

<b>1</b>	<b>PREMESSA</b> .....	<b>2</b>
<b>2</b>	<b>CALCOLI IDRAULICI</b> .....	<b>5</b>
2.1	CONDIZIONI DI PORTATA NON DERIVATA LUNGO LA DISTRIBUTRICE .....	12
2.1.1	SOVRAPPRESSIONI DI COLPO D'ARIETE .....	18
2.2	CONDIZIONI DI PORTATA DERIVATA LUNGO LA DISTRIBUTRICE .....	22
2.2.1	SOVRAPPRESSIONI DI COLPO D'ARIETE .....	28
<b>3</b>	<b>VERIFICA STATICA DELLE CONDOTTE</b> .....	<b>31</b>
3.1	VERIFICA ALLA DEFORMAZIONE .....	33
3.2	VERIFICA DELL'INSTABILITÀ ALL'EQUILIBRIO ELASTICO .....	35
3.3	VERIFICA DELLE SOLLECITAZIONI.....	37
3.3.1	VERIFICA DEL TRATTO DI DIAMETRO 1000mm.....	39
3.3.2	VERIFICA DEL TRATTO DI DIAMETRO 800mm.....	41
3.4	LETTO DI POSA E RIEMPIMENTO .....	44
<b>4</b>	<b>VERIFICA DEGLI ANCORAGGI</b> .....	<b>46</b>
4.1	VERIFICA ALLO SCORRIMENTO .....	48
4.2	VERIFICA AL RIBALTAMENTO.....	49
4.3	VERIFICA DI RESISTENZA DEL CALCESTRUZZO .....	49
4.4	VERIFICA DI RESISTENZA DEL TERRENO .....	49
4.5	VERIFICA DEGLI ANCORAGGI DELLE TUBAZIONI DI PROGETTO .....	50
<b>5</b>	<b>OPERE D'ARTE</b> .....	<b>63</b>
5.1	APPARECCHIATURE IN LINEA.....	65
5.1.1	SCARICHI .....	65
5.1.2	SFIATI .....	67
5.1.3	SEZIONAMENTI .....	69
<b>6</b>	<b>LISTA DEI SIMBOLI</b> .....	<b>70</b>

## 1 PREMESSA

Il presente progetto costituisce parte integrante del IV lotto esecutivo delle opere per l'utilizzazione delle acque del serbatoio di San Giuliano in sinistra Bradano e in particolare a una rete irrigua per i terreni posti tra il fiume Bradano e il Torrente Galaso, per una superficie catastale complessiva di circa 2.037 ha.

Per l'utilizzazione delle acque del serbatoio di San Giuliano in sinistra Bradano furono realizzate opere di distribuzione mediante un canale adduttore dal sifone in sinistra Bradano in località Girifalco al fiume Lenne, per una lunghezza di circa 20.466 m e la distribuzione irrigua su di un comprensorio ulteriormente suddiviso in tre sub-comprensori denominati:

- ❑ Galaso-Lato con superficie irrigabile di 3.072 ha;
- ❑ Lato-Lenne con superficie irrigabile di 2.571 ha;
- ❑ Bradano-Galaso con superficie irrigabile di 1.982 ha.

In base all'analisi dei consumi e degli altri elementi relativi all'esercizio irriguo, l'opera realizzata prevedeva un volume annuo per ettaro irrigato alla consegna della bocchetta della rete pari a 7.700 m<sup>3</sup>/ha con indice massimo di consumo alla consegna al campo sulla superficie irrigata di 0,636 l/(s-ha).

Le caratteristiche della distribuzione irrigua sono le seguenti:

- ❑ Sub-comprensorio Galaso-Lato-Lenne: irrigazione a scorrimento con distribuzione tubata;
- ❑ Sub-comprensorio Bradano-Galaso: irrigazione a pioggia, che usufruisce della quota del canale adduttore rispetto alla zona irrigata, con esercizio a domanda.

Il canale adduttore ha inizio a valle del sifone di Girifalco posto a quota 51,90 m s.l.m. e si sviluppa per una lunghezza di 13.946 m dall'inizio fino alla destra della Lama di Laterza e per 8.806 m da tale punto fino al suo termine in destra del fiume Lenne (Figura 1).

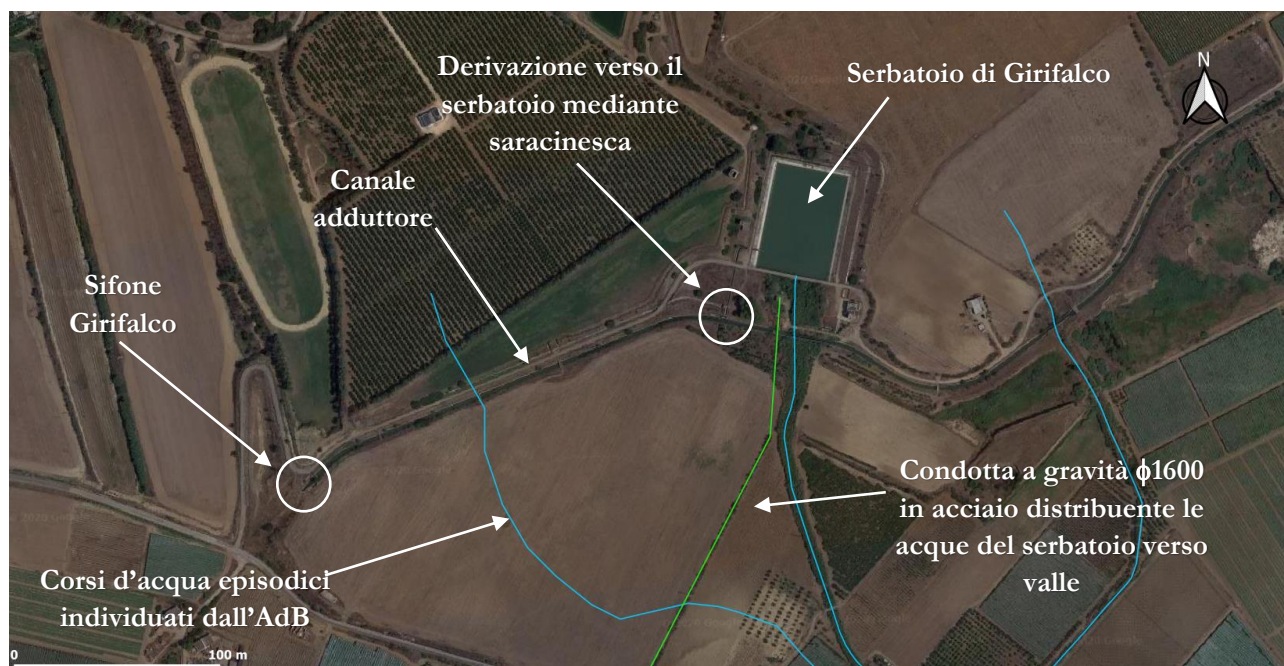


Figura 1. Descrizione del sistema di monte presso il serbatoio di S. Giuliano.

Il canale adduttore alimenta la vasca di accumulo di S. Giuliano, denominata Girifalco, di 54.000 m<sup>3</sup>, in agro di Ginosa. Da essa diparte una condotta in acciaio del diametro di 1600mm che alimenta una rete a servizio di una superficie irrigua di 1.982ha e che giunge, variando il suo diametro fino a 1.000mm, sino alla rete ferroviaria Taranto-Reggio Calabria, parallela al mare Jonio in località Marina di Ginosa

Il comprensorio di interesse risulta delimitato a nord dalla strada di Lama di Pozzo fino all'origine dell'argine in sinistra del fiume Bradano. A ovest il limite corre lungo lo stesso fiume fino alla strada Marinella, escludendo alcune zone comprese fra il fiume Bradano e la sua origine. A sud il comprensorio è delimitato dalla strada di bonifica Marinella, a est dalla sinistra del collettore Marinella, dal Torrente Galaso, dalla strada del Galaso e dal Pantano sino alla Lama di Pozzo.

Allo stato attuale il funzionamento della condotta adduttrice in acciaio avviene per gravità a partire dal serbatoio di San Giuliano. Quest'ultimo, sito a quota di circa 52,0 m, in condizioni di massimo riempimento presenta una superficie libera a una quota di circa 58,5 m.

La condotta  $\phi 1600$  parte a valle di una saracinesca alla quota di circa 46m, prosegue verso valle per circa 520m per poi diventare definitivamente in calcestruzzo armato ordinario di diametro 1200mm (Figura 2).

Lo scopo del seguente progetto è quello di realizzare la sostituzione di un tratto di condotta adduttrice a valle del serbatoio di San Giuliano dopo di circa 1.470 m del primo tratto di condotte  $\phi 1600$  e  $\phi 1200$  esistenti, per un tratto complessivo della lunghezza di circa 4.471m.

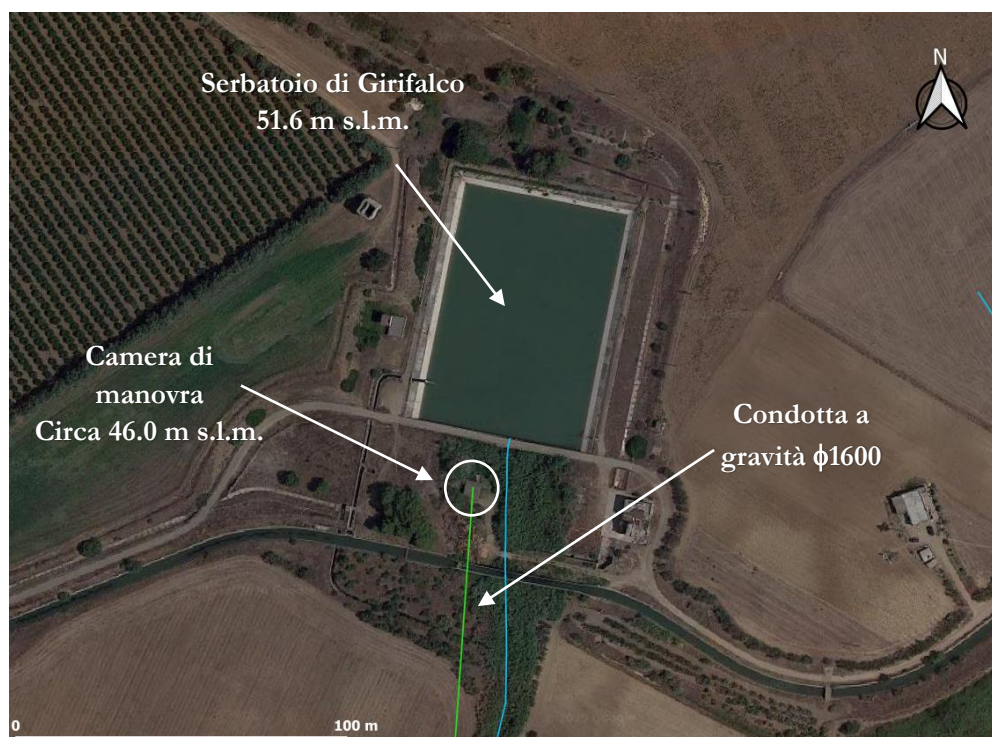


Figura 2. Punto di partenza dell'attuale condotta in acciaio di diametro  $\phi 1600$ . Nella camera di manovra è presente la saracinesca di monte.



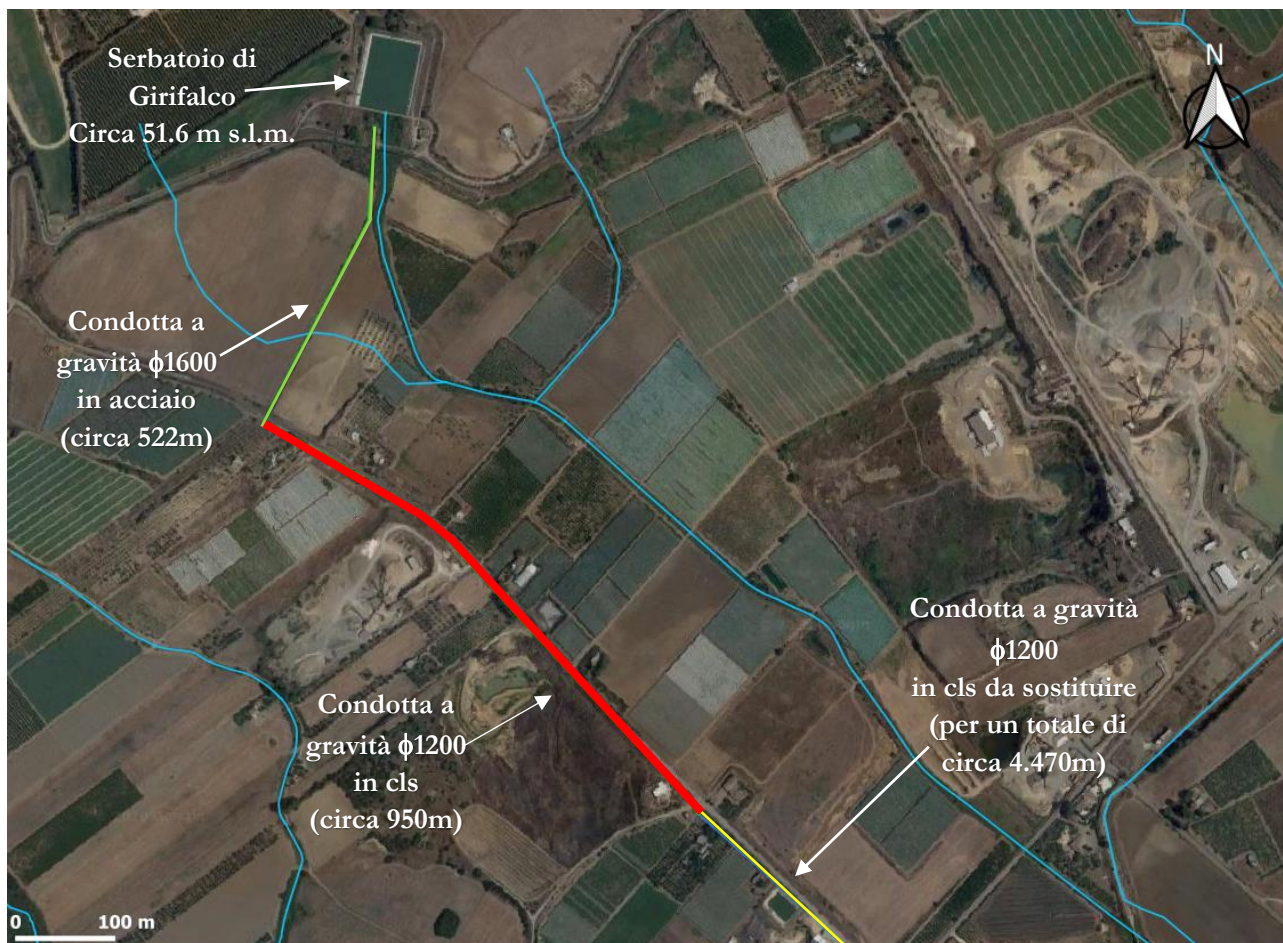


Figura 3. Tracciato iniziale dell'adduttrice esistente di diametro  $\phi 1600$  e  $\phi 1200$ .

## 2 CALCOLI IDRAULICI

Verrà sostituito un tratto di adduttrice per una lunghezza complessiva di 4.471 m, a partire da una sezione dell'attuale condotta esistente in corrispondenza di un pozzetto di derivazione lungo la SP2 posto a circa 1.470 m dalla saracinesca di monte della stessa (Figura 2 e Figura 3).

Nel progetto esecutivo sono stati assunti i valori di calcolo ritortati di seguito.

Ammissa una riduzione del 20% dei consumi per irrigazione a pioggia e una superficie irrigata pari al 75% di quella catastale, risultano:

- $\text{volume annuo alla consegna} = 7.700 \cdot 0,80 \cdot 0,75 = 4.260,00 \frac{m^3}{ha}$
- $\text{indice massimo di consumo alla consegna} = 0,636 \cdot 0,80 \cdot 0,75 = 0,382 \frac{l}{s \cdot ha}$

Tenendo conto che per l'irrigazione a pioggia non si ammette una durata giornaliera superiore a 16 ore, si può desumere l'indice di consumo pari a:

$$\text{indice massimo di consumo alla consegna} = 0,382 \cdot \frac{24}{16} = 0,572 \frac{l}{s \cdot ha}$$

Tenuto conto di un'area asservibile di 1.982,00 ha, la portata  $Q$  da distribuire è pari

$$Q = 0,572 \cdot 1.982,00 = 1134 \frac{l}{s} = 1,134 \frac{m^3}{s}$$

Il tratto sostituito è costituito da due diversi diametri di tubazione in Polietilene ad Alta Densità PE 100 - PN16 a norma UNI EN 12201, ISO 4427, UNI EN ISO 15494.

Il primo è un diametro  $\phi 1000$  per una lunghezza di 1.238,4 m, mentre il secondo è un diametro  $\phi 800$  per una lunghezza di 3.264,7 m.

Si riscontra quanto riportato in Tabella 1 (si veda la relazione di calcolo per i particolari).

Tabella 1. Riassunto del risultato dei calcoli idraulici.

Materiale Tubazione	DN	Lunghezza	Differenza di quota	Differenza di carico totale	Portata in ingresso
	[mm]	[m]	[m]	[m]	[m³/s]
PEAD	1.000	1.238,4	15,81	2,8	1,134
PEAD	800	3.264,7	11,70	22,5	1,134



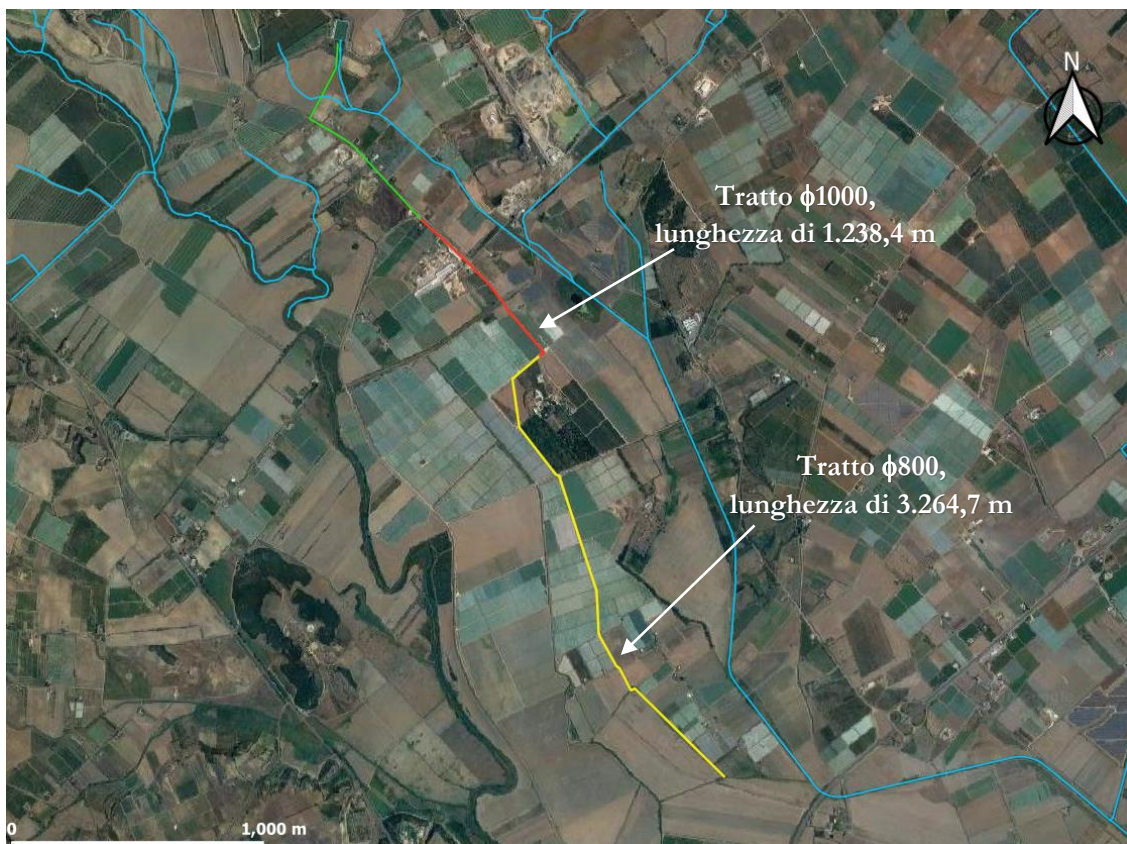


Figura 4. Tratti sostitutivi in PeAD,  $\phi 1000$  e  $\phi 800$ .

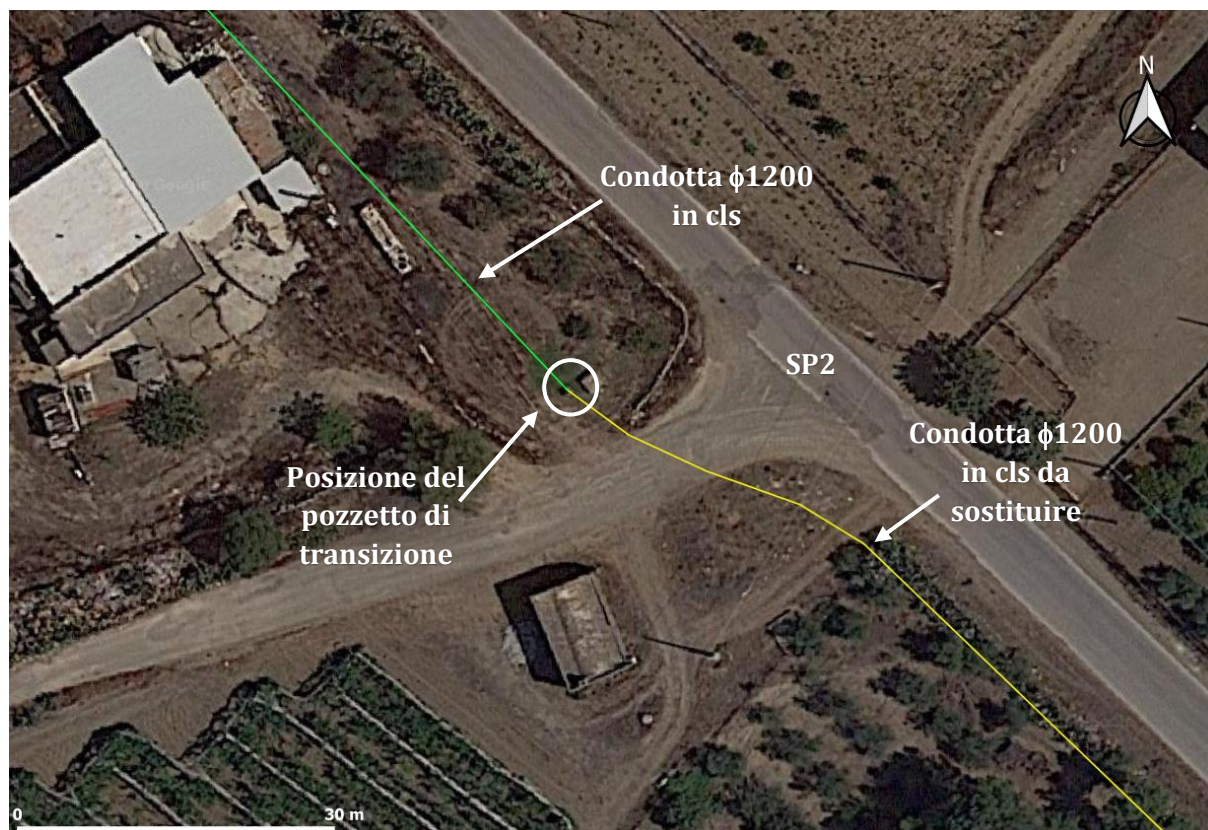


Figura 5. Posizione prevista del pozzetto di transizione a monte del tratto da sostituire.



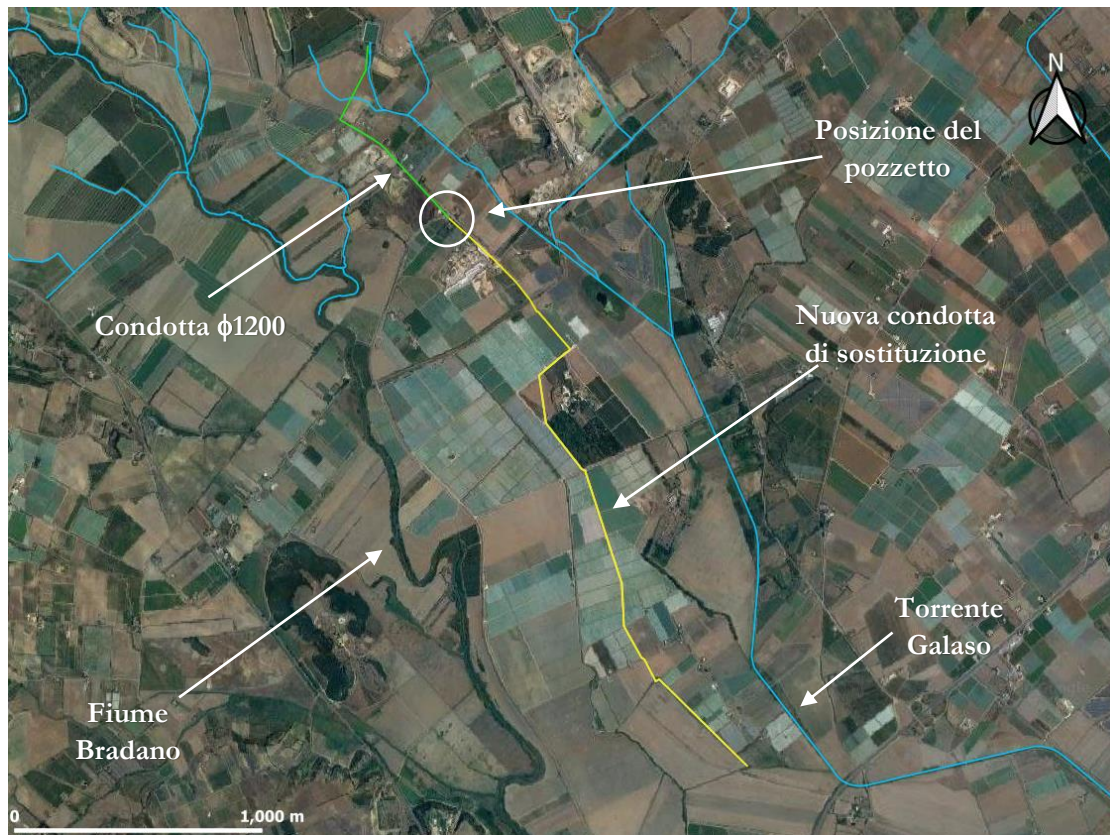


Figura 6. Tracciato del tratto di rete da sostituire completamente.

L'equazione di Chezy di moto assolutamente turbolento permette di legare la velocità media della corrente  $U$  alla cadente piezometrica  $J$  mediante la relazione:

$$U = \chi \sqrt{RJ}$$

essendo  $\chi$  un coefficiente di velocità ed  $R$  il raggio idraulico della condotta dato dal rapporto tra l'area bagnata e il perimetro bagnato. Per una condotta circolare in pressione di diametro interno  $D_i$  il raggio idraulico vale  $D_i/4$ .

Il coefficiente di velocità contiene le informazioni di scabrezza e può essere espresso in molteplici forme.

In questa sede si farà riferimento alla formulazione di Hazen-Williams che lega la velocità alla cadente mediante una struttura simile a quella di Chezy ma in cui la velocità non è legata alla radice della cadente come tipico dei moti assolutamente turbolenti, ma ad un esponente leggermente superiore, il che la identifica come formulazione empirica e che non ha nessuna derivazione di tipo teorico.

In questo caso si ha:

$$U = kCR^{0,63}J^{0,54}$$

In cui  $k=0,849$  nel Sistema Internazionale (un coefficiente che permette di ottenere valori analoghi alla formula di Chezy per una pendenza dello 0,1%) e  $C$  un coefficiente contenente le informazioni della scabrezza e che per tubazioni in PeAD può assumere il valore di 140 (fonte: Centrtubi S.p.A.).

La cadente con la formulazione di H-W allora diventa:

$$J = \left( \frac{U}{127,35R^{0,63}} \right)^{1,852}$$

Per quanto riguarda la geometria delle tubazioni, si faccia riferimento alla disponibilità commerciale delle stesse, secondo gli schemi della Tabella 2.

Tabella 2. Specifiche tecniche commerciali delle tubazioni in PeAD. SDR è il rapporto tra il diametro nominale  $d_n$  e lo spessore nominale  $e_n$  (fonte: Centratubi S.p.A.).

