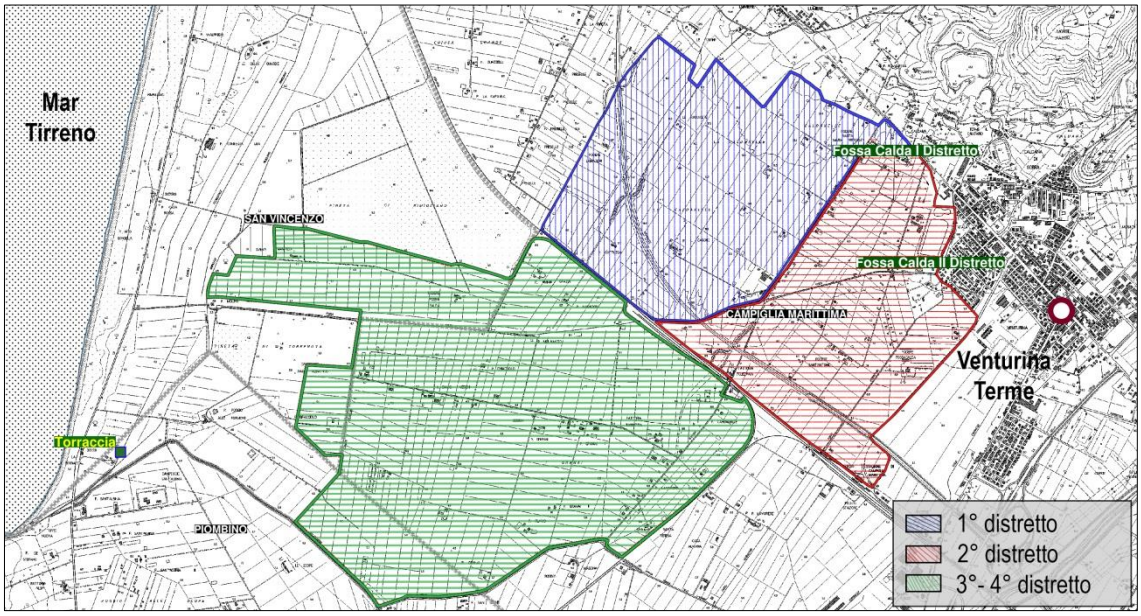
SEDE LEGALE:
Via degli Speziali, 17 – Loc. Venturina Terme
57021 Campiglia Marittima (LI)
Telefono: +39 0565 85761 Fax: +39 0565 857690
Sito web: www.cbtoscanacosta.it
C.F. 01779220498

ADEGUAMENTO E POTENZIAMENTO DEGLI IMPIANTI ESISTENTI NEI DISTRETTI IRRIGUI APPARTENENTI ALLA FOSSA CALDA



RELAZIONE TECNICA

I Progettisti
Geom. Giancarlo Guazzi
Ing. Giorgio Vannucci
Tirocinante
Ing. Marco Fatticcioni

Il Resp. del Procedimento
Ing. Roberto Pandolfi

DATA	ELABORATO
Giugno 2018	**A2**

SEDE LEGALE:
Via degli Speziali, 17 – Loc. Venturina Terme
57021 Campiglia Marittima (LI)
Telefono: +39 0565 85761 Fax: +39 0565 857690
Sito web: www.cbtoscanacosta.it
C.F. 01779220498

Sommario

INTRODUZIONE 4

DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI 5

- **LOTTO 1**: *Collegamento idraulico delle vasche di accumulo esistenti* 5

DIMENSIONAMENTO DELLA CONDOTTA DI COLLEGAMENTO TRA LE VASCHE DEL 1^ E DEL 2^ DISTRETTO IRRIGUO 6

Criterio di massima economia 7

Perdite di carico 9

Scelta del tipo di pompa da adottare 11

EPANET 13

CALCOLI STATICI DELLE TUBAZIONI 14

- Azioni sulle tubazioni interrate 14

VERIFICHE 18

- *Verifica alle massime tensioni ammissibili* 18
- *Verifica alle massime deformazioni (verifica all'ovalizzazione della tubazione)* 22
- *Verifica all'instabilità elastica per depressione interna* 24

DIMENSIONAMENTO DEI BLOCCHI DI ANCORAGGIO PER CURVE SUL PIANO ORIZZONTALE 25

- *Verifica allo scorrimento* 28
- *Verifica di resistenza del calcestruzzo* 28
- *Verifica di resistenza del terreno* 28

DIMENSIONAMENTO vasca di aspirazione e STRUTTURA PORTANTE IN ACCIAIO PER L'INSTALLAZIONE DELL'IMPIANTO DI POMPAGGIO 29

Vasca di aspirazione in c.a. 29

Struttura in acciaio 31

Unione bullonata resistente a taglio 34

Verifiche 36

- *Verifica dei bulloni* 36
- *Verifica a rifollamento delle squadrette* 37
- *Verifica al rifollamento del profilato* 37

LOGICA DI FUNZIONAMENTO DEGLI IMPIANTI 38

FASE REALIZZATIVA 39

APPENDICE 27

- EPANET 27
- BLOCCHI DI ANCORAGGIO 31

INTRODUZIONE

Gli interventi in oggetto sono rivolti alla realizzazione di infrastrutture volte a migliorare e potenziare la capacità irrigua degli impianti a servizio di ciascun distretto irriguo della fossa Calda (1^, 2^, 3^ e 4^) (figura 1), ubicati all'interno della zona di Venturina Terme, nel comune di Campiglia Marittima.
In particolare, le principali opere riguardano l'adeguamento e l'ampliamento delle due vasche di accumulo già presenti sul territorio, e di appartenenza dei primi due distretti irrigui, nonché la realizzazione di un nuovo invaso, prospiciente ad una vasca di laminazione di prossima realizzazione, nei pressi del fosso Corniaccia Nord, ed avente funzione di raccolta delle acque trattate in uscita dal depuratore di Campo alla Croce.
E' previsto inoltre il collegamento tramite condotte interrate dei bacini di irrigazione suddetti, al fine di garantire una sufficiente disponibilità di volume idrico in caso di necessità.
Contestualmente, potrà essere prevista la realizzazione di alcuni pozzi come supporto integrativo in caso di necessità delle vasche di accumulo.
Le suddette opere andranno a potenziare il reparto irriguo della zona, attualmente in gestione al **Consorzio 5 Toscana Costa**, in modo da garantire una maggiore disponibilità idrica all'interno del territorio servito dagli impianti.
Tali interventi, inoltre, permetteranno il riuso delle acque di depurazione, opportunamente trattate, evitando la dispersione a mare di tale risorsa.

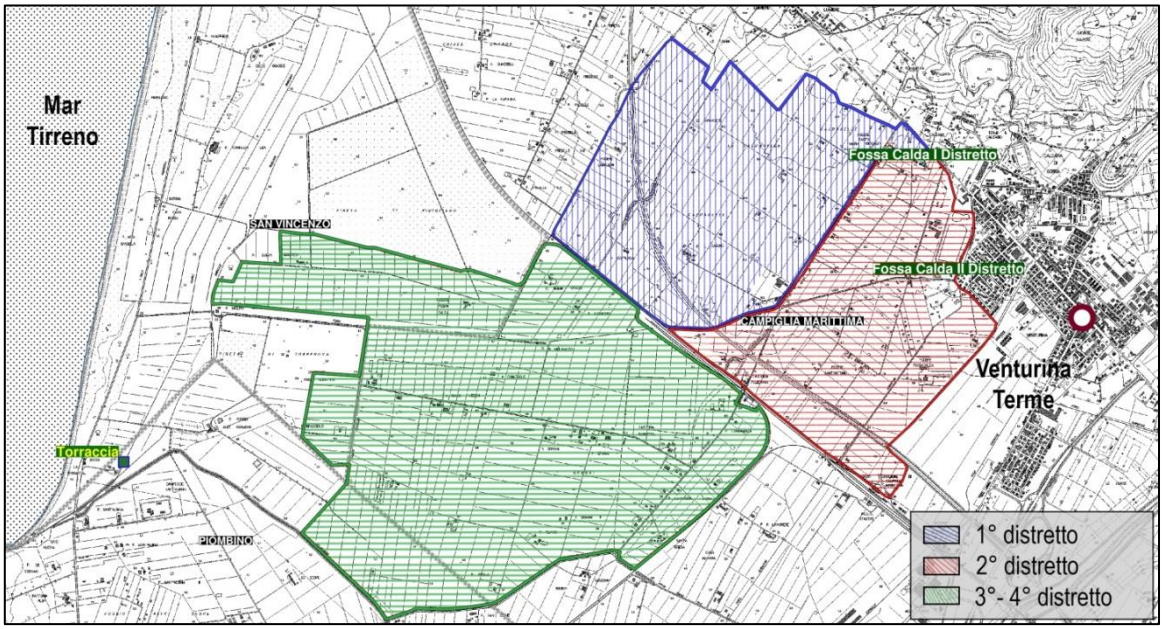


Figura 1 - Distretti oggetto degli interventi previsti

DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI

- **LOTTO 1**: *Collegamento idraulico delle vasche di accumulo esistenti*

Questo primo intervento prevede la realizzazione di un collegamento idraulico tra le vasche di accumulo poste a servizio di ciascun distretto irriguo, in modo da bilanciarne il loro apporto e garantire un servizio continuo di erogazione alle utenze (figura 2).

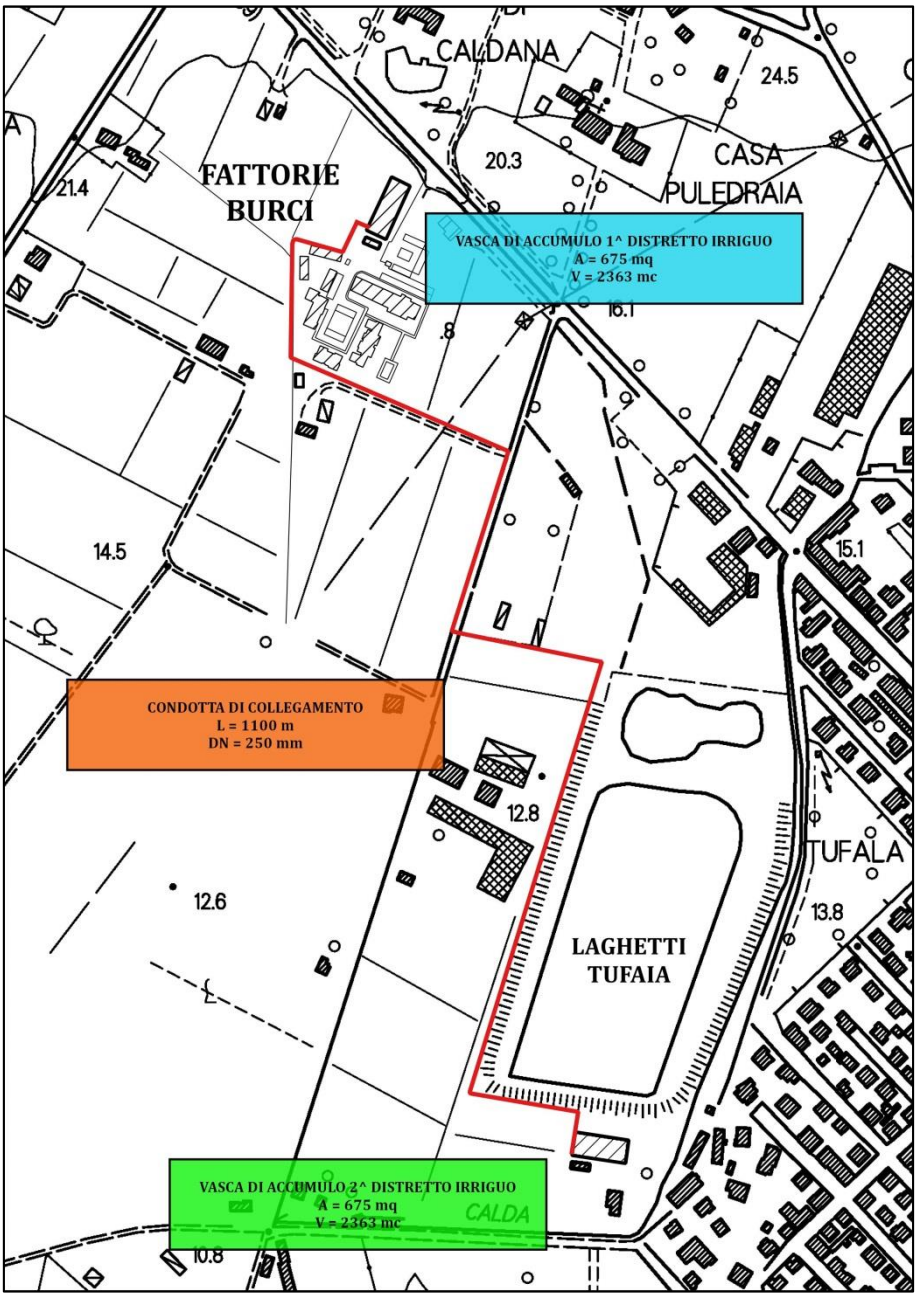


Figura 2 - Condotta di collegamento tra le vasche dei distretti irrigui

SEDE LEGALE:
Via degli Speziali, 17 – Loc. Venturina Terme
57021 Campiglia Marittima (LI)
Telefono: +39 0565 85761 Fax: +39 0565 857690
Sito web: www.cbtoscanacosta.it
C.F. 01779220498

DIMENSIONAMENTO DELLA CONDOTTA DI COLLEGAMENTO TRA LE VASCHE DEL 1^ E DEL 2^ DISTRETTO IRRIGUO

Risulta opportuno determinare un diametro tale da permettere il trasferimento di una parte del volume liquido contenuto all'interno di una vasca in direzione dell'altra e viceversa.
In particolare, lo studio viene svolto a partire dalla vasca maggiormente penalizzata dal punto di vista geodetico (vasca 2) in direzione dell'altra (vasca 1); una volta ottenuto un valore del suddetto diametro, impiegando ad esempio un criterio di massima economia, sarà poi possibile valutare un eventuale funzionamento a gravità della condotta, qualora questa debba trasferire il volume liquido dalla vasca a quota più elevata verso quella inferiore.

Premesso ciò, il dimensionamento ha avuto inizio con la scelta di una portata in linea con le esigenze da parte delle utenze e con la possibilità di trasferire il suddetto volume liquido in un determinato intervallo di tempo. Più precisamente, si è deciso di adottare il valore della portata massima sollevabile dalla medesima tipologia di pompe già presenti a servizio degli impianti, in modo da garantire una certa uniformità sotto l'aspetto manutentivo e della disponibilità dei pezzi di ricambio, così limitati ad un unico modello di pompa.
E' stato assunto pertanto un valore pari a circa 60 l/s, tramite il quale è stato possibile determinare il tempo necessario al trasferimento:

$$t = \frac{V}{Q \cdot 3600}$$

Si osservi che attualmente sono presenti due vasche di accumulo, una a servizio del 1^ distretto irriguo e una del 2^, aventi le medesime dimensioni (45x15x3.5 m, per un volume totale di circa 2500 mc). Nell'ipotesi di porsi nella condizione di peggiore funzionamento, ovvero che una vasca abbia raggiunto il livello massimo e l'altra il minimo, è stato deciso di destinare al trasferimento metà dell'intero volume (1200 mc) contenuto nella vasca avente massima risorsa idrica a disposizione in direzione di quella avente scarsità di acqua.
Dato che è prevista una costruzione futura di due nuove vasche di accumulo che andranno affiancare quelle già esistenti (lotto n.2: volume utile per ciascuna pari a 3500 mc), è necessario considerare questo aspetto nell'attuale fase di progettazione, onde evitare sottodimensionamenti dell'impianto.

Stato	**V**	**Q**		**t**
-	mc	mc/s	l/s	ore
Attuale	2500	0.06	60	11
Futuro	6000	0.06	60	28

Al fine di ottenere un valore del diametro della condotta sufficiente a permettere il transito del suddetto volume in funzione della portata stabilita, è possibile impiegare un criterio di massima economia, il quale permette di tener conto dei vari fattori di costo, minimizzandone la spesa.

