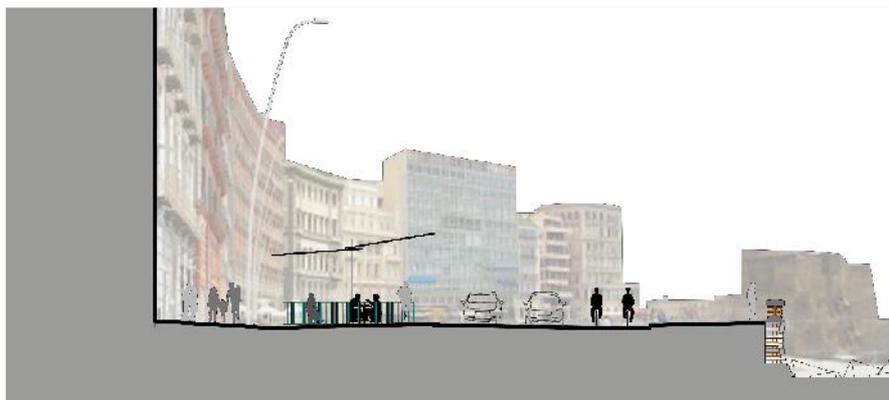




COMUNE DI NAPOLI
Direzione centrale Pianificazione e gestione del territorio - sito Unesco
Servizio Programma Unesco e valorizzazione della città storica

Riqualificazione lungomare

Tratto piazza Vittoria - Molosiglio



PROGETTO DEFINITIVO

Gruppo di progettazione

arch. Anna Rita Affortunato, arch. Daniela Buonanno, ing. Roberta Catapano, arch. Renata Ciannella, ing. Antonio d'Aniello, arch. Luca d'Angelo, ing. Marzia di Caprio (responsabile integrazione prestazioni specialistiche), geom. Luciano Marino, dott. Giuseppe Marzella, ing. Stefano Napolitano, geom. Italo Ricci.

Responsabile del procedimento

arch. Giovanni Lanzuise

Il Dirigente

arch. Massimo Santoro

Relazione idrologica e idraulica

ER FOGN 01

emissione luglio 2015

revisione aprile 2018

Sommario

1. Premesse	2
2. Nuovo collettore pluviale in Via Nazario Sauro.....	3
2.1. BACINO COLANTE E CURVA DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA.....	3
2.2. MODELLO DI TRASFORMAZIONE AFFLUSSI IN DEFLUSSI	6
2.3. DIMENSIONAMENTO.....	9
2.4. VERIFICA STATICA DELLE TUBAZIONI.....	17

1. Premesse

Come riportato nella relazione generale, il progetto prevede la rifunzionalizzazione del sistema di drenaggio di Via Partenope e Via Nazario Sauro, la disostruzione dei manufatti fognari esistenti in Via Partenope e la sostituzione della premente in acciaio che dall'impianto di sollevamento denominato "Santa Lucia" ubicato in Borgo Marinari, immette i reflui nel manufatto fognario di Via Partenope.

Più precisamente, il sistema di captazione superficiale in via Partenope e via Nazario Sauro presenta ad oggi caditoie a griglie ubicate in adiacenza ai marciapiedi laddove le caditoie lato mare presentano scarichi inviati direttamente a mare, variamente dislocati lungo la linea di costa; le caditoie lato fabbricati, invece, recapitano gli scarichi nei manufatti fognari sottostanti.

Orbene, in via Nazario Sauro il progetto prevede di inviare in un unico condotto fognario le acque raccolte dalle caditoie, in modo da concentrare in due soli punti gli scarichi lungo la linea di costa, sfruttando peraltro i manufatti di sbocco esistenti. In particolare, è prevista la posa di una tubazione in polietilene ad alta densità (PEAD), corrugata esternamente e liscia internamente, in asse alla carreggiata stradale per il recapito delle acque raccolte dalle griglie di progetto.

Tale condotto fognario potrà recapitare nell'attuale manufatto di scarico della fontana dell'Immacolatella.

Il progetto prevede altresì la pulizia del tratto a monte dello sbocco e un risanamento dello stesso e dell'area ad esso adiacente con la rimozione dei rifiuti presenti presso la scogliera (non provenienti dallo scarico).

Relazione di calcolo idraulico

Per quanto riguarda il sistema di drenaggio, il progetto ha tenuto conto della futura configurazione della sezione stradale che prevede l'allargamento del marciapiede e la realizzazione della pista ciclabile, quest'ultima separata con cordolo dalla porzione destinata a ciclomotori ed autoveicoli. L'intercettazione delle acque meteoriche è prevista lungo il marciapiede, lungo la pista ciclabile e lungo le corsie di marcia veicolari.

In via Partenope, il sistema di captazione di progetto, comprensivo delle griglie lato mare, avrà come recapito il manufatto fognario ovoidale esistente; dunque le acque raccolte dalle caditoie saranno inviate, attraverso la fogna ovoidale, allo sbocco della Cloaca Massima situato all'altezza di via Niccolò Tommaseo. Il progetto prevede la pulizia e la riqualificazione sia del manufatto ovoidale superficiale sia del manufatto rettangolare profondo, in modo da intervenire anche in corrispondenza di allacci eventualmente danneggiati o vetusti. Si precisa che in Via Partenope l'ubicazione delle caditoie lungo la carreggiata stradale non sarà modificata rispetto a quella attuale, fermo restando che il sistema andrà rifunzionalizzato, con la sostituzione delle caditoie e degli allacci danneggiati, ed integrato con l'intercettazione lungo i marciapiedi.

Infine, si prevede la sostituzione della tubazione di mandata del DN150 proveniente dall'impianto di sollevamento sito in Borgo Marinari.

Di seguito sono riportati i calcoli di dimensionamento del nuovo collettore pluviale in Via Nazario Sauro e del sistema di captazione superficiale.

2. Nuovo collettore pluviale in Via Nazario Sauro

2.1. BACINO COLANTE E CURVA DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA

L'area di intervento complessiva si estende per circa 3,6 ha di cui, il bacino sotteso al

Relazione di calcolo idraulico

tratto di nuova realizzazione presso Via Sauro, presenta un'area pari a circa 1.3 ha con una pendenza media pari a circa 1.2%

Nella figura che segue è evidenziato il bacino colante afferente il nuovo tratto fognario in Via Sauro lungo Via Nazario Sauro



Figura 1. Bacino colante nuovo tratto fognario in via Sauro

La determinazione delle portate pluviali è stata effettuata sulla scorta della curva di probabilità pluviometrica adoperata per la città di Napoli.