Ø mm	PN 6 SDR 26		PN 10 SDR 17		PN 16 SDR 11		PN 25 SDR 7,4	
	$e_n$	€/m	$e_n$	€/m	$e_n$	€/m	$e_n$	€/m
20	-	-	-	-	2,0	<b>0,83</b>	3,0	<b>1,18</b>
25	-	-	-	-	2,3	<b>1,25</b>	3,5	<b>1,74</b>
32	-	-	-	-	3,0	<b>1,95</b>	4,4	<b>2,71</b>
40	-	-	-	-	3,7	<b>3,06</b>	5,5	<b>4,24</b>
50	-	-	3,0	<b>3,20</b>	4,6	<b>4,66</b>	6,9	<b>6,60</b>
63	-	-	3,8	<b>5,00</b>	5,8	<b>7,37</b>	8,6	<b>10,36</b>
75	-	-	4,5	<b>6,17</b>	6,8	<b>8,95</b>	10,3	<b>12,83</b>
90	-	-	5,4	<b>8,89</b>	8,2	<b>13,01</b>	12,3	<b>18,39</b>
110	-	-	6,4	<b>13,19</b>	10,0	<b>19,24</b>	15,1	<b>27,53</b>
125	-	-	7,4	<b>16,88</b>	11,4	<b>24,93</b>	17,1	<b>35,39</b>
140	-	-	8,3	<b>20,23</b>	12,7	<b>29,71</b>	19,2	<b>42,48</b>
160	6,2	<b>19,95</b>	9,5	<b>26,41</b>	14,6	<b>38,96</b>	21,9	<b>55,26</b>
180	6,9	<b>24,83</b>	10,7	<b>33,35</b>	16,4	<b>49,25</b>	24,6	<b>69,88</b>
200	7,7	<b>30,81</b>	11,9	<b>41,15</b>	18,2	<b>60,75</b>	27,4	<b>86,41</b>
225	8,6	<b>38,68</b>	13,4	<b>52,19</b>	20,5	<b>76,87</b>	30,8	<b>109,18</b>
250	9,6	<b>47,91</b>	14,8	<b>63,98</b>	22,7	<b>94,56</b>	34,2	<b>134,79</b>
280	10,7	<b>59,74</b>	16,6	<b>80,34</b>	25,4	<b>118,49</b>	38,3	<b>169,01</b>
315	12,1	<b>76,12</b>	18,7	<b>101,79</b>	28,6	<b>149,99</b>	43,1	<b>213,98</b>
355	13,6	<b>96,20</b>	21,1	<b>129,53</b>	32,2	<b>190,45</b>	48,5	<b>271,26</b>
400	15,3	<b>121,94</b>	23,7	<b>163,69</b>	36,3	<b>241,78</b>	54,7	<b>344,55</b>
450	17,2	<b>154,18</b>	26,7	<b>207,33</b>	40,9	<b>306,11</b>	61,5	<b>435,81</b>
500	19,1	<b>190,19</b>	29,7	<b>256,23</b>	45,4	<b>377,72</b>	-	-
560	21,4	<b>238,36</b>	33,2	<b>320,96</b>	50,8	<b>473,21</b>	-	-
630	24,1	<b>302,06</b>	37,4	<b>406,51</b>	57,2	<b>599,56</b>	-	-
710	27,2	<b>384,48</b>	42,1	<b>516,56</b>	-	-	-	-
800	30,6	<b>486,98</b>	47,4	<b>655,05</b>	-	-	-	-
900	34,4	<b>618,35</b>	53,3	<b>828,56</b>	-	-	-	-
1000	38,2	<b>759,98</b>	59,3	<b>1.024,00</b>	-	-	-	-

I calcoli idraulici fanno riferimento al tratto di condotta di progetto, riportato in planimetria e altimetria in Figura 7 (software QGis).



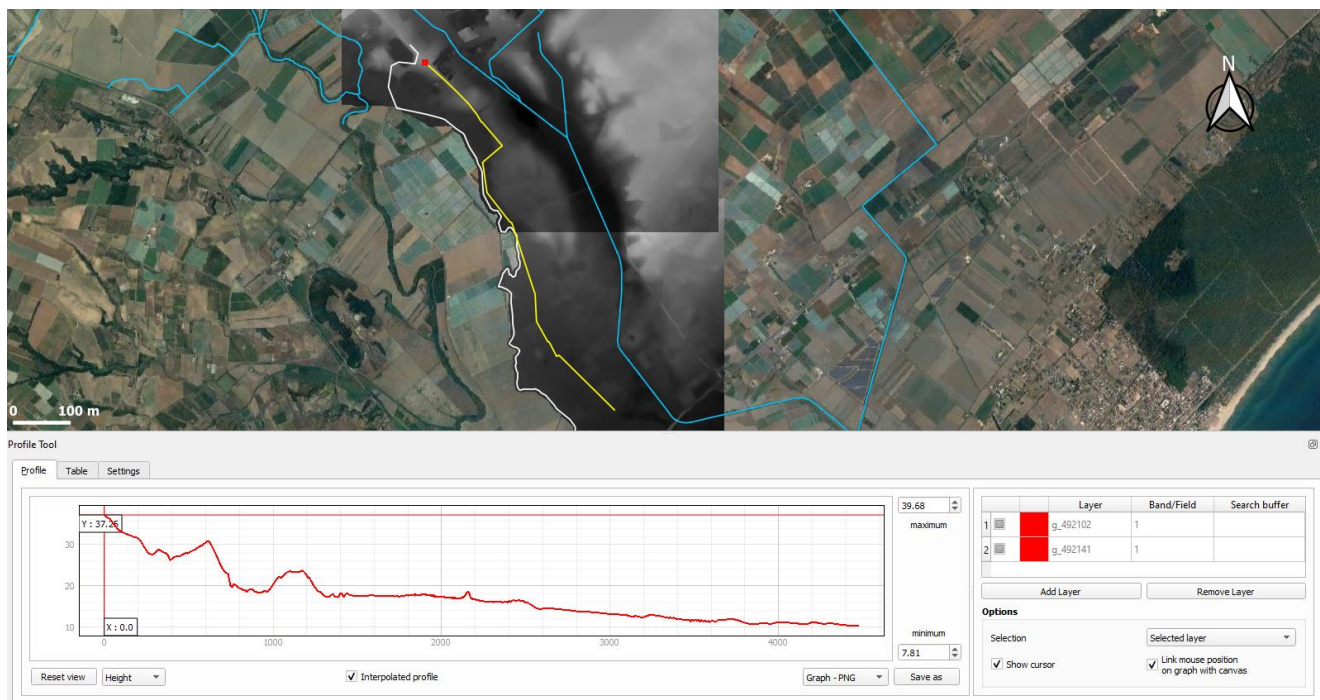


Figura 7. Andamento planimetrico della premente, in giallo, sovrapposto a ortofoto (sopra) e profilo altimetrico del terreno, in rosso, lungo l'asse della premente (sotto).

La condotta di progetto è alimentata a nord dalla vasca di accumulo denominata Girifalco, di 54.000 m<sup>3</sup>, mediante una condotta del diametro interno di 1600mm la quale per un primo tratto di circa 500 è in acciaio, mentre per un ulteriore tratto di circa 950m in calcestruzzo (Figura 8).

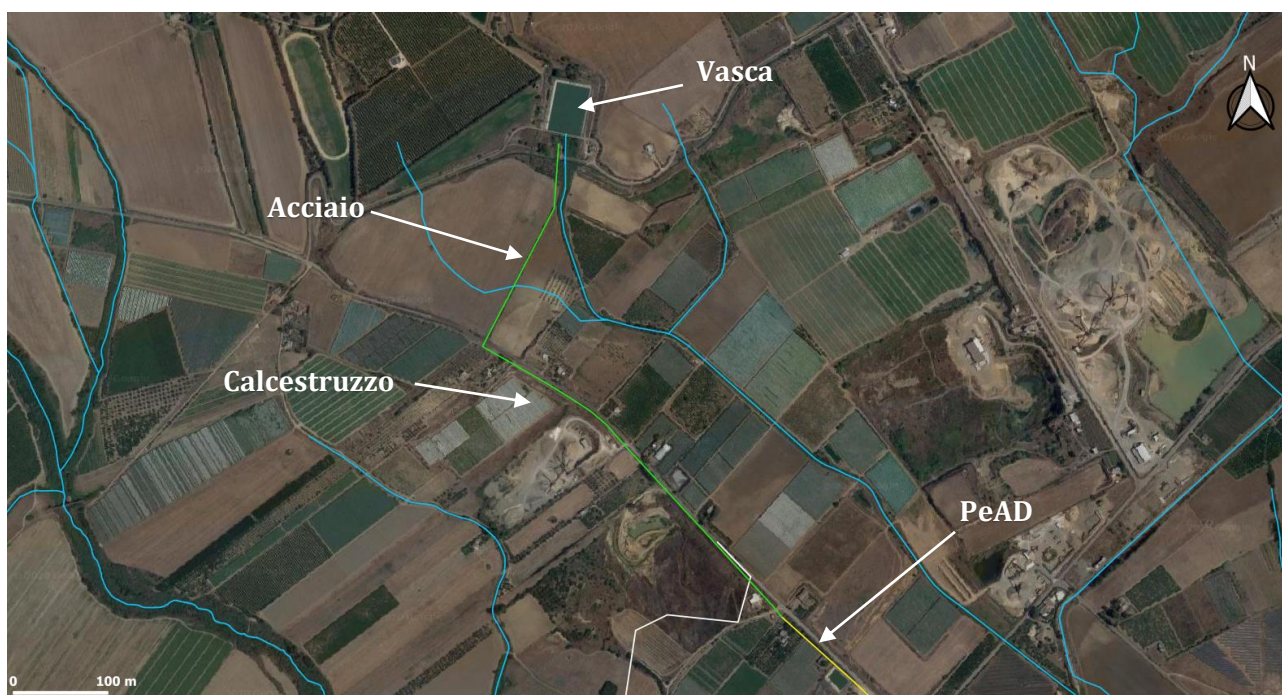


Figura 8. Tratto di monte della condotta adduttrice (in verde) uscente dalla vasca Girifalco. A sud, in giallo, il nuovo tratto previsto in PeAD.

La quota del terreno in corrispondenza della vasca Girifalco è di circa 51,5 m, mentre la vasca a pieno carico si riempie di circa 7m. Il carico totale di monte è di circa 58,5 m. In condizione di consumi massimi si suppone che la vasca sia riempita a 2m, quindi con un carico di monte pari a 53,5m.

Lungo il tratto di sostituzione sono stati individuate 49 distinti picchetti, in corrispondenza di punti di interesse. Essi sono stati numerati da 0 (primo pozzetto di cambio diametro dal  $\varnothing$ 1200 al  $\varnothing$ 1000) a 49 (ultimo pozzetto di cambio diametro dal  $\varnothing$ 800 al  $\varnothing$ 900).

La Tabella 3 riporta i dati delle posizioni dei singoli picchetti a partire di quello di monte verso quelli di valle, elencando inoltre le singolarità notevoli presenti in corrispondenza di essi, la loro posizione lungo l'asse della condotta (parziale e progressiva), la quota del terreno e quella dell'asse della tubazione.

Tabella 3. Elenco dei picchetti, punti singolari, posizionamento lungo il tratto di condotta da sostituire (parziale e progressivo), quota del terreno e dell'asse della condotta.

Picchetto	Scopo	Parziale [m]	Progressiva [m]	Quota terreno [m]	Quota asse tubo [m]
0	Transizione, derivazione e sezionamento	0.00	0.00	37.75	36.04
1	Derivazione	29.64	29.64	37.25	35.54
2		73.51	103.15	34.00	32.29
3		3.97	107.12	34.00	32.29
4		201.16	308.28	27.63	25.92
5	Sfiato	44.40	352.68	28.78	27.07
6		67.70	420.38	26.19	24.48
7	Derivazione	44.97	465.35	27.08	25.37
8		49.23	514.58	27.98	26.27
9	Derivazione e sfiato	129.27	643.85	30.89	29.18
10	Scarico su cavallotto	134.90	778.75	20.10	18.39
11	Sfiato e Scarico su cavallotto	11.82	790.57	19.64	17.93
12		10.56	801.13	20.46	18.75
13		63.11	864.24	18.87	17.16
14	Pozzetto derivazione	11.01	875.25	18.93	17.22
15		30.88	906.13	19.10	17.39
16		43.00	949.13	18.22	16.51
17		31.35	980.48	18.80	17.09
18		11.05	991.53	18.45	16.74
19		74.35	1065.88	21.48	19.77
20		11.22	1077.10	21.90	20.19
21	Sfiato	53.39	1130.49	23.50	21.79
22		32.35	1162.84	23.25	21.54
23	Curva con riduzioni	42.89	1205.73	23.67	21.96
24	Transizione	32.68	1238.41	21.93	20.22
25		115.42	1353.83	17.26	15.86
26	Sfiato	31.68	1385.51	17.96	16.56
27		31.61	1417.12	17.10	15.70
28		21.55	1438.67	17.40	16.00



29		10.63	1449.30	17.84	16.44
30	Curva con riduzioni e sfiato	21.90	1471.20	18.17	16.77
31	Curva	323.64	1794.84	17.40	16.00
32		343.36	2138.20	16.84	15.44
33	Scarico	31.12	2169.32	17.51	16.11
34	Curva, derivazione, sezionamento, sfiato	23.10	2192.42	18.42	17.02
35		220.39	2412.81	16.31	14.91
36		8.48	2421.29	15.90	14.50
37	Sfiato	42.40	2463.69	16.65	15.25
38		153.16	2616.85	14.30	12.90
39		50.15	2667.00	14.56	13.16
40		203.59	2870.59	13.57	12.17
41	Derivazione, curva	96.42	2967.01	13.34	11.94
42	Sfiato	254.74	3221.75	12.27	10.87
43	Curva	25.52	3247.27	12.60	11.20
44	Pozzetto derivazione e curva	240.65	3487.92	11.74	10.34
45	Curva	20.18	3508.10	11.21	9.81
46	Curva e scarico a valle	148.73	3656.83	11.15	9.75
47	Sfiato	13.00	3669.83	11.63	10.23
48	Curva	27.30	3697.13	11.64	10.24
49	Sezionamento, transizione, scarico	803.07	4500.20	10.24	8.84

## 2.1 CONDIZIONI DI PORTATA NON DERIVATA LUNGO LA DISTRIBUTTRICE

Si riporta qui una valutazione del comportamento idraulico della distributtrice in condizioni di assenza di derivazioni di portata lungo il suo percorso. L'ipotesi fondamentale di base è che il carico a monte, in corrispondenza dell'ingresso del picchetto 0 sia costante e dovuto alla portata massima di 1,134 m<sup>3</sup>/s che fluisce dal serbatoio Girifalco, senza derivazioni lungo il percorso.

Il **carico statico totale** di 58,50 m verrà di seguito utilizzato come punto di partenza per la valutazione delle perdite lungo il tratto di progetto.

Considerando una portata da distribuire pari a  $Q=1,134$  m<sup>3</sup>/s, si ottengono i risultati riportati in Tabella 4 riguardanti i primi due tratti in acciaio e calcestruzzo che dipartono dal serbatoio Girifalco fino all'ingresso della tubazione di progetto di diametro 1.000,00 mm.

Dai dati ottenuti risulta che l'acqua fuoriuscente dalla vasca perde 0,10 m di carico tra la vasca e il primo tratto della condotta in acciaio e perde altri 0,26 m lungo il tratto in calcestruzzo fino all'inizio del tratto di progetto in PeAD.

La Tabella 4 riporta in successione:

- il diametro esterno della tubazione  $D_e$  coincidente con quello nominale per il PeAD;
- il diametro interno della tubazione  $D_i$ ;
- lo spessore della tubazione  $s$ ;
- la portata  $Q$ ;
- la lunghezza della condotta  $L$ ;
- l'area bagnata  $A$ ;
- il perimetro bagnato  $P$ ;
- il raggio idraulico (rapporto tra area e perimetro bagnato)  $R$ ;
- la velocità media in condotta  $U$ ;
- il coefficiente di Hazen-Williams (posto pari a 150 per il PeAD, 120 per l'acciaio e 100 per il calcestruzzo)  $C$ ;
- la cadente  $J$  (il cui valore è uguale alla pendenza della linea dei carichi totali o della piezometrica);
- il carico totale di monte  $H_{monte}$ , ovvero l'energia totale per unità di peso posseduta dall'acqua in corrispondenza dell'inizio di tratto;
- il carico totale di valle  $H_{valle}$ , ovvero l'energia totale per unità di peso posseduta dall'acqua in corrispondenza della fine di tratto;
- la quota del terreno a monte  $Q_{monte}$ , riferita al livello medio mare;
- la quota del terreno a valle  $Q_{valle}$ , riferita al livello medio mare;
- la differenza di carico totale  $\Delta H$  tra il carico totale di monte e il carico totale di valle.



Tabella 4. Risultati dei calcoli idraulici per la condotta a monte di quella di progetto.

ACCIAIO DN1600							
Diametro esterno	Diametro interno	Spessore	Portata	Lunghezza condotta	Area	Perimetro bagnato	Raggio idraulico
$D_e$	$D_i$	$S$	$Q$	$L$	$A$	$P$	$R$
[mm]	[mm]	[mm]	[m <sup>3</sup> /s]	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m]
1625.6	1601.6	12	1.134	522	2.015	5.032	0.400
[m]	[m]						
1.6256	1.6016						
Velocità	Hazen-Williams	Cadente	Carico monte	Carico valle	Quota terreno monte	Quota terreno valle	Differenza di carico
$U$	$C$	$J$	$H_{monte}$	$H_{valle}$	$Q_{monte}$	$Q_{valle}$	$\Delta H$
[m/s]	[m <sup>-0.32</sup> /s <sup>1.85</sup> ]	[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0.56	120	0.00019	58.50	58.40	51.5	38.82	0.10

CLS DN1600							
Diametro esterno	Diametro interno	Spessore	Portata	Lunghezza condotta	Area	Perimetro bagnato	Raggio idraulico
$D_e$	$D_i$	$S$	$Q$	$L$	$A$	$P$	$R$
[mm]	[mm]	[mm]	[m <sup>3</sup> /s]	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m]
1440	1200	120	1.134	948	1.131	3.770	0.300
[m]	[m]						
1.44	1.2						
Velocità	Hazen-Williams	Cadente	Carico monte	Carico valle	Quota terreno monte	Quota terreno valle	Differenza di carico
$U$	$C$	$J$	$H_{monte}$	$H_{valle}$	$Q_{monte}$	$Q_{valle}$	$\Delta H$
[m/s]	[m <sup>-0.32</sup> /s <sup>1.85</sup> ]	[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
1.00	100	0.00110	58.35	57.31	38.82	37.75	1.04

I calcoli relativi ai tratti di condotta di progetto mostrano i risultati dalla Tabella 11 alla Tabella 18.

Lo schema geometrico di riferimento è quello di Figura 9, che riporta le due condotte di progetto a partire dal pozzetto 1 fino al pozzetto 10. In questa fase non vengono considerate le portate derivate nei pozzetti relativi, per cui le due condotte sono attraversate dalla stessa portata. È la condizione di maggior depressione della cadente a causa delle perdite di carico maggiori causate dalla velocità della corrente in condotta.

Le tabelle mostrano i calcoli per ogni tratto di tubazione che collega i pozzetti di derivazione delle portate e di cambio diametro. Si tratta quindi di tronchi, ognuno dei quali è caratterizzato dal proprio diametro e da una propria lunghezza.

I calcoli di tratto tengono conto delle perdite localizzate in corrispondenza delle curve e del cambio di diametro nel pozzetto 24. La perdita di carico concentrata  $\Delta H_{con}$  è valutata mediante la formulazione tipica che la esprime come dipendente dal termine cinetico dell'energia totale della corrente:

$$\Delta H_{con} = K \frac{U^2}{2g}$$

in cui  $K$  è ricavato come dalla Tabella 5 e dalla Tabella 6.

Tabella 5. Valori del fattore  $K$  per allargamenti bruschi (fonte: "Pompe e impianti di sollevamento. Manuale di progettazione e realizzazione" – A. Bianchi, U. Sanfilippo).

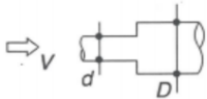
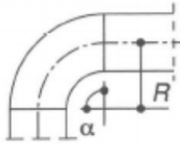
c) allargamenti di sezione bruschi		$d / D = 0,75$ $d / D = 0,50$ $d / D = 0,25$	0,3 0,6 0,9
------------------------------------	---	--	-------------------

Tabella 6. Valori del fattore  $K$  in corrispondenza di curve (fonte: “Pompe e impianti di sollevamento. Manuale di progettazione e realizzazione” – A. Bianchi, U. Sanfilippo).

l) curve stampate, in regime turbolento (velocità minima 2m/s)		$\alpha$	$R = 1 D$	$R = 1,5 D$	$R = 2 D$
		180°	0,28	0,21	0,14
		120°	0,28	0,21	0,14
		90°	0,25	0,19	0,13
		60°	0,16	0,12	0,08
		45°	0,12	0,09	0,06
		30°	0,08	0,06	0,04

In particolare, in corrispondenza delle curve e del cambio di diametro si ottengono i valori riportati in Tabella 7 e in Tabella 8.

Tabella 7. Perdite di carico in corrispondenza delle curve.

SENZA DERIVAZIONI					
N. picchetto	Posizione	Angolo	Velocità	K	Perdita di carico
	[m]	[°]	[m/s]	[-]	[m]
23	1205.7	92	1.86	0.19	0.033
30	1471.2	58	2.90	0.12	0.052
31	1794.8	30	2.90	0.06	0.026
34	2192.4	30	2.90	0.06	0.026
41	2967.0	16	2.90	0.06	0.026
43	3247.3	20	2.90	0.06	0.026
44	3487.9	30	2.90	0.06	0.026
45	3508.1	33	2.90	0.06	0.026
46	3643.1	32	2.90	0.06	0.026
48	3697.1	28	2.90	0.06	0.026

Tabella 8. Perdite di carico in corrispondenza del cambio di diametro tra  $\phi 1000$  e  $\phi 800$ .

CAMBIO DIAMETRO				
N. picchetto	Posizione	Velocità	K	Perdita di carico
	[m]	[m]	[m]	[m]
24	1238.41	1.86	0.3	0.053

Al termine dei 1.238,4 m di condotta con diametro 1000 mm il carico disponibile si riduce a 54,09m portandosi quindi a 54,76 m, laddove la quota del terreno è di 21,94 m.

L'andamento della piezometrica lungo il profilo della condotta di progetto, in forma grafica, è riportato in Figura 10.

La Figura 11 riporta la distribuzione longitudinale della pressione relativa, espressa in atmosfere.



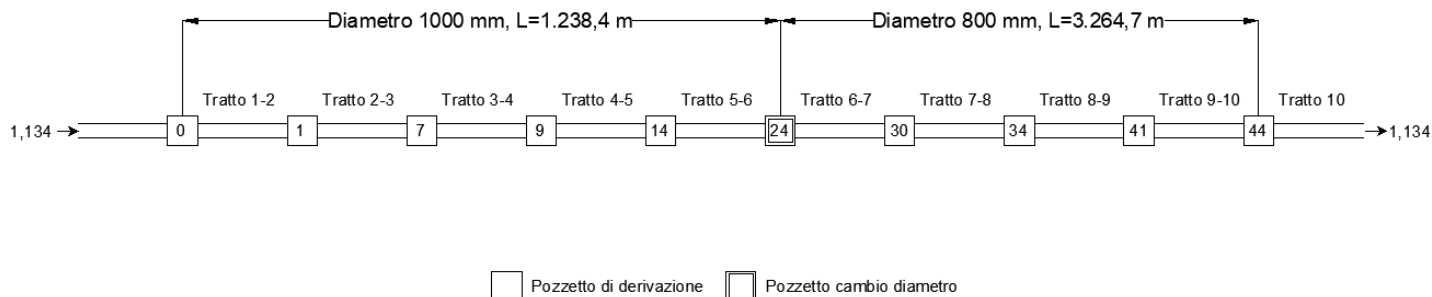


Figura 9. Schema geometrico in assenza di derivazioni di portata.

Tabella 9. Risultati dei calcoli idraulici. Tratto 1-2, diametro 1000 mm.

PN10 DN1000							
Diametro esterno	Diametro interno	Spessore	Portata	Lunghezza condotta	Area	Perimetro bagnato	Raggio idraulico
$D_e$	$D_i$	$S$	$Q$	$L$	$A$	$P$	$R$
[mm]	[mm]	[mm]	[m <sup>3</sup> /s]	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m]
1000	881.4	59.3	1.134	30	0.610	2.769	0.220
[m]	[m]						
1	0.8814						
Velocità	Hazen-Williams	Cadente	Carico monte	Carico valle	Quota terreno monte	Quota terreno valle	Differenza di carico
$U$	$C$	$J$	$H_{monte}$	$H_{valle}$	$Q_{monte}$	$Q_{valle}$	$\Delta H$
[m/s]	[m <sup>-0.32</sup> /s <sup>1.85</sup> ]	[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
1.86	140	0.00264	57.36	57.28	37.75	37.25	0.08

Tabella 10. Risultati dei calcoli idraulici. Tratto 2-3, diametro 1000 mm.

PN10 DN1000							
Diametro esterno	Diametro interno	Spessore	Portata	Lunghezza condotta	Area	Perimetro bagnato	Raggio idraulico
$D_e$	$D_i$	$S$	$Q$	$L$	$A$	$P$	$R$
[mm]	[mm]	[mm]	[m <sup>3</sup> /s]	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m]
1000	881.4	59.3	1.134	436	0.610	2.769	0.220
[m]	[m]						
1	0.8814						
Velocità	Hazen-Williams	Cadente	Carico monte	Carico valle	Quota terreno monte	Quota terreno valle	Differenza di carico
$U$	$C$	$J$	$H_{monte}$	$H_{valle}$	$Q_{monte}$	$Q_{valle}$	$\Delta H$
[m/s]	[m <sup>-0.32</sup> /s <sup>1.85</sup> ]	[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
1.86	140	0.00264	57.28	56.13	37.25	27.08	1.15

Tabella 11. Risultati dei calcoli idraulici. Tratto 3-4, diametro 1000 mm.

PN10 DN1000							
Diametro esterno	Diametro interno	Spessore	Portata	Lunghezza condotta	Area	Perimetro bagnato	Raggio idraulico
$D_e$	$D_i$	$S$	$Q$	$L$	$A$	$P$	$R$
[mm]	[mm]	[mm]	[m <sup>3</sup> /s]	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m]
1000	881.4	59.3	1.134	179	0.610	2.769	0.220
[m]	[m]						
1	0.8814						
Velocità	Hazen-Williams	Cadente	Carico monte	Carico valle	Quota terreno monte	Quota terreno valle	Differenza di carico
$U$	$C$	$J$	$H_{monte}$	$H_{valle}$	$Q_{monte}$	$Q_{valle}$	$\Delta H$
[m/s]	[m <sup>-0.32</sup> /s <sup>1.85</sup> ]	[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
1.86	140	0.00264	56.13	55.66	27.08	31.16	0.47

Tabella 12. Risultati dei calcoli idraulici. Tratto 4-5, diametro 1000 mm.

PN10 DN1000							
Diametro esterno	Diametro interno	Spessore	Portata	Lunghezza condotta	Area	Perimetro bagnato	Raggio idraulico
$D_e$	$D_i$	$S$	$Q$	$L$	$A$	$P$	$R$
[mm]	[mm]	[mm]	[m <sup>3</sup> /s]	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m]
1000	881.4	59.3	1.134	231	0.610	2.769	0.220
[m]	[m]						
1	0.8814						
Velocità	Hazen-Williams	Cadente	Carico monte	Carico valle	Quota terreno monte	Quota terreno valle	Differenza di carico
$U$	$C$	$J$	$H_{monte}$	$H_{valle}$	$Q_{monte}$	$Q_{valle}$	$\Delta H$
[m/s]	[m <sup>-0.32</sup> /s <sup>1.85</sup> ]	[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
1.86	140	0.00264	55.66	55.05	31.16	18.93	0.61

Tabella 13. Risultati dei calcoli idraulici. Tratto 5-6, diametro 1000 mm.

PN10 DN1000							
Diametro esterno	Diametro interno	Spessore	Portata	Lunghezza condotta	Area	Perimetro bagnato	Raggio idraulico
$D_e$	$D_i$	$S$	$Q$	$L$	$A$	$P$	$R$
[mm]	[mm]	[mm]	[m <sup>3</sup> /s]	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m]
1000	881.4	59.3	1.134	363	0.610	2.769	0.220
[m]	[m]						
1	0.8814						
Velocità	Hazen-Williams	Cadente	Carico monte	Carico valle	Quota terreno monte	Quota terreno valle	Differenza di carico
$U$	$C$	$J$	$H_{monte}$	$H_{valle}$	$Q_{monte}$	$Q_{valle}$	$\Delta H$
[m/s]	[m <sup>-0.32</sup> /s <sup>1.85</sup> ]	[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
1.86	140	0.00264	55.05	54.05	18.93	21.94	0.99

Tabella 14. Risultati dei calcoli idraulici. Tratto 6-7, diametro 800 mm.

