



**CONSORZIO DI BONIFICA  
TERRE D'APULIA**

# **LAVORI DI RISTRUTTURAZIONE E POTENZIAMENTO DELL'ACQUEDOTTO RURALE DELLA MURGIA - SCHEMA SUD -**



## **PROGETTO ESECUTIVO**

Progettista:



**Prof. Ing. Alberto Ferruccio PICCINNI**  
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Bari n.7288

**Dott. Ing. Giovanni VITONE**  
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Bari n.3313

**Dott. Ing. Gioacchino ANGARANO**  
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Bari n.5970

**Dott. Ing. Luigi FANELLI**  
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Bari n.7428

**Dott. Ing. Stefano FRANCAVILLA**  
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Bari n.4927

Responsabile del Procedimento:

**Dott. Ing. Giuseppe CORTI**

Codice	Elaborato		
<b>A02</b>	<b>Relazione idrologica - idraulica</b>		
		SCALA	
0	MAGGIO - 2019	Emesso per Progetto Definitivo	002 - ARM - RIDR Doc
REV	DATA	NOTE	COD.ELABORATO

**INDICE**

<b>1</b>	<b>PREMESSA .....</b>	<b>2</b>
<b>2</b>	<b>DESCRIZIONE DELL'ACQUEDOTTO ESISTENTE .....</b>	<b>3</b>
2.1	<b>Funzionamento dello schema della Zona Sud.....</b>	<b>3</b>
<b>3</b>	<b>INTERVENTI IN PROGETTO .....</b>	<b>5</b>
3.1	<b>Premente – SA .....</b>	<b>5</b>
3.2	<b>Tronco SA02 .....</b>	<b>7</b>
3.3	<b>Tronco SA05 .....</b>	<b>9</b>
3.4	<b>Tronco SD01A .....</b>	<b>9</b>
3.5	<b>Tronco SD01D .....</b>	<b>11</b>
3.6	<b>Tronco SD03 .....</b>	<b>11</b>
3.7	<b>Tronco SD11 .....</b>	<b>12</b>
3.8	<b>L'impianto di sollevamento "Massafra" .....</b>	<b>13</b>
<b>4</b>	<b>STIMA DEI FABBISOGNI IDRICI .....</b>	<b>15</b>
<b>5</b>	<b>RETE IDRICA .....</b>	<b>16</b>
5.1	<b>Schema di calcolo .....</b>	<b>16</b>
5.2	<b>Modello idraulico della rete e verifica idraulica.....</b>	<b>16</b>
<b>1</b>	<b>PREMENTE .....</b>	<b>19</b>
<b>2</b>	<b>BLOCCHI DI ANCORAGGIO .....</b>	<b>22</b>
<b>3</b>	<b>GLI ORGANI DI PROTEZIONE DELL'IMPIANTO.....</b>	<b>25</b>

Codice	Titolo	
A.02	Relazione Idraulica	Pag.1di27



## **1 PREMESSA**

La presente Relazione Idraulica illustra le verifiche idrauliche effettuate sullo schema di distribuzione di acqua per uso potabile a servizio dell'Acquedotto rurale della Murgia, schema sud, in particolare delle zone rurali ricadenti negli agri compresi tra Gioia del Colle e Martina Franca.

L'acquedotto in questione, dal punto di vista idraulico, può essere caratterizzato come sistema a grappolo: dorsali principali facenti capo a serbatoi di linea da cui si dipartono adduttori secondari per l'alimentazione di altri serbatoi in posizione di testata e di linea.

Codice	Titolo	
A.02	Relazione Idraulica	Pag.2di27

## 2 DESCRIZIONE DELL'ACQUEDOTTO ESISTENTE

L'intero sistema dell'Acquedotto Rurale della Murgia può essere suddiviso in due "sottoschemi" indipendenti, senza alcun punto di interconnessione, identificati come zona nord e zona sud idealmente suddivisi dall'autostrada Bari-Taranto.

Lo schema in esame è quello Sud, che ha un funzionamento del tipo a cascata, con un serbatoio di testata posto a quota più alta che alimenta più serbatoi posti a quote inferiori, direttamente connessi ad esso, e l'aliquota di rete altimetricamente compresa tra la quota del serbatoio di testata e la quota dei serbatoi direttamente alimentati da quello di testata; con lo stesso criterio questi ultimi diventano, a loro volta, serbatoi di testata per l'aliquota di rete e i serbatoi altimetricamente più bassi.

L'approvvigionamento idrico per l'alimentazione della zona sud è assicurato principalmente dalle derivazioni sul canale del Pertusillo; tali portate sono incrementate con l'acqua emunta da 24 pozzi profondi, realizzati in prossimità degli impianti di sollevamento, a servizio dei serbatoi di testata, o comunque in fregio ad alcuni serbatoi intermedi.

In totale sono presenti 7 serbatoi nella zona sud, aventi capacità compresa tra 500 m<sup>3</sup> e 3.000 m<sup>3</sup>, per un volume di 14.000 m<sup>3</sup>.

Le condotte adduttrici che collegano i diversi serbatoi sono realizzate in ghisa o in acciaio, mentre per le condotte distributrici sono stati utilizzati anche il PVC e il CAM, ma in quantità nettamente più limitata.

### 2.1 Funzionamento dello schema della Zona Sud

L'acquedotto rurale della Murgia ha un funzionamento idraulico complesso che sostanzialmente può ricondursi a un sistema interconnesso di serbatoi in cascata e condotte di collegamento e adduzione, dalle quali si dipartono le condotte distributrici.

In particolare, il serbatoio di testata della zona sud denominato **SS1** (in agro di Martina Franca) sorge ad una quota di circa 522 m s.l.m. ed è alimentato tramite l'impianto di sollevamento di Massafra con la portata derivata dal canale Pertusillo, incrementata con quella emunta da 5 pozzi profondi. Da questo serbatoio si dipartono tre adduttrici al servizio di altrettanti serbatoi: con una condotta per il primo tratto in ghisa, dei diametri Ø250 e Ø200, e per il secondo in acciaio, Ø200 e Ø150, è servito il serbatoio **SS4** (in agro di Mottola), con una condotta in acciaio, con diametri compresi tra il Ø450 e il Ø250, è alimentato il serbatoio **SS3** (in agro di Noci), infine, con una derivazione sul Ø450 per il serbatoio **SS3**, del diametro variabile tra il Ø300 e il Ø150 è alimentato il serbatoio **SS2** (in agro di Martina Franca). Dal serbatoio **SS3** sono, invece, alimentati il serbatoio **SS7** (in agro di Putignano), con una condotta in acciaio del Ø150, e il serbatoio **SS5** (in agro di Noci), con un'adduttrice sempre di acciaio avente diametri compresi tra il Ø350 e il Ø250. Infine, a quest'ultimo serbatoio è sotteso il serbatoio **SS6** (in agro di Gioia) alimentato con una serie di condotte per il primo tratto in ghisa, Ø250 e Ø200, per l'ultimo in acciaio, Ø150 e Ø100.

Nella tabella che segue si riporta l'elenco e le principali caratteristiche dei serbatoi a servizio della zona Sud.

Codice	Titolo	
A.02	Relazione Idraulica	Pag.3di27



<b>SERBATOI ZONA SUD</b>			
Serbatoio	Comune di appartenenza	Capacità [m3]	Quota terreno [m slm]
SS1	Martina Franca	3000	521.86
SS2	Martina Franca	3000	434.25
SS3	Noci	3000	460.05
SS4	Mottola	2000	381.36
SS5	Noci	1000	445.77
SS6	Gioia del Colle	1000	376.68
SS7	Putignano	1000	410.40

Figura 2.1 – Serbatoi Schema Sud

Codice	Titolo	Pag.4di27
A.02	Relazione Idraulica	

### 3 INTERVENTI IN PROGETTO

#### 3.1 Premente – SA

La condotta premente che dall'impianto di sollevamento "Massafra" adduce le acque al Serbatoio SS1, rappresenta uno degli elementi cardine dell'intero schema Sud, essendo questo il vettore principale attraverso cui sono alimentati tutti i serbatoi dello schema. Una interruzione prolungata della linea potrebbe comportare, come già accaduto allorquando si sono verificate le rotture sulla condotta in acciaio, l'interruzione del servizio di erogazione della risorsa idrica alle numerose utenze servite dallo schema.

Avendo valutato la non fattibilità ambientale di poter seguire in toto l'attuale tracciato della condotta premente se ne è individuato un nuovo tracciato che permette di eliminare nella quasi totalità l'interferenza con le aree a bosco.