Tale legge è espressa da una relazione a tre componenti così definita:

$$h[t, T] = K_T \frac{m[I_0] \cdot t}{\left(1 + \frac{t}{d_c}\right)^\beta}$$

dove:

d = durata evento meteorico (ore)

$m[I_0]$ = medio del massimo annuale riferita alla sottozona omogenea considerata (mm/h)

z = quota media del bacino (m)

Relazione di calcolo idraulico

d_c = durata critica (ore)

C, D = parametri di regressione lineare

Per la stima dei parametri statistici della legge si è fatto riferimento ai valori riportati nella pubblicazione "Il sistema fognario della città di Napoli alle soglie del 2000", ricavati dalle elaborazione dei dati registrati dal pluviografo di Napoli – Fuorigrotta:

$m(I_0)$	d_c	β
180,2	0.128	0.826

Inserendo i valori su indicati si ottiene l'espressione:

$$h[t, T] = K_T \frac{1802 \cdot t}{\left(1 + \frac{t}{0.128}\right)^{0.826}}$$

Il parametro K_T rappresenta il fattore di crescita e il suo valore è fornito dalla funzione di distribuzione di probabilità cumulata $F(k)$ del modello T.C.E.V.

$$T = 1 / (1 - \Phi(\kappa)) = 1 / (1 - \varepsilon \zeta \pi(-\Lambda_1 \zeta \varepsilon^{-(\eta \zeta \kappa)} - \Lambda_* \zeta \Lambda_1^{(1/\theta^*)} \zeta \varepsilon^{-(\eta \zeta \kappa / \theta^*)}))$$

con:

θ^*	Λ_*	Λ_1	η
2.536	0.224	37	4.909

Nell'espressione precedente T rappresenta il periodo di ritorno ossia il numero medio di anni che bisogna attendere perché l'evento ad esso riferito si verifichi almeno una volta e risulta, pertanto, legato al rischio di insufficienza.

Relazione di calcolo idraulico

Per i sistemi fognari urbani generalmente il dimensionamento viene svolto per valori del tempo di ritorno inferiori alla vita utile dell' opera, pertanto sussiste la certezza che in qualche occasione l'opera risulti insufficiente. D'altronde per evitare ciò sarebbe necessario incrementare, e non di poco, il valore di T di progetto e, conseguentemente, le dimensioni e il costo delle opere.

Nel caso specifico per la verifica delle opere esistenti e di quelle di progetto è stato considerato un periodo di ritorno massimo pari a 30 anni.

Per il suddetto periodo di ritorno il valore di K_T è pari a 1.8

2.2. MODELLO DI TRASFORMAZIONE AFFLUSSI IN DEFLUSSI

Per la determinazione delle massime portate pluviali è stato applicato il metodo *dell'invaso lineare* che rappresenta un modello concettuale di trasformazione afflussi – deflussi, diffusamente utilizzato nella pratica tecnica.

Secondo tale metodo il legame esistente tra la portata $Q(t)$, defluente in una assegnata sezione ed il volume d'acqua $W(t)$ che si deve immagazzinare sulla superficie A del bacino sotteso dalla rete fognaria a monte, affinché attraverso la stessa sezione possa defluire la portata $Q(t)$, è un legame lineare espresso dalla relazione:

$$Q(t) = W(t)/K$$

Con K costante di invaso lineare, avente le dimensioni di un tempo.

L'applicazione del modello adottata è quella del *metodo italiano* per il quale l'espressione di K è fornita dal rapporto tra il volume totale invasato nella rete fognaria e sulla relativa superficie drenata in concomitanza con il deflusso della portata $Q(t)$ e la portata stessa. In tal modo il metodo risulta di agevole utilizzo per la progettazione di una rete di collettori o

Relazione di calcolo idraulico

per la verifica della rete allorquando siano note tutte le caratteristiche dei collettori a monte della sezione d'esame.

La costante di invaso K può essere espressa in funzione delle caratteristiche morfologiche del bacino drenato e della rete fognaria afferente. Per la progettazione della rete in oggetto la stima della costante di invaso è stata effettuata utilizzando la relazione proposta da Desbordes:

$$K \cdot \frac{4.19 A^{0.30}}{I_m^{0.45} (100 i)^{0.38}} - 0.21 \quad (\text{min})$$

Dove:

A è la superficie del bacino in ettari;

i_m è la pendenza media del collettore principale (m/m);

I_m è la percentuale di area edificata.

L'espressione su scritta vale nell'ambito di bacini caratterizzati da una pendenza compresa tra 0.004 e 0.047.

Inoltre è opportuno sottolineare che tale espressione è stata tarata su bacini urbani reali strumentati con dispositivi di misura delle piogge e delle portate.

Conseguentemente la metodologia di calcolo trova ordinaria ed indiscutibile applicazione in contesti omogenei.

L'idrogramma di piena è dato dall'integrale, rispetto al tempo t , dell'equazione del serbatoio lineare e l'equazione di continuità:

$$I(t)d(t) = dW(T) + Q(T)dt$$

con:

$I(t)$ afflusso netto sul bacino (mc/s);

$W(t)$ volume immagazzinato a monte (mc);

Relazione di calcolo idraulico

Q portata in uscita dalla sezione (mc/s).

Introducendo l'ipotesi di afflusso netto $I(t)$ costante e pari a $(\varphi * i(t) * A)$ si ha, al termine dell'afflusso (t_p), la portata al colmo pari a:

$$Q_m = \varphi i(t_p) S (1 - e^{-t_p/K})$$

dove:

φ è il coefficiente di afflusso;

$i(t_p)$ è l'intensità di pioggia corrispondente alla durata della pioggia t_p .

Il massimo valore della portata è quello relativo alla durata critica t_c , che si ottiene eguagliando a zero la derivata della espressione precedente rispetto a t_p .

Il valore t_c si ottiene risolvendo per tentativi, rispetto ad r , la seguente espressione:

$$m = (c/K + r) e^{-r} / (1 - e^{-r}).$$

dove:

m è l'esponente del denominatore della espressione della curva di probabilità pluviometrica a tre parametri;

c è la durata critica dell'evento meteorico

K è la costante di invaso;

r è il rapporto tra durata dell'afflusso t_p e K

Pertanto, la portata al colmo di piena è data dall'espressione:

$$Q = \varphi \cdot i \cdot A \cdot (1 - e^{-r})$$

Sulla base della metodologia illustrata è stata determinata la portata al colmo di piena relative al collettore di progetto.

I risultati ottenuti sono sintetizzati nella seguente tabella:

Relazione di calcolo idraulico

Area totale del bacino (ha)	pendenza media %	area urbanizzata (ha)	area non edificata(ha)	lm	φ	k(min)	tc(min)	i(mm/h)	h(mm)	Q(mc/s)	Q(l/s)	u(l/s*ha)
1,30	1,3	1,30	/	1,00	0,90	3,89	9,36	104,46	16,29	0,31	308,79	237,53

Tabella 1

Dunque la portata posta massima a base del dimensionamento è pari a $Q=310$ l/s, corrispondente ad un coefficiente udometrico di progetto pari a $u = 238$ l/s*ha; che rappresenta un valore sufficientemente cautelativo.