PN10 DN800							
Diametro esterno	Diametro interno	Spessore	Portata	Lunghezza condotta	Area	Perimetro bagnato	Raggio idraulico
$D_e$	$D_i$	$S$	$Q$	$L$	$A$	$P$	$R$
[mm]	[mm]	[mm]	[m <sup>3</sup> /s]	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m]
800	705.2	47.4	1.134	232	0.391	2.215	0.176
[m]	[m]						
0.8	0.7052						
Velocità	Hazen-Williams	Cadente	Carico monte	Carico valle	Quota terreno monte	Quota terreno valle	Differenza di carico
$U$	$C$	$J$	$H_{monte}$	$H_{valle}$	$Q_{monte}$	$Q_{valle}$	$\Delta H$
[m/s]	[m <sup>-0.32</sup> /s <sup>1.85</sup> ]	[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
2.90	140	0.00783	54.00	52.18	21.94	18.17	1.82

Tabella 15. Risultati dei calcoli idraulici. Tratto 7-8, diametro 800 mm.

PN10 DN800							
Diametro esterno	Diametro interno	Spessore	Portata	Lunghezza condotta	Area	Perimetro bagnato	Raggio idraulico
$D_e$	$D_i$	$S$	$Q$	$L$	$A$	$P$	$R$
[mm]	[mm]	[mm]	[m <sup>3</sup> /s]	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m]
800	705.2	47.4	1.134	721	0.391	2.215	0.176
[m]	[m]						
0.8	0.7052						
Velocità	Hazen-Williams	Cadente	Carico monte	Carico valle	Quota terreno monte	Quota terreno valle	Differenza di carico
$U$	$C$	$J$	$H_{monte}$	$H_{valle}$	$Q_{monte}$	$Q_{valle}$	$\Delta H$
[m/s]	[m <sup>-0.32</sup> /s <sup>1.85</sup> ]	[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
2.90	140	0.00783	52.18	46.42	18.17	18.42	5.76

Tabella 16. Risultati dei calcoli idraulici. Tratto 8-9, diametro 800 mm.

PN10 DN800							
Diametro esterno	Diametro interno	Spessore	Portata	Lunghezza condotta	Area	Perimetro bagnato	Raggio idraulico
$D_e$	$D_i$	$S$	$Q$	$L$	$A$	$P$	$R$
[mm]	[mm]	[mm]	[m <sup>3</sup> /s]	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m]
800	705.2	47.4	1.134	774	0.391	2.215	0.176
[m]	[m]						
0.8	0.7052						
Velocità	Hazen-Williams	Cadente	Carico monte	Carico valle	Quota terreno monte	Quota terreno valle	Differenza di carico
$U$	$C$	$J$	$H_{monte}$	$H_{valle}$	$Q_{monte}$	$Q_{valle}$	$\Delta H$
[m/s]	[m <sup>-0.32</sup> /s <sup>1.85</sup> ]	[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
2.90	140	0.00783	46.42	40.32	18.42	13.36	6.10

Tabella 17. Risultati dei calcoli idraulici. Tratto 9-10, diametro 800 mm.

PN10 DN800							
Diametro esterno	Diametro interno	Spessore	Portata	Lunghezza condotta	Area	Perimetro bagnato	Raggio idraulico
$D_e$	$D_i$	$S$	$Q$	$L$	$A$	$P$	$R$
[mm]	[mm]	[mm]	[m <sup>3</sup> /s]	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m]
800	705.2	47.4	1.134	515	0.391	2.215	0.176
[m]	[m]						
0.8	0.7052						
Velocità	Hazen-Williams	Cadente	Carico monte	Carico valle	Quota terreno monte	Quota terreno valle	Differenza di carico
$U$	$C$	$J$	$H_{monte}$	$H_{valle}$	$Q_{monte}$	$Q_{valle}$	$\Delta H$
[m/s]	[m <sup>-0.32</sup> /s <sup>1.85</sup> ]	[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
2.90	140	0.00783	40.32	36.24	13.36	11.15	4.08

Tabella 18. Risultati dei calcoli idraulici. Tratto 10, diametro 800 mm.

PN10 DN800							
Diametro esterno	Diametro interno	Spessore	Portata	Lunghezza condotta	Area	Perimetro bagnato	Raggio idraulico
$D_e$	$D_i$	$S$	$Q$	$L$	$A$	$P$	$R$
[mm]	[mm]	[mm]	[m <sup>3</sup> /s]	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m]
800	705.2	47.4	1.134	1015	0.391	2.215	0.176
[m]	[m]						
0.8	0.7052						
Velocità	Hazen-Williams	Cadente	Carico monte	Carico valle	Quota terreno monte	Quota terreno valle	Differenza di carico
$U$	$C$	$J$	$H_{monte}$	$H_{valle}$	$Q_{monte}$	$Q_{valle}$	$\Delta H$
[m/s]	[m <sup>-0.32</sup> /s <sup>1.85</sup> ]	[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
2.90	140	0.00783	36.24	28.09	11.15	10.24	8.15



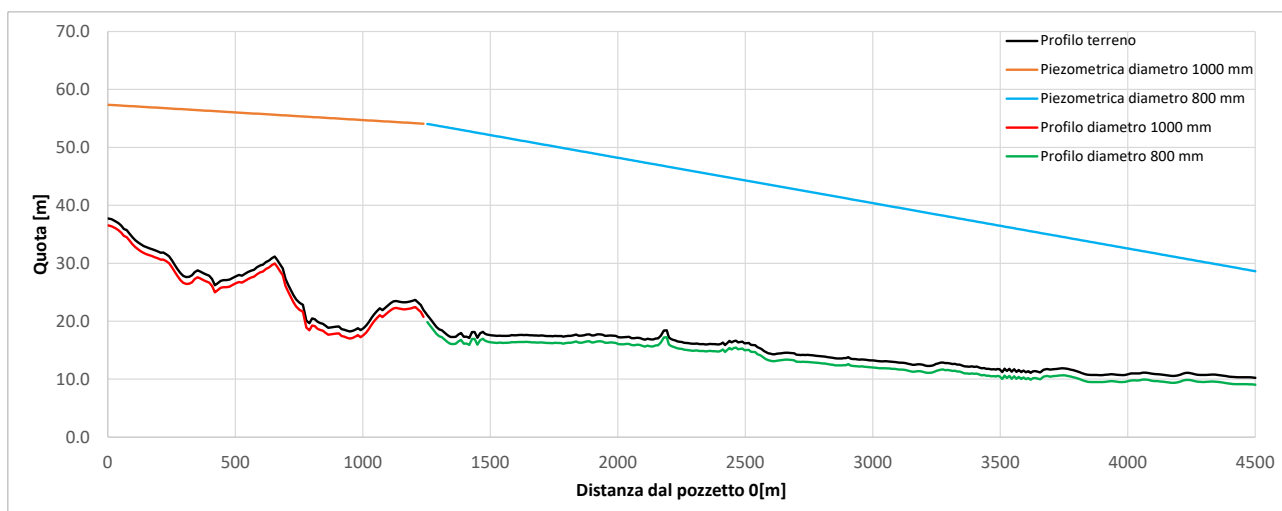


Figura 10. Profilo longitudinale del terreno, delle condotte e linea dei carichi relativi.

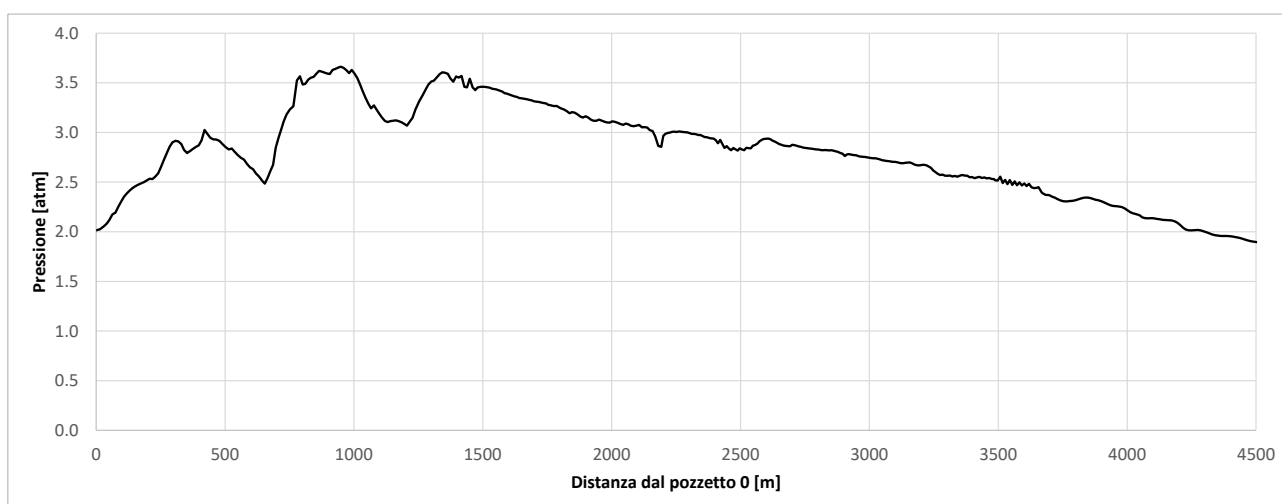


Figura 11. Andamento della pressione relativa, in atmosfere, lungo l'asse delle condotte di progetto.

### 2.1.1 SOVRAPPRESSIONI DI COLPO D'ARIETE

È stata valutata la sovrappressione dovuta a **colpo d'ariete** in condizioni di manovre di chiusura che avvengono in un tempo di 20s. Questo tempo è stato confrontato con il tempo di fase diretta del colpo d'ariete per valutare se la manovra risulta brusca o lenta.

In particolare le formule utilizzate sono le seguenti:

- sovrappressione di Joukowsky per manovre brusche, ovvero per  $T_c < T$ :

$$\Delta H_c = \mp a \Delta U / g$$

- sovrappressione di Micheaud per manovre lente, ovvero per  $T_c > T$ :

$$\Delta H_c = \mp 2L\Delta U/gT$$

Formulazioni in cui  $\Delta U$  è la differenza di velocità nella tubazione accompagnata alla sovrappressione,  $L$  la lunghezza della tubazione,  $g$  l'accelerazione di gravità,  $T_c$  il tempo di manovra o di chiusura della valvola,  $T$  il tempo di fase diretta del colpo d'ariete e

$$a = a_0/\sqrt{(1 + \varepsilon D/Es)}$$

in cui  $a_0 = \sqrt{(\varepsilon/\rho)}$  è la celerità di propagazione del suono in acqua,  $\varepsilon$  il coefficiente di comprimibilità dell'acqua ( $2,03 \cdot 10^9$  N/m<sup>2</sup>),  $\rho$  la densità dell'acqua ( $1.000$  kg/m<sup>3</sup>),  $E$  il modulo di elasticità del materiale della tubazione (per il PeAD vale  $8,8 \cdot 10^8$  N/m<sup>2</sup>),  $D$  è il diametro della tubazione,  $s$  il suo spessore.

Nel caso in esame  $a=240$ m/s circa per entrambe le tubazioni.

La Tabella 19 individua per ogni singolo tratto indicato in Figura 9 la durata della fase diretta  $T$ , il tempo di chiusura  $T_c$ , il tipo di manovra e la sovrappressione di colpo d'ariete, espressa in metri di acqua e in atmosfere.

La Figura 12 riporta gli andamenti delle pressioni relative totali (pressione di esercizio a cui viene sommata la sovrappressione del colpo d'ariete, sia negativa che positiva) lungo l'asse delle condotte, mentre la Figura 13 gli andamenti delle suddette pressioni espresse in atmosfere.

Tabella 19. Valori di sovrappressione di colpo d'ariete lungo i tratti di progetto.

Tratto	Durata della fase		Tempo di chiusura	Tipo di manovra	Sovrappressione di colpo d'ariete	
	T	T <sub>c</sub>			ΔH <sub>c</sub>	
	[s]	[s]			[m]	[atm]
1	0.25	20.00	lenta	0.57	0.06	
2	3.64	20.00	lenta	8.26	0.80	
3	1.49	20.00	lenta	3.39	0.33	
4	1.93	20.00	lenta	4.38	0.42	
5	3.03	20.00	lenta	6.88	0.67	
6	1.94	20.00	lenta	6.87	0.66	
7	6.01	20.00	lenta	21.35	2.07	
8	6.46	20.00	lenta	22.92	2.22	
9	4.30	20.00	lenta	15.25	1.48	
10	8.47	20.00	lenta	30.05	2.91	

La normativa di riferimento per la valutazione delle sovrappressioni da colpo d'ariete è il D.M. 12.12.1985 "Normativa tecnica sulle tubazioni": criteri di progettazione, realizzazione e collaudo delle tubazioni indipendentemente dal materiale delle stesse.

Le massime sovrappressioni di colpo d'ariete ammissibili sono quelle riportate in Tabella 20.

Tabella 20. Sovrappressioni massime ammissibili per colpo d'ariete secondo normativa.

<b>Pressione idrostatica [kg/cm<sup>2</sup>]</b>	<6	6÷10	10÷20	20÷30
<b>Sovrappressioni massime di colpo d'ariete [kg/cm<sup>2</sup>]</b>	3	3÷4	4÷5	5÷6

La pressione di esercizio più critica in condotta è data dalla somma della pressione massima nella configurazione più onerosa e della sovrappressione positiva di colpo d'ariete. Lungo i due tratti di condotta le pressioni massime rimangono sempre sotto le 6 atmosfere (1atm≈1kg/cm<sup>2</sup>) per cui le sovrappressioni positive di colpo d'ariete non devono superare le 3 atmosfere.

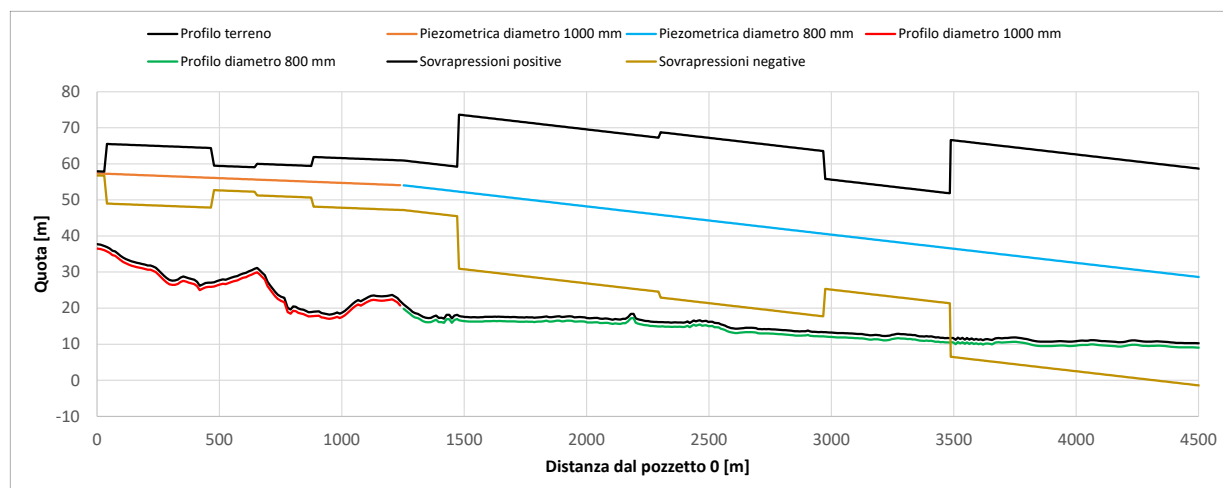


Figura 12. Andamento delle pressioni relative (comprese delle sovrappressioni negative e positive dovute al colpo d'ariete) lungo le due condotte.

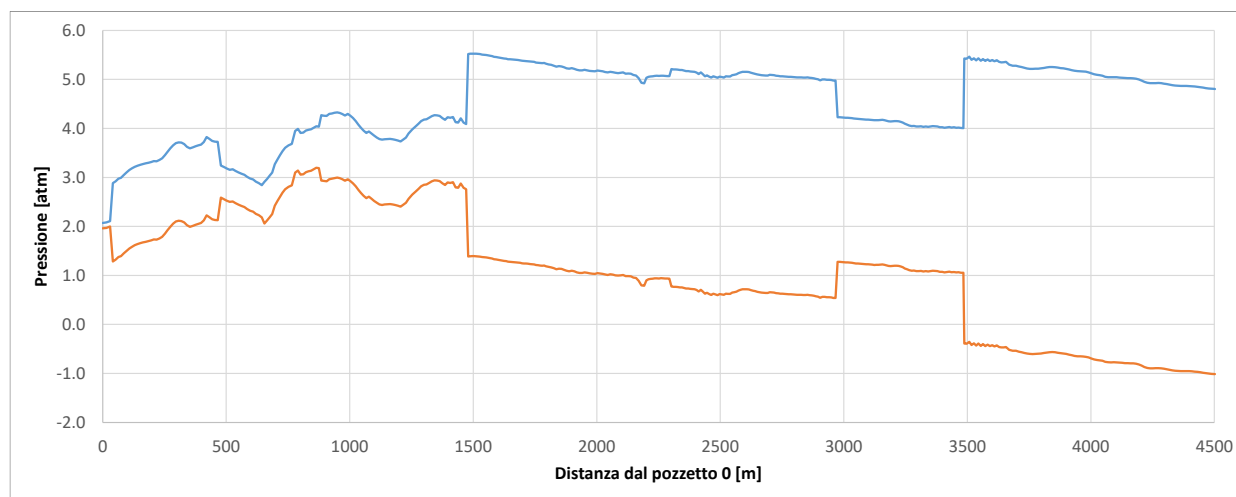


Figura 13. Andamento delle pressioni relative (comprese delle sovrappressioni negative e positive dovute al colpo d'ariete) lungo le due condotte, espresse in atmosfere.

Per quanto riguarda le sovrappressioni positive, queste comportano il verificarsi di una pressione massima alla quale la tubazione deve poter resistere. Per la verifica si fa riferimento alla formula di Mariotte:

$$\sigma_{max} = \frac{P_{max} D_i}{2S} \leq \sigma_{amm}$$

in cui  $P_{max}$  è la pressione massima agente sulla tubazione,  $D_i$  il diametro interno,  $S$  il suo spessore e  $\sigma_{amm}$  lo sforzo di trazione ammissibile per il PE 100, pari a 10<sup>7</sup>N/m<sup>2</sup> circa.



Nel caso in esame si ha che  $P_{max}=5,52 \text{ atm} \approx 558.866 \text{ N/m}^2$  per quanto riguarda la condotta di diametro nominale di 800mm (S=47.4 mm), per cui:

$$\sigma_{max} = 4,16 \cdot 10^6 \frac{N}{m^2} \leq \sigma_{amm} = 10^7 \frac{N}{m^2}$$

Per la condotta di diametro nominale 1000 mm (59.3 mm), si ha una pressione massima pari a  $P_{max}=4,33 \text{ atm} \approx 438.608 \text{ N/m}^2$ , per cui:

$$\sigma_{max} = 3,26 \cdot 10^6 \frac{N}{m^2} \leq \sigma_{amm} = 10^7 \frac{N}{m^2}$$

## 2.2 CONDIZIONI DI PORTATA DERIVATA LUNGO LA DISTRIBUTTRICE

Il **carico statico totale** di 53,50 m verrà di seguito utilizzato come punto di partenza per la valutazione delle perdite lungo il tratto di progetto.

Considerando una portata da distribuire pari a  $Q=1.134 \text{ m}^3/\text{s}$ , si ottengono i risultati riportati in Tabella 4 riguardanti i primi due tratti in acciaio e calcestruzzo che dipartono dal serbatoio Girifalco fino all'ingresso della tubazione di progetto di diametro 1.000,00 mm.

Tabella 21. Risultati dei calcoli idraulici per la condotta a monte di quella di progetto.

ACCIAIO DN1600							
Diametro esterno	Diametro interno	Spessore	Portata	Lunghezza condotta	Area	Perimetro bagnato	Raggio idraulico
$D_e$	$D_i$	$S$	$Q$	$L$	$A$	$P$	$R$
[mm]	[mm]	[mm]	[ $\text{m}^3/\text{s}$ ]	[m]	[ $\text{m}^2$ ]	[m]	[m]
1625.6	1601.6	12	1.134	522	2.015	5.032	0.400
1.6256	1.6016						
Velocità	Hazen-Williams	Cadente	Carico monte	Carico valle	Quota terreno monte	Quota terreno valle	Differenza di carico
$U$	$C$	$J$	$H_{monte}$	$H_{valle}$	$Q_{monte}$	$Q_{valle}$	$\Delta H$
[m/s]	[ $\text{m}^{-0.32}/\text{s}^{1.85}$ ]	[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0.56	120	0.00019	53.50	53.40	51.5	38.82	0.10

CLS DN1200							
Diametro esterno	Diametro interno	Spessore	Portata	Lunghezza condotta	Area	Perimetro bagnato	Raggio idraulico
$D_e$	$D_i$	$S$	$Q$	$L$	$A$	$P$	$R$
[mm]	[mm]	[mm]	[ $\text{m}^3/\text{s}$ ]	[m]	[ $\text{m}^2$ ]	[m]	[m]
1440	1200	120	1.134	948	1.131	3.770	0.300
1.44	1.2						
Velocità	Hazen-Williams	Cadente	Carico monte	Carico valle	Quota terreno monte	Quota terreno valle	Differenza di carico
$U$	$C$	$J$	$H_{monte}$	$H_{valle}$	$Q_{monte}$	$Q_{valle}$	$\Delta H$
[m/s]	[ $\text{m}^{-0.32}/\text{s}^{1.85}$ ]	[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
1.00	100	0.00110	53.35	52.31	38.82	37.75	1.04

I calcoli relativi ai tratti di condotta di progetto mostrano i risultati dalla Tabella 26 alla Tabella 35.

L'ipotesi fondamentale di base è che il carico a monte, in corrispondenza dell'ingresso del picchetto 0 sia costante e dovuto alla portata massima di  $1.134 \text{ m}^3/\text{s}$  che fluisce dal serbatoio Girifalco, senza derivazioni lungo il percorso.

Le tabelle mostrano i calcoli per ogni tratto di tubazione che collega i pozzetti di derivazione delle portate e di cambio diametro. Si tratta quindi di 10 tronchi, ognuno dei quali è caratterizzato da una diversa portata, dal proprio diametro e da una propria lunghezza.

I calcoli di tratto tengono conto delle perdite localizzate in corrispondenza delle curve e del cambio di diametro in corrispondenza del pozzetto 24 oltre che le perdite localizzate inserite in corrispondenza delle diramazioni per la distribuzione delle portate ai comizi di interesse.

Per ogni pozzetto di diramazione è stata valutata una perdita di carico concentrata causata dalla diramazione stessa  $\Delta H_{con}$  mediante la formulazione tipica che la esprime come dipendente dal termine cinetico dell'energia totale della corrente:

$$\Delta H_{con} = K \frac{U^2}{2g}$$

in cui  $K$  è ricavato come dalla Tabella 22 .

Tabella 22. Valori del coefficiente di perdita di carico concentrata  $K$  (fonte: “Pompe e impianti di sollevamento. Manuale di progettazione e realizzazione” – A. Bianchi, U. Sanfilippo).

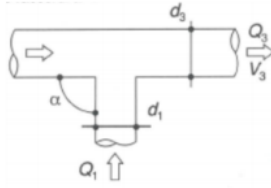
i) confluenze mediante raccordi a “T” ( $K$ è riferito a $V_3$ )		$\alpha$	$d_1/d_3$	$Q_1/Q_3$ 0,25	$Q_2/Q_3$ 0,33	$Q_1/Q_3$ 0,5	$Q_2/Q_3$ 1
		90°	0,5 0,7 0,8 1,0	0,05 -0,10 -0,15 -0,20	0,35 0,20 0,15 -0,05	1,10 0,65 0,55 0,42	3,75 2,10 1,70 1,15
		45°	0,5 0,7 0,8 1,0	-0,08 -0,15 -0,20 -0,30	0,20 0,05 0,00 -0,14	0,80 0,40 0,30 0,11	2,75 1,25 0,90 0,39

Tabella 23. Valori delle perdite di carico concentrate in corrispondenza di ogni diramazione di portata.

Pozzetto di derivazione	Portata in ingresso	Portata in uscita	Derivazioni		Perdite localizzate
	$Q_i$	$Q_u$	$Q_d$	$Q_d/Q_u$	$\Delta H$
	[m <sup>3</sup> /s]	[m <sup>3</sup> /s]	[m <sup>3</sup> /s]	[m <sup>3</sup> /s]	[m]
1	1.134	1.114	0.020	0.018	0.015
2	1.114	0.964	0.150	0.156	0.015
3	0.964	0.844	0.120	0.142	0.031
4	0.844	0.784	0.060	0.077	0.031
5	0.784	0.744	0.040	0.054	0.031
6	0.744	0.704	0.040	0.057	0.031
7	0.704	0.504	0.200	0.397	0.029
8	0.504	0.454	0.050	0.110	0.015
9	0.454	0.284	0.170	0.599	0.019

Per quanto riguarda le perdite causate dalle curve e dal cambio di diametro si ottengono i valori riportati in Tabella 24 e in Tabella 25

Tabella 24. Perdite di carico in corrispondenza delle curve.

CON DERIVAZIONI					
N. picchetto	Posizione	Angolo	Velocità	K	Perdita di carico
	[m]	[°]	[m/s]	[-]	[m]
23	1205.7	92	1.22	0.19	0.014
30	1471.2	58	1.80	0.12	0.020
31	1794.8	30	1.80	0.06	0.010
34	2192.4	30	1.29	0.06	0.005
41	2967.0	16	1.16	0.06	0.004
43	3247.3	20	1.16	0.06	0.004
44	3487.9	30	0.73	0.06	0.002
45	3508.1	33	0.73	0.06	0.002
46	3643.1	32	0.73	0.06	0.002
48	3697.1	28	0.73	0.06	0.002



Tabella 25. Perdite di carico in corrispondenza del cambio di diametro tra  $\phi 1000$  e  $\phi 800$ .

<b>CAMBIO DIAMETRO</b>				
<b>N. picchetto</b>	<b>Posizione [m]</b>	<b>Velocità [m]</b>	<b>K</b>	<b>Perdita di carico [m]</b>
24	1238.41	1.22	0.3	0.023

L'andamento della piezometrica lungo il profilo della condotta di progetto, in forma grafica, è riportato in Figura 15.

La Figura 16 riporta la distribuzione longitudinale della pressione relativa, espressa in atmosfere.

Lo schema geometrico di riferimento è quello di Figura 14, che riporta le due condotte di progetto a partire dal pozzetto 1 fino al pozzetto 10. In questa fase non vengono considerate le portate derivate nei pozzetti relativi, per cui le due condotte sono attraversate dalla stessa portata. È la condizione di minor depressione della cadente a causa delle perdite di carico inferiori causate da una minore velocità della corrente in condotta.

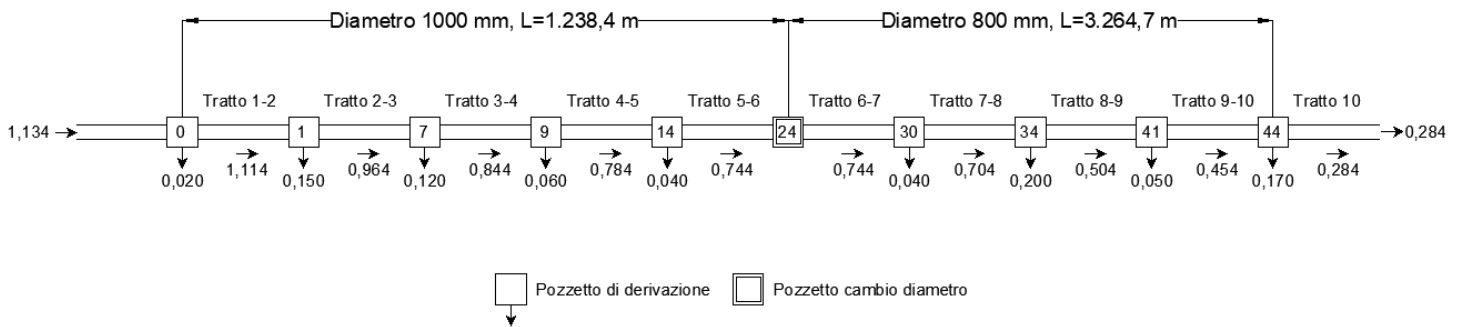


Figura 14. Schema geometrico in presenza di derivazioni di portata.

Tabella 26. Risultati dei calcoli idraulici. Tratto 1-2, diametro 1000 mm.

<b>PN10 DN1000</b>							
<i>Diametro esterno</i>	<i>Diametro interno</i>	<i>Spessore</i>	<i>Portata</i>	<i>Lunghezza condotta</i>	<i>Area</i>	<i>Perimetro bagnato</i>	<i>Raggio idraulico</i>
$D_e$	$D_i$	$S$	$Q$	$L$	$A$	$P$	$R$
[mm]	[mm]	[mm]	[m <sup>3</sup> /s]	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m]
1000	881.4	59.3	1.114	30	0.610	2.769	0.220
[m]	[m]						
1	0.8814						
<i>Velocità</i>	<i>Hazen-Williams</i>	<i>Cadente</i>	<i>Carico monte</i>	<i>Carico valle</i>	<i>Quota terreno monte</i>	<i>Quota terreno valle</i>	<i>Differenza di carico</i>
$U$	$C$	$J$	$H_{monte}$	$H_{valle}$	$Q_{monte}$	$Q_{valle}$	$\Delta H$
[m/s]	[m <sup>-0.32</sup> /s <sup>1.85</sup> ]	[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
1.83	140	0.00256	52.26	52.19	37.75	37.25	0.08

Tabella 27. Risultati dei calcoli idraulici. Tratto 2-3, diametro 1000 mm.

