimensionate con il criterio di limitare le perdite di carico e per garantire per quanto possibile un intervallo di velocità maggiore di 0,6 m/s e non superiore a 2,5 m/s, al fine di evitare fenomeni di sedimentazione o eccessiva abrasione interna delle condotte.

Tali parametri saranno pienamente rispettati nelle condizioni operative standard, ad eccezione che in occasione di eccezionali eventi meteorici.

### **5.2. Modalità di calcolo delle perdite di carico**

Il dimensionamento degli impianti di sollevamento è stato eseguito considerando la prevalenza totale come somma della prevalenza geodetica e delle perdite di carico indotte dal passaggio del fluido nelle tubazioni.

Le perdite di carico totali nelle condotte prementi, sono date dalla somma di quelle distribuite, indotte dalla scabrezza interna, e di quelle concentrate, indotte dalla presenza di deviazioni angolari, valvole, saracinesche ed eventuali cambi di sezione.

#### *5.2.1. Prevalenza Geodetica*

Viene calcolata come la differenza tra la quota del punto di sbocco dei liquami (o punto più alto del profilo) e tra la quota del punto di aspirazione dei liquami (corpo pompa)

#### *5.2.2. Perdite Di Carico Distribuite*

Il calcolo delle perdite di carico distribuite lungo la condotta in pressione è stato eseguito utilizzando la formula di Darcy-Weisbach che esprime il gradiente idraulico (J) come:

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

J è il gradiente idraulico;

D è il diametro interno della condotta [m];

V la velocità dell'acqua [m/s];

g è l'accelerazione di gravità [m/s<sup>2</sup>];

$\lambda$  è il coefficiente adimensionale di attrito, funzione del numero di Reynolds (Re) e della scabrezza delle pareti della condotta  $\varepsilon$  [mm].

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

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2 \log \left[ \frac{2.51}{Re \sqrt{\lambda}} + \frac{\varepsilon/D}{3.71} \right]$$

Re è il numero di Reynolds, che caratterizza il regime di moto e dipende dalla velocità del flusso V, dalla densità  $\rho$  e dalla viscosità del fluido;

$\varepsilon$  è la scabrezza omogenea equivalente del tubo [mm], fissata pari a 0,1 mm per il tipo di tubazione scelta (acciaio bitumato)

La perdita di carico distribuita viene quindi calcolata con la formula più generale che lega la perdita di carico J per unità di lunghezza L della condotta di un fluido

$$\Delta H_L = JL$$

### 5.2.3. Perdite Di Carico Concentrate

Le perdite di carico concentrate possono essere calcolate con la seguente formula:

$$Y = \xi V^2 / (2g)$$

dove  $\xi$  è un coefficiente che dipende dal tipo di discontinuità e V è la velocità della corrente.

I valori di  $\xi$  sono tabellati nella letteratura tecnica e variano a seconda delle caratteristiche geometriche della discontinuità (imbocco, sbocco, curve aperte o chiuse, variazioni di sezioni, valvole o saracinesche, ....)

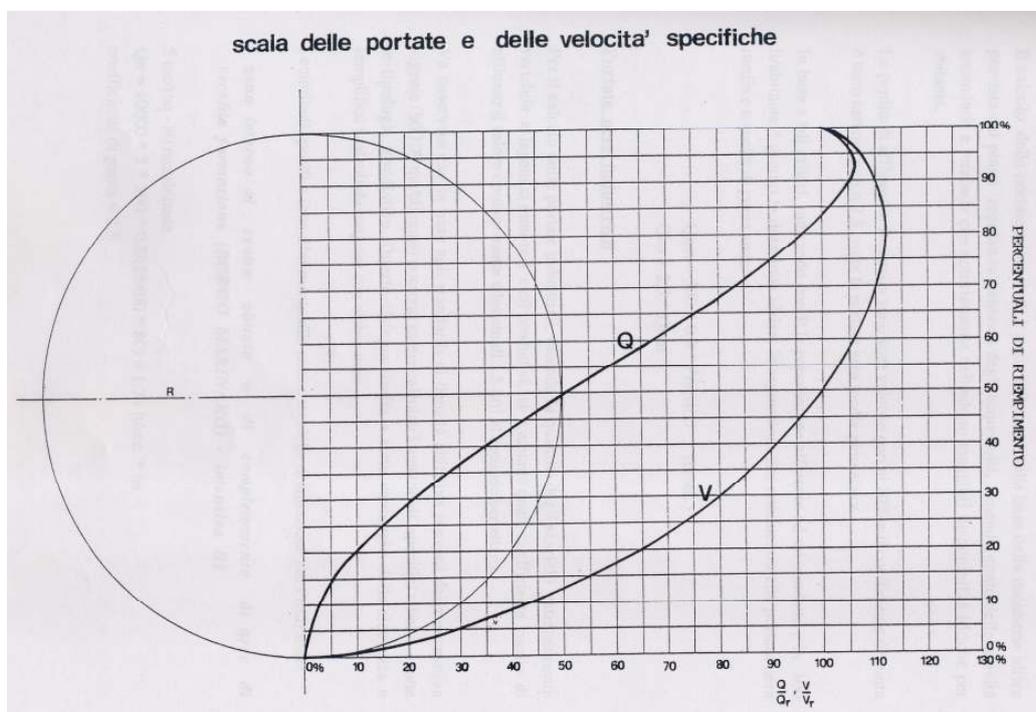
## 6. Criteri Di Verifica Condotte a Gravità

