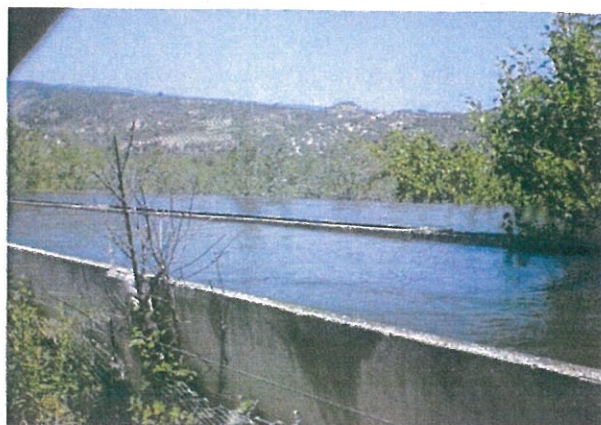




CONSORZIO DI BONIFICA IONIO CROTONESE

Via Sergio Ramelli 10- Tel. 0962-661801-02-03 - Fax 0962-21250 - 88900 Crotone

IMPIANTO IRRIGUO TACINA



Delibera CIPE del 18/11/2010 - Nuovo Piano Irriguo Nazionale relativo alle Regioni meridionali

LAVORI DI RICONVERSIONE DI UN TRATTO DI ADDUTTORE DA CANALE A CIELO APERTO A TUBATO

PROGETTO ESECUTIVO

000018

IL SEGRETARIO

RELAZIONE IDRAULICA

PRELIMINARE DEFINITIVO ESECUTIVO

1 2 3 1 2 3 1 2 3

ALLEGATO N.

3

Posizione
Consorzio

21

Data :

