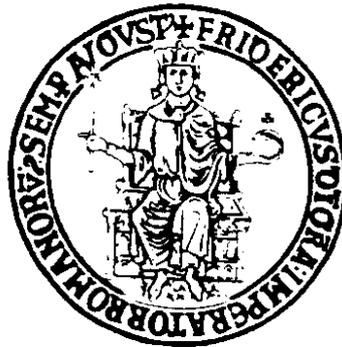


UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI NAPOLI FEDERICO II

**INGEGNERIA PER L' AMBIENTE E IL TERRITORIO
CORSO DI INFRASTRUTTURE IDRAULICHE**

**Dipartimento di Ingegneria Idraulica e Ambientale
"Girolamo Ippolito"**

ANNO ACCADEMICO 2009/2010



**PROGETTO DI UN ACQUEDOTTO
ESTERNO**

**Prof. Ing. Maurizio Giugni
Prof. Ing. Francesco De Paola**

Studenti:	BAVARELLA SALVATORE	518/715
	CORTESE MARCO	518/751
	FIGAJ RAFAL DAMIAN	518/742
	ONOTRI LUCA	518/691

INDICE

1.	<u>PREMESSA</u>	<u>3</u>
2.	<u>RELAZIONE GEOLOGICA</u>	<u>4</u>
3.	<u>TRACCIATO DELL'ACQUEDOTTO ESTERNO</u>	<u>5</u>
	<u>3.1 Scelta del tracciato</u>	<u>6</u>
	<u>3.2 Profilo dell'acquedotto</u>	<u>8</u>
4.	<u>SCHEMA E CALCOLI IDRAULICI</u>	<u>8</u>
	<u>4.1 Schemi idraulici</u>	<u>8</u>
	<u>4.2 Valutazione dei diametri da adottare</u>	<u>8</u>
	<u>4.3 Dimensionamento delle condotte</u>	<u>9</u>
	<u>4.4 Valutazione economica</u>	<u>12</u>
5.	<u>CARATTERISTICHE DELLA TUBAZIONE</u>	<u>14</u>
6.	<u>VERIFICHE STATICHE DELLE CONDOTTE</u>	<u>15</u>
	<u>6.1 Verifica a pressione interna</u>	<u>15</u>
	<u>6.2 Verifica a deformazione</u>	<u>16</u>
	<u>6.3 Verifica a depressione</u>	<u>18</u>
7.	<u>OPERE D'ARTE</u>	<u>19</u>
	<u>7.1. Pozzetti</u>	<u>19</u>
	<u>7.2. Attraversamenti stradali e ferroviari</u>	<u>19</u>
	<u>7.3. Attraversamento di corsi d'acqua</u>	<u>19</u>
8.	<u>SERBATOIO</u>	<u>20</u>
	<u>8.1. Scarico di superficie</u>	<u>21</u>
	<u>8.2. Scarico di fondo</u>	<u>22</u>
	<u>8.3. Canaletta di scarico</u>	<u>23</u>
9.	<u>BLOCCHI DI ANCORAGGIO</u>	<u>23</u>

Per acquedotto si intende il complesso degli impianti di attingimento, di trattamento, di trasporto e di distribuzione dell'acqua.

Un acquedotto cittadino, avente lo scopo di approvvigionare di acqua i centri abitati, è costituito da:

- le opere di presa e le opere di convogliamento (o di trasporto) che raccolgono la quantità d'acqua necessaria e la trasportano fino in prossimità dell'abitato; esse costituiscono l'acquedotto esterno;
- le opere di immagazzinamento, ovvero serbatoi posti nelle vicinanze dell'abitato che fungono da riserva o compenso, e la rete di distribuzione idrica; esse costituiscono l'acquedotto interno.

L'acquedotto esterno può essere costituito da un canale o condotta a pelo libero oppure da condotte forzate o in pressione; le acque possono fluire per gravità oppure essere sopraelevate da opportuni impianti elevatori.

L'acquedotto interno è sempre costituito da condotte in pressione per permettere all'acqua di risalire ai piani più alti delle case.

1. PREMESSA

Il centro abitato interessato dalla costruzione dell'acquedotto è Anzano di Puglia, in provincia di Foggia, situato ad una quota media di 778 m s.l.m. La sorgente di captazione è ubicata in prossimità di Contrada Casalgrande (comune di Monteleone di Puglia) ad una quota di 863 m s.l.m.

Allo scopo di coordinare e ottimizzare la gestione delle risorse idriche nel 1967 venne pubblicato il P.R.G.A. (piano regolatore generale degli acquedotti); ha previsto per ogni centro abitato sia le fonti di alimentazione, sia la dotazione idrica e il numero di abitanti da servire al 2015.

I dati da esso forniti riguardano popolazione e fabbisogno idrico relativi all'anno 1967 e all'anno 2015 nell'ottica di una pianificazione a lungo termine. Dunque risultano oggi definite le portate da convogliare per l'approvvigionamento idrico di ogni centro abitato.

I dati forniti dal P.R.G.A., relativi al comune di Anzano di Puglia sono:

- ✓ la più probabile popolazione al 2015 di 3321 abitanti, tutti residenti;
- ✓ il più probabile fabbisogno idrico di 4,8 l/s.

La dotazione idrica sarà pari a

$$d = \frac{fabb}{pop.} 86400 = \frac{4,8 \cdot 86400}{3321} = 124,9 \text{ l}/(ab \cdot \text{giorno})$$

La dotazione idrica pro capite è inferiore al valore limite imposto dalla normativa; dunque, calcoliamo il fabbisogno idrico imponendo la dotazione pari a 200 l/ab*d.

$$f = \frac{200 \cdot 3321}{86400} = 7,7 \text{ l/s}$$

2. RELAZIONE GEOLOGICA

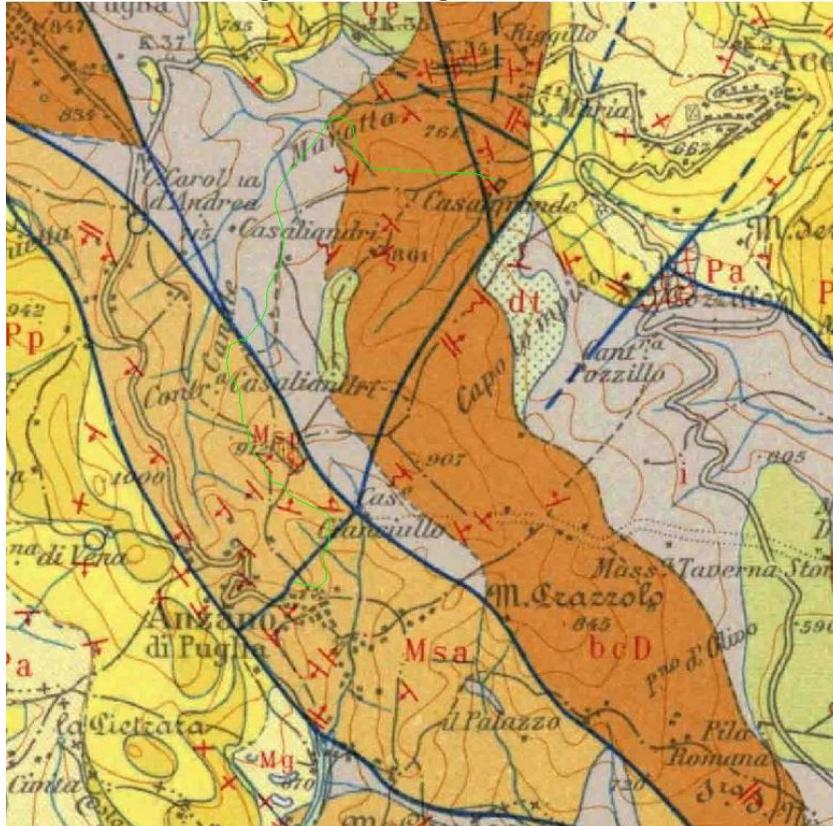
Un'acqua potabile è microbiologicamente pura; dal punto di vista chimico-fisico la costituzione delle acque naturali è complessa per effetto delle sostanze solide e gassose in essa disciolte, di sostanza organica e inorganica in sospensione.