Al riguardo, sulla scorta del coefficiente udometrico di progetto è possibile evincere che:

- in corrispondenza del pozzetto al picchetto 10, la sezione idrica è sottesa ad un bacino colante di superficie pari a circa 0,7 ha; a cui corrisponde una portata pari a circa 167 l/s (quale prodotto $0,7ha \times 238l/s/ha$);
- in corrispondenza del pozzetto al picchetto 17, la sezione idrica è sottesa ad un bacino colante di superficie pari a circa 1,1 ha; a cui corrisponde una portata pari a circa 260 l/s (quale prodotto $1,3ha \times 238l/s/ha$);
- in corrispondenza del pozzetto al picchetto 21, la sezione idrica è sottesa ad un bacino colante di superficie pari a circa 1,3 ha; a cui corrisponde una portata pari a circa 310 l/s (quale prodotto $1,3ha \times 238l/s/ha$);
- in corrispondenza dello sbocco a mare, la sezione idrica è sottesa ad un bacino colante di superficie pari a circa 1,4 ha; a cui corrisponde una portata pari a circa 335 l/s (quale prodotto $1,4ha \times 238l/s/ha$).

2.3. DIMENSIONAMENTO

Per i calcoli si è adottata la formula di Gauckler e Strickler che si esprime come segue:

Relazione di calcolo idraulico

$$V = K \times R^{(2/3)} \times i^{(1/2)}$$

che combinata opportunamente con quella di continuità:

$$Q = V \times \sigma$$

fornisce:

$$Q = K \times \sigma \times R^{(2/3)} \times i^{(1/2)}$$

I simboli indicano le seguenti grandezze:

V (m/s), la velocità in moto uniforme;

K' (m^(1/3)/s), il coefficiente di scabrezza secondo Gaukler-Strickler;

R (m) il raggio idraulico espresso come rapporto tra la sezione idrica e il contorno bagnato;

i, la pendenza del collettore;

Q (mc/s), la portata;

σ (mq), la sezione idrica.

La formula consente, nota la geometria della sezione idrica, di determinare le caratteristiche idrauliche della corrente che si instaurano al passaggio delle varie portate.

Per quanto concerne il valore del coefficiente di scabrezza K', questo dipende dalla natura delle pareti che costituiscono lo speco.

Per valori elevati di tale coefficiente si tende a pareti sostanzialmente lisce.

Nel caso in questione si è assunto un coefficiente di scabrezza pari a 85 m^{1/3}/s. La letteratura fornisce, per tubazioni in materiale plastico in condizioni di funzionamento di condotta nuova, l'intervallo 90-120 m^{1/3}/s. La scelta del valore 85 m^{1/3}/s porta in conto la condizione di funzionamento a condotta usata ossia caratterizzata da incrostazioni e asperità di vario tipo che si formeranno nel tempo. Un valore più basso del coefficiente di

Relazione di calcolo idraulico

scabrezza è a vantaggio di sicurezza dal momento che esso è inversamente proporzionale al tirante idrico che si instaura al deflusso della portata Q , dunque, a parità di portata, un valore più basso di k' fornirà un tirante maggiore.

Al riguardo, sulla scorta delle sotto riportate scale di deflusso e delle elaborazioni svolte è possibile evincere che:

- in corrispondenza della portata di progetto al picchetto 10 (portata di progetto pari a circa 167 l/s; quale prodotto $0,7hax238l/s/ha$) la sezione idrica con diametro interno pari a 427 mm (tubazione in PEad corrugato DE500 mm classe SN8 kN/m²) e pendenza dell'0,8%, presenta un grado di riempimento, in condizione di moto uniforme, inferiore al 70% ed una velocità in condotta pari a circa 1,8 m/s.
- in corrispondenza della portata di progetto al picchetto 17 (portata di progetto pari a circa 260 l/s quale prodotto $1,1hax238l/s/ha$) la sezione idrica con diametro interno pari a 533 mm (tubazione in PEad corrugato DE630 mm classe SN8 kN/m²) e pendenza dell'0,5%, presenta un grado di riempimento, in condizione di moto uniforme, molto prossimo al 65% ed una velocità in condotta pari a circa 1,7 m/s;
- in corrispondenza della portata di progetto al picchetto 21 (portata di progetto pari a circa 310 l/s quale prodotto $1,3hax238l/s/ha$) la sezione idrica con diametro interno pari a 600 mm (tubazione in PEad corrugato DE700 mm classe SN8 kN/m²) e pendenza dell'0,5%, presenta un grado di riempimento, in condizione di moto uniforme, molto prossimo al 58% ed una velocità in condotta pari a circa 1,8 m/s;
- in corrispondenza della portata allo sbocco a mare (portata di progetto pari a circa 335 l/s; quale prodotto $1,4hax238l/s/ha$) la sezione idrica con diametro interno pari a 600 mm (tubazione in PEad corrugato DE700 mm classe SN8 kN/m²) e pendenza

Relazione di calcolo idraulico

dell'0,5%, presenta un grado di riempimento, in condizione di moto uniforme, molto prossimo al 65% ed una velocità in condotta pari a circa 1,85 m/s.

Sulla scorta dei suesposti dati la verifica può ritenersi soddisfatta.