14/07/2011

Responsabile del Procedimento

Dott. Ing. Giuseppe Schipani

Progettista

Dott. Ing. Antonio Cortese

Collaboratori

Dott. Ing. Francesco Bevilacqua

Geom. Biagio Iannuzzi

Geom. Maurizio Vittimberga

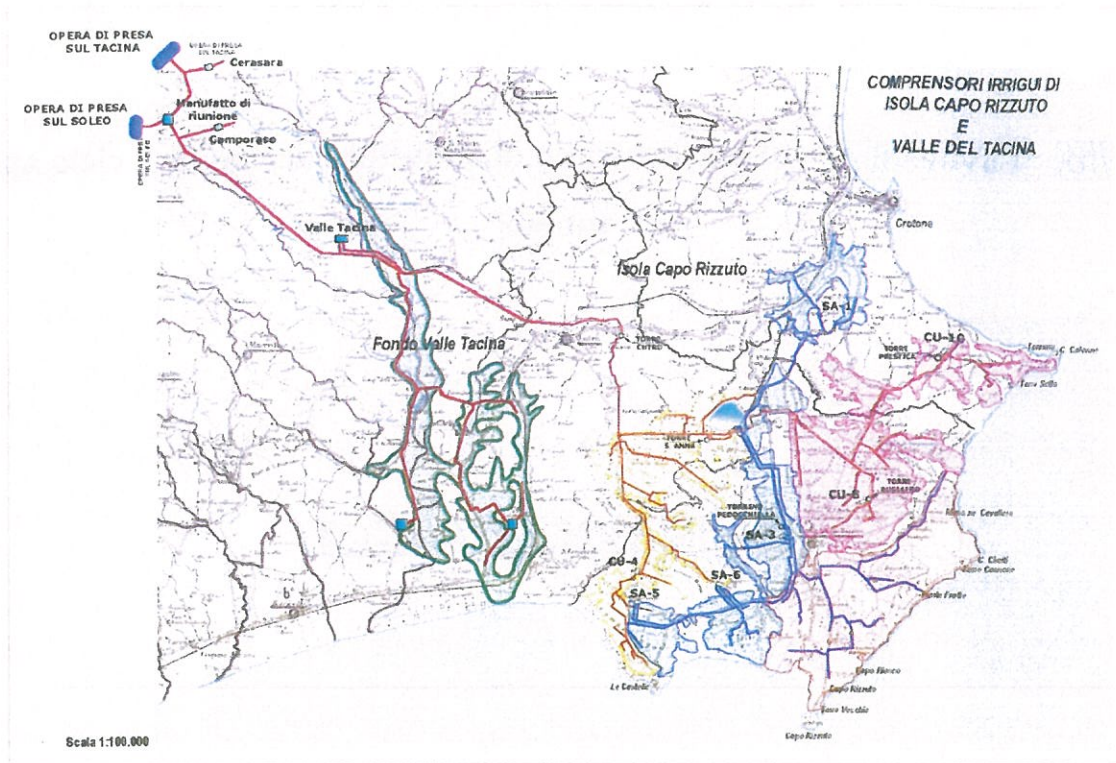
CONSORZIO DI BONIFICA IONIO CROTONESE
PROVINCIA DI CROTONE

Oggetto: “Lavori di riconversione tratto di adduttore da canale a cielo aperto, a
tubato”

Relazione idraulica

PREMESSA

Descrizione dell'impianto di Isola Capo Rizzuto e Fondo Valle Tacina



Schema generale impianto

L'impianto è alimentato dal fiume Tacina e dal torrente Soleo.

La condotta di adduzione prende origine da un'opera di presa sul fiume Tacina a quota 310 mt.



Foto opera di presa Tacina

Attraverso un tronco di raccordo l'acqua viene addotta ad un dissabbiatore.

La portata irrigua viene immessa in un canale scatolare in c.a. e in una successiva tratta con condotta in acciaio del DN 2000 e 1700 e tratto con doppia condotta in acciaio (Entrambe hanno sostituito un tratto di canalette che è stato divelto da frane successive), per poi proseguire a canalette policentriche affiancate fino a raggiunge una prima vasca a pelo libero in località Cerasara 1 (Portata max 4.1 mc/s , volume della vasca di circa 5000 mc.) attraverso la quale si serve l'omonimo impianto di Ha 300.

Da qui l'adduzione prosegue tubata sino ad un secondo manufatto a pelo libero attraverso il quale sono immesse le acque del torrente Soleo.

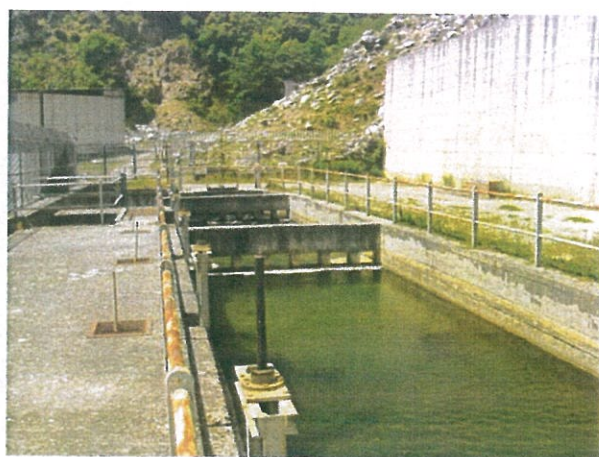


Foto opera di presa Soleo

Prosegue quindi sino ad incontrare la vasca Camporaso (volume della vasca circa 3000 mc) al servizio dell'omonimo comprensorio di Ha 200. Alla progressiva 10.359 m della condotta Tacina Cutro, a circa 60 mt slm, una condotta in acciaio DN 600 di ml 337 di sviluppo, alimenta la vasca di compenso Cerasara 2° (volume della vasca circa 30.000 mc con massimo invaso a quota 122.15 slm e, portata massima d'alimentazione 987 l/sec) da cui si diparte l'impianto "Fondovalle Tacina" di Ha 2000 .