PN10 DN1000							
Diametro esterno	Diametro interno	Spessore	Portata	Lunghezza condotta	Area	Perimetro bagnato	Raggio idraulico
$D_e$	$D_i$	$S$	$Q$	$L$	$A$	$P$	$R$
[mm]	[mm]	[mm]	[m <sup>3</sup> /s]	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m]
1000	881.4	59.3	0.964	436	0.610	2.769	0.220
[m]	[m]						
1	0.8814						
Velocità	Hazen-Williams	Cadente	Carico monte	Carico valle	Quota terreno monte	Quota terreno valle	Differenza di carico
$U$	$C$	$J$	$H_{monte}$	$H_{valle}$	$Q_{monte}$	$Q_{valle}$	$\Delta H$
[m/s]	[m <sup>-0.32</sup> /s <sup>1.85</sup> ]	[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
1.58	140	0.00196	52.14	51.29	37.25	27.08	0.85

Tabella 28. Risultati dei calcoli idraulici. Tratto 3-4, diametro 1000 mm.

PN10 DN1000							
Diametro esterno	Diametro interno	Spessore	Portata	Lunghezza condotta	Area	Perimetro bagnato	Raggio idraulico
$D_e$	$D_i$	$S$	$Q$	$L$	$A$	$P$	$R$
[mm]	[mm]	[mm]	[m <sup>3</sup> /s]	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m]
1000	881.4	59.3	0.844	179	0.610	2.769	0.220
[m]	[m]						
1	0.8814						
Velocità	Hazen-Williams	Cadente	Carico monte	Carico valle	Quota terreno monte	Quota terreno valle	Differenza di carico
$U$	$C$	$J$	$H_{monte}$	$H_{valle}$	$Q_{monte}$	$Q_{valle}$	$\Delta H$
[m/s]	[m <sup>-0.32</sup> /s <sup>1.85</sup> ]	[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
1.38	140	0.00153	51.24	50.96	27.08	31.16	0.27

Tabella 29. Risultati dei calcoli idraulici. Tratto 4-5, diametro 1000 mm.

PN10 DN1000							
Diametro esterno	Diametro interno	Spessore	Portata	Lunghezza condotta	Area	Perimetro bagnato	Raggio idraulico
$D_e$	$D_i$	$S$	$Q$	$L$	$A$	$P$	$R$
[mm]	[mm]	[mm]	[m <sup>3</sup> /s]	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m]
1000	881.4	59.3	0.784	231	0.610	2.769	0.220
[m]	[m]						
1	0.8814						
Velocità	Hazen-Williams	Cadente	Carico monte	Carico valle	Quota terreno monte	Quota terreno valle	Differenza di carico
$U$	$C$	$J$	$H_{monte}$	$H_{valle}$	$Q_{monte}$	$Q_{valle}$	$\Delta H$
[m/s]	[m <sup>-0.32</sup> /s <sup>1.85</sup> ]	[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
1.28	140	0.00133	50.87	50.56	31.16	18.93	0.31

Tabella 30. Risultati dei calcoli idraulici. Tratto 5-6, diametro 1000 mm.

PN10 DN1000							
Diametro esterno	Diametro interno	Spessore	Portata	Lunghezza condotta	Area	Perimetro bagnato	Raggio idraulico
$D_e$	$D_i$	$S$	$Q$	$L$	$A$	$P$	$R$
[mm]	[mm]	[mm]	[m <sup>3</sup> /s]	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m]
1000	881.4	59.3	0.744	363	0.610	2.769	0.220
[m]	[m]						
1	0.8814						
Velocità	Hazen-Williams	Cadente	Carico monte	Carico valle	Quota terreno monte	Quota terreno valle	Differenza di carico
$U$	$C$	$J$	$H_{monte}$	$H_{valle}$	$Q_{monte}$	$Q_{valle}$	$\Delta H$
[m/s]	[m <sup>-0.32</sup> /s <sup>1.85</sup> ]	[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
1.22	140	0.00121	50.46	50.02	18.93	21.94	0.44

Tabella 31. Risultati dei calcoli idraulici. Tratto 6-7, diametro 800 mm.

PN10 DN800							
Diametro esterno	Diametro interno	Spessore	Portata	Lunghezza condotta	Area	Perimetro bagnato	Raggio idraulico
$D_e$	$D_i$	$S$	$Q$	$L$	$A$	$P$	$R$
[mm]	[mm]	[mm]	[m <sup>3</sup> /s]	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m]
800	705.2	47.4	0.744	232	0.391	2.215	0.176
[m]	[m]						
0.8	0.7052						
Velocità	Hazen-Williams	Cadente	Carico monte	Carico valle	Quota terreno monte	Quota terreno valle	Differenza di carico
$U$	$C$	$J$	$H_{monte}$	$H_{valle}$	$Q_{monte}$	$Q_{valle}$	$\Delta H$
[m/s]	[m <sup>-0.32</sup> /s <sup>1.85</sup> ]	[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
1.90	140	0.00359	49.92	49.09	21.94	18.17	0.83

Tabella 32. Risultati dei calcoli idraulici. Tratto 7-8, diametro 800 mm.

PN10 DN800							
Diametro esterno	Diametro interno	Spessore	Portata	Lunghezza condotta	Area	Perimetro bagnato	Raggio idraulico
$D_e$	$D_i$	$S$	$Q$	$L$	$A$	$P$	$R$
[mm]	[mm]	[mm]	[m <sup>3</sup> /s]	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m]
800	705.2	47.4	0.704	721	0.391	2.215	0.176
[m]	[m]						
0.8	0.7052						
Velocità	Hazen-Williams	Cadente	Carico monte	Carico valle	Quota terreno monte	Quota terreno valle	Differenza di carico
$U$	$C$	$J$	$H_{monte}$	$H_{valle}$	$Q_{monte}$	$Q_{valle}$	$\Delta H$
[m/s]	[m <sup>-0.32</sup> /s <sup>1.85</sup> ]	[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
1.80	140	0.00324	48.99	46.66	18.17	18.42	2.33

Tabella 33. Risultati dei calcoli idraulici. Tratto 8-9, diametro 800 mm.

PN10 DN800							
Diametro esterno	Diametro interno	Spessore	Portata	Lunghezza condotta	Area	Perimetro bagnato	Raggio idraulico
$D_e$	$D_i$	$S$	$Q$	$L$	$A$	$P$	$R$
[mm]	[mm]	[mm]	[m <sup>3</sup> /s]	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m]
800	705.2	47.4	0.504	774	0.391	2.215	0.176
[m]	[m]						
0.8	0.7052						
Velocità	Hazen-Williams	Cadente	Carico monte	Carico valle	Quota terreno monte	Quota terreno valle	Differenza di carico
$U$	$C$	$J$	$H_{monte}$	$H_{valle}$	$Q_{monte}$	$Q_{valle}$	$\Delta H$
[m/s]	[m <sup>-0.32</sup> /s <sup>1.85</sup> ]	[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
1.29	140	0.00174	46.56	45.21	18.42	13.36	1.35

Tabella 34. Risultati dei calcoli idraulici. Tratto 9-10, diametro 800 mm.

PN10 DN800							
Diametro esterno	Diametro interno	Spessore	Portata	Lunghezza condotta	Area	Perimetro bagnato	Raggio idraulico
$D_e$	$D_i$	$S$	$Q$	$L$	$A$	$P$	$R$
[mm]	[mm]	[mm]	[m <sup>3</sup> /s]	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m]
800	705.2	47.4	0.454	515	0.391	2.215	0.176
[m]	[m]						
0.8	0.7052						
Velocità	Hazen-Williams	Cadente	Carico monte	Carico valle	Quota terreno monte	Quota terreno valle	Differenza di carico
$U$	$C$	$J$	$H_{monte}$	$H_{valle}$	$Q_{monte}$	$Q_{valle}$	$\Delta H$
[m/s]	[m <sup>-0.32</sup> /s <sup>1.85</sup> ]	[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
1.16	140	0.00144	45.12	44.38	13.36	11.15	0.74

Tabella 35. Risultati dei calcoli idraulici. Tratto 10, diametro 800 mm.

PN10 DN800								
Diametro esterno	Diametro interno	Spessore	Portata	Lunghezza condotta	Area	Perimetro bagnato	Raggio idraulico	
$D_e$	$D_i$	$S$	$Q$	$L$	$A$	$P$	$R$	
[mm]	[mm]	[mm]	[m <sup>3</sup> /s]	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m]	
800	705.2	47.4	0.284	1015	0.391	2.215	0.176	
0.8	0.7052							
Velocità	Hazen-Williams	Cadente	Carico monte	Carico valle	Quota terreno monte	Quota terreno valle	Differenza di carico	
$U$	$C$	$J$	$H_{monte}$	$H_{valle}$	$Q_{monte}$	$Q_{valle}$	$\Delta H$	
[m/s]	[m <sup>-0.32</sup> /s <sup>1.85</sup> ]	[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	
0.73	140	0.00060	44.33	43.72	11.15	10.24	0.61	

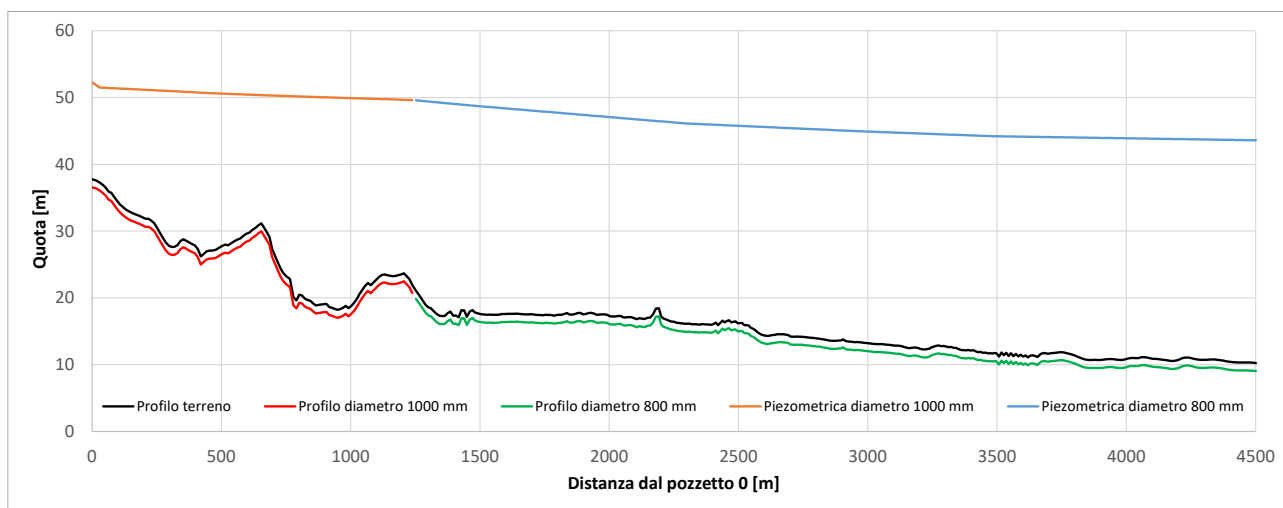


Figura 15. Profilo longitudinale del terreno, delle condotte e linea dei carichi relativi.

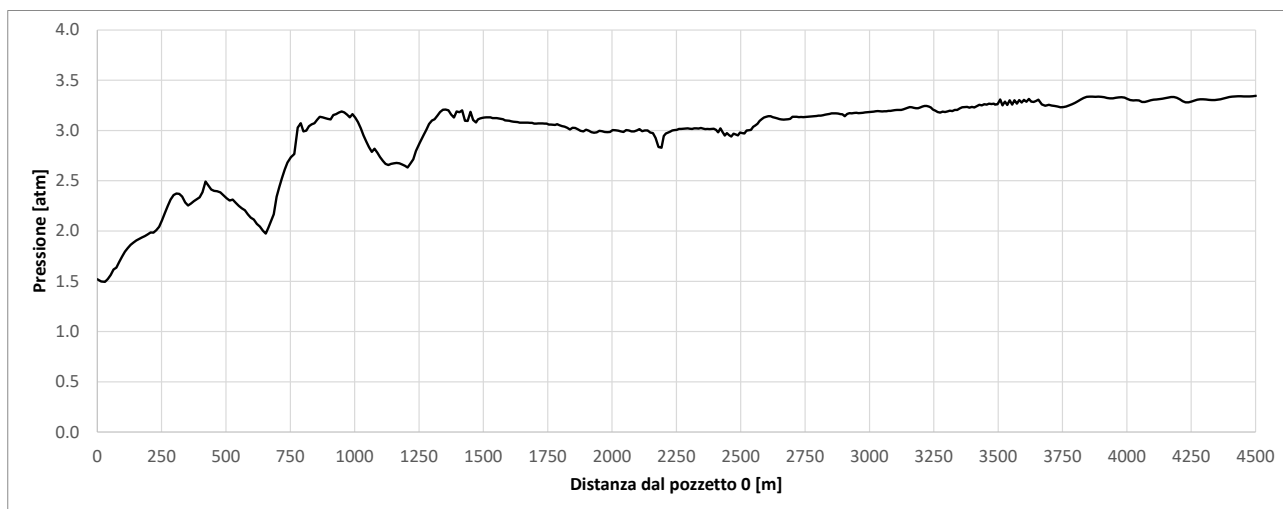


Figura 16. Andamento della pressione relativa, in atmosfere, lungo l'asse delle condotte di progetto.



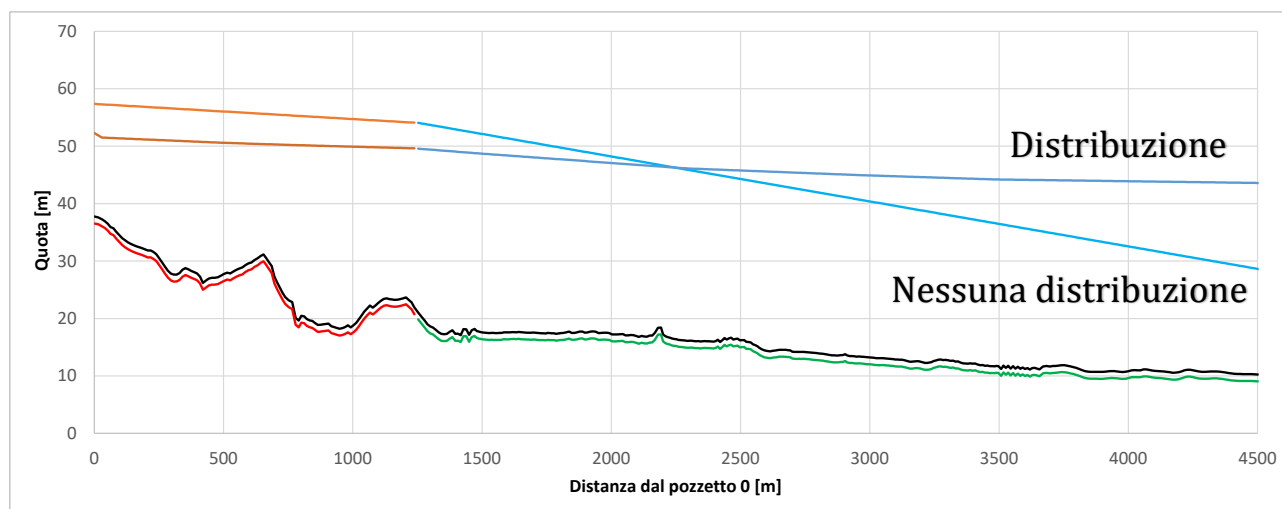


Figura 17. Confronto tra le linee dei carichi tra situazione di assenza di distribuzione e situazione di distribuzione piena. In assenza di distribuzione la velocità media nei singoli tratti di condotta è elevata e uniforme per cui le perdite di carico sono maggiori verso la parte terminale della condotta.

### 2.2.1 SOVRAPPRESSIONI DI COLPO D'ARIETE

La Tabella 36 individua per ogni singolo tratto indicato in Figura 14 la durata della fase diretta  $T$ , il tempo di chiusura  $T_c$ , il tipo di manovra e la sovrappressione di colpo d'ariete, espressa in metri di acqua e in atmosfere.

La Figura 18 riporta gli andamenti delle pressioni relative totali (pressione di esercizio a cui viene sommata la sovrappressione del colpo d'ariete, sia negativa che positiva) lungo l'asse delle condotte, mentre la Figura 19 gli andamenti delle suddette pressioni espresse in atmosfere.

Tabella 36. Valori di sovrappressione di colpo d'ariete lungo i tratti di progetto.

Tratto	Durata della fase		Tempo di chiusura	Tipo di manovra	Sovrappressione di colpo d'ariete	
	$T$ [s]	$T_c$ [s]			$\Delta H_c$ [m]	$\Delta H_c$ [atm]
1	0.25	20.00	lenta	0.56	0.05	
2	3.64	20.00	lenta	7.02	0.68	
3	1.49	20.00	lenta	2.53	0.24	
4	1.93	20.00	lenta	3.03	0.29	
5	3.03	20.00	lenta	4.51	0.44	
6	1.94	20.00	lenta	4.51	0.44	
7	6.01	20.00	lenta	13.25	1.28	
8	6.46	20.00	lenta	31.55	3.05	
9	4.30	20.00	lenta	28.42	2.75	
10	8.47	20.00	lenta	17.78	1.72	

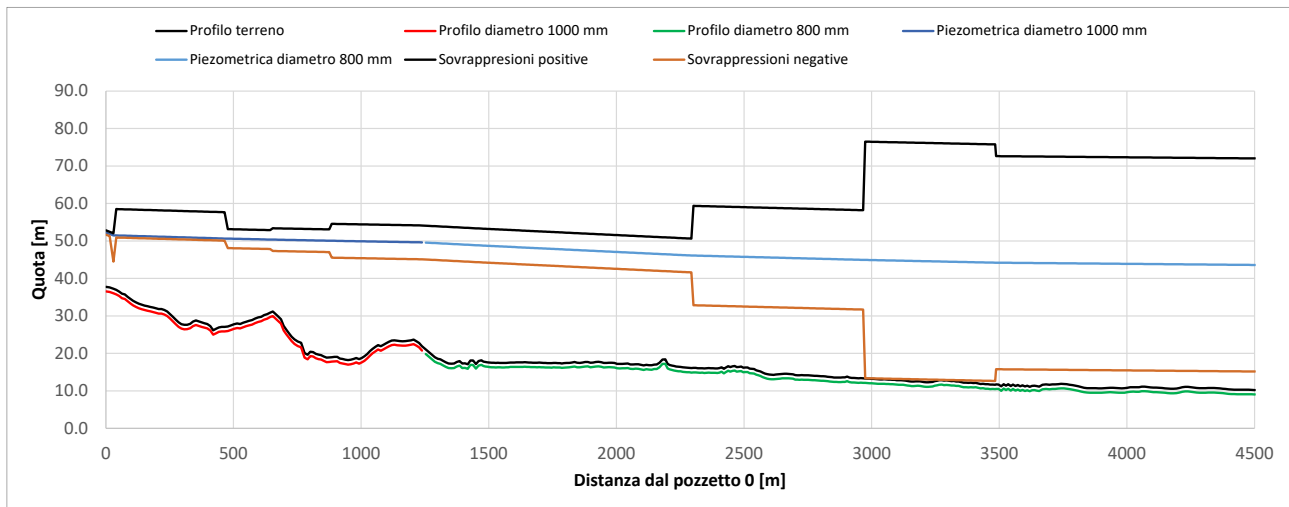


Figura 18. Profilo longitudinale del terreno, delle condotte e linea dei carichi relativi.

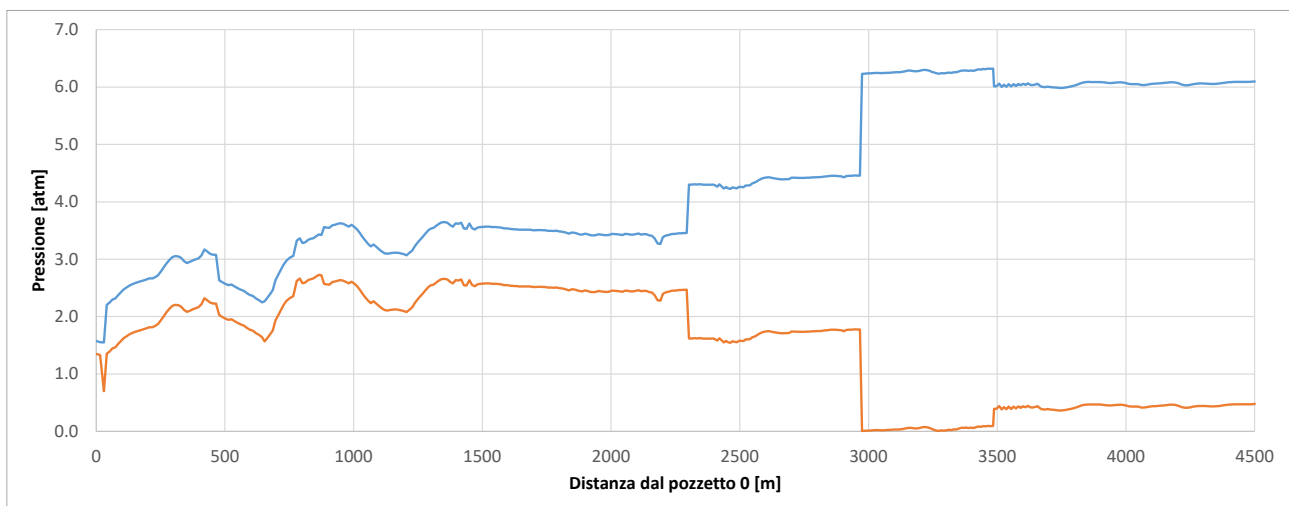


Figura 19. Andamento delle pressioni relative (comprese delle sovrappressioni negative e positive dovute al colpo d'ariete) lungo le due condotte, espresse in atmosfere.

Per quanto riguarda le sovrappressioni positive, per la verifica si fa riferimento alla formula di Mariotte:

$$\sigma_{max} = \frac{P_{max} D_i}{2S} \leq \sigma_{amm}$$

in cui  $P_{max}$  è la pressione massima agente sulla tubazione,  $D_i$  il diametro interno,  $S$  il suo spessore e  $\sigma_{amm}$  lo sforzo di trazione ammissibile per il PE 100, pari a  $10^7 \text{ N/m}^2$  circa.

Nel caso in esame si ha che  $P_{max} = 6,49 \text{ atm} \approx 640.491 \text{ N/m}^2$  per quanto riguarda la condotta di diametro nominale di 800mm ( $S=47,4 \text{ mm}$ ), per cui:

$$\sigma_{max} = 4,76 \cdot 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \leq \sigma_{amm} = 10^7 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

Per la condotta di diametro nominale 1.000 mm (59,3 mm) si ha che  $P_{max}=3,63 \text{ atm} \approx 367.527 \text{ N/m}^2$ , per cui:

$$\sigma_{max} = 2,73 \cdot 10^6 \frac{N}{m^2} \leq \sigma_{amm} = 10^7 \frac{N}{m^2}$$

### 3 VERIFICA STATICA DELLE CONDOTTE

A riguardo della posa in opera dei due diametri della tubazione in PeAD si valuta prima di tutto la tipologia di trincea.

Nel caso in esame si tratta di trincea larga in quanto nessuna delle seguenti condizioni è verificata:

- Condizione 1:  $H \geq 1,5 B$  per  $B \leq D_e$
- Condizione 2:  $H \geq 3,5 B$  per  $2D_e < B < 3D_e$

In cui  $H$  è l'altezza del ricoprimento sopra la generatrice superiore del tubo, in metri,  $B$  la larghezza dello scavo al livello della generatrice del tubo, in metri, e  $D_e$  il diametro esterno del tubo.

In particolare, per i due diametri di progetto:

Tabella 37. Valutazione della tipologia di trincea.

Larghezza <b>B</b> [m]	Altezza <b>H</b> [m]	Diametro esterno <b>D</b> [m]	Diametro interno <b>Di</b> [m]	Spessore <b>S</b> [mm]	CONDIZIONE 1	CONDIZIONE 2
2.4	1.2	1.0	0.8814	59.3	NO	NO
2.2	1.0	0.8	0.7052	47.4	NO	NO

Nel caso in cui le condizioni elencate nel precedente paragrafo non siano rispettate la posa si definisce in trincea larga. In questo caso il carico  $Q_{st}$  generato dal peso del terreno sovrastante l'estradosso della tubazione è pari a:

$$Q_{st} = C_e \gamma_t DN^2$$

in cui

- $C_e$  è un coefficiente di carico di posa in trincea e dipende dal rapporto  $H/DN$  secondo

$$C_e = 0,1 + 0,85 \frac{H}{D} + 0,33 \left( \frac{H}{D} \right)^2 \text{ per } \frac{H}{D} \leq 2,66$$

$$C_e = 0,1 + 1,68 \frac{H}{D} \text{ per } \frac{H}{D} > 2,66$$

- $DN$  il diametro nominale della tubazione [m];
- $\gamma_t$  indica il peso specifico del terreno di rinterro [ $kN/m^3$ ].

Nel caso di trincea larga, al carico  $Q_{st}$  corrisponde una pressione verticale  $q_{st}$  valutabile mediante la relazione:

$$q_{st} = \frac{Q_{st}}{0,85DN}$$



Al valore suddetto va sommato l'insieme dei sovraccarichi dinamici, distribuiti, il peso del fluido e il carico idrostatico dovuto alla falda.

### SOVRACCARICI DINAMICI

Per il calcolo del carico veicolare si fa riferimento a quanto espresso dalla normativa DIN 1072 secondo cui il traffico veicolare può essere suddiviso nelle seguenti classi di carico:

- HT autocarro pesante;
- LT autocarro leggero.

I valori di carico per ruota dei veicoli per classe DIN sono riassunti nella successiva tabella in cui si è introdotta anche la classe Ferroviario a cui è stato associato un carico massimo per ruota di 200kN.

La pressione dinamica  $\sigma_z$  esercitata dal traffico sulla tubazione viene valutata adottando le seguenti relazioni:

$$\sigma_z = 0,5281 \frac{P_r}{H^{1,0461}} \varphi' \quad \text{valida per traffico stradale pesante (convoglio classe HT) e ferroviario;}$$

$$\sigma_z = 0,8743 \frac{P_r}{H^{1,5194}} \varphi' \quad \text{valida per traffico stradale leggero (convoglio classe LT);}$$

in cui:

- $\sigma_z$  indica la pressione dinamica [kN/m<sup>2</sup>];
- $P_r$  indica il carico per ruota [kN];
- $H$  indica l'altezza di ricopertura del tubo (altezza del terreno valutata dall'estradosso del tubo) [m];
- il coefficiente  $\varphi'$  indica un coefficiente di incremento valutato secondo le relazioni:
  - o  $\varphi' = 1 + \frac{0,3}{H}$  valida per carico stradale e autostradale;
  - o  $\varphi' = 1 + \frac{0,6}{H}$  valida per carico ferroviario.

Nota la pressione dinamica è possibile calcolare il carico dinamico  $Q_{din}$  che grava su una condotta di diametro esterno  $DN$  applicando la relazione

$$Q_{din} = \sigma_z DN$$

In cui:

- $\sigma_z$  indica la pressione dinamica [kN/m<sup>2</sup>];
- $DN$  indica il diametro esterno del tubo [m].

Tabella 38. Valori di carico per ruota per classe DIN.

CLASSE	CARICO PER RUOTA P <sub>r</sub> [kN]	Tipologia
HT60	100	TRAFFICO PESANTE
HT45	75	
HT38	62.5	
HT30	50	
HT26	35	
LT12	20	TRAFFICO LEGGERO
LT6	10	
LT3	5	
FERROVIARIO	200	

### SOVRACCARICHI DISTRIBUITI

Non vi sono sovraccarichi distribuiti. Sulla condotta grava soltanto il peso distribuito del terreno che la sovrasta, già calcolato in precedenza.

### PESO DEL FLUIDO

Si considera come carico aggiuntivo sul tubo anche il peso dell'acqua contenuta al suo interno. Il carico, nell'ipotesi di tubo pieno, si calcola con la relazione:

$$Q_a = 7,70D_i^2$$

in cui  $D_i$  indica il diametro interno della tubazione, in metri.

### CARICO IDROSTATICO DOVUTO ALLA FALDA

Non è presente una falda agente sulla superficie esterna della condotta interrata.

## 3.1 VERIFICA ALLA DEFORMAZIONE

La deformazione viene calcolata adottando lo schema statico proposto da Spangler secondo cui lo stato di sollecitazione che si produce in una tubazione sottoposta ai carichi indicati nella Figura 20 è caratterizzato da una distribuzione parabolica della spinta passiva simmetrica rispetto al diametro orizzontale mentre la reazione sul fondo della trincea interessa varie ampiezze [Da Deppo – Fognature 2009].

