



PR CAMPANIA  
**FESR**  
2021-2027

**ASIS**  
SALERNITANA  
RETI E IMPIANTI s.p.a.



REALIZZAZIONE IMPIANTO DI DEPURAZIONE DI SAN GREGORIO MAGNO (SA)

## PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICO-ECONOMICA

PFTE-E.02/B

### RELAZIONE TECNICA SPECIALISTICA DIMENSIONAMENTO DELLA RETE DI COLLETTORI FOGNARI

PROGETTISTI:  
arch. Angelo Giuseppe Turco - U.T.C.  
ing. Mario Policastro

Revisione progetto:  
ing. Carmine Marchetta

GEOLOGO:  
dott. Angelo Goffredo

RUP  
ing. Laura Borea

DATA | MARZO 2020



REV.	DESCRIZIONE	DATA	VERIFICATORE/RESP. TECNICO
LUGLIO 2022	AGGIORNAMENTO PREZZI		
NOVEMBRE 2025	REVISIONE PROGETTO		

# **RELAZIONE TECNICA SPECIALISTICA**

## **DIMENSIONAMENTO DELLA RETE DI COLLETTORI FOGNARI**

### **INDICE**

1. PREMESSA.....	3
2. MODELLO DI CALCOLO ADOTTATO PER IL DIMENSIONAMENTO DELLA RETE FOGNARIA MISTA (acque bianche + acque nere).....	4
3. ANALISI IDROLOGICA PER LA DETERMINAZIONE DELLA PORTATA DELLE ACQUE BIANCHE .....	9
4. ANALISI PORTATE ACQUE NERE .....	14
5. DIMENSIONAMENTO DEI COLLETTORI FOGNARI DI AFFLUENZA E SCARICO DAGLI SCARICATORI DI PIENA.....	16
6. DIMENSIONAMENTO DELLA RETE FOGNARIA DI COLLETTAMENTO DELLE ACQUE NERE DAI POZZETTI SCARICATORI DI PIENA AGLI IMPIANTI DI DEPURAZIONE .....	25
7. VERIFICA STATICA COLLETTORI FOGNARI .....	36
8. DIMENSIONAMENTO DEGLI SCARICATORI DI PIENA.....	58
9. RIFERIMENTI NORMATIVI .....	71

## 1. PREMESSA

La presente relazione tecnica specialistica è parte del progetto per la realizzazione del sistema depurativo di San Gregorio Magno (Sa) ed è riferita al dimensionamento del sistema di collettamento dei reflui fognari agli impianti di depurazione da realizzare.

I collettori in progetto hanno origine da pozzetti fognari di recapito già esistenti e terminano all'ingresso degli impianti di depurazione.

La fogna esistente è di tipo misto, ove le acque bianche derivano dal dilavamento di strade urbane, aree pavimentate, nonché dalla mancata infiltrazione nelle aree permeabili ricoperte a terreno vegetale.

Riguardo al convogliamento delle acque meteoriche, in concomitanza con piogge critiche, ossia di durata pari al tempo di corrivazione, il sistema potrebbe non garantire il deflusso dell'intera portata immessa secondo le ipotesi assunte, ma ciò risulta in linea col criterio progettuale previsto da normativa e basato su criteri statistici con la fissazione di un tempo di ritorno per l'evento critico atteso.

Riguardo invece alle acque nere, il dimensionamento del sistema è stato effettuato basandosi sulla stima degli abitanti equivalenti serviti dalla rete.

Considerata la natura mista del sistema fognario, le reti di collettamento sono state dimensionate con la previsione di scaricatori di piena al fine di garantire il funzionamento dei sistemi depurativi anche in caso di eventi meteorici estremi, preservandoli da allagamenti.

Nel seguito vengono illustrati i metodi di calcolo adottati, i modelli matematici di riferimento, i risultati di dimensionamento e verifica delle reti fognarie progettate.

## 2. MODELLO DI CALCOLO ADOTTATO PER IL DIMENSIONAMENTO DELLA RETE FOGNARIA MISTA (acque bianche + acque nere)

Per il dimensionamento di una rete fognaria “mista” o “bianca” è necessario valutare la massima portata pluviale sulla base dello studio idrologico, delle durate degli eventi meteorici, dell'estensione delle aree dei bacini scolanti e dei coefficienti di assorbimento dei terreni.

I metodi più utilizzati per il calcolo della portata pluviale sono:

- il metodo del volume d'invaso;
- il metodo cinematico - lineare o del tempo di corrivazione

Il metodo applicato nel presente progetto è il “**metodo cinematico**”, assumendo per le verifiche una velocità massima eccezionale in fogna non superiore a **5 m/s** ed un tempo di ritorno degli eventi meteorici determinanti la massima portata di progetto pari a **10 anni**. Per i collettori in uscita dagli scolmatori, considerato che la loro attivazione è saltuaria, sono state ritenute accettabili anche velocità leggermente superiori ai 5 m/s, assunta come limite per i tratti fognati ordinari.

Essendo il tempo di ritorno inferiore alla vita utile dell'opera (generalmente fissata in circa 40-50 anni), in pratica si accetta che i collettori risultino insufficienti durante alcune piogge eccezionali (di intensità superiore a quella di progetto). D'altra parte per evitare le eventuali saltuarie esondazioni occorrerebbe incrementare in misura economicamente inaccettabile il tempo di ritorno “T”. Pertanto, per rendere tecnico-economicamente sostenibili i costi dell'opera, nella pratica tecnica si accetta sempre tale rischio, a meno che non si tratti di canali/dighe le cui esondazioni possano determinare danni a persone.

Il dimensionamento della rete di drenaggio dipende dalle portate critiche valutate in corrispondenza di ogni singolo collettore, calcolate come somma della massima portata nera e della massima portata meteorica. Le portate di origine meteorica (piogge di progetto) dipendono dalle caratteristiche geometriche della rete di smaltimento e dalle caratteristiche generali delle aree drenanti che costituiscono il sottobacino afferente a ciascun collettore, mentre le portate nere dipendono dalla densità abitativa e dall'apporto procapite in fognatura.

Il Metodo di calcolo che è stato adottato è il “cinematico”, basato su un modello concettuale lineare e stazionario, secondo cui il bacino drenante viene schematizzato come un insieme di canali lineari che producono soltanto un ritardo dell'uscita rispetto all'ingresso e nessun effetto di laminazione o riduzione del colmo. Secondo tale metodo la

pioggia critica, cioè quella che produce la portata massima nella sezione terminale del bacino, è la pioggia avente durata pari al tempo di corrivazione del bacino.

Il “tempo di corrivazione” relativo ad una sezione di un collettore fognario è assunto come il tempo che impiega una goccia d’acqua, precipitata nel punto idraulicamente più distante del bacino, a raggiungere la sezione di riferimento.

L'idrogramma di piena ha forma di triangolo isoscele caratterizzato da un valore massimo della portata doppio rispetto a quello medio. La legge precipitazione-durata della pioggia si assume che sia del tipo:  $h=a \cdot t^n$ , dove  $h$  è l'altezza di pioggia (mm). L'intensità di pioggia ( $i=h/t$ , dimensionalmente in mm/h) viene assunta costante durante tutto il periodo di pioggia.

La massima portata è esprimibile con la formula razionale di “Turazza”:

$$Q_c = 2.78 S \phi a d_c^n$$

in cui:

- “S” indica la superficie totale drenante nella condotta;
- “ $\phi$ ” indica il coefficiente di afflusso;
- “a” indica il coefficiente pluviometrico orario;
- “n” indica il coefficiente n esponente della linea segnalatrice di pioggia.
- “ $d_c$ ” indica la durata critica;

Tale formula, può essere espressa anche come:

$$Q = \frac{\phi \cdot i \cdot A}{360} \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

Il coefficiente di afflusso tiene conto che non tutto l'afflusso pluviometrico viene trasformato in deflusso nella rete di fognatura. Sono cause della perdita: gli invasi nelle depressioni della superficie del suolo; il velo idrico trattenuto dalla tensione superficiale; l'infiltrazione nel sottosuolo; l'evaporazione.

Nelle aree urbanizzate l'infiltrazione risulta la causa principale di perdita.

La durata critica è espressa dalla relazione proposta da Becciu, Paoletti [1997]

$$d_c = T_e + \frac{T_r}{1.5}$$

in cui “Te” indica il tempo di ingresso in rete (tempo di accesso) e “Tr” tempo di corrivazione della rete. Il coefficiente correttivo 1.5 tiene conto del fatto che i reali tempi di concentrazione delle portate di piena son ben minori del tempo di corrivazione.

Il tempo di ruscellamento o di ingresso in rete viene assunto pari a 5-15 minuti, in funzione del grado di urbanizzazione del centro abitato e della pendenza delle superfici.

Fissata una sezione di riferimento delle rete, il tempo “Tr” di percorrenza entro il tratto di canalizzazione lungo “L” percorso in condizioni di moto uniforme dalla portata “Qr” con velocità “vr” viene calcolato mediante la formula

$$T_r = \frac{L}{v_r}$$

in cui “L” è la lunghezza del condotto e “vr” la velocità a massimo riempimento (moto uniforme).

Il dimensionamento della rete è stato eseguito come un processo iterativo con avvio dal tronco o dai tronchi di monte procedendo, con ogni collettore, da monte verso valle, provvedendo a:

- valutazione dell'estensione del bacino drenante relativo alla condotta (dato di input). Nel caso in cui il condotto non è di testa, la superficie totale drenante viene assunta costituita da tutti i bacini di monte che afferiscono al condotto di riferimento, secondo lo schema ad albero costruito;
- calcolo del coefficiente di afflusso relativo ad ogni bacino drenante, mediante la compilazione di una tabella dedicata in cui, per diverse tipologie di superficie, viene indicato il relativo coefficiente di afflusso e l'estensione della corrispondente superficie. Il coefficiente di afflusso complessivo è stato determinato come media pesata in funzione delle aree e dei relativi coefficienti di afflusso, utilizzando la relazione

$$\varphi = \frac{\sum_i S_i \varphi_i}{\sum_i S_i}$$

in cui “Si” indica l'estensione del sottobacino i-esimo omogeneo in termini di superficie e “φi” il coefficiente di afflusso relativo al sottobacino i-esimo. Nel caso di condotto non di testa, il calcolo del coefficiente di afflusso globale viene desunto come media pesata sull'area di tutti i coefficienti di afflusso dei bacini drenanti posti a monte del condotto di riferimento.