Sulla base di queste considerazioni il tracciato previsto per la realizzazione della nuova condotta premente, della lunghezza di circa 17,4 km risulta il seguente:

- Primo tratto: da sez. 1 a sez. 106, della lunghezza di circa 4,6 km; la condotta è posata in sede propria. Per i primi 3,3 km circa la condotta verrà posata nell'attuale fascia di esproprio individuabile anche catastalmente.
- Secondo tratto: da sez. 106 a sez. 119, della lunghezza di circa 0,4 km; la condotta, dopo aver attraversato la strada provinciale Ex S.S. 581, segue un tracciato in sede propria sino a raggiungere una strada vicinale.
- Terzo tratto: da sez. 119 a sez. 139, della lunghezza di circa 1 km; la condotta è posata lungo la strada vicinale;
- Quarto tratto: da sez. 139 a sez. 145, della lunghezza di circa 0,2 km; la condotta è posata lungo la strada comunale 54 con pavimentazione stradale bitumata;
- Quinto tratto: da sez. 145 a sez. 254, della lunghezza di circa 4,5 km; la condotta è posata lungo la strada comunale 54 con pavimentazione stradale bitumata;
- Quinto tratto: da sez. 254 a sez. 271, della lunghezza di circa 0,7 km; la condotta è posata lungo la strada provinciale S.P. n.41 con pavimentazione stradale bitumata;
- Sesto tratto: da sez. 271 a sez. 384, della lunghezza di circa 5,5 km; la condotta è posata lungo la strada provinciale 53 con pavimentazione stradale bitumata;
- Settimo tratto: da sez. 384 a sez. 394, della lunghezza di circa 0,4 km; la condotta è posata lungo la strada provinciale 54 con pavimentazione stradale bitumata. Al termine di questo tratto la condotta devia per collegarsi alla camera di manovra del serbatoio SS1.

Attualmente, la lunghezza complessiva della premente è di 13.792,15 m; la lunghezza della premente prevista in progetto è di 17.400 m.

La condotta premente sarà realizzata con tubazioni in ghisa sferoidale con classi di pressione minime del PN 40 per la tratta compresa dalla sez. 1 alla sez. 169, pressioni minime del PN 25 per la tratta compresa dalla sez. 169 alla sez. 216 e pressioni minime del PN 16 per la tratta compresa dalla sez. 216 alla sez. 216. In corrispondenza delle curve planimetriche ed altimetriche si prevede la posa di blocchi di ancoraggio interrati aventi dimensioni variabili a seconda della tratta attraversata.

Codice	Titolo	
A.02	Relazione Idraulica	Pag.5di27

Lungo il tracciato della condotta premente si prevede di realizzare n. 9 pozzetti di scarico e n. 9 pozzetti di sfiato, in corrispondenza, rispettivamente, dei punti più bassi e più alti del tracciato, così come individuati dal profilo altimetrico elaborato a seguito di rilievo altimetrico.

Per gli sfiati si è previsto l'impiego di organi automatici a doppio galleggiante flangiato del 100, dal PN 64 al PN 16; per gli scarichi invece si è previsto di installare saracinesche a corpo piatto del DN 100, dal PN 64 al PN 16.

Le apparecchiature di linea saranno installate in pozzetti prefabbricati di dimensioni nette interne 1,2 x 1,5 m con ingresso dal piano stradale se realizzati su strada o sporgenti rispetto al piano campagna di 30 cm se realizzati in sede propria. Per questa tipologia se ne prevede il rivestimento della parte fuori terra con pietra calcarea disposta ad opus incertum per mascherarne la presenza.

I pozzetti saranno dotati di scaletta con corrimano di discesa in acciaio (ASTM 2146-82) da 12 mm di diametro rivestita in polipropilene, senza spigoli vivi e con pedate antiscivolo poste a distanza mutua non superiore a cm 30 di interasse, sporgente non meno di cm. 15 dalla parete, secondo le norme di Sicurezza (D.P.R. 547/55 e successive modificazioni).

### **PARTICOLARE POZZETTO DI SFIATO**

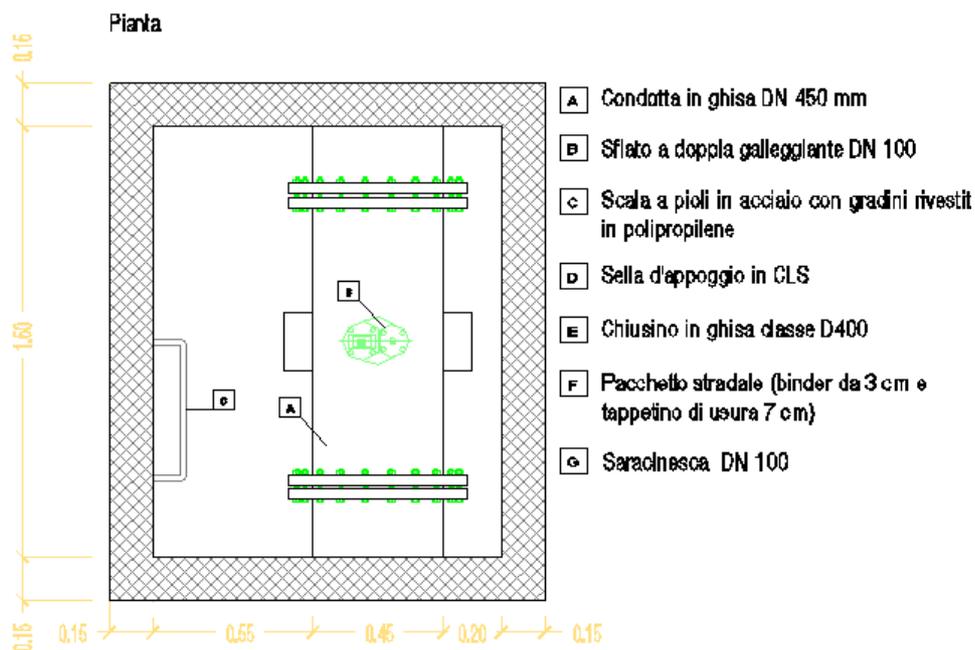


Figura 2.2 – Pozzetti di sfiato di linea

Codice	Titolo	
A.02	Relazione Idraulica	Pag.6di27

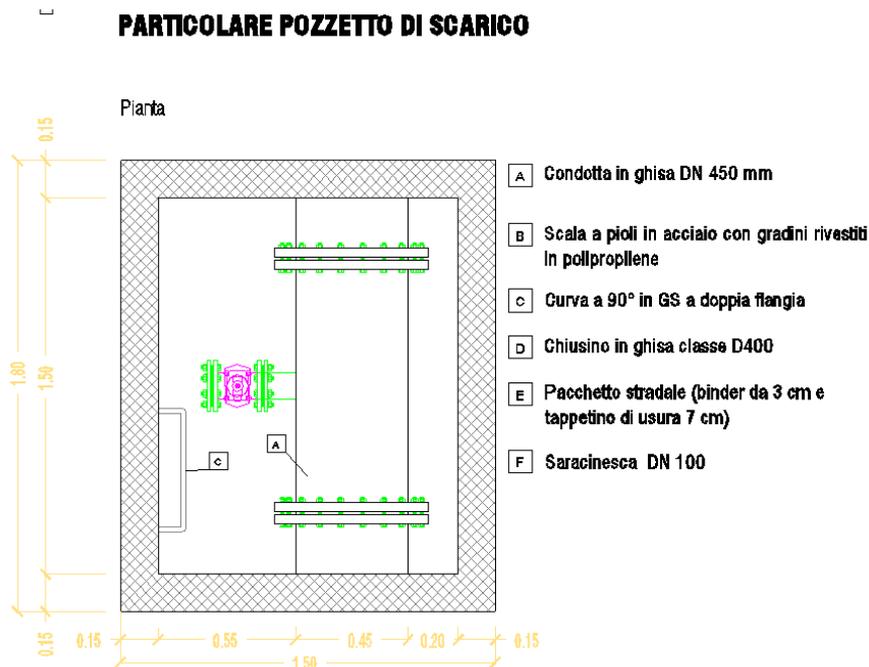


Figura 2.3 – Pozzetti di scarico di linea

### 3.2 Tronco SA02

Il tronco SA02 ha origine dal nodo terminale del tronco SA01 non oggetto di intervento con collegamento al serbatoio S2 e si sviluppa per una lunghezza di circa 15 km con diametri del DN 300, 250, 200 e 150. Il tratto che si intende sostituire con il presente intervento è quello terminale del DN 150 della lunghezza di circa 1,1 km.

Per questa condotta, non avendo disponibilità di tracciati alternativi risulta necessario prevedere la posa nell'ambito della stessa fascia di esproprio esistente. La scelta assunta è quella di realizzare una nuova condotta in parallelo onde evitare l'interruzione del servizio idrico durante l'esecuzione dei lavori.