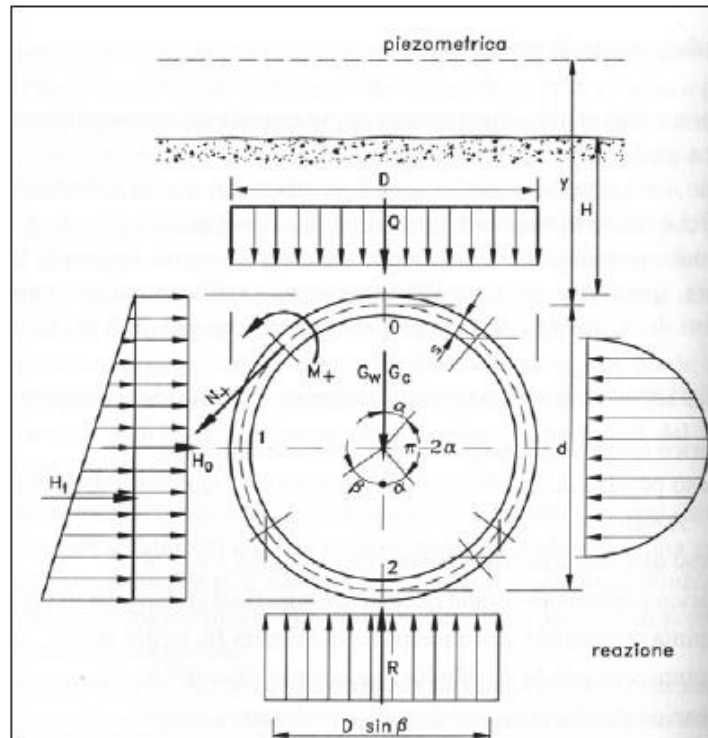


Figura 20. Carichi agenti su una tubazione interrata.

La deformazione del diametro orizzontale secondo Spangler è data dalla relazione:

$$\Delta d = \frac{Q_{TOT} \cdot K' \cdot F}{8SN + 0,061E_t}$$

in cui:

- $\Delta d$  indica la deformazione assoluta diametrale del tubo in senso orizzontale [mm];
- $Q_{TOT}$  il carico totale gravante sul tubo dato dalla somma del carico dovuto al rinterro, al carico indotto dalla falda, dal carico dell'acqua contenuta nella tubazione e dai carichi veicolari e statici [kN/m];
- $K'$  indica il coefficiente di sottofondo, parametro che dipende dalla tipologia di appoggio del tubo sul fondo della trincea; si rimanda alla Tabella 39;
- $F$  indica il coefficiente di deformazione differita. Esso tiene conto dell'incremento di deformazione che la condotta subisce nel tempo. Ponendo il coefficiente  $F$  pari a 1 si conduce una verifica a breve termine mentre per condurre verifiche a lungo termine (2 - 5 anni dalla posa) si adotta un coefficiente  $F$  pari a 2;
- $SN$  indica la rigidezza anulare della tubazione [kN/m<sup>2</sup>]; essa è valutata mediante la formula teorica:

$$o \quad SN = \frac{Es^3}{12D^3(1-\nu^2)} \text{ in cui}$$

- $SN$  è la rigidezza anulare in N/m<sup>2</sup>;
- $E$  il modulo di elasticità della tubazione in Mpa;
- $s$  lo spessore del tubo in mm;

- $D$  il diametro medio del tubo in mm;
  - $\nu$  il modulo di Poisson del materiale (0,4 per il PeAD).
- $E_t$  indica il modulo di elasticità del terreno di rinfiaccio secondo Winkler [kN/m<sup>2</sup>]

Tabella 39. Valori del coefficiente di sottofondo  $K'$ .

Angolo di appoggio $2\alpha$ [°]	Coefficiente di sottofondo $K'$
0	0.121
60	0.103
90	0.096
120	0.090
180	0.083

La deformazione relativa  $\delta$  è data dal rapporto tra la deformazione assoluta  $\Delta d$  e il diametro  $DN$ .

La verifica è superata se:

$$\delta > \delta_{lim}$$

essendo  $\delta_{lim}$  la deformazione diametrale limite

La verifica deve essere condotta sia nelle condizioni di breve che di lungo termine ricordando che per la verifica a lungo termine il coefficiente di deformazione differita deve essere posto cautelativamente pari a 2 (Tabella 40).

Tabella 40. Deformazione diametrale limite a breve e lungo termine.

Tipo UNI	Deformazione diametrale $\delta_{lim}$	
	Dopo 1 mese	Dopo 2 anni
303/1	5÷8%	10%
303/2	5%	8%

### 3.2 VERIFICA DELL'INSTABILITÀ ALL'EQUILIBRIO ELASTICO

Una tubazione sollecitata da forze radiali uniformemente distribuite e dirette verso il centro di curvatura dapprima rimane circolare, poi, all'aumentare delle forze, si inflette ovalizzandosi (deformata a due lobi) e progressivamente a più lobi [Papiri, 2008].

Il carico critico di buckling, per una tubazione interrata, non dipende solo dall'indice di rigidità della tubazione, ma anche dal modulo elastico del suolo che ospita la tubazione, in quanto il sistema tubazione-suolo si comporta come un'unica entità [Papiri, 2008].



La norma ANSI-AWWA C950/88 fornisce la seguente espressione per la stima della pressione ammissibile di buckling,  $q_a$ :

$$q_a = \frac{1}{F_s} \left( 32 R_w B' E_t \frac{E I}{DN^3} \right)^{0,5}$$

in cui:

- $q_a$  è la pressione ammissibile di buckling in N/m<sup>2</sup>;
- $F_s$  il fattore di progettazione, posto uguale a 2.5;
- $R_w$  è il fattore di spinta idrostatica dell'eventuale falda, pari a

$$R_w = 1 - 0,33 \frac{H_w}{H}$$

- o con  $H$  l'altezza del rinterro e  $H_w$  l'altezza della superficie libera di falda sulla sommità della tubazione;
- $B'$  è un coefficiente empirico di supporto elastico, adimensionale, dato da:

$$B' = \frac{1}{1 + 4 \exp(-0,213H)}$$

- $DN$  è il diametro esterno della tubazione
- $E_t$  è il modulo elastico del terreno di rinterro;
- $E$  è il modulo elastico del materiale costituente il tubo;
- $I$  è il momento di inerzia del tubo.

La verifica all'instabilità elastica si esegue confrontando la pressione ammissibile di buckling con la risultante delle pressioni dovute ai carichi esterni:

$$\gamma_w h + \frac{R_w Q_{st}}{DN} + \frac{(P_{dist} + Q_{din})}{DN}$$

essendo  $P_{dist}$  il sovraccarico distribuito.

La verifica è positiva se:

$$\gamma_w h + \frac{R_w Q_{st}}{DN} + \frac{(P + Q_{din})}{DN} \leq q_a$$

### 3.3 VERIFICA DELLE SOLLECITAZIONI

Al fine di verificare che le tensioni nelle sezioni maggiormente sollecitate della tubazione siano minori delle tensioni massime ammissibili del materiale occorre calcolare le tensioni specifiche che si manifestano nelle tre sezioni più significative: al vertice (chiave), sul fianco e al fondo.

La metodologia ipotizza che il comportamento statico della condotta sia riconducibile a quello di un anello elastico sottile e che la sezione sia completamente reagente.

Il calcolo dei momenti  $M$  e degli sforzi normali  $N$  è stato fatto nell'ipotesi che l'azione sui fianchi della condotta fosse distribuita secondo il classico trapezio di spinta.

I valori dei parametri  $M$  (momento) ed  $N$  (sforzo normale) sono calcolati per le sezioni in chiave, sul fianco e sul fondo in funzione di varie aperture angolari dell'appoggio o sella d'appoggio ( $2\alpha = 180^\circ, 120^\circ$  e  $90^\circ$ ) mediante le relazioni riportate in Tabella 41 [Da Deppo – Fognature 2009].

Tabella 41. Parametri di sollecitazione per unità di lunghezza [kN/m] in una tubazione interrata per diverse ampiezze di appoggio.

CARICHI	Angolo appoggio [°]	Sforzo Normale N			Momento Flettente M		
		Sezione chiave	Sezione sul fianco	Sezione sul fondo	Sezione chiave	Sezione sul fianco	Sezione sul fondo
Peso proprio $G_c$	180°	-0.027 $G_c$	+0.250 $G_c$	+0.027 $G_c$	+0.028 $G_c d$	-0.031 $G_c d$	+0.035 $G_c d$
	120°	-0.040 $G_c$	+0.250 $G_c$	+0.040 $G_c$	+0.030 $G_c d$	-0.035 $G_c d$	+0.042 $G_c d$
	90°	-0.053 $G_c$	+0.250 $G_c$	+0.053 $G_c$	+0.033 $G_c d$	-0.039 $G_c d$	-0.051 $G_c d$
Peso dell'acqua $Q_a$	180°	-0.186 $Q_a$	-0.068 $Q_a$	-0.451 $Q_a$	+0.028 $Q_a d$	-0.031 $Q_a d$	+0.035 $Q_a d$
	120°	-0.199 $Q_a$	-0.068 $Q_a$	-0.438 $Q_a$	+0.030 $Q_a d$	-0.035 $Q_a d$	+0.042 $Q_a d$
	90°	-0.212 $Q_a$	-0.068 $Q_a$	-0.424 $Q_a$	+0.033 $Q_a d$	-0.039 $Q_a d$	+0.051 $Q_a d$
Carico verticale uniforme $Q$	180°	0	+0.50 $Q$	0	+0.063 $Q d$	-0.063 $Q d$	+0.063 $Q d$
	120°	-0.013 $Q$	+0.50 $Q$	+0.013 $Q$	+0.066 $Q d$	-0.066 $Q d$	+0.069 $Q d$
	90°	-0.027 $Q$	+0.50 $Q$	+0.027 $Q$	+0.069 $Q d$	-0.070 $Q d$	+0.078 $Q d$
Spinta $H_0$	-	+0.5 $H_0$	0	+0.5 $H_0$	-0.063 $H_0 d$	+0.063 $H_0 d$	-0.063 $H_0 d$
Spinta $H_t$	-	+0.313 $H_t$	0	+0.687 $H_t$	-0.052 $H_t d$	+0.063 $H_t d$	-0.073 $H_t d$

Per il significato delle grandezze di Tabella 41:

- $G_c$  indica il peso proprio della tubazione calcolato secondo la relazione

$$G_c = \gamma_c \pi s D_m$$

in cui  $s$  indica lo spessore della tubazione,  $D_m$  il diametro medio della stessa e  $\gamma_c$  il peso specifico del materiale che costituisce il tubo;

- $Q_a$  è il peso dell'acqua nella tubazione;
- $Q_{TOT}$  è il carico totale verticale dato dalla somma del carico associato al rinterro e dei carichi accidentali (veicoli + carichi statici distribuiti + carico idrostatico);
- $H_0$  indica la reazione uniformemente distribuita data da

$$H_0 = \gamma_t H D N K_a$$

essendo  $\gamma_t$  il peso specifico del terreno di rinterro, DN il diametro esterno del tubo,  $H$  l'altezza del terreno di rinterro valutata all'estradosso della tubazione,  $K_a$  il coefficiente di spinta attiva dato da

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

in cui  $\varphi$  è l'angolo di attrito interno;

- $H_t$  è la spinta orizzontale distribuita linearmente, pari a

$$H_t = 0,5 \gamma_t K_a$$

Noti i valori degli sforzi normali  $N$  e del momento flettente per le tre sezioni indicate in precedenza si procede al calcolo delle tensioni all'intradosso e all'estradosso della tubazione rispettivamente indicati con  $\sigma_i$  e  $\sigma_e$  mediante le relazioni:

$$\sigma_i = \frac{N}{s} - 6 \frac{M}{s^2}$$
$$\sigma_e = \frac{N}{s} + 6 \frac{M}{s^2}$$

con  $s$  che indica lo spessore della tubazione.

Ai fini della verifica i valori così ottenuti sono da confrontare con quelli ammissibili per il materiale che costituisce la tubazione oggetto di verifica.

### 3.3.1 VERIFICA DEL TRATTO DI DIAMETRO 1000mm

MATERIALE	PeAD - PN10, SDR17		
Diametro esterno	$D_e/DN$	m	1.000
Spessore	s	m	0.0593
Diametro interno	$D_i$	m	0.8814
Rigidità anulare	SN	kN/m <sup>2</sup>	24.85135744
Momento di inerzia tubazione	I	m <sup>4</sup>	0.019462131
Modulo elasticità a breve termine	$E_s$	kN/m <sup>2</sup>	1000000
Modulo elasticità a lungo termine	$E_l$	kN/m <sup>2</sup>	250000
Larghezza trincea	B	m	2.60
Profondità trincea da estradosso del tubo	H	m	1.20
Tipologia terreno indisturbato			sabbia limosa
Tipologia terreno rinfianco			sabbia limosa
Peso specifico rinterro	$g_t$	kN/m <sup>3</sup>	17
Angolo di attrito interno	j	°	33
Peso specifico acqua	$g_a$	kN/m <sup>3</sup>	9.806
Coeff. Attrito rinterro/pareti	m	-	0.65
Angolo di supporto	a	°	120
Tipo di compattazione			alta
Modulo elasticità terreno	$E_t$	kN/m <sup>2</sup>	210000
Altezza della falda sulla tubazione	h	m	0
Peso specifico sommerso del riempimento	$g'$	m	16.4
Tipo di trincea (norma UNI7517)			Larga
CALCOLO CARICO STATICO			
Coeff. Spinta attiva	$K_a$	-	0.295
Coeff. Carico statico (Marston)	$C_e$	-	0.423
Carico statico rinterro	$Q_{st}$	kN/m	27.12
Pressione verticale carico statico	$q_{st}$	kN/m <sup>2</sup>	31.90
Peso acqua contenuta nel tubo	$Q_a$	kN/m	5.98
Carico idrostatico	$Q_{idr}$	kN/m	0.00
Pressione esercitata dalla falda	$q_{idr}$	kN/m <sup>2</sup>	0.00
CALCOLO CARICO DINAMICO			
Tipologia di traffico (DIN1072)			LT12
Carico	$P_r$	kN	5.0
Coeff. Incremento	$j'$	-	1.25
Pressione dinamica	$s_z$	kN/m <sup>2</sup>	4.14



Carico dinamico	$Q_{din}$	kN/m	4.14
-----------------	-----------	------	------

#### CARICHI GRAVANTI SULLA TUBAZIONE

Carico statico rinterro	$Q_{st}$	kN/m	27.12
Carico idrostatico	$Q_{idr}$	kN/m	0.00
Peso acqua contenuta nel tubo	$Q_a$	kN/m	5.98
Carico dinamico	$Q_{din}$	kN/m	4.14
Sovraccarico distribuito	$P_{dist}$	kN/m	0.00
Carico totale	$Q_{TOT}$	kN/m	37.24

#### DEFORMAZIONE A BREVE TERMINE

Coeff. Di sottofondo	K	-	0.09
Coeff. Di deformazione differita	F	-	1
Deformazione assoluta	d	mm	0.0003
Deformazione relativa	d	%	0.0258
Massima deformazione ammessa a breve termine	$d_{max}$	%	5
Verifica			VERIFICATO

#### DEFORMAZIONE A LUNGO TERMINE

Coeff. Di sottofondo	K	-	0.096
Coeff. Di deformazione differita	F	-	2
Deformazione assoluta	d	mm	0.0357
Deformazione relativa	d	%	3.5670
Massima deformazione ammessa a breve termine	$d_{max}$	%	10
Verifica			VERIFICATO

#### VERIFICA INSTABILITA' ALL'EQUILIBRIO ELASTICO

Fattore di progettazione	$F_s$	-	2.5
Fattore di spinta idrostatica	$R_w$	-	1
Coeff. Empirico supporto elastico	B	-	0.2440
Coefficiente di Poisson	n	-	0.4
Pressione ammissibile di buckling - breve termine	$Q_a$	kN/m <sup>2</sup>	71.46
Pressione ammissibile di buckling - lungo termine	$Q_a$	kN/m <sup>2</sup>	35.73
Pressione di buckling	$P_{est}$	kN/m <sup>2</sup>	31.26
Verifica breve termine			VERIFICATO
Verifica lungo termine			VERIFICATO

#### MASSIMO SFORZO DI TRAZIONE

Spinta uniforme	$H_0$	kN	3.01
Spinta attiva	$H_t$	kN	1.72
Massima sollecitazione	$s_{max}$	Mpa	7.11

Sezione maggiormente sollecitata			fianco
Resistenza a trazione del materiale	$S_{amm}$	Mpa	25
Verifica			VERIFICATO

### 3.3.2 VERIFICA DEL TRATTO DI DIAMETRO 800mm

MATERIALE	PeAD - PN10, SDR17		
Diametro esterno	$D_e/DN$	m	0.800
Spessore	s	m	0.0474
Diametro interno	$D_i$	m	0.7052
Rigidità anulare	SN	kN/m <sup>2</sup>	30.98074549
Momento di inerzia tubazione	I	m <sup>4</sup>	0.007966181
Modulo elasticità a breve termine	$E_s$	kN/m <sup>2</sup>	1000000
Modulo elasticità a lungo termine	$E_l$	kN/m <sup>2</sup>	250000
Larghezza trincea	B	m	2.40
Profondità trincea da estradosso del tubo	H	m	1.00
Tipologia terreno indisturbato			sabbia limosa
Tipologia terreno rinfianco			sabbia limosa
Peso specifico rinterro	$g_t$	kN/m <sup>3</sup>	17
Angolo di attrito interno	j	°	33
Peso specifico acqua	$g_a$	kN/m <sup>3</sup>	9.806
Coeff. Attrito rinterro/pareti	m	-	0.65
Angolo di supporto	a	°	120
Tipo di compattazione			alta
Modulo elasticità terreno	$E_t$	kN/m <sup>2</sup>	210000
Altezza della falda sulla tubazione	h	m	0
Peso specifico sommerso del riempimento	$g'$	m	16.4
Tipo di trincea (norma UNI7517)			Larga

### CALCOLO CARICO STATICO

Coeff. Spinta attiva	$K_a$	-	0.295
Coeff. Carico statico (Marston)	$C_e$	-	0.385
Carico statico rinterro	$Q_{st}$	kN/m	18.26
Pressione verticale carico statico	$q_{st}$	kN/m <sup>2</sup>	26.85
Peso acqua contenuta nel tubo	$Q_a$	kN/m	3.83
Carico idrostatico	$Q_{idr}$	kN/m	0.00
Pressione esercitata dalla falda	$q_{idr}$	kN/m <sup>2</sup>	0.00

### CALCOLO CARICO DINAMICO

Tipologia di traffico (DIN1072)			LT12
Carico	$P_r$	kN	5.0
Coeff. Incremento	$j'$	-	1.3
Pressione dinamica	$s_z$	kN/m <sup>2</sup>	5.68
Carico dinamico	$Q_{din}$	kN/m	4.55

### CARICHI GRAVANTI SULLA TUBAZIONE

Carico statico rinterro	$Q_{st}$	kN/m	18.26
Carico idrostatico	$Q_{idr}$	kN/m	0.00
Peso acqua contenuta nel tubo	$Q_a$	kN/m	3.83
Carico dinamico	$Q_{din}$	kN/m	4.55
Sovraccarico distribuito	$P_{dist}$	kN/m	0.00
Carico totale	$Q_{TOT}$	kN/m	26.63

### DEFORMAZIONE A BREVE TERMINE

Coeff. Di sottofondo	K	-	0.09
Coeff. Di deformazione differita	F	-	1
Deformazione assoluta	d	mm	0.0002
Deformazione relativa	d	%	0.0229
Massima deformazione ammessa a breve termine	$d_{max}$	%	5
Verifica			VERIFICATO

### DEFORMAZIONE A LUNGO TERMINE

Coeff. Di sottofondo	K	-	0.096
Coeff. Di deformazione differita	F	-	2
Deformazione assoluta	d	mm	0.0205
Deformazione relativa	d	%	2.5675
Massima deformazione ammessa a breve termine	$d_{max}$	%	10
Verifica			VERIFICATO

### VERIFICA INSTABILITA' ALL'EQUILIBRIO ELASTICO

Fattore di progettazione	$F_s$	-	2.5
Fattore di spinta idrostatica	$R_w$	-	1
Coeff. Empirico supporto elastico	B	-	0.2363
Coefficiente di Poisson	n	-	0.4
Pressione ammissibile di buckling - breve termine	$Q_a$	kN/m <sup>2</sup>	62.87
Pressione ammissibile di buckling - lungo termine	$Q_a$	kN/m <sup>2</sup>	31.43
Pressione di buckling	$P_{est}$	kN/m <sup>2</sup>	28.51
Verifica breve termine			VERIFICATO
Verifica lungo termine			VERIFICATO

### MASSIMO SFORZO DI TRAZIONE

Spinta uniforme	$H_0$	kN	2.00
Spinta attiva	$H_t$	kN	1.72
Massima sollecitazione	$S_{max}$	Mpa	2.35
Sezione maggiormente sollecitata			fianco
Resistenza a trazione del materiale	$S_{amm}$	Mpa	25
Verifica			VERIFICATO

### 3.4 LETTO DI POSA E RIEMPIMENTO

Le tubazioni posate sul fondo della trincea devono trovare per tutta la loro lunghezza appoggio continuo. Per questo motivo, il fondo dello scavo deve essere piano per evitare eventuali sollecitazioni alla condotta.

Le condotte sono posate su letto di sabbia ben compattato con spessore di 30cm.

Completata la posa dei tubi nello scavo si prosegue con il rinterro di materiale proveniente dagli scavi, costipandolo con mezzi meccanici strati di circa 150mm per volta fino al riempimento completo dello scavo, di 1,00m per la condotta  $\phi 800$  e di 1,20m per la condotta  $\phi 1000$ .

Poiché se il tubo è bloccato alle estremità prima del riempimento può dilatarsi in funzione della temperatura del terreno, è necessario eseguire il riempimento per almeno 50cm sopra il tubo nelle stesse condizioni di temperatura esterna.

È, inoltre, consigliabile procedere per tre tratte consecutive di 20-30m in una sola direzione con ricoprimento fino a 50cm sopra il tubo nella prima tratta, ricoprimento fino 20cm nella seconda e posa della sabbia nella terza. Per permettere al tubo l'assettamento nel sottosuolo, una delle sue estremità deve essere lasciata libera di muoversi e il collegamento all'altra estremità del tratto successivo deve essere realizzato soltanto dopo che il riempimento è stato portato ad almeno 5-6m di distanza dal collegamento stesso.

È inoltre consigliata la posa di adeguati nastri di segnalazione sopra la condotta per agevolare l'ubicazione nel caso di eventuali successivi interventi di manutenzione.

La Figura 21 e la Figura 22 mostrano la tipica sezione rappresentativa della posa delle condotte dei diametri  $\phi 800$  e  $\phi 1000$ , rispettivamente.

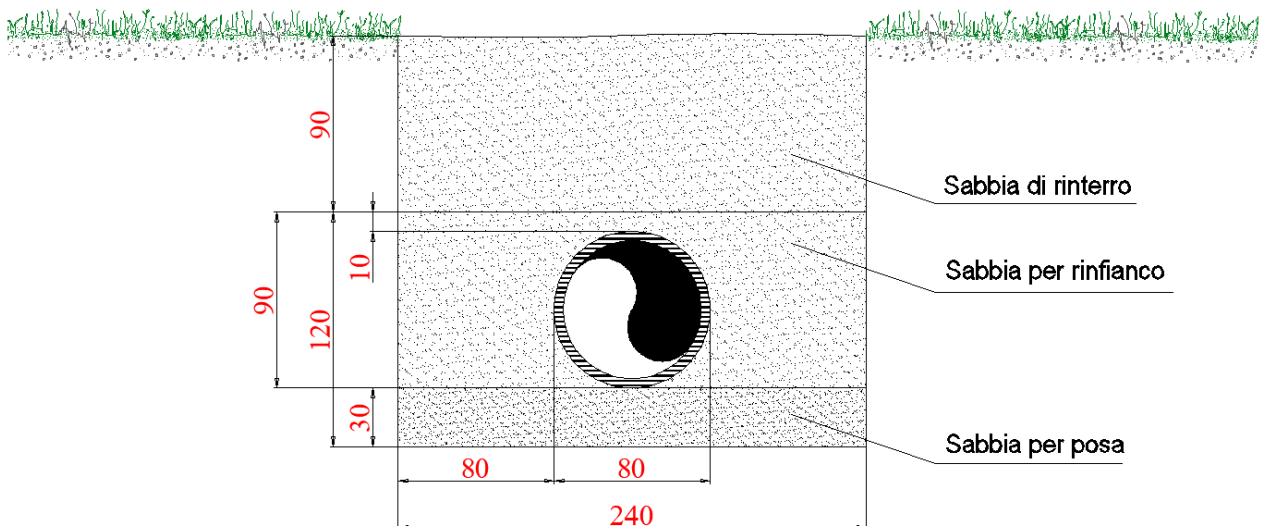


Figura 21. Posa della condotta  $\phi 800$  in PeAD.

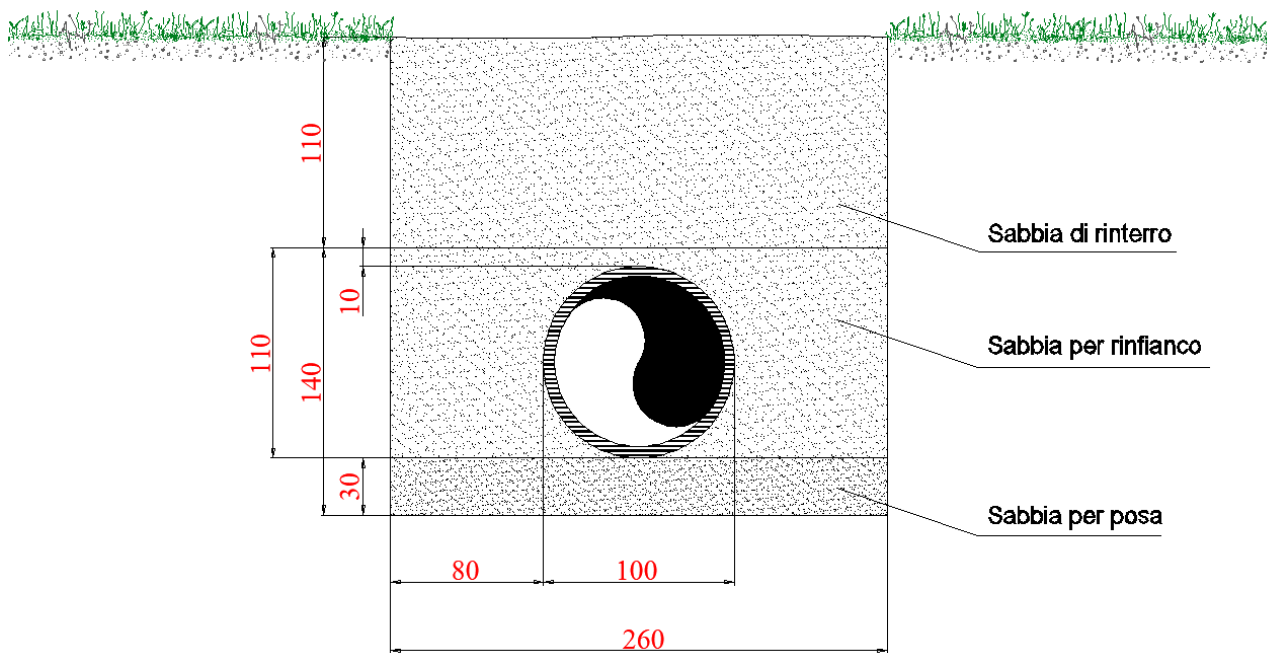


Figura 22. Posa della condotta  $\phi 1000$  in PeAD.



## 4 VERIFICA DEGLI ANCORAGGI

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 al terreno circostante.

Nel caso in esame si considerano come punti singolari le variazioni di direzione dell'asse della condotta, ovvero le curve. Le maggiori sollecitazioni si verificano durante le operazioni di collaudo per le quali si assumono coefficienti di sicurezza inferiori di quelli adottati nelle condizioni di esercizio a causa della breve durata delle stesse.

Le sollecitazioni di cui sopra sono determinabili mediante l'applicazione dell'equazione globale vettoriale della dinamica dei fluidi applicata a un volume di controllo contenente il punto singolare di interesse.

L'equazione è la seguente:

$$G + \Pi = \Delta M + I$$

in cui al primo membro appaiono le forze esterne agenti sul volume di controllo e il secondo membro rappresenta la variazione della quantità di moto dell'acqua presente nello stesso. Le forze esterne sono date dalla somma della forza peso  $G$  e delle forze di superficie  $\Pi$  che la condotta esercita sul fluido.