La velocità a massimo riempimento “ $v_r$ ” è stata valutata mediante l’applicazione della formula di Chezy

$$v_r = \chi \sqrt{Ri}$$

in cui “ $R$ ” indica il raggio idraulico, “ $i$ ” la pendenza del collettore e “ $\chi$ ” il coefficiente di resistenza valutato secondo la formula di Strickler

$$\chi = k_s R^{\frac{1}{6}}$$

in cui “ $k_s$ ” indica la scabrezza delle tubazioni. Per sezioni circolari le grandezze geometriche/idrauliche elencate in precedenza sono calcolate mediante le seguenti relazioni :

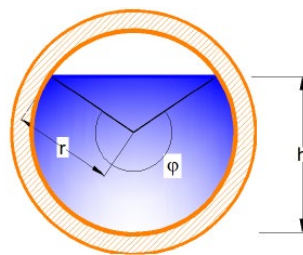
$$A = \frac{r^2}{2} (\varphi - \sin \varphi)$$

con

$$\varphi = 2 \arccos \left( 1 - \frac{h}{r} \right)$$

- A (area bagnata), con “ $h$ ” tirante idrico nel tubo ed “ $r$ ” raggio interno della tubazione;
- P (contorno bagnato o perimetro bagnato) :  $P=r\varphi$ ;
- R (raggio idraulico):

$$R = \frac{A}{P}$$



Il procedimento iterativo di calcolo è così schematizzabile:

1. calcolo del tempo di percorrenza “ $T_r$ ” nel collettore;
2. calcolo della durata critica “ $d_c$ ” come somma del tempo di ingresso in rete “ $T_e$ ” e del maggiore dei tempi di percorrenza nella rete per raggiungere la sezione finale del collettore.;
3. calcolo della portata critica “ $Q_c$ ”;
4. verifica che la portata critica “ $Q_c$ ” a cui si deve sommare la “ $Q$  nera di punta” (assente nel caso di che trattasi, perché le condutture sono tenute separate) e la

- portata da altri ingressi, defluisca nel condotto con il diametro ipotizzato di primo tentativo con un grado di riempimento minore o uguale a quello imposto dall'utente;
5. nel caso tale verifica risulti negativa, si procede con un nuovo diametro di calcolo.
  6. verifica che la velocità corrispondente alla portata di progetto, calcolata considerando l'effettivo grado di riempimento, sia compresa tra 0.5 e 5 m/s.

Le acque fognarie, in genere, vengono trasportate con condotte a pelo libero, fatti salvi alcuni modesti tratti ove, gioco forza, sono necessari sollevamenti meccanici.

Pertanto è all'idraulica del pelo libero che occorre fare riferimento per studiare il deflusso di tali acque.

Qualunque sia la forma dello speco, esso viene dimensionato affinché la parte della sua sezione occupata dall'acqua non vada, per la portata di progetto, oltre i 3/4 (75 %) dello speco stesso.

In generale, l'altezza dal fondo del pelo libero dovrà essere compresa, sempre nel caso della portata di progetto, tra i 2/3 ed i 3/4 dello speco.

Il rispetto detti parametri garantisce che sia verificata la condizione di pelo libero e nel contempo che nello spazio non occupato dall'acqua possano trovare alloggio gli immissari secondari, evitando che si verifichino fenomeni di rigurgito e che permanga la presenza di un sufficiente quantitativo d'aria necessario ad evitare l'instaurarsi di fenomeni di trasformazione anerobica di microrganismi in genere presenti.

Nonostante l'ipotesi di condotta a pelo libero, non può assumersi l'ipotesi di moto uniforme, ma il moto va studiato con la teoria del moto vario secondo la seguente formula:

$$\frac{\partial}{\partial s} \left( z + \frac{p}{\gamma} + \alpha \frac{v^2}{2g} \right) = - \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} - j$$

Nel caso del moto a pelo libero la precedente espressione può essere posta come segue:

$$\frac{\partial}{\partial s} \left( h + \alpha \frac{v^2}{2g} \right) = - \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} - j + s$$

Con:

$h$  = altezza dell'acqua misurata dal fondo del canale;

$j$  = perdita di carico idraulica per unità di ascissa curvilinea;

$s$  = pendenza del fondo.

Sulla base delle ipotesi di calcolo assunte, nel seguito vengono condotte e riportate le verifiche idrauliche.



### 3. ANALISI IDROLOGICA PER LA DETERMINAZIONE DELLA PORTATA DELLE ACQUE BIANCHE

Per effettuare il calcolo delle portate di acque bianche è necessario estrapolare i dati relativi alle precipitazioni di massima intensità dagli “Annali Idrologici” riferiti al pluviografo rappresentativo della zona d'interesse.

Il processo di organizzazione dei dati è il seguente:

- ordinamento in senso decrescente delle altezze di precipitazione relative ai diversi periodi di campionamento, in maniera da desumere i casi critici delle altezze e intensità di precipitazione;
- costruzione delle curve di caso critico delle intensità di precipitazione. Tali curve, presentano un andamento irregolare, variabile da caso a caso, ma con caratteri in genere comuni, quali la diminuzione delle intensità di precipitazione al crescere dell'intervallo di durata (prima rapidamente, poi più lentamente) e l'aumento delle altezze di precipitazione con l'intervallo di durata (meno che proporzionalmente);
- regolarizzazione degli andamenti dei valori empirici delle altezze di pioggia mediante la forma logaritmica:

$$h = at^n$$

con:

- h: altezza di pioggia [mm]
- t: tempo [s]
- a: intensità di pioggia unitaria [mm/s]
- n: parametro

La costruzione delle curve di caso critico è la prima delle due sezioni che compongono lo studio delle precipitazioni intense. Il secondo consiste nell'attribuzione, all'insieme delle curve di criticità, di una legge di probabilità che permetta, tramite la scelta del tempo di ritorno, di individuare l'espressione della **curva d'intensità di pioggia di progetto**.

Il procedimento si articola nelle seguenti fasi:

1. attribuire ad ognuna delle curve di caso critico una costante probabilità di non essere superata (probabilità pluviometrica);
2. determinare la funzione di probabilità cumulata, ossia la probabilità che la massima altezza di pioggia dell'anno (variabile aleatoria) di un assegnato tempo, sia minore od uguale ad un generico valore di tale variabile;
3. determinare il valore della probabilità di non superamento della massima altezza di pioggia dell'anno. A tal fine va ipotizzata la forma assunta dalla funzione di

probabilità cumulata per poi stimare i parametri da cui questa funzione dipende, con l'obiettivo di adattarla nel miglior modo possibile ai valori di precipitazione misurati nel sito.

La curva di possibilità pluviometrica (o curva di possibilità climatica) che ne deriva, esprime la relazione tra le altezze massime e le durate di pioggia che si possono verificare in una determinata zona, per un assegnato valore del periodo di ritorno.

Nella progettazione di opere idrauliche, quali le fogne pluviali, come nel caso del presente progetto, così come canali e dighe, il problema idraulico fondamentale consiste nel calcolare la portata massima di piena che deve essere smaltita dall'opera idraulica.

Tale portata è legata ai caratteri delle piogge intense che possono cadere nel bacino imbrifero oltre che alla sua permeabilità e alla sua morfologia.

Pertanto la conoscenza delle curve di possibilità pluviometrica di una zona permette di calcolare la portata di piena relativa ad un particolare bacino.

Per la determinazione delle curve di possibilità pluviometrica caratteristiche di una determinata stazione, è necessario fare riferimento a serie storiche di dati di piogge massime annuali, relative a varie durate, registrati da uno stesso pluviografo in un periodo preferibilmente non inferiore a 20-30 anni. In Italia, per i cosiddetti eventi lunghi (di durata superiore all'ora), il Servizio Idrografico e Mareografico registra e riporta negli annali le massime altezze di pioggia riferite a durate di 1, 3, 6, 12 e 24 ore.

Per ciascuna durata si dispongono i dati della serie storica su un piano cartesiano e, interpolando i valori, si ottiene una curva di primo caso critico (circa dati relativi ad una durata di 24 ore di pioggia), una curva di secondo caso critico per eventi di durata pari a 12 ore, una terza per 6 ore e così via. Il tracciamento di queste curve avviene pertanto senza alcuna connotazione probabilistica.

Le curve di possibilità climatica si ottengono, invece, trattando il campione di dati come estratto casualmente da una variabile continua  $h(t)$ . Ad ogni valore di questa variabile viene fatto corrispondere il valore di una funzione, detta distribuzione di probabilità  $p(h)$ . Il primo problema da risolvere è quello di scegliere la forma della distribuzione di probabilità capace di rappresentare con ragionevole approssimazione la distribuzione vera, ma incognita, della variabile  $h(t)$ .

$$\mu_p \quad s_p^2$$

Il secondo problema è quello di stimare tali parametri della distribuzione. Infine, per verificare l'affidabilità della distribuzione prescelta devono essere effettuati i test di controllo.

In idrologia si utilizzano diverse distribuzioni di probabilità, come quella lognormale, il modello TCEV (o distribuzione asintotica del massimo valore a due componenti), la distribuzione di Gumbel o la distribuzione asintotica del massimo valore tipo 1, detta anche EV1.

Per poter conoscere la generica curva di possibilità climatica riferita ad un determinato tempo di ritorno si deve stimare il valore numerico dei parametri “a” e “n”.

Tale stima è determinabile con il metodo dei minimi quadrati, ricorrendo all'espressione lineare che si ottiene estraendo il logaritmo dell'espressione di Massari:

$$\log h = \log a + n \log t$$

Riguardo ai dati pluviometrici della **Regione Campania**, è utile il riferimento allo studio VA.PI. condotto dal C.N.R. - Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche, per la valutazione delle portate di piena, applicando poi un modello matematico afflusso-deflussi regionalizzato.

La metodologia adottata nel progetto VA.PI. utilizza un approccio di tipo statistico per la valutazione dei massimi annuali della portata di piena, il che significa che al singolo valore della portata di piena è associata la probabilità che si possa verificare un evento di piena maggiore. Le incertezze legate al verificarsi di eventi estremi e alla variabilità del valore indice della piena da sito a sito, vengono controllati adottando una metodologia di analisi regionale che utilizza i modelli concettuali di formazione dei deflussi di piena a partire dalle precipitazioni intense sul bacino.

Il rapporto VA.PI. sulla valutazione delle piene in Campania, utilizza un modello probabilistico a doppia componente, noto come TCEV (Two Component Extreme Value), il quale interpreta gli eventi massimi annuali utilizzando due tipi di popolazioni distinte di dati: gli eventi massimi ordinari e i massimi straordinari, i primi più frequenti ma meno intensi, i secondi rari ma spesso catastrofici.

Uno dei principali risultati contenuti nel Rapporto mostra come, sia per i massimi annuali delle portate al colmo che per i massimi annuali delle portate medie, per durate comprese tra 0.5 ore e 5 giorni i parametri di forma e di scala sono unici per l'intera regione Campania, per cui questa può considerarsi omogenea a tale livello. Questa conclusione produce che il coefficiente probabilistico di crescita  $K_T$ , segue una legge di variazione con il rischio unica per l'intera regione Campania.

Lo studio inoltre conduce all'identificazione, per quanto riguarda le piogge, di 6 aree pluviometriche omogenee in ognuna delle quali viene identificata un'unica legge di probabilità pluviometrica (variazione del massimo annuale dell'intensità di pioggia con la durata e con la quota). La stima della piena media annua viene eseguita analizzando i principali fattori climatici, geomorfologici, idrologici e di uso del suolo del bacino, effettuando un'analisi di correlazione di tipo empirico, prendendo in considerazione due modelli concettuali: il primo basato sulla formulazione razionale ed un altro che fa riferimento ad un modello geomorfoclimatico che identifica la risposta del bacino mediante due parametri concettuali, il **coefficiente di afflusso** (che individua gli afflussi efficaci alla piena sul totale delle precipitazioni) ed il tempo di ritardo del bacino.

Per questi due parametri il Rapporto propone una stima regionale evidenziando come il territorio della regione Campania, relativamente sui massimi annuali delle portate di piena, possa essere suddiviso in tre complessi omogenei:

- aree permeabili con copertura boschiva (non contribuiscono alla piena);
- aree permeabili senza copertura boschiva (con basso contributo alla piena);
- aree impermeabili (con elevato contributo alla piena e deflusso più rapido).

Per quanto riguarda l'affidabilità di tali stime, il Rapporto effettua vari controlli sempre di tipo statistico, evidenziando che: "il Rapporto permette di ottenere stime delle portate di piena di assegnata frequenza sufficientemente attendibili per scopi di progettazione e pianificazione del territorio".