Lungo il tracciato della condotta si è riscontrata la presenza di muretti di recinzione che delimitano le diverse proprietà attraversate che nel corso degli anni non hanno tenuto conto della presenza della condotta anche in considerazione della non ultimazione della procedura espropriativa con la demarcazione della fascia di proprietà del consorzio di bonifica.

Lungo il tracciato della condotta si prevede di realizzare n. 3 pozzetti di scarico e n. 2 pozzetti di sfiato, in corrispondenza, rispettivamente, dei punti più bassi e più alti del tracciato, così come individuati dal profilo altimetrico elaborato a seguito di rilievo altimetrico.

Per gli sfiati si è previsto l'impiego di organi automatici a doppio galleggiante flangiato del 100 - PN 16; per gli scarichi invece si è previsto di installare saracinesche a corpo piatto del DN 100 - PN 16.

Le apparecchiature di linea saranno installate in pozzetti prefabbricati di dimensioni nette interne 1,2 x 1,5 m, sporgenti rispetto al piano campagna di 30 cm e rivestiti per la parte fuori terra con pietra calcarea disposta ad opus incertum per mascherarne la presenza.

I pozzetti saranno dotati di scaletta con corrimano di discesa in acciaio (ASTM 2146-82) da 12 mm di diametro rivestita in polipropilene, senza spigoli vivi e con pedate antiscivolo.

Codice	Titolo	Pag.7di27
A.02	Relazione Idraulica	

poste a distanza mutua non superiore a cm 30 di interasse, sporgente non meno di cm. 15 dalla parete, secondo le norme di Sicurezza (D.P.R. 547/55 e successive modificazioni).

### PARTICOLARE POZZETTO DI SFIATO

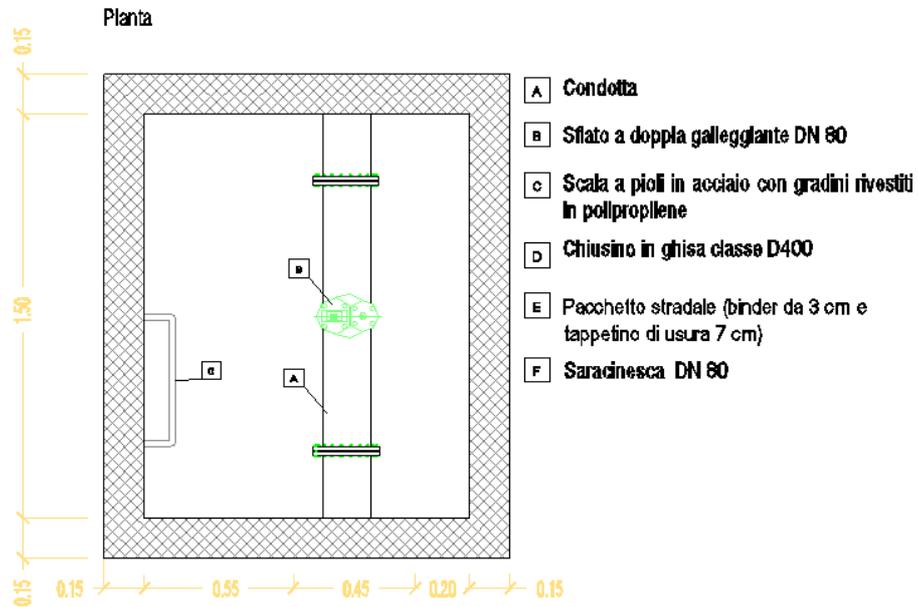


Figura 3.1 – Pozzetti di sfiato di linea

### PARTICOLARE POZZETTO DI SCARICO

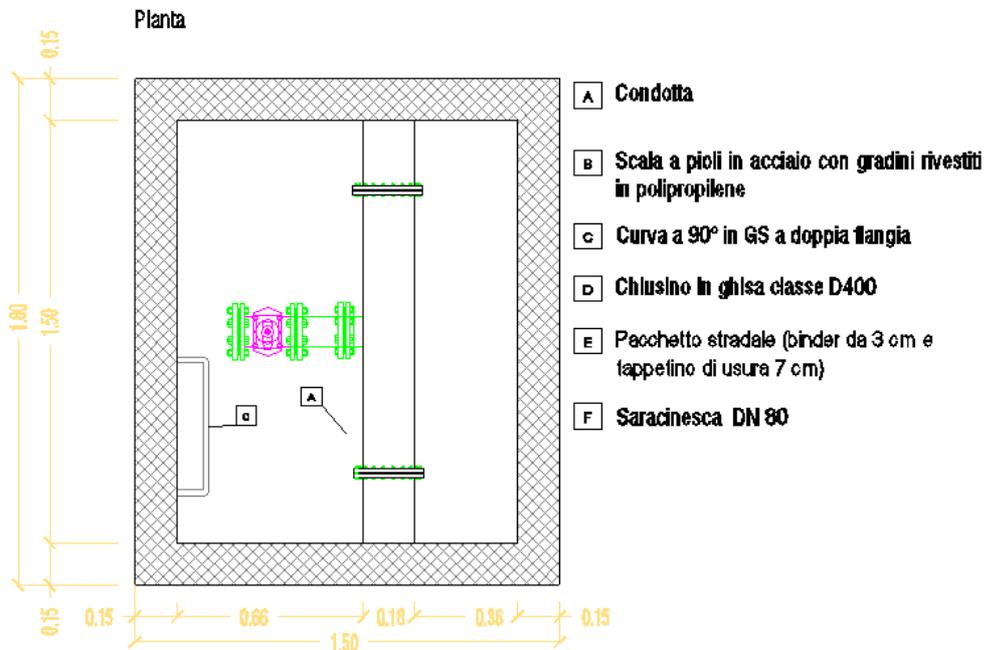


Figura 3.2 – Pozzetti di scarico di linea

Codice	Titolo	Pag.8di27
A.02	Relazione Idraulica	

### 3.3 Tronco SA05

Il tronco SA05 ha origine dal serbatoio SS05 non oggetto di intervento con collegamento al serbatoio SS06 e si sviluppa per una lunghezza di circa 12 km con diametri del DN 250, 200, 150 e 100. Il tratto che si intende sostituire con il presente intervento è quello terminale del DN 100 della lunghezza di circa 4,4 km.

La condotta attuale è posata interamente in sede propria ed allo stato attuale una parte del tracciato ricade all'interno dei perimetri del Bene Paesaggistico (BP) Boschi e Foreste. Avendo la disponibilità di un tracciato stradale (strada comunale Sant'Anna) in affiancamento all'attuale asse, la scelta assunta è stata quella di prevedere la posa di una nuova condotta interamente in sede stradale.



Figura 3.3 – Tracciato SA05 su strada comunale S. Anna

Lungo il tracciato della condotta si prevede di realizzare n. 5 pozzetti di scarico e n. 5 pozzetti di sfiato, in corrispondenza, rispettivamente, dei punti più bassi e più alti del tracciato, così come individuati dal profilo altimetrico elaborato a seguito di rilievo altimetrico.

Per gli sfiati si è previsto l'impiego di organi automatici a doppio galleggiante flangiato del 100 - PN 16; per gli scarichi invece si è previsto di installare saracinesche a corpo piatto del DN 100 - PN 16.

Le apparecchiature di linea saranno installate in pozzetti prefabbricati di dimensioni nette interne 1,2 x 1,5 m con ingresso dal piano stradale.

I pozzetti saranno dotati di scaletta con corrimano di discesa in acciaio (ASTM 2146-82) da 12 mm di diametro rivestita in polipropilene, senza spigoli vivi e con pedate antiscivolo poste a distanza mutua non superiore a cm 30 di interasse, sporgente non meno di cm. 15 dalla parete, secondo le norme di Sicurezza (D.P.R. 547/55 e successive modificazioni).

### 3.4 Tronco SD01A

Il tronco SD01A ha origine dal tronco SD01 non oggetto di intervento per estendersi sino all'intersezione con la strada "Regio Tratturello Martinese" si sviluppa per una lunghezza di circa 9,5 km con diametri del DN 250, 200, 150 e 100. Il tratto che si intende sostituire con il presente intervento è quello terminale del DN 100 della lunghezza di circa 5,6 km.