Le sostanze in sospensione dipendono dal contatto che l'acqua ha potuto avere con il terreno vegetale, con le rocce del suolo e del sottosuolo; dunque, si rende necessaria l'analisi delle formazioni geologiche dalle quali scaturisce l'acqua di sorgente.

Viene individuata, sul foglio n. 174 della Carta Geologica d'Italia, la tavoletta II-NO riportante l'area oggetto del nostro studio, che si estende dal pozzo, vicino Contrada Casalgrande al centro abitato di Anzano di Puglia. La carta geologica evidenzia tre tipi litologici superficiali.

Partendo dalla sorgente, si procede alla descrizione della tipologica di terreno e per rendere più semplice la visualizzazione, si allega qui di seguito un'immagine della zona interessata, estrapolata dalla Carta Geologica.

- a. **bcD - Formazione della Daunia:** *brecce, brecciole, calcareniti alternati a marne ed argille di vario colore; argille e marne siltose, calcari pulverulenti organogeni, calcari microgranulari biancastri e giallastri, arenarie gialle, puddinghe poligeniche e foraminiferi paleo genici, macro e microfaune del miocene ok*
- b. **i - Argille e marne prevalentemente siltose, grigie e varicolori, con differente grado di costipazione e scistosità; interstrati o complessi di strati calcarei, calcareo-marnosi, calcarenitici, di brecce calcaree, di arenarie varie, puddinghe, diaspri e scisti diasprini.**
- c. **Msa - Molasse e sabbie argillose, a luoghi con microfaune del Miocene superiore.**



Complessivamente lungo tutto il percorso troviamo strati poco inclinati (fino a 30°) e degli attraversamenti fluviali.

3. TRACCIATO DELL'ACQUEDOTTO ESTERNO

Per acquedotti di piccole dimensioni le opere di convogliamento dell'acquedotto esterno sono caratterizzate da condotte forzate.

Tali condotte non devono necessariamente seguire le ondulazioni del terreno in quanto, per il fatto di avere acqua in pressione, è possibile avere piccoli tratti in contro pendenza purché la linea dei carichi idraulici sia sempre più alta della condotta stessa.

Tuttavia si presentano difficoltà di esercizio in quanto nei punti alti tende a raccogliersi l'aria che si libera dall'acqua mentre nei punti bassi possono depositarsi piccole quantità di solidi sospesi accidentalmente entrati nella condotta; risulta, dunque, opportuno munire la condotta di determinate opere d'arte, in particolare pozzetti di sfiato e quelli di scarico.

Per definire il tracciato, che la condotta dell'acquedotto esterno dovrà seguire, occorre stabilire dove ubicare il serbatoio d'arrivo.

Nello scegliere la quota di tale serbatoio, si deve garantire il buon funzionamento della rete di distribuzione del paese: per tutte le zone del centro abitato deve essere garantito il carico minimo ai piani più alti, nonché un carico massimo da non superare per consentire un corretto funzionamento delle apparecchiature connesse con l'acquedotto (ad esempio i rubinetti).

In definitiva, la quota alla quale deve essere posto il pelo libero del serbatoio è ottenuto sommando le perdite di carico e l'altezza media del fabbricato alla massima quota topografica.

Quota della sorgente	863 m slmm
Max quota topografica	825 m slmm
Min quota topografica	730 m slmm
Altezza media fabbricato	10 m
Perdite di carico	
camera di manovra	5 m
colonna montante	3 m
condotta di avvicinamento	4 m
rete di distribuzione	18 m
Quota del serbatoio	865 m slmm

Si è ritenuta ottimale la quota di 865 m s.l.m.m.

Confrontando tale quota con la quota della sorgente e tenendo conto delle perdite di carico della condotta si riscontra la necessità di utilizzare un impianto di sollevamento; per cui l'acquedotto esterno sarà caratterizzato da un sistema misto gravità - sollevamento.

Si osserva che la pressione all'utente si ritiene accettabile fino a 7 atm (ovvero 70m di colonna d'acqua), nel nostro caso la differenza di quota tra il serbatoio e la minima quota

topografica è maggiore di 70m: $865\text{m}-730\text{m}=135\text{m}$. La condizione precedente non risulta essere soddisfatta, quindi si ritiene necessario adottare un doppio livello di distribuzione con la messa in opera di una valvola di regolazione seguita da un torrino piezometrico per gestire i carichi sulla rete di distribuzione bassa.

Notando che il carico da dissipare è notevole sarebbe interessante recuperare l'energia potenziale persa sottoforma di energia elettrica mediante una turbina.

3.1. Scelta del tracciato

La scelta del tracciato dell'acquedotto esterno scaturisce dal giusto compromesso venutosi a creare tra la necessità idraulica di avere una condotta con profilo longitudinale non troppo accidentato e la necessità economica di minimizzare i costi.

Minimizzare i costi non significa solo spendere meno per l'acquisto delle tubazioni o per il funzionamento di pompe di sollevamento, ma anche considerare la diverse possibilità di posa e messa in opera della condotta (gli scavi sono meno costosi se la tubazione viene posata in terreni incoerenti).

Da non trascurare sono i costi necessari per espropriare i terreni; a tal proposito è buona norma evitare di posare la condotta in terreni interessati da boschi o da coltivazioni ricche o in terreni instabili o interessati da falda acquifera. Dunque, si consiglia di tenere il tracciato il più possibile vicino a strade pubbliche così da facilitare anche gli interventi di manutenzione e controllo dell'acquedotto e di sfruttare per gli attraversamenti, ove possibile, quelli già esistenti.