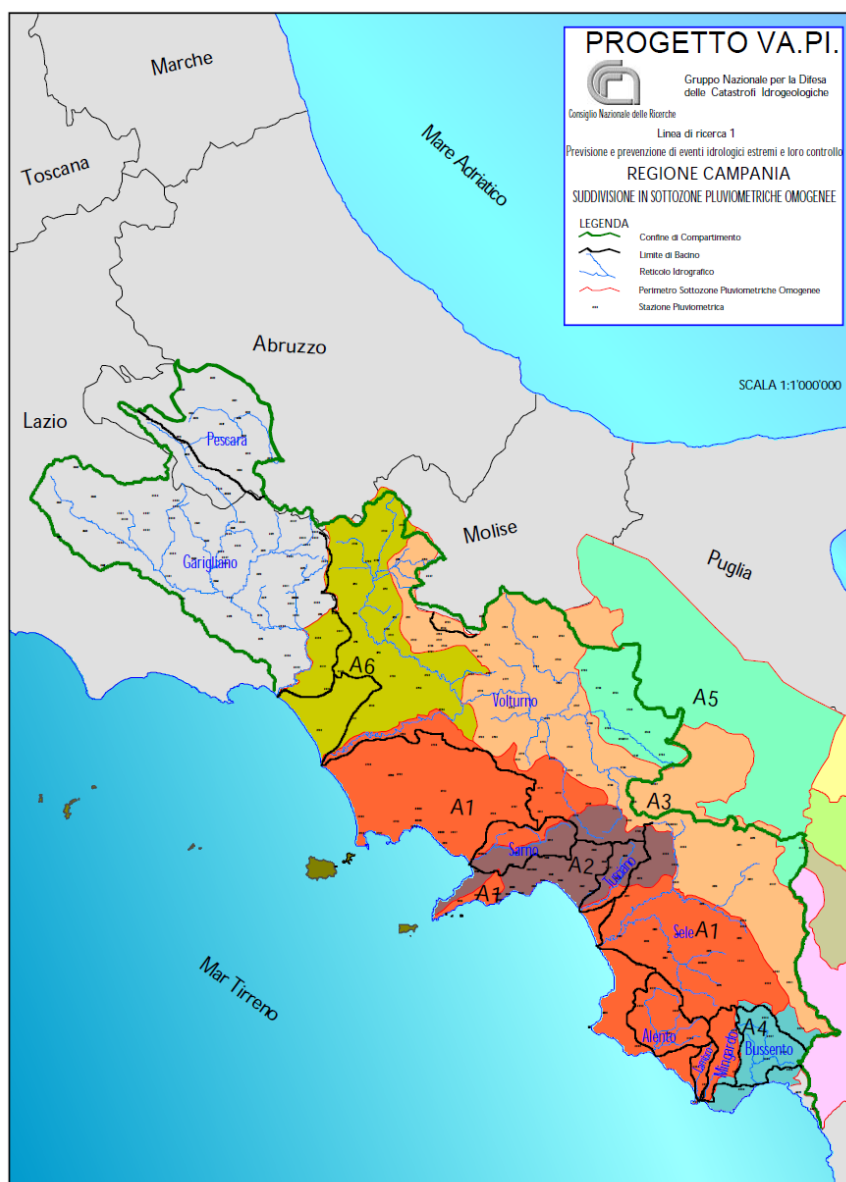
La stima della piena di progetto è ottenuta attraverso la seguente relazione:

$$Q_T = K_T \times \mu(Q);$$

con:

- $K_T$  coefficiente probabilistico di crescita, funzione del periodo di ritorno  $T$ ;
- $\mu(Q)$  media della distribuzione della  $Q$ , funzione delle caratteristiche del bacino.

<b>CAMPANIA</b>											
<b>PIOGGE</b>											
<b>Parametri regionali</b>											
Pioggie	$q^* = 2.136$				$L^* = 0.224$		$L1 = 41$		$h = 4.688$		
T (anni)	2	5	10	20	25	40	50	100	200	500	1000
$K_T$ (pioggie)	0.93	1.22	1.43	1.65	1.73	1.90	1.98	2.26	2.55	2.95	3.26



Zona omogenea di riferimento: A3

Area omogenea	n.st.	Pioggia media $\mu(I_0)$ mm/ora	Durata di rif. pioggia	
			$d_c$ ore	$\beta$
A <sub>1</sub>	14	77,08	0,3661	0,7995
A <sub>2</sub>	12	83,75	0,3312	0,7031
A <sub>3</sub>	5	116,70	0,0976	0,7360
A <sub>4</sub>	3	78,61	0,3846	0,8100
A <sub>5</sub>	6	231,80	0,0508	0,8351
A <sub>6</sub>	4	87,87	0,2205	0,7265

Dall'analisi dei dati idrologici e dall'analisi del contesto morfologico, geografico ed orografico di riferimento, sono stati ritenuti rappresentativi i seguenti parametri pluviometrici di riferimento della distribuzione di probabilità:

$$n = 0,34 \quad - \quad a = 36 \text{ mm/h}$$

#### 4. ANALISI PORTATE ACQUE NERE

Per il dimensionamento delle fogne di convogliamento di acque nere, la portata fluente è stimabile mediante due diverse metodologie: la prima fa riferimento al calcolo in base alla densità abitativa ed all'apporto procapite in fognatura derivante dall'uso dell'acqua distribuita dall'acquedotto; la seconda fa riferimento al concetto di unità di scarico.

La portata nera media è stimata secondo la seguente relazione:

$$Q_n = j \cdot D \cdot N_{ab} / 86400$$

In cui:

“j” indica il coefficiente di deflusso, cioè l'apporto procapite in fognatura derivante dall'uso dell'acqua distribuita dall'acquedotto; da porsi usualmente pari a 0.8;

“D” la dotazione idrica espressa in l/d ab (in funzione della tipologia di centro abitato);

“N<sub>ab</sub>” il numero di abitanti equivalenti;

La portata nera di punta è data dalla relazione:

$$Q_n = ( P_g \cdot P_o \cdot j \cdot D \cdot N_{ab} ) / 86400$$

in cui P<sub>g</sub> e P<sub>o</sub> sono il coefficiente di punta giornaliero e orario posti abitualmente pari a 1.5. Per il calcolo degli abitanti equivalenti si utilizza la tabella di conversione riportata nel seguito, che permette in funzione della tipologia di utenza di determinare il numero di abitanti equivalenti. La tabella è conforme a quanto prescritto da D.Lgs 152/06.

<b>Tipo di utenza</b>	<b>Abitanti equivalenti</b>
Abitazioni	1 a.e. ogni persona
Alberghi, agriturismi, villaggi turistici	1 a.e. ogni persona + 1 a.e. ogni 3 addetti
Campeggi	1 a.e. ogni 2 persone + 1 a.e. ogni 3 addetti
Ristoranti	1 a.e. ogni 3 coperti + 1 a.e. ogni 3 addetti
Bar	1 a.e. ogni 10 clienti + 1 a.e. ogni 3 addetti
Cinema, teatri, sale convegni	1 a.e. ogni 10 posti + 1 a.e. ogni 3 addetti
Scuole	1 a.e. ogni 6 alunni
Uffici, negozi, attività commerciali	1 a.e. ogni 3 impiegati
Fabbriche, laboratori	1 a.e. ogni 2 lavoratori

L'unità di scarico è, invece, definita dalla portata di 0.25 l/s. Il calcolo della portata scaricata fa generalmente riferimento al numero delle unità di scarico. Gli apparecchi sono classificati per gruppi, detti appunto gruppi di unità di scarico, ciascuno caratterizzato dalla stessa portata di scarico costante, con numerazione di classifica eguale o multipla dell'unità di scarico di 0.25 l/s.

La successiva tabella indica il gruppo delle unità di scarico dei principali apparecchi a uso civile. Considerata una sezione di una colonna o di un collettore, la massima portata che può essere scaricata dagli apparecchi allacciati a monte dipende dal numero degli apparecchi che probabilmente sono in funzione contemporaneamente, con riferimento anche alla destinazione d'uso dell'edificio.

Detta  $Q_t$  la portata totale degli apparecchi allacciati a monte della sezione considerata, la portata probabile  $Q_p$  è data dalla relazione sperimentale

$$Q_p = K_r \cdot \sqrt{Q_t}$$

in cui  $K_r$  coefficiente tabulato nella tabella successiva. La  $Q_p$  è espressa in l/s.

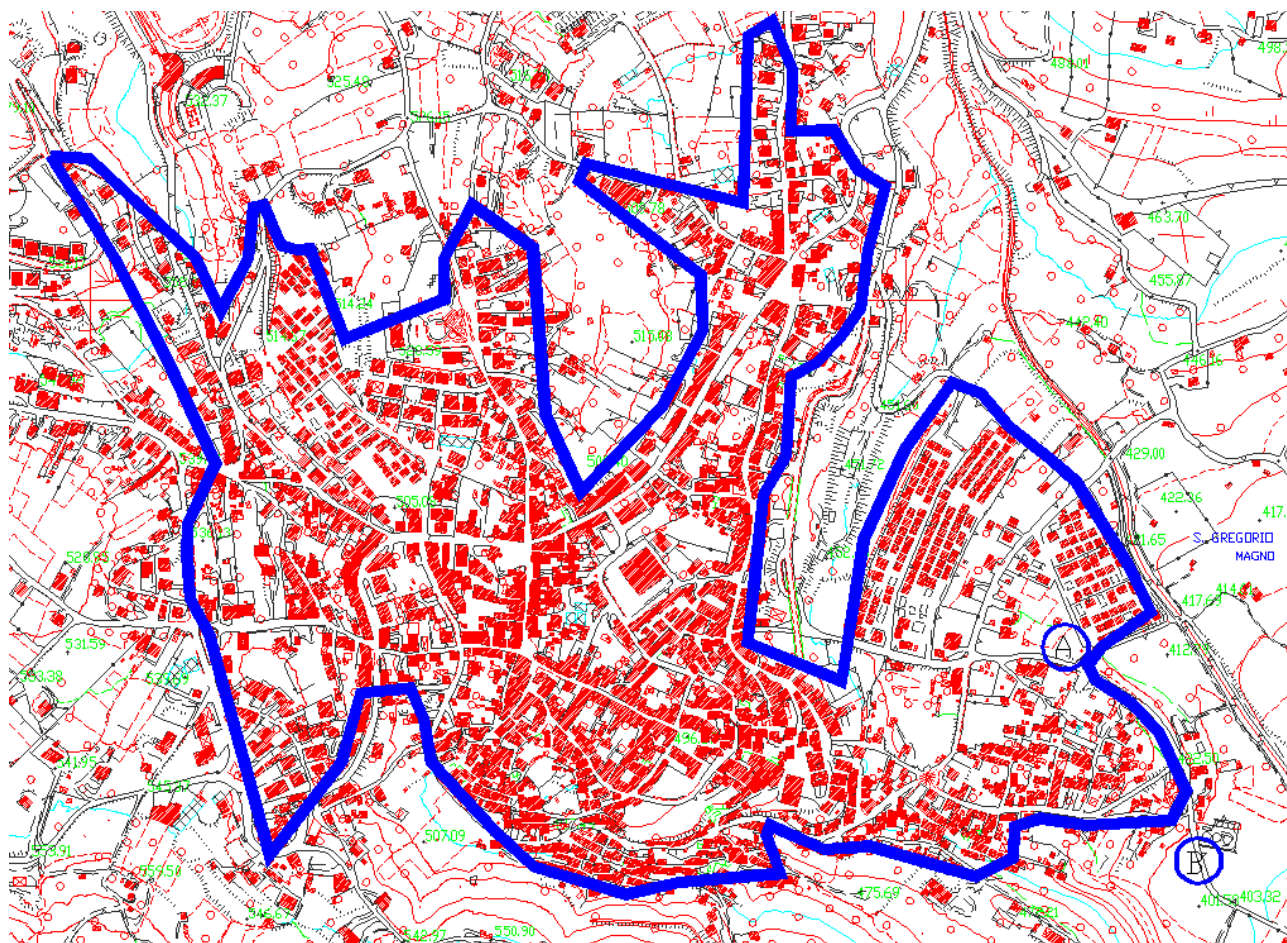
Tipologia uso	Tipo di apparecchio idrosanitari	Portata di scarico Q in l/s - UNITA' DI SCARICO
civile	bacinella ad uso dentistico	0.25
civile	fontanella a zampillo	0.25
civile	lavabo	0.50
civile	bidet	0.50
civile	lavabo a canale (3 rubinetti)	0.50
civile	centrifuga ad uso domestico	0.50
civile	piatto doccia	0.50
civile	vasca da bagno	1.00
civile	lavapiedi	1.00
civile	lavabo a canale (10 rubinetti)	1.00
civile	orinatoio	1.00
civile	lavello da cucina doppio	1.00
civile	lavastoviglie	1.00
civile	lavatoio per lavanderia	1.00
civile	lavatrice fino a 6 kg	1.00
civile	pozzetto a pavimenti con uscita D = 63 mm	1.00
civile	vasca da bagno terapeutica	1.50
civile	lavatrice da 7 kg a 12 kg	1.50
civile	pozzetto a pavimenti con uscita D = 75 mm	1.50
civile	lavastoviglie per ristoranti	1.50
civile	lavatorio doppio per lavanderia	1.50
civile	W.C (vaschetta 6 - 7.5 litri)	2.00
civile	W.C (vaschetta 9 litri)	2.50
civile	vuotatoio	2.50
civile	lavatrice da 13 kg a 40 kg	2.50
civile	pozzetto a pavimento con uscita	2.50
industriale	piccola lavatrice	0.30
industriale	vuotatoio per acidi	0.40
industriale	bacinelli con tappo di chiusura	1.00
industriale	lavatrice di laboratorio	1.50