Criterio di massima economia

All'aumentare del diametro cresce il costo della condotta, mentre per effetto della diminuzione delle perdite di carico, diminuisce la prevalenza dell'impianto di pompaggio e di conseguenza anche il costo annuo dell'energia necessaria per il sollevamento. Esiste dunque un valore del diametro in corrispondenza del quale risulta minima la somma del costo della condotta, riportato a base annua, e del costo annuo dell'energia necessaria al sollevamento.
Effettivamente sarebbe necessario includere il costo dell'impianto di sollevamento, che diminuisce all'aumentare del diametro della condotta, per la diminuzione della prevalenza e quindi della potenza delle pompe. Generalmente, però, si trascura per semplicità la variazione di tale costo, sia perché essa è di modesta entità rispetto alle variazioni dei primi due, sia perché in pratica risulta difficile commisurare esattamente la potenza dell'impianto a quella teoricamente necessaria, dal momento che occorre installare pompe esistenti in commercio.
Nell'ipotesi che la portata Q da sollevare sia costante, derivando, rispetto al diametro D, la somma del costo globale annuo dell'energia necessaria al sollevamento con il costo totale della condotta premente si ottiene un diametro teorico di massima economia:

$$D = \left(\frac{\mu \cdot 9.81 \cdot b \cdot T \cdot c_w}{r \cdot a \cdot \upsilon \cdot \eta} \cdot Q^3\right)^{\frac{1}{\upsilon+\mu}}$$

, dove:

- μ e b sono dei coefficienti dipendenti dal tipo di materiale della condotta, per i quali, dato che nel presente caso è stato deciso l'impiego di una condotta in polietilene, è possibile assumere i valori per condotte idraulicamente lisce (μ=4.80 e b=0.00092);
- T sono le ore di funzionamento effettivo dell'impianto in un anno (nel caso attuale è stata fatta l'ipotesi di un funzionamento nel periodo di massimo consumo irriguo da Maggio ad Agosto, 4 mesi, con un utilizzo continuato per tutti i giorni della settimana per 9 ore circa. $T = 4 \cdot 30 \cdot 5 = 600\ ore$);
- c_W rappresenta il costo unitario dell'energia ($c_W = 0.24$ €);
- r è il tasso complessivo annuo, comprendente il tasso di ammortamento, di interesse e di manutenzione compreso tra il 10 e il 16% ($r = 0.16$);
- a[1] è il costo per unità di lunghezza di una tubazione avente diametro pari ad 1 metro e costituita da un determinato materiale ($a = 860$ €);

[1] I coefficienti a e v sono stati ricavati per via analitica tramite una regressione di potenza tra i costi ed i relativi diametri.

- v^1 è un coefficiente dipendente dal tipo di materiale e variabile solitamente tra 1 e 2 ($\upsilon = 1.99$);
- η rappresenta il rendimento complessivo della pompa, costituito dal prodotto di tre rendimenti parziali: rendimento idraulico η_I (0.8 – 0.9), rendimento meccanico η_M (0.9 – 0.95) e rendimento volumetrico η_V (0.88 – 0.95), (nel presente caso è stato assunto η=0.83).

μ	**b**	**T**	**c_W**	**r**	**a**	**η**	**ν**	**Q**	**D**
-	-	ore	€	-	€	-	-	mc/s	mm
4.80	0.00092	600	0.24	0.16	860	0.83	1.99	0.06	170

La soluzione di progetto fornisce risultati da definirsi teorici, in quanto il diametro ottenuto dall'applicazione dell'equazione non è in commercio; è pertanto necessario passare dalla soluzione teorica ad una che preveda l'impiego di diametri commerciali.

Per motivi tecnico – pratici, si è deciso di impiegare una tubatura in polietilene *PE100*, classe *SDR* 17, e al fine di contenere le perdite di carico è stato assunto un diametro nominale *DN* pari a 250 mm.

Di seguito viene riportata la tabella contenente le caratteristiche della tubazione scelta:

PE 100 (SDR 17)	**DN**	**e_N**	**D_{INT}**	**c**	**p_N**	**E**	**v**	**$J=s^3/12$**
	mm	mm	mm	€/m	bar	N/mm^2	-	mm^4/mm
	250	14.8	202.4	53.14	10	900	1.5	270.14

Prima di procedere nei calcoli con il nuovo diametro commerciale, è opportuno verificare che la velocità in condotta sia contenuta tra gli 0.5 e i 2 m/s: il limite inferiore ha lo scopo di evitare la formazione di incrostazioni all'interno del tubo ed impedire il deposito di solidi sospesi, mentre il limite superiore, specie nelle condotte a sollevamento meccanico, è dovuto per prevenire le sovrappressioni da colpo di ariete, le sollecitazioni nei giunti e nei punti singolari (cambi di direzione, riduzioni, diramazioni, valvole, …).

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

Q	**D**	**v**
mc/s	m	m/s
0.06	0.2204	1.57

Come è possibile osservare, il valore della velocità è contenuto all'interno dell'intervallo ammesso, pertanto risulta accettabile.

Perdite di carico

In una data tubazione si verifica nel tempo un aumento non trascurabile delle perdite di carico, a parità di portata e di caratteristiche del fluido trasportato. Tale aumento dipende dall'alterazione cui va incontro la parete interna del tubo durante il servizio, dipendente dalle caratteristiche dal liquido trasportato e dal materiale del tubo stesso.

- Distribuite

La formula generica per il calcolo delle perdite distribuite di carico totale nelle condotte in pressione è quella di **Darcy – Weisbach**:

$$J = \frac{8 \cdot \lambda \cdot Q^2}{\pi^2 \cdot g \cdot D^5}$$

, in cui λ rappresenta un coefficiente adimensionale di attrito, dipendente dal numero di Reynolds *Re*.

La determinazione del coefficiente adimensionale di attrito λ, nel caso di condotte in materiali plastici, da ritenersi idraulicamente lisce, è possibile attraverso l'applicazione della formula di **Nikuradse**:

$$\lambda = 0.0032 + .221 \cdot Re^{-0.237}$$

$$Re = \frac{v \cdot D}{\upsilon}$$

, dove:

- *Re* rappresenta il numero di Reynolds, identificativo dello stato di moto delle acque;
- *v* è la velocità in condotta espressa in m/s;
- *D* è il diametro interno espresso in mm;
- ν è la viscosità cinematica, che per un'acqua pulita a 35°C risulta pari a $\upsilon = 7.2 \cdot 10^{-7}$, espressa in m^2/s.

Le perdite di carico distribuite ΔH_D hanno pertanto il seguente valore:

$$\Delta H_D = J \cdot \sum L$$

λ	Q	∑L	D	ΔH_D
-	mc/s	m	m	m
0.0131	0.06	1100	0.2204	8.25

- <u>Concentrate</u>

Tali perdite sono dovute a discontinuità ed a rapidi cambiamenti delle caratteristiche di deflusso di una corrente. Esse si verificano in corrispondenza di singolarità o resistenze localizzate, quali gomiti e curve, giunti di collegamento, biforcazioni e diramazioni, …
In generale in corrispondenza di una qualsiasi singolarità, verificandosi un intenso mescolamento del liquido defluente, si ha un'alterazione del regime uniforme all'interno delle condotte in pressione con variazione della distribuzione della velocità e aumento della turbolenza.

Queste perdite vengono espresse in funzione dell'altezza cinetica della corrente:

$$\Delta H_c = \xi_i \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g}$$

, dove ξ rappresenta un coefficiente dipendente dalla geometria della singolarità e quindi da tutta una serie di parametri caratteristici dipendenti dalla singolarità stessa.

Per il presente dimensionamento sono stati assunti i seguenti valori di tale coefficiente:

Tipo di singolarità	n.	ξ	v	ΔH_C
-	-	-	m/s	m
Imbocco	1	0.5	1.57	0.050
Sbocco	1	1		0.010
Curva a 90°	8	0.9		7.2
Curva a 45°	1	0.5		0.050
Valvola a saracinesca	2	0.2		0.4
	Perdite concentrate totali			1.25

Pertanto le perdite totali complessive da superare, tenendo conto di una prevalenza geodetica H_G pari a 4,70 m, affinché la portata riesca ad arrivare da una vasca all'altra, risultano pari a:

$$\boxed{\Delta H = H_G + \Delta H_D + \Delta H_C = 14.2\ m}$$

Scelta del tipo di pompa da adottare

Osservando l'intero ammontare delle perdite di carico, concentrate e distribuite, presenti sull'intera condotta (9.5 m), è possibile rendersi immediatamente conto del fatto che il dislivello geodetico tra le due vasche (circa 5 m) risulta insufficiente a garantire il funzionamento a gravità della tubazione, e ciò comporta la necessità di installare un impianto di sollevamento anche per il trasferimento del volume liquido dalla vasca del primo distretto irriguo a quella del secondo.
Per motivi di praticità gestionale e manutentiva, nonché di carattere economico, è preferibile prevedere l'impiego di pompe aventi le medesime caratteristiche. In particolare, nella scelta del tipo di pompa da utilizzare è stata data la precedenza a quella da collocare a servizio della vasca situata a livello inferiore (vasca 2), la quale oltre alle perdite di carico viste dovrà vincere la prevalenza geodetica, anche se di modesta entità.
Una prima indicazione può essere fornita da un apposito diagramma (figura), il quale sulla base delle principali caratteristiche (portata e prevalenza) individua una classe di pompe che meglio si adatta alle esigenze dell'impianto.
Si osservi come per una portata di 3600 l/min ed una prevalenza di circa 14 m sia stata individuata la classe di pompe centrifughe a flusso radiale aventi una potenza teorica compresa tra i 10 e i 20 kW.

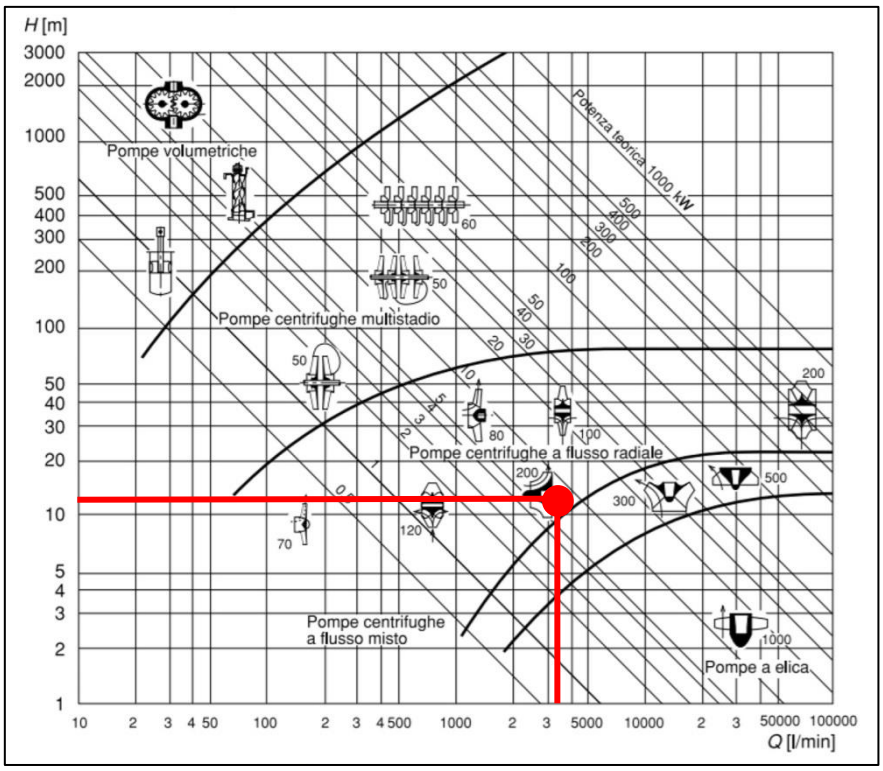


Figura 3 – Diagramma per la scelta di una pompa in funzione della portata e della prevalenza

La pompa che meglio si adatta agli scopi dell'attuale progettazione è un modello ad asse verticale, dotato di motore elettrico montato direttamente sul corpo pompa, ed in grado di sollevare, in condizioni ottimali, una portata di circa 60 l/s per una prevalenza di 22 m.
Disponendo dei dati di portata e prevalenza è stato inoltre possibile, mediante interpolazione polinomiale di secondo grado, ottenere l'equazione relativa alla curva caratteristica interna (specifica per ciascuna pompa), necessaria all'individuazione del punto di funzionamento ottimale, dato dall'intersezione della stessa con la curva caratteristica esterna o di impianto, funzione della prevalenza geodetica e delle perdite di carico presenti lungo il percorso della tubazione.

Tensione [V]	400	Frequenza [Hz]	50	Portata [m3/h]	216
Potenza [kW]	18.5	n. poli	6	Prevalenza [m]	20

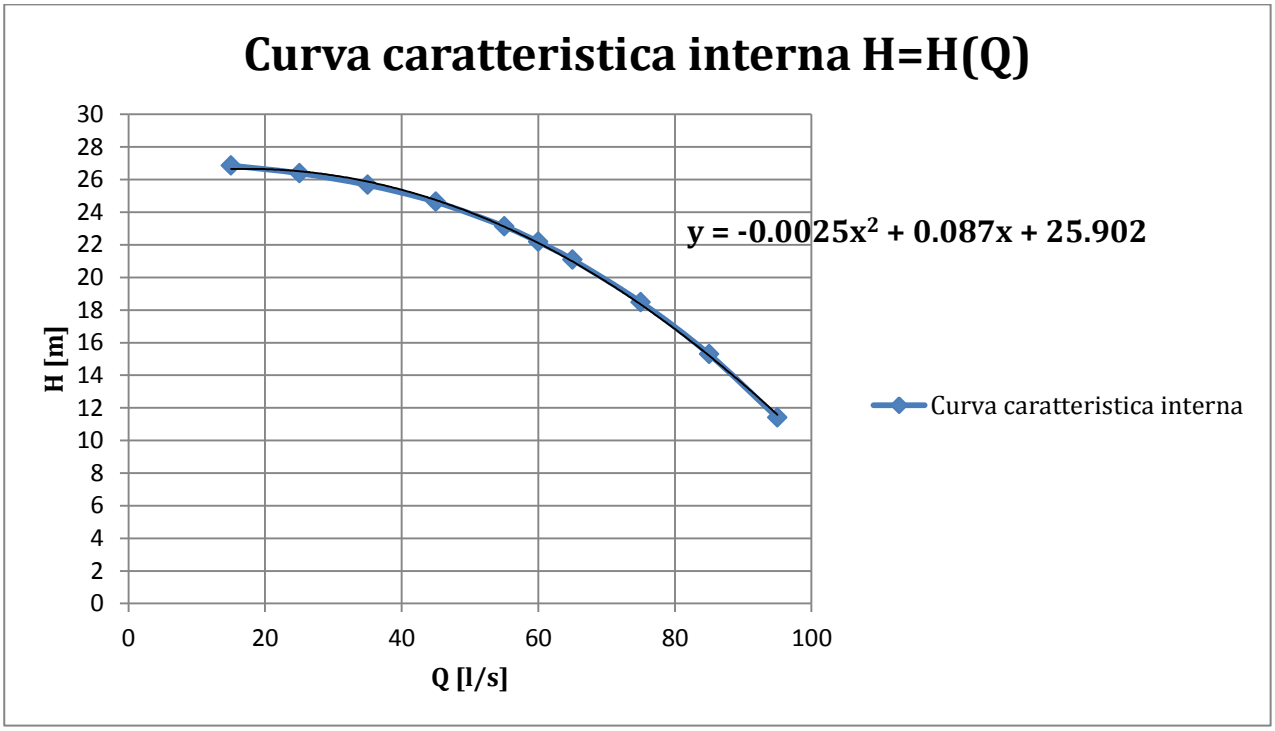


Figura 4 – Curva caratteristica interna portata Q prevalenza H della pompa scelta

EPANET

EPANET è un programma di modellazione delle reti in pressione sviluppato nel 1993 dall' *U.S. Environmental Protection Agency (EPA), Water Supply and Water Resources Division*, il quale permette di effettuare simulazioni in condizioni stazionarie o sul lungo periodo, tenendo conto delle condizioni idrauliche e di qualità delle acque all'interno di una rete, la quale risulta costituita da tubi, nodi, pompe, valvole, serbatoi di accumulo e riserve idriche.
La modellazione fornisce anche informazioni riguardo alla portata nelle condotte, alla pressione nei nodi, alla propagazione di un contaminante, alla concentrazione di cloro, all'età dell'acqua e a qualsiasi analisi alternativa. È possibile, inoltre, calcolare l'energia necessaria al pompaggio ed il relativo costo, e a modellare diversi tipi di valvola (*shut – off*, regolatrice di pressione, di controllo della portata, …).