Il calcolo idraulico di dimensionamento e verifica è stato effettuato nell'ipotesi che lungo il percorso la corrente defluisca in condizioni di moto uniforme. Si è pertanto adottata la nota espressione di Chézy con coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler:

$$v = K_s \cdot R_H^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}}$$

Dove:  $R_H$  è il raggio idraulico,  $i$  è la pendenza del condotto e  $K_s$ , parametro di scabrezza, assunto pari a 105 per tubi in ghisa e 120 per tubi in materiale plastico.

Nelle figure allegate sono riportati il diagramma delle velocità, il diagramma delle portate relative alla sezione circolare della condotta adottata.



## 7. Verifica Condotte Prementi E Sollevamenti

Il dimensionamento di ogni stazione di sollevamento è effettuato con il criterio di installare un gruppo di pompe sommerse intercambiabili tra di loro, capaci di soddisfare le varie condizioni di fluttuazione della portata da un minimo di 70 l/sec in regime di secca ad un massimo di 470 l/sec per smaltire la portata di punta.

La modularità si consegue frazionando la potenza massima di sollevamento in 4 pompe gemelle della portata di 123 l/sec realizzando un PLC (Program Logic Control) che variando la frequenza a mezzo di un inverter dedicato per ogni pompa, riesce a variare la velocità soddisfacendo il minimo valore con una sola pompa in funzione che alla frequenza di 30 Hz fornisce la portata di 70 l/sec e quindi attraverso il quadro di alimentazione si realizza una successione di avviamenti programmati in modo da distribuire i tempi di funzionamento senza creare periodi di inattività non equamente distribuiti tra le quattro pompe.

Nel quadro elettrico di alimentazione, oltre alla funzione PLC ed ad un inverter associato ad ogni pompa viene installato un condensatore che ha la funzione di impedire interruzioni istantanee della rotazione e quindi del pompaggio; in caso di improvvisa interruzione dell'alimentazione elettrica, il condensatore in scarica garantisce una riduzione graduale del numero di giri, realizzando così una riduzione graduale della velocità della girante che smorza la repentina variazione della velocità del flusso riducendo gli effetti del colpo d'ariete.

Le connessioni e le raccorderie vengono realizzate in acciaio inox 304.

Il calcolo del volume della vasca è effettuato sulla base degli avviamenti ora previsti che sono, in condizioni normali, meno di otto e sulla base dello spazio fisico minimo indispensabile per accogliere gli ingombri fisici delle pompe da alloggiare.

Il problema del volume da assegnare alla vasca è di fondamentale importanza sia nei confronti del regolare funzionamento delle elettropompe sommerse che nei confronti dello stato del liquame che deve stazionare in vasca un tempo non eccessivo per evitare fenomeni di putrefazione anaerobica.

Per il calcolo del volume della vasca si assumono le seguenti ipotesi:

- ✓ la quota del pelo libero del recapito è da ritenersi costante.
- ✓ le pompe si avviano una dopo l'altra, in funzione dei livelli in vasca, ma si arrestano tutte insieme ad un livello minimo in vasca.

La scelta del volume d'invaso dell'impianto è determinato anche dalla necessità di disporre di un comodo (e più facilmente mantenibile) alloggiamento per i gruppi di sollevamento incrementando il volume che risulta da considerazioni idrauliche.

Quando le pompe non possono recapitare tutta la portata in arrivo, la vasca deve assumere una funzione di volano per invasare quanto si potrà poi restituire nel tempo.

Il quadro elettrico è dotato di un inverter per ogni pompa, sensore di livello ad ultrasuoni e regolatori di livello.