Destinazione uso	Coeff. K
abitazioni uffici	0.5
ospedali, scuole, ristoranti	0.7
bagni pubblici	1



## 5. DIMENSIONAMENTO DEI COLLETTORI FOGNARI DI AFFLUENZA E SCARICO DAGLI SCARICATORI DI PIENA

Si riporta, di seguito, lo schema planimetrico dell'area d'intervento al fine dell'individuazione dei bacini imbriferi sottesi alle reti del sistema drenante, nelle parti pavimentate interne al centro urbano e nelle parti permeabili. La rete fognaria, essendo di tipo misto, raccoglie sia le acque nere degli scarichi cittadini che le acque meteoriche per la parte connessa in fogna.



*Area servita dalla fogna afferente all'impianto di depurazione Piè delle Vigne*

La rete fognaria urbana esistente convoglia le acque in due punti, uno contrassegnato con la lettera "A" nella precedente immagine, in un pozzetto in prossimità del mattatoio comunale, ed uno contrassegnato con la lettera "B", in loc. Serroni. Il presente calcolo ha ad oggetto i collettori fognari in uscita da tali pozzetti di recapito, i quali convoglieranno le acque reflue all'impianto di depurazione alla loc. Piè delle Vigne e scolmeranno le portate eccedenti quella massima ammissibile all'impianto, rispettivamente nel vallone Lenze e nel vallone Piè delle Vigne.

Lo studio idrologico ha riguardato l'analisi delle precipitazioni di breve durata e forte intensità della zona oggetto d'intervento per caratterizzarne l'intensità, la durata e la



frequenza. Tramite l'elaborazione dei dati pluviometrici si sono definiti i parametri caratteristici della curva segnalatrice di possibilità pluviometrica, esprimibile dalla seguente relazione  $h=ad^n$ , in cui:

“a” rappresenta il coefficiente pluviometrico orario espresso in mm/h;

“n” il coefficiente esponenziale adimensionale funzione del tempo di ritorno  $T_r$ ;

“d” la durata dell'evento meteorico;

“h” indica l'altezza della precipitazione espressa in mm che ricade sul bacino di riferimento.

Nel caso in oggetto, come desunto dai paragrafi precedenti, si sono assunti i seguenti dati:

- tempo di ritorno di progetto  $T_r = 10$  anni
- coefficiente a: 36 mm/h
- coefficiente n: 0,34

Tramite la curva segnalatrice di pioggia si è determinata la quantità di pioggia in ingresso al bacino. Una quota parte di tale pioggia si perde per una serie di fenomeni idrologici (evaporazione, infiltrazione nella coltre superficiale dei terreni, immagazzinamento negli avvallamenti superficiali, formazione del velo idrico superficiale) e non contribuisce alla formazione del deflusso che arriva alla rete di drenaggio.

Il calcolo della pioggia netta o efficace, cioè della quota parte che genera deflusso superficiale drenato dalla rete fognaria è stata calcolata mediante la definizione del coefficiente di afflusso, che rappresenta il rapporto tra il volume della pioggia netta ed il volume della pioggia totale. Dato che un bacino è composto da zone con tipologie di utilizzo del suolo diverse, il coefficiente di afflusso complessivo è stato determinato come media pesata in funzione delle aree e dei relativi coefficienti di afflusso, utilizzando la relazione

$$\phi = \sum_i S_i \phi_i / \sum_i S_i$$

in cui  $S_i$  indica l'estensione del sottobacino i-esimo omogeneo in termini di superficie e  $\phi_i$  il coefficiente di afflusso relativo al sottobacino i-esimo.

I parametri presi a riferimento nelle medie pesate sono riportati nella seguente tabella:

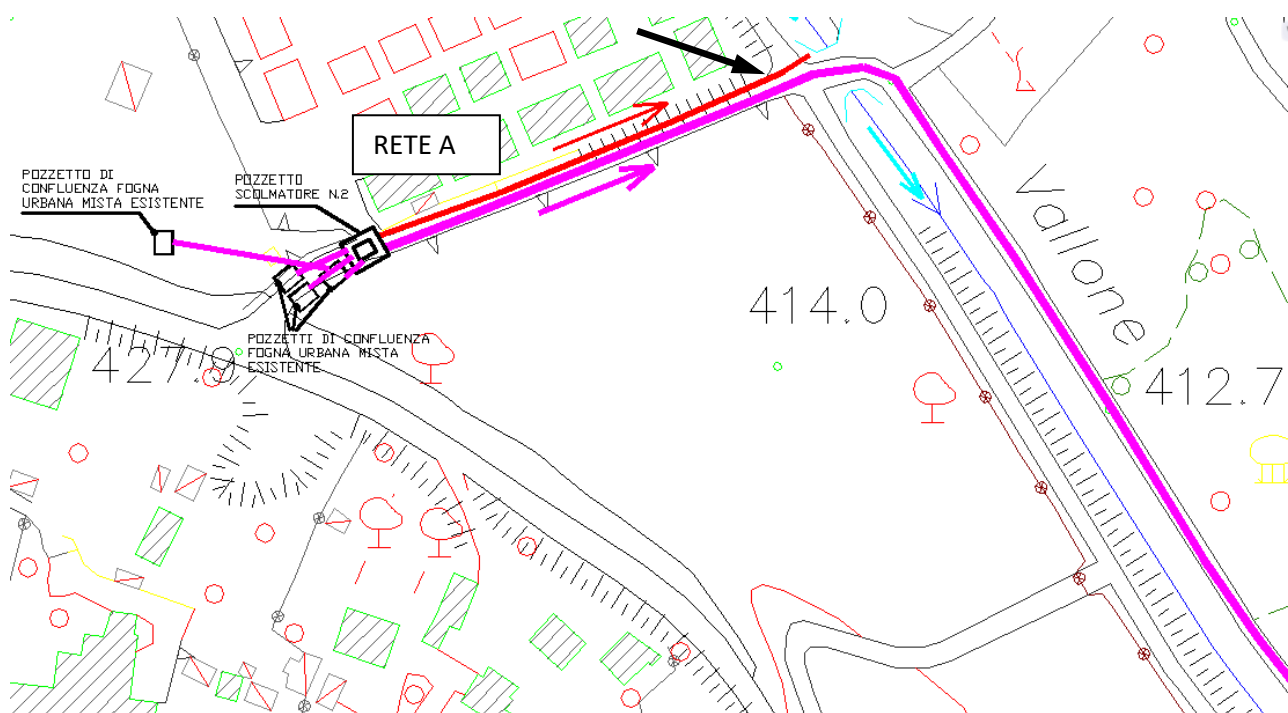
Tipo di superficie	Coefficiente di deflusso [-]		
	minimo	massimo	medio
tetti metallici	0,95	0,95	0,95
tetti a tegole	0,90	0,90	0,90
tetti piani cls	0,70	0,80	0,75
tetti terra	0,30	0,40	0,35
pavimentazione asfalto	0,85	0,90	0,88
pavimentazione pietra	0,80	0,85	0,83
prato armato			0,50
autobloccanti			0,60
massicciata	0,40	0,80	0,60
strade terra	0,40	0,60	0,50
zone a ghiaia	0,15	0,25	0,20
giardini	0,00	0,25	0,20
boschi	0,10	0,30	0,20
centro città edificato	0,70	0,90	0,80
quartieri urbanizzati	0,50	0,70	0,60
quartieri poco urbanizzati	0,10	0,30	0,25
zone a villini			0,35
tratti scoperti			0,20
giardini e cimiteri	0,05	0,25	0,15
terreni coltivati	0,20	0,60	0,40

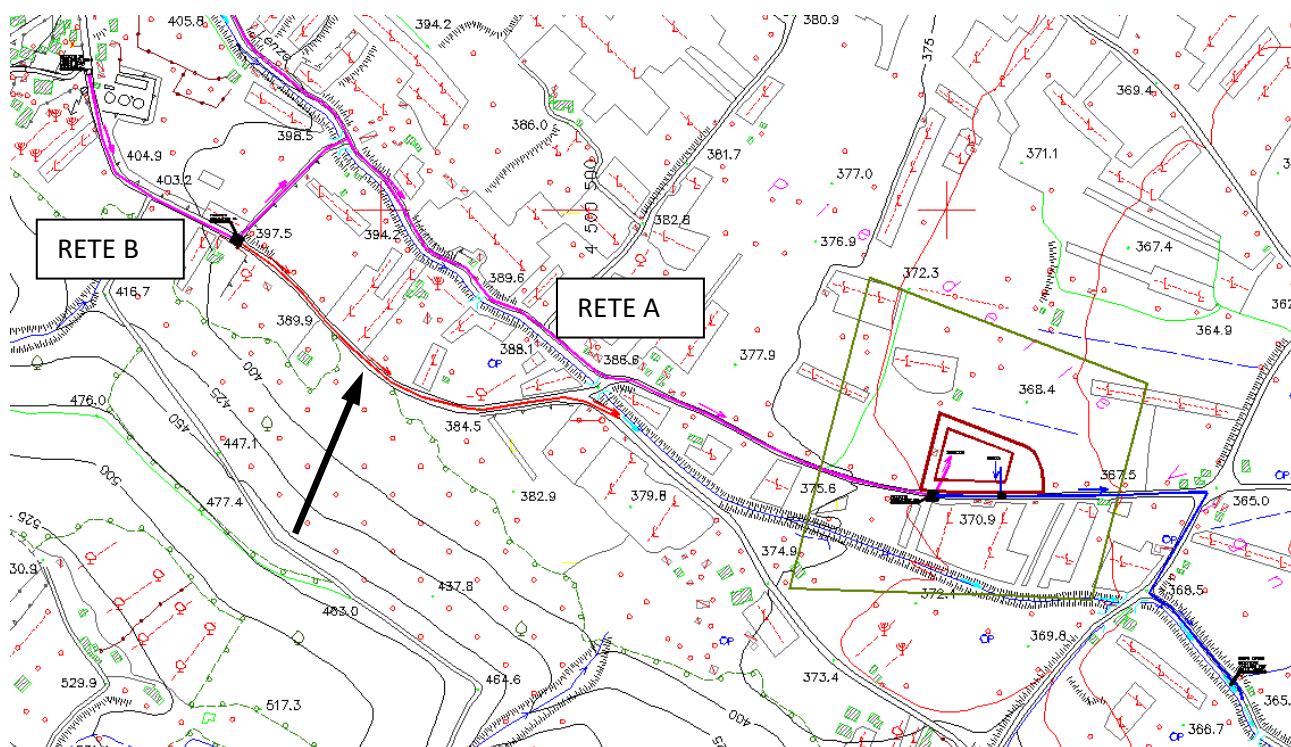
Nelle successive tabelle si riassumono le principali caratteristiche sia dei bacini afferenti la rete che dei condotti che costituiscono la rete fognante.