- *QEPANET*

E' un plug-in implementato dall'Università di Trento – *DICAM* (Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e Meccanica), il quale permette l'interazione tra i software QGIS ed EPANET per la simulazione del funzionamento delle reti in pressione in ambiente georeferenziato, consentendo il tracciamento della rete, con conseguente determinazione dell'elevazione dei nodi tramite un DTM/DEM e visualizzazione dei risultati sia in forma grafica che tabellare.

Il software consente di condurre la verifica di una rete in pressione, determinando i valori di portata, velocità in condotta e piezometriche in ciascun nodo.
In particolare, è stato impiegato per verificare la scelta del diametro ottenuto tramite il criterio di massima economia.
Si precisa, come già fatto notare in precedenza, che non essendo possibile realizzare un collegamento a gravità in nessuna delle due direzioni di trasferimento del volume liquido, è stato dunque necessario effettuare due simulazioni avente durata pari ad 1 ora: la prima ponendo una pompa, aventi determinate caratteristiche, in prossimità della vasca del 2^ distretto irriguo (maggiormente penalizzata a causa della prevalenza geodetica), mentre la seconda ubicando la pompa nelle vicinanze della vasca del 1^ distretto.
Dall'osservazione dei risultati ottenuti, e riportati in appendice, è possibile notare come la portata di calcolo sia prossima al valore impiegato nelle fasi iniziali della progettazione per entrambe le situazioni descritte; pertanto il dimensionamento può ritenersi ottimale.

CALCOLI STATICI DELLE TUBAZIONI

I calcoli statici delle tubazioni delle reti in pressione consistono nella determinazione della tensione di trazione dovuta alla pressione interna di esercizio p_E e le caratteristiche della sollecitazione dovute a tutte le azioni esterne, quali il peso proprio, il peso del terreno di rinterro, i sovraccarichi esterni, statici e dinamici, le variazioni termiche, le spinte dovute alla eventuale presenza delle acque di falda, ecc…

- Azioni sulle tubazioni interrate

Un tubo interrato manifesta un comportamento diverso nei confronti delle azioni esterne e dello stato di sollecitazione che queste instaurano, a seconda della loro deformabilità rapportata a quella del terreno circostante.
Infatti, le azioni esterne producono deformazioni della tubazione, la cui entità dipende dalla rigidezza della tubazione stessa; tali deformazioni sono contrastate dal terreno circostante in misura tanto maggiore quanto più elevate sono le deformazioni stesse e quanto maggiore è la rigidezza del terreno. Pertanto, ai fini della valutazione delle azioni e dello stato di sollecitazione del tubo, è necessario considerare il sistema tubo – terreno nel suo complesso.
Per una condotta interrata, le azioni verticali agenti (peso del terreno di ricoprimento, peso proprio, eventuali sovraccarichi) tendono ad ovalizzare la tubazione stessa e le deformazioni orizzontali vengono contrastate dalla reazione del terreno circostante; il comportamento statico delle tubazioni è tanto migliore quanto più elevate risultano le reazioni del terreno che si oppongono alle suddette deformazioni orizzontali.

La tipologia di condotta scelta per il presente dimensionamento (polietilene *PE100*) appartiene alla categoria delle tubazioni **flessibili**, nelle quali, prima della rottura, si verificano deformazioni molto elevate, in grado di generare intense reazioni laterali del terreno, le quali contribuiscono in maniera significativa alla resistenza del tubo stesso.

1. Azioni dovute al terreno di ricoprimento

Le azioni dovute al terreno di ricoprimento è differente a seconda delle condizioni di posa della tubazione (trincea stretta, larga o con rinterro indefinito) e seconda che questa sia flessibile o possa essere considerata indeformabile.

Condizioni di posa in trincea stretta

$$H \geq 1.5B \; per \; B \leq 2D \qquad (1)$$

$$H \geq 3.5B \; per \; 2D < B < 3D \qquad (2)$$

, dove:

- *H* rappresenta l'altezza di ricoprimento a partire dalla generatrice superiore del tubo;
- *B* rappresenta la larghezza della trincea in corrispondenza della suddetta generatrice;
- *D* rappresenta il diametro esterno della tubazione.

La larghezza della trincea B è stata determinata come segue:

$$B = D + 0.5 \; per \; D \leq 400 \; mm$$
$$B = 2D \; per \; D > 500 \; mm$$

Nella presente progettazione sono stati assunti i dati riportati nella tabella sottostante:

D_E	B	H
m	m	m
0.25	0.75	0.65

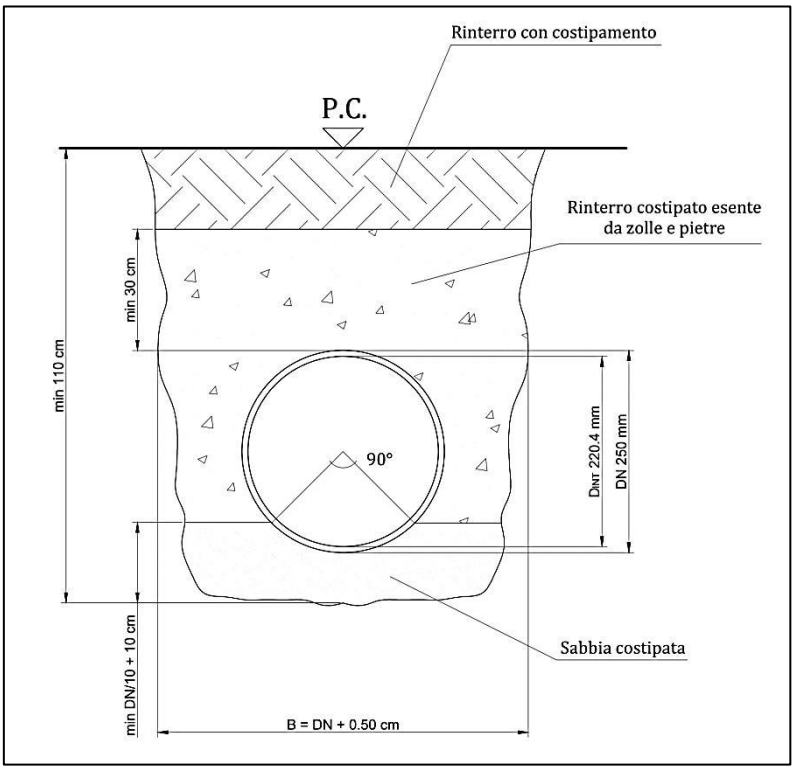


Figura 5 – Sezione tipo di una condotta posata in trincea

È possibile osservare che il valore della larghezza B al di sopra della generatrice ha imposto l'appartenenza alla seconda condizione di posa in trincea stretta, ma l'altezza di ricoprimento è risultata insufficiente per rispettarla; pertanto la posa risulta in trincea larga. In tal caso non esiste differenza di comportamento tra i tubi rigidi e quelli flessibili.

Per la valutazione dell'azione verticale del terreno di ricoprimento è stata dunque impiegata la seguente relazione:

$$P_V = c \cdot \gamma_T \cdot D^2$$

,dove:

- $c = \frac{1-e^{-2 \cdot K_a \cdot tg\varphi' \cdot H/B}}{2 \cdot K_a \cdot tg\varphi'}$ rappresenta un coefficiente specifico, in cui $K_a = tg^2(\frac{\pi-\varphi}{2})$ è il coefficiente di spinta attiva del terreno, φ' è l'angolo di attrito tra il terreno di rinterro e quello indisturbato (in genere tgφ' ≃ tgφ, il quale rappresenta il coefficiente di attrito del terreno indisturbato che risulta maggiore rispetto all'altro);
- γ_T rappresenta il peso specifico del terreno di rinterro;
- D rappresenta il diametro esterno del tubo.

φ'	γ_T	D	K_a	c	P_V
-	N/m³	m	-	-	N/m
14	18000	0.25	1.734	1	1125

2. Azioni dovute ai sovraccarichi verticali mobili concentrati

Considerando che la tubazione verrà interrata, per alcuni tratti, lungo strade rurali, è stato assunto un convoglio tipo costituito da due assi (LT), il quale meglio rappresenta l'eventuale passaggio al di sopra della condotta di un trattore agricolo.
La relazione per computare la pressione totale agente alla quota z della generatrice superiore della tubazione è stata reperita da apposita letteratura tecnica:

$$p_Z = 0.8743 \cdot \frac{P_a}{z^{1.5194}}$$

,dove:

- z rappresenta la profondità di installazione della condotta;
- P_a rappresenta il sovraccarico della ruota anteriore.

Il carico complessivo, uniformemente distribuito, agente su una tubazione di lunghezza pari ad 1 metro è dato dal prodotto di p_Z per il diametro eterno del tubo.

P_a		z	p_Z	D_E	P_{VZ}
kgf	ton	m	N/m²	m	N/m
2000	1.968	0.625	35019.55	0.25	8754.89

3. Azioni dovute ai sovraccarichi verticali mobili distribuiti

Un sovraccarico mobile distribuito, dovuto ad esempio al transito al di sopra della condotta di un mezzo cingolato, determina una pressione p_Z alla quota Z della generatrice superiore del tubo che può essere determinata tramite la seguente equazione:

$$P'_{VZ} = C_d \cdot p \cdot D_E \cdot \varphi$$

,dove:

- C_d rappresenta un coefficiente di sovraccarico ottenuto per via grafica in funzione del rapporto l/2z e A/2z, in cui l rappresenta la lunghezza di tubazione interessata dal carico $l = 2 \cdot z \cdot tg\alpha$ (α è l'angolo formato dal lato inclinato del tronco di piramide, di diffusione del carico, rispetto alla verticale, ed è dipendente dal tipo di terreno, anche se può essere assunto in prima approssimazione pari a 45°)
- p rappresenta l'intensità del carico mobile distribuito;
- $\varphi = 1 + \frac{0.3}{H}$ rappresenta un fattore dinamico specifico per sovraccarichi stradali;
- D_E rappresenta il diametro esterno del tubo.

Per la stima dell'intensità del carico mobile distribuito p, è stato ipotizzato il transito di un mezzo cingolato dal peso complessivo pari a 20 tonnellate, applicato nel suo baricentro, e ripartito uniformemente dai cingoli sul terreno. Sempre per ipotesi è stata assunta un'area di impronta di ciascun cingolo, di forma rettangolare, avente valore pari a 500x4000 mm².

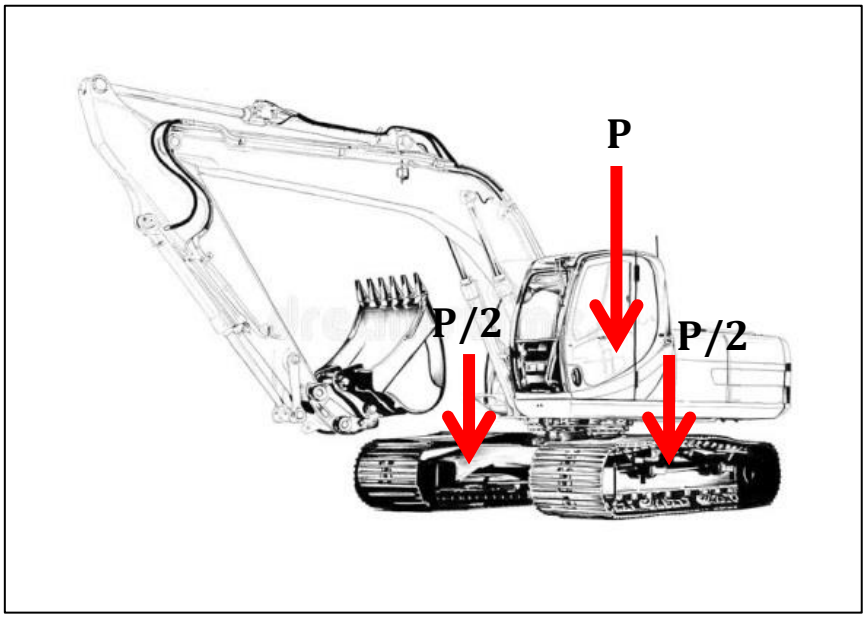


Figura 6 – Schema di ripartizione del peso complessivo di un mezzo cingolato sui due cingoli

Da qui è immediato dedurne il valore:

$$p = \frac{P/2}{A}$$

Nella tabella sottostante si riportano i valori dei parametri impiegati ai fini del calcolo:

P	**a**	**b**	**A**	**p**	**α**	**l/2z**	**D_E/2z**	**C_d**	**φ**	P'_{VZ}
ton	m	m	m^2	kN/m^2	deg	-	-	-	-	kN/m
20	0.50	4.00	2	50	45	1	0.2	0.2	1.48	3.70

4. Azioni dovute al peso proprio della tubazione e dell'acqua in essa contenuta

Le azioni dovute al peso proprio della tubazione e dell'acqua in essa contenuta sono in genere molto limitate, pertanto nella presente progettazione è stato deciso di trascurarle.

VERIFICHE

Nei seguenti paragrafi vengono riportate le verifiche eseguite sulle tubazioni volte a scongiurare l'insorgere di problematiche durante l'esercizio.

- *Verifica alle massime tensioni ammissibili*

Questa tipologia di verifica consiste, una volta determinate tutte le sollecitazioni dovute alle forze esterne, nel calcolare il momento flettente M, lo sforzo di taglio T e lo sforzo normale N in tutte le sezioni della tubazione, e più in particolare nella sezione più bassa di appoggio (sezioni verticali estreme) e nelle due sezioni orizzontali mediane, le quali sono quelle che risultano maggiormente soggette alle sollecitazioni. In genere le tensioni nel materiale generate dallo sforzo normale e di taglio sono trascurabili nei confronti di quelle dovute al momento flettente. È da osservare che i momenti flettenti sono considerati positivi quando generano sforzi di trazione sulle fibre interne.

Le verifiche di sicurezza vanno eseguite considerando la presenza di carichi esterni fissi e mobili, quando la tubazione si trova in una delle seguenti condizioni:

- tubazione vuota;
- tubazione piena non in pressione (condizione che si verifica durante la fase di riempimento o svuotamento);
- tubazione piena con pressione di esercizio p_E.

Quest'ultima è la condizione che risulta più critica: infatti rispetto alle prime due, in essa la massima tensione di trazione nel materiale risulta sempre notevolmente maggiore.

Secondo quanto previsto dal **D.M. 12/12/1985**, la verifica consiste nel determinare lo sforzo massimo di trazione σ presente in uno o due punti della condotta, e dopodiché sarà possibile risalire alla pressione equivalente p_0, dovuta a tutte le azioni esterne, la quale sommata alla pressione di esercizio p_E, fornisce la pressione nominale p_N. Tale valore deve essere inferiore a quello della pressione nominale di fabbrica del tubo.

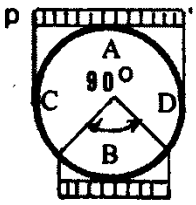
$$\boldsymbol{p_{N(Calcolato)} = p_0 + p_E \leq p_{N(Fabbrica)}}$$

La Normativa specifica definisce:

- pressione di esercizio $\boldsymbol{p_E}$, come il massimo valore della pressione interna che può verificarsi in asse alla tubazione per il più gravoso funzionamento idraulico del sistema, comprese le eventuali sovrappressioni che si manifestano durante i fenomeni transitori.
- pressione equivalente $\boldsymbol{p_0}$, come la pressione interna che conferisce al tubo tensioni di trazione pari alla tensione massima.

La verifica ha inizio con il calcolo dei momenti flettenti dovuti alle varie forze esterne, nei suddetti punti critici della sezione trasversale del tubo, le cui equazioni sono state reperite da apposita tabella.