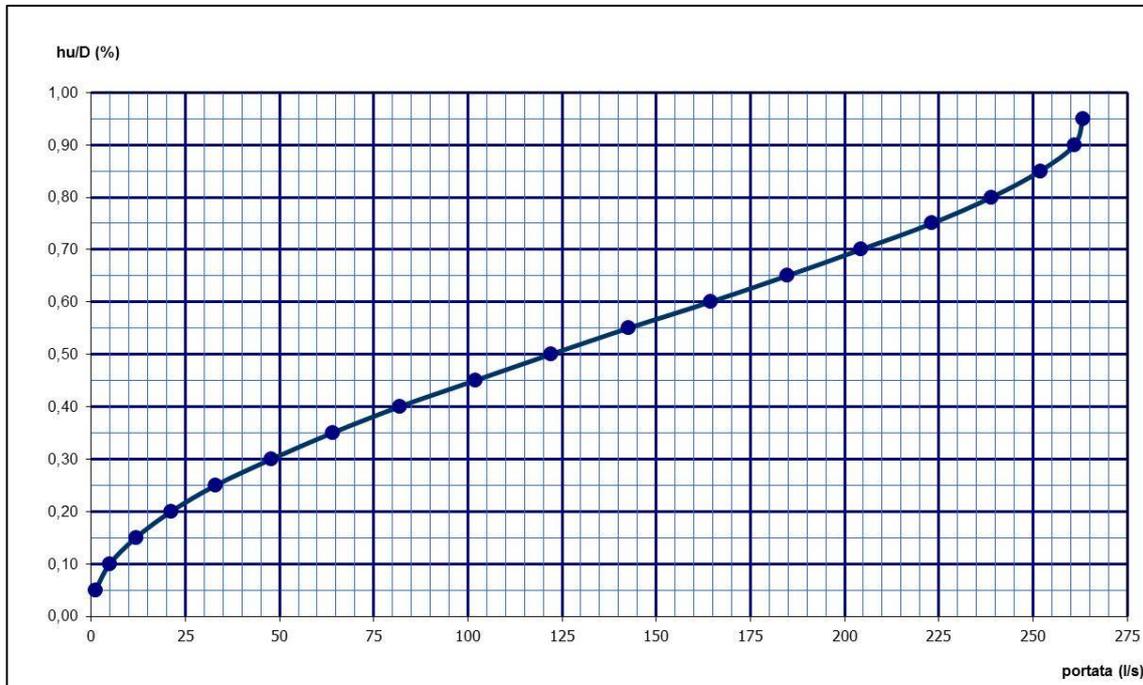


Figura 2 : scala di deflusso (portate) coeff. G-S $85\text{m}^{1/3}/\text{s}$; DI 427mm; pend. 0,80%

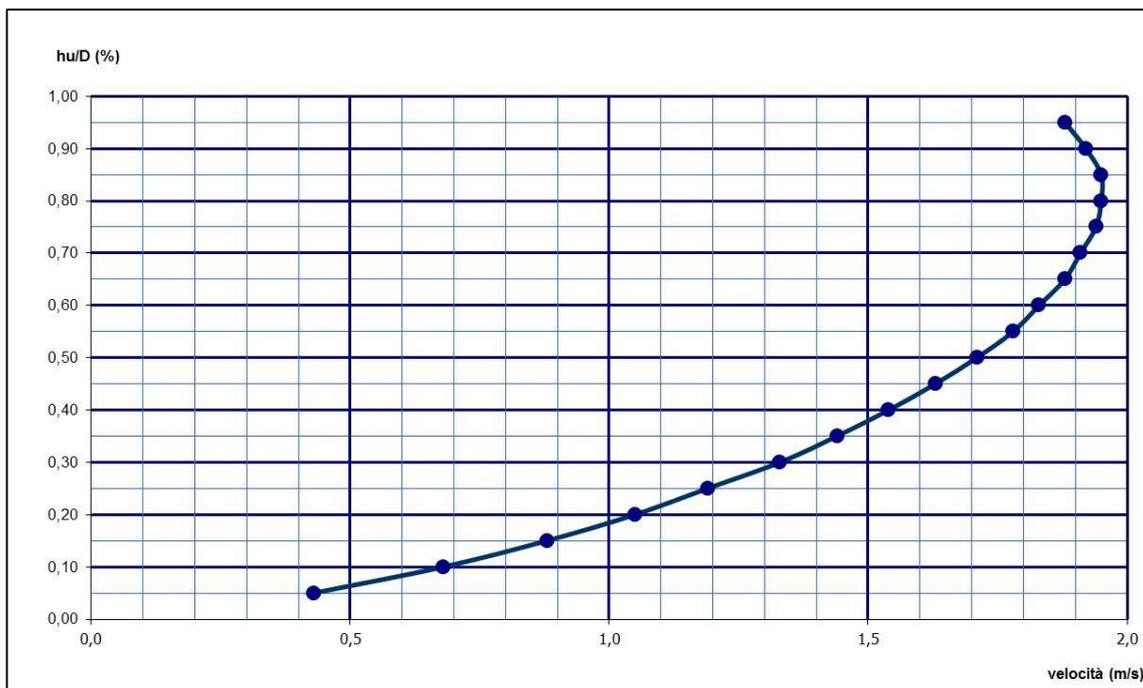


Figura 3 : scala di deflusso (velocità) coeff. G-S $85\text{m}^{1/3}/\text{s}$; DI 427mm; pend. 0,80%

Relazione di calcolo idraulico

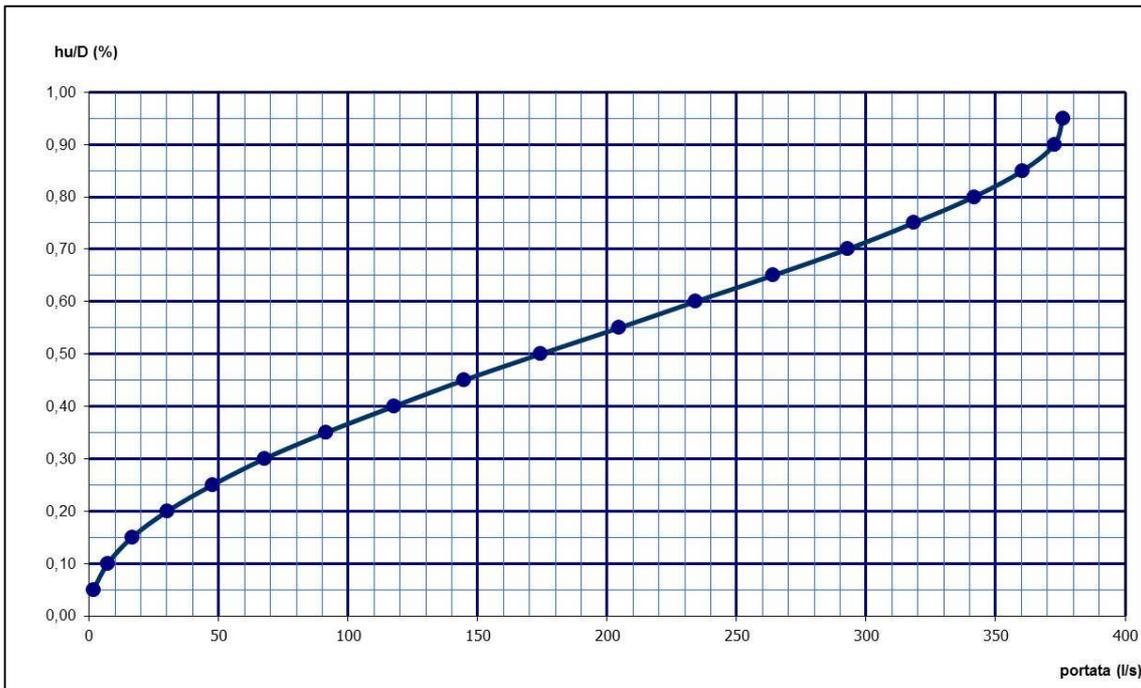


Figura 4 : scala di deflusso (portate) coeff. G-S $85\text{m}^{1/3}/\text{s}$; DI 533 mm; pend. 0,50%