In funzione dei 50.000 abitanti equivalenti che possono gravitare sul depuratore Lido, attualmente residenti e potenziali, adottando gli usuali standard la portata nera media affluente risulta pari a:

$$Q_{mn_{45.000}} = Q_{mn_{teorica}} + Q_{inf} = 104,2 + 5,2 = 109,4 \text{ lit/sec}$$

$$Q_{mn_{5.000}} = Q_{mn_{teorica}} = 11,6 \text{ lit/sec}$$

$$Q_{mn_{50.000}} = Q_{mn_{45.000}} + Q_{mn_{5.000}} = 109,4 + 11,6 = 121 \text{ lit/sec}$$

La portata minima si assume pari a 70 lit/ sec

La portata massima da sollevare è pari a 4 volte la portata media nera depurata dell'infiltrazione, ovvero è pari alla portata media nera teorica a cui va sommata la portata di infiltrazione, quindi la portata di punta mista da sollevare è pari a :

$$Q_p = 4 * (Q_{mn_{teorica_{45.000}}} + Q_{mn_{teorica_{5.000}}}) + Q_{inf} =$$
$$4 * (104,2 + 11,6) + 5,2 = 463,2 + 5,2 \text{ l/s} = 468,4 \text{ l/s}$$

Vengono realizzati due sollevamenti capaci di sollevare la stessa portata ed egualmente configurati, per mantenere un margine di sicurezza dato dalla differenza di portate tra i due che è stimabile nel contributo degli abitanti della zona Lido tre Archi che ammonta a circa 2500 AE.

### 7.1. Stazione di sollevamento IS1

Ipotizzando un funzionamento contemporaneo di 2 pompe che determinano la portata massima per ogni condotta, considerando che il dislivello geodetico è pari a 4 ml la prevalenza da assegnare alla pompa è pari al dislivello geodetico più le perdite di carico distribuite e concentrate.

Le perdite di carico distribuite e concentrate possono essere valutate in ml 7,35

La prevalenza (H) da assegnare alla pompa è dunque pari a:  $(4 + 7,35) = 11,35 \text{ m}$ .

Fluido pompato	Acqua, pura	Numero pompe	2			
Portata	225 l/s	Tipo impianto	Pompe singole in parallelo			
Prevalenza geodetica	4 m	Opzioni di presentazione	Installazione sommersa			
Viscosità	1,57 mm <sup>2</sup> /s	Modello di calcolo	Colebrook			
<b>Perdite di carico</b>						
<b>Comune tubo di mandata</b>						
<b>Tubazioni 1 (7)</b>						
Tipo	Ø / mm	? oppure L	Q.tà	v / m/s	k / mm	H / m
Elbows: DN 500	505	0,9	3	1,12		0,05788
Uscita: DN 500	505	1	1	1,12		0,06432
T-piece: DN 500	505	0,8	2	1,12		0,05145
Tubazioni: Ghisa Nuovo DN 500 / Riv	505	2610 m	1	1,12	0,2	5,754
<b>Perdite di carico totali</b>						<b>5,928</b>
<b>Singola tubazione di mandata</b>						
<b>Tubazioni 1 (6)</b>						
Tipo	Ø / mm	? oppure L	Q.tà	v / m/s	k / mm	H / m
Discharge connection: DN 200	209	0,3	1	3,28		0,1641
Elbows: DN 200	209	0,3	1	3,28		0,1641
Valvole di non ritorno: DN 200	209	0,9	1	3,28		0,4923
T-piece: DN 200	209	0,4	1	3,28		0,2188
Valvola: DN 200	209	0,3	1	3,28		0,1641
Tubazioni: Acciaio Nuovo DN 200 / Norm	209	4 m	1	3,28	0,22	0,2148
<b>Perdite di carico totali</b>						<b>1,418</b>
<b>Perdite di carico</b>						<b>7,35 m</b>
<b>Prevalenza geodetica totale</b>						<b>4</b>
<b>Prevalenza totale</b>						<b>11,3 m</b>

**Tabella 4 Calcolo prevalenza totale stazione di sollevamento IS1**

In base a tali valori sono state scelte n° 4 pompe, per ogni sollevamento con le seguenti caratteristiche: Portata 123 lit/ sec Potenza nominale di 22Kw ciascuna.

Nella configurazione del primo stralcio verranno installate (n°1+1 riserva) pompe identiche a quelle sopra indicate, in quanto una sola pompa è in grado di sollevare la portata massima prevista nel primo stralcio, pari 93,8 l/s.

Le ulteriori due pompe verranno installate nel secondo stralcio, in previsione della dismissione del depuratore Lido.

## 7.2. Stazione di sollevamento IS2

Ipotizzando un funzionamento contemporaneo di 2 pompe che determinano la portata massima per ogni condotta, considerando che il dislivello geodetico è pari a 18 ml la prevalenza da assegnare alla pompa è pari al dislivello geodetico più le perdite di carico distribuite e concentrate.

Le perdite di carico distribuite e concentrate possono essere valutate in ml 5,97

La prevalenza (H) da assegnare alla pompa è dunque pari a:  $(18+5,97) = 23,97$  m. che si riporta a 24 ml tenendo conto della quota massima che assume la condotta in corrispondenza del pozzetto derivatore.