Dunque si è cercato di individuare il tracciato che rispondesse meglio alle suddette caratteristiche

Lprogr.orizz (m)	Loriz (m)	Elemeni	Quota (m slmm)
0	-	Sorgente opera di presa	863
146,24	146,24		850
277,87	131,63		825
480,86	202,99		800
701,88	221,02		775
756,56	54,68	Attraversamento torrente	770,5
915,54	158,98		757,4
1004,75	89,21		750
1087,43	82,68		739,7
1180,54	93,11		728,1
1205,25	24,71		725
1345,94	140,69		724
1451,62	105,68		725
1652,94	201,32	Attraversamento inferiore corso d'acqua mediante ponte	728,3
1792,69	139,75		730,6
1885,41	92,72		732,1
2064,33	178,92		735
2209,70	145,37	Attraversamento inferiore Canale di Fassa mediante ponte	741,3
2278,56	68,86	Attraversamento inferiore Canale di Fassa mediante ponte	744,2
2412,86	134,30		750
2723,98	311,12		758,5
2780,47	56,49	Attraversamento inferiore canale mediante ponte	760
2902,25	121,78		755
3003,81	101,56		761,5
3101,06	97,25		767,7
3137,75	36,69		770
3338,20	200,45		775
3397,05	58,85	Attraversamento inferiore canale mediante ponte	800
3482,29	85,24		804,5
3631,97	149,68		812,4
3681,21	49,24		815
3750,08	68,87	Attraversamento inferiore canale mediante ponte	818,8
3861,19	111,11		825
4106,35	245,16		835
4221,51	115,16		845,5
4301,31	79,80		850
4422,07	120,76		855,2
4535,13	113,06		860
4643,06	107,93		855
4683,19	40,13		853,2
4752,29	69,10		850
4904,22	151,93		865

Definito il tracciato si indicano con picchetti i suoi vertici e si effettua un'accurata misura delle lunghezze dei tratti di condotta e si individuano tutti gli attraversamenti.

3.2. Profilo dell'acquedotto

Il profilo longitudinale dell'acquedotto si disegna con le lunghezze effettive (direttamente misurate sul terreno) e i dati altimetrici; esso definisce le caratteristiche delle tubazioni (materiale, diametro, tipo di giunzione) tutti gli elementi necessari al calcolo idraulico (velocità, portata, perdite di carico), all'approvvigionamento dei tubi, alla determinazione degli scavi.

In particolare troviamo:

- livellette (dislivello)
- caratteristiche idrauliche (portata, diametro, velocità, cadenti piezometriche a tubi nuovi e usati, lunghezze tratti gravità e sollevamento)
- caratteristiche tubazione (materiale, tipo di protezione, tipo di giunzione)
- scala delle lunghezze e altezze
- quote del terreno e dell'asse tubo
- distanze orizzontali parziali e progressive
- distanze effettive parziali e progressive
- angoli di deviazione altimetrici e planimetrici
- caratteristiche geologiche dei terreni
- attraversamenti

4. SCHEMA E CALCOLI IDRAULICI

4.1. Schemi idraulici

Osservando con attenzione il profilo longitudinale dell'acquedotto esterno, si nota come esso possa essere suddiviso in due tratti:

1. a partire dalla sorgente l'acquedotto si definisce a gravità, in quanto vi è un dislivello sufficiente a permettere il moto dell'acqua nelle condotte tra due suoi punti;
2. quando tale dislivello non sarà più sufficiente al moto spontaneo, l'acquedotto dovrà essere costruito con un'elevazione meccanica; dunque è previsto un impianto di sollevamento (a 844m slmm) che porti l'acqua al serbatoio di arrivo posto alla quota più alta del profilo (865 m slmm).

4.2. Valutazione dei diametri da adottare

Nell'ambito delle costruzioni idrauliche vi è la possibilità di adottare diametri diversi allo scopo di tenere la linea delle pressioni il più possibile vicino al terreno in modo da ridurre, con vantaggio economico e di impianto, la pressione dell'acqua nelle tubazioni; oppure, se

la pressione varia in limiti modesti e la piezometrica non interseca il profilo della condotta, si possono adottare diametri calcolati con il criterio economico.

Più importante dell'aspetto economico risulta la necessità idraulica di mantenere le velocità medie dell'acqua in un ristretto range di valori: velocità eccessive (superiori a 2m/s) possono dar luogo a fenomeni di vibrazione particolarmente pericolosi in corrispondenza dei giunti e possono amplificare gli effetti del fenomeno di colpo d'ariete; mentre velocità troppo basse (inferiori a 0,5m/s) lasciano permanere l'acqua troppo a lungo nelle tubazione determinando il peggioramento delle caratteristiche organolettiche e l'allontanamento del gas.

Partendo da queste considerazioni si procede ad una prima valutazione dei diametri da adottare nello schema a gravità e nello schema elevatorio.

$$Q = \sigma \cdot v = \frac{\pi \cdot D^2}{4} v \quad \Rightarrow \quad D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot v}}$$

Q	7,7 l/s	0,008 m ³ /s		
v _{max}	2 m/s	D _{min}	0,070 m	70 mm
v _{min}	0,5 m/s	D _{max}	0,140 m	140 mm

Per la progettazione dell'acquedotto esterno si è scelto di utilizzare una tubazione in acciaio con saldatura, bitumato con rivestimento pesante; con giunzioni saldate di tipo a bicchiere cilindrico. Nel caso in esame i diametri commerciali da prendere in considerazione per il tratto a gravità sono gli stessi di quelli utilizzabili nel tratto a sollevamento; le caratteristiche di tali diametri commerciali sono:

D esterno	Spessore	D interno	Peso tubo	Prezzo	Velocità
88,9 mm	4,38 mm	80 mm	9,12 kg/m	12,86 €/m	1,53 m/s
114,3 mm	7,04 mm	100 mm	18,62 kg/m	16,85 €/m	0,98 m/s
142,7 mm	8,64 mm	125 mm	28,55 kg/m	22,51 €/m	0,63 m/s

4.3. Dimensionamento delle condotte

Il dimensionamento delle condotte viene effettuato per tubi usati cioè per lo stato definitivo dell'acquedotto.

Si possono adottare alcune semplificazioni nei calcoli idraulici in quanto nelle condotte lunghe (L/D≈1000) il moto dell'acqua è regolare.

Per i tubi scelti, il calcolo delle perdite di carico, in regime di moto uniforme dell'acqua, si effettua utilizzando la formula di Orsi:

$$J = c_i \cdot 0,00078 \frac{Q^{1,81}}{D^{4,86}}$$

Il coefficiente amplificativo c_i è pari a 1,3 per tubi usati ed è pari a 1 per tubi nuovi.

$$J_u = 0,001014 \cdot \frac{Q^{1,81}}{D^{4,86}}$$

$$J_n = 0,00078 \cdot \frac{Q^{1,81}}{D^{4,86}}$$

Quindi le perdite di carico con queste formule risultano essere:

D interno	Perdite di carico	
	Tubi nuovi	Tubi usati
80 mm	24,982 m/km	32,476 m/km
100 mm	8,446 m/km	10,980 m/km
125 mm	2,855 m/km	3,712 m/km

Le perdite di carico totali ΔH sono date da:

$$\Delta H = J \cdot L$$

dove L è la lunghezza del tratto di condotta.

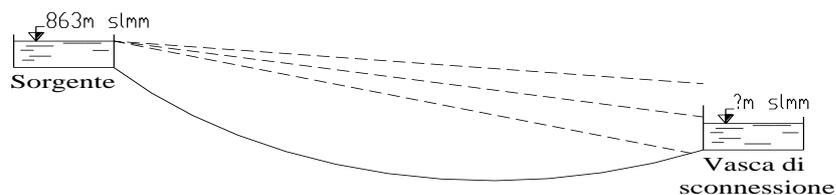
Determinati i possibili diametri e definito in quanti schemi occorre suddividere il tracciato. Bisogna stabilire per ogni schema il diametro che risponda meglio alle caratteristiche idrauliche attese e che non comporti costi eccessivi.