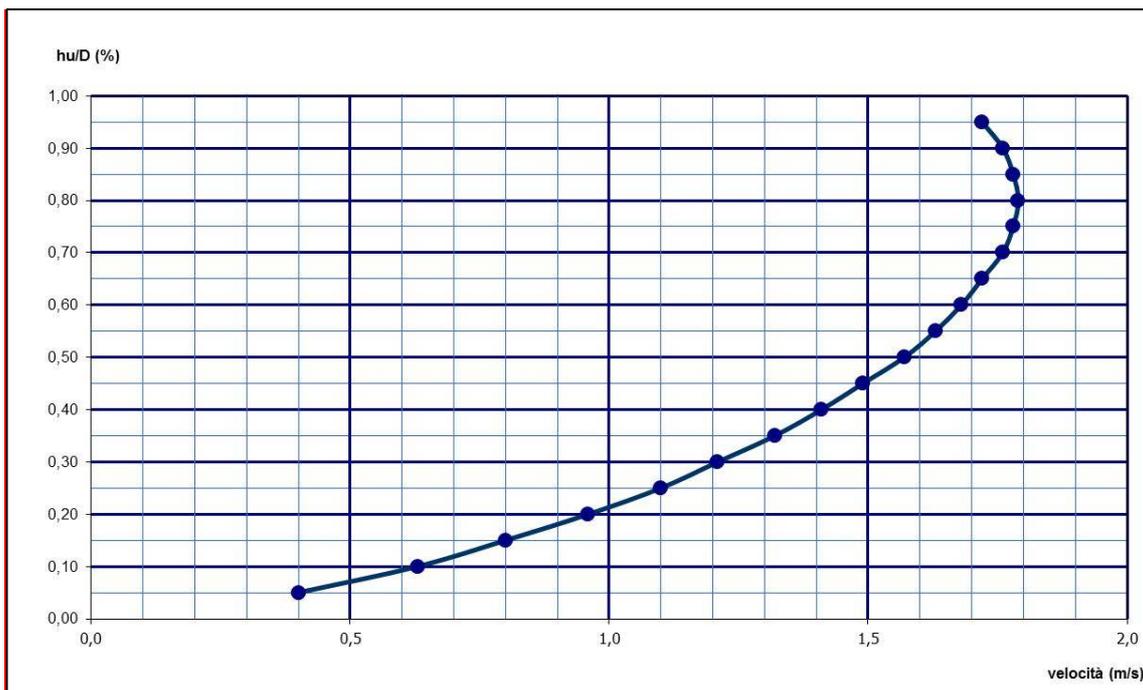


Figura 5 : scala di deflusso (velocità) coeff. G-S $85\text{m}^{1/3}/\text{s}$; DI 533mm; pend. 0,50%

Relazione di calcolo idraulico

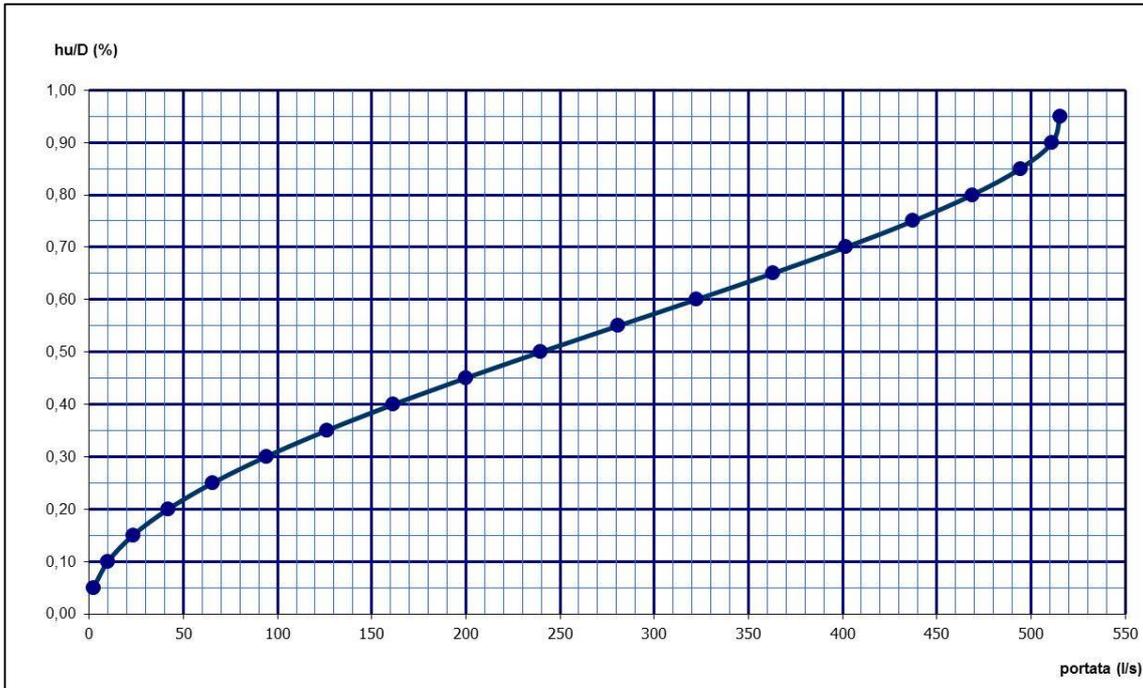


Figura 6 : scala di deflusso (portate) coeff. G-S $85m^{1/3}/s$; DI 600mm; pend. 0,50%