Fluido pompato	Acqua, pura	Numero pompe	2			
Portata	234 l/s	Tipo impiantc	Pompe singole in parallele			
Prevalenza geodetica	18 m	Opzioni di presentazione	Installazione sommersa			
Viscosità	1 mm <sup>2</sup> /s	Modello di calcolo	Colebrook			
<b>Perdite di carico</b>						
<b>Comune tubo di mandata</b>						
<b>Tubazioni 1 (11)</b>						
Tipo	Ø / mm	? oppure L	Q.tà	v / m/s	k / mm	H / m
Elbows: DN 500	505	2,4	8	1,17		0,167
Uscita: DN 500	505	1	1	1,17		0,06956
T-piece: DN 500	505	0,4	1	1,17		0,02783
Tubazioni: Ghisa Nuovo DN 500 / Riv	505	1800 m	1	1,17	0,2	4,171
<b>Perdite di carico totali</b>						<b>4,435</b>
<b>Singola tubazione di mandata</b>						
<b>Tubazioni 1 (6)</b>						
Tipo	Ø / mm	? oppure L	Q.tà	v / m/s	k / mm	H / m
Discharge connection: DN 200	209	0,3	1	3,41		0,1775
Elbows: DN 200	209	0,3	1	3,41		0,1775
Valvole di non ritorno: DN 200	209	0,9	1	3,41		0,5325
T-piece: DN 200	209	0,4	1	3,41		0,2367
Valvola: DN 200	209	0,3	1	3,41		0,1775
Tubazioni: Acciaio Nuovo DN 200 / Norm	209	4 m	1	3,41	0,22	0,2295
<b>Perdite di carico totali</b>						<b>1,531</b>
<b>Perdite di carico</b>						<b>5,97 m</b>
<b>Prevalenza geodetica totale</b>						<b>18</b>
<b>Prevalenza totale</b>						<b>24 m</b>

**Tabella 5 Calcolo prevalenza totale stazione di sollevamento IS2**

In base a tali valori sono state scelte n° 4 pompe, per ogni sollevamento con le seguenti caratteristiche: Portata 123 lit/ sec Potenza nominale di 45Kw ciascuna.

Nella configurazione del primo stralcio verranno installate (n°1+1 riserva) pompe identiche a quelle sopra indicate, in quanto una sola pompa è in grado di sollevare la portata massima prevista nel primo stralcio, pari 93,8 l/s.

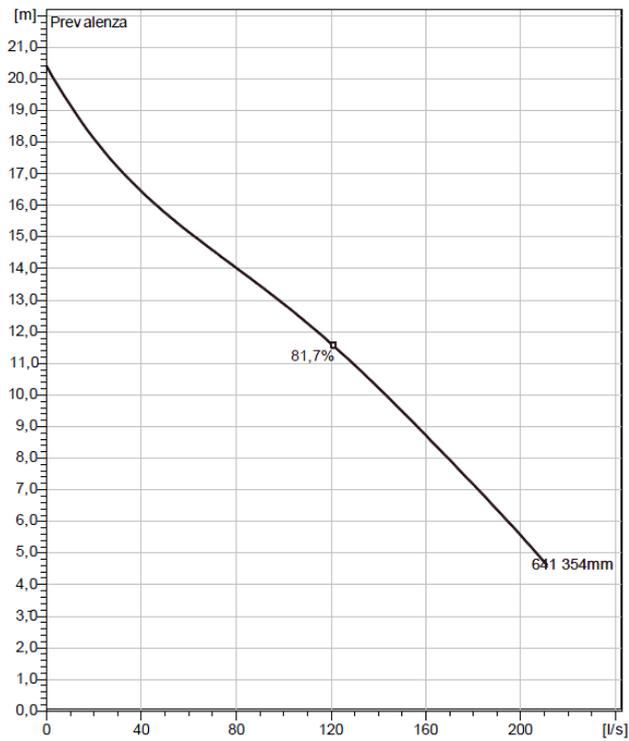
Le ulteriori due pompe verranno installate nel secondo stralcio, in previsione della dismissione del depuratore Lido.

Con questa scelta si garantisce il rilancio delle acque fino alla concorrenza delle portate di piena costituendo una idonea riserva anche in caso di ridotto funzionamento di una delle pompe. Le vasche di sollevamento hanno un volume utile di mc 31.