La variazione della quantità di moto è data dalla somma di due termini. Il primo è la differenza tra il flusso di quantità di moto uscente dal volume di controllo  $M_0$  e il flusso di quantità di moto entrante  $M_I$ :

$$\Delta M = M_0 - M_I$$

Il secondo rappresenta le inerzie locali  $I$  che descrivono la variazione locale della velocità nel volume di controllo. In condizioni stazionarie o quasi stazionarie si ipotizza che tale termine sia trascurabile, per cui si ha:

$$G + \Pi + M_I - M_0 = 0$$

Lungo il tracciato della condotta vi sono variazioni di quota, ma in corrispondenza di ogni singolarità si può ipotizzare che esse siano trascurabili. Ciascuno volume di controllo centrato sulla singolarità quindi non presenta componenti della forza peso in direzione orizzontale.

Il flusso di quantità di moto ha un modulo pari a:

$$M = \rho U^2 A$$

al netto di un fattore di ragguglio approssimato a 1, essendo  $\rho$  la densità dell'acqua,  $U$  la velocità media in sezione ed  $A$  la sezione bagnata. A rigori l'equazione dell'equilibrio dinamico dovrebbe contenere il suddetto termine che si manifesta solamente attraverso le superfici di passaggio dell'acqua, ma esso risulta trascurabile rispetto alle altre componenti (i moduli delle forze di superficie e di pressione), per cui si scriverà:

$$\Pi = 0$$

Ovvero, la risultante delle forze di superficie è nulla. Il termine  $\Pi$  è costituito da tre ulteriori vettori.

Due di questi sono le forze di pressione agenti in corrispondenza delle sezioni di ingresso  $\Pi_I$  e di uscita  $\Pi_0$  del fluido, mentre il terzo è la forza  $R$  (di direzione incognita) che la parete della tubazione esercita sul volume di controllo. Ne deriva che la forza che il fluido esercita sulla tubazione  $S$  è uguale e contraria a quest'ultimo termine e si può calcolare agevolmente.

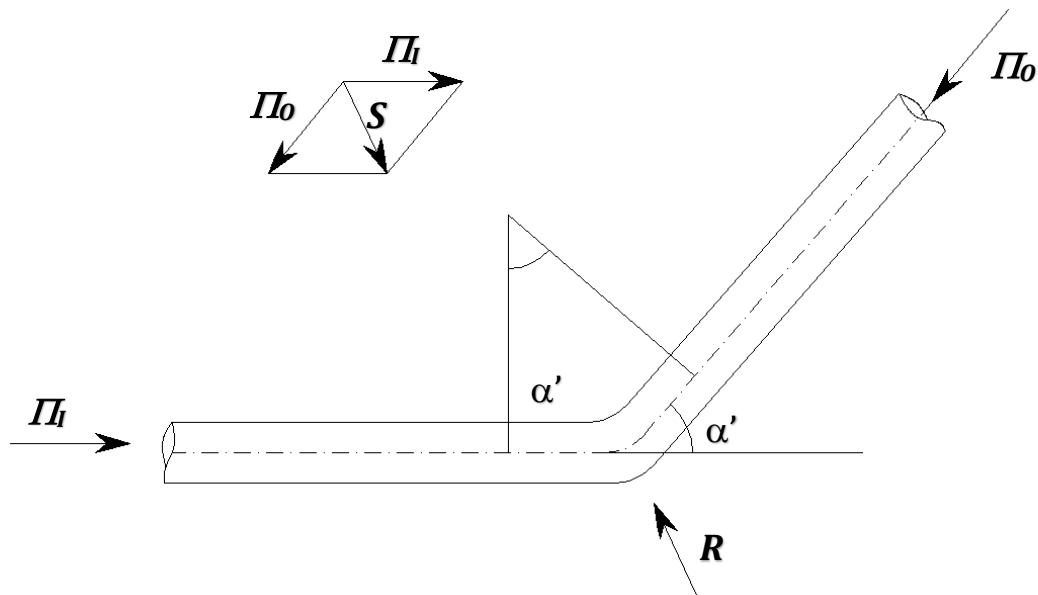


Figura 23. Forze agenti sul volume di controllo.

Avendo, quindi, indicato con i pedici *I* e *O* le sezioni di ingresso e di uscita del fluido nel volume di controllo, ponendo  $S = -R$  si ha che:

$$S = \gamma h A \cdot 2 \sin\left(\frac{\alpha'}{2}\right)$$

essendo  $\gamma$  il peso specifico dell'acqua,  $h$  il carico che grava sulla curva,  $A$  l'area della sezione trasversale di passaggio dell'acqua (non vi è grande differenza nel considerare il diametro esterno o quello interno della tubazione). Essendo opposta a  $R$  la spinta  $S$  sarà diretta verso l'esterno della curva.

La spinta  $S$  deve essere contrastata dal blocco di ancoraggio e devono essere soddisfatte le seguenti condizioni:

- verifica allo scorrimento del blocco;
- verifica al ribaltamento del blocco;
- verifica della resistenza del calcestruzzo del blocco agli sforzi massimi cui è sottoposto;
- verifica della resistenza del terreno nel sopportare le pressioni massime trasmesse dal blocco di ancoraggio.

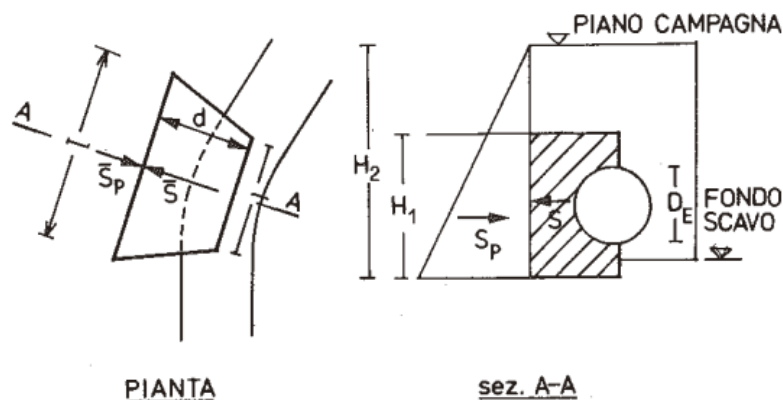


Figura 24. Blocco di ancoraggio in corrispondenza di una curva planimetrica.

In corrispondenza dei picchetti 23, 30, 10 e 11 sono previste coppie di riduzione di diametro, laddove in corrispondenza di due curve e del cavallotto si è deciso di lasciare il tratto di condotta attualmente presente, per cui anche in quei tratti va considerato il posizionamento di un ancoraggio a causa della spinta della corrente. Per le riduzioni di diametro si faccia riferimento allo schema in Figura 25. In questo caso il valore del modulo della spinta vale

$$S = \frac{\gamma h \pi}{4} \cdot (D - d)$$

ed essa è diretta dal tratto di condotta di diametro maggiore al tratto di condotta di diametro minore.

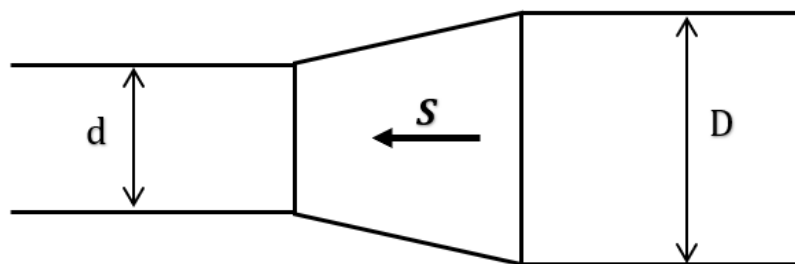


Figura 25. Spinta causata da una variazione di diametro.

#### 4.1 VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Il coefficiente di sicurezza allo scorrimento del blocco è dato da:

$$v_s = \frac{1}{S} [S_p + f(G_B + G_T + G_A)]$$

dove:

- $G_B$ : il peso del blocco di ancoraggio;
- $G_T$ : peso del tratto di tubazione tra le sezioni estreme del blocco;
- $G_A$ : peso del tronco liquido tra le sezioni estreme del blocco;
- $f$ : coefficiente di attrito tra calcestruzzo e terreno alla base del blocco; può ricavarsi da  $f = \tan(0,9\varphi)$
- $S_p$ : spinta passiva del terreno attraverso la parete verticale esterna dello scavo.

La spinta passiva è calcolata come:

$$S_p = \frac{1}{2} \gamma_t K_p (H_2^2 - H_1^2) L'$$

dove:

- $\gamma_t$ : peso specifico del terreno;
- $K_p$ : coefficiente di spinta passiva, funzione dell'angolo di attrito del terreno  $\varphi$

$$K_p = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

Il coefficiente di sicurezza  $v_s$  è sufficiente essere pari a 1,1 in fase di collaudo e pari ad almeno 1,5 nelle fasi più critiche di esercizio.

## 4.2 VERIFICA AL RIBALTAMENTO

È ottenuta confrontando i valori del momento stabilizzante  $M_s$  e del momento ribaltante  $M_r$ .

Il momento ribaltante è dato da:

$$M_r = S \cdot \frac{H_1}{2}$$

Il momento stabilizzante è dato da:

$$M_s = W \frac{d}{2} + \frac{1}{2} \gamma_t K_p H_1^2 \cdot \frac{h}{3}$$

In cui  $d$  è la larghezza in pianta del blocco,  $W$  il suo peso,  $\gamma_t$  il peso specifico del terreno,  $h$  il carico che grava sulla curva e  $K_p$  il coefficiente di spinta passiva.

Per la verifica al ribaltamento deve essere:

$$M_s \geq 1,5 M_r$$

## 4.3 VERIFICA DI RESISTENZA DEL CALCESTRUZZO

Si deve verificare la sezione di contatto tra blocco di calcestruzzo e tubazione, valutata con un'area pari a  $l \cdot D_e$  (si veda la Figura 24). In particolare deve essere:

$$\sigma_c = \frac{S}{l \cdot D_e} < \sigma_{cam} = 200 \frac{N}{cm^2}$$

tenuto conto che il calcestruzzo non è armato e che le prove di collaudo spesso sono effettuate prima della sua maturazione completa.

## 4.4 VERIFICA DI RESISTENZA DEL TERRENO

Riguarda la pressione  $\sigma_t$  trasmessa dal blocco al terreno di appoggio, che deve risultare inferiore a quella ammissibile dal terreno stesso:

$$\sigma_t = \frac{G_B + G_\Gamma + G_A}{A} = \sigma_{tam}$$

essendo  $A$  l'area della base di appoggio.

Per la determinazione della capacità portante del terreno viene qui utilizzata la formula di Terzaghi, somma di tre termini:

$$\sigma_{tam} = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma_tBN_\gamma$$

dove:

- c: coesione del terreno
- q: carico preesistente sul piano di posa
- B: larghezza dello scavo
- $\gamma_t$ : peso specifico del terreno;
- $N_c$ : contributo dovuto alla resistenza al taglio del terreno  

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan\varphi}$$
- $N_q$ : contributo dovuto all'approfondimento del piano di posa  

$$N_q = \frac{\exp(2\pi(0,75^\circ - \varphi/360)\tan\varphi)}{2\cos^2(45^\circ + \varphi/2)}$$
- $N_\gamma$ : contributo dovuto alla dimensione del blocco  

$$N_\gamma = \frac{2(N_q + 1)\tan\varphi}{1 + 0,4\sin(4\varphi)}$$
- $\varphi$ : angolo di attrito del terreno.

#### 4.5 VERIFICA DEGLI ANCORAGGI DELLE TUBAZIONI DI PROGETTO

Nel caso in esame verranno realizzate n.8 curve con n.8 blocchi di ancoraggio e n.6 cambiamenti di diametro con n.6 ancoraggi relativi secondo gli schemi riportati in Tabella 42 e Tabella 43.

Tabella 42. Curve.

N. picchetto curva	Angolo [°]	Posizione ancoraggio [m]	Carico sulla condotta [m]
31	30	1788	33.62
34	30	2216	30.93
41	16	2990	32.87
43	20	3271	32.83
44	30	3507	34.18
45	33	3531	33.61
46	32	3668	33.66
48	28	3705	33.55

Tabella 43. Cambiamenti di diametro.

N. picchetto curva	N. ancoraggi [-]	Posizione ancoraggio [m]	Carico sulla condotta [m]
10	1	780	36.40
11	1	792	36.80
23	2	1206	31.70
30	2	1473	35.38

BLOCCO DI ANCORAGGIO				31
DATI DEL BLOCCO	Altezza blocco	[m]	$H_1$	1.20
	Lato minore	[m]	$l$	0.80
	Lato maggiore	[m]	$L$	1.30
	Spessore blocco	[m]	$d$	0.80
	Area base di appoggio	[m <sup>2</sup> ]	$A$	0.84
	Peso specifico cls	[N/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{cls}$	24000
	Volume blocco ancoraggio	[m <sup>3</sup> ]	$W$	1.01
	Peso blocco ancoraggio	[N]	$G_B$	24192.00
DATI DEL LA TUBAZIONE	Spessore tubazione	[m]	$s$	0.047
	Diametro interno	[m]	$D_i$	0.706
	Diametro esterno	[m]	$D_e$	0.80
	Lunghezza tubazione	[m]	$L_T$	0.80
	Peso specifico PeAD	[N/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{PeAD}$	9315.7
	Volume tubazione	[m <sup>3</sup> ]	$W_T$	0.0265
	Peso tratto di tubazione	[N]	$G_T$	247.29
DATI DEL LIQUIDO	Diametro interno	[m]	$D_i$	0.706
	Area interna	[m <sup>2</sup> ]	$A_i$	0.391
	Lunghezza tubazione	[m]	$L_T$	0.80
	Peso specifico Acqua	[N/m <sup>3</sup> ]	$\gamma$	9806
	Volume acqua	[m <sup>3</sup> ]	$W_w$	0.3132
	Peso tronco liquido	[N]	$G_A$	3071.01
VERIFICA ALLO SCORRIMENTO	Carico sul blocco	[m]	$h$	33.62
	Angolo di deviazione	[°]		30
		[rad]	$\alpha$	0.52
	Profondità Base	[m]	$H_2$	2.10
	Peso specifico terreno	[N/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_t$	16000
	Angolo attrito interno terreno	[°]		30
		[rad]	$\phi$	0.52
	Coeff spinta passiva	[-]	$K_p$	3
	Spinta passiva	[N]	$S_p$	92664.00
	Spinta idrodinamica	[N]	$S$	66805.94
	Coeff attrito cls/terreno	[-]	$f$	0.51
Coeff. Sicurezza allo scorrimento	[-]	$v_s$	1.60 VERIFICATO	
VERIFICA RIBALTAMENTO	Momento stabilizzante	[Nm]	$M_s$	387302.803
	Momento ribaltante	[Nm]	$M_r$	40083.57
	Rapporto momenti	[-]	$M_s/M_r$	9.66 VERIFICATO
VERIFICA DI RESISTENZA DEL TERRENO	Profondità	[m]	$p$	0.90
	Tensione verticale effettiva	[N/m <sup>2</sup> ]	$q$	14400
	Coesione terreno	[N/m <sup>2</sup> ]	$c$	20000
	Larghezza trincea	[m]	$B$	2.6
	Contributo piano di posa	[-]	$N_q$	1.448
	Contributo taglio terreno	[-]	$N_c$	0.776
	Contributo dimensione blocco	[-]	$N_y$	2.100
	Capacità portante terreno	[N/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{tamm}$	8.00
	Pressione trasmessa	[N/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_t$	3.28 VERIFICATO
	VERIFICA CALCESTRUZZO	Sforzo nel calcestruzzo	[N/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_c$
Tensione ammissibile		[N/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{cam}$	200.00 VERIFICATO



**BLOCCO DI ANCORAGGIO**

**34**

<b>DATI DEL BLOCCO</b>	Altezza blocco	[m]	$H_1$	1.20
	Lato minore	[m]	$l$	0.80
	Lato maggiore	[m]	$L$	1.20
	Spessore blocco	[m]	$d$	0.80
	Area base di appoggio	[m <sup>2</sup> ]	$A$	0.80
	Peso specifico cls	[N/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{cls}$	24000
	Volume blocco ancoraggio	[m <sup>3</sup> ]	$W$	0.96
	Peso blocco ancoraggio	[N]	$G_B$	23040.00
	<b>DATI DELLA TUBAZIONE</b>	Spessore tubazione	[m]	$s$
Diametro interno		[m]	$D_i$	0.706
Diametro esterno		[m]	$D_e$	0.80
Lunghezza tubazione		[m]	$L_T$	0.80
Peso specifico PeAD		[N/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{PeAD}$	9315.7
Volume tubazione		[m <sup>3</sup> ]	$W_T$	0.0265
Peso tratto di tubazione		[N]	$G_T$	247.29
<b>DATI DEL LIQUIDO</b>	Diametro interno	[m]	$D_i$	0.706
	Area interna	[m <sup>2</sup> ]	$A_i$	0.391
	Lunghezza tubazione	[m]	$L_T$	0.80
	Peso specifico Acqua	[N/m <sup>3</sup> ]	$\gamma$	9806
	Volume acqua	[m <sup>3</sup> ]	$W_w$	0.3132
	Peso tronco liquido	[N]	$G_A$	3071.01
<b>VERIFICA ALLO SCORRIMENTO</b>	Carico sul blocco	[m]	$h$	30.93
	Angolo di deviazione	[°]		30
		[rad]	$\alpha$	0.52
	Profondità Base	[m]	$H_2$	2.10
	Peso specifico terreno	[N/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_t$	16000
	Angolo attrito interno terreno	[°]		30
		[rad]	$\varphi$	0.52
	Coeff spinta passiva	[-]	$K_p$	3
	Spinta passiva	[N]	$S_p$	85536.00
	Spinta idrodinamica	[N]	$S$	61460.67
Coeff attrito cls/terreno	[-]	$f$	0.51	
Coeff. Sicurezza allo scorrimento	[-]	$v_s$	1.61	VERIFICATO
<b>VERIFICA RIBALTAMENTO</b>	Momento stabilizzante	[Nm]	$M_s$	356313.984
	Momento ribaltante	[Nm]	$M_r$	36876.40
	Rapporto momenti	[-]	$M_s/M_r$	9.66
<b>VERIFICA DI RESISTENZA DEL TERRENO</b>	Profondità	[m]	$p$	0.90
	Tensione verticale effettiva	[N/m <sup>2</sup> ]	$q$	14400
	Coesione terreno	[N/m <sup>2</sup> ]	$c$	20000
	Larghezza trincea	[m]	$B$	2.6
	Contributo piano di posa	[-]	$N_q$	1.448
	Contributo taglio terreno	[-]	$N_c$	0.776
	Contributo dimensione blocco	[-]	$N_\gamma$	2.100
	Capacità portante terreno	[N/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{tamm}$	8.00
	Pressione trasmessa	[N/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_t$	3.29
<b>VERIFICA CALCESTRUZZO</b>	Sforzo nel calcestruzzo	[N/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_c$	9.60
	Tensione ammissibile	[N/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{cam}$	200.00

BLOCCO DI ANCORAGGIO				41
DATI DEL BLOCCO	Altezza blocco	[m]	$H_1$	1.00
	Lato minore	[m]	$l$	0.40
	Lato maggiore	[m]	$L$	0.60
	Spessore blocco	[m]	$d$	0.80
	Area base di appoggio	[m <sup>2</sup> ]	$A$	0.40
	Peso specifico cls	[N/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{cls}$	24000
	Volume blocco ancoraggio	[m <sup>3</sup> ]	$W$	0.40
	Peso blocco ancoraggio	[N]	$G_B$	9600.00
DATI DEL LA TUBAZIONE	Spessore tubazione	[m]	$s$	0.047
	Diametro interno	[m]	$D_i$	0.706
	Diametro esterno	[m]	$D_e$	0.80
	Lunghezza tubazione	[m]	$L_T$	0.40
	Peso specifico PeAD	[N/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{PeAD}$	9315.7
	Volume tubazione	[m <sup>3</sup> ]	$W_T$	0.0133
	Peso tratto di tubazione	[N]	$G_T$	123.65
DATI DEL LIQUIDO	Diametro interno	[m]	$D_i$	0.706
	Area interna	[m <sup>2</sup> ]	$A_i$	0.391
	Lunghezza tubazione	[m]	$L_T$	0.40
	Peso specifico Acqua	[N/m <sup>3</sup> ]	$\gamma$	9806
	Volume acqua	[m <sup>3</sup> ]	$W_w$	0.1566
	Peso tronco liquido	[N]	$G_A$	1535.50
VERIFICA ALLO SCORRIMENTO	Carico sul blocco	[m]	$h$	32.87
	Angolo di deviazione	[°]		16
		[rad]	$\alpha$	0.28
	Profondità Base	[m]	$H_2$	2.10
	Peso specifico terreno	[N/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_t$	16000
	Angolo attrito interno terreno	[°]		30
		[rad]	$\varphi$	0.52
	Coeff spinta passiva	[-]	$K_p$	3
	Spinta passiva	[N]	$S_p$	49104.00
	Spinta idrodinamica	[N]	$S$	35121.75
	Coeff attrito cls/terreno	[-]	$f$	0.51
Coeff. Sicurezza allo scorrimento	[-]	$v_s$	1.56 VERIFICATO	
VERIFICA RIBALTAMENTO	Momento stabilizzante	[Nm]	$M_s$	262960.16
	Momento ribaltante	[Nm]	$M_r$	17560.88
	Rapporto momenti	[-]	$M_s/M_r$	14.97 VERIFICATO
VERIFICA DI RESISTENZA DEL TERRENO	Profondità	[m]	$p$	1.10
	Tensione verticale effettiva	[N/m <sup>2</sup> ]	$q$	17600
	Coesione terreno	[N/m <sup>2</sup> ]	$c$	20000
	Larghezza trincea	[m]	$B$	2.6
	Contributo piano di posa	[-]	$N_q$	1.448
	Contributo taglio terreno	[-]	$N_c$	0.776
	Contributo dimensione blocco	[-]	$N_y$	2.100
	Capacità portante terreno	[N/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{tamm}$	8.47
	Pressione trasmessa	[N/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_t$	2.81 VERIFICATO
	VERIFICA CALCESTRUZZO	Sforzo nel calcestruzzo	[N/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_c$
Tensione ammissibile		[N/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{cam}$	200.00 VERIFICATO

**BLOCCO DI ANCORAGGIO 43**

<b>DATI DEL BLOCCO</b>	Altezza blocco	[m]	$H_1$	1.20
	Lato minore	[m]	$l$	0.60
	Lato maggiore	[m]	$L$	0.80
	Spessore blocco	[m]	$d$	0.80
	Area base di appoggio	[m <sup>2</sup> ]	$A$	0.56
	Peso specifico cls	[N/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{cls}$	24000
	Volume blocco ancoraggio	[m <sup>3</sup> ]	$W$	0.67
	Peso blocco ancoraggio	[N]	$G_B$	16128.00
<b>DATI DEL LA TUBAZIONE</b>	Spessore tubazione	[m]	$s$	0.047
	Diametro interno	[m]	$D_i$	0.706
	Diametro esterno	[m]	$D_e$	0.80
	Lunghezza tubazione	[m]	$L_T$	0.60
	Peso specifico PeAD	[N/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{PeAD}$	9315.7
	Volume tubazione	[m <sup>3</sup> ]	$W_T$	0.0199
	Peso tratto di tubazione	[N]	$G_T$	185.47
<b>DATI DEL LIQUIDO</b>	Diametro interno	[m]	$D_i$	0.706
	Area interna	[m <sup>2</sup> ]	$A_i$	0.391
	Lunghezza tubazione	[m]	$L_T$	0.60
	Peso specifico Acqua	[N/m <sup>3</sup> ]	$\gamma$	9806
	Volume acqua	[m <sup>3</sup> ]	$W_w$	0.2349
	Peso tronco liquido	[N]	$G_A$	2303.26
<b>VERIFICA ALLO SCORRIMENTO</b>	Carico sul blocco	[m]	$h$	32.83
	Angolo di deviazione	[°]		20
		[rad]	$\alpha$	0.35
	Profondità Base	[m]	$H_2$	2.10
	Peso specifico terreno	[N/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_t$	16000
	Angolo attrito interno terreno	[°]		30
		[rad]	$\varphi$	0.52
	Coeff spinta passiva	[-]	$K_p$	3
	Spinta passiva	[N]	$S_p$	57024.00
	Spinta idrodinamica	[N]	$S$	43768.56
Coeff attrito cls/terreno	[-]	$f$	0.51	
Coeff. Sicurezza allo scorrimento	[-]	$v_s$	1.52 VERIFICATO	
<b>VERIFICA RIBALTAMENTO</b>	Momento stabilizzante	[Nm]	$M_s$	378201.869
	Momento ribaltante	[Nm]	$M_r$	26261.14
	Rapporto momenti	[-]	$M_s/M_r$	14.40 VERIFICATO
<b>VERIFICA DI RESISTENZA DEL TERRENO</b>	Profondità	[m]	$p$	0.90
	Tensione verticale effettiva	[N/m <sup>2</sup> ]	$q$	14400
	Coesione terreno	[N/m <sup>2</sup> ]	$c$	20000
	Larghezza trincea	[m]	$B$	2.6
	Contributo piano di posa	[-]	$N_q$	1.448
	Contributo taglio terreno	[-]	$N_c$	0.776
	Contributo dimensione blocco	[-]	$N_y$	2.100
	Capacità portante terreno	[N/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{tamm}$	8.00
	Pressione trasmessa	[N/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_t$	3.32 VERIFICATO
<b>VERIFICA CALCESTRUZZO</b>	Sforzo nel calcestruzzo	[N/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_c$	9.12
	Tensione ammissibile	[N/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{cam}$	200.00 VERIFICATO

BLOCCO DI ANCORAGGIO		44	
DATI DEL BLOCCO	Altezza blocco	[m]	$H_1$ 1.20
	Lato minore	[m]	$l$ 0.80
	Lato maggiore	[m]	$L$ 1.30
	Spessore blocco	[m]	$d$ 0.80
	Area base di appoggio	[m <sup>2</sup> ]	$A$ 0.84
	Peso specifico cls	[N/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{cls}$ 24000
	Volume blocco ancoraggio	[m <sup>3</sup> ]	$W$ 1.01
	Peso blocco ancoraggio	[N]	$G_B$ 24192.00
DATI DEL LA TUBAZIONE	Spessore tubazione	[m]	$s$ 0.047
	Diametro interno	[m]	$D_i$ 0.706
	Diametro esterno	[m]	$D_e$ 0.80
	Lunghezza tubazione	[m]	$L_T$ 0.80
	Peso specifico PeAD	[N/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{PeAD}$ 9315.7
	Volume tubazione	[m <sup>3</sup> ]	$W_T$ 0.0265
	Peso tratto di tubazione	[N]	$G_T$ 247.29
DATI DEL LIQUIDO	Diametro interno	[m]	$D_i$ 0.706
	Area interna	[m <sup>2</sup> ]	$A_i$ 0.391
	Lunghezza tubazione	[m]	$L_T$ 0.80
	Peso specifico Acqua	[N/m <sup>3</sup> ]	$\gamma$ 9806
	Volume acqua	[m <sup>3</sup> ]	$W_w$ 0.3132
	Peso tronco liquido	[N]	$G_A$ 3071.01
VERIFICA ALLO SCORRIMENTO	Carico sul blocco	[m]	$h$ 34.18
	Angolo di deviazione	[°]	$\alpha$ 30
		[rad]	0.52
	Profondità Base	[m]	$H_2$ 2.10
	Peso specifico terreno	[N/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_t$ 16000
	Angolo attrito interno terreno	[°]	$\phi$ 30
		[rad]	0.52
	Coeff spinta passiva	[-]	$K_p$ 3
	Spinta passiva	[N]	$S_p$ 92664.00
	Spinta idrodinamica	[N]	$S$ 67918.71
	Coeff attrito cls/terreno	[-]	$f$ 0.51
Coeff. Sicurezza allo scorrimento	[-]	$v_s$ 1.57 VERIFICATO	
VERIFICA RIBALTAMENTO	Momento stabilizzante	[Nm]	$M_s$ 393754.003
	Momento ribaltante	[Nm]	$M_r$ 40751.23
	Rapporto momenti	[-]	$M_s/M_r$ 9.66 VERIFICATO
VERIFICA DI RESISTENZA DEL TERRENO	Profondità	[m]	$p$ 0.90
	Tensione verticale effettiva	[N/m <sup>2</sup> ]	$q$ 14400
	Coesione terreno	[N/m <sup>2</sup> ]	$c$ 20000
	Larghezza trincea	[m]	$B$ 2.6
	Contributo piano di posa	[-]	$N_q$ 1.448
	Contributo taglio terreno	[-]	$N_c$ 0.776
	Contributo dimensione blocco	[-]	$N_y$ 2.100
	Capacità portante terreno	[N/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{tamm}$ 8.00
	Pressione trasmessa	[N/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_t$ 3.28 VERIFICATO
	VERIFICA CALCESTRUZZO	Sforzo nel calcestruzzo	[N/cm <sup>2</sup> ]
Tensione ammissibile		[N/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{cam}$ 200.00 VERIFICATO