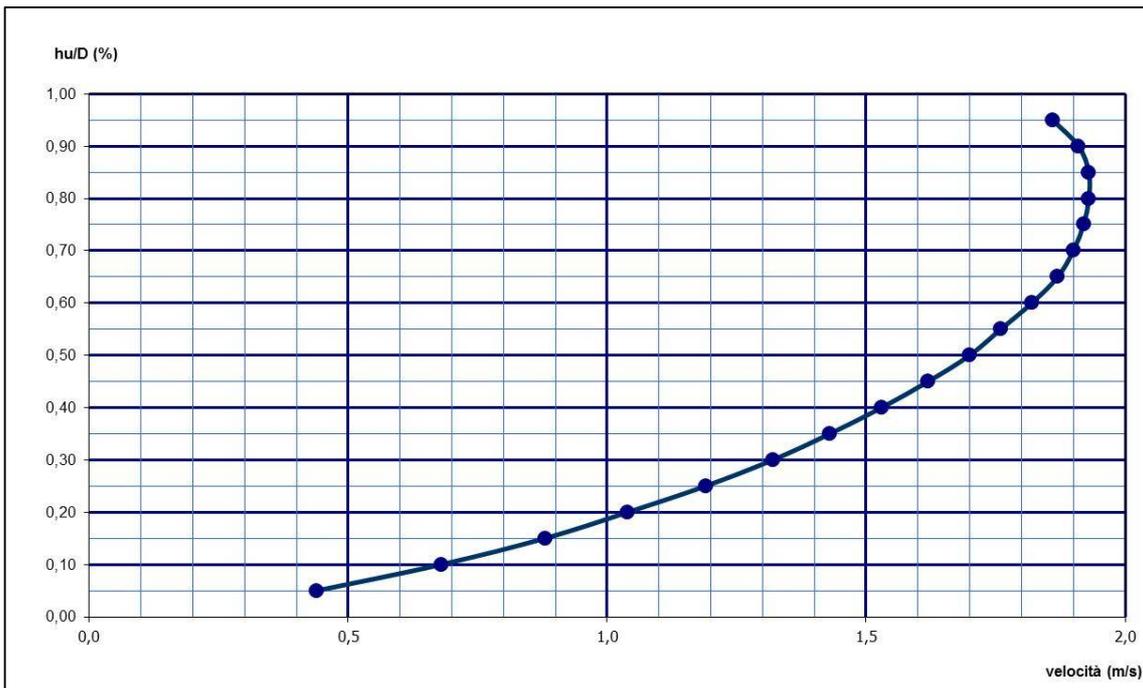


Figura 7 : scala di deflusso (velocità) coeff. G-S $85m^{1/3}/s$; DI 600mm; pend. 0,50%

Relazione di calcolo idraulico

Sistema di captazione superficiale.

Il progetto del sistema di captazione superficiale ha ovviamente tenuto conto della sezione stradale di progetto e dunque dell'andamento trasversale del marciapiede e della carreggiata.

In particolare per il marciapiede si è optato per un sistema di drenaggio lineare in cui si utilizzano canalette di drenaggio prefabbricate con le quali realizzare dei tratti continui, di lunghezza anche di alcuni metri, aventi un'adeguata copertura con apposite griglie.

Si fanno convogliare le acque di pioggia verso la canalizzazione, che le riceverà con le griglie e le condurrà verso la fogna collegando semplicemente i punti di scarico presenti nelle canalette ad un tubo di opportuno diametro.

I vantaggi derivanti dall'adozione di tale sistema sono molteplici:

- maggiore semplicità realizzativa;
- maggiore economicità;
- maggiore affidabilità di funzionamento
- estrema semplicità nella manutenzione e nella pulizia;
- compatibilità estetica con qualsiasi tipo di ambiente di applicazione.

Le canalette di drenaggio presenti comunemente in commercio presentano delle larghezze prestabilite e, a seconda della tipologia di griglia di chiusura, riescono a smaltire un certo valore di portata. Nel caso specifico si sono individuate delle canalette di drenaggio con griglia in ghisa di larghezza interna pari a 25.0cm e lunghezza pari a 3.5 m in modo da intercettare frontalmente la maggior parte delle acque meteoriche ruscellanti sulla strada.

Nelle condizioni descritte l'area scolante per ciascuna griglia sarà pari a circa 160.0mq

Orbene, tenuto conto che il coefficiente udometrico è pari a circa 240.0 l/s*ha, da esso si

Relazione di calcolo idraulico

è risaliti alla portata che ciascuna canaletta deve mediamente drenare, pari a circa 3.9l/s. Una canaletta quale quella scelta, sulla base dei dati forniti dai produttori, presenta una capacità di assorbimento pari a 13.5 l/s per metro lineare, dunque adeguata ad intercettare la portata attesa.

Per quanto riguarda il collegamento con la tubazione principale, di seguito si riporta la tabella da cui si evince che il DN 200 a partire da una pendenza del 0,5% riesce a drenare una portata pari 34.3l/s, dunque si prevede l'adozione di una tubazione in PVC del DN200 per i tratti di collegamento tra canalette e tubazione principale.

Pendenza	Ø Tubo				
	100	110	125	160	200
	(litri al secondo)				
0,5 %	5,0	6,5	9,8	15,9	34,3
1,0 %	7,6	9,9	13,9	22,5	48,5
1,5 %	9,2	11,0	17,0	27,5	59,4
2,0 %	10,7	12,1	19,6	31,7	68,6
3,0 %	13,1	15,8	24,0	38,9	84,1
5,0 %	16,9	20,3	31,0	50,2	108,5
10,0 %	23,9	28,7	43,8	71,1	153,4

È opportuno precisare che il sistema dovrà essere opportunamente sifonato pertanto si andrà a realizzare un pozzetto in adiacenza alla griglia in corrispondenza del quale realizzare la sifonatura e da esso si poserà la tubazione di collegamento con la fogna principale.

Si tenga presente che in alcuni punti si sono previsti due moduli di griglie da 1.0m di lunghezza laddove l'interasse tra una griglia e la successiva è maggiore di 15m.

Relazione di calcolo idraulico

Per quanto riguarda la carreggiata stradale, il progetto prevede in Via Nazario Sauro le caditoie a doppia griglia con interasse di circa 40.0m la cui capacità di intercettazione sia almeno pari a 7.0l/s considerando che l'area servita da ciascuna caditoia è pari a circa 300mq. In Via Partenope l'ubicazione delle griglie resterà invariata ma è prevista la sostituzione delle griglie danneggiate e la realizzazione dei collegamenti, di dimensioni pari a DN200, con il manufatto ovoidale ivi presente.

2.4. VERIFICA STATICA DELLE TUBAZIONI

Le verifiche statiche delle tubazioni sono state condotte con il metodo dall'ATV-DWK-A 127 E (Static Calculation of Drains and Sewers) che tiene conto di:

- i vari tipi di materiale di ricopertura
- le condizioni di compattazione del materiale che ricopre il tubo
- le condizioni di compattazione del materiale di riempimento
- le condizioni di compattazione del materiale di fondamenta.

In particolare, secondo tale criterio, la deformazione lineare della tubazione Δd_v è data dall'espressione:

$$\Delta d_v = \frac{c_{v,qv} \cdot q_v + c_{v,qh} \cdot q_h + c_{v,qh^*} \cdot q_h^*}{S_R} \cdot 2r_m$$

dove:

- c_v coefficienti di deformazioni;
- q_v carico verticale dato dal carico del terreno, dal carico dell'eventuale carico statico al di sopra del suolo e dal carico dinamico dovuto al traffico;
- q_h, q_h^* carichi laterali;
- S_R rigidezza del tubo;
- $2r_m$ diametro medio del tubo.