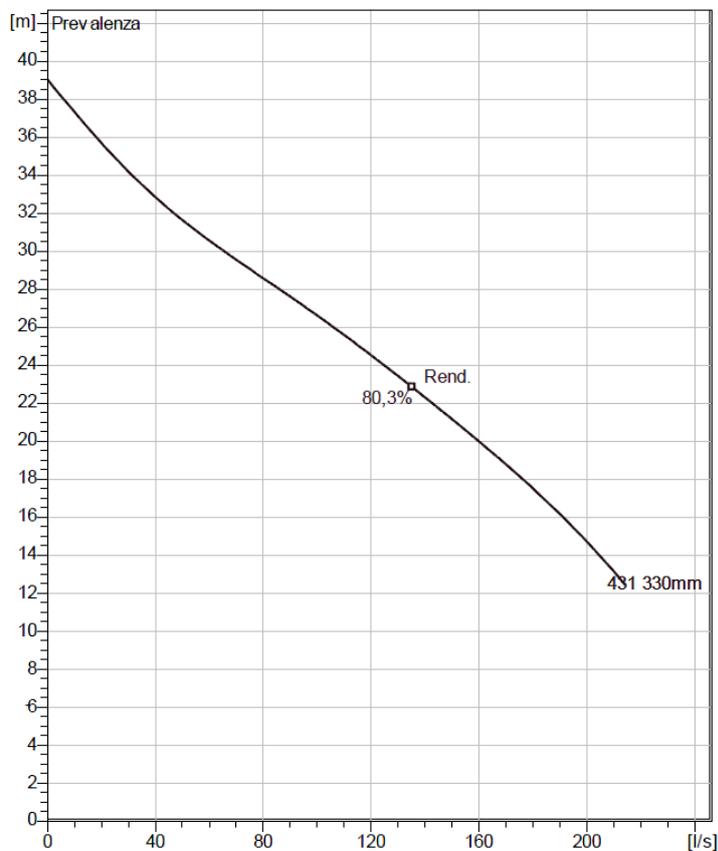
Le elettropompe previste per il sollevamento funzioneranno automaticamente, comandate da interruttori di livello a bulbo di mercurio e da un apposito quadro che garantirà il loro funzionamento alternato a rotazione, cosicché tutte si manterranno in buone condizioni.

Le velocità nelle condotte non è inferiore a 0,6 m/s e non superiore a 1,5m/s e più precisamente con una portata di 235 mc/sec la velocità nelle tubazioni di mandata di collegamento pompe – condotta premente la velocità è di 3,422 m/sec ed in ogni condotta premente è di 1,173 m/s.

Di seguito vengono riportati alcuni grafici tipo che rappresentano le condizioni di funzionamento delle pompe la cui caratteristiche saranno definite al dettaglio in sede di progetto esecutivo .