Codice	Titolo	Pag.9di27
A.02	Relazione Idraulica	

La condotta attuale nel tratto oggetto di intervento è posata interamente in sede propria ed una parte del tracciato ricade all'interno dei perimetri del Bene Paesaggistico (BP) Boschi e Foreste ed in particolare nel perimetro del Bosco delle Pianelle. Avendo la disponibilità di un tracciato stradale in affiancamento all'attuale asse (SP ex S.S. 581) e della possibilità di non intervenire nell'area del bosco percorrendo la strada asfaltata che dalla strada provinciale attraversa interamente l'area del bosco, al fine di ridurre gli impatti al minimo ovvero alla sola fase di cantiere, la scelta assunta è stata quella di prevedere la posa di una nuova condotta interamente in sede stradale.



Figura 3.4 – Tracciato SD01-A che attraversa l'area del bosco delle Pianelle

Sulla base di queste considerazioni il tracciato previsto per la posa della nuova condotta in sostituzione di quello esistente, della lunghezza di circa 5,6 km risulta il seguente:

- Primo tratto: da sez. 1 a sez. 59, della lunghezza di circa 2,6 km; la condotta è posata in sede stradale ovvero a bordo della carreggiata della strada provinciale S.P. ex S.S. 581.
- Secondo tratto: da sez. 59 a sez. 77, della lunghezza di circa 0,9 km; la condotta è posata in sede stradale asfaltata lungo la strada che attraversa il bosco delle Pianelle.
- Terzo tratto: da sez. 77 a sez. 126, della lunghezza di circa 2,3 km; la condotta è posata lungo la strada vicinale Bosco delle Pianelle.

Lungo il tracciato della condotta si prevede di realizzare n. 3 pozzetti di scarico e n. 2 pozzetti di sfiato, in corrispondenza, rispettivamente, dei punti più bassi e più alti del tracciato, così come individuati dal profilo altimetrico elaborato a seguito di rilievo altimetrico.

Per gli sfiati si è previsto l'impiego di organi automatici a doppio galleggiante flangiato del 100 - PN 16; per gli scarichi invece si è previsto di installare saracinesche a corpo piatto del DN 100 - PN 16.

Le apparecchiature di linea saranno installate in pozzetti prefabbricati di dimensioni nette interne 1,2 x 1,5 m con ingresso dal piano stradale.

I pozzetti saranno dotati di scaletta con corrimano di discesa in acciaio (ASTM 2146-82) da 12 mm di diametro rivestita in polipropilene, senza spigoli vivi e con pedate antiscivolo poste a distanza mutua non superiore a cm 30 di interasse, sporgente non meno di cm. 15 dalla parete, secondo le norme di Sicurezza (D.P.R. 547/55 e successive modificazioni).

Codice	Titolo	Pag.10di27
A.02	Relazione Idraulica	

### 3.5 Tronco SD01D

Il tronco SD01D ha origine dal tronco SD01 non oggetto di intervento che è posato in fiancheggiamento alla strada provinciale S.P. 51, e addentrandosi nel bosco delle Pianelle termina in corrispondenza della masseria Piano.

La condotta attuale nel tratto oggetto di intervento è posata interamente in sede propria e buona parte del tracciato ricade all'interno dei perimetri del Bene Paesaggistico (BP) Boschi e Foreste ed in particolare nel perimetro del Bosco delle Pianelle. Avendo la disponibilità di un tracciato stradale alternativo all'attuale asse che consente di non intervenire nell'area del bosco percorrendo, si è optato per una variazione di tracciato che peraltro consentirà anche futuri allacci alle utenze attualmente non servite dall'acquedotto. Al fine di ridurre gli impatti ambientali al minimo ovvero alla sola fase di cantiere, la scelta assunta è stata quella di prevedere la posa di una nuova condotta interamente in sede stradale (S.P. n.49).

Lungo il tracciato della condotta, della lunghezza complessiva di circa 3,7 km del DN 100 in ghisa sferoidale, si prevede di realizzare n. 2 pozzetti di scarico e n. 1 pozzetti di sfiato, in corrispondenza, rispettivamente, dei punti più bassi e più alti del tracciato, così come individuati dal profilo altimetrico elaborato a seguito di rilievo altimetrico.

Per gli sfiati si è previsto l'impiego di organi automatici a doppio galleggiante flangiato del 100 - PN 16; per gli scarichi invece si è previsto di installare saracinesche a corpo piatto del DN 100 - PN 16.

Le apparecchiature di linea saranno installate in pozzetti prefabbricati di dimensioni nette interne 1,2 x 1,5 m con ingresso dal piano stradale.

I pozzetti saranno dotati di scaletta con corrimano di discesa in acciaio (ASTM 2146-82) da 12 mm di diametro rivestita in polipropilene, senza spigoli vivi e con pedate antislittamento poste a distanza mutua non superiore a cm 30 di interasse, sporgente non meno di cm. 15 dalla parete, secondo le norme di Sicurezza (D.P.R. 547/55 e successive modificazioni).

### 3.6 Tronco SD03

Il tronco SD03 ha origine dal serbatoio SS02 non oggetto di intervento e si sviluppa per una lunghezza di circa 6,5 km con diametri del DN 250, 200, 150 e 80. Il tratto che si intende sostituire con il presente intervento è quello terminale del DN 80 della lunghezza di circa 1,6 km che è previsto da sostituire con una condotta in ghisa sferoidale del DN 100.

La condotta attuale è posata interamente in sede propria ed allo stato attuale una parte del tracciato ricade all'interno dei perimetri del Bene Paesaggistico (BP) Boschi e Foreste. Avendo la disponibilità di un tracciato stradale (strada provinciale S.P. ex. S.S. 581) in affiancamento all'attuale asse, la scelta assunta è stata quella di prevedere la posa di una nuova condotta interamente in sede stradale.

Codice	Titolo	Pag.11di27
A.02	Relazione Idraulica	



Figura 3.5 – Tracciato SD93 proposto fuori della area a BP

Lungo il tracciato della condotta si prevede di realizzare n.3 pozzetti di scarico e n.1 pozzetti di sfiato, in corrispondenza, rispettivamente, dei punti più bassi e più alti del tracciato, così come individuati dal profilo altimetrico elaborato a seguito di rilievo altimetrico.

Per gli sfiati si è previsto l'impiego di organi automatici a doppio galleggiante flangiato del 100 - PN 16; per gli scarichi invece si è previsto di installare saracinesche a corpo piatto del DN 100 - PN 16.

Le apparecchiature di linea saranno installate in pozzetti prefabbricati di dimensioni nette interne 1,2 x 1,5 m con ingresso dal piano stradale.

I pozzetti saranno dotati di scaletta con corrimano di discesa in acciaio (ASTM 2146-82) da 12 mm di diametro rivestita in polipropilene, senza spigoli vivi e con pedate antiscivolo poste a distanza mutua non superiore a cm 30 di interasse, sporgente non meno di cm. 15 dalla parete, secondo le norme di Sicurezza (D.P.R. 547/55 e successive modificazioni).

### 3.7 Tronco SD11

Il tronco SD11, in agro di Mottola, ha origine dal tronco SA3 non oggetto di intervento che è posato in fiancheggiamento alla strada denominata Quinta Strada Sinistra Contrada Boara. Da questo punto raggiunge, attraversando un'area a bosco l'intersezione con la strada provinciale SP ex S.S. 377 ove è presente un pozzetto di scarico. Immediatamente a monte di tale pozzetto vi è l'allaccio alla masseria Pandaro.

La condotta attuale è posata interamente in sede propria ed allo stato attuale una parte del tracciato ricade all'interno dei perimetri del Bene Paesaggistico (BP) Boschi e Foreste. Avendo la disponibilità di un tracciato alterativo in parte in sede propria e parte in sede stradale, la scelta assunta è stata quella di abbandonare l'attuale percorso, individuandone uno nuovo che ne riduce l'impatto con il paesaggio.

Codice	Titolo	Pag.12di27
A.02	Relazione Idraulica	

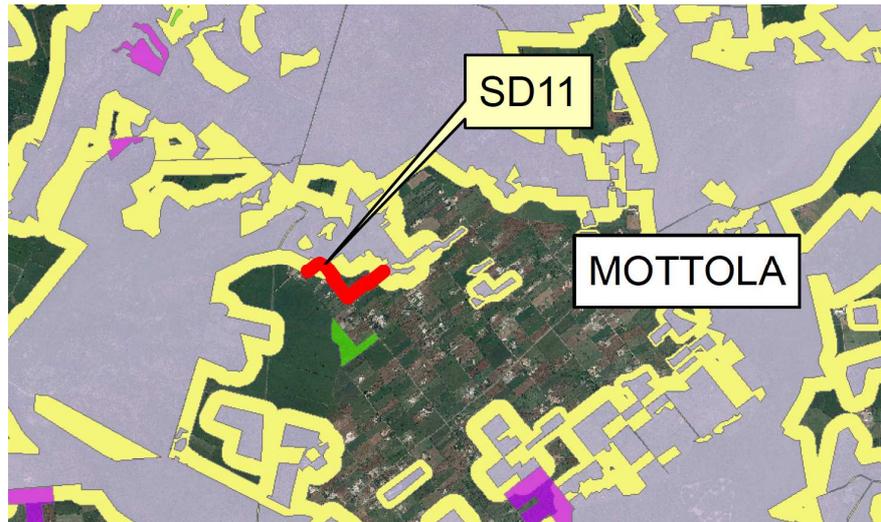


Figura 3.6 – Tracciato SD11 proposto fuori della area a BP

Lungo il tracciato della condotta, della lunghezza complessiva di circa 0,7 km del DN 100 in ghisa sferoidale, si prevede di realizzare n. 1 pozzetti di scarico e n. 1 pozzetti di sfiato, in corrispondenza, rispettivamente, dei punti più bassi e più alti del tracciato, così come individuati dal profilo altimetrico elaborato a seguito di rilievo altimetrico.