Occorre, come già detto, trovare il giusto compromesso venutosi a creare tra la necessità idraulica di avere un corretto funzionamento dell'acquedotto e la necessità economica di minimizzare i costi.

A tal proposito si fanno alcune considerazioni di carattere tecnico ed economico per ognuno dei due schemi idraulici da noi adottati.

I SCHEMA: A GRAVITA'

Il dimensionamento del tratto a gravità si riconduce al seguente schema:



Le tre linee tratteggiate rappresentano le tre possibili piezometriche relative ai tre diversi diametri;

l'intersezione della piezometrica con il profilo della condotta definisce il punto, e più precisamente la quota, alla quale installare la stazione dell'impianto di sollevamento che deve essere facilmente accessibile.

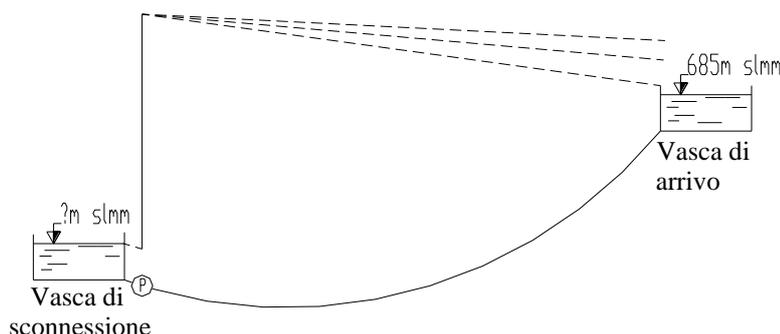
Per il primo tratto dell'acquedotto sono note la quota del pozzo, quota dell'impianto di sollevamento e lunghezza L della condotta.

Perdite di carico							
D interno	Prezzo	Tubi nuovi	Tubi usati	Lunghezza	ΔH	Quota impianto	Costo di impianto
80 mm	12,86 €/m	24,982 m/km	32,476 m/km	3013 m	97,86 m	761 m	38.749,19 €
100 mm	16,85 €/m	8,446 m/km	10,980 m/km	3765 m	41,34 m	817 m	63.446,12 €
125 mm	22,51 €/m	2,855 m/km	3,712 m/km	4238 m	15,73 m	844 m	95.389,11 €

Dai calcoli idraulici si evidenzia che il diametro di 125mm è quello che permette uno sviluppo del tratto a gravità apprezzabilmente più lungo rispetto agli altri diametri, in quanto presenta ovviamente minori perdite di carico e perché l'andamento altimetrico del terreno lo consente. Quest'ultima condizione permette alle tre piezometriche relative ad ogni diametro di non intersecare la condotta in modo da non provocare eventuali depressioni. Si osserva che non ci sono problemi con il carico residuo alla vasca di disconnessione; infatti essendo un tratto a gravità è garantito il carico di 5m fissato da noi.

II SCHEMA: SOLLEVAMENTO

Dimensionato il tratto a valle si fa riferimento al seguente schema:



Le tre linee tratteggiate rappresentano le tre possibili piezometriche relative ai tre diversi diametri.

Determinate le quote dei impianti di sollevamento relative ai diametri in esame, siccome vi sono 3 possibili diametri per il tratto gravità e altrettanti per il tratto a sollevamento, bisogna considerare 9 possibili combinazioni, definendo per ognuna di esse lunghezza delle condotte, perdite di carico, costi di esercizio e costi di impianto.

Nella seguente tabella i pedici g ed s indicano rispettivamente se si tratta del tratto a gravità o a sollevamento. In particolare sono indicate:

- φ diametro della condotta
- L lunghezza della condotta
- J_u perdite di carico a tubi usati
- H_{pompa} quota dell'impianto di sollevamento
- Y_2 perdite di carico nella condotta di sollevamento
- H_g dislivello geodetico
- ΔH prevalenza manometrica

Dg (mm)	Ds (mm)	Lg (m)	Ls (m)	Jug (m/km)	Jus (m/km)	H _{pompa} (m slmm)	Y ₂ (m)	H _g (m)	ΔH (m)
80	80	3013,2	1908,5	32,5	32,48	760,5	66,46	104,47	170,9
80	100	3013,2	1908,5	32,5	10,98	760,5	25,77	104,47	130,2
80	125	3013,2	1908,5	32,5	3,71	760,5	12,02	104,47	116,5
100	80	3765,3	1156,3	11,0	32,48	817,1	42,62	47,89	90,5
100	100	3765,3	1156,3	11,0	10,98	817,1	17,72	47,89	65,6
100	125	3765,3	1156,3	11,0	3,71	817,1	9,3	47,89	57,2
125	80	4237,6	684,0	3,7	32,48	844,0	28,34	21	49,3
125	100	4237,6	684,0	3,7	10,98	844,0	13,74	21	34,7
125	125	4237,6	684,0	3,7	3,71	844,0	8,81	21	29,8

4.4. Valutazione economica

L'adozione di un impianto di sollevamento pone un problema di minima spesa: infatti, con le pompe occorre vincere la prevalenza manometrica, somma del dislivello geodetico e delle perdite di carico nella tubazione, che cresce al diminuire del diametro.

Dunque bisogna calcolare i costi dell'impianto e dell'energia annua consumata per l'esercizio della pompa.

Per i piccoli impianti di elevazione (potenze inferiori ai 40kW) il macchinario può rendersi completamente automatico con elettropompe che si inseriscono e si disinseriscono a determinati livelli dell'acqua nella vasca di aspirazione; pertanto, conviene, in questi casi, garantire un funzionamento della pompa 24h/24h così da risparmiare sul personale e sui costi delle tubazioni (di minore diametro), della pompa (di minore potenza) e della vasca di carico (di minor volume).

La soluzione va ricercata per tentativi in modo che risulti minimo il costo totale.

Dunque si indica con

C₁ costo delle tubazioni del tratto a gravità (€);

C₂ costo della tubazione del tratto elevatorio (€);

C_E costo dell'energia necessaria per l'impianto di sollevamento (€/anno);

Nelle voci C₁ e C₂ consideriamo il solo costo necessario all'acquisto delle condotte trascurando quello dei serbatoi, delle pompe e di tutti quegli organi che nelle varie combinazioni si manterrebbero costanti.

Siccome i cataloghi forniscono il prezzo a metro lineare occorre moltiplicare tale prezzo per la lunghezza della condotta; per dilazionare il costo negli anni si moltiplica il costo così ottenuto per il tasso di interesse *r* che assumiamo pari al 5%.

Con C_E si è indicata la sola spesa d'energia necessaria per sollevare l'acqua. Trattandosi di un piccolo impianto di sollevamento con bassa potenza, esso può essere concepito completamente automatizzato tale da non dover considerare le spese dovute al personale per la sorveglianza e la manutenzione.

Tale costo si ottiene moltiplicando la potenza della pompa espressa in kW per il numero di ore di funzionamento in un anno e per il costo di 1kWh che si assume pari a 10,33 €cent.

La potenza a sua volta si ottiene dalla seguente formula:

$$P = \frac{9,81 \cdot Q \cdot \Delta H}{\eta}$$

dove Q è la portata, ΔH la prevalenza monometrica ed η è il rendimento della pompa assunto in prima approssimazione pari all'70%.