Da questo punto, senza ulteriori interferenze, raggiunge il torrino piezometrico di Cutro da cui ha inizio l'intero comprensorio di Isola Capo Rizzuto che si articola in 4 lotti di distribuzione e nel grande invaso di S. Anna (mc 16×10^6).

I terreni interessati ricadono nei comuni di Isola Capo Rizzuto e Cutro.

INTERVENTO DA REALIZZARE

Descrizione dell'intervento

L'intervento in progetto nasce dall'esigenza di sostituire il doppio canale in cemento armato (Tipo 1500), che risulta deteriorato e soggetto a frequenti rotture, nel tratto tra l'opera di presa sul F. Tacina e la vasca di carico con derivazione per Cerasara, con una nuova condotta in acciaio DN 1800 pensile, in modo da garantire la continuità del servizio di approvvigionamento idrico alle proprietà sottese dall'impianto.



Foto doppio canale

In particolare, si prevede:

- 1) La realizzazione di un tratto di condotta pensile poggiante su blocchi in calcestruzzo affiancata al tratto di doppio canale pensile esistente. Saranno predisposte le opere per i collegamenti a scarichi e sfiati, e per alimentare la vasca di Camporaso. Lungo la condotta saranno realizzati gli attraversamenti, nei punti dove già esistono, interrando la stessa al fine di evitare l'interclusione delle proprietà attraversate e di consentire il passaggio di trattori, e macchine operatrici di dimensioni limitate visto le modeste estensioni di terreno, dove la coltura principale è rappresentata da uliveti.
- 2) Il raccordo con i pozzetti di monte e valle esistenti, e con la vasca di Camporaso ;
- 3) L'abbattimento delle opere esistenti ovvero la demolizione delle canalette e dei pozzetti e l'impiego del materiale di risulta come sottofondo dell'esistente pista di servizio, sulla quale è prevista una ricarica con materiale arido. I pozzetti attuali saranno demoliti fino al piano campagna.

Obbiettivo dell'intervento

L'intervento permetterà il conseguimento dei seguenti obbiettivi:

- evitare interruzione idrica durante il periodo irriguo a causa del crollo delle canalette: più volte si è stati costretti nel periodo irriguo alla chiusura dell'intero impianto;
- migliorare le condizioni della rete anche nei mesi invernali grazie alla possibilità di incassare una maggiore portata;

Scelta del tracciato

Dai sopralluoghi e dalle modellazioni informatiche effettuate è emerso che la soluzione progettuale ottimale consiste nella realizzazione di una condotta parallela al canale esistente. Tale soluzione garantisce un buon funzionamento idraulico.

Scelta dei materiali

La condotta è costituita da tubazioni di acciaio Fe510B saldato longitudinalmente od elicoidalmente, con giunti di estremità per saldatura a bicchiere sferico di lunghezza pari a circa 10/13 m; con rivestimento esterno bituminoso del tipo "pesante" secondo norme UNI ISO5256 ed interno con vernice epossidica senza solvente di spessore 250 micron idonea al contatto con acque potabili. DN 1800 – sp. 12,5mm

Fattibilità dell'intervento

L'intervento proposto in sostituzione delle opere esistenti, comporta un modesto impatto sul territorio: non si prevedono modifiche permanenti all'ambiente circostante. Gli effetti dell'intervento sul territorio risulteranno limitati al periodo di scavo e messa in opera delle condotte e appaiono comunque di moderata entità. Nell'area interessata dai lavori, dalla documentazione reperita presso il Comune interessato non esistono vincoli ambientali.

CALCOLI IDRAULICI

Introduzione

Nel presente paragrafo sono riportati i calcoli idraulici per il dimensionamento della condotta idrica. Come accennato nei paragrafi precedenti, il progetto prevede la realizzazione di una tubazione in acciaio del DN1800 di lunghezza pari a 2028 ml.