Per gli sfiati si è previsto l'impiego di organi automatici a doppio galleggiante flangiato del 100 - PN 16; per gli scarichi invece si è previsto di installare saracinesche a corpo piatto del DN 100 - PN 16.

Le apparecchiature di linea saranno installate in pozzetti prefabbricati di dimensioni nette interne 1,2 x 1,5 m con ingresso dal piano stradale se realizzati su strada o sporgenti rispetto al piano campagna di 30 cm se realizzati in sede propria. Per questa tipologia se ne prevede il rivestimento della parte fuori terra con pietra calcarea disposta ad opus incertum per mascherarne la presenza.

I pozzetti saranno dotati di scaletta con corrimano di discesa in acciaio (ASTM 2146-82) da 12 mm di diametro rivestita in polipropilene, senza spigoli vivi e con pedate antiscivolo poste a distanza mutua non superiore a cm 30 di interasse, sporgente non meno di cm. 15 dalla parete, secondo le norme di Sicurezza (D.P.R. 547/55 e successive modificazioni).

### 3.8 L'impianto di sollevamento "Massafra"

Dall'impianto di sollevamento di Massafra, con la portata derivata dal canale Pertusillo, incrementata con quella emunta da n.5 pozzi profondi, viene alimentato il serbatoio di testata della zona sud (SS1) in agro di Martina Franca. Così, con un sistema interconnesso di serbatoi "a cascata" e condotte adduttrici e distributrici, si alimenta l'intera zona sud.

Per garantire il funzionamento ottimale dell'impianto di sollevamento in esame, si prevede lo smaltimento delle apparecchiature elettriche e dei trasformatori in olio esistenti, e la realizzazione dei seguenti interventi:

- installazione di un nuovo quadro MT;
- installazione di n.2 trasformatori;
- installazione di un nuovo quadro BT;
- installazione di un nuovo quadro MCC;
- installazione di cavi MT;

Codice	Titolo	Pag.13di27
A.02	Relazione Idraulica	



- installazione di cavi BT arrivo TRAF0;
- installazione di un sistema di telecontrollo;
- installazione di impianto luci;
- installazione di impianti elettrici ausiliari;
- rimozioni ed attivazioni.

Codice	Titolo	
A.02	Relazione Idraulica	Pag. 14 di 27

#### 4 STIMA DEI FABBISOGNI IDRICI

Alla base della verifica della rete idrica vi è la definizione dei fabbisogni idrici dei comuni interessati.

In particolare, si fa riferimento ai consumi medi giornalieri registrati dai gestori dell'acquedotto rurale. L'analisi dei consumi medi giornalieri evidenzia un valore complessivo di circa 1.800 m<sup>3</sup>/giorno, evidentemente al netto dei fattori di punta sia giornalieri che mensili, che delle perdite fisiologiche in rete.

I dati di esercizio reperiti presso l'ente gestore hanno evidenziato che nei periodi di punta il fabbisogno totale della rete è soddisfatto attraverso il pompaggio continuo di 120 l/s, cui corrisponderebbero circa 10.000 m<sup>3</sup>/giorno.

Al fine di tener conto sia del coefficiente di punta mensile, sia del livello di perdite presunto all'interno dell'intera rete, la verifica della stessa rete è stata svolta ipotizzando che il volume totale giornaliero di punta, comprensivo delle perdite, pari a 10.368 m<sup>3</sup>/giorno, sia distribuito sull'intero territorio in maniera proporzionale al numero di allacci per le aree appartenenti a ciascun comune e all'interno di ciascuna area in maniera uniforme per ciascun nodo, secondo lo schema riportato nella tabella seguente.

	N. ALLACCI	CONSUMO MEDIO GIORNALIERO	CONSUMO DI PUNTA GIORNALIERO	PORTATA MASSIMA	PORTATA SPECIFICA
		l/giorno	l/giorno	l/s	l/s
<b>GIOIA DEL COLLE</b>	194	174.466	1.024.601	11,86	0,06
<b>ALBEROBELLO</b>	27	19.255	113.079	1,31	0,05
<b>CASTELLANA</b>	80	68.488	402.214	4,66	0,06
<b>LOCOROTONDO</b>	68	62.874	369.246	4,27	0,06
<b>NOCI</b>	279	247.458	1.453.266	16,82	0,06
<b>PUTIGNANO</b>	166	153.307	900.339	10,42	0,06
<b>SAMMICHELE DI BARI</b>	5	4.786	28.109	0,33	0,07
<b>TURI</b>	5	1.189	6.983	0,08	0,02
<b>CASTELLANETA</b>	33	31.022	182.185	2,11	0,06
<b>CRISPIANO</b>	3	3.764	22.107	0,26	0,09
<b>MARTINA FRANCA</b>	865	637.203	3.742.158	43,31	0,05
<b>MASSAFRA</b>	15	121.860	715.660	8,28	0,55
<b>MOTTOLA</b>	304	239.759	1.408.054	16,30	0,05
			<b>10.368.000</b>	<b>120,00</b>	

Codice	Titolo	Pag.15di27
A.02	Relazione Idraulica	

## 5 RETE IDRICA

### 5.1 Schema di calcolo

Per lo svolgimento delle verifiche idrauliche della rete di distribuzione idrica è stato impiegato uno specifico programma di calcolo realizzato dall'Agenzia per la Protezione dell'Ambiente (EPA) degli Stati Uniti d'America, denominato EPANET. La versione utilizzata, sviluppata dalla Divisione Water Supply and Water Resources del National Risk Management Research Laboratory di Cincinnati-Ohio, lavora in ambiente Windows ed è liberamente scaricabile dal sito internet dell'EPA.

Il software permette di effettuare simulazioni di reti idrauliche in pressione relativamente a fenomeni idraulici e qualità dell'acqua. Le basi dell'analisi effettuata con EPANET consistono in:

- schematizzazione della rete allo stato di fatto ed in quello di progetto;
- utilizzo della formula di Darcy-Weisbach per il calcolo delle perdite di carico indotte dalle resistenze al moto;
- richieste d'acqua ai nodi distribuite.

Il modello di simulazione idraulica di EPANET computa i carichi ai nodi e le portate sui tratti per un fissato set di livelli dei serbatoi, di livelli degli invasi e domande d'acqua in una successione di punti nel tempo.

Nei vari *step* i livelli degli invasi e le domande ai nodi sono aggiornati in accordo ai loro prescritti andamenti temporali, mentre i livelli nei serbatoi sono aggiornati con la portata di riferimento del singolo *step*. I valori dei carichi e delle portate in un particolare punto nel tempo sono individuati risolvendo simultaneamente l'equazione di continuità della portata in ogni nodo e le relazioni caratteristiche delle perdite di carico in ogni tratto della rete.

Questo processo, definito come bilancio idraulico, richiede una tecnica iterativa per risolvere le equazioni non lineari coinvolte; EPANET a tale scopo utilizza l'algoritmo del gradiente, come definito da Todini e Pilati (1987) e successivamente da Salgado (1988).

### 5.2 Modello idraulico della rete e verifica idraulica

La verifica idraulica della rete è stata effettuata tramite il software precedentemente descritto (EPANET), che determina il funzionamento di una rete a maglia chiusa in condizioni di moto permanente, nel rispetto dei vincoli posti all'erogazione di portata nei nodi (portate concentrate).

È stata utilizzata, come primo *step* progettuale, la planimetria della rete idrica esistente costituita dalle condotte, dai serbatoi, dai nodi quotati e dalle utenze georiferite.

Inoltre, sono state inserite le principali condizioni al contorno, nel caso specifico il carico totale nei serbatoi che alimentano i vari agri.

Le verifiche della rete sono state condotte nelle condizioni di tubazioni usate, assumendo valori del coefficiente di scabrezza omogenea equivalente  $\epsilon$  (Darcy-Weisbach) pari a 1 mm.