Bacino imbrifero preso a riferimento: 69 ha

Bacino imbrifero assegnato alla rete A: 28 ha

Bacino imbrifero assegnato alla rete B: 41 ha





Il tempo di ingresso in rete è valutato mediante i valori contenuti nella seguente tabella:

Tipi di bacini	Te [min]
Centro urbano intensivo con tetti collegati direttamente alle canalizzazioni e con frequenti caditoie stradali	5 - 7
Centri urbani semintensivi con pendenze modeste e caditoie stradali meno frequenti	7-10
Aree urbane di tipo estensivo con piccole pendenze e caditoie poco frequenti	10-15

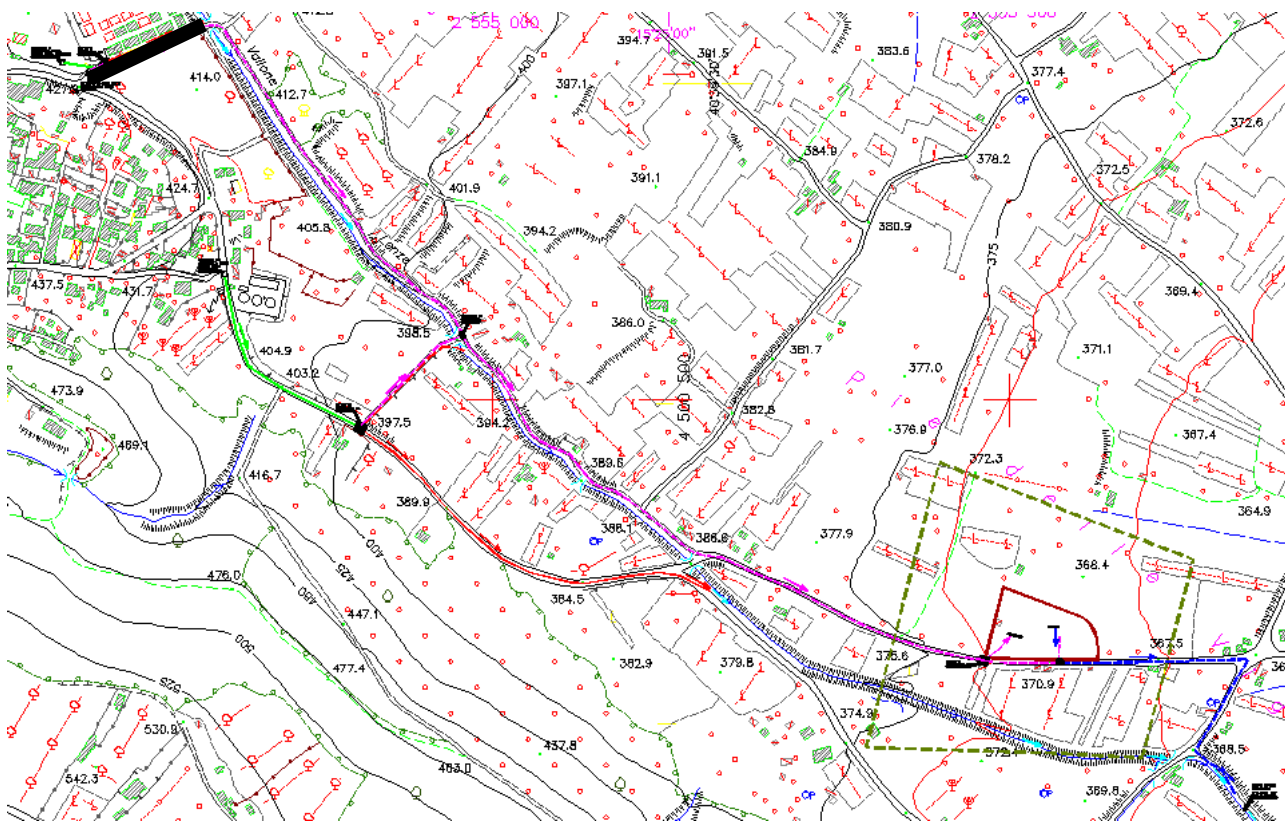
Il tempo d'ingresso assunto è pari a 11 min.

Il sistema fognario di convogliamento verrà realizzato con la posa di un'unica tubazione, interrata circa alla mezzeria della carreggiata.

Le tubazioni verificate collegheranno i pozzetti di recapito della fogna esistente con i pozzetti scolmatori da realizzare nell'area adiacente il mattatoio comunale ed alla loc. Serroni. Le condotte impiegate per le reti che convogliano le portate scolmate verso il vallone Lenza (area Mattatoio) e verso il vallone Piè delle Vigne (loc. Serroni), sono state dimensionate in base ai dati di input sopra definiti.

Nella successive tabelle si riportano i quadri riassuntivi dei calcoli di dimensionamento idraulico eseguiti in base al metodo cinematico, per ognuno dei rami di collettamento progettati.

## RISULTATI DI CALCOLO:



**Tratto di calcolo**

### Risultati del Calcolo Algotipe

Si riassumono nel seguito i dati relativi al progetto.

Identificativo nodo/bacino	Abitanti equivalenti AE	Dotazione idrica D [l/ab d]	Coefficiente di afflusso in rete	Coeff. di punta giornaliero	Coefficiente di punta orario	Q nera media da AE Qnm	Q nera punta da AE Qnp	Q tot apparecchi	Coeff. k di dest. d'uso	Q nera da u. scarico Qnp
12										
01	2000	250	0,8	1,5	1,5	4,62963	10,41667			

Tempo di ritorno di progetto Tr: 10 anni;

Coefficiente a: 36 mm/h;

Coefficiente n: 0,34

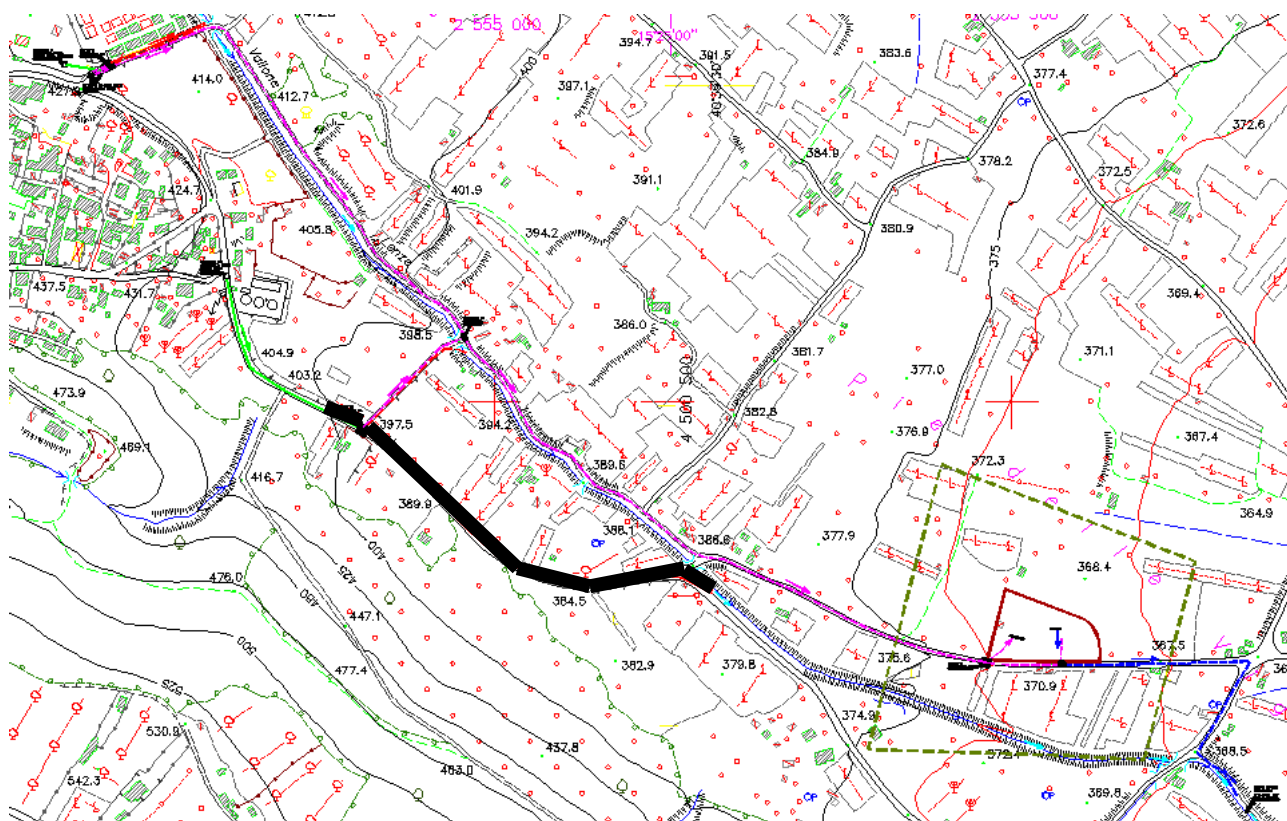
Identificativo nodo/bacino	Area drenante [ha]	Coefficiente di afflusso [-]	Portata nera totale [l/s]	Portata da altri ingressi [l/s]	Tempo ingresso in rete [min]
12					
01	28	0,3	10,4166698455811		11

Identificativo ramo	Lunghezza [m]	Pendenza [%]	Scabrezza [m <sup>1/3</sup> s <sup>-1</sup> ]	Grado di riempimento di progetto [%]
01 - 12	110	3,5	85	75

Nella successiva tabella si mostra il quadro riassuntivo dei principali calcoli di dimensionamento in base al metodo cinematico.

Ramo	S superficie drenata [ha]	q coeff. afflusso [-]	i Pendenza [%]	DN-De diametro [mm]	dc durata critica [min]	uc coefficiente udometrico [l/s ha]	Qc portata critica [l/s]	Qnera portata nera [l/s]	Q tot portata totale [l/s]	h/D grado riempimento [-]	Vc velocità [m/s]
01 - 12	28	0,3	3,5	1000	11,21567	90,8163	2542,856	10,41667	2553,273	0,6733668	6,288762

### Verifica idraulica collettamento e scarico scolmatore zona mattatoio



Tratto di calcolo

## Risultati del Calcolo Algopipe

Si riassumono nel seguito i dati relativi al progetto.