Espresso come €/anno il costo totale è pari:

$$C_{tot} = r \cdot C_1 + r \cdot C_2 + C_E$$

$$C_{tot} = r \cdot c_1 \cdot L_1 + r \cdot c_2 \cdot L_2 + P \cdot c_{kWh} \cdot 8760$$

Nella seguente tabella si riportano i costi relativi alle varie combinazioni di diametri:

D grav (mm)	D soll (mm)	Hg (m)	ΔH (m)	P (kWh)	rC1 (€/anno)	rC2 (€/anno)	CE (€/anno)	Ctot (€/anno)
80	80	104,47	170,9	18,45	1.937,46	1.227,16	16.691,08	19.855,70
80	100	104,47	130,2	14,05	1.937,46	974,19	12.717,76	15.629,40
80	125	104,47	116,5	12,57	1.937,46	769,86	11.375,09	14.082,41
100	80	47,89	90,5	9,77	3.172,31	1.227,16	8.838,18	13.237,65
100	100	47,89	65,6	7,08	3.172,31	974,19	6.406,73	10.553,22
100	125	47,89	57,2	6,17	3.172,31	769,86	5.584,52	9.526,69
125	80	21,2	49,3	5,32	4.769,46	1.227,16	4.817,98	10.814,60
125	100	21,2	34,7	3,75	4.769,46	974,19	3.392,31	9.135,95
125	125	21,2	29,8	3,22	4.769,46	769,86	2.910,91	8.450,22

Costo minimo ipotizzato

€8.450,22

In definitiva si possono così riassumere le caratteristiche del tracciato:

- Opera di captazione da sorgente alla quota di 863m slmm.
- Tubazione di diametro 125mm, lunga 4237,6m nella quale l'acqua fluisce a gravità
- Pompa di potenza pari a 3,22kW necessaria a vincere una prevalenza geodetica di 21,2m (manometrica di 29,8m) che funziona automaticamente e in continuo; la vasca di sconnessione è posta alla quota di 844m slmm. (sono stati lasciati 5m di carico di sicurezza e altrettanti sulla pompa)
- Tubazione di diametro 125mm, lunga 684,0m nella quale l'acqua viene pompata
- Serbatoio alla quota di 865m slmm.
- Costo da sostenere ogni anno di 8.450,22€

5. CARATTERISTICHE DELLA TUBAZIONE

L'ingegnere deve scegliere il tipo di tubo in base alle condizioni di esercizio dell'impianto (destinazione d'uso, portata, pressione, natura dei terreni di posa, caratteristiche del fluido trasportato) e in base ai finanziamenti a disposizione della realizzazione dell'impianto. (decreto 12.12.85.)

Per le condotte si sono scelte tubazioni in acciaio con saldature dotate di rivestimento pesante con miscele bituminose; esse sono interrate ad una profondità media di 1,5 m ed opportunamente protette.

Si tratta di tubazioni cilindriche a sezione circolare collegati a mezzo di appositi giunti e intramezzati da particolari pezzi speciali e apparecchiature; la giunzione è realizzata con saldatura di tipo a bicchiere cilindrico, mentre i pezzi speciali verranno bullonati alla condotta mediante flange.

L'acciaio è caratterizzato da elevata resistenza specifica a trazione che consente di ottenere tubi di spessore minore, più leggeri e quindi più facilmente trasportabili e meno costosi. Inoltre i tubi di acciaio sono caratterizzati da maggiore lunghezza costruttiva e questo permette di ridurre notevolmente il numero di giunti.

In dettaglio l'acciaio garantisce:

- maggiore tenacità e quindi minore fragilità, che rende le rotture più rare;
- maggiore resistenza specifica del metallo a trazione che consente spessori minori e conseguentemente tubi più leggeri e più economici;
- maggiore adattabilità ad eventuali cedimenti del terreno per effetto dei quali i tubi di ghisa si spezzano più facilmente;
- maggiore lunghezza dei tubi (anche di 13,5m, contro una lunghezza massima dei tubi in ghisa di 6m) che consente di ridurre notevolmente il numero dei giunti.

Si è scelto, poi, di adottare una giunzione saldata a bicchiere cilindrico. Tali giunti presentano i seguenti vantaggi:

- massima garanzia di resistenza e tenuta nei confronti delle pressioni interne, delle sovrappressioni dinamiche, delle variazioni termiche e delle sollecitazioni flessionali causate dall'insufficienza degli appoggi e dall'instabilità dei terreni;
- durata;
- conducibilità elettrica, necessaria per la protezione catodica;
- possibilità di effettuare, all'atto del montaggio, deviazioni angolari di qualche grado, consentendo di risolvere, durante la posa in opera, eventuali problemi di adattamento e modifica.

Il rivestimento esterno dei tubi utilizzati è di tipo pesante; esso è costituito da una pellicola di bitume e da uno strato protettivo isolante di miscela bituminosa; l'armatura è costituita da lana di vetro impregnata della stessa miscela bituminosa e da una pellicola di idrato di calcio.

Il rivestimento interno è invece realizzato con semplice bitumatura.

Si è scelto di interrare la condotta ad una profondità media di 1,5m, tenendo cura comunque di contenere lo scavo tra 80cm e 2m di profondità. Tale scelta è dovuta al fatto che la tubazione deve essere protetta dalla sollecitazione agente ma soprattutto da quella

termica: l'acqua cioè non deve riscaldarsi d'estate né congelarsi in inverno, né variare temperatura nel corso della giornata. Per i nostri terreni, la profondità di posa scelta è sufficiente per evitare le conseguenze citate. La condizione di posa scelta è infine quella in trincea stretta.

6. VERIFICHE DI STABILITA' DELLE CONDOTTE

Le norme tecniche per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle tubazioni sono oggetto del decreto ministeriale del 12 dicembre 1985.

Per tubi in acciaio le prove da effettuare sono:

1. prova per pressione interna o comportamento del materiale a trazione;
2. prova di schiacciamento o comportamento del materiale a flessione.

Si definisce innanzitutto la rigidezza anulare del tubo come

$$R_a = \frac{E}{12} \cdot \left(\frac{s}{D_m} \right)^3$$

E modulo elastico dell'acciaio=2100000kg/cm²

s spessore del tubo

D_m diametro (mediato tra quello interno e quello esterno)

La rigidezza va valutata in rapporto al modulo elastico del suolo E_g per stabilire se il tubo è flessibile (R_a/E_g <1/12 oppure s/D <1/10) o rigido (R_a/E_g >1/12 oppure s/D >1/10).

Per tubazioni rigide la verifica risulta soddisfatta se lo stato di sollecitazione interna è compatibile con le tensioni ammissibili del materiale mentre per le condotte flessibili va accertato che le deformazioni risultanti siano compatibili con le deformazioni ammesse per il materiale e con eventuali vincoli di progetto.