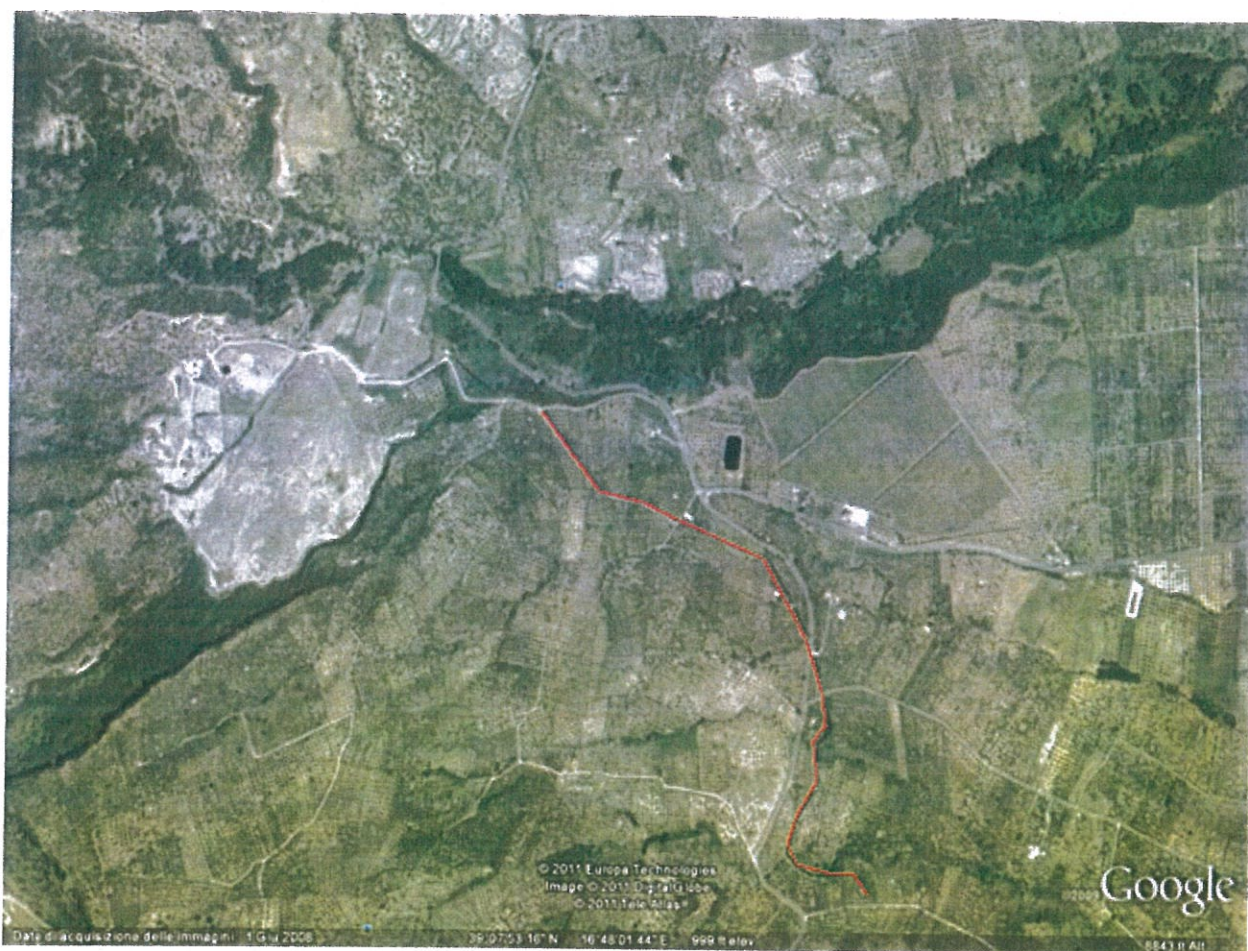
La portata prevista di progetto è pari a circa 4100 l/s ed è la stessa adottata dal doppio canale pensile da demolire. Il dislivello tra l'opera di presa e il punto di consegna è pari a 2,73m.