- <u>Momento flettente dovuto alle pressioni verticali *p* e alle relative reazioni del terreno</u>



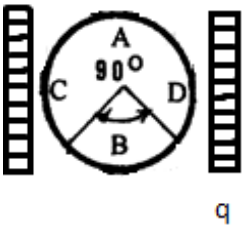
$$M_A = 0{,}274\ p\ r^2$$
$$M_{CD} = -\ 0{,}280\ p\ r^2$$
$$M_B = 0{,}314\ p\ r^2$$

, dove:

- $p = \frac{P_v + P_s}{l}$ rappresenta il totale delle pressioni verticali per unità di superficie, in cui $l = \frac{D_E}{\sqrt{2}}$ è la lunghezza della corda che sottende un angolo al centro di 90°;
- *r* rappresenta il raggio interno del tubo.

P_v+P_s	D_E	l	p	r	M_A	M_{C-D}	M_B
N/m	m	m	N/m²	m	N·m	N·m	N·m
10986.50	0.25	0.1767	62176	0.1102	206.89	-211.42	273.09

- <u>Momento flettente dovuto alle pressioni orizzontali q</u>



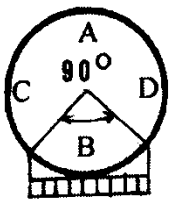
$M_A = -0.192qr^2$
$M_{CD} = 0.211qr^2$
$M_B = -0.192qr^2$

, dove:

- $q = \frac{p}{1.07+13.70\cdot\frac{EJ}{KR^4}}$ rappresenta la reazione laterale orizzontale intorno alla tubazione; in particolare, nel presente caso, avendo impiegato una tubazione flessibile, il termine $13.7 \cdot \frac{EJ}{KR^4}$ è risultato estremamente modesto e perciò trascurabile (pertanto $q \sim 0.93p$).

p	**q**	**r**	**M_A**	**$M_{C\text{-}D}$**	**M_B**
N/m²	N/m²	m	N·m	N·m	N·m
62176	57823.70	0.1102	-176.26	192.40	-176.26

- Momento flettente dovuto al peso proprio della tubazione



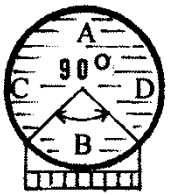
$M_A = 0{,}42\ p_p\ r^2$
$M_{CD} = -\ 0{,}485\ p_p\ r^2$
$M_B = 0{,}64\ p_p\ r^2$

, dove:

- $p_p = \gamma_{PE100} \cdot s$ rappresenta il peso unitario della parete del tubo, con γ_{PE100} peso specifico del polietilene ad alta densità ed s spessore del tubo.

γ_{PE100}	**s**	**p_p**	**r**	**M_A**	**$M_{C\text{-}D}$**	**M_B**
N/m³	mm	N/m²	m	N·m	N·m	N·m
9319.50	14.8	137.93	0.1102	0.70	-0.80	1.07

- Momento flettente dovuto al peso dell'acqua contenuto nel tubo



$$M_A = 0{,}21\gamma_a\, r^3$$
$$M_{CD} = -\,0{,}242\,\gamma_a\, r^3$$
$$M_B = 0{,}32\,\gamma_a\, r^3$$

, dove:

- γ_A rappresenta il peso specifico dell'acqua defluente in condotta.

γ_A	s	p_p	r	M_A	$M_{C\text{-}D}$	M_B
N/m³	mm	N/m²	m	N·m	N·m	N·m
9810	14.8	137.93	0.1102	2.75	-3.18	4.20

Nella tabella seguente vengono riepilogati i vari momenti flettenti calcolati per ciascun punto della sezione del tubo:

Sezione	M_T	M_Q	M_P	M_A	M_{TOT}	σ_{Tmax}	p_0
-	N·m	N·m	N·m	N·m	N·m	N/cm²	bar
A	206.89	-176.26	0.70	2.75	34.08		
C-D	-211.42	192.40	-0.80	-3.18	-23.00		
B	237.09	-176.26	1.07	4.20	66.10	181.10	2.43

Per la determinazione della massima tensione di trazione σ, il maggiore dei valori del momento flettente totale è stato diviso per il modulo di resistenza W della parete del tubo, relativo ad una larghezza di 1 metro in senso longitudinale:

$$W = \frac{s^2}{6} \cdot 100 = \frac{1.48^2}{6} \cdot 100 = 36.50\ cm^3$$

È da osservare che le tensioni sono di trazione nella fibra interna e di compressione nella fibra esterna, quando i momenti sono di segno positivo e viceversa quando i momenti sono di segno negativo.

Applicando la formula di **Mariotte**, è stato possibile ricavare il valore della pressione equivalente p_0,

$$p_0 = \frac{2 \cdot \sigma \cdot s}{D_{int}}$$

,assumendo una pressione di esercizio p_E , e tenendo conto delle eventuali sovrappressioni Δp che si manifestano durante i fenomeni transitori

$$p_E = 3\ bar$$

la pressione nominale p_N calcolata avrà il seguente valore da confrontare con quello di fabbrica del tubo.

$$p_N = p_0 + p_E = 2.45 + 3 = 5.45\ bar$$

In conclusione:

$$\boldsymbol{p_{N_{Calcolata}}}(= 5.45\ bar)\ \leq\ \boldsymbol{p_{N_{Fabbrica}}}(= 10\ bar)$$

Pertanto la verifica alle tensioni ammissibili è da ritenersi soddisfatta.

- *Verifica alle massime deformazioni (verifica all'ovalizzazione della tubazione)*

Questa verifica risulta di fondamentale importanza per le tubazioni interrate di tipo flessibile, in quanto talvolta le massime deformazioni possono risultare le più critiche.
L'esigenza di limitare le deformazioni scaturisce dal fatto che queste, qualora oltrepassino certi limiti, possono dar luogo ad una riduzione non trascurabile della portata liquida, alterando lo stato di sollecitazione, con l'insorgere di tensioni superiori a quelle calcolate.
In genere l'accorciamento del diametro verticale e l'allungamento del diametro orizzontale differiscono molto poco tra loro, per cui ai fini della verifica risulta sufficiente controllare il valore di quest'ultimo.
La procedura di verifica consiste nel determinare la massima deformazione orizzontale, determinata in questo caso tramite la formula di **Spangler**, e confrontarla con le riduzioni percentuali del diametro esterno, nel breve e nel lungo periodo.
La formula di **Spangler**, riportata in seguito, si basa sull'ipotesi che i carichi verticali permanenti ed i sovraccarichi diano luogo a pressioni verticali in sommità e alla base del tubo uniformemente distribuite sull'intero diametro orizzontale e che le reazioni orizzontali agiscano con andamento parabolico sulle corde verticali che sottendono angoli al centro di 100°:

$$\Delta_{x2} = \frac{K_s \cdot (f_r \cdot P_v + P_s)}{\frac{EJ}{R^3} + 0.061 \cdot E_s}$$

, dove:

- K_s rappresenta il coefficiente di appoggio, dipendente dalle condizioni di posa del tubo;
- f_r rappresenta il fattore di ritardo d'inflessione, che tiene conto dell'assestamento del terreno nel tempo;
- P_v rappresenta il carico verticale permanente agente sulla tubazione per unità di lunghezza;
- P_s rappresenta il sovraccarico agente sulla tubazione per unità di lunghezza;
- R_m rappresenta il raggio medio del tubo;
- E rappresenta il modulo elastico (Young) del tubo;
- E_s rappresenta il modulo elastico (Young) del terreno;
- $J = {s^3}/{12}$ rappresenta il momento di inerzia di un tronco di tubo di lunghezza unitaria.

K_s	f_r	P_v	P_s	E	J	R_m	E_s	Δ_{x2}
-	-	N/mm	N/mm	N/mm²	mm⁴/mm	m	N/mm²	mm
0.103	1.20	1.125	9.86	900	$2.7 \cdot 10^{-3}$	0.1176	28	3.60

Il valore della massima deformazione orizzontale è stato confrontato con i seguenti valori per il breve ed il lungo termine rispettivamente:

$$\Delta_{x2}(= 3.60mm) < \mathbf{0.05} \cdot \boldsymbol{D_E}(= 12.5\ mm)\ Breve\ termine$$

$$\Delta_{x2}(= 3.60mm) < \mathbf{0.08} \cdot \boldsymbol{D_E}(= 20\ mm)\ Lungo\ termine$$

Anche la verifica alle massime deformazioni può ritenersi soddisfatta.

- *Verifica all'instabilità elastica per depressione interna*

Questa verifica tiene conto del fatto che una tubazione può essere soggetta ad una differenza di pressione Δp, quando la pressione esterna risulta maggiore di quella interna, tali da generare sforzi di compressione che tendono ad instabilizzarla.

Per la verifica alla depressione interna nelle tubazioni interrate è necessario che le sollecitazioni in gioco, interne ed esterne, diano luogo ad un coefficiente di sicurezza pari a 2.5 nelle verifiche a breve termine, e pari a 2 in quelle a lungo termine, nel rispetto della seguente equazione:

$$\frac{\Delta_p \cdot D_E}{2 \cdot s} + \frac{P_v + P_s}{2 \cdot s} \leq \frac{\sigma_{CR}}{\nu_s}$$

, dove:

- $\Delta_p = p_E - p_I$ rappresenta la differenza di pressione;
- D_E rappresenta il diametro esterno del tubo;
- s rappresenta lo spessore del tubo;
- P_v rappresenta il carico verticale permanente agente sulla tubazione per unità di lunghezza;
- P_s rappresenta il sovraccarico agente sulla tubazione per unità di lunghezza;
- $\sigma_{cr} = \frac{p'_{cr} \cdot D_E}{2 \cdot s}$ rappresenta la tensione di compressione critica, ricavabile dalla formula di **Mariotte**, in cui dalla formula di **Timoshenko**:

  $$p'_{cr} = \sigma_E \cdot \frac{s}{D} + \left(1 + 1.5 \cdot \frac{\Delta D}{s}\right) \cdot \frac{p_{cr}}{2} - \left\{\left[\sigma_E \cdot \frac{s}{D} + \left(1 + 1.5 \cdot \frac{\Delta D}{s}\right) \cdot \frac{p_{cr}}{2}\right]^2 - 2 \cdot \sigma_E \cdot \frac{s}{D} \cdot p_{cr}\right\}^{0.5},$$

  con $\Delta D = \Delta_{x2} = \frac{2}{K} \cdot \frac{p_{cr}}{1.07 + 13.7 \cdot \frac{EJ}{KR^4}}$ (***Spangler***) che rappresenta la massima deformazione orizzontale e $p_{cr} = \frac{2 \cdot E}{(1 - \nu^2)} \cdot \left(\frac{s}{D_m}\right)^3$ (***Eulero***) che rappresenta invece la pressione critica.

E	D_m	ν	σ_E	p_{cr}	K	J	ΔD	p'_{cr}	σ_{cr}	Δp	P_v+P_s	ν_s
N/mm²	mm	-	N/mm²	N/mm²	-	mm⁴/mm	mm	N/mm²	N/mm²	N/mm²	N/mm	-
900	235.20	0.40	24	0.53	0.103	270.14	8	0.46	3.885	0.0785	10.98	3.75

È possibile osservare che il coefficiente di sicurezza ν_s, pari a 3.75 risulta superiore a 2.5 per il breve termine e a 2 per il lungo termine, pertanto anche questa verifica si può ritenere soddisfatta.

DIMENSIONAMENTO DEI BLOCCHI DI ANCORAGGIO PER CURVE SUL PIANO ORIZZONTALE

I blocchi di ancoraggio hanno lo scopo di assorbire le azioni trasmesse dal fluido alle condotte in pressione nei punti singolari (curve, estremità, diramazioni, variazioni di diametro, …) e di distribuirle in modo opportuno sul terreno circostante.
In particolare, per le tubazioni posate in trincea, le sollecitazioni vengono ripartite dal blocco sul fondo e su una delle pareti dello scavo.

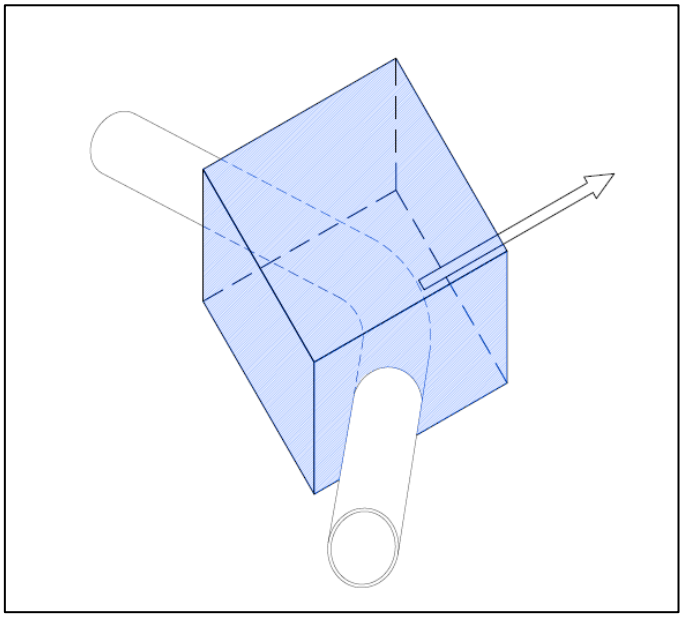


Figura 7 – Particolare di un blocco di ancoraggio

Per la determinazione delle suddette sollecitazioni, che nascono in corrispondenza di singolarità della tubazione, è stata impiegata l'equazione di equilibro globale applicata ad un volume liquido racchiuso all'interno di una superficie chiusa, che nel caso di un fluido incomprimibile soggetto alla sola forza di gravità, diviene:

$$G + I + \Pi + \mathrm{M} = 0$$

, dove:

- G rappresenta la risultante delle forze di massa;
- I rappresenta la risultante delle forze di inerzia locali;
- Π rappresenta la risultante delle pressioni unitarie al contorno del volume liquido;
- M rappresenta la risultante della quantità di moto nell'unità di tempo.

Nella situazione attuale, data la conformazione prevalentemente pianeggiante del territorio, è stato possibile considerare le curve situate su di un piano orizzontale, e che pertanto la spinta *S* risulta diretta verso l'esterno secondo la bisettrice dell'angolo formato dai piani contenenti le sezioni estreme.

$$S = \gamma \cdot h \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot 2 \cdot sen({}^{\alpha}/_{2})$$

, dove:

- γ rappresenta il peso specifico del fluido contenuto nella tubazione;
- h rappresenta il carico idraulico insistente sulla tubazione;
- D rappresenta il diametro esterno;
- α rappresenta l'angolo di deviazione della curva.

Tale spinta risulta normale alla parete esterna dello scavo e in parte può essere contrastata dalla spinta passiva del terreno a contatto con il blocco, ed in parte dalla forza di attrito che si manifesta sulla superficie di contatto blocco – terreno per effetto del peso proprio dell'ancoraggio stesso.