La verifica si ritiene soddisfatta se, a lungo termine, la deformazione percentuale risulta

Relazione di calcolo idraulico

inferiore al limite indicato dall'ATV pari al 6%. Dove, la deformazione percentuale, è espressa come:

$$\delta_v = \frac{\Delta d_v}{2 \cdot r_m} 100 \text{ in } \%$$

Il carico verticale (q_v) la pressione laterale (q_h) e la pressione laterale di reazione del letto di posa (q_r) sono espresse come di seguito:

$$q_v = \lambda_{PG} \cdot p_E + p_V = \lambda_{PG} \cdot (\kappa \cdot \chi_B \cdot h + \kappa_0 \cdot p_0) + p_V \text{ in kN/m}^2$$

dove:

- λ_{PG} fattore di concentrazione attorno al tubo funzione della larghezza della trincea rispetto al tubo (valido per trincea stretta);
- κ, κ_0 fattori di riduzione derivati dalla teoria del silo;
- χ_B peso specifico del terreno attorno al tubo, in kN/m^3 ;
- h altezza di copertura, in m;
- p_0 carico statico sopra il suolo, in kN/m^2 ;
- p_V carico dovuto al traffico, in kN/m^2

La pressione laterale q_h è dato dalla seguente formula:

$$q_h = K_2 \cdot \left(\lambda_B \cdot p_E + \chi_B \cdot \frac{d_e}{2} \right) \text{ in kN/m}^2$$

dove:

- q_h pressione dovuta alla sola presenza del materiale laterale al tubo;
- K_2 costante che compensa i diversi approcci nella linearizzazione dei dati sperimentali che tengono conto della rigidità del sistema;
- λ_B fattore di concentrazione che tiene conto del rapporto tra la larghezza della trincea ed il diametro del tubo;
- p_E pressione verticale dovuta ai carichi superficiali;
- χ_B peso specifico del terreno in kN/m^3 .

Relazione di calcolo idraulico

$$q_h^* = \frac{c_{h,qv} \cdot q_v + c_{h,qh} \cdot q_h}{V_{RB} - c_{h,qh}^*} \quad \text{in kN/m}^2$$

dove:

$$V_{RB} = \frac{S_R}{S_{Bh}} \quad \text{con } S_{Bh} = 0,6 \cdot \xi \cdot E2$$

c_{h1}, c_{h2} coefficienti di deformazione dipendenti dall'angolo di supporto;
 V_{RB} rigidezza del sistema data dal rapporto tra la rigidezza del tubo e la rigidezza orizzontale del letto di posa;
 ξ fattore di correzione della rigidezza orizzontale del letto di posa.

Nei casi la testa del tubo è libera oppure quando durante la fase iniziale di ricopertura del tubo si utilizza agglomerato cementizio occorre procedere alla verifica all'imbozzamento.

Tale verifica si ritiene soddisfatta se il rapporto tra la pressione critica d'imbozzamento ed il carico verticale (χ) risulta superiore a 2,5.

In particolare, tale fattore di sicurezza si esprime come:

$$\chi = \frac{\text{crit } q_v}{q_v}$$

dove:

$$\text{crit } q_v = 2 \cdot \kappa_{v2} \cdot \sqrt{S_R \cdot S_{Bh}}$$

Nel caso in esame sono stati considerati i parametri caratteristici delle tubazioni adottate nel progetto; inoltre:

- per i carichi stradali è stata considerata una condizione di traffico carrabile pesante, corrispondente alla condizione di veicolo standard HLC 60 della seguente tabella

Relazione di calcolo idraulico

Veicolo standard	Carico totale kN	Carico per ruota kN	Area di appoggio per ruota	
			Larghezza in m	Lunghezza in m
HLC 60	600	100	0,6	0,2
HLC 30	300	50	0,4	0,2
HGV 12	120	40 posteriore	0,3	0,2
		20 anteriore	0,2	0,2

- per i tipi di terreni, in ragione della funzione, sono stati adoperati i seguenti gruppi:

Gruppi di terreno	Peso specifico kN/m ³	Angolo d'attrito φ	Modulo E_s in base all'indice Proctor in N/mm ²					
			85%	90%	92%	95%	97%	100%
G1	20	35°	2,0	6	9	16	23	40
G2	20	30°	1,2	3	4	8	11	20
G3	20	25°	0,8	2	3	5	8	13
G4	20	20°	0,6	1,5	2	4	6	10

I terreni sono divisi in funzione della loro posizione rispetto alla tubazione in:

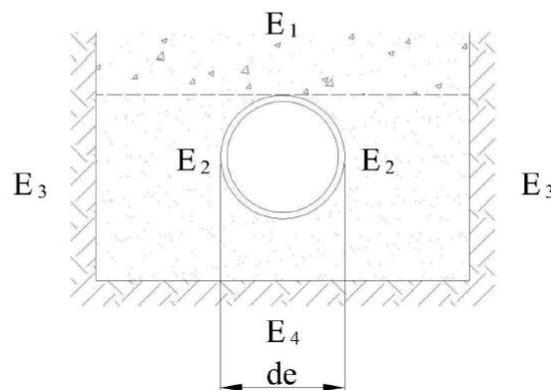
E₁: terreno di ricoprimento sopra il tubo;

E₂: terreno di riempimento intorno al tubo;

E₃: terreno esistente adiacente al terreno di ricoprimento e riempimento intorno al tubo;

E₄: terreno presente sotto il letto di posa del tubo.

Nella figura 5.5 sono indicati le diverse tipologie di terreno.



- per le condizioni del terreno di riempimento sono state considerate 4 modalità come da tabella seguente:

Relazione di calcolo idraulico

	Descrizione
A1	Il materiale di riempimento è compattato in strati contro il suolo naturale senza dimostrazione del grado di compattazione. Si applica anche nel caso in cui si usano le palancole portanti.
A2	Palancole di rivestimento verticale della trincea che sono estratte progressivamente durante il riempimento. Riempimento non compattato. Convogliamento a corrente fluida del riempimento (adatto solamente per suoli del gruppo G1).
A3	Palancole di rivestimento verticale della trincea che sono estratte dopo la compattazione.
A4	Il materiale di riempimento è compattato in strati contro il suolo naturale esistente con controllo del grado di compattazione come specificato nella ZTVE-StB. La condizione di riempimento A4 non è applicabile ai suoli del gruppo G4.