Per la planimetria e il profilo della condotta si rimanda agli elaborati allegati al progetto.

Di seguito si riportano alcuni estratti da Google Earth con l'indicazione del tracciato dall'opera di presa fino al punto iniziale dell'intervento da realizzare e il tratto da realizzare.



Tratto iniziale dall'opera di presa al manufatto del doppio canale da smantellare



----- *Tracciato canale esistente e della condotta da realizzare*



Tratto canale da smantellare con vista attraversamenti

CALCOLO IDRAULICO DELLA CONDOTTA DI ADDUZIONE

Determinazione del diametro della condotta

L'espressione più generale che lega la perdita di carico J per unità di lunghezza L della condotta di un fluido incompressibile in moto permanente è quella di Darcy-Weisbach:

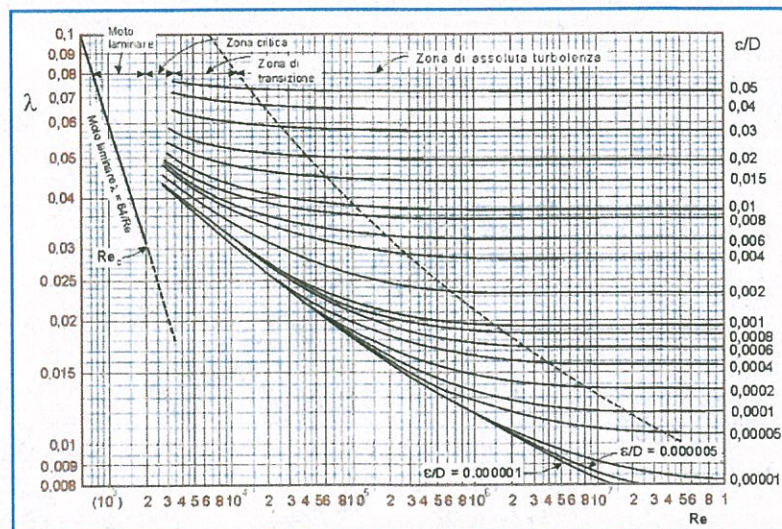
$$J = \lambda \cdot \frac{v^2}{2gD}$$

avendo indicato con D il diametro della condotta, con v la velocità media della corrente, con g l'accelerazione di gravità e con λ un coefficiente adimensionale di resistenza funzione, in generale, della scabrezza relativa del tubo e del numero di Reynolds.

Per il calcolo di λ si può utilizzare la formula di Colebrook-White:

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

L'uso di questa formula normalmente avviene tramite la sua rappresentazione nel diagramma logaritmico di Moody (abaco di Moody) tramite un fascio di curve caratterizzate da scabrezze relative $\varepsilon/D = \text{cost}$. La scabrezza ε sono state fornite da numerosi autori sulla base di esperienze e sono riportate in apposite tabelle.



Abaco di Moody

La formula di Colebrook-White ha però l'inconveniente di non consentire di valutare λ direttamente ma di richiedere successive iterazioni di calcolo.

Numerose ricerche sono state effettuate per semplificare l'utilizzazione della formula di Colebrook-White, sia per i problemi di verifica (calcolo della portata), sia per problemi di progetto (calcolo del diametro e della cadente).