**Figura 1 Stazione sollevamento IS1. Curva prevalenza portata della singola pompa**



**Figura 2 1 Stazione sollevamento IS2. Curva prevalenza portata della singola pompa**

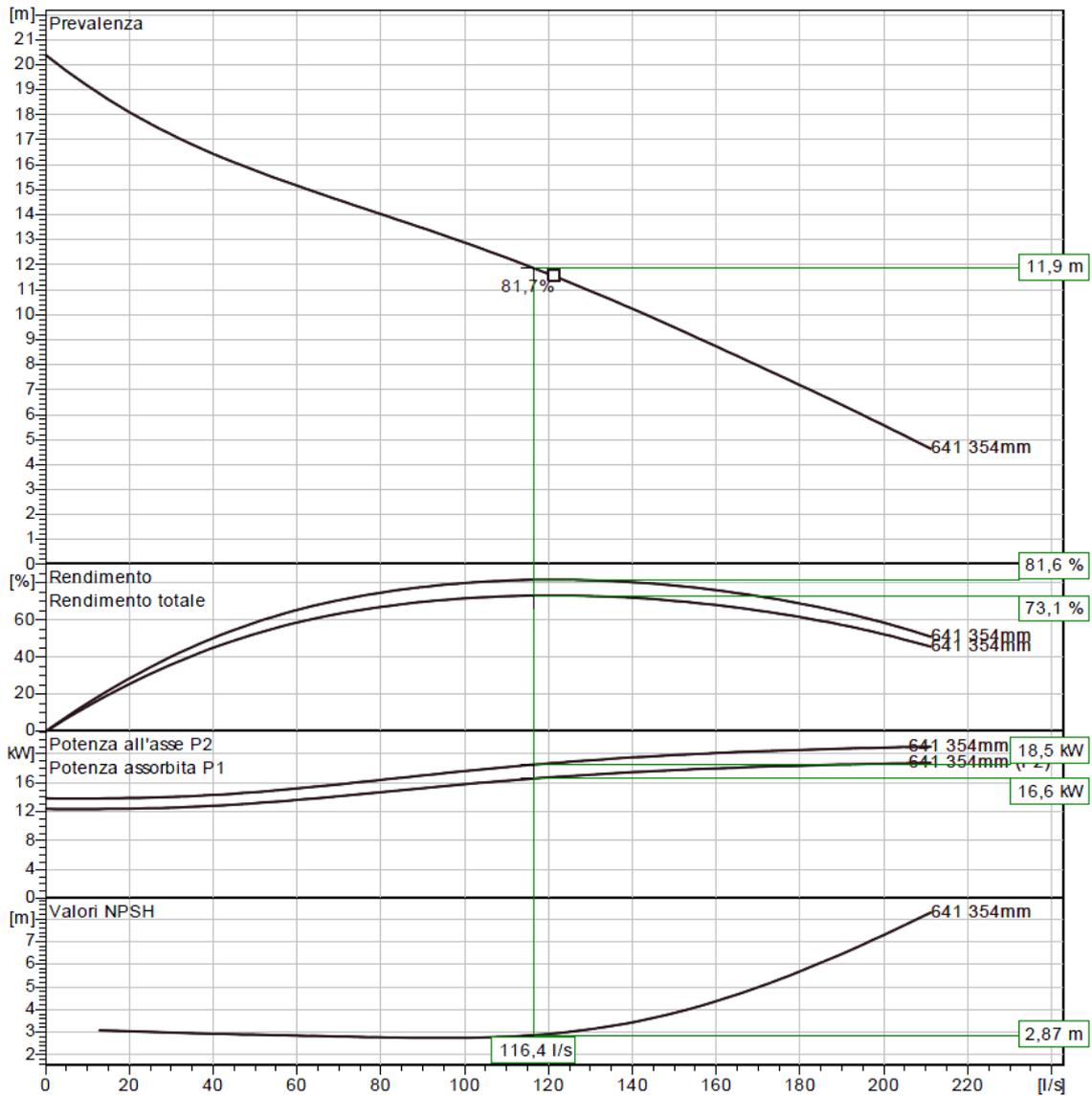


Figura 3 Stazione sollevamento IS1. Curva rendimenti e potenze

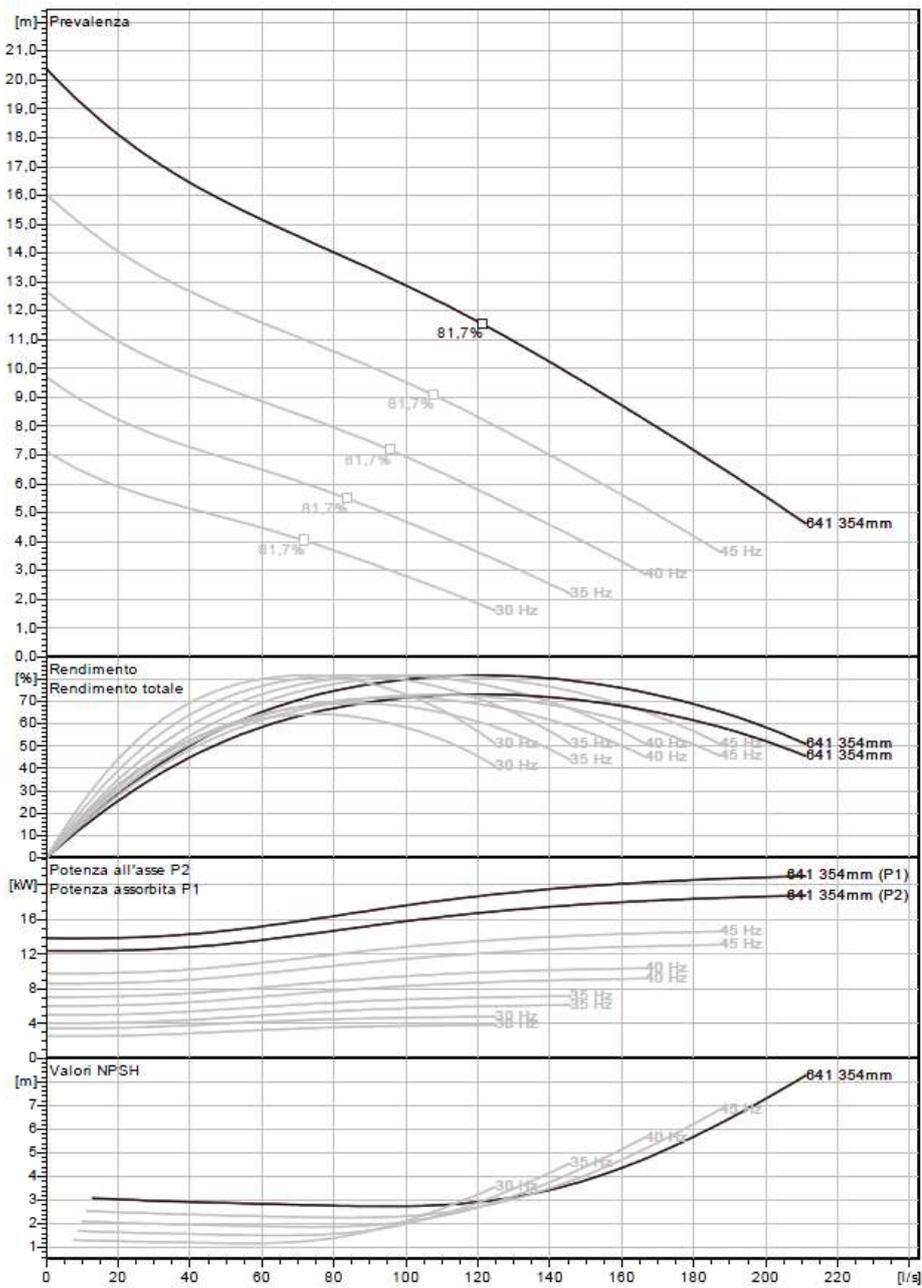


Figura 4 Stazione sollevamento IS1. Famiglie di curve caratteristiche al variare della frequenza

## 8. Verifica Condotte a Gravità

Il calcolo idraulico di dimensionamento e verifica è stato effettuato adottando l'espressione di Chézy, come indicato in precedenza. Nelle tabelle seguenti viene riportata la verifica idraulica delle singole livellette per ogni tratto a gravità, focalizzando la verifica sul tratto caratterizzato da minore pendenza.