6.1. Verifica a collaudo (alla pressione interna)

Se il tubo è sottile (s/D >1/50) bisogna verificare se lo spessore assegnato alla tubazione è in grado di sopportare la pressione interna del tubo.

$$s = \frac{p \cdot D}{2\sigma}$$

s spessore

D diametro

σ tensione ammissibile dell'acciaio

p pressione interna (p = γ_w·h)

h colonna massima di acqua

VERIFICA ALLA PRESSIONE INTERNA			
$s = \max (s_{\text{mariotte}})$			
FORMULA DI MARIOTTE			
$s > p * D / (2 \sigma_{s,amm})$			
h		211,5	m
p	$p = \rho_w * h$	2,074	N/mm ²
D		125	mm
$\sigma_{s,amm}$		150	N/mm ²
s	$s = p * D / (2 \sigma_{s,amm})$	0,864	mm
In ogni caso $s_{\text{min}}=5$ mm per ragioni tecnologiche			

Si osserva che la pressione massima si instaura nel tratto a gravità, in quanto nel tratto a sollevamento anche considerando una sovrappressione dovuta a fenomeni di moto vario la pressione risulta essere inferiore.

La verifica è soddisfatta, avendo scelto come spessore di progetto 8,64mm per il diametro di 125mm.

6.2. Verifica statica (alla pressione di esercizio)

Occorre prendere in esame tutti i carichi che agiscono sul tubo

- peso proprio della condotta e del liquido trasportato;
- peso del terreno di riempimento della trincea di posa;
- i sovraccarichi accidentali dovuti al traffico stradale;
- le reazioni di appoggio.

La verifica consiste nel confrontare le deformazioni della condotta, sottoposta ad un carico opportunamente valutato, con una deformazione massima ammissibile, che la normativa impone, per i tubi flessibili, pari al 5% del diametro.

Tale carico è dato dalla somma di una componente fissa e di una mobile:

La progettazione dell'acquedotto esterno prevede la posa della tubazione in trincea stretta ($B < 2D$) con doppio rinterro, utilizzando come materiale di rinterro il materiale di scavo. L'azione del terreno è quantificabile attraverso la formula di Marston.

$$P' = \gamma_t \cdot k_M \cdot B \cdot D$$

γ_t peso specifico del terreno

k_m coefficiente di Marston

B larghezza della trincea di scavo in corrispondenza della generatrice superiore del tubo

D diametro

$$k_m = \frac{1 - e^{-2k \cdot \left(\frac{H}{B}\right) \cdot \text{tg} \varphi}}{2k \cdot \text{tg} \varphi}$$

H altezza del rinterro fino alla generatrice superiore del tubo

φ angolo di attrito interno del materiale del rinterro

$$k = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Nel nostro caso abbiamo utilizzato un coefficiente di Marston pari a 1,3 ottenuto attraverso un abaco.

L'influenza del carico mobile si valuta come:

$$q_m = P_v \cdot \phi_m \cdot D$$

dove ϕ_m è il coefficiente dinamico che assumiamo pari a $1+0,3/H$ (mezzi stradali) in quanto gli attraversamenti sono unicamente stradali. P_v è la pressione per unità di area che, considerando i convogli HT45 di maggiori dimensioni, assume un valore pari a $43100H^{-1,206}$.

L'inflessione diametrale è calcolabile con la nota relazione di Spangler:

$$\Delta x = \Delta y = \frac{0,083 \cdot Q \cdot R^3}{EI + 0,061 \cdot E_t \cdot R^3}$$

$$E_t = \frac{9 \cdot 10^4 \cdot (H + 4)}{\alpha'}$$

Vengono ritenute ammissibili, dal punto di vista del comportamento strutturale, valori di deformazione compresi all'incirca tra il 3% e il 6% del diametro.

VERIFICA A PRESSIONE DI ESERCIZIO IN TRINCEA STRETTA

$$((\Delta x) = (\Delta y)) \leq \square \text{ mm}$$

$P' = \square \cdot t \cdot K_m \cdot B \cdot D$	pressione trasmessa dal terreno sovrastante	
D =	125	mm
$B = D \cdot 3 + 0,20 + 0,20$	0,775	m
$H \geq (1,5 \cdot B)$	1,1625	m
H =	1,4	m
$\square \cdot t =$	2650	kg/m ³
H/B =	1,81	
K _m =	1,3	Marston
P' =	333,73437 5	kg/m

diametro medio della condotta
larghezza cavo in corrispondenza della generatrice del tubo

dist tra p.c. e generatrice sup del tubo

peso specifico del terreno

ABACO DI MARSTON

$P'' = P_v \cdot \square \cdot m \cdot D$	pressione trasmessa dal carico mobile	
P _v =	28724,128	kg/m ²
$\square \cdot m =$	1,429	
P'' =	5129,31	kg/m

pressione trasmessa dalla sollecitazione (convoglio HT45)
coeff moltiplicativo (ferrovia)

$Q=\Sigma P=P'+P''$	5463,04	kg/m	
$s=$	0,864	cm	spessore tubo
$I=s^3/12$	0,053748	inerzia	
$E=$	2100000	kg/cm ²	modulo elasticità normale del tubo acciaio
$R=D/2$	0,0625	m	raggio idraulico
$Q=\Sigma P$	5463,04	kg/m	
$Kx=Ky=$	0,083		nell'ipotesi che $\alpha=\beta=180^\circ$
$Et=9*10^4*(H+4)/\alpha'$	97200,00	kg/m ²	tiene conto del compattamento del terreno
$\alpha'=$	5		fattore tabellato grado di compattamento
$\Delta x=\Delta y=(0,083*Q*R^3)/(EI+0,061*Et*R^3)$		9,80772E-07	m deformazione diametrale
$\square amm=$	0,00625	m	valore ammissibile normativa

La verifica a pressione di esercizio è soddisfatta.

6.3. Verifica a depressione

Si può instaurare all'interno della condotta una pressione inferiore a quella atmosferica (depressione), ad esempio a seguito di svuotamento della condotta e di un non corretto funzionamento dei dispositivi di entrata dell'aria. E' possibile che la condotta, sollecitata da forze radiali uniformemente distribuite e dirette verso il centro di curvatura, si infletta, ovalizzandosi, ed infine si schiacci.

La tubazione è in equilibrio elastico stabile se

$$\frac{r}{s} < \sqrt[3]{\frac{E}{4 \cdot \Delta P}}$$

La precedente è la formula di Allievi - Timoshenko dove ΔP è la differenza tra pressione esterna ed interna e può risultare al massimo pari ad 1atm.

In sostanza bisogna verificare che il lavoro compiuto dall'aria all'esterno del tubo sia minore della deformabilità del tubo stesso (lavoro delle forze interne).

VERIFICA A DEPRESSIONE		
$r/s < [E/(4*\Delta P)]^{1/3}$		
r	0,0625 m	raggio del tubo
s	0,00864 m	spessore del tubo
r/s =	7,23	
E	2,10E+10 kg/m ²	modulo di Young dell' acciaio
ΔP	10000 kg/m ²	pressione atmosferica
$[E / (\Delta P*4)]^{1/3} =$	80,67	
	7,23 < 80,67	Verificato

7. OPERE D'ARTE

Tutte le opere acquedottistiche devono proteggere le acque dall'inquinamento e conservarne la freschezza; a tale scopo le condotte sono chiuse e interrato (a 1,5m di profondità nel terreno), le opere di presa, i serbatoi, i pozzetti sono chiusi, protetti e ,quando possibile, seminterrati.

7.1. Pozzetti

Lungo il tracciato della condotta sono disposti pozzetti destinati ad ospitare apparecchi quali scarichi e sfiati.