In particolare, per determinare il diametro teorico della condotta in progetto, note la portata e la cadente, si utilizza la formula di Pezzoli:

$$D = \frac{\Delta}{\left[-\frac{\pi}{\sqrt{2}} \log \left(\frac{\varepsilon}{1,77\Delta} + 5,4 \frac{\nu}{\Delta^{3/2} \sqrt{gJ}} \right) \right]^{2/5}}$$

In cui:

D è il diametro della condotta da determinare;

- $\Delta = \left(\frac{Q^2}{g \cdot J} \right)^{1/5}$;
- Q è la portata;
- $J = \Delta H / L$ è la cadente;
- ΔH è il dislivello geodetico;
- L è la lunghezza della condotta;
- ε è la scabrezza;
- ν è la viscosità cinematica dell'acqua ;
- g è l'accelerazione di gravità;

Pertanto, posto che:

- $Q = 4,1 \text{ mc/s}$;
- $\Delta H = 2,73 \text{ m}$;
- $L = 2028 \text{ m}$
- $J = 0,001346$

e considerato che:

- ε per tubi in acciaio in servizio con rivestimento degradabile nel tempo e con leggera ruggine può essere assunto pari a $0,0006 \text{ m}$;
- ν , in riferimento alle temperature di esercizio, può essere assunto pari a $1,14 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$;
- g viene assunto pari a $9,806 \text{ m/s}^2$;
- le perdite di carico localizzate sono di entità trascurabile nel calcolo delle lunghe condotte;

Si ottiene:

$$D = 1,734 \text{ m} = 1.734\text{mm}$$

Ottenuto a questo punto il diametro teorico, si ritiene opportuno impiegare come diametro commerciale il DN 1800.

Considerando le serie dimensionali unificate dei tubi in acciaio per il DN 1800 si ha che:

Diametro esterno (DE) = 1.820mm

Spessore (s) = 12,5mm

Diametro interno (DI) = 1.795mm

Determinato il diametro teorico è necessario verificare la velocità media nella condotta in modo da eseguire un controllo affinché il valore ottenuto sia tale da garantire il corretto funzionamento del sistema.

La velocità è data dalla relazione:

$$V = Q / A = Q / \frac{\pi \cdot DI^2}{4}$$

Sostituendo nella relazione precedente i valori di portata (4,1mc/s) e del diametro interno (1,795m) otteniamo che la velocità media è pari a 1,62m/s.

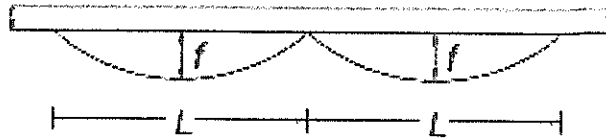
Da quanto sopra si può concludere che la condotta di adduzione è stata progettata in maniera corretta. Infatti la velocità, rientra nel limite di accettabilità che è il seguente:

$$0,6 \leq V \leq 3 \text{ m/s}$$

Determinazione della distanza tra gli appoggi e dimensionamento dei blocchi di appoggio per condotta pensile

Come già accennato nei paragrafi precedenti, la condotta da realizzare sarà di tipo pensile con solo qualche attraversamento interrato. In questo paragrafo si procederà a determinare la distanza tra gli appoggi e le dimensioni degli stessi.

La distanza massima tra due appoggi consecutivi per tubazioni sospese affinché non si superi una freccia prestabilita (a metà tra questi due) è ricondotta allo studio della deformazione di una trave (nel caso specifico a sezione circolare cava) appoggiata, sottoposta a carico uniformemente distribuito cioè al peso proprio e a quello del liquido (acqua) in esso contenuto.



La formula da applicare è la seguente:

$$L = \sqrt[4]{\frac{384}{5} \cdot \frac{f \cdot E \cdot J}{q}}$$

$$J = \frac{\pi}{64} \cdot (D^4 - d^4)$$

$$d = D - 2 \cdot s$$

$$q = \frac{\pi}{4} \cdot [D^2 \cdot \rho_{tu} - d^2 \cdot (\rho_{tu} - \rho_f)] \cdot g$$

In cui:

$L = [mm]$: distanza tra due appoggi consecutivi

$f = [mm]$: freccia massima; intermedia tra i due appoggi

$E = [N/mm^2] = [MPa]$: modulo elastico del materiale della tubazione

$J = [mm^4]$: momento di inerzia della sezione della tubazione

$D = [mm]$: diametro esterno della tubazione

$d = [mm]$: diametro interno della tubazione

$s = [mm]$: spessore della tubazione

$q = [N/mm]$: carico distribuito

$\rho_{tu} = [kg/mm^3]$: densità del materiale della condotta

$\rho_f = [kg/mm^3]$: densità del fluido interno alla condotta

$g = 9,806 [m/s^2]$: accelerazione di gravità

Considerando come freccia massima il valore di 0,5mm e posto che:

$$E = 210 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2$$

$$D = 1.820 \text{ mm}$$

$$d = 1.795 \text{ mm}$$

$$s = 12,5 \text{ mm}$$

$$\rho_{tu} = 7,850 \cdot 10^{-6} \text{ kg/mm}^3$$

$$\rho_f = 1 \cdot 10^{-6} \text{ kg/mm}^3$$

$$g = 9,806 \text{ m/s}^2$$

Si ottiene che:

$$L = 19,344\text{m}$$

Pertanto, la distanza massima tra gli appoggi viene assunta pari a 19 metri.

Ottenuta la distanza massima tra gli appoggi, per poter dimensionare gli stessi, è necessario determinare le reazioni agenti su di essi.

Pertanto, considerato che:

- L = Distanza tra gli appoggi = 19 metri
- Q = Carico totale distribuito sulla tubazione
- Q_t = Peso per metro lineare della tubazione = 560 kg/ml
- γ_a = Peso specifico dell'acqua nella tubazione = 1000 kg/mc

Si ottiene il valore delle reazioni sugli appoggi:

$$R1=R2= Q \cdot L = (560 \cdot 19) + (3,14 \cdot 0,9^2 \cdot 1000) \cdot 19 = 58.964,6 \text{ Kg}$$

Ipotizzando che le basi degli appoggi abbiano area rettangolare (A) pari a 300x200 cm si ottiene la tensione sul terreno:

$$\sigma = R/A = 58.964,6 / (300 \cdot 200) = 0,98 \text{ kg/cm}^2$$

La tensione ottenuta è minore di quella ammissibile del terreno è pertanto il dimensionamento degli appoggi è corretto.

Calcolo statico dei tratti di condotta interrati

Come già accennato nei paragrafi precedenti, si prevedono dei tratti interrati di condotta per attraversare alcuni accessi a zone di coltivo. È necessario pertanto eseguire la verifica statica dei tratti interrati della condotta.

Nel caso di condotte interrate è fondamentale valutare le sollecitazioni meccaniche che si esercitano sulle stesse per effetto delle azioni interne (ad es. l'acqua in pressione) o esterne (ad esempio il peso del terreno di ricoprimento e i carichi sovrastanti). Il calcolo viene svolto seguendo le indicazioni della norma UNI 7517/1976, con riferimenti alla normativa Ouvrages d'assainissement. Fascicule n°70, redatta dal Ministero di Trasporti francese e alla normativa americana ANSI-AWWA C950/88.

La condotta in progetto, dai calcoli effettuati, è di tipo rigido.

La verifica statica di condotte interrate rigide prevede il calcolo dei carichi ovalizzanti e la verifica allo stato limite ultimo di resistenza.

Definizione della rigidità della condotta

1) Norma UNI 7517/1976

coefficiente di elasticità $n = E_s/E_t(r/s)^3$

dove

E_s = modulo di elasticità del terreno

E_t = modulo di elasticità della tubazione

r = raggio medio della tubazione $r = (D-s)/2$

D = diametro esterno della tubazione

s = spessore della tubazione

$n \geq 1$ tubazione flessibile

Tubazione Rigida - Verifica allo stato limite ultimo di resistenza

1) Determinazione dei carichi: carico dovuto al rinterro, in funzione del tipo di posa, (trincea stretta o larga), sovraccarichi mobili concentrati e distribuiti, carico dovuto alla massa d'acqua contenuta nella condotta, calcolo del carico per pressione idrostatica esterna.