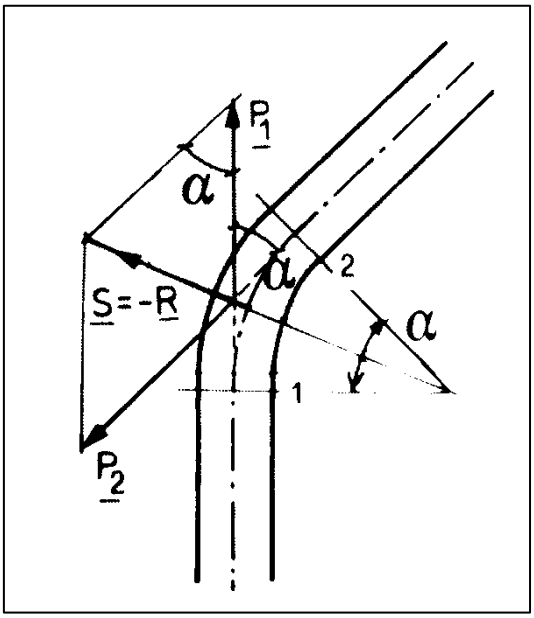


Figura 8 – Sollecitazioni esercitate dal fluido su un tratto curvilineo

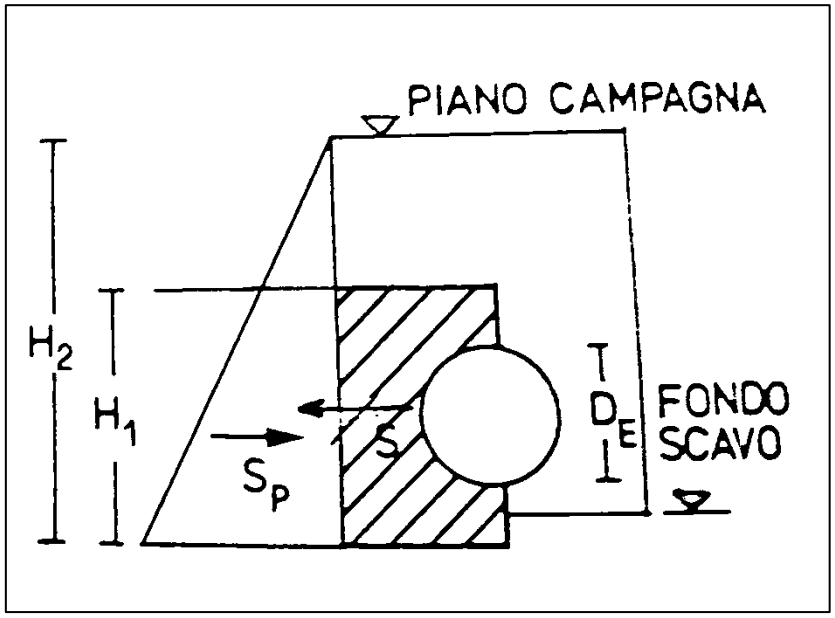


Figura 9 – Schema di spinta su blocco di ancoraggio

Le dimensioni del blocco di ancoraggio sono state definite in funzione del diametro e della pressione nominale della tubazione. Dal punto di vista pratico – realizzativo, è stato deciso di realizzare i blocchi di forma prismatica a base quadrata, secondo i parametri riportati nella tabella sottostante:

Lunghezza ***L***	1.00	m
Altezza ***h***	0.60	m
Profondità h_1	1.00	m

La scelta della pratica costruttiva e delle relative caratteristiche di ciascun blocco è stata poi valutata attraverso una serie di verifiche, nelle quali, per ovvi motivi, sono stati trascurati il peso della tubazione e del fluido compresi entro le sezioni estreme di ogni curva.

SEDE LEGALE:
Via degli Speziali, 17 – Loc. Venturina Terme
57021 Campiglia Marittima (LI)
Telefono: +39 0565 85761 Fax: +39 0565 857690
Sito web: www.cbtoscanacosta.it
C.F. 01779220498

- *Verifica allo scorrimento*

Questa prima verifica è stata effettuata per controllare che il blocco, a seguito dell'azione della spinta idraulica, non trasli all'interno della trincea in cui viene posato. Tale verifica risulta soddisfatta quando dal rapporto tra le forze resistive e quelle attive danno luogo ad un coefficiente di sicurezza superiore, o almeno pari ad 1.25.

$$\boxed{v_S = \frac{S_p + f \cdot G_B}{S} \geq 1.25}$$

, dove:

- $S_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma_T \cdot \lambda_p \cdot (H^2 - h^2) \cdot L$ rappresenta la spinta passiva esercitata dal terreno sul blocco, in cui γ_T è il peso specifico del terreno di riporto in trincea, $\lambda_p = tg^2(45° + \frac{\varphi}{2})$ è il coefficiente di spinta passiva, dove φ è l'angolo di attrito interno del terreno, ed infine H e h sono le altezze del fondo dello scavo e del blocco, rispettivamente;
- $f = tg(0.9 \cdot \varphi)$ rappresenta il coefficiente di attrito tra calcestruzzo e terreno alla base del blocco;
- $G_B = \gamma_{CLS} \cdot V$ rappresenta il peso del blocco di ancoraggio;
- S rappresenta la spinta idraulica del fluido sulla parete della tubazione.

- *Verifica di resistenza del calcestruzzo*

Questa verifica consiste nel confrontare la tensione indotta nel calcestruzzo dalla spinta idraulica insistente su una superficie di tubo, data dal prodotto tra la lunghezza minima della condotta ed il diametro esterno, con una tensione massima ammissibile (tenendo conto del fatto che il getto non è armato):

$$\boxed{\sigma_C = \frac{S}{l \cdot D_E} \leq \sigma_{C,AMM} \ (= 200 \frac{N}{cm^2})}$$

- *Verifica di resistenza del terreno*

Questa verifica consiste nel porre a confronto la pressione media trasmessa dal blocco al terreno di appoggio con una tensione massima ammissibile, funzione del tipo di terreno e del grado di costipamento che esso ha subito:

$$\boxed{\sigma_t = \frac{G_B}{A} \leq \sigma_{t,AMM} \ (= 0.4 \frac{kg}{cm^2} \ limi\ e\ argille)}$$

I calcoli sono stati riportati in appendice.

DIMENSIONAMENTO VASCA DI ASPIRAZIONE E STRUTTURA PORTANTE IN ACCIAIO PER L'INSTALLAZIONE DELL'IMPIANTO DI POMPAGGIO

Una volta selezionato il tipo di pompa sulla base delle specifiche tecniche richieste per perseguire lo scopo della progettazione, è stato deciso di installare la pompa e tutti gli elementi necessari al suo funzionamento, in una apposita struttura prefabbricata in c.a., interrata, posizionata a margine della vasca di accumulo, ed avente funzione di vasca di accumulo per la pompa e di alloggiamento per gli organi di regolazione e manovra.

Vasca di aspirazione in c.a.

È opportuno precisare che le due vasche (accumulo – aspirazione) saranno collegate mediante tubazione posta in prossimità del fondo, e che pertanto il funzionamento tra le due avverrà secondo il principio dei vasi comunicanti. Il diametro della condotta dovrà essere tale da permettere l'ingresso nella vasca di aspirazione di una portata superiore o uguale a quella che la pompa è in grado di sollevare, in modo da evitare lo svuotamento prematuro della vasca e inficiare dunque il corretto funzionamento dell'impianto. A tale scopo è stata esplicitata l'equazione dell'energia del fluido per unità di peso (carico totale) dalla sezione iniziale dell'impianto (tubazione in ingresso) a quella finale (tubazione in uscita dalla pompa):

$$H_F = H_I - \frac{v^2}{2g} \cdot \left(\lambda(Re) \cdot L + \sum_i \xi_i \right) + H_P$$

, dove:

- H_F *e* H_I rappresentano l'energia del fluido finale ed iniziale rispettivamente;
- $\frac{v^2}{2g}$ rappresenta il termine cinetico;
- $\lambda = 0{,}0032 + 0{,}221 \cdot Re^{-0{,}237}$ rappresenta la formula di Nikuradse per tubi idraulicamente lisci, in cui $Re = \frac{vD}{\upsilon}$ è il numero di Reynolds, dato dal prodotto della velocità della corrente per il diametro della condotta, rapportato alla viscosità cinematica per un fluido dagli 0° ai 20°C;
- L rappresenta la lunghezza del tratto considerato;
- $\sum_i \xi_i$ rappresenta la sommatoria dei coefficienti relativi alle perdite di carico concentrate;
- H_P rappresenta la prevalenza della pompa.

In tal caso, dato che il livello delle due vasche è il medesimo, l'energia iniziale e finale sarà la stessa e pertanto i due termini si annulleranno, dando luogo alla seguente equazione che permetterà di ottenere il valore del diametro cercato:

$$H_P = \frac{Q^2}{2g \cdot \left(\frac{\pi D^2}{4}\right)^2} \cdot \left(\frac{\lambda(Re) \cdot L}{D} + \sum_i \xi_i\right)$$

L'equazione dovrà essere risolta per successive iterazioni.

Portata	**L**	**ξ_1**	**ξ_2**	**H_P**	**D**
m^3/s	m	-	-	m	mm
0,06	2	0,5	1	22	70

Per motivi economici e tecnico-pratici è stato deciso di adottare una tubazione con un diametro nominale pari a 250 mm.
Per quanto riguarda le dimensioni della vasca di aspirazione, non dovendo la pompa seguire un diagramma di pompaggio, è sufficiente che rispettino i limiti di posizionamento della linea d'asse dal bordo e dal fondo prescritti dalla casa madre, onde evitare la creazione di turbolenze e moti convettivi dannosi per le giranti stesse.
La vasca presenterà dunque una sezione quadrata di 2x2m, con una profondità di 4 metri; a fianco di essa vi saranno due alloggiamenti di dimensioni 2x1,5x4m all'interno dei quali verranno posti gli organi di regolazione e manovra. Il manufatto avrà complessivamente una lunghezza pari a 5 m, una larghezza pari a 2,5 m e una profondità pari a 4 m.

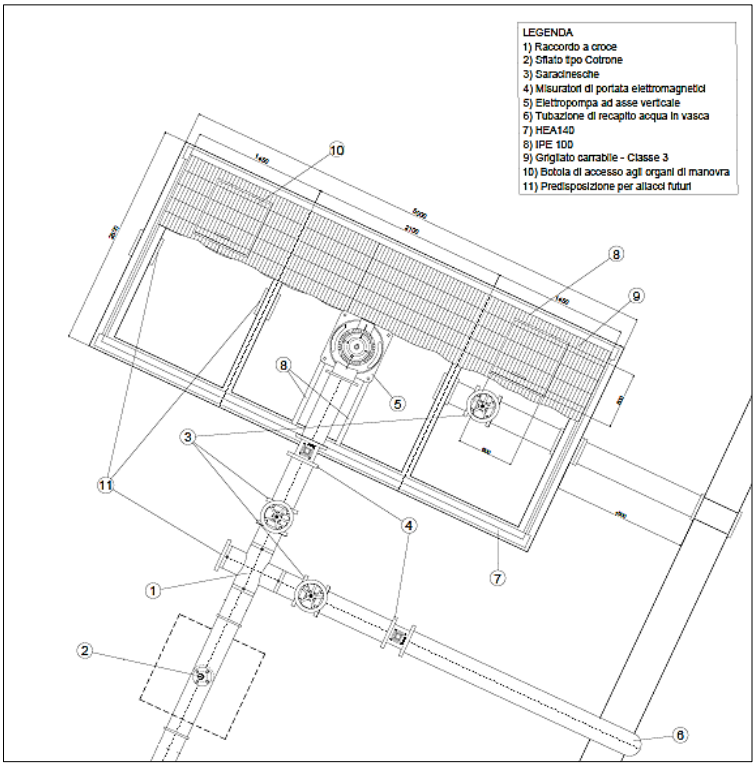


Figura 10 – Struttura per installazione dell'impianto di pompaggio

All'interno di ciascun vano laterale, a seguito di eventi pluviometrici insistenti sulla zona e di leggere permeazioni di acqua dai giunti di tenuta della tubazione, potrebbero accumularsi notevoli quantitativi di acqua, e pertanto è stato necessario prevedere l'installazione di una pompa sommergibile che da li recapiti l'acqua nella vasca di aspirazione. La pompa sarà installata in un apposito pozzetto di raccolta realizzato sul fondo della vasca stessa.

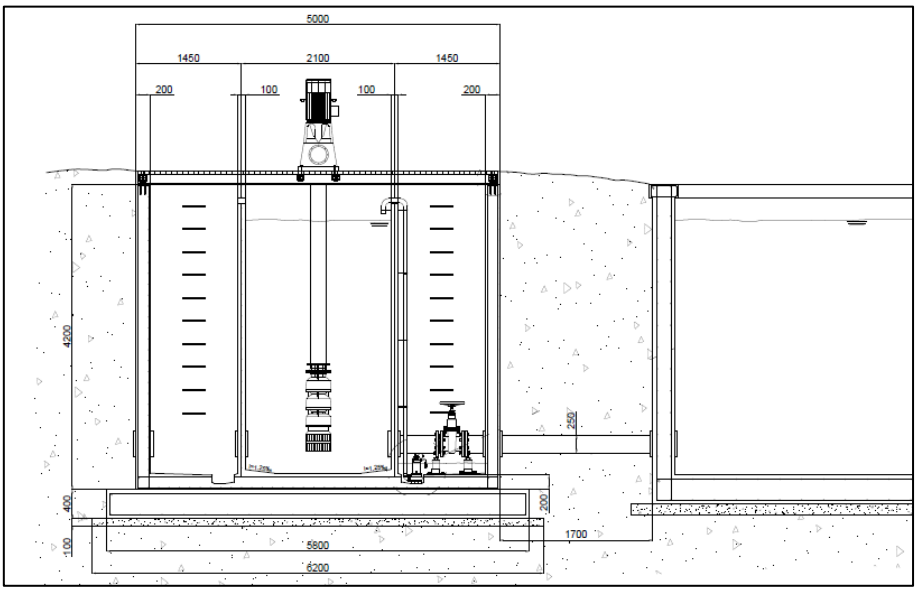


Figura 11 – Sezione della vasca prefabbricata in c.a.

La scelta della pompa sommergibile da impiegare è stata fatta sulla base della prevalenza che deve essere oltrepassata affinché le acque vengano recapitate in vasca.

Q	D	H_G	λ(Re)	ΔH_D	ξ_1	ξ_2	ΔH_C	H_{TOT}
l/s	mm	m	-	m	-	-	m	m
6	60	3,90	0,017	1,37	0,5	1	0,50	5,80

Affinché tale prevalenza venga oltrepassata è sufficiente impiegare una pompa sommergibile pari a 1 kW.

<u>Struttura in acciaio</u>

Al fine di individuare la tipologia di profilo più adatta allo scopo, è stato ipotizzato di analizzare la trave maggiormente soggetta a sollecitazione; nella fattispecie si tratta della trave che poggia un estremità sul bordo vasca e l'altra sul plinto posto all'interno della vasca.
Questa trave può essere dunque schematizzata come un elemento doppiamente appoggiato e soggetta a due carichi concentrati (rappresentati dai due profilati appartenenti all'orditura secondaria sui quali viene posta la pompa) e ad un carico distribuito (rappresentato dagli elementi accessori quali grigliato, parapetto, valvole, …, oltre che dagli operai che eventualmente possono transitare al di sopra del piano di calpestio).

Lo scopo di tali calcoli è stato quello di andare a determinare il modulo di resistenza W_x richiesto in base ai suddetti carichi, e successivamente tramite sagomario individuare il profilo metallico avente un valore quanto più prossimo a quello di calcolo.

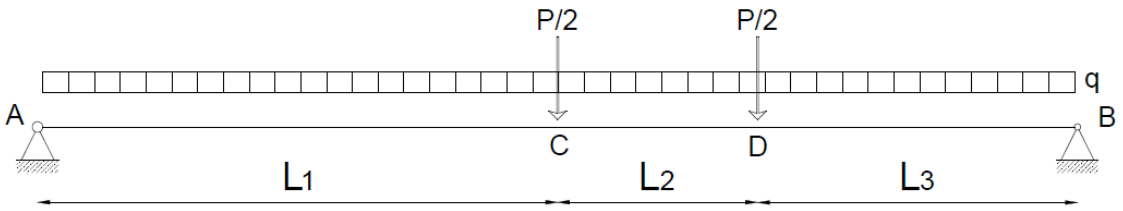


Figura 12 – Schema statico della trave principale

Di seguito vengono riportati i risultati di tale studio, tenendo conto dei valori numerici:

- P = 8 kN Peso della pompa
- q = 2 kN Sovraccarico da affollamento
- L_1 = 1,30 m
- L_2 = 0,50 m
- L_3 = 0,80 m

Equazioni del taglio $T_{(z)}$:

Z [m]	$Z_{trave} \in$	$z \in$	$T_{(z)}$ [kN m]
0	[0,2.6]	[0,2.6]	+ 5.831 - 2 z
1.3	[0,2.6]	[0,2.6]	+ 5.831 - 2 z - 4
1.8	[0,2.6]	[0,2.6]	- 4 - 4

Equazioni del momento $M_{(z)}$:

Z [m]	$Z_{trave} \in$	$z \in$	$M_{(z)}$ [kN m]
0	[0,2.6]	[0,1.3]	+ 5.831 z - z^2
1.3	[0,2.6]	[1.3,1.8]	+ 5.831 z - z^2 - 4 (z - 1.3)
1.8	[0,2.6]	[1.8,2.6]	- 4 (z - 1.3) - 4 (z - 1.8)

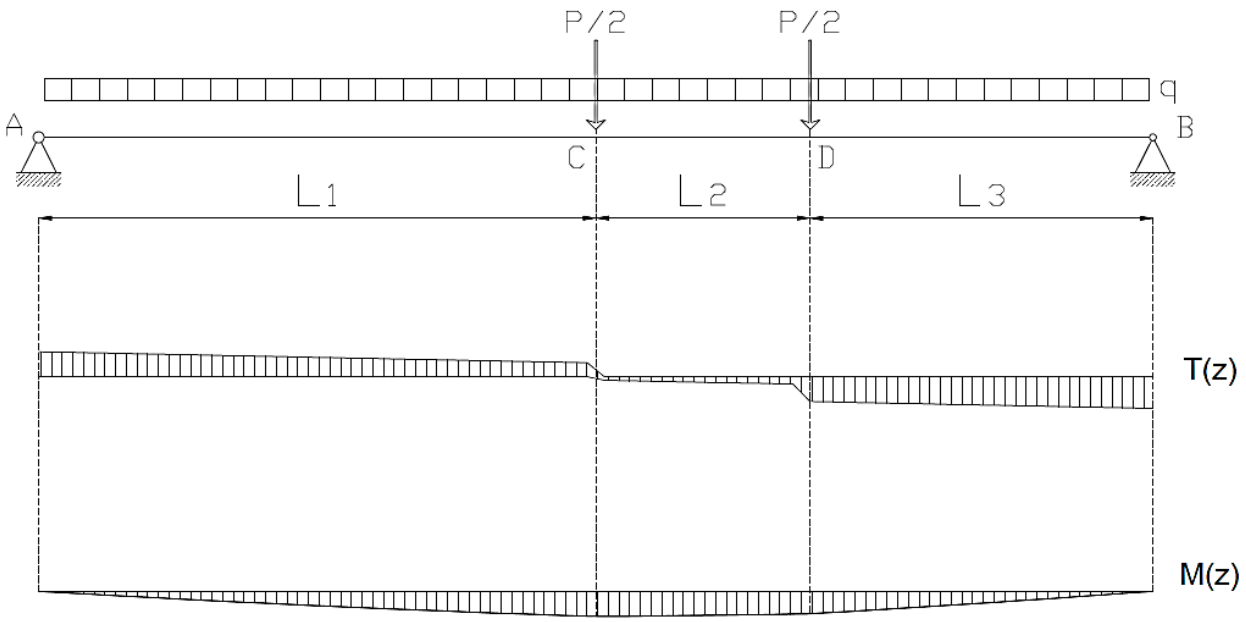


Figura 13 – Diagrammi dello sforzo di taglio e del momento flettente

Il massimo momento flettente risulta essere pari a 8 kN·m.