I pozzetti di scarico sono posti nei punti più bassi della condotta allo scopo di consentire lo svuotamento dei tratti di condotta che vi confluiscono, qualora occorra operare una riparazione degli stessi tratti. Gli apparecchi allocati sono due saracinesche, una per ciascun tratto, con interposto l'elemento di scarico.

I pozzetti di sfiato sono invece posti nei punti alti della condotta allo scopo di eliminare l'aria che in questi punti può accumularsi.

Adottiamo uno sfiato a doppio galleggiante che ha la duplice funzione sia di degasaggio delle tubazioni in fase di esercizio che di riempimento o svuotamento.

Esso è preceduto verso il basso da un rubinetto per verificare che lo sfiato funzioni e da utilizzare anche da sfiato manuale qualora quello automatico non funzioni, da una saracinesca per favorire la manutenzione dello sfiato automatico e infine da un divergente per il collegamento alla condotta.

Tra le cause dell'ingresso di aria all'interno del sistema acquedottistico vanno annoverate:

- insufficiente battente all'imbocco dell'opera di presa;
- non idonei raccordi all'ingresso della corrente idrica nella condotta;
- presenza di sezioni in cui si determini una depressione come nel caso di tubi di aspirazione o pompe installate al di sopra del serbatoio da cui esse prelevano acqua;
- riempimento della condotta;
- abbandono dei gas presenti nell'acqua in corrispondenza dei tratti ascendenti delle condotte a causa di una diminuzione di pressione.

7.2. Attraversamenti stradali e ferroviari

L'acquedotto in progetto non è interessato da nessun attraversamento stradale e ferroviario. Questa condizione risulta essere a vantaggio della sua reale realizzabilità.

7.3. Attraversamento di corsi d'acqua

All'altezza del picchetto n° 6 si ha la necessità di attraversare un torrente. La soluzione preferibile è quella di collocare la tubazione sul fondo del corso d'acqua, all'interno di un apposito cassonetto, munito superiormente di chiusini abbastanza ravvicinati, in modo che sia possibile ispezionare il tubo ed effettuare gli interventi di manutenzione e riparazione. Nel caso in cui il torrente sia di entità rilevante, si predisporrà una briglia a ridosso del cassonetto, per proteggere la condotta dall'azione erosiva dell'acqua che potrebbe travolgere i tubi con il materiale trasportato.

All'altezza dei picchetti n° 14, 18, 19, 22, 28, 32 si ha la necessità di attraversare dei canali. La soluzione ottimale da adottare è quella di realizzare degli attraversamenti inferiori in quanto sono già presenti degli attraversamenti. La tubazione verrà quindi

installata nelle luci inferiori di tali opere munendola, se necessario di un sistema di coibentazione atto a far fronte alle variazioni termiche esterne.

8. SERBATOIO

Il serbatoio è posto sopra il centro abitato di Anzano di Puglia , ad una quota di circa 865m slmm., esso è servito dalla condotta esterna che proviene dall'opera di presa e serve a sua volta la rete di distribuzione dell'abitato; è cioè un serbatoio di testata.

Per poter dimensionare il volume delle vasche, previste in calcestruzzo armato, si è tenuto conto delle funzioni di compenso e di riserva nel caso di mancata alimentazione dalla condotta esterna, oltre a quella antincendio.

Più precisamente, essendo la portata media $q= 7,7$ l/s, per fronteggiare la maggiore richiesta dell'utenza nelle ore di punta si è prevista una capacità di compenso pari ad un terzo del fabbisogno giornaliero:

Volume di compenso	$1/3W_g=$	221,76 m ³
--------------------	-----------	-----------------------

e come capacità di riserva si è garantito il fabbisogno cittadino per la durata di un giorno, quindi si è previsto un volume di riserva pari al fabbisogno giornaliero:

Volume di riserva	$W_g= \frac{Q^*}{1 \text{ giorno}}=$	665,28 m ³
-------------------	--------------------------------------	-----------------------

È da considerarsi quindi un volume antincendio di:

Volume antincendio	$30 \text{ l/s} \cdot 2 \text{ h} =$	216 m ³
--------------------	--------------------------------------	--------------------

Quindi il volume totale da adottare sarà:

Volume totale	1103,04 m ³	→	1120 m ³
---------------	------------------------	---	---------------------

Si è deciso di assegnare al serbatoio un volume effettivo $W_{eff}= 1120$ m³ .

Il volume totale è diviso tra due vasche rettangolari uguali che possono funzionare anche separatamente in caso di lavaggio, manutenzioni o riparazioni, senza interrompere il servizio all'utenza.

Fissando un tirante idrico $h= 4$ m l'area di base del serbatoio e quella unitaria sono:

$A_{tot}=$	280 m ²
$A_{unit}=$	140 m ²

si realizzeranno due vasche a pianta rettangolare con setto di separazione, il serbatoio avrà una larghezza e una lunghezza rendendo minimo lo sviluppo perimetrale delle pareti uguali a:

$L_1=$	20 M
$L_2=$	14 M

Importante funzione assolta dal serbatoio è, inoltre, quella di fissare la quota dei carichi idrostatici assoluti per la rete di distribuzione interna dell'abitato, pari a 865 metri slmm..

Al tirante idrico viene aggiunta una ulteriore altezza, il franco di sicurezza, di 1 m per far fronte alle oscillazioni del pelo libero dell'acqua contenuta nel serbatoio dovute ad eventuali azioni sismiche.

Il serbatoio è del tipo interrato.

L'intera opera è ricoperta con uno strato di terreno di riporto di quasi un metro per tenere il serbatoio al riparo dall'azione termica dell'aria esterna e della diretta irradiazione solare; è previsto inoltre un adeguato inerbimento per proteggere il terreno da fenomeni erosivi causati dalle acque meteoriche.

Il solaio del serbatoio è ricoperto da uno strato impermeabile per evitare infiltrazioni d'acqua esterna ed è disposto un adeguato massetto delle pendenze che favorisce l'allontanamento della stessa.

Per assicurare l'impermeabilità delle pareti è prevista l'esecuzione di uno scavo di dimensioni maggiori per riempire l'intercapedine creata fino alla parte esterna delle pareti con un tappo d'argilla compattata, sulla quale prosegue la copertura del serbatoio, posta su di un drenaggio in pietrame a secco con diametro crescente verso il basso che favorisce lo scolo dell'acqua meteorica proveniente dal terreno circostante verso la sottostante canaletta di raccolta, ma evita l'intrusione di terreno fine o dell'argilla sovrastante.

Sul terreno di fondazione è previsto uno strato di calcestruzzo magro che si protrae per sostenere la canaletta suddetta.

L'esercizio del serbatoio è reso possibile dalla camera di manovra.

Date le piccole dimensioni dell'opera nonché della modesta differenza di carico tra la sorgente e il serbatoio, si è ritenuto superfluo dotare la camera di manovra del pozzetto di shuntaggio; in caso di manutenzione del setto, ciascuna vasca ne assolverà alternativamente le funzioni.

Le condotte che immettono l'acqua nelle vasche devono essere quanto più lontane dalle condotte di presa, in modo da assicurare il movimento ed il rinnovamento di tutta l'acqua nelle vasche ed evitare delle zone morte o stagnanti; il moto è garantito dalla presenza dei setti, che svolgono anche una funzione statica diminuendo la lunghezza delle campate del solaio.