2) Definizione del coefficiente di posa

3) Verifica: $Q_r/Q_t \leq \text{Coeff. Sic.}$

Q_r = carico di rottura in trincea

Q_t = risultante dei carichi

Coeff. Sic. = coefficiente di sicurezza allo schiacciamento, di solito pari a 1.5.

Si riportano nelle tabelle seguenti i risultati del calcolo.

DATI DIMENSIONALI DEL TUBO

Diametro tubazione, $\varnothing$ (mm)	1820
Spessore, s (mm)	12,5
Materiale tubo	Acciaio ▼
Modulo di elasticità, E_m (kN/m ²)	210000000
Rapporto diametro esterno/spessore, SDR	15
Rigidezza circonferenziale, SN (kN/m ²)	6296

DATI DELLO SCAVO

Larghezza, B (m)	3,00
Altezza sull'estradosso, H (m)	1
Modulo elasticità del rinterro, E_t (kN/m ²)	14000
Peso specifico del rinterro, γ_t (kN/m ³)	20
Angolo di attrito interno, ϕ (°)	33
Coefficiente di attrito rinterro/pareti, μ	0,65
Coefficiente di rigidezza relativa, n	0,018
Tipo di tubazione	Rigida
Verifica tipo di trincea (UNI 7517)	Larga

Non è applicabile la riduzione del carico per azione attritiva del terreno

CARICO STATICO RINTERRO

Coefficiente di spinta attiva, K_a	0,29
Coefficiente di Marston, χ	0,003
Pressione verticale, q_{st} (kN/m ²)	23,5
Carico statico rinterro, Q_{st} (kN/m)	36,4

SOVRACCARICO DINAMICO

Tipologia rete di traffico	Stradale ▼
Tipologia di mezzi (DIN1072)	Pesanti ▼
	HT 45 ▼
Coefficiente dinamico, ω	1,3
Carico per ruota, P (kN/ruota)	75
Pressione dinamica, q_d (kN/m ²)	51,5
Sovraccarico dinamico, Q_d (kN/m)	93,7

SOVRACCARICO STATICO

Carico concentrato statico, P_s (kN)	0.00
Lunghezza impronta, u_1 (m)	0.00
Larghezza impronta, u_2 (m)	0.00
Pressione statica, q_s (kN/m ²)	0
Coefficiente di diffusione, β	0,85
Sovraccarico statico, Q_s (kN/m)	0

SOVRACCARICO IDROSTATICO

Profondità quota di falda, h' (m)	0.00
Pressione da falda, q_f (kN/m ²)	0
Carico idrostatico, Q_{idr} (kN/m)	0

CARICO DA FLUIDO TRASPORTATO

Diametro interno tubazione, D_i (mm)	1795
Carico da fluido trasportato, Q_a (kN/m)	24,82

CARICO TOTALE

Carico statico rinterro, Q_{st} (kN/m)	36,4
Sovraccarico dinamico, Q_d (kN/m)	93,7
Sovraccarico statico, Q_s (kN/m)	0
Carico idrostatico, Q_{idr} (kN/m)	0
Carico da fluido trasportato, Q_a (kN/m)	24,8
Carico totale, Q_{tot} (kN/m)	154,9

REAZIONE LATERALE DEL TERRENO

Qualità costipazione	Moderata	▼
Grado di costipazione del terreno, f_c	12	
Coefficiente di rigidità, c_r (N/cm ³)	12	
Pressione laterale del terreno, (kN/m ²)	1,3	
Reazione laterale del terreno, (kN/m)	1,7	

Classe di resistenza (kN/m ²)	20
Indice di posa	1.5
Carico di rottura, F_s (kN/m)	1715,3
Carico totale agente, F_{tot} (kN/m)	154,9
Coefficiente di sicurezza, F_{tot}/F_s	11,1

Tubazione verificata