Le condotte di progetto sono in grado di smaltire la portata massima prevista.

### 8.1. Spina A 1° tratto PVC DN500 SN8

Ks
120,0000

$$V = \chi \sqrt{R \times i}$$

$$Q = V \times A$$

$$\chi = K_s \times R^{1/6}$$

L	Dh	i	r
m	m		m
93,74	0,190	0,0020	0,235

	h	$\chi$	V	Q	V/Vr	Q/QR	h/r
	m		m/s	mc/s			
1	0,0235	59,7896	0,3329	0,0011	0,2569	0,0048	0,1000
2	0,0470	66,8369	0,5199	0,0047	0,4012	0,0209	0,2000
3	0,0705	71,2059	0,6698	0,0109	0,5168	0,0486	0,3000
4	0,0940	74,3733	0,7971	0,0197	0,6151	0,0876	0,4000
5	0,1175	76,8362	0,9081	0,0308	0,7007	0,1370	0,5000
6	0,1410	78,8264	1,0059	0,0440	0,7761	0,1958	0,6000
7	0,1645	80,4713	1,0925	0,0591	0,8430	0,2629	0,7000
8	0,1880	81,8483	1,1693	0,0758	0,9022	0,3370	0,8000
9	0,2115	83,0074	1,2369	0,0937	0,9544	0,4165	0,9000
10	0,2350	83,9823	1,2960	0,1124	1,0000	0,5000	1,0000
11	0,2585	84,7958	1,3470	0,1317	1,0393	0,5857	1,1000
12	0,2820	85,4632	1,3899	0,1511	1,0724	0,6718	1,2000
13	0,3055	85,9937	1,4247	0,1701	1,0993	0,7564	1,3000
14	0,3290	86,3913	1,4513	0,1883	1,1198	0,8372	1,4000
15	0,3525	86,6543	1,4690	0,2050	1,1335	0,9119	1,5000
16	0,3760	86,7739	1,4772	0,2198	1,1397	0,9775	1,6000
17	0,3995	86,7298	1,4742	0,2317	1,1374	1,0304	1,7000
18	0,4230	86,4787	1,4572	0,2397	1,1243	1,0658	1,8000
19	0,4465	85,9091	1,4191	0,2416	1,0950	1,0745	1,9000
20	0,4700	83,9823	1,2960	0,2249	1,0000	1,0000	2,0000

## 8.2. Spina A 2° e 3° tratto GS DN600

K <sub>s</sub>	$V = \chi \sqrt{R \times i}$ $Q = V \times A$ $\chi = K_s \times R^{1/6}$
105,0000	

L	Dh	i	r
m	m		m
463,16	0,920	0,0020	0,300

	h	$\chi$	V	Q	V/Vr	Q/Qr	h/r
	m		m/s	mc/s			
1	0,0300	54,4890	0,3394	0,0018	0,2569	0,0048	0,1000
2	0,0600	60,9116	0,5300	0,0078	0,4012	0,0209	0,2000
3	0,0900	64,8933	0,6827	0,0182	0,5168	0,0486	0,3000
4	0,1200	67,7798	0,8126	0,0327	0,6151	0,0876	0,4000
5	0,1500	70,0244	0,9257	0,0512	0,7007	0,1370	0,5000
6	0,1800	71,8382	1,0254	0,0732	0,7761	0,1958	0,6000
7	0,2100	73,3373	1,1137	0,0982	0,8430	0,2629	0,7000
8	0,2400	74,5922	1,1919	0,1259	0,9022	0,3370	0,8000
9	0,2700	75,6485	1,2608	0,1556	0,9544	0,4165	0,9000
10	0,3000	76,5370	1,3211	0,1868	1,0000	0,5000	1,0000
11	0,3300	77,2783	1,3731	0,2188	1,0393	0,5857	1,1000
12	0,3600	77,8866	1,4168	0,2510	1,0724	0,6718	1,2000
13	0,3900	78,3701	1,4523	0,2825	1,0993	0,7564	1,3000
14	0,4200	78,7325	1,4794	0,3127	1,1198	0,8372	1,4000
15	0,4500	78,9721	1,4975	0,3406	1,1335	0,9119	1,5000
16	0,4800	79,0811	1,5057	0,3651	1,1397	0,9775	1,6000
17	0,5100	79,0409	1,5027	0,3849	1,1374	1,0304	1,7000
18	0,5400	78,8121	1,4854	0,3981	1,1243	1,0658	1,8000
19	0,5700	78,2930	1,4466	0,4014	1,0950	1,0745	1,9000
20	0,6000	76,5370	1,3211	0,3735	1,0000	1,0000	2,0000