Identificativo nodo/bacino	Abitanti equivalenti AE	Dotazione idrica D [l/ab d]	Coefficiente di afflusso in rete	Coeff. di punta giornaliero	Coefficiente di punta orario	Q nera media da AE Qnm	Q nera punta da AE Qnp	Q tot apparecchi	Coeff. k di dest. d'uso	Q nera da u. scarico Qnp
12										
01	3500	250	0,8	1,5	1,5	8,101852	18,22917			

Tempo di ritorno di progetto Tr: 10 anni;

Coefficiente a: 36 mm/h;

Coefficiente n: 0,34

Identificativo nodo/bacino	Area drenante [ha]	Coefficiente di afflusso [-]	Portata nera totale [l/s]	Portata da altri ingressi [l/s]	Tempo ingresso in rete [min]
12					
01	41	0,2	18,2291698455811		11

Identificativo ramo	Lunghezza [m]	Pendenza [%]	Scabrezza [m <sup>1/3</sup> s <sup>-1</sup> ]	Grado di riempimento di progetto [%]
01 - 12	400	3	85	75

Nella successiva tabella si mostra il quadro riassuntivo dei principali calcoli di dimensionamento in base al metodo cinematico.

Ramo	S superficie drenata [ha]	φ coeff. afflusso [-]	i Pendenza [%]	DN-De diametro [mm]	dc durata critica [min]	uc coefficiente udometrico [l/s ha]	Qc portata critica [l/s]	Qnera portata nera [l/s]	Q tot portata totale [l/s]	h/D grado riempimento [-]	Vc velocità [m/s]
01 - 12	41	0,2	3,2	1000	11,82018	58,4824	2397,778	18,22917	2416,007	0,6683417	6,001754

## Verifica idraulica collettamento e scarico scolmatore loc. Pie delle Vigne

Sulla base dell'analisi di calcolo sopra riportata, si riepilogano di seguito le dimensioni delle tubazioni dimensionate per i collettori fognari:



**-(Ramo di scarico da scolmatore zona mattatoio comunale a vallone Lenze)**

-n. 1 tubazione  $\phi$  1.000 mm.

Poiché è già presente uno scarico  $\phi$  800 mm, è stata prevista una tubazione integrativa in PE corrugato  $\phi$  630 mm operante in parallelo. La tubazione esistente andrà innestata al pozzetto scolmatore da realizzare.

**-(Ramo di scarico da scolmatore loc. Serroni a scarico nel vallone Piè delle Vigne)**

-n. 1 tubazione  $\phi$  1.000 mm.

Poiché è già presente uno scarico  $\phi$  800 mm, è stata prevista una tubazione integrativa in PE corrugato  $\phi$  630 mm operante in parallelo. La tubazione esistente andrà innestata al pozzetto scolmatore da realizzare.

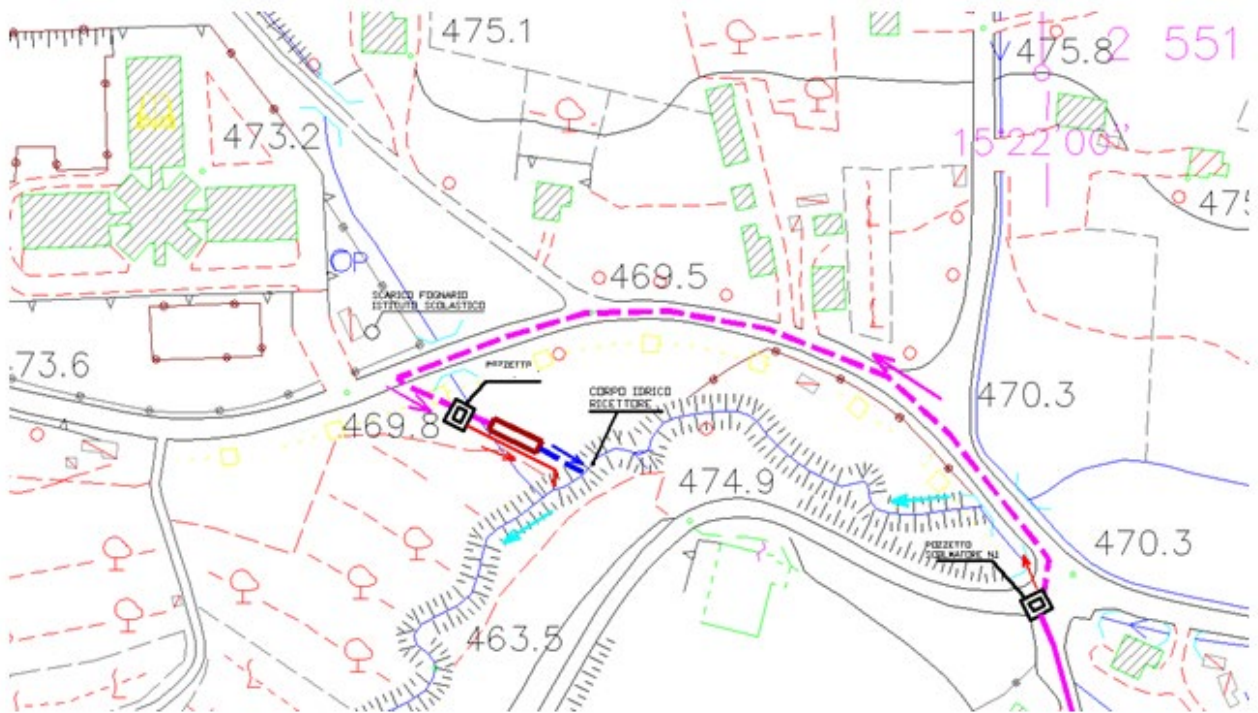
In conclusione, al fine di sfruttare le opere esistenti è stata, dunque, prevista la realizzazione di collettori aggiuntivi ed integrativi.

Nello specifico, nell'area adiacente al mattatoio comunale, i tre pozzetti esistenti ove recapita la fogna urbana, dovranno essere tutti innestati al pozzetto scolmatore che invece sarà realizzato ex novo, provvedendo alle opere di scavo, forniture e lavorazioni occorrenti. In uscita dal pozzetto scolmatore andrà realizzata una nuova linea di scarico al vallone Lenze, così come dimensionata ( $\phi$  630 mm). La linea di scarico esistente ( $\phi$  800 mm) andrà sezionata ed innestata in uscita dal pozzetto scolmatore in modo da ottenere un funzionamento in parallelo tra le due condotte scolmatrici. In uscita dallo scaricatore di piena andrà poi realizzata la linea di adduzione all'impianto di depurazione per le acque nere ( $\phi$  315 mm), il tutto come meglio rappresentato sugli elaborati grafici di progetto.

Alla loc. Serroni andrà sezionata la condotta esistente di scarico dal pozzetto scolmatore attuale ( $\phi$  800 mm), in prossimità dell'intersezione con la strada sotto cui è posata la tubazione di collettamento al vallone. Sulla pubblica via andrà interrato il nuovo pozzetto scaricatore di piena a cui andrà collegata l'esistente condotta di scarico ( $\phi$  800 mm). A questa sarà aggiunta una nuova condotta ( $\phi$  630 mm), così come dimensionata, che recapiterà circa 400 m più a valle le acque scolmate. Le due linee (nuova + esistente) opereranno, quindi, in parallelo. In uscita dallo scolmatore andrà realizzato il collettore di adduzione all'impianto di depurazione convogliante le acque nere ( $\phi$  315 mm), il tutto come meglio rappresentato sugli elaborati grafici di progetto.

## IMPIANTO LOC. FILETTE

L'impianto previsto alla loc. Filette tratterà gli scarichi fognari neri di 500 a.e. Inoltre, il ramo fognario esistente afferente convoglia anche le acque meteoriche di scolo della strada che dall'area PIP conduce alla loc. Taverna, per cui è stato previsto n.1 pozzetto scolmatore all'incrocio della loc. Taverna.



*Planimetria collettore fognario loc. Filette*

Sulla base delle ipotesi assunte e riportate nei precedenti paragrafi e con riferimento al numero degli abitanti equivalenti e superficie di scolo della strada recapitante acque meteoriche in fogna, sono stati eseguiti i calcoli idraulici per gli scarichi degli scolmatori. Questi vengono di seguito riportati:

## Risultati del Calcolo Algopipe

Si riassumono nel seguito i dati relativi al progetto.

Identificativo nodo/bacino	Abitanti equivalenti AE	Dotazione idrica D [l/ab d]	Coefficiente di afflusso in rete	Coeff. di punta giornaliero	Coefficiente di punta orario	Q nera media da AE Qnm	Q nera punta da AE Qnp	Q tot apparecchi	Coeff. k di dest. d'uso	Q nera da u. scarico Qnp
12										
01	500	250	0,8	1,5	1,5	1,157407	2,604167			

Tempo di ritorno di progetto Tr: 10 anni;

Coefficiente a: 36 mm/h;

Coefficiente n: 0,34

Identificativo nodo/bacino	Area drenante [ha]	Coefficiente di afflusso [-]	Portata nera totale [l/s]	Portata da altri ingressi [l/s]	Tempo ingresso in rete [min]
12					
01	2	0,6	2,60416698455811		11

Identificativo ramo	Lunghezza [m]	Pendenza [%]	Scabrezza [ $m^{1/3}s^{-1}$ ]	Grado di riempimento di progetto [%]
01 - 12	370	1,5	85	75

Nella successiva tabella si mostra il quadro riassuntivo dei principali calcoli di dimensionamento in base al metodo cinematico.

Ramo	S	$\varphi$	i	DN-De	dc	uc	Qc	Qnera	Q tot	h/D	Vc
	superficie drenata [ha]	coeff. afflusso [-]	Pendenza [%]	diametro [mm]	durata critica [min]	coefficiente udometrico [l/s ha]	portata critica [l/s]	portata nera [l/s]	portata totale [l/s]	grado riempimento [-]	velocità [m/s]
01 - 12	2	0,6	1,5	630	12,50996	169,0011	338,0022	2,604167	340,6063	0,5376884	2,804916

**-(Ramo da pozzetto scolmatore a punto di scarico nel vallone Taverna, a monte dell'impianto di depurazione monoblocco interrato alla loc. Filette)**

**- n. 1 tubazione PE corrugato  $\phi$  630 mm.**

Alla loc. Taverna è, dunque, previsto un pozzetto scolmatore per scaricare nel vallone Taverna le acque in eccesso in caso di eventi meteo intensi, mediante tubazione di diametro  **$\phi$  630 mm**. Tale pozzetto andrà interrato sulla pubblica via. Da esso andrà derivata la condotta di adduzione al depuratore da realizzare alla loc. Filette per il collettamento delle acque nere di diametro  **$\phi$  315 mm**.