Per la realizzazione della struttura è stato dunque deciso di impiegare un acciaio S235 (Fe360), il quale ha una tensione ammissibile di 1600 kg/cm^2.

Dalla seguente relazione:

$$\sigma_{S235} = \frac{M_{max}}{W_{xmin}}$$

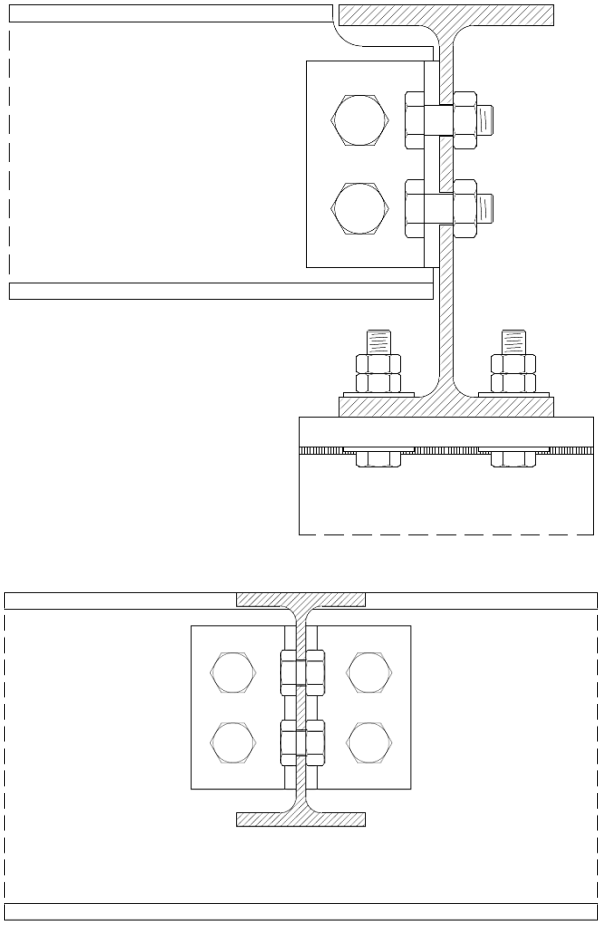
è stato possibile ricavare il modulo di resistenza della sezione lungo il proprio asse principale.

$$\boxed{W_{xmin} = 50.96\ cm^3}$$

Dal sagomario è stato deciso, sempre agendo a favore di sicurezza, di realizzare la travatura principale impiegando un profilo **HEA140**, in modo da disporre di una maggior larghezza delle ali per favorire il posizionamento dei tirafondi, mentre quella secondaria con degli **IPE100**, per beneficiare della minor dimensione e della maggiore leggerezza onde non appesantire la struttura.

Unione bullonata resistente a taglio

Il collegamento trave – trave sarà realizzato sulla base del seguente schema:



Per la realizzazione dell'unione è stato scelto di impiegare un profilo angolare (50x5 mm), avente uno spessore all'incirca prossimo alla dimensione dell'anima della trave secondaria.
Nella fase di predimensionamento è stato deciso di impiegare bulloni ad alta resistenza di classe 8.8 M10, in modo da limitarne il quantitativo a due per ciascun lato della squadretta.

Gli sforzi generati dai carichi statici e dinamici applicati sulla struttura si traducono in sollecitazioni di taglio e momento parassita (generato dal prodotto dello sforzo di taglio per la distanza esistente tra il punto di contatto della squadretta ed il foro su di essa praticato), ed agenti lungo le due sezioni principali dell'unione bullonata: una parallela all'anima della trave principale ed una ortogonale; essendo lungo quest'ultima che la bullonatura risulta maggiormente soggetta a rischi di rottura, le verifiche sono state condotte soltanto su di essa.

Un ulteriore aspetto considerato in fase di progettazione del collegamento riguarda i limiti costruttivi nella disposizione dei bulloni:

1. Interasse dei fori in direzione della forza

   - elementi tesi $25t_{min} \geq p \geq 3d$

2. Distanza dei fori dal bordo libero

   - in direzione della forza $e_1 \geq 2d$
   - in direzione perpendicolare alla forza $e_2 \geq 1{,}5d$

Sulla base delle seguenti prescrizioni sono stati assunte le seguenti dimensioni:

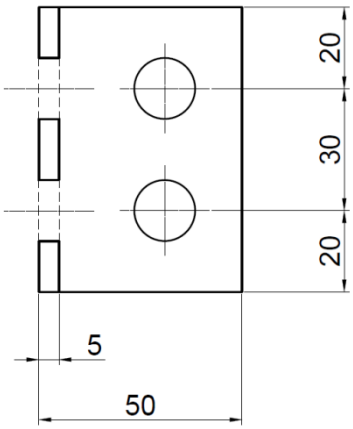


Figura 14 – Limitazioni sulla posizione dei fori imposte dalla normativa vigente. Valori espressi in mm.

Verifiche

- *Verifica dei bulloni*

Come osservato in precedenza gli sforzi agenti sono lo sforzo di taglio ed il momento parassita, i quali si ripartiscono nel seguente modo sulla bullonatura:

$$F_{T,Ed} = \frac{T_{Ed}}{n_b}$$

$$F_{Mp,Ed} = T_{Ed} \cdot a \cdot \frac{y_{max}}{\sum_i (y_i)^2}$$

La risultante degli sforzi agenti è data pertanto dalla loro somma vettoriale:

$$F_{V,Ed} = \sqrt{(F_{T,Ed})^2 + (F_{Mp,Ed})^2}$$

La forza di taglio totale agente su ciascun bullone deve essere minore o uguale alla resistenza di calcolo a taglio.

$$F_{V,Ed} \leq F_{V,Rd} = \frac{0{,}6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}}$$

T_{Ed}	a	$M_{p,Ed}$	n_b	$F_{T,Ed}$	y_{max}	$\sum y_i^2$	$F_{Mp,Ed}$	$F_{V,Ed}$	f_{tb}	A_{res}	γ_{M2}	$F_{V,Rd}$
kN	mm	kN·mm	-	kN	mm	mm	kN	kN	kN	mm^2	-	kN
6	32	192	2	3	20.5	840.5	4.7	5.6	0.8	58.9	1.25	22.6

- *Verifica a rifollamento delle squadrette*

Lo sforzo tagliante agente sui bulloni e quindi sul bordo di ciascun foro della squadretta deve essere inferiore o al più uguale allo sforzo resistente esercitato dall'elemento stesso.

$$F_{b,Ed\,SQ} = F_{V,Ed} \leq F_{b,Rd} = \frac{\alpha \cdot k \cdot f_{tk} \cdot \Phi_b \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

, dove:

$$k = \min(2.8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1.7\,;2{,}5)$$

$$\alpha = \min(\frac{e_1}{3d_0}\,;\frac{f_{tb}}{f_t}\,;1)$$

T_{Ed}	a	$M_{p,Ed}$	n_b	$F_{T,Ed}$	y_{max}	$\sum y_i^2$	$F_{Mp,Ed}$	$F_{V,Ed}$	α	k	Φ_b	f_{tk}	γ_{M2}	$F_{b,Rd\,SQ}$
kN	mm	kN·mm	-	kN	mm	mm	kN	kN	-	-	mm	kN	-	kN
6	32	192	2	3	20.5	840.5	4.7	5.6	0.88	2.5	10.5	0.41	1.25	36

- *Verifica al rifollamento del profilato*

Analogamente alla precedente, questa verifica risulta soddisfatta se la tensione di rifollamento esercitata dal contatto gambo della vite – foro risulta inferiore alla resistenza di calcolo offerta dall'acciaio con cui è stato realizzato il profilato.

$$\sigma_{Rif} = \frac{F_{V,Ed}}{\Phi_b \cdot t} \leq F_{b,Rd} = \frac{\alpha \cdot k \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}}$$

T_{Ed}	a	$M_{p,Ed}$	n_b	$F_{T,Ed}$	y_{max}	$\sum y_i^2$	$F_{Mp,Ed}$	$\frac{F_{V,Ed}}{\Phi_b \cdot t}$	α	k	f_{tk}	γ_{M2}	$F_{b,Rd}$
kN	mm	kN·mm	-	kN	mm	mm	kN	kN/mm²	-	-	kN	-	kN/mm²
6	32	192	2	3	20.5	840.5	4.7	0.112	0.88	2.5	0.41	1.25	0.72

LOGICA DI FUNZIONAMENTO DEGLI IMPIANTI

L'insieme della tubazione di collegamento tra le vasche di accumulo, degli organi di misurazione e di regolazione, nonché l'elettropompa ad asse verticale, installata su apposita vasca di aspirazione, costituiscono l'impianto a sollevamento meccanico per il trasferimento di un certo volume liquido da un distretto irriguo all'altro ogniqualvolta ve ne sia necessità.
Si fa presente che il fenomeno della scarsità idrica può interessare indistintamente l'uno o l'altro distretto, e che pertanto la condotta potrà essere percorsa dalla portata defluente in uno o nell'altro senso di deflusso in base alle richieste; a tale scopo, in prossimità di ciascuna vasca di accumulo, sono stati predisposti dei raccordi a croce, ai quali afferiscono: la tubazione di mandata della pompa, la tubazione di collegamento e la tubazione di recapito dei volumi liquidi in arrivo dall'altro distretto (nel presente lotto il quarto ramo del raccordo non viene impiegato).
Lo schema di funzionamento dell'impianto (fig. 15) mostra la necessità di disporre, al momento della richiesta di acqua da parte di un distretto, del tratto tubo di mandata – tubazione di collegamento – tubo di recapito in vasca di accumulo, affinché sia percorribile dalla portata defluente sollevata dalla pompa; per perseguire tale obiettivo sono state introdotte delle valvole a saracinesca in corrispondenza di ciascun raccordo a croce, in modo che il loro azionamento predisponga il tratto voluto ad essere utilizzato.
Infine, per la valutazione del ciclo idrologico completo, in modo da mettere in risalto la presenza di eventuali perdite o malfunzionamenti all'interno dell'impianto, è stata prevista l'installazione di misuratori di portata elettromagnetici, in aggiunta a quelli già presenti sulla tubazione in uscita dalla centrale di spinta, in corrispondenza di: opera di presa, scaricatore di superficie e tubazione di partenza o di arrivo (a seconda della direzione del deflusso).

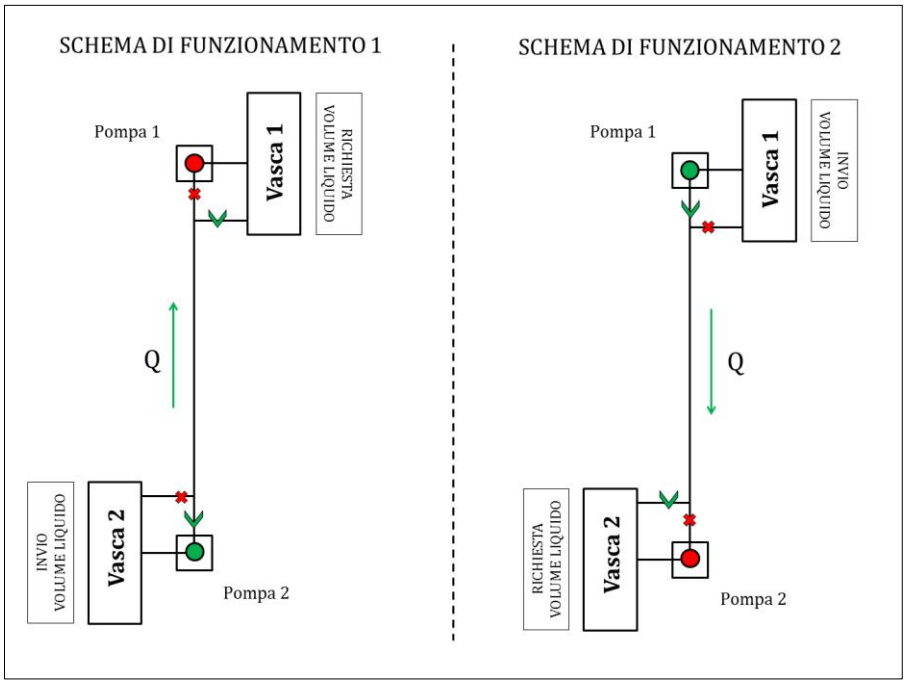


Figura 15 – Schema di funzionamento degli impianti

FASE REALIZZATIVA

L'attuazione del primo lotto funzionale ha inizio con un'operazione di scotico del piano campagna, per una profondità massima di 30 cm, al fine di asportare le piante erbacee ed arbustive, e conseguente allontanamento dei materiali di risulta verso gli appositi impianti di smaltimento autorizzati. Lo scavo prosegue poi con una sezione obbligata continua, di forma trapezia, fino ad una profondità massima di 1,20 m per l'adagiamento della tubazione.
In prossimità delle vasche di accumulo viene effettuato uno scavo di splateamento, tramite ausilio di mezzi meccanici, fino a un massimo di 4,50 m, in modo da permettere la gettata in opera di una platea per l'installazione di una vasca di accumulo prefabbricata in c.a.
Il passo successivo prevede la posa in opera di un tubo in polietilene PE100, avente un diametro nominale pari a 250 mm e uno sviluppo complessivo di 1100 m, con conseguente rinterro dello stesso tramite l'impiego di materiale proveniente dagli scavi stessi.
Dato che la tubazione funziona a sollevamento meccanico in entrambi le direzioni di flusso, devono essere posti dei blocchi di ancoraggio in corrispondenza di ciascuna singolarità presentata dal percorso, in modo da contrastare la spinta del fluido sulla parete della tubazione; tali ancoraggi sono da realizzarsi in conglomerato cementizio non armato, di forma prismatica, e in cui la condotta viene annegata durante la fase di getto.
L'intervento previsto viene completato con l'attestazione di una elettropompa ad asse verticale, di potenza massima pari a 18 kW, sulla sommità della suddetta vasca.
Infine, per ciascuna tubazione è necessario disporre saracinesche e misuratori di portata, nonché l'installazione di un quadro elettrico per la gestione dell'impianto, disposto in apposito alloggiamento per esterni, comprendente l'allaccio alla rete elettrica.