BLOCCO DI ANCORAGGIO				45
DATI DEL BLOCCO	Altezza blocco	[m]	$H_1$	1.20
	Lato minore	[m]	$l$	0.80
	Lato maggiore	[m]	$L$	1.40
	Spessore blocco	[m]	$d$	0.80
	Area base di appoggio	[m <sup>2</sup> ]	$A$	0.88
	Peso specifico cls	[N/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{cls}$	24000
	Volume blocco ancoraggio	[m <sup>3</sup> ]	$W$	1.06
	Peso blocco ancoraggio	[N]	$G_B$	25344.00
DATI DEL LA TUBAZIONE	Spessore tubazione	[m]	$s$	0.047
	Diametro interno	[m]	$D_i$	0.706
	Diametro esterno	[m]	$D_e$	0.80
	Lunghezza tubazione	[m]	$L_T$	0.80
	Peso specifico PeAD	[N/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{PeAD}$	9315.7
	Volume tubazione	[m <sup>3</sup> ]	$W_T$	0.0265
	Peso tratto di tubazione	[N]	$G_T$	247.29
DATI DEL LIQUIDO	Diametro interno	[m]	$D_i$	0.706
	Area interna	[m <sup>2</sup> ]	$A_i$	0.391
	Lunghezza tubazione	[m]	$L_T$	0.80
	Peso specifico Acqua	[N/m <sup>3</sup> ]	$\gamma$	9806
	Volume acqua	[m <sup>3</sup> ]	$W_w$	0.3132
	Peso tronco liquido	[N]	$G_A$	3071.01
VERIFICA ALLO SCORRIMENTO	Carico sul blocco	[m]	$h$	33.61
	Angolo di deviazione	[°]		33
		[rad]	$\alpha$	0.58
	Profondità Base	[m]	$H_2$	2.10
	Peso specifico terreno	[N/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_t$	16000
	Angolo attrito interno terreno	[°]		30
		[rad]	$\phi$	0.52
	Coeff spinta passiva	[-]	$K_p$	3
	Spinta passiva	[N]	$S_p$	99792.00
	Spinta idrodinamica	[N]	$S$	73287.77
Coeff attrito cls/terreno	[-]	$f$	0.51	
Coeff. Sicurezza allo scorrimento	[-]	$v_s$	1.56 VERIFICATO	
VERIFICA RIBALTAMENTO	Momento stabilizzante	[Nm]	$M_s$	387187.622
	Momento ribaltante	[Nm]	$M_r$	43972.66
	Rapporto momenti	[-]	$M_s/M_r$	8.81 VERIFICATO
VERIFICA DI RESISTENZA DEL TERRENO	Profondità	[m]	$p$	0.90
	Tensione verticale effettiva	[N/m <sup>2</sup> ]	$q$	14400
	Coesione terreno	[N/m <sup>2</sup> ]	$c$	20000
	Larghezza trincea	[m]	$B$	2.6
	Contributo piano di posa	[-]	$N_q$	1.448
	Contributo taglio terreno	[-]	$N_c$	0.776
	Contributo dimensione blocco	[-]	$N_y$	2.100
	Capacità portante terreno	[N/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{tamm}$	8.00
	Pressione trasmessa	[N/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_t$	3.26 VERIFICATO
VERIFICA CALCESTRUZZO	Sforzo nel calcestruzzo	[N/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_c$	11.45
	Tensione ammissibile	[N/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{cam}$	200.00 VERIFICATO

BLOCCO DI ANCORAGGIO				46
DATI DEL BLOCCO	Altezza blocco	[m]	$H_1$	1.20
	Lato minore	[m]	$l$	0.80
	Lato maggiore	[m]	$L$	1.40
	Spessore blocco	[m]	$d$	0.80
	Area base di appoggio	[m <sup>2</sup> ]	$A$	0.88
	Peso specifico cls	[N/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{cls}$	24000
	Volume blocco ancoraggio	[m <sup>3</sup> ]	$W$	1.06
	Peso blocco ancoraggio	[N]	$G_B$	25344.00
DATI DEL LA TUBAZIONE	Spessore tubazione	[m]	$s$	0.047
	Diametro interno	[m]	$D_i$	0.706
	Diametro esterno	[m]	$D_e$	0.80
	Lunghezza tubazione	[m]	$L_T$	0.80
	Peso specifico PeAD	[N/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{PeAD}$	9315.7
	Volume tubazione	[m <sup>3</sup> ]	$W_T$	0.0265
	Peso tratto di tubazione	[N]	$G_T$	247.29
DATI DEL LIQUIDO	Diametro interno	[m]	$D_i$	0.706
	Area interna	[m <sup>2</sup> ]	$A_i$	0.391
	Lunghezza tubazione	[m]	$L_T$	0.80
	Peso specifico Acqua	[N/m <sup>3</sup> ]	$\gamma$	9806
	Volume acqua	[m <sup>3</sup> ]	$W_w$	0.3132
VERIFICA ALLO SCORRIMENTO	Peso tronco liquido	[N]	$G_A$	3071.01
	Carico sul blocco	[m]	$h$	33.66
	Angolo di deviazione	[°]		32
		[rad]	$\alpha$	0.56
	Profondità Base	[m]	$H_2$	2.10
	Peso specifico terreno	[N/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_t$	16000
	Angolo attrito interno terreno	[°]		30
		[rad]	$\varphi$	0.52
	Coeff spinta passiva	[-]	$K_p$	3
	Spinta passiva	[N]	$S_p$	99792.00
	Spinta idrodinamica	[N]	$S$	71231.71
Coeff attrito cls/terreno	[-]	$f$	0.51	
Coeff. Sicurezza allo scorrimento	[-]	$v_s$	1.61 VERIFICATO	
VERIFICA RIBALTAMENTO	Momento stabilizzante	[Nm]	$M_s$	387763.622
	Momento ribaltante	[Nm]	$M_r$	42739.02
	Rapporto momenti	[-]	$M_s/M_r$	9.07 VERIFICATO
VERIFICA DI RESISTENZA DEL TERRENO	Profondità	[m]	$p$	0.90
	Tensione verticale effettiva	[N/m <sup>2</sup> ]	$q$	14400
	Coesione terreno	[N/m <sup>2</sup> ]	$c$	20000
	Larghezza trincea	[m]	$B$	2.6
	Contributo piano di posa	[-]	$N_q$	1.448
	Contributo taglio terreno	[-]	$N_c$	0.776
	Contributo dimensione blocco	[-]	$N_y$	2.100
	Capacità portante terreno	[N/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{tamm}$	8.00
	Pressione trasmessa	[N/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_t$	3.26 VERIFICATO
VERIFICA CALCESTRUZZO	Sforzo nel calcestruzzo	[N/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_c$	11.13
	Tensione ammissibile	[N/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{cam}$	200.00 VERIFICATO



BLOCCO DI ANCORAGGIO				48
DATI DEL BLOCCO	Altezza blocco	[m]	$H_1$	1.20
	Lato minore	[m]	$l$	0.80
	Lato maggiore	[m]	$L$	1.20
	Spessore blocco	[m]	$d$	0.80
	Area base di appoggio	[m <sup>2</sup> ]	$A$	0.80
	Peso specifico cls	[N/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{cls}$	24000
	Volume blocco ancoraggio	[m <sup>3</sup> ]	$W$	0.96
	Peso blocco ancoraggio	[N]	$G_B$	23040.00
DATI DEL LA TUBAZIONE	Spessore tubazione	[m]	$s$	0.047
	Diametro interno	[m]	$D_i$	0.706
	Diametro esterno	[m]	$D_e$	0.80
	Lunghezza tubazione	[m]	$L_T$	0.80
	Peso specifico PeAD	[N/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{PeAD}$	9315.7
	Volume tubazione	[m <sup>3</sup> ]	$W_T$	0.0265
	Peso tratto di tubazione	[N]	$G_T$	247.29
DATI DEL LIQUIDO	Diametro interno	[m]	$D_i$	0.706
	Area interna	[m <sup>2</sup> ]	$A_i$	0.391
	Lunghezza tubazione	[m]	$L_T$	0.80
	Peso specifico Acqua	[N/m <sup>3</sup> ]	$\gamma$	9806
	Volume acqua	[m <sup>3</sup> ]	$W_w$	0.3132
VERIFICA ALLO SCORRIMENTO	Peso tronco liquido	[N]	$G_A$	3071.01
	Carico sul blocco	[m]	$h$	33.55
	Angolo di deviazione	[°]		28
		[rad]	$\alpha$	0.49
	Profondità Base	[m]	$H_2$	2.10
	Peso specifico terreno	[N/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_t$	16000
	Angolo attrito interno terreno	[°]		30
		[rad]	$\varphi$	0.52
	Coeff spinta passiva	[-]	$K_p$	3
	Spinta passiva	[N]	$S_p$	85536.00
	Spinta idrodinamica	[N]	$S$	62314.46
Coeff attrito cls/terreno	[-]	$f$	0.51	
Coeff. Sicurezza allo scorrimento	[-]	$v_s$	1.59 VERIFICATO	
VERIFICA RIBALTAMENTO	Momento stabilizzante	[Nm]	$M_s$	386496.384
	Momento ribaltante	[Nm]	$M_r$	37388.68
	Rapporto momenti	[-]	$M_s/M_r$	10.34 VERIFICATO
VERIFICA DI RESISTENZA DEL TERRENO	Profondità	[m]	$p$	0.90
	Tensione verticale effettiva	[N/m <sup>2</sup> ]	$q$	14400
	Coesione terreno	[N/m <sup>2</sup> ]	$c$	20000
	Larghezza trincea	[m]	$B$	2.6
	Contributo piano di posa	[-]	$N_q$	1.448
	Contributo taglio terreno	[-]	$N_c$	0.776
	Contributo dimensione blocco	[-]	$N_y$	2.100
	Capacità portante terreno	[N/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{tamm}$	8.00
	Pressione trasmessa	[N/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_t$	3.29 VERIFICATO
VERIFICA CALCESTRUZZO	Sforzo nel calcestruzzo	[N/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_c$	9.74
	Tensione ammissibile	[N/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{cam}$	200.00 VERIFICATO

**BLOCCO DI ANCORAGGIO - Riduzione**

**10**

<b>DATI DEL BLOCCO</b>	Altezza blocco	[m]	$H_1$	1.20
	Lato minore	[m]	$l$	2.00
	Lato maggiore	[m]	$L$	2.00
	Spessore blocco	[m]	$d$	1.50
	Area base di appoggio	[m <sup>2</sup> ]	$A$	3.00
	Peso specifico cls	[N/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{cls}$	24000
	Volume blocco ancoraggio	[m <sup>3</sup> ]	$W$	3.60
	Peso blocco ancoraggio	[N]	$G_B$	86400.00
<b>DATI DEL LA TUBAZIONE</b>	Spessore tubazione	[m]	$s$	0.0593
	Diametro interno	[m]	$D_i$	0.8814
	Diametro esterno	[m]	$D_e$	1.00
	Lunghezza tubazione	[m]	$L_T$	2.00
	Peso specifico PeAD	[N/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{PeAD}$	9315.7
	Volume tubazione	[m <sup>3</sup> ]	$W_T$	0.1045
	Peso tratto di tubazione	[N]	$G_T$	973.81
<b>DATI DEL LIQUIDO</b>	Diametro interno	[m]	$D_i$	0.8814
	Area interna	[m <sup>2</sup> ]	$A_i$	0.610
	Lunghezza tubazione	[m]	$L_T$	2.00
	Peso specifico Acqua	[N/m <sup>3</sup> ]	$\gamma$	9806
	Volume acqua	[m <sup>3</sup> ]	$W_w$	1.2203
	Peso tronco liquido	[N]	$G_A$	11966.24
<b>VERIFICA ALLO SCORRIMENTO</b>	Carico sul blocco	[m]	$h$	36.40
	Angolo di deviazione	[°]	$\alpha$	0
		[rad]		0.00
	Profondità Base	[m]	$H_2$	2.10
	Peso specifico terreno	[N/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_t$	16000
	Angolo attrito interno terreno	[°]	$\phi$	30
		[rad]		0.52
	Coeff spinta passiva	[-]	$K_p$	3
	Spinta passiva	[N]	$S_p$	142560.00
	Spinta idrodinamica	[N]	$S$	123349.06
	Coeff attrito cls/terreno	[-]	$f$	0.51
Coeff. Sicurezza allo scorrimento	[-]	$v_s$	1.57 VERIFICATO	
<b>VERIFICA DI RESISTENZA DEL TERRENO</b>	Profondità	[m]	$p$	0.90
	Tensione verticale effettiva	[N/m <sup>2</sup> ]	$q$	14400
	Coesione terreno	[N/m <sup>2</sup> ]	$c$	20000
	Larghezza trincea	[m]	$B$	2.6
	Contributo piano di posa	[-]	$N_q$	1.448
	Contributo taglio terreno	[-]	$N_c$	0.776
	Contributo dimensione blocco	[-]	$N_\gamma$	2.100
	Capacità portante terreno	[N/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{tamm}$	8.00
	Pressione trasmessa	[N/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_t$	3.31 VERIFICATO
<b>VERIFICA CALCESTRUZZO</b>	Sforzo nel calcestruzzo	[N/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_c$	6.17
	Tensione ammissibile	[N/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{cam}$	200.00 VERIFICATO

BLOCCO DI ANCORAGGIO - Riduzione

11

DATI DEL BLOCCO	Altezza blocco	[m]	$H_1$	1.20
	Lato minore	[m]	$l$	2.00
	Lato maggiore	[m]	$L$	2.00
	Spessore blocco	[m]	$d$	1.50
	Area base di appoggio	[m <sup>2</sup> ]	$A$	3.00
	Peso specifico cls	[N/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{cls}$	24000
	Volume blocco ancoraggio	[m <sup>3</sup> ]	$W$	3.60
	Peso blocco ancoraggio	[N]	$G_B$	86400.00
DATI DEL LA TUBAZIONE	Spessore tubazione	[m]	$s$	0.0593
	Diametro interno	[m]	$D_i$	0.8814
	Diametro esterno	[m]	$D_e$	1.00
	Lunghezza tubazione	[m]	$L_T$	2.00
	Peso specifico PeAD	[N/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{PeAD}$	9315.7
	Volume tubazione	[m <sup>3</sup> ]	$W_T$	0.1045
	Peso tratto di tubazione	[N]	$G_T$	973.81
DATI DEL LIQUIDO	Diametro interno	[m]	$D_i$	0.8814
	Area interna	[m <sup>2</sup> ]	$A_i$	0.610
	Lunghezza tubazione	[m]	$L_T$	2.00
	Peso specifico Acqua	[N/m <sup>3</sup> ]	$\gamma$	9806
	Volume acqua	[m <sup>3</sup> ]	$W_w$	1.2203
	Peso tronco liquido	[N]	$G_A$	11966.24
VERIFICA ALLO SCORRIMENTO	Carico sul blocco	[m]	$h$	36.80
	Angolo di deviazione	[°]	$\alpha$	0
		[rad]		0.00
	Profondità Base	[m]	$H_2$	2.10
	Peso specifico terreno	[N/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_t$	16000
	Angolo attrito interno terreno	[°]	$\phi$	30
		[rad]		0.52
	Coeff spinta passiva	[-]	$K_p$	3
	Spinta passiva	[N]	$S_p$	142560.00
	Spinta idrodinamica	[N]	$S$	124704.54
	Coeff attrito cls/terreno	[-]	$f$	0.51
Coeff. Sicurezza allo scorrimento	[-]	$v_s$	1.55 VERIFICATO	
VERIFICA DI RESISTENZA DEL TERRENO	Profondità	[m]	$p$	0.90
	Tensione verticale effettiva	[N/m <sup>2</sup> ]	$q$	14400
	Coazione terreno	[N/m <sup>2</sup> ]	$c$	20000
	Larghezza trincea	[m]	$B$	2.6
	Contributo piano di posa	[-]	$N_q$	1.448
	Contributo taglio terreno	[-]	$N_c$	0.776
	Contributo dimensione blocco	[-]	$N_\gamma$	2.100
	Capacità portante terreno	[N/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{tamm}$	8.00
	Pressione trasmessa	[N/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_t$	3.31 VERIFICATO
VERIFICA CALCESTRUZZO	Sforzo nel calcestruzzo	[N/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_c$	6.24
	Tensione ammissibile	[N/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{cam}$	200.00 VERIFICATO

**BLOCCO DI ANCORAGGIO - Riduzione**

**23**

<b>DATI DEL BLOCCO</b>	Altezza blocco	[m]	$H_1$	1.20
	Lato minore	[m]	$l$	1.70
	Lato maggiore	[m]	$L$	1.70
	Spessore blocco	[m]	$d$	1.50
	Area base di appoggio	[m <sup>2</sup> ]	$A$	2.55
	Peso specifico cls	[N/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{cls}$	24000
	Volume blocco ancoraggio	[m <sup>3</sup> ]	$W$	3.06
	Peso blocco ancoraggio	[N]	$G_B$	73440.00
	<b>DATI DEL LA TUBAZIONE</b>	Spessore tubazione	[m]	$s$
Diametro interno		[m]	$D_i$	0.8814
Diametro esterno		[m]	$D_e$	1.00
Lunghezza tubazione		[m]	$L_T$	1.70
Peso specifico PeAD		[N/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{PeAD}$	9315.7
Volume tubazione		[m <sup>3</sup> ]	$W_T$	0.0889
Peso tratto di tubazione		[N]	$G_T$	827.74
<b>DATI DEL LIQUIDO</b>	Diametro interno	[m]	$D_i$	0.8814
	Area interna	[m <sup>2</sup> ]	$A_i$	0.610
	Lunghezza tubazione	[m]	$L_T$	1.70
	Peso specifico Acqua	[N/m <sup>3</sup> ]	$\gamma$	9806
	Volume acqua	[m <sup>3</sup> ]	$W_w$	1.0373
	Peso tronco liquido	[N]	$G_A$	10171.31
<b>VERIFICA ALLO SCORRIMENTO</b>	Carico sul blocco	[m]	$h$	31.70
	Angolo di deviazione	[°]	$\alpha$	0
		[rad]		0.00
	Profondità Base	[m]	$H_2$	2.10
	Peso specifico terreno	[N/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_t$	16000
	Angolo attrito interno terreno	[°]	$\phi$	30
		[rad]		0.52
	Coeff spinta passiva	[-]	$K_p$	3
	Spinta passiva	[N]	$S_p$	121176.00
	Spinta idrodinamica	[N]	$S$	107422.12
	Coeff attrito cls/terreno	[-]	$f$	0.51
	Coeff. Sicurezza allo scorrimento	[-]	$v_s$	1.53 VERIFICATO
<b>VERIFICA DI RESISTENZA DEL TERRENO</b>	Profondità	[m]	$p$	0.90
	Tensione verticale effettiva	[N/m <sup>2</sup> ]	$q$	14400
	Coesione terreno	[N/m <sup>2</sup> ]	$c$	20000
	Larghezza trincea	[m]	$B$	2.6
	Contributo piano di posa	[-]	$N_q$	1.448
	Contributo taglio terreno	[-]	$N_c$	0.776
	Contributo dimensione blocco	[-]	$N_\gamma$	2.100
	Capacità portante terreno	[N/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{tamm}$	8.00
	Pressione trasmessa	[N/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_t$	3.31 VERIFICATO
<b>VERIFICA CALCESTRUZZO</b>	Sforzo nel calcestruzzo	[N/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_c$	6.32
	Tensione ammissibile	[N/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{cam}$	200.00 VERIFICATO

**BLOCCO DI ANCORAGGIO - Riduzione**

**30**

<b>DATI DEL BLOCCO</b>	Altezza blocco	[m]	$H_1$	1.20
	Lato minore	[m]	$l$	2.00
	Lato maggiore	[m]	$L$	2.00
	Spessore blocco	[m]	$d$	1.50
	Area base di appoggio	[m <sup>2</sup> ]	$A$	3.00
	Peso specifico cls	[N/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{cls}$	24000
	Volume blocco ancoraggio	[m <sup>3</sup> ]	$W$	3.60
	Peso blocco ancoraggio	[N]	$G_B$	86400.00
<b>DATI DEL LA TUBAZIONE</b>	Spessore tubazione	[m]	$s$	0.047
	Diametro interno	[m]	$D_i$	0.706
	Diametro esterno	[m]	$D_e$	0.80
	Lunghezza tubazione	[m]	$L_T$	2.00
	Peso specifico PeAD	[N/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{PeAD}$	9315.7
	Volume tubazione	[m <sup>3</sup> ]	$W_T$	0.0664
	Peso tratto di tubazione	[N]	$G_T$	618.23
<b>DATI DEL LIQUIDO</b>	Diametro interno	[m]	$D_i$	0.706
	Area interna	[m <sup>2</sup> ]	$A_i$	0.391
	Lunghezza tubazione	[m]	$L_T$	2.00
	Peso specifico Acqua	[N/m <sup>3</sup> ]	$\gamma$	9806
	Volume acqua	[m <sup>3</sup> ]	$W_w$	0.7829
	Peso tronco liquido	[N]	$G_A$	7677.52
<b>VERIFICA ALLO SCORRIMENTO</b>	Carico sul blocco	[m]	$h$	35.38
	Angolo di deviazione	[°]	$\alpha$	0
		[rad]		0.00
	Profondità Base	[m]	$H_2$	2.10
	Peso specifico terreno	[N/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_t$	16000
	Angolo attrito interno terreno	[°]	$\phi$	30
		[rad]		0.52
	Coeff spinta passiva	[-]	$K_p$	3
	Spinta passiva	[N]	$S_p$	142560.00
	Spinta idrodinamica	[N]	$S$	119892.57
	Coeff attrito cls/terreno	[-]	$f$	0.51
	Coeff. Sicurezza allo scorrimento	[-]	$v_s$	1.59 VERIFICATO
<b>VERIFICA DI RESISTENZA DEL TERRENO</b>	Profondità	[m]	$p$	0.90
	Tensione verticale effettiva	[N/m <sup>2</sup> ]	$q$	14400
	Coazione terreno	[N/m <sup>2</sup> ]	$c$	20000
	Larghezza trincea	[m]	$B$	2.6
	Contributo piano di posa	[-]	$N_q$	1.448
	Contributo taglio terreno	[-]	$N_c$	0.776
	Contributo dimensione blocco	[-]	$N_\gamma$	2.100
	Capacità portante terreno	[N/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{tamm}$	8.00
	Pressione trasmessa	[N/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_t$	3.16 VERIFICATO
<b>VERIFICA CALCESTRUZZO</b>	Sforzo nel calcestruzzo	[N/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_c$	7.49
	Tensione ammissibile	[N/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{cam}$	200.00 VERIFICATO

## 5 OPERE D'ARTE

Lungo il tracciato saranno realizzate delle derivazioni di portata verso i comizi agricoli. I pozzetti prefabbricati in cui verranno compiute queste derivazioni avranno una altezza interna non inferiore ai 2,50 m e saranno posizionati in modo tale da agevolare le manovre di sfilaggio e alloggiamento delle componenti idrauliche durante i lavori di realizzazione e in caso di eventuali manutenzioni straordinarie.

L'accesso ai pozzetti è garantito da chiusini in vetroresina di dimensione 60x60cm.

I pozzetti per le derivazioni verranno posti in corrispondenza dei picchetti 0, 1, 7, 9, 14, 34, 41, 44. Al picchetto 0, situato più a monte, avverrà anche il cambio di diametro dalla attuale condotta in calcestruzzo  $\varnothing 1200$  alla condotta  $\varnothing 1000$  in PeAD.

La disposizione dei pozzetti di derivazione di portata varia a seconda se la derivazione avviene verso un solo comizio o verso due comizi (Figura 26 e Figura 27).

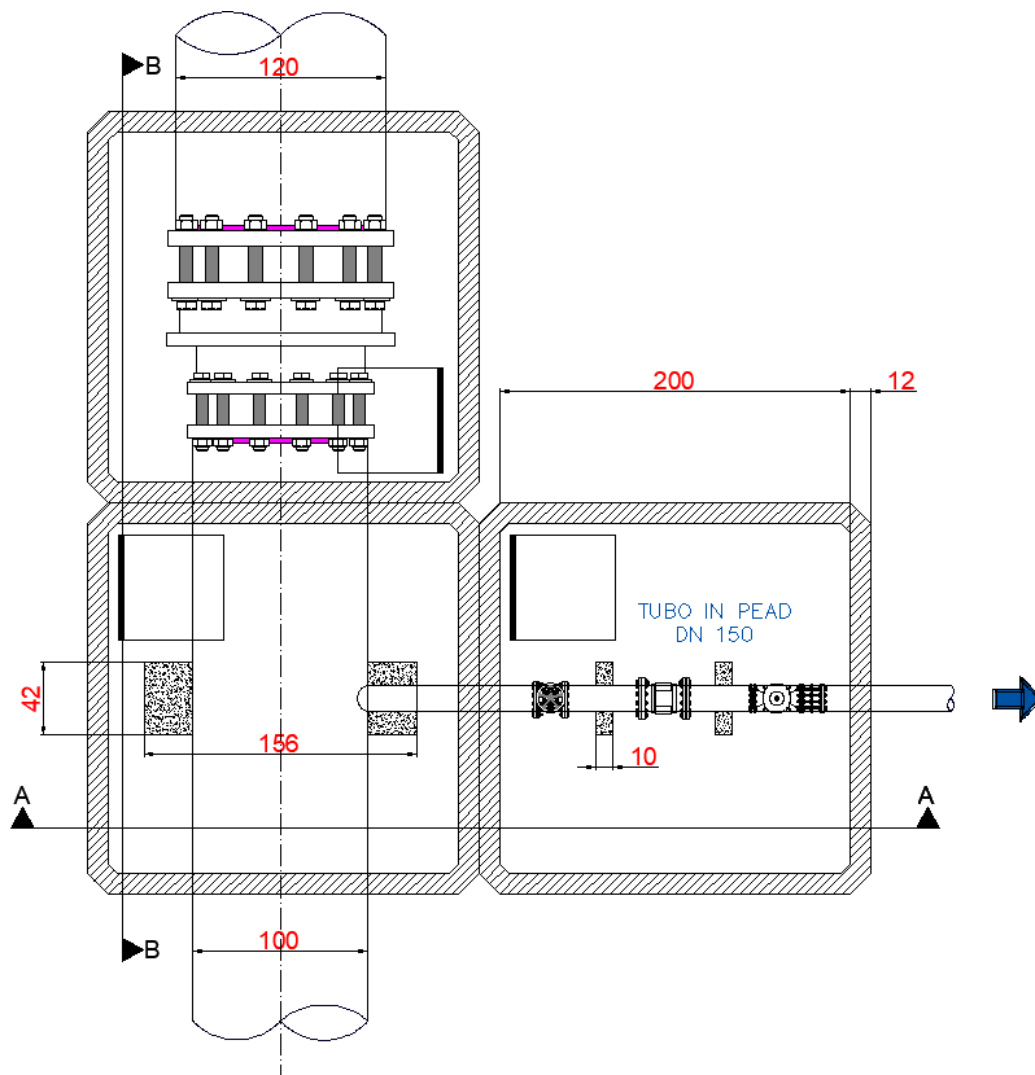


Figura 26. Pianta del pozzetto di derivazione al picchetto 0. In esso avviene il cambio di diametro lungo la condotta principale e la derivazione verso un solo comizio.



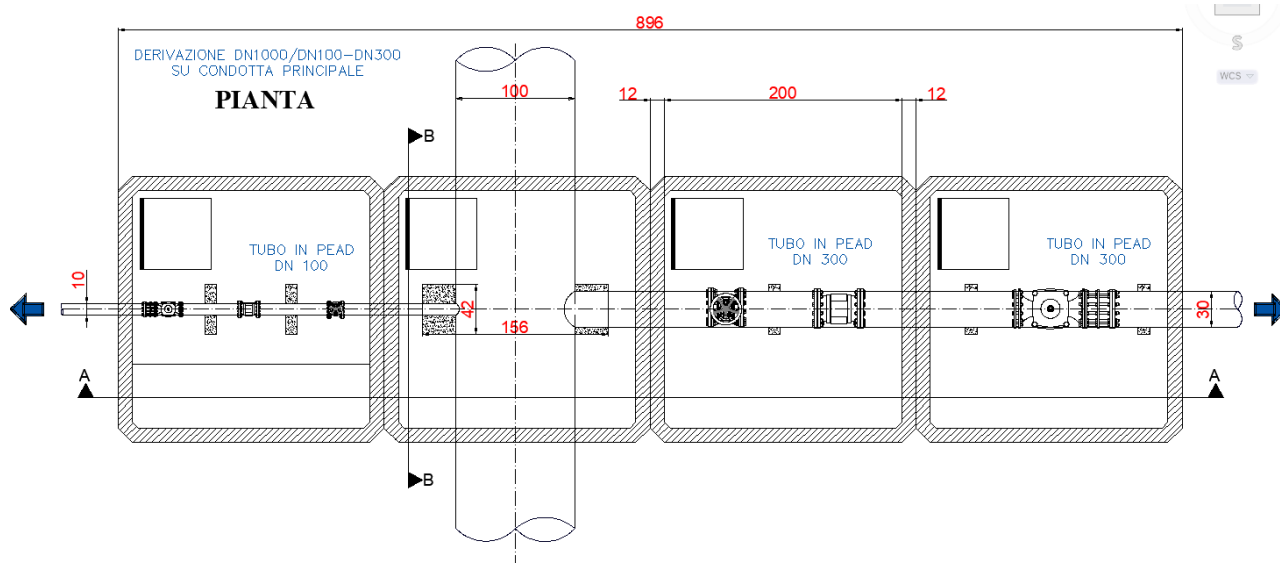


Figura 27. Pianta del pozzetto di derivazione al picchetto 7. In esso avvengono due diramazioni a destra e a sinistra verso due distinti comizi.