## 6. DIMENSIONAMENTO DELLA RETE FOGNARIA DI COLLETTAMENTO DELLE ACQUE NERE DAI POZZETTI SCARICATORI DI PIENA AGLI IMPIANTI DI DEPURAZIONE

### Impianto di depurazione loc. Piè delle Vigne

DATI TECNICI DI PROGETTO		
Ubicazione impianto	loc. Pè delle Vigne	
Numero di abitanti equivalenti, N.	5.500	
Portata media nera, $Q_{m,n}$ [m <sup>3</sup> /h]	45,833	
Portata max in tempo di pioggia in ingresso alla fase biologica, $Q_{max,bio}$ [m <sup>3</sup> /h]	$2.5 * Q_{m,n}$	114,583
Portata max meteorica trattabile nella linea pioggia, $Q_{max}$ [m <sup>3</sup> /h]	$5 * Q_{m,n}$	229,166
Tipologia impianto di depurazione	Impianto a fanghi attivi	

Massima portata trattabile dall'impianto: 229,166 mc/h = 63,66 l/s

Tubazione prevista: PE corrugato Ø315

Verifica tubazione prevista con un grado di riempimento massimo del 75 %

Velocità minima e massima di verifica:  $V_{min}=1,00$  m/s;  $V_{max}=4,00$  m/s

Pendenza d'installazione assunta: intervallo 1% - 5 %

In base alle norme di buona tecnica, alla letteratura presente ed alle indicazioni rinvenibili anche in circolari del Ministero del LL.PP. (Circolare Min. LL. PP. 7 gennaio 1974 N. 11633 "Istruzioni per la progettazione delle fognature e degli impianti di trattamento delle acque di rifiuto"), la velocità relativa alle portate medie non dovrà essere inferiore ai 50 centimetri al secondo, mentre la velocità relativa alle portate di punta non dovrà essere superiore ai 4 metri secondo. Nel caso di pendenze elevate, al fine di ridurre la velocità del fluido, risulta dunque necessario disporre lungo la linea "salti di fondo" o "pozzetti di salto". Nel caso specifico di progetto, le pendenze d'installazione della condotta fognaria che dai pozzetti scaricatori di piena colletta le acque fin all'ingresso dell'impianto di depurazione in loc. Piè delle Vigne, in base all'andamento plano-altimetrico rilevato, sono state previste entro l'intervallo 1,00 – 5,00 % in modo da avere una velocità del fluido compresa entro l'intervallo di velocità assunto. Come rilevabile dalle allegate tavole grafiche, gran parte del collettore è stato progettato con una pendenza del 3,5 %, mentre solo alcuni tratti si spingono fino ad un massimo del 5 % o ad un minimo dell'1%.

Poiché le pendenze di posa sono comprese entro l'intervallo 1,00- 5,00 %, sono state eseguite le verifiche idrauliche per gli estremi dell'intervallo assunto. Inoltre vengono riportate le verifiche idrauliche anche per la pendenza d'installazione del 3,5 %.

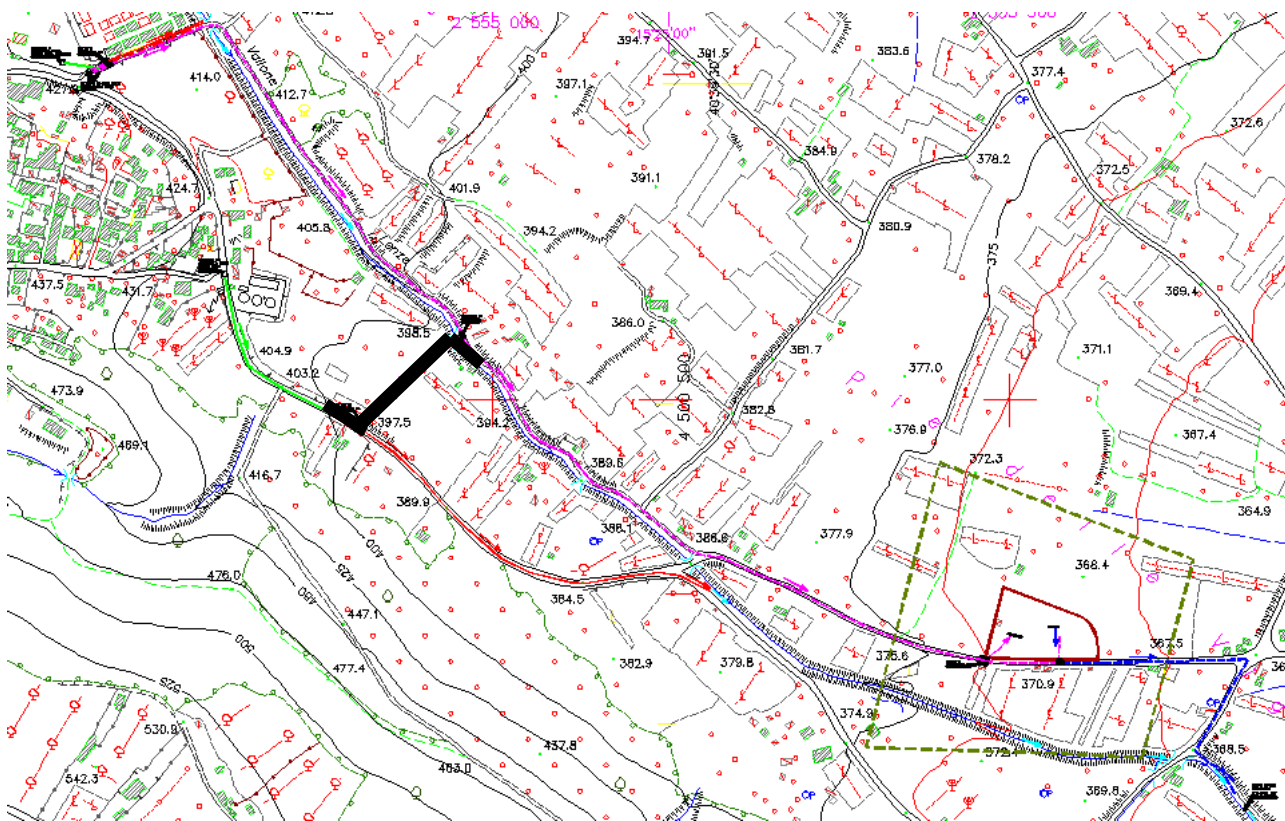
Essendo la portata uguale per tutti i tratti in serie, così come la sezione e tipologia di tubazione, il soddisfacimento delle verifiche per le pendenze estreme garantisce anche nei confronti di quelle intermedie. Dall'esito dei risultati delle verifiche idrauliche si può concludere che i parametri idraulici (velocità del fluido e grado di riempimento della condotta a pelo libero) risultano soddisfatti.

Nelle tavole grafiche dei profili longitudinali allegate sono state riportate sia le pendenze del suolo stradale, sia le pendenze dei collettori esistenti e sia quelle dei tratti di nuova realizzazione progettati. Inoltre, sono riportati anche i pozzetti di salto interposti, con relative quote, necessari a contenere le velocità del fluido entro i limiti assunti.

Per consentire eventuali interventi di manutenzione straordinaria, andrà realizzato un pozzetto di bypass in testa impianto con scarico in tubazione PE corrugato  $\Phi 315$ . La tubazione di ingresso nell'impianto di depurazione andrà dotata di apposita paratoia regolabile, in modo da poter gestire le portate in fase di esercizio. La chiusura della paratoia, nel caso dovessero essere necessari interventi manutentivi, determinerà l'ingresso del fluido nella condotta di bypass.

Di seguito, per ogni ramo di progetto, si riportano le verifiche idrauliche eseguite:

## Verifica idraulica collettore di convogliamento acque nere ( $\phi$ 315 mm) – Tratto $P_{\min}=1,00\%$



Tratto di calcolo

### Risultati del Calcolo Algotripe

Si riassumono nel seguito i dati relativi al progetto.

Identificativo nodo/bacino	Abitanti equivalenti AE	Dotazione idrica D [l/ab d]	Coefficiente di afflusso in rete	Coeff. di punta giornaliero	Coefficiente di punta orario	Q nera media da AE Q <sub>nm</sub>	Q nera punta da AE Q <sub>np</sub>	Q tot apparecchi	Coeff. k di dest. d'uso	Q nera da u. scarico Q <sub>np</sub>
16										
27										

Identificativo nodo/bacino	Portata nera totale [l/s]	Portata da altri ingressi [l/s]
16	0	63,66
27		

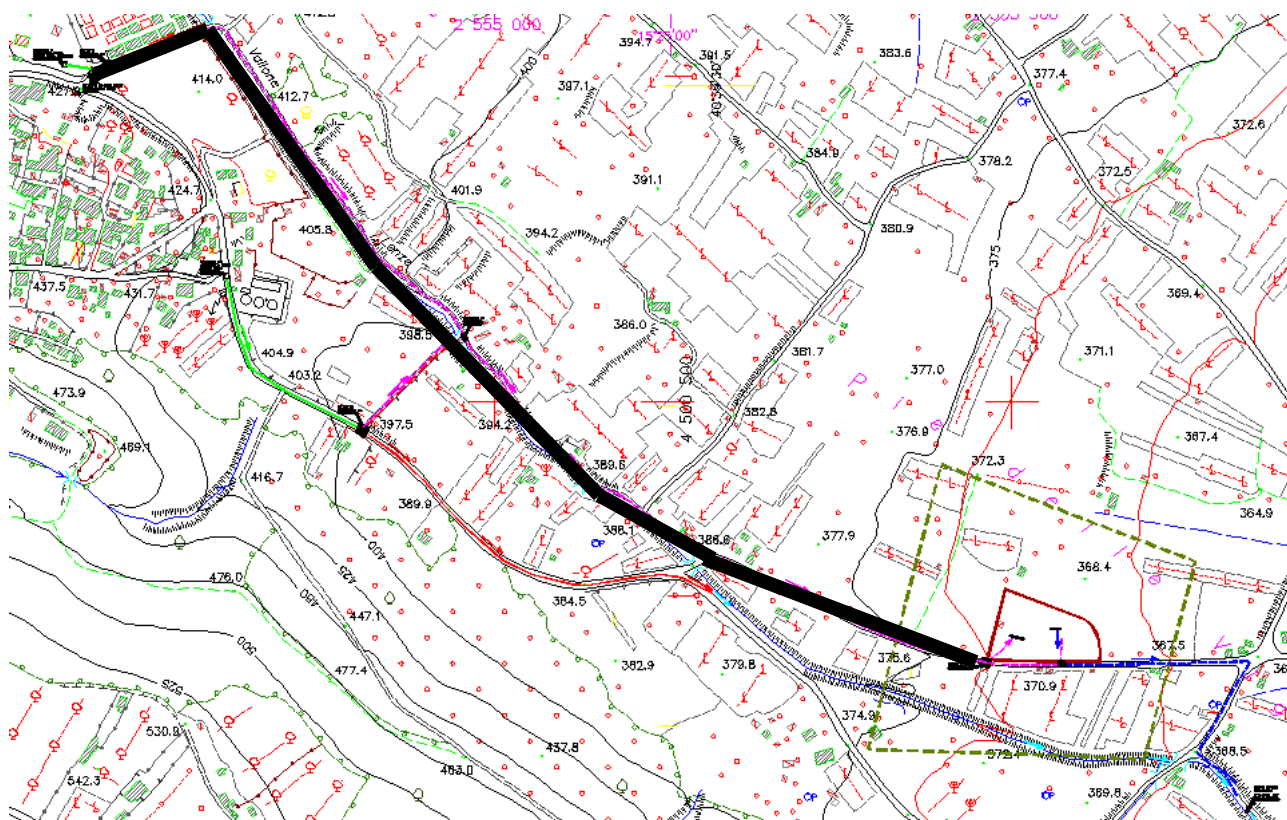
Identificativo ramo	Lunghezza [m]	Pendenza [%]	Scabrezza [ $m^{1/3}s^{-1}$ ]	Grado di riempimento di progetto [%]
16 - 27	160	1	85	75

Nella successiva tabella si mostra il quadro riassuntivo dei principali calcoli di dimensionamento in base al metodo cinematico.