### 8.3. Spina B PVC DN315 SN8

$K_s$	$V = \chi \sqrt{R \times i}$ $Q = V \times A$ $\chi = K_s \times R^{1/6}$
120,0000	

L	Dh	i	r
m	m		m
93,25	0,470	0,0050	0,148

	h	$\chi$	V	Q	V/Vr	Q/QR	h/r
	m		m/s	mc/s			
1	0,0148	55,3551	0,3858	0,0005	0,2569	0,0048	0,1000
2	0,0296	61,8797	0,6024	0,0022	0,4012	0,0209	0,2000
3	0,0444	65,9247	0,7760	0,0050	0,5168	0,0486	0,3000
4	0,0592	68,8572	0,9236	0,0090	0,6151	0,0876	0,4000
5	0,0740	71,1374	1,0521	0,0142	0,7007	0,1370	0,5000
6	0,0888	72,9801	1,1655	0,0202	0,7761	0,1958	0,6000
7	0,1036	74,5030	1,2658	0,0272	0,8430	0,2629	0,7000
8	0,1184	75,7778	1,3547	0,0348	0,9022	0,3370	0,8000
9	0,1332	76,8509	1,4331	0,0430	0,9544	0,4165	0,9000
10	0,1480	77,7535	1,5016	0,0517	1,0000	0,5000	1,0000
11	0,1628	78,5067	1,5607	0,0605	1,0393	0,5857	1,1000
12	0,1776	79,1246	1,6104	0,0694	1,0724	0,6718	1,2000
13	0,1924	79,6158	1,6507	0,0782	1,0993	0,7564	1,3000
14	0,2072	79,9839	1,6815	0,0865	1,1198	0,8372	1,4000
15	0,2220	80,2274	1,7020	0,0942	1,1335	0,9119	1,5000
16	0,2368	80,3381	1,7115	0,1010	1,1397	0,9775	1,6000
17	0,2516	80,2973	1,7080	0,1065	1,1374	1,0304	1,7000
18	0,2664	80,0648	1,6883	0,1101	1,1243	1,0658	1,8000
19	0,2812	79,5375	1,6442	0,1110	1,0950	1,0745	1,9000
20	0,2960	77,7535	1,5016	0,1033	1,0000	1,0000	2,0000

#### 8.4. Spina C PVC DN630 SN8

Ks	$V = \chi \sqrt{R \times i}$ $Q = V \times A$ $\chi = K_s \times R^{1/6}$
120,0000	

L	Dh	i	r
m	m		m
373,93	0,790	0,0021	0,300

	h	$\chi$	V	Q	V/Vr	Q/Qr	h/r
	m		m/s	mc/s			
1	0,0300	62,2732	0,4000	0,0021	0,2569	0,0048	0,1000
2	0,0600	69,6132	0,6247	0,0092	0,4012	0,0209	0,2000
3	0,0900	74,1637	0,8047	0,0214	0,5168	0,0486	0,3000
4	0,1200	77,4627	0,9577	0,0386	0,6151	0,0876	0,4000
5	0,1500	80,0279	1,0910	0,0603	0,7007	0,1370	0,5000
6	0,1800	82,1008	1,2085	0,0862	0,7761	0,1958	0,6000
7	0,2100	83,8140	1,3126	0,1158	0,8430	0,2629	0,7000
8	0,2400	85,2482	1,4048	0,1484	0,9022	0,3370	0,8000
9	0,2700	86,4555	1,4861	0,1834	0,9544	0,4165	0,9000
10	0,3000	87,4708	1,5571	0,2201	1,0000	0,5000	1,0000
11	0,3300	88,3181	1,6184	0,2579	1,0393	0,5857	1,1000
12	0,3600	89,0132	1,6699	0,2958	1,0724	0,6718	1,2000
13	0,3900	89,5658	1,7118	0,3330	1,0993	0,7564	1,3000
14	0,4200	89,9800	1,7436	0,3686	1,1198	0,8372	1,4000
15	0,4500	90,2539	1,7650	0,4015	1,1335	0,9119	1,5000
16	0,4800	90,3784	1,7747	0,4303	1,1397	0,9775	1,6000
17	0,5100	90,3325	1,7711	0,4537	1,1374	1,0304	1,7000
18	0,5400	90,0709	1,7507	0,4692	1,1243	1,0658	1,8000
19	0,5700	89,4777	1,7050	0,4731	1,0950	1,0745	1,9000
20	0,6000	87,4708	1,5571	0,4403	1,0000	1,0000	2,0000