In letteratura tecnica, per tubazioni in ghisa in uso corrente, si riportano appunto valori del coefficiente di scabrezza  $\epsilon$  variabili tra 0,4÷1 mm per tubazioni con lievi incrostazioni e, tra

Codice	Titolo	Pag.16di27
A.02	Relazione Idraulica	



1÷2 mm, per tubazioni parzialmente arrugginite. La scelta di adottare per  $\epsilon$  un valore intermedio scaturisce dalla considerazione che questo parametro tiene conto oltre che dello stato di conservazione delle tubazioni anche della complessità fisica della rete ossia del numero di allacci, derivazioni organi di regolazione e quant'altro è motivo di perdite di energia.

Trattandosi di un acquedotto in cui risulta bassa l'incidenza di tali fattori si è ritenuto opportuno attestarsi su un valore della scabrezza appunto pari 1 mm.

Tale valore di scabrezza è stato utilizzato anche per le condotte esistenti che sono costituite essenzialmente in cemento amianto, ghisa, PVC ed acciaio. Il valore assunto, pertanto, è sicuramente cautelativo per le condotte con rivestimento cementizio e per quelle in materiale plastico, mentre è da ritenersi congruo per gli altri tipi di condotte.

La portata di progetto considerata è quella precedentemente calcolata attraverso l'applicazione del coefficiente di punta alla portata media annua.

La simulazione di calcolo della rete e le relative analisi sui livelli prestazionali della stessa sono state condotte con riferimento ad un arco temporale di 24 ore. Tale approccio consente di verificare la capacità di accumulo esistente al fine di garantire il corretto funzionamento della rete ovvero, che gli andamenti di livello siano contenuti nelle prescrizioni massime e che il livello a fine giornata sia pari a quello di inizio giornata.

La verifica degli schemi di distribuzione, si è ritenuta soddisfacente per quelle configurazioni che hanno permesso di ottenere in ogni nodo della rete un valore di pressione mai inferiore a 5 m di colonna d'acqua.

Di seguito si riportano i risultati delle simulazione al termine delle 24 ore.

Codice	Titolo	Pag.17di27
A.02	Relazione Idraulica	

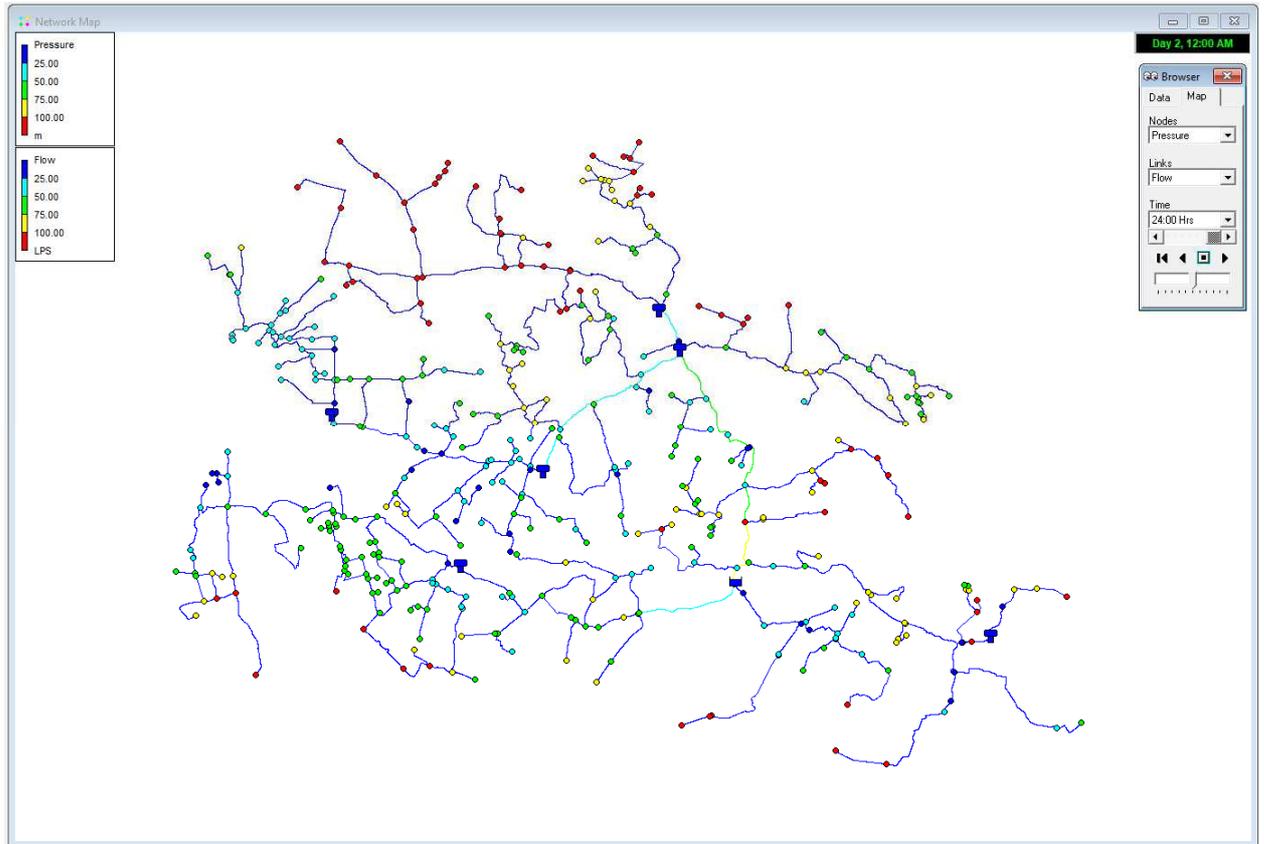


Figura 5.1 – Schema della rete idrica (EPANET)

Dall'analisi dei risultati si evince che la rete funziona e non vi sono mai valori di pressione negativi.

Codice	Titolo	Pag.18di27
A.02	Relazione Idraulica	

## 1 PREMENTE

Il serbatoio di testata che alimenta l'intero schema idrico è a sua volta alimentato dalla condotta premente che prende acqua dall'impianto di sollevamento situato in agro di Massafra. Tale impianto di sollevamento ha 4 pompe da 30 l/s ciascuna. In questa sede si è ritenuto necessario effettuare la verifica della premente.

La premente verrà realizzata in ghisa sferoidale.

In funzione del diametro scelto e della portata di progetto si è proceduto al calcolo delle perdite di carico distribuite lungo la condotta.

Il calcolo delle perdite di carico distribuite per unità di lunghezza (J) lungo la condotta premente e quelle di aspirazione delle pompe, è stato effettuato con la relazione:

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

Dove:

$\lambda$ = coefficiente adimensionale di attrito;

D= diametro della tubazione;

U= velocità media;

g= accelerazione di gravità.

Il valore della perdita di carico distribuita totale su una lunghezza L è calcolata con la relazione:

$$\Delta H = JL$$

Il coefficiente adimensionale di attrito  $\lambda$  è funzione della scabrezza relativa  $\varepsilon/D$  del tubo e del numero di Reynolds Re, dove  $\varepsilon$  è la scabrezza assoluta rappresentata come altezza equivalente di sabbia e Re è definito dalla:

$$Re = \frac{U \cdot D}{\nu}$$

In cui:

$\nu$ = viscosità cinematica del fluido, variabile in funzione della sua temperatura.

La scabrezza assoluta  $\varepsilon$  dipende dal materiale di costruzione delle tubazioni, dal tipo di rivestimento interno e dall'età della condotta; nel caso in esame di condotta premente in ghisa sferoidale, si è assunto un valore pari a 1 mm che tiene conto più che del materiale costituente la condotta del grado di intasamento e depositi in condotta oltre che della presenza di curve raccordi e quanto altro arreca disturbo alla continuità del flusso.

Il numero di Reynolds definisce le caratteristiche della corrente che può essere laminare ( $Re < 2000 \div 2200$ ) o turbolenta ( $Re > 2500$ ).

Per il calcolo di  $\lambda$  viene utilizzata la formula di Colebrook:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2,0 \cdot \log \left( \frac{2,51}{Re\sqrt{\lambda}} + \frac{\varepsilon}{3,71D} \right)$$

Codice	Titolo	
A.02	Relazione Idraulica	Pag.19di27



Le perdite di carico di tipo localizzato (quali imbocco, sbocco, curve, organi di regolazione o di intercettazione, ecc.) sono state valutate considerando le stesse come aliquote del carico cinetico con un'espressione del tipo:

$$\Delta h = \zeta \frac{V^2}{2g}$$

dove  $\zeta$  è un coefficiente che assume valore differente a seconda del tipo di perdita considerato.