L'importo complessivo dei lavori preventivato per la realizzazione del lotto n. 1 risulta pari **€ 312.782**; le singole voci di spesa sono riportate in dettaglio nel relativo Computo Metrico.

APPENDICE

- EPANET

In appendice vengono riproposti i risultati delle simulazioni effettuate tramite il plug-in *QEPANET* e di tutti gli altri parametri derivanti dai calcoli effettuati, di cui è stato ritenuto opportuno farne soltanto un breve accenno nelle pagine precedenti.

					Risultati simulazione EPANET			
Nodi	**ID**	**Quota DEM**	**Δz**	**Quota posa**	**H**	**p/γ**	**z**	Pompa installata su vasca del 2^ distretto irriguo
	[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	
	Vasca 2	14.62	-4.00	10.62	20.95	0.00	20.95	
	P21	14.68	-1.20	13.48	20.85	7.37	13.48	
	P22	14.68	-1.20	13.48	34.76	21.28	13.48	
	A	15.19	-1.20	13.99	34.61	20.62	13.99	
	B	15.01	-1.20	13.81	33.79	19.98	13.81	
	C	15.57	-1.20	14.37	30.70	16.33	14.37	
	D	15.03	-1.20	13.83	29.58	15.75	13.83	
	E	15.72	-1.20	14.52	28.23	13.71	14.52	
	F	16.69	-1.20	15.49	26.57	11.08	15.49	
	G	18.21	-1.20	17.01	25.66	8.65	17.01	
	H	17.93	-1.20	16.73	25.16	8.43	16.73	
	Vasca 1	18.54	-4.00	14.54	24.87	0.00	24.87	
	ID	**Quota DEM**	**Δz**	**Quota posa**	**H**	**p/γ**	**z**	Pompa installata su vasca del 1^ distretto irriguo
	[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	
	Vasca 1	18.54	-4	22.54	24.87	0.00	24.87	
	P11	18.54	-1.2	19.74	24.74	7.40	17.34	
	P12	18.36	-1.2	19.56	30.82	13.87	16.95	
	H	17.93	-1.2	19.13	30.60	13.70	16.90	
	G	18.21	-1.2	19.41	30.10	13.66	16.44	
	F	16.69	-1.2	17.89	29.19	13.09	16.10	
	E	15.72	-1.2	16.92	27.53	13.01	14.52	
	D	15.03	-1.2	16.23	26.18	12.35	13.83	
	C	15.57	-1.2	16.77	25.06	10.69	14.37	
	B	15.01	-1.2	16.21	21.97	8.16	13.81	
	A	15.19	-1.2	16.39	21.15	7.16	13.99	
	Vasca 2	14.24	-4	18.24	20.95	0.00	20.95	

											Risultati simulazione EPANET		
Condotte	**ID**	**Lunghezza**	**DN=D_E**	**e_n**	**D_{INT}**	**Materiale**	**v_{MAX}**	**ν**	**Re**	**λ**	**Q**	**v**	**Perdite di carico**
	[-]	[m]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[m/s]	[m2/s]	[-]	[mm]	[l/s]	[m/s]	[/1000m]
	L0	4	250	14.8	220.4	Polietilene	2	1.00E-06	440800	0.0134	60.00	1.57	23.02
	L1	11	250	14.8	220.4	Polietilene	2	1.00E-06	440800	0.0134	60.00	1.57	14.31
	L2	89	250	14.8	220.4	Polietilene	2	1.00E-06	440800	0.0134	60.00	1.57	9.14
	L3	360	250	14.8	220.4	Polietilene	2	1.00E-06	440800	0.0134	60.00	1.57	8.61
	L4	125	250	14.8	220.4	Polietilene	2	1.00E-06	440800	0.0134	60.00	1.57	8.94
	L5	153	250	14.8	220.4	Polietilene	2	1.00E-06	440800	0.0134	60.00	1.57	8.85
	L6	189	250	14.8	220.4	Polietilene	2	1.00E-06	440800	0.0134	60.00	1.57	8.77
	L7	101	250	14.8	220.4	Polietilene	2	1.00E-06	440800	0.0134	60.00	1.57	9.06
	L8	52	250	14.8	220.4	Polietilene	2	1.00E-06	440800	0.0134	60.00	1.57	9.65
	L9	27	250	14.8	220.4	Polietilene	2	1.00E-06	440800	0.0134	60.00	1.57	10.79

SEDE LEGALE:
Via degli Speziali, 17 – Loc. Venturina Terme
57021 Campiglia Marittima (LI)
Telefono: +39 0565 85761 Fax: +39 0565 857690
Sito web: www.cbtoscanacosta.it
C.F. 01779220498

											Risultati simulazione EPANET		
	ID	**Lunghezza**	**DN=D_E**	**e_n**	**D_{INT}**	**Materiale**	**v_{MAX}**	**ν**	**Re**	**λ**	**Q**	**v**	**Perdite di carico**
	[-]	[m]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[m/s]	[m²/s]	[-]	[mm]	[l/s]	[m/s]	[/1000m]
Condotte	L1	17	250	14.8	220.4	Polietilene	2	1.00E-06	440800	0.01335563	60.00	1.57	12.20
	L2	89	250	14.8	220.4	Polietilene	2	1.00E-06	440800	0.01335563	60.00	1.57	9.14
	L3	360	250	14.8	220.4	Polietilene	2	1.00E-06	440800	0.01335563	60.00	1.57	8.61
	L4	125	250	14.8	220.4	Polietilene	2	1.00E-06	440800	0.01335563	60.00	1.57	8.94
	L5	153	250	14.8	220.4	Polietilene	2	1.00E-06	440800	0.01335563	60.00	1.57	9.06
	L6	189	250	14.8	220.4	Polietilene	2	1.00E-06	440800	0.01335563	60.00	1.57	8.77
	L7	101	250	14.8	220.4	Polietilene	2	1.00E-06	440800	0.01335563	60.00	1.57	9.06
	L8	52	250	14.8	220.4	Polietilene	2	1.00E-06	440800	0.01335563	60.00	1.57	9.65
	L9	18	250	14.8	220.4	Polietilene	2	1.00E-06	440800	0.01335563	60.00	1.57	11.84
	L10	8	250	14.8	220.4	Polietilene	2	1.00E-06	440800	0.01335563	60.00	1.57	16.65

Risultati modello di calcolo con direzione del flusso dalla vasca 2 verso la vasca 1

Page 1 Tue Oct 16 07:56:30 2018

****
* E P A N E T *
* Hydraulic and Water Quality *
* Analysis for Pipe Networks *
* Version 2.00.12 *
****
Input Data File ..... C:/Users/Marco/Documents/Tirocinio Consorzio di Bonifica/Elaborati tecnici/lotto_1_MODIFICATO/QEPANET/nuova_tubaz._vasca2_vasca1.inp
Number of Junctions..... 10
Number of Reservoirs..... 2
Number of Tanks 0
Number of Pipes 10
Number of Pumps 1
Number of Valves 0
Headloss Formula ..... Darcy-Weisbach
Hydraulic Timestep ..... 1.00 hrs
Hydraulic Accuracy 0.001000
Status Check Frequency 2
Maximum Trials Checked 10
Damping Limit Threshold 0.000000
Maximum Trials 40
Quality Analysis ..... None
Specific Gravity 1.00
Relative Kinematic Viscosity 1.00
Relative Chemical Diffusivity 1.00
Demand Multiplier 1.00
Total Duration ..... 1.00 hrs
Reporting Criteria:
All Nodes
All Links
Analysis begun Tue Oct 16 07:56:30 2018

Hydraulic Status:

0:00:00: Balancing the network:
Trial 1: relative flow change = 0.806189
Trial 2: relative flow change = 0.000000
0:00:00: Balanced after 2 trials
0:00:00: Reservoir V1 is filling
0:00:00: Reservoir V2 is emptying
1:00:00: Balancing the network:
Trial 1: relative flow change = 0.000000
1:00:00: Balanced after 1 trials
Energy Usage:

Usage Avg. Kw-hr Avg. Peak Cost
Pump Factor Effic. /m3 Kw Kw /day

P1 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00

Demand Charge: 0.00
Total Cost: 0.00
Node Results at 0:00:00 hrs:

Demand Head Pressure
Node L/s m m

A 0.00 34.61 20.62
B 0.00 33.79 19.98
C 0.00 30.70 16.33
D 0.00 29.58 15.75
E 0.00 28.23 13.71
F 0.00 26.57 11.08
G 0.00 25.66 8.65
H 0.00 25.16 8.43
P21 60.00 20.85 7.37
P22 -60.00 34.76 21.28
V1 60.00 24.87 0.00 Reservoir
V2 -60.00 20.95 0.00 Reservoir
Link Results at 0:00:00 hrs:

Flow Velocity Headloss
Link L/s m/s /1000m

L2 60.00 1.57 9.14
L3 60.00 1.57 8.61
L4 60.00 1.57 8.94
L5 60.00 1.57 8.85
L7 60.00 1.57 9.06
L6 60.00 1.57 8.77
L8 60.00 1.57 9.65
L9 60.00 1.57 10.79
L0 60.00 1.57 23.02
L1 60.00 1.57 14.31
P1 0.00 0.00 0.00 Pump
Node Results at 1:00:00 hrs:

Demand Head Pressure
Node L/s m m

A 0.00 34.61 20.62
B 0.00 33.79 19.98
C 0.00 30.70 16.33
D 0.00 29.58 15.75
E 0.00 28.23 13.71
F 0.00 26.57 11.08
G 0.00 25.66 8.65
H 0.00 25.16 8.43
P21 60.00 20.85 7.37
P22 -60.00 34.76 21.28
V1 60.00 24.87 0.00 Reservoir
V2 -60.00 20.95 0.00 Reservoir
Link Results at 1:00:00 hrs:

Flow Velocity Headloss
Link L/s m/s /1000m

L2 60.00 1.57 9.14
L3 60.00 1.57 8.61
L4 60.00 1.57 8.94

L5 60.00 1.57 8.85
L7 60.00 1.57 9.06
L6 60.00 1.57 8.77
L8 60.00 1.57 9.65
L9 60.00 1.57 10.79
L0 60.00 1.57 23.02
L1 60.00 1.57 14.31
P1 0.00 0.00 0.00 Pump
Analysis ended Tue Oct 16 07:56:30 2018

Risultati modello di calcolo con direzione del flusso dalla vasca 1 verso la vasca 2

Page 1 Tue Oct 16 08:17:12 2018

```
******************************************************************
*                    E P A N E T                    *
*            Hydraulic and Water Quality            *
*            Analysis for Pipe Networks             *
*                    Version 2.00.12                *
******************************************************************
```

Input Data File ..... C:/Users/Marco/Documents/Tirocinio Consorzio di Bonifica/Elaborati tecnici/lotto_1_MODIFICATO/QEPANET/nuova_tubaz._vasca1_vasca2.inp
Number of Junctions..... 10
Number of Reservoirs..... 2
Number of Tanks 0
Number of Pipes 10
Number of Pumps 1
Number of Valves 0
Headloss Formula ..... Darcy-Weisbach
Hydraulic Timestep ..... 1.00 hrs
Hydraulic Accuracy 0.001000
Status Check Frequency 2
Maximum Trials Checked 10
Damping Limit Threshold 0.000000
Maximum Trials 40
Quality Analysis ..... None
Specific Gravity 1.00
Relative Kinematic Viscosity 1.00
Relative Chemical Diffusivity 1.00
Demand Multiplier 1.00
Total Duration ..... 1.00 hrs
Reporting Criteria:
All Nodes
All Links

Analysis begun Tue Oct 16 08:17:12 2018

Hydraulic Status:

0:00:00: Balancing the network:
Trial 1: relative flow change = 1.193811
Trial 2: relative flow change = 0.000000
0:00:00: Balanced after 2 trials
0:00:00: Reservoir V1 is emptying
0:00:00: Reservoir V2 is filling

1:00:00: Balancing the network:
Trial 1: relative flow change = 0.000000
1:00:00: Balanced after 1 trials

Energy Usage:

Pump	Usage Factor	Avg. Effic.	Kw-hr /m3	Avg. Kw	Peak Kw	Cost /day
P1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Demand Charge: 0.00
Total Cost: 0.00

Node Results at 0:00:00 hrs:

Node	Demand L/s	Head m	Pressure m	
A	0.00	21.15	7.16	
B	0.00	21.97	8.16	
C	0.00	25.06	10.69	
D	0.00	26.18	12.35	
E	0.00	27.53	13.01	
F	0.00	29.19	13.70	
G	0.00	30.10	13.09	
H	0.00	30.60	13.87	
P12	-60.00	30.82	13.66	
P11	60.00	24.74	7.40	
V1	-60.00	24.87	0.00	Reservoir
V2	60.00	20.95	0.00	Reservoir

Link Results at 0:00:00 hrs:

- BLOCCHI DI ANCORAGGIO

Nelle tabelle seguenti sono state riportate le grandezze caratteristiche delle singolarità presenti lungo la tubazione oggetto della progettazione, comprese le necessarie verifiche.

Curva n. **1**			Curva n. **2**		
Ipotesi: coesione = 0			Ipotesi: coesione = 0		
Angolo curva α	45	°	Angolo curva α	90	°
	0.79	rad		1.57	rad
Carico di esercizio h	30	m	Carico di esercizio h	30	m
Peso specifico acqua a 20°C γ_A	9790	N/m³	Peso specifico acqua a 20°C γ_A	9790	N/m³
Pressione di esercizio p_E	293700	N/m²	Pressione di esercizio p_E	293700	N/m²
	2.94	bar		2.94	bar
DN	250	mm	DN	250	mm
D_{INT}	220.4	mm	D_{INT}	220.4	mm
Sezione tubo A_T	0.044	m²	Sezione tubo A_T	0.044	m²
Altezza di rinterro h_R	0.65	m	Altezza di rinterro h_R	0.65	m
Profondità di scavo H	1.2	m	Profondità di scavo H	1.2	m
Tipo di terreno	Sabbia limosa	-	Tipo di terreno	Sabbia limosa	-
Angolo di attrito interno φ	30	°	Angolo di attrito interno φ	30	°
	0.52	rad		0.52	rad
Peso specifico del terreno γ_T	18000	N/m³	Peso specifico del terreno γ_T	18000	N/m³
Coefficiente di spinta passiva λ_P	3.00	-	Coefficiente di spinta passiva λ_P	3.00	-
Coefficiente attrito cls - terreno f	0.51	-	Coefficiente attrito cls - terreno f	0.51	-
Lunghezza L	1	m	Lunghezza L	1	m
Altezza h	0.6	m	Altezza h	0.6	m
Profondità h_1	1	m	Profondità h_1	1	m
Volume del blocco V	0.60	m³	Volume del blocco V	0.60	m³
Peso specifico cls γ_{CLS}	2200	kg/m³	Peso specifico cls γ_{CLS}	2200	kg/m³
Peso del blocco G_B	1.32	t	Peso del blocco G_B	1.32	t
Spinta idraulica S	11034	N	Spinta idraulica S	20389	N
Spinta passiva del terreno S_P	29160	N	Spinta passiva del terreno S_P	29160	N
Reazione di attrito del terreno $f \cdot G_B$	6598	N	Reazione di attrito del terreno $f \cdot G_B$	6598	N
Verifica allo scorrimento $S_{res}/S \geq \nu_S$			Verifica allo scorrimento $S_{res}/S \geq \nu_S$		
$1/S^*[S_P+(f \cdot G_B)]$	3.24	-	$1/S^*[S_P+(f \cdot G_B)]$	1.75	-
Coefficiente di sicurezza scorrimento ν_S		1.25	Coefficiente di sicurezza scorrimento ν_S		1.25
Verifica alla resistenza del cls $\sigma_C < \sigma_{C,AMM}$			Verifica alla resistenza del cls $\sigma_C < \sigma_{C,AMM}$		
Lunghezza minima contatto l	1	m	Lunghezza minima contatto l	1	m