- per le condizioni del terreno di ricopertura sono state considerate 4 modalità di stratificazione come da tabella seguente:

	Descrizione
B1	Il materiale è compattato in strati senza dimostrazione del grado di compattazione.
B2	Ricopertura effettuata con l'ausilio di palancole e la compattazione è fatta <i>dopo</i> l'estrazione di queste.
B3	Ricopertura effettuata con l'ausilio di palancole e la compattazione è fatta <i>prima</i> dell'estrazione di queste.
B4	Il materiale è compattato in strati contro il terreno naturale con il controllo del grado di compattazione. Questa condizione non è applicabile ai suoli del gruppo G4

In ragione di quanto sopra esposto, sono state effettuate le seguenti elaborazioni.

Verifica DE 700 mm SN8 - ricoprimento minimo 0,80m

Dati di ingresso

- Diametro esterno del tubo 700 (mm)
- Diametro interno 600 (mm)
- Momento di inerzia di parete 7,403 (cm⁴/m)
- Altezza di ricopertura del tubo su estradosso 0,800 (m)
- Larghezza di trincea su generatrice superiore 1,400 (m)
- Angolo di appoggio a fondo scavo 180 (°)
- Tipo di automezzo HGV60
- Modulo di elasticità 200,000 (N/mm²)
- Carico uniformemente distribuito sopra il tubo 0,000 (kN/m²)
- Gruppo terreno di fondamenta (E4) G4
- Gruppo terreno di fondamenta (E3) G4

Relazione di calcolo idraulico

- Gruppo terreno di riemp. sopra il tubo (E2) G2
- Gruppo terreno di riempimento (E1) G3
- Condizione del terreno di fondamenta B1
- Condizione del terreno di riempimento A1
- Rigidezza a lungo termine
- Carichi esterni Terreno + Traffico
- Acqua di falda NO

Dati di uscita

- Carico verticale 80,390 (kN/m²)
- Pressione laterale 74,790 (kN/m²)
- Deformazione lineare 26,790 (mm)
- Deform. % rispetto a diametro originale 4,120 (%)
- Pressione di imbozzamento critica del terreno 0,500 (N/m²)
- Fattore di sicurezza contro imbozzamento (terreno) 6,190

Relazione di calcolo idraulico

Verifica DE 630 mm SN8 - ricoprimento minimo 0,80m

Dati di ingresso

- Diametro esterno del tubo 630 (mm)
- Diametro interno 533 (mm)
- Momento di inerzia di parete 4,034 (cm⁴/m)
- Altezza di ricopertura del tubo su estradosso 0,800 (m)
- Larghezza di trincea su generatrice superiore 1,400 (m)
- Angolo di appoggio a fondo scavo 180 (°)
- Tipo di automezzo HGV60
- Modulo di elasticità 200,000 (N/mm²)
- Carico uniformemente distribuito sopra il tubo 0,000 (kN/m²)
- Gruppo terreno di fondamenta (E4) G4
- Gruppo terreno di fondamenta (E3) G4
- Gruppo terreno di riemp. sopra il tubo (E2) G2
- Gruppo terreno di riempimento (E1) G3
- Condizione del terreno di fondamenta B1
- Condizione del terreno di riempimento A1
- Rigidezza a lungo termine
- Carichi esterni Terreno + Traffico
- Acqua di falda NO

Dati di uscita

- Carico verticale 81,000 (kN/m²)
- Pressione laterale 81,500 (kN/m²)
- Deformazione lineare 24,850 (mm)
- Deform. % rispetto a diametro originale 4,270 (%)
- Pressione di imbozzamento critica del terreno 0,450 (N/m²)
- Fattore di sicurezza contro imbozzamento (terreno) 5,600

Relazione di calcolo idraulico

Verifica DE 500 mm SN8 - ricoprimento minimo 0,80m

Dati di ingresso

- Diametro esterno del tubo 500 (mm)
- Diametro interno 427 (mm)
- Momento di inerzia di parete 2,007 (cm⁴/m)
- Altezza di ricopertura del tubo su estradosso 0,800 (m)
- Larghezza di trincea su generatrice superiore 1,200 (m)
- Angolo di appoggio a fondo scavo 180 (°)
- Tipo di automezzo HGV60
- Modulo di elasticità 200,000 (N/mm²)
- Carico uniformemente distribuito sopra il tubo 0,000 (kN/m²)
- Gruppo terreno di fondamenta (E4) G4
- Gruppo terreno di fondamenta (E3) G4
- Gruppo terreno di riemp. sopra il tubo (E2) G2
- Gruppo terreno di riempimento (E1) G3
- Condizione del terreno di fondamenta B1
- Condizione del terreno di riempimento A1
- Rigidezza a lungo termine
- Carichi esterni Terreno + Traffico
- Acqua di falda NO

Dati di uscita

- Carico verticale 82,390 (kN/m²)
- Pressione laterale 84,190 (kN/m²)
- Deformazione lineare 19,370 (mm)
- Deform. % rispetto a diametro originale 4,180 (%)
- Pressione di imbozzamento critica del terreno 0,470 (N/m²)
- Fattore di sicurezza contro imbozzamento (terreno) 5,660

Relazione di calcolo idraulico

Verifica DI 200 mm SN8 - ricoprimento minimo 0,80m

Dati di ingresso

• Diametro esterno del tubo	200 (mm)
• Diametro interno	176 (mm)
• Momento di inerzia di parete	0,058 (cm ⁴ /m)
• Altezza di ricopertura del tubo su estradosso	0,800 (m)
• Larghezza di trincea su generatrice superiore	0,600 (m)
• Angolo di appoggio a fondo scavo	180 (°)
• Tipo di automezzo	HGV60
• Modulo di elasticità	200,000 (N/mm ²)
• Carico uniformemente distribuito sopra il tubo	0,000 (kN/m ²)
• Gruppo terreno di fondamenta (E4)	G4
• Gruppo terreno di fondamenta (E3)	G4
• Gruppo terreno di riemp. sopra il tubo (E2)	G2
• Gruppo terreno di riempimento (E1)	G3
• Condizione del terreno di fondamenta	B1
• Condizione del terreno di riempimento	A1
• Rigidezza	a lungo termine
• Carichi esterni	Terreno + Traffico
• Acqua di falda	NO

Dati di uscita

• Carico verticale	85,540 (kN/m ²)
• Pressione laterale	99,550 (kN/m ²)
• Deformazione lineare	8,840 (mm)
• Deform. % rispetto a diametro originale	4,700 (%)
• Pressione di imbozzamento critica del terreno	0,035 (N/m ²)
• Fattore di sicurezza contro imbozzamento (terreno)	4,090

Relazione di calcolo idraulico

In definitiva tutte le tubazioni di progetto sono verificate se poste in opera con ricoprimento non inferiore a 0,80 m, dovendosi provvedere al loro ricoprimento con cls per ricoprimenti inferiori.