I valori assunti per tale coefficiente sono stati stabiliti in base ai valori riportati in letteratura, in alcuni casi, prudenzialmente amplificati, e sono riportati nella tabella seguente:

<b>Tipo di perdita localizzata</b>	<b>Coefficiente <math>\zeta</math> adottato</b>
Allargamento sezione	0.70
Sbocco	1.00
Curva a 45°	0.40
Curva a 90°	0.90
Saracinesca (posizione di completa apertura)	0.20
Valvola a clapet	0.30

La tabella seguente riporta il dettaglio dei risultati ottenuti:

<b>IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO MASSAFRA</b>			
Scabrezza	(mm)	1,0	
<b>Condotta premente</b>			
Q Premente	(l/s)	120	
DN Premente	(mm)	450	
Lunghezza Premente	(m)	17400	
Velocità condotta premente	(m/s)	0,75	
Cadente piezometrica		0,00160	
Perdite di carico continue	(m)		27,79
Perdite di carico localizzate	(m)		
Saracinesche		0	0,00
Valvola di ritegno		0	0,00
Curve		40	0,35
Sbocco		1	0,03
<b>Totale perdite condotta premente</b>			<b>28,17</b>
<b>m</b>			
<b>Pompa singola</b>			
Q pompa	(l/s)	30	
DN pompa	(mm)	200	
Lunghezza mandata	(m)	4,0	

Codice	Titolo	Pag.20di27
A.02	Relazione Idraulica	



Velocità mandata pompa (m/s)	0,96	
Cadente piezometrica	0,0072	
Perdite di carico continue (m)		0,03
Perdite di carico localizzate (m)		
Saracinesche	1	0,01
Valvola di ritegno	1	0,01
Curve	1	0,01
Sbocco nella premente	1	0,01
<b>Totale perdite pompa</b>		<b>0,08</b> m
<b>Perdite di carico totali</b>		<b>28,25</b> m
<b>Prevalenza geodetica</b>		<b>357,10</b> m
<b>PREVALENZA TOTALE</b>		<b>385,35</b> m

Attualmente, la lunghezza complessiva della premente è di 13.792,15 m; la lunghezza della premente prevista in progetto è di 17.400 m.

La prevalenza totale ottenuta sui 17.400 m della nuova condotta risulta di 380,52m, rispetto ai 374,74 m che si ottengono sulla lunghezza attuale. Il risultato ottenuto nella nuova configurazione risulta compatibile con le pompe installate nell'impianto di sollevamento di Massafra.

Codice	Titolo	Pag.21di27
A.02	Relazione Idraulica	



## 2 BLOCCHI DI ANCORAGGIO

Con riferimento alla condotta premente che va dall'impianto di sollevamento di Massafra al serbatoio di testata dello schema sud, SS1, si prevede la realizzazione di blocchi di ancoraggio in calcestruzzo opportunamente armato, atti a contrastare efficacemente la spinta squilibrata dovuta alla pressione interna alla tubazione. Tale spinta, se non bilanciata da forze esterne, tenderebbe a movimentare la tubazione provocandone lo sfilamento dei giunti o persino la rottura.

Pertanto, al fine del dimensionamento, per ogni singolo blocco è stato innanzitutto determinato il valore della spinta squilibrata P, funzione della pressione interna della condotta p, del suo diametro D e dell'angolo di deviazione  $\alpha$ . Il valore della pressione interna da considerare nel dimensionamento è quello della pressione di collaudo in cantiere poiché questa è la massima che la condotta è tenuta a sopportare anche in circostanze particolari.

L'espressione utilizzata è:

$$P = 2 p \pi/4 D^2 \sin(\alpha/2)$$

dove:

P: spinta, in Kg

p: pressione di collaudo, in bar somma della pressione di funzionamento e della sovrappressione di colpo d'ariete valutata a vantaggio di sicurezza pari a 4,5 bar.

D: diametro esterno della tubazione, in cm

$\alpha$ : angolatura del raccordo, in gradi

Valutata la spinta squilibrata P, si è passa alla determinazione delle forze esterne che, attraverso il blocco d'ancoraggio permettono di riequilibrare il sistema. Nel caso in questione si è optato per blocchi di ancoraggio del tipo portanti, definiti tali quando il terreno circostante, a cui essi trasmettono la spinta dopo averla a loro volta ricevuta dalla tubazione, è in grado di elaborare una reazione di contrasto laterale mediante una spinta passiva sviluppatasi per compressione.

Applicando la teoria di Rankine, la spinta passiva viene determinata attraverso la seguente relazione:

$$S_r = 1/2 w (H_2 - H_1)^2 L K_r + 2 C (H - H_1)L (K_r)^{1/2}$$

dove:

S<sub>r</sub>: spinta delle terre, in Kg

w: peso specifico del terreno, in Kg/m<sup>3</sup>

H: profondità di posa piano campagna- fondo scavo, in m

H<sub>1</sub>: profondità tra il piano campagna e la parte superiore del blocco, in m

L: larghezza del blocco di ancoraggio, in m

C: coesione del terreno, ovvero resistenza al taglio del terreno, in Kg/ m<sup>2</sup>

K<sub>r</sub>: coefficiente di equilibrio =  $\tan^2(45^\circ + \varphi/2)$

$\varphi$ : angolo di attrito interno, ovvero l'angolo di equilibrio interno delle terre, in gradi.

Oltre alla spinta passiva delle terre S<sub>r</sub>, l'altra componente che contribuisce a contrastare la spinta S, è la reazione del terreno R<sub>t</sub> dovuta all'attrito che viene a svilupparsi tra il terreno di appoggio e la base del blocco di ancoraggio. Essa è funzione del peso del blocco e viene calcolata come:

$$R_t = P_p a$$

dove:

Codice	Titolo	Pag.22di27
A.02	Relazione Idraulica	



Rt: reazione del terreno, in Kg

Pp: peso proprio del blocco di ancoraggio

a: coefficiente di attrito terreno-blocco =  $\text{tg}(0.9 \varphi)$

A questo punto si passa alla progettazione che consiste, dopo aver ipotizzato le dimensioni del blocco, nella seguente verifica di sicurezza :

$$P < (Sr+ Rt) *1/s$$

dove:

s = coefficiente di sicurezza =1.5

Nel caso di corretta progettazione la disuguaglianza risulterà verificata.

Definiti i criteri di calcolo dei blocchi di ancoraggio si è proceduto al loro dimensionamento. A tal fine sono state considerate le caratteristiche dei suoli attraversati così come definiti nella relazione geologia allegata al progetto (cfr. allegato A04.1). Tuttavia a vantaggio di sicurezza, con riferimento al peso specifico si è considerato un valore inferiore rispetto a quello riportato nella relazione geologica e geotecnica. Analogo discorso è stato seguito con riferimento al termine della coesione. Nel dettaglio le caratteristiche geotecniche impiegate nei calcoli risultano le seguenti:

- angolo di attrito interno  $\varphi = 40^\circ$ ;
- coesione del terreno  $C = 0 \text{ Kg/ m}^2$ ;
- coefficiente di attrito  $a = 0.7$
- peso specifico del terreno  $w = 1600 \text{ Kg/m}^3$ .

Per quanto riguarda le caratteristiche della tubazione ed le relative misure di scavo, si è fatto riferimento al profilo di posa delle condotte mentre per gli angoli di deviazione planimetrica si è fatto riferimento al tracciato planimetrico della condotta.

Nella tabella seguente sono riportati per ciascun blocco di ancoraggio, il picchetto di posizionamento, la profondità di scavo della tubazione, la profondità tra piano campagna e parte superiore blocco, il diametro della tubazione, l'angolo di deviazione planimetrica e la pressione di esercizio della condotta in condizione di portata massima pari a 120 l/s.

<b>N° blocco</b>	<b>H (m)</b>	<b>H1 (m)</b>	<b>DN (mm)</b>	<b>α (gradi)</b>	<b>p (m)</b>
Vertice 1	1,7	0,2	450	90	386,58
Vertice 108	1,7	0,2	450	90	286,25
Vertice 117	1,7	0,2	450	45	305,11
Vertice 161	1,7	0,2	450	60	199,62
Vertice 271	1,7	0,2	450	90	98,55

Definiti i punti ove posizionare il blocco di ancoraggio si è proceduto al calcolo della forze in gioco.