Spinta idraulica S	11034	N	Spinta idraulica S	20389	N
Resistenza cls $\sigma_{C,AMM}$	200	N/cm 2	Resistenza cls $\sigma_{C,AMM}$	200	N/cm 2
Tensione di trazione $\sigma_C=S/l\cdot D_E$	4.41	N/cm 2	Tensione di trazione $\sigma_C=S/l\cdot D_E$	8.16	N/cm 2
Verifica alla resistenza del terreno $\sigma_T < \sigma_{T,AMM}$			Verifica alla resistenza del terreno $\sigma_T < \sigma_{T,AMM}$		
Peso del blocco G_B	12949.2	N	Peso del blocco G_B	12949.2	N
Area della base di appoggio A_{base}	1	m²	Area della base di appoggio A_{base}	1	m²
Pressione effettiva sul terreno σ_T	12949.2	N/m²	Pressione effettiva sul terreno σ_T	12949.2	N/m²
Portanza del terreno $\sigma_{T,AMM}$	40000	N/m²	Portanza del terreno $\sigma_{T,AMM}$	40000	N/m²

Curva n. **3**			Curva n. **4**		
Ipotesi: coesione = 0			Ipotesi: coesione = 0		
Angolo curva α	83	°	Angolo curva α	84	°
	1.45	rad		1.47	rad
Carico di esercizio h	30	m	Carico di esercizio h	30	m
Peso specifico acqua a 20°C γA	9790	N/m3	Peso specifico acqua a 20°C γA	9790	N/m3
Pressione di esercizio pE	293700	N/m2	Pressione di esercizio pE	293700	N/m2
	2.94	bar		2.94	bar
DN	250	mm	DN	250	mm
DINT	220.4	mm	DINT	220.4	mm
Sezione tubo AT	0.044	m2	Sezione tubo AT	0.044	m2
Altezza di rinterro hR	0.65	m	Altezza di rinterro hR	0.65	m
Profondità di scavo H	1.2	m	Profondità di scavo H	1.2	m
Tipo di terreno	Sabbia limosa	-	Tipo di terreno	Sabbia limosa	-
Angolo di attrito interno φ	30	°	Angolo di attrito interno φ	30	°
	0.52	rad		0.52	rad
Peso specifico del terreno γT	18000	N/m3	Peso specifico del terreno γT	18000	N/m3
Coefficiente di spinta passiva λP	3.00	-	Coefficiente di spinta passiva λP	3.00	-
Coefficiente attrito cls - terreno f	0.51	-	Coefficiente attrito cls - terreno f	0.51	-
Lunghezza L	1	m	Lunghezza L	1	m
Altezza h	0.6	m	Altezza h	0.6	m
Profondità h1	1	m	Profondità h1	1	m
Volume del blocco V	0.60	m3	Volume del blocco V	0.60	m3
Peso specifico cls γCLS	2200	kg/m 3	Peso specifico cls γCLS	2200	kg/m 3
Peso del blocco GB	1.32	t	Peso del blocco GB	1.32	t
Spinta idraulica S	19106	N	Spinta idraulica S	19294	N
Spinta passiva del terreno SP	29160	N	Spinta passiva del terreno SP	29160	N
Reazione di attrito del terreno	6598	N	Reazione di attrito del terreno	6598	N

f·GB			f·GB		
Verifica allo scorrimento Sres/S ≥ νS			Verifica allo scorrimento Sres/S ≥ νS		
1/S*[SP+(f·GB)]	1.87	-	1/S*[SP+(f·GB)]	1.85	-
Coefficiente di sicurezza scorrimento νS		1.25	Coefficiente di sicurezza scorrimento νS		1.25
Verifica alla resistenza del cls σC < σC,AMM			Verifica alla resistenza del cls σC < σC,AMM		
Lunghezza minima contatto l	1	m	Lunghezza minima contatto l	1	m
Spinta idraulica S	19106	N	Spinta idraulica S	19294	N
Resistenza cls σC,AMM	200	N/cm 2	Resistenza cls σC,AMM	200	N/cm 2
Tensione di trazione σC=S/l·DE	7.64	N/cm 2	Tensione di trazione σC=S/l·DE	7.72	N/cm 2
Verifica alla resistenza del terreno σT < σT,AMM			Verifica alla resistenza del terreno σT < σT,AMM		
Peso del blocco GB	12949.2	N	Peso del blocco GB	12949	N
Area della base di appoggio Abase	1	m2	Area della base di appoggio Abase	1	m2
Pressione effettiva sul terreno σT	12949.2	N/m2	Pressione effettiva sul terreno σT	12949	N/m2
Portanza del terreno σT,AMM	40000	N/m2	Portanza del terreno σT,AMM	40000	N/m2

Curva n. **5**			Curva n. **6**		
Ipotesi: coesione = 0			Ipotesi: coesione = 0		
Angolo curva α	88	°	Angolo curva α	96	°
	1.54	rad		1.68	rad
Carico di esercizio h	30	m	Carico di esercizio h	30	m
Peso specifico acqua a 20°C γ_A	9790	N/m³	Peso specifico acqua a 20°C γ_A	9790	N/m³
Pressione di esercizio p_E	293700	N/m²	Pressione di esercizio p_E	293700	N/m²
	2.94	bar		2.94	bar
DN	250	mm	DN	250	mm
D_{INT}	220.4	mm	D_{INT}	220.4	mm
Sezione tubo A_T	0.044	m²	Sezione tubo A_T	0.044	m²
Altezza di rinterro h_R	0.65	m	Altezza di rinterro h_R	0.65	m
Profondità di scavo H	1.2	m	Profondità di scavo H	1.2	m
Tipo di terreno	Sabbia limosa	-	Tipo di terreno	Sabbia limosa	-
Angolo di attrito interno φ	30	°	Angolo di attrito interno φ	30	°
	0.52	rad		0.52	rad
Peso specifico del terreno γ_T	18000	N/m³	Peso specifico del terreno γ_T	18000	N/m³
Coefficiente di spinta passiva λ_P	3.00	-	Coefficiente di spinta passiva λ_P	3.00	-
Coefficiente attrito cls - terreno f	0.51	-	Coefficiente attrito cls - terreno f	0.51	-
Lunghezza L	1	m	Lunghezza L	1	m
Altezza h	0.6	m	Altezza h	0.6	m
Profondità h_1	1	m	Profondità h_1	1	m

Volume del blocco V	0.60	m^3	Volume del blocco V	0.60	m^3
Peso specifico cls γ_{CLS}	2200	kg/m^3	Peso specifico cls γ_{CLS}	2200	kg/m^3
Peso del blocco G_B	1.32	t	Peso del blocco G_B	1.32	t
Spinta idraulica S	20030	N	Spinta idraulica S	21428	N
Spinta passiva del terreno S_P	29160	N	Spinta passiva del terreno S_P	29160	N
Reazione di attrito del terreno $f \cdot G_B$	6598	N	Reazione di attrito del terreno $f \cdot G_B$	6598	N
Verifica allo scorrimento $S_{res}/S \geq \nu_S$			Verifica allo scorrimento $S_{res}/S \geq \nu_S$		
$1/S*[S_P+(f \cdot G_B)]$	1.79	-	$1/S*[S_P+(f \cdot G_B)]$	1.67	-
Coefficiente di sicurezza scorrimento ν_S		1.25	Coefficiente di sicurezza scorrimento ν_S		1.25
Verifica alla resistenza del cls $\sigma_C < \sigma_{C,AMM}$			Verifica alla resistenza del cls $\sigma_C < \sigma_{C,AMM}$		
Lunghezza minima contatto l	1	m	Lunghezza minima contatto l	1	m
Spinta idraulica S	20030	N	Spinta idraulica S	21428	N
Resistenza cls $\sigma_{C,AMM}$	200	N/cm^2	Resistenza cls $\sigma_{C,AMM}$	200	N/cm^2
Tensione di trazione $\sigma_C=S/l \cdot D_E$	8.01	N/cm^2	Tensione di trazione $\sigma_C=S/l \cdot D_E$	8.57	N/cm^2
Verifica alla resistenza del terreno $\sigma_T < \sigma_{T,AMM}$			Verifica alla resistenza del terreno $\sigma_T < \sigma_{T,AMM}$		
Peso del blocco G_B	12949.2	N	Peso del blocco G_B	12949.2	N
Area della base di appoggio A_{base}	1	m^2	Area della base di appoggio A_{base}	1	m^2
Pressione effettiva sul terreno σ_T	12949.2	N/m^2	Pressione effettiva sul terreno σ_T	12949.2	N/m^2
Portanza del terreno $\sigma_{T,AMM}$	40000	N/m^2	Portanza del terreno $\sigma_{T,AMM}$	40000	N/m^2

Curva n. **7**			Curva n. **8**		
Ipotesi: coesione = 0			Ipotesi: coesione = 0		
Angolo curva α	112	°	Angolo curva α	75	°
	1.95	rad		1.31	rad
Carico di esercizio h	30	m	Carico di esercizio h	30	m
Peso specifico acqua a 20°C γ_A	9790	N/m^3	Peso specifico acqua a 20°C γ_A	9790	N/m^3
Pressione di esercizio p_E	293700	N/m^2	Pressione di esercizio p_E	293700	N/m^2
	2.94	bar		2.94	bar
DN	250	mm	DN	250	mm
D_{INT}	220.4	mm	D_{INT}	220.4	mm
Sezione tubo A_T	0.044	m^2	Sezione tubo A_T	0.044	m^2
Altezza di rinterro h_R	0.65	m	Altezza di rinterro h_R	0.65	m
Profondità di scavo H	1.2	m	Profondità di scavo H	1.2	m
Tipo di terreno	Sabbia limosa	-	Tipo di terreno	Sabbia limosa	-
Angolo di attrito interno φ	30	°	Angolo di attrito interno φ	30	°
	0.52	rad		0.52	rad

Peso specifico del terreno γ_T	18000	N/m³	Peso specifico del terreno γ_T	18000	N/m³
Coefficiente di spinta passiva λ_P	3.00	-	Coefficiente di spinta passiva λ_P	3.00	-
Coefficiente attrito cls - terreno f	0.51	-	Coefficiente attrito cls - terreno f	0.51	-
Lunghezza L	1	m	Lunghezza L	1	m
Altezza h	0.6	m	Altezza h	0.6	m
Profondità h_1	1	m	Profondità h_1	1	m
Volume del blocco V	0.60	m³	Volume del blocco V	0.60	m³
Peso specifico cls γ_{CLS}	2200	kg/m³	Peso specifico cls γ_{CLS}	2200	kg/m³
Peso del blocco G_B	1.32	t	Peso del blocco G_B	1.32	t
Spinta idraulica S	23904	N	Spinta idraulica S	17553	N
Spinta passiva del terreno S_P	29160	N	Spinta passiva del terreno S_P	29160	N
Reazione di attrito del terreno $f \cdot G_B$	6598	N	Reazione di attrito del terreno $f \cdot G_B$	6598	N
Verifica allo scorrimento $S_{res}/S \geq \nu_S$			Verifica allo scorrimento $S_{res}/S \geq \nu_S$		
$1/S^*[S_P+(f \cdot G_B)]$	1.50	-	$1/S^*[S_P+(f \cdot G_B)]$	2.04	-
Coefficiente di sicurezza scorrimento ν_S		1.25	Coefficiente di sicurezza scorrimento ν_S		1.25
Verifica alla resistenza del cls $\sigma_C < \sigma_{C,AMM}$			Verifica alla resistenza del cls $\sigma_C < \sigma_{C,AMM}$		
Lunghezza minima contatto l	1	m	Lunghezza minima contatto l	1	m
Spinta idraulica S	23904	N	Spinta idraulica S	17553	N
Resistenza cls $\sigma_{C,AMM}$	200	N/cm²	Resistenza cls $\sigma_{C,AMM}$	200	N/cm²
Tensione di trazione $\sigma_C=S/l \cdot D_E$	9.56	N/cm²	Tensione di trazione $\sigma_C=S/l \cdot D_E$	7.02	N/cm²
Verifica alla resistenza del terreno $\sigma_T < \sigma_{T,AMM}$			Verifica alla resistenza del terreno $\sigma_T < \sigma_{T,AMM}$		
Peso del blocco G_B	12949.2	N	Peso del blocco G_B	12949	N
Area della base di appoggio A_{base}	1	m²	Area della base di appoggio A_{base}	1	m²
Pressione effettiva sul terreno σ_T	12949.2	N/m²	Pressione effettiva sul terreno σ_T	12949	N/m²
Portanza del terreno $\sigma_{T,AMM}$	40000	N/m²	Portanza del terreno $\sigma_{T,AMM}$	40000	N/m²

Raccordo plano-altimetrico n.**1**			Raccordo plano-altimetrico n.**2**		
Ipotesi: coesione = 0			Ipotesi: coesione = 0		
Angolo curva α	90	°	Angolo curva α	90	°
	1.57	rad		1.57	rad
Carico di esercizio h	30	m	Carico di esercizio h	30	m
Peso specifico acqua a 20°C γ_A	9790	N/m³	Peso specifico acqua a 20°C γ_A	9790	N/m³
Pressione di esercizio p_E	293700	N/m²	Pressione di esercizio p_E	293700	N/m²
	2.94	bar		2.94	bar
DN	250	mm	DN	250	mm
D_{INT}	220.4	mm	D_{INT}	220.4	mm
Sezione tubo A_T	0.044	m²	Sezione tubo A_T	0.044	m²

Altezza di rinterro h_R	1	m	Altezza di rinterro h_R	1	m
Profondità di scavo H	2	m	Profondità di scavo H	2	m
Tipo di terreno	Sabbia limosa	-	Tipo di terreno	Sabbia limosa	-
Angolo di attrito interno φ	30	°	Angolo di attrito interno φ	30	°
	0.52	rad		0.52	rad
Peso specifico del terreno γ_T	18000	N/m³	Peso specifico del terreno γ_T	18000	N/m³
Coefficiente di spinta passiva λ_P	3.00	-	Coefficiente di spinta passiva λ_P	3.00	-
Coefficiente attrito cls - terreno f	0.51	-	Coefficiente attrito cls - terreno f	0.51	-
Lunghezza L	1	m	Lunghezza L	1	m
Altezza h	1	m	Altezza h	1	m
Profondità h_1	1	m	Profondità h_1	1	m
Volume del blocco V	1.00	m³	Volume del blocco V	1.00	m³
Peso specifico cls γ_{CLS}	2200	kg/m³	Peso specifico cls γ_{CLS}	2200	kg/m³
Peso del blocco G_B	2.2	t	Peso del blocco G_B	2.2	t
Spinta idraulica S	20389	N	Spinta idraulica S	20389	N
Spinta passiva del terreno S_P	81000	N	Spinta passiva del terreno S_P	81000	N
Reazione di attrito del terreno $f \cdot G_B$	10997	N	Reazione di attrito del terreno $f \cdot G_B$	10997	N
Verifica allo scorrimento $S_{res}/S \geq \nu_S$			Verifica allo scorrimento $S_{res}/S \geq \nu_S$		
$1/S^*[S_P+(f \cdot G_B)]$	4.51	-	$1/S^*[S_P+(f \cdot G_B)]$	4.51	-
Coefficiente di sicurezza scorrimento ν_S		1.25	Coefficiente di sicurezza scorrimento ν_S		1.25
Verifica alla resistenza del cls $\sigma_C < \sigma_{C,AMM}$			Verifica alla resistenza del cls $\sigma_C < \sigma_{C,AMM}$		
Lunghezza minima contatto l	1	m	Lunghezza minima contatto l	1	m
Spinta idraulica S	20389	N	Spinta idraulica S	20389	N
Resistenza cls $\sigma_{C,AMM}$	200	N/cm²	Resistenza cls $\sigma_{C,AMM}$	200	N/cm²
Tensione di trazione $\sigma_C=S/l \cdot D_E$	8.16	N/cm²	Tensione di trazione $\sigma_C=S/l \cdot D_E$	8.16	N/cm²
Verifica alla resistenza del terreno $\sigma_T < \sigma_{T,AMM}$			Verifica alla resistenza del terreno $\sigma_T < \sigma_{T,AMM}$		
Peso del blocco G_B	21582	N	Peso del blocco G_B	21582	N
Area della base di appoggio A_{base}	1	m²	Area della base di appoggio A_{base}	1	m²
Pressione effettiva sul terreno σ_T	21582	N/m²	Pressione effettiva sul terreno σ_T	21582	N/m²
Portanza del terreno $\sigma_{T,AMM}$	40000	N/m²	Portanza del terreno $\sigma_{T,AMM}$	40000	N/m²