I tubi di presa sono disposti quasi al fondo delle vasche, in corrispondenza dei pozzetti all'interno dei quali pescano anche i tubi di scarico.

Le porte di accesso alle vasche sono a tenuta ma munite di luci di aerazione che consentono l'entrata e l'uscita dell'aria per assecondare le variazioni del tirante; esse sono perciò provviste di rete metallica molto fitta.

Le vasche devono rimanere completamente al buio per non consentire la formazione di alghe ma è comunque prevista un'illuminazione artificiale, necessaria per le ispezioni o per la manutenzione.

Ogni vasca, essendo atta a funzionare indipendentemente, è dotata di tubazione d'arrivo, di tubazione di partenza, di scarico di superficie e di fondo.

8.1. Scarico di superficie

Lo scarico di superficie è costituito da un tubo verticale munito di imbuto d'imbocco sulla sommità per aumentare la lunghezza della lama sfiorante.

Lo sfioro potrebbe dover funzionare quando è in funzione una sola vasca e al serbatoio arriva l'intera portata $Q = 7,7$ l/s.

Il calice, se posto a sufficiente distanza dalla parete della vasca, può essere assimilato ad una luce a stramazzo di lunghezza pari alla circonferenza sfiorante.

Si utilizza quindi la formula:

$$Q = \mu l h \sqrt{2gh} = \mu \pi D h \sqrt{2gh}$$

con $\mu=0,4$.

Fissando il tirante $h=5\text{cm}$ si ricava:

$$l = \frac{Q}{\mu h \sqrt{2gh}} = \frac{0,0077}{0,40 \times 0,05 \times \sqrt{2 \times 9,81 \times 0,05}} = 0,389\text{m}$$

e quindi essendo $l=\pi D$ si ha

$$D = \frac{l}{\pi} = \frac{0,389}{3,14} = 0,124\text{m}$$

Quindi è possibile utilizzare lo stesso tubo dell'acquedotto esterno, inoltre il carico di 5 cm è sufficiente.

Per la verifica a saturazione il diametro del tubo nel quale viene convogliata la portata sfiorata dal calice deve essere tale da smaltirla senza provocare un rigurgito dello stesso.

Considerando lo scarico come una luce a battente circolare ($\mu=0,6$), il carico H è pari al carico sullo stramazzo più il tirante idrico, quindi possiamo assimilarlo a 5 m. Dalla formula:

$$Q = \mu \frac{\pi}{4} D^2 \sqrt{2gH}$$

ponendo $D=125\text{ mm}$ ricaviamo $Q=0,0652\text{ m}^3/\text{s}$, che è una portata molto maggiore di quella di progetto: la verifica a saturazione risulta perciò soddisfatta, quindi possiamo utilizzare un tubo di diametro costante.

8.2. Scarico di fondo

Per dimensionare lo scarico di fondo si tiene conto che lo svuotamento non deve avvenire in tempi troppo lunghi.

Ciascuno scarico può essere assimilato ad una luce a battente circolare con battente pari al tirante idrico.

Fissato un diametro di 125mm si ricava il tempo di svuotamento:

$$T = \frac{2W}{\mu \sigma \sqrt{2gH}} = \frac{2 \times 560}{0,6 \times 0,0123 \times \sqrt{2 \times 9,81 \times 4}} = 17179\text{s} = 4,8\text{h}$$

Che risulta un tempo accettabile.

8.3. Canaletta di scarico

La canaletta di scarico raccoglie le acque provenienti dagli scarichi di fondo e dagli sfiori; la condizione di funzionamento più gravosa si ha quando le due vasche si trovano in fase di svuotamento ($Q_{max}=138$ l/s).

Per il suo dimensionamento si considera una pendenza dell'1% e come materiale il calcestruzzo ben liscio.

Dalla formula di Gaukler-Strickler con $k'=70$ si ha:

$$Q = k' \sigma R^{2/3} J^{1/2} = 70bh \left(\frac{b \cdot h}{2h + b} \right)^{2/3} (0.01)^{1/2}$$

fissando $b = 50$ cm e $h = 25$ cm si ha il deflusso di una portata pari a 0,2188 l/s, quindi adottiamo tali dimensioni anche per adottare un franco di sicurezza.

9. BLOCCHI DI ANCORAGGIO

I blocchi di ancoraggio hanno lo scopo di assorbire le azioni che l'acqua trasmette alle condotte in pressione in punti singolari, e di distribuirle in modo opportuno sul terreno circostante. Le singolarità citate possono essere curve (planimetriche o altimetriche), variazioni di diametro, diramazioni, punti di inserimento di pezzi speciali ecc...

Molto importante è quindi la determinazione della sollecitazione esercitata dall'acqua, che è possibile tramite l'equazione globale dell'idrodinamica la quale si applica a un volume la cui superficie è in parte reale (le pareti della condotta) in parte ideale (le sezioni liquide trasversali alla condotta stessa).

Se l'acqua è soggetta alla sola forza di gravità, l'equazione si può scrivere:

$$G + I + \Pi + W = 0$$

Essendo:

G peso del volume di controllo;

I forze di inerzia (in questo caso nulle perché il moto è permanente);

W quantità di moto (trascurabili perché le velocità sono ridotte);

π forze di superficie (pressione agente sulle sezioni liquide).

Prenderemo in considerazione, come singolarità, una curva planimetrica a $\alpha=90^\circ$. In questo caso la spinta esercitata dal volume di controllo sulle pareti della condotta è indirizzata radialmente verso l'esterno secondo la bisettrice dell'angolo α (formato dalle tracce delle sezioni liquide nel piano orizzontale). La risultante della spinta risulta essere:

$$R = \gamma \cdot h \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot 2 \cdot \sin(\alpha/2)$$

Eseguiamo i calcoli considerando il caso più gravoso possibile, ovvero un terreno incoerente:

Caratteristiche condotta

Materiale	acciaio	
Diametro interno D	0,125	m
Portata Q	0,0077	m ³ /s
Colonna d' acqua h	141	m
α	90	°

trascuriamo la sovrappressione che può sorgere nel tratto a sollevamento in quanto la colonna d'acqua massima riguarda il tratto a gravità

Altri dati

Peso specifico dell' acqua γ_w	9800	N/m ³
Densità dell' acqua ρ_w	1000	kg/m ³

CALCOLO DELLA SPINTA

Area della sezione trasversale della condotta σ	$s=p \cdot D^2 / 4$	0,01227	m ²
Velocità dell' acqua V	$V=Q / s$	0,63	m/s
Pressione di collaudo p_c	$p_c=1,5 \cdot (g_w \cdot h)$	2072700	N/m ²
Forze superficiali π	$\pi=p \cdot s$	25423	N
Quantità di moto della massa entrante W	$W=r_w \cdot s \cdot V^2$	4,83	N
Spinta S	$S=\pi+W$	25427,79	N
Risultante R	$R=2(\pi + W)\text{sen}(a/2)$	35946,0	N

acqua su terreno

Scegliamo un blocco di ancoraggio in calcestruzzo, di forma prismatica a base trapezia, con la base minore a contatto con la condotta nel punto singolare, e la base maggiore a contatto con il terreno.