Codice	Titolo	Pag.23di27
A.02	Relazione Idraulica	



Per il dimensionamento si sono individuate tre tipologie di blocchi di ancoraggio aventi le seguenti dimensioni:

<b>TIPO BLOCCO</b>	<b>L (m)</b>	<b>h (m)</b>	<b>h<sub>1</sub> (m)</b>	<b>L<sub>1</sub> (m)</b>
<b>TIPO 1</b>	2,5	1,5	2	2,5
<b>TIPO 2</b>	2	1,5	2	2
<b>TIPO 3</b>	1,5	1,5	2	1,5

Assegnate dette dimensioni si è proceduto alla verifica della seguente condizione:

$$P < (S_r + R_t) * 1/s$$

Assegnando al coefficiente di sicurezza un valore pari a 1,5.

Così come si evince dalla tabella seguente le dimensioni assegnati ai blocchi di ancoraggio risultano essere tali da garantire il bilanciamento della spinta dell'acqua.

<b>N° blocco</b>	<b>P (Kg)</b>	<b>S<sub>r</sub> (Kg)</b>	<b>R<sub>t</sub> (Kg)</b>	<b>P×s (Kg)</b>	<b>S<sub>r</sub>+R<sub>t</sub> (Kg)</b>	<b>dimensioni blocco</b>			
						<b>L (m)</b>	<b>h (m)</b>	<b>h<sub>1</sub> (m)</b>	<b>L<sub>1</sub> (m)</b>
Vertice 1	143.725,73	374.497,50	7.764,31	215.588,60	382.261,81	2,5	1,5	2	2,5
Vertice 108	112.447,62	299.598,00	4.658,59	168.671,43	304.256,59	2	1,5	1,5	2
Vertice 117	83.670,02	299.598,00	4.658,59	125.505,02	304.256,59	2	1,5	1,5	2
Vertice 161	73.993,66	224.698,50	2.329,29	110.990,49	227.027,79	1,5	1,5	1	1,5
Vertice 271	53.931,71	224.698,50	2.329,29	80.897,57	227.027,79	1,5	1,5	1	1,5

Codice	Titolo	Pag.24di27
A.02	Relazione Idraulica	

### 3 GLI ORGANI DI PROTEZIONE DELL'IMPIANTO

L'impianto di sollevamento di Massafra, nella configurazione attuale, è dotato di organi di protezione dai fenomeni di moto vario; in particolare è presente n.1 cassa d'aria, per un volume complessivo di circa 4 m<sup>3</sup>.

Visto l'adeguamento dell'impianto esistente e la realizzazione della nuova condotta, si è ritenuto opportuno verificare l'idoneità della cassa d'aria suddetta. Si è proceduto, pertanto, al calcolo del volume necessario alla configurazione in progetto e si è verificato che lo stesso fosse compatibile con quello degli apparati esistenti.

Nel procedimento adottato si è valutato quale evento più rischioso nei confronti dell'insorgenza del fenomeno del colpo d'ariete, l'eventualità che si abbia un brusco arresto dell'impianto di sollevamento al servizio della condotta, a seguito di un'interruzione dell'alimentazione elettrica. Tale ipotesi è sicuramente la più onerosa dal punto di vista idraulico per il tipo di sollecitazione conseguente, benché l'eventualità che essa si realizzi riveste carattere di assoluta eccezionalità. Infatti, le manovre ordinarie di accensione e spegnimento dell'impianto avvengono in maniera regolata e graduale.

Quando venga a mancare improvvisamente l'energia elettrica di alimentazione, nella condizione più sfavorevole, si ha il passaggio improvviso dalla portata massima a zero, per cui si genera un'onda di depressione che, propagandosi in condotta, stanti le pressioni di esercizio, può indurre condizioni tali da portare al distacco della colonna liquida che, in conseguenza dell'evolversi dei fenomeni di moto vario, può portare a valori di sovrappressione anche maggiori di quelli assunti, classicamente con la formula di Joukowsky, come valori estremi ( $\Delta h$  pari a  $Cv_0/g$ ).

Tali valori massimi, nel caso della linea di sollevamento in oggetto, caratterizzata da una tubazione in ghisa sferoidale e, quindi, da un valore della celerità  $C$  di circa 1000 m/s (ipotesi accettabile di tubazioni indeformabili), sono stati stimati come di seguito, nell'ipotesi di una sola condotta con portata di 120 l/s:

Velocità in testa	0,75 m/s
Sovrappressione max $\Delta h$	76,45 m

Il dimensionamento della cassa d'aria viene effettuato in modo da garantirsi dall'insorgenza di fenomeni di depressione nelle condotte, avendo cura di contenere le sovrappressioni, che comunque si verificano, entro limiti compatibili con le caratteristiche di resistenza delle tubazioni impiegate e con quanto previsto dal decreto del Ministero dei Lavori Pubblici del 12/12/1985 "Norme tecniche relative alle tubazioni".

Il proporzionamento delle casse d'aria, come detto in precedenza, si effettua, nelle ipotesi formulate da Evangelisti, sfruttando abachi che forniscono legami tra grandezze adimensionali rappresentative del fenomeno.

Nel caso in esame, il problema non è stato affrontato con il metodo classico che riconduce il sistema di condotte ad una condotta equivalente di opportuno diametro e lunghezza,

Codice	Titolo	Pag.25di27
A.02	Relazione Idraulica	

ma si è operato, nell'ipotesi di tubazione in progetto nuova a vantaggio di sicurezza, considerando la condizione di parallelismo delle condotte come un raddoppio di volume dell'acqua.

Tale ipotesi è assolutamente valida nel caso dei fenomeni di oscillazioni di massa per le quali la componente elastica e quella dissipativa sono trascurabili.

Note, dunque, le caratteristiche delle condotte e definiti i valori del carico assoluto in testa  $H_s$  e della perdita di carico a regime  $Y_0$ , per il calcolo del volume da assegnare alle casse d'aria si è seguito il metodo proposto da Evangelisti, verificando che la condotta non fosse sollecitata da una sovrappressione  $Z_{max}$  eccedente  $0,5CV_0/g$ .

Questa condizione restrittiva assicura, infatti, che il trascurare l'elasticità del liquido, quando si imposta l'equazione del bilancio energetico, non comprometta la correttezza dei risultati.

Applicando il metodo descritto di seguito, si è potuto verificare che il sistema di casse d'aria esistenti non risulta adeguato alla protezione della nuova configurazione impiantistica. Allo scopo, si è proceduto a verificare la possibilità di utilizzare le medesime casse d'aria inserendo una strozzatura sulla condotta.

In particolare, per il calcolo del volume della cassa d'aria necessaria si è proceduto con l'ausilio dell'abaco prima detto, relativo ad una trasformazione adiabatica dell'aria e in presenza di una strozzatura detta "strozzatura ottima": tale condizione corrisponde a quella per cui la strozzatura produce, alla velocità di regime, una perdita di carico tale da provocare, nell'istante iniziale, lo stesso valore di depressione  $Z_{min}$  che si ha alla fine della prima fase di moto vario.

Si riportano di seguito i valori ottenuti nel dimensionamento degli organi di protezione per la linea di sollevamento nell'ipotesi di funzionamento della condotta con portata complessiva massima pari a  $120 \text{ m}^3/\text{s}$ .

<i>Lunghezza della condotta</i> <b>L</b>	17.400 m
<i>Portata massima</i> <b>Q</b>	120 l/s
<i>Diametro interno della condotta</i> <b>D</b>	450 mm
<i>Velocità media del fluido in condotta</i> <b>V</b>	0,75 m/s
<i>Carico assoluto statico in testa</i> <b>H<sub>s</sub></b>	395,63 m
<i>Perdita di carico a regime</i> <b>Y<sub>0</sub></b>	28,12 m

Nota quindi:

$$h_0 = Y_0/H_s = 0,07$$

Considerata la pressione idrostatica di circa  $40 \text{ kgf/cm}^2$ , la sovrappressione del colpo d'ariete considerata è di  $7,5 \text{ kgf/cm}^2$ .

Pertanto, considerato  $Z_{max} = 75 \text{ m}$ , valore inferiore a quello derivato per  $0,5CV_0/g$  si è calcolato:

$$z_{max} = Z_{max}/H_s = 0,19$$

e dall'abaco si è dunque ricavato:  $\sigma = 0,03$ .

Pertanto si ricava  $U_s = ALV_0^2/(H_s\sigma 2g) = 6,86$ , volume statico del gas delle casse d'aria esistenti. Conseguentemente, si è calcolato il volume massimo dell'aria nella cassa d'aria, dal valore  $U_{max} = 10 \text{ m}^3$ .

Codice	Titolo	Pag.26di27
A.02	Relazione Idraulica	



Pertanto, la cassa d'aria esistente da 4 m<sup>3</sup> risulta insufficiente e andrà sostituita con n.1  
cassa d'aria da 10 m<sup>3</sup>.

Codice	Titolo	
A.02	Relazione Idraulica	Pag.27di27