Ai pozzetti di derivazione vanno aggiunti:

- un pozzetto al picchetto 24 in cui avviene il cambio di diametro da  $\varnothing 1000$  a  $\varnothing 800$  (Figura 28);
- un pozzetto di sezionamento al picchetto 49;
- un pozzetto con misuratore di portata al picchetto 49;
- un pozzetto al picchetto 49 in cui avviene il cambio di diametro da  $\varnothing 800$  a  $\varnothing 900$ .

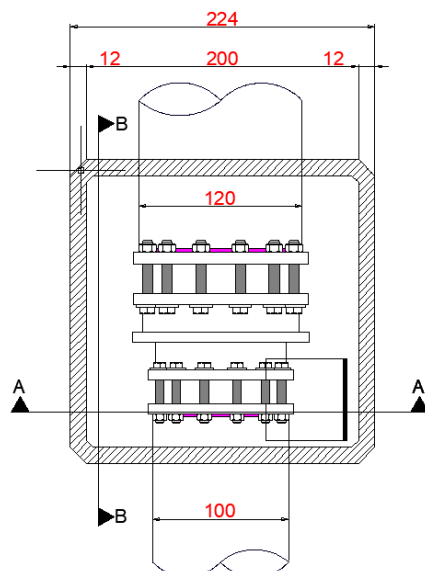


Figura 28. Pozzetto di cambio diametro al picchetto 24.

In corrispondenza del picchetto 30 è presente una curva ancorata per la condotta originale  $\varnothing 1200$  in calcestruzzo. Si è deciso di lasciare in opera detta curva e operare un collegamento alla condotta  $\varnothing 800$  in calcestruzzo mediante due riduzioni con accompagnamento della corrente per ridurre le perdite di carico concentrate.

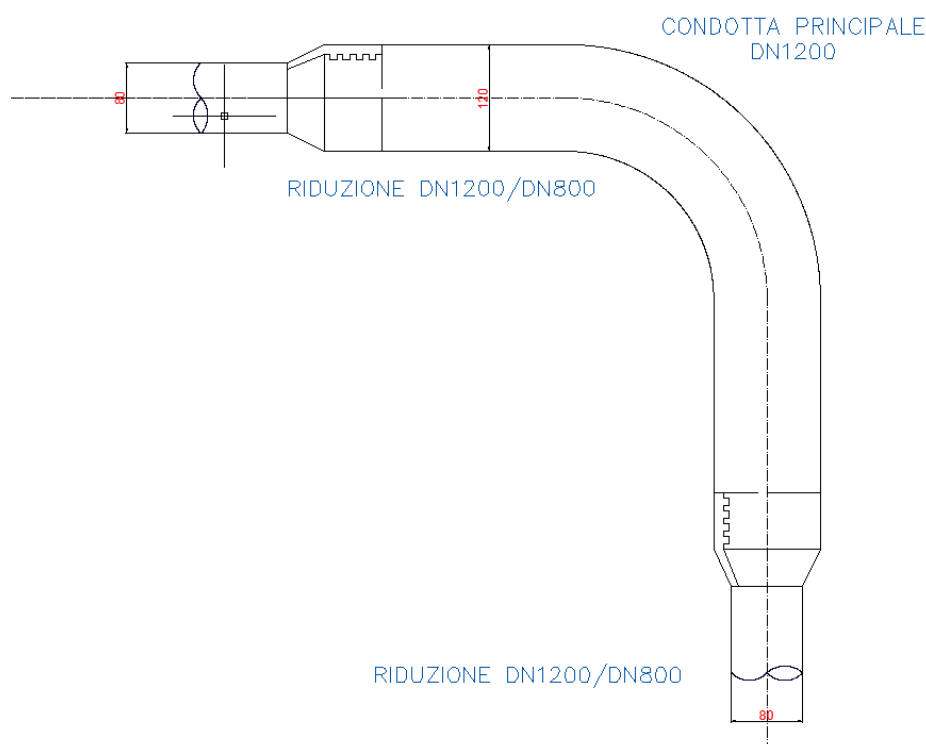


Figura 29. Riduzioni in corrispondenza della curva al picchetto 30.

## 5.1 APPARECCHIATURE IN LINEA

### 5.1.1 SCARICHI

Sono posizionati generalmente in prossimità dei tratti concavi della condotta. Sono costituiti da (Figura 31):

- diramazione flangiata a T, PN corrispondente a quello assegnato al tratto di condotta interessato;
- saracinesca DN250, PN corrispondente a quello assegnato al tratto di condotta interessato;
- tubazione in PeAD DN250 per il conferimento verso lo scarico.

Per quanto riguarda il loro dimensionamento, si è fatto riferimento alla formula di efflusso libero da luce sotto carico battente pari al carico  $H$  che sovrasta la luce dello scarico.

Considerato un coefficiente di deflusso  $\mu$  pari a 0,6, il diametro della sezione di uscita  $d$  è dato da:

$$d = \left[ \frac{4Q}{\pi\mu(2gH)^{0.5}} \right]^{0.5}$$

I valori dei diametri per ognuno dei 12 scarichi previsti sono riportati in Tabella 44. Come scelta progettuale si assumono tubazioni di scarico del diametro di 250mm.

Tabella 44. Valori del diametro degli scarichi.

Picchetto scarico	Portata Carico Diametro		
	Q [m <sup>3</sup> /s]	H [m]	d [m]
33	0.704	30.99	0.246
46	0.284	34.16	0.153
49	0.284	34.55	0.152

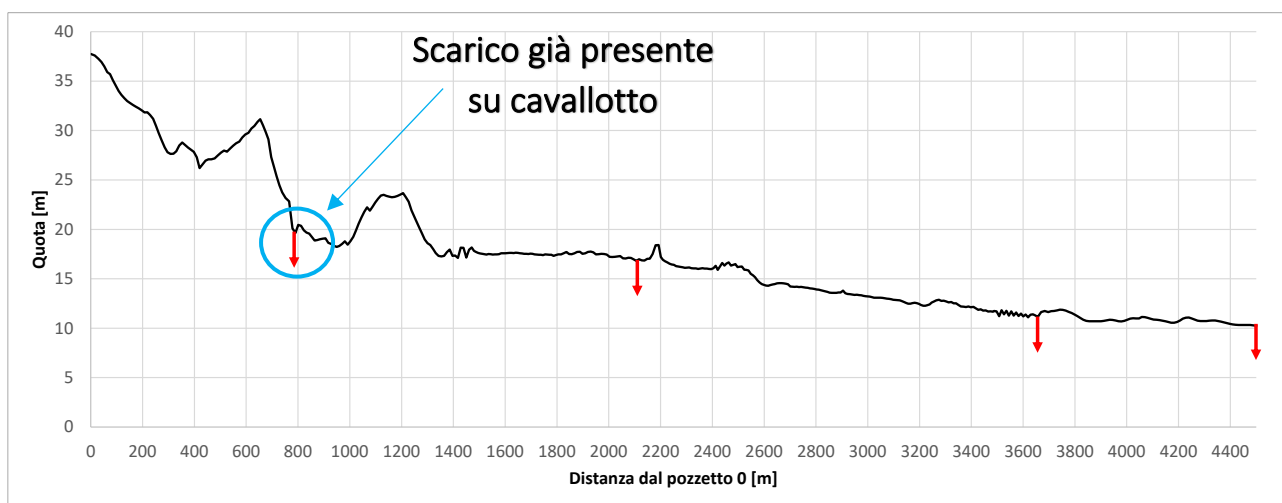


Figura 30. Posizionamento degli scarichi lungo la condotta (vedasi anche Allegati 21 e 22).

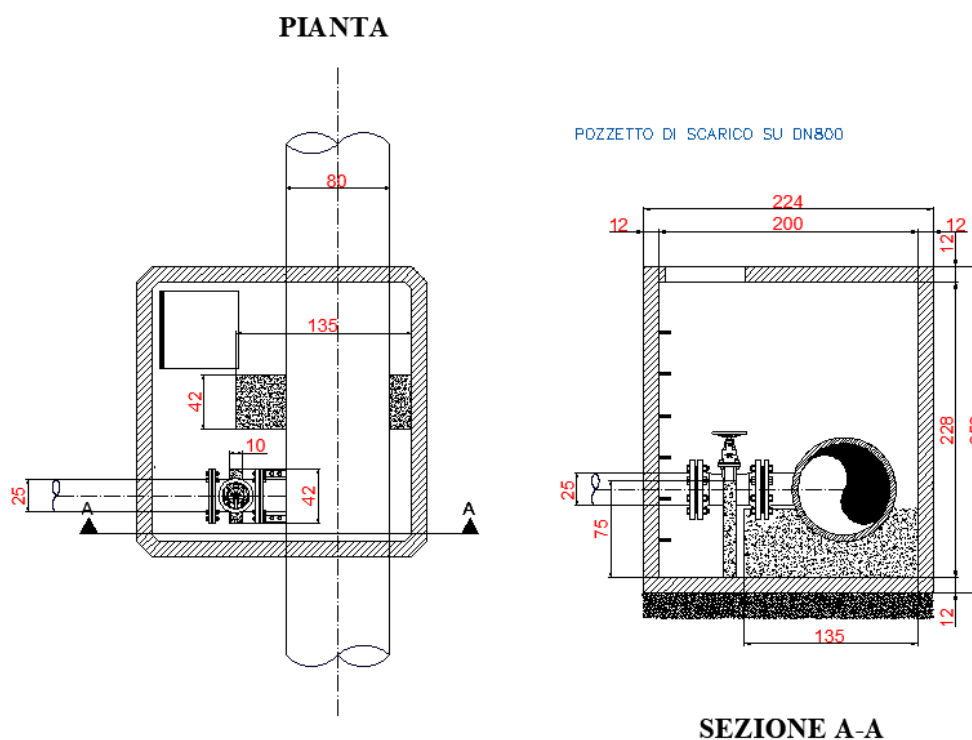


Figura 31. Pozzetto di scarico.

### 5.1.2 SFIATI

La presenza di aria nelle condotte che convogliano liquidi in pressione può dar luogo ad una serie di inconvenienti, che, in alcuni casi, possono ostacolare gravemente o addirittura interrompere il deflusso. Le bolle che si generano, infatti, determinano una riduzione della portata liquida per la riduzione della sezione trasversale del tubo. Le più comuni cause di ingresso di aria sono:

- l'insufficiente carico all'imbocco delle opere di presa e di tutte le vasche a pelo libero;
- imbotchi della tubazione non ben raccordati, mancanza di tenuta in tronchi funzionanti in depressione (tubi di aspirazione delle pompe), turbolenza che sorge durante il riempimento della tubazione, arrivo in serbatoi che generano agitazione e conseguente aerazione.

Anche riducendo o eliminando le suddette cause, le correnti idriche in pressione, essendo state in precedenza in contatto con l'atmosfera, contengono una certa quantità di aria disciolta, che inevitabilmente, secondo la legge di Henry, si libera dove si ha un aumento della temperatura oppure una diminuzione di pressione.

La presenza d'aria in una condotta compromette il funzionamento dell'impianto e causa danni a volte irreparabili:

- interruzione totale o parziale della portata a causa di una sacca d'aria in un punto alto;
- colpi d'ariete dovuti all'espansione della bolla d'aria o alla sua migrazione lungo la condotta.

Affinché l'espulsione dell'aria avvenga rapidamente, è opportuno evitare tratti di tubazione orizzontali e installare nei punti di vertice uno sfiato.

Gli sfiati, che hanno la funzione di evacuare l'aria che si libera dall'acqua e che tende ad accumularsi nei punti più alti del profilo delle tubazioni, sono di due tipi: liberi e in pressione.

Gli sfiati liberi più semplici sono costituiti da un tubo verticale di piccolo diametro (piezometro), collegato alla condotta nell'estremo inferiore e con l'estremo superiore libero. Nel piezometro il livello dell'acqua sale fino a raggiungere la quota piezometrica in condotta. Per questo, tale tipo di sfiato si può utilizzare solo nel caso (abbastanza raro) che la linea piezometrica si elevi di pochi metri sopra il piano campagna.

Nel caso in esame verranno installati sfiati in pressione. La condotta forzata presenta tratti in discesa e in salita con la presenza di tratti con concavità verso il basso dove l'aria trasportata potrebbe accumularsi. Risulta quindi indispensabile inserire degli sfiati "a tre funzioni" distribuiti con criterio lungo la condotta.

Le tre funzioni di questo tipo di sfiato sono:

1. uscita dell'aria dalla condotta durante la fase di riempimento;
2. aspirazione dell'aria atmosferica all'interno della condotta durante la fase di svuotamento;
3. espulsione dell'aria disciolta nell'acqua sotto pressione durante l'esercizio della condotta.

La dimensione degli sfiati è determinata dalla portata della condotta, in quanto il volume d'acqua che si sposta deve corrispondere a un eguale volume d'aria, misurato però alla pressione atmosferica.

Il diametro dello sfiato è sempre molto inferiore a quello della condotta, per cui, immettendo acqua si genera una sovrappressione d'aria e, inversamente, scaricando acqua, si genera una depressione nella condotta.

Il diagramma di Figura 33 evidenzia quale sia il diametro nominale dello sfiato quando sono dati la portata in  $m^3/s$  e le sovrappressioni e depressioni ammesse alla condotta.

**Per una depressione di  $-1,44m$ , ovvero circa  $-0,14bar$ , e per una portata massima di  $1,32m^3/s=4.082m^3/h$  verranno utilizzati sfiati con DN 200 (Figura 34).**

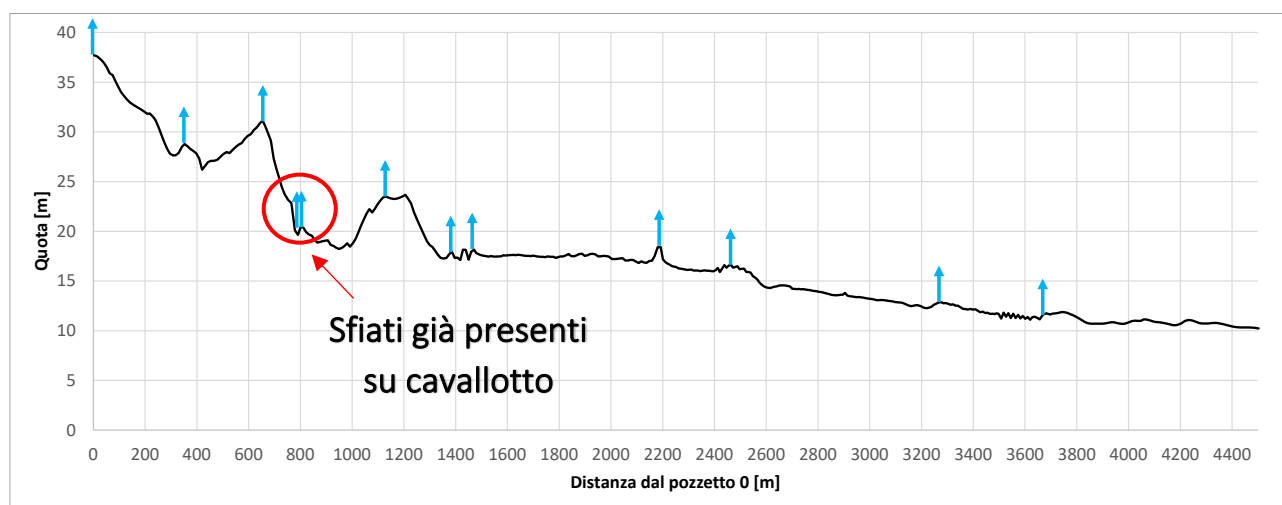


Figura 32. Posizionamento degli sfiati lungo la condotta (vedasi anche Allegati 21 e 22).

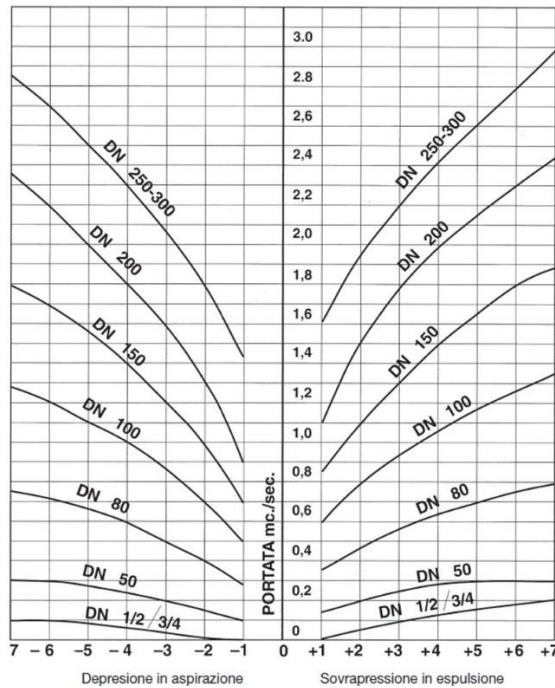


Figura 33. Diagramma per il dimensionamento degli sfiati. Le pressioni sono espresse in metri di colonna d'acqua.

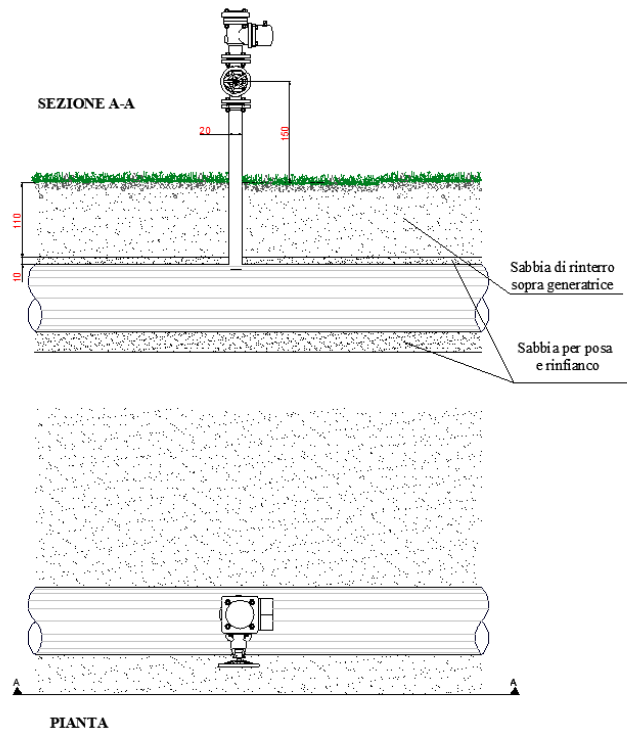


Figura 34. Allaccio di sfiato.

### 5.1.3 SEZIONAMENTI

Verranno posizionati dei pozzetti per il sezionamento della condotta principale al fine di poter intervenire sulla stessa in operazioni di manutenzione.

I sezionamenti saranno realizzati con valvole a farfalla e in corrispondenza dei picchetti 0, 34 e 49 (Figura 35).

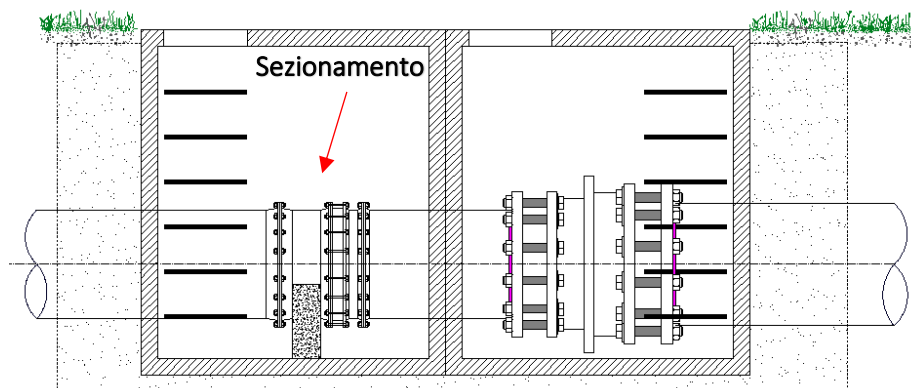


Figura 35. Sezionamento del DN800 sul picchetto 49.

## 6 LISTA DEI SIMBOLI

a	[m/s]	Celerità di una perturbazione
a <sub>0</sub>	[m/s]	Celerità del suono in acqua
A	[m <sup>2</sup> ]	Area trasversale bagnata
α	[°], [rad]	Angolo di appoggio della tubazione
α'	[°], [rad]	Angolo di deviazione della tubazione
B	[m]	Larghezza della trincea di scavo
B'	[-]	Coefficiente empirico di supporto elastico
C	[m <sup>0.37</sup> /s]	Coefficiente di Hazen-Williams
C <sub>e</sub>	[-]	Coefficiente di carico di posa in trincea
c	[-]	Coesione
χ	[m <sup>0.5</sup> /s]	Coefficiente di velocità di Chezy
D	[m]	Diametro medio della tubazione
D <sub>e</sub>	[m]	Diametro esterno della tubazione
D <sub>i</sub>	[m]	Diametro interno della tubazione
DN	[m]	Diametro nominale della tubazione
δ	[m]	Deformazione diametrale relativa
δ <sub>lim</sub>	[m]	Deformazione diametrale relativa limite
Δd	[m]	Deformazione assoluta diametrale della tubazione
ΔH	[m]	Perdita di carico idraulico
ΔH <sub>c</sub>	[m]	Sovrappressione di colpo d'ariete
E	[N/m <sup>2</sup> ]	Modulo di elasticità della tubazione
E <sub>l</sub>	[N/m <sup>2</sup> ]	Modulo di elasticità della tubazione a lungo termine
E <sub>s</sub>	[N/m <sup>2</sup> ]	Modulo di elasticità della tubazione a breve termine
E <sub>t</sub>	[N/m <sup>2</sup> ]	Modulo di elasticità del terreno di rinfianco
ε	[N/m <sup>2</sup> ]	Coefficiente di comprimibilità dell'acqua
f	[-]	Coefficiente di attrito calcestruzzo-terreno alla base del blocco di ancoraggio
F	[-]	Coefficiente di deformazione differita
F <sub>s</sub>	[-]	Fattore di progettazione
φ'	[-]	Coefficiente di incremento per il traffico veicolare
φ	[°], [rad]	Angolo di attrito interno del terreno
g	[m/s <sup>2</sup> ]	Accelerazione di gravità
<b>G</b>	[N]	Peso del volume di controllo
G <sub>A</sub>	[N]	Peso di un tronco di liquido
G <sub>B</sub>	[N]	Peso del blocco di ancoraggio
G <sub>c</sub>	[N]	Peso proprio della tubazione
G <sub>r</sub>	[N]	Peso di un tratto di tubazione
γ <sub>t</sub>	[N/m <sup>3</sup> ]	Peso specifico del terreno
γ <sub>cls</sub>	[N/m <sup>3</sup> ]	Peso specifico del calcestruzzo
γ <sub>PeAD</sub>	[N/m <sup>3</sup> ]	Peso specifico della tubazione
γ <sub>w</sub>	[N/m <sup>3</sup> ]	Peso specifico dell'acqua
γ'	[N/m <sup>3</sup> ]	Peso specifico sommerso del riempimento
H	[m]	Altezza del ricoprimento sopra la generatrice superiore della tubazione
H <sub>monte</sub>	[m]	Carico idraulico totale a monte di un tratto di condotta
H <sub>valle</sub>	[m]	Carico idraulico totale a valle di un tratto di condotta
H <sub>w</sub>	[m]	Altezza della superficie libera di falda sulla sommità della tubazione
H <sub>o</sub>	[N]	Azione uniformemente distribuita del terreno sulla tubazione
H <sub>t</sub>	[N]	Spinta orizzontale distribuita linearmente del terreno sulla tubazione
H <sub>1</sub>	[m]	Altezza del blocco di ancoraggio
H <sub>2</sub>	[m]	Differenza di quota tra piano campagna e base del blocco di ancoraggio
h	[m]	Altezza della falda sulla tubazione
<b>I</b>	[N]	Inerzie locali
I	[m <sup>4</sup> ]	Momento di inerzia della tubazione rispetto a un asse del piano diametrale
J	[-]	Cadente



K	[-]	Fattore di perdita concentrata del carico idraulico
K'	[-]	Coefficiente di sottofondo
K <sub>a</sub>	[-]	Coefficiente di spinta attiva
K <sub>p</sub>	[-]	Coefficiente di spinta passiva
l	[m]	Lato minore del blocco di ancoraggio
L	[m]	Lunghezza di un tratto di condotta
L'	[m]	Lato maggiore del blocco di ancoraggio
<b>M</b>	[N]	Flusso della quantità di moto
M	[Nm]	Momento flettente
M <sub>r</sub>	[Nm]	Momento ribaltante
M <sub>s</sub>	[Nm]	Momento stabilizzante
μ	[-]	Coefficiente di attrito rinterro-parete della tubazione
N	[N]	Forza normale
N <sub>c</sub>	[-]	Contributo di resistenza al taglio del terreno
N <sub>q</sub>	[-]	Contributo dell'approfondimento del piano di posa
N <sub>γ</sub>	[-]	Contributo della dimensione del blocco
ν	[-]	Modulo di Poisson
ν <sub>s</sub>	[-]	Coefficiente di sicurezza allo scorrimento
P	[m]	Perimetro bagnato
P <sub>max</sub>	[N/m <sup>2</sup> ]	Pressione massima agente sulla tubazione
P <sub>r</sub>	[N]	Carico per ruota
<b>Π</b>	[N]	Forze di superficie agenti sul volume di controllo
Q <sub>st</sub>	[N]	Carico del peso del terreno
Q <sub>din</sub>	[N]	Carico dinamico
Q <sub>a</sub>	[N]	Peso del fluido
Q <sub>TOT</sub>	[N]	Peso totale gravante sulla tubazione
Q	[m <sup>3</sup> /s]	Portata
Q <sub>i</sub>	[m <sup>3</sup> /s]	Portata in ingresso in un pozzetto di diramazione
Q <sub>u</sub>	[m <sup>3</sup> /s]	Portata in uscita da un pozzetto di diramazione
Q <sub>d</sub>	[m <sup>3</sup> /s]	Portata diramata in un pozzetto di diramazione
Q <sub>monte</sub>	[m]	Quota del terreno a monte di un tratto di condotta
Q <sub>valle</sub>	[m]	Quota del terreno a valle di un tratto di condotta
q	[N/m <sup>2</sup> ]	Carico preesistente sul piano di posa
q <sub>st</sub>	[N/m <sup>2</sup> ]	Pressione verticale del carico del terreno
q <sub>a</sub>	[N/m <sup>2</sup> ]	Pressione ammissibile di buckling
q <sub>idr</sub>	[N/m <sup>2</sup> ]	Pressione esercitata dalla falda
<b>R</b>	[N]	=-S
R	[m]	Raggio idraulico
R <sub>w</sub>	[]	Fattore di spinta idrostatica
ρ	[kg/m <sup>3</sup> ]	Densità dell'acqua
<b>S</b>	[N]	Spinta del fluido sulla tubazione
SN	[kN/m <sup>2</sup> ]	Rigidità anulare della tubazione
S <sub>p</sub>	[N]	Spinta passiva del terreno
s	[m]	Spessore della tubazione
T	[s]	Tempo di fase diretta del colpo d'ariete
T <sub>c</sub>	[s]	Tempo di chiusura dell'otturatore
U	[m/s]	Velocità media in condotta
W	[N]	Peso del blocco di ancoraggio
σ <sub>amm</sub>	[N/m <sup>2</sup> ]	Tensione massima ammissibile della tubazione
σ <sub>cam</sub>	[N/m <sup>2</sup> ]	Valore ammissibile dello sforzo nel calcestruzzo nella verifica di ancoraggio
σ <sub>max</sub>	[N/m <sup>2</sup> ]	Pressione massima nel materiale della tubazione
σ <sub>c</sub>	[N/m <sup>2</sup> ]	Sforzo normale nel calcestruzzo
σ <sub>z</sub>	[N/m <sup>2</sup> ]	Pressione dinamica esercitata dal traffico sulla tubazione
σ <sub>e</sub>	[N/m <sup>2</sup> ]	Tensione sull'estradosso della tubazione
σ <sub>i</sub>	[N/m <sup>2</sup> ]	Tensione sull'intradosso della tubazione
σ <sub>t</sub>	[N/m <sup>2</sup> ]	Pressione trasmessa dal blocco sul terreno di appoggio

$\sigma_{tam}$  [N/m<sup>2</sup>] Capacità portante del terreno

**Il progettista**  
(Ing. Santo CALASSO)