Ramo	i Pendenza [%]	DN-De diametro [mm]	dc durata critica [min]	Q totale portata totale [l/s]	h/D grado riempimento [-]	Vc velocità [m/s]
16 - 27	1	315	1,258497	63,66	0,6683417	1,564575

Velocità calcolata: 1,56 m/s - Grado di riempimento calcolato: 0,66 %

## Verifica idraulica collettore di convogliamento acque nere ( $\phi$ 315 mm) – Tratto $P_{med}= 3,5\%$



Tratto di calcolo

### Risultati del Calcolo Algotipe

Si riassumono nel seguito i dati relativi al progetto.

Identificativo nodo/bacino	Abitanti equivalenti AE	Dotazione idrica D [l/ab d]	Coefficiente di afflusso in rete	Coeff. di punta giornaliero	Coefficiente di punta orario	Q nera media da AE Q <sub>nm</sub>	Q nera punta da AE Q <sub>np</sub>	Q tot apparecchi	Coeff. k di dest. d'uso	Q nera da u. scarico Q <sub>np</sub>
16										
27										

Identificativo nodo/bacino	Portata nera totale [l/s]	Portata da altri ingressi [l/s]
16	0	63,66
27		

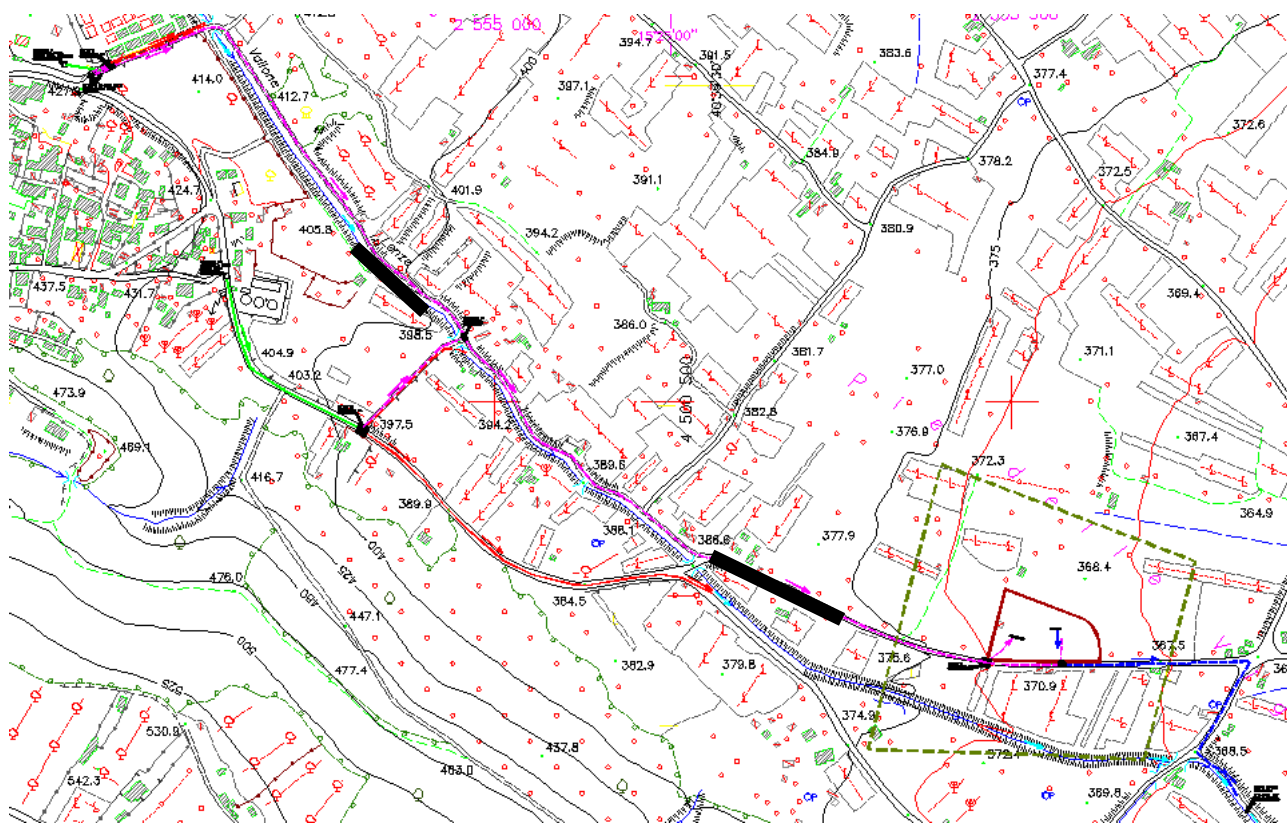
Identificativo ramo	Lunghezza [m]	Pendenza [%]	Scabrezza [ $m^{1/3}s^{-1}$ ]	Grado di riempimento di progetto [%]
16 - 27	1135	3,5	85	50

Nella successiva tabella si mostra il quadro riassuntivo dei principali calcoli di dimensionamento in base al metodo cinematico.

Ramo	i Pendenza [%]	DN-De diametro [mm]	dc durata critica [min]	Q totale portata totale [l/s]	h/D grado riempimento [-]	Vc velocità; [m/s]
16 - 27	3,5	315	4,771932	63,66	0,4522613	2,528003

Velocità calcolata: 2,52 m/s - Grado di riempimento calcolato: 45,2 %

## Verifica idraulica collettore di convogliamento acque nere ( $\Phi$ 315 mm) – Tratto $P_{\max} = 5\%$



Tratto di calcolo

### Risultati del Calcolo Algopipe

Si riassume nel seguito i dati relativi al progetto.

Identificativo nodo/bacino	Abitanti equivalenti AE	Dotazione idrica D [l/ab d]	Coefficiente di afflusso in rete	Coeff. di punta giornaliero	Coefficiente di punta orario	Q nera media da AE Q <sub>nm</sub>	Q nera punta da AE Q <sub>np</sub>	Q tot apparecchi	Coeff. k di dest. d'uso	Q nera da u. scarico Q <sub>np</sub>
17										
28										

Identificativo nodo/bacino	Portata nera totale [l/s]	Portata da altri ingressi [l/s]
17	0	63,66
28		

Identificativo ramo	Lunghezza [m]	Pendenza [%]	Scabrezza [ $m^{1/3}s^{-2}$ ]	Grado di riempimento di progetto [%]
17 - 28	150	5	85	50

Nella successiva tabella si mostra il quadro riassuntivo dei principali calcoli di dimensionamento in base al metodo cinematico.

Ramo	i Pendenza [%]	DN-De diametro [mm]	dc durata critica [min]	Q totale portata totale [l/s]	h/D grado riempimento [-]	Vc velocità [m/s]
17 - 28	5	315	0,5276411	63,66	0,4120603	2,89143

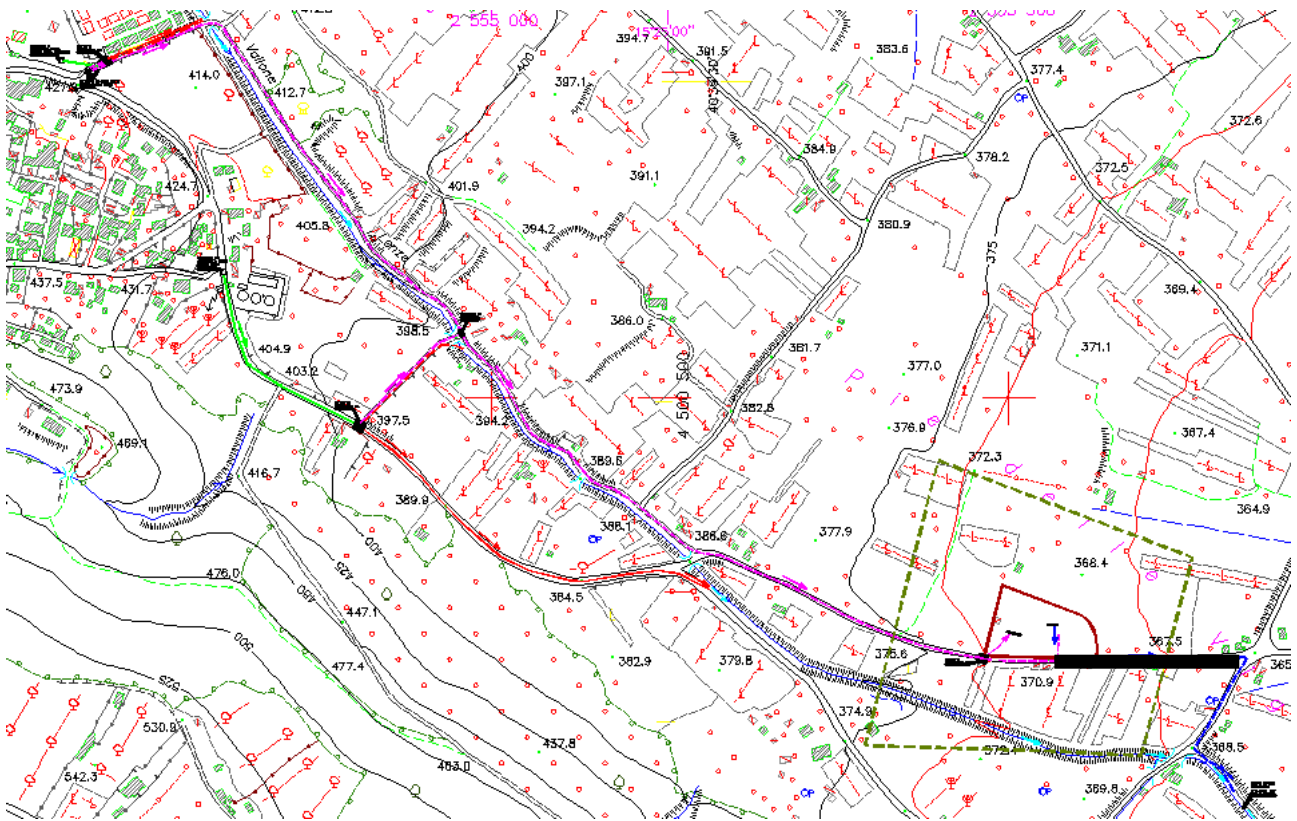
Velocità calcolata: 2,89 m/s - Grado di riempimento calcolato: 41,2 %

La tubazione  $\Phi$ 315 prevista per i collegamenti tra pozzetti scolmatori ed impianto di depurazione può considerarsi adeguata al collettamento della portata di  $5xQ_n$  impostata come la massima trattabile dall'impianto.

Di seguito si riportano le verifiche idrauliche del collettore di scarico dall'uscita del depuratore fino al recapito nel vallone Piè delle Vigne. L'intervallo delle pendenze di posa di tale ramo è compreso tra il 3,0% e lo 0,5 %.



## -Verifica idraulica collettore di convogliamento acque nere ( $\phi$ 400 mm) – Tratto $P_{max}=3,0\%$



Tratto di calcolo

### Risultati del Calcolo Algopipe

Si riassumono nel seguito i dati relativi al progetto.

Identificativo nodo/bacino	Abitanti equivalenti AE	Dotazione idrica D [l/ab d]	Coefficiente di afflusso in rete	Coeff. di punta giornaliero	Coefficiente di punta orario	Q nera media da AE Qnm	Q nera punta da AE Qnp	Q tot apparecchi	Coeff. k di dest. d'uso	Q nera da u. scarico Qnp
15										
26										

Identificativo nodo/bacino	Portata nera totale [l/s]	Portata da altri ingressi [l/s]
15	0	63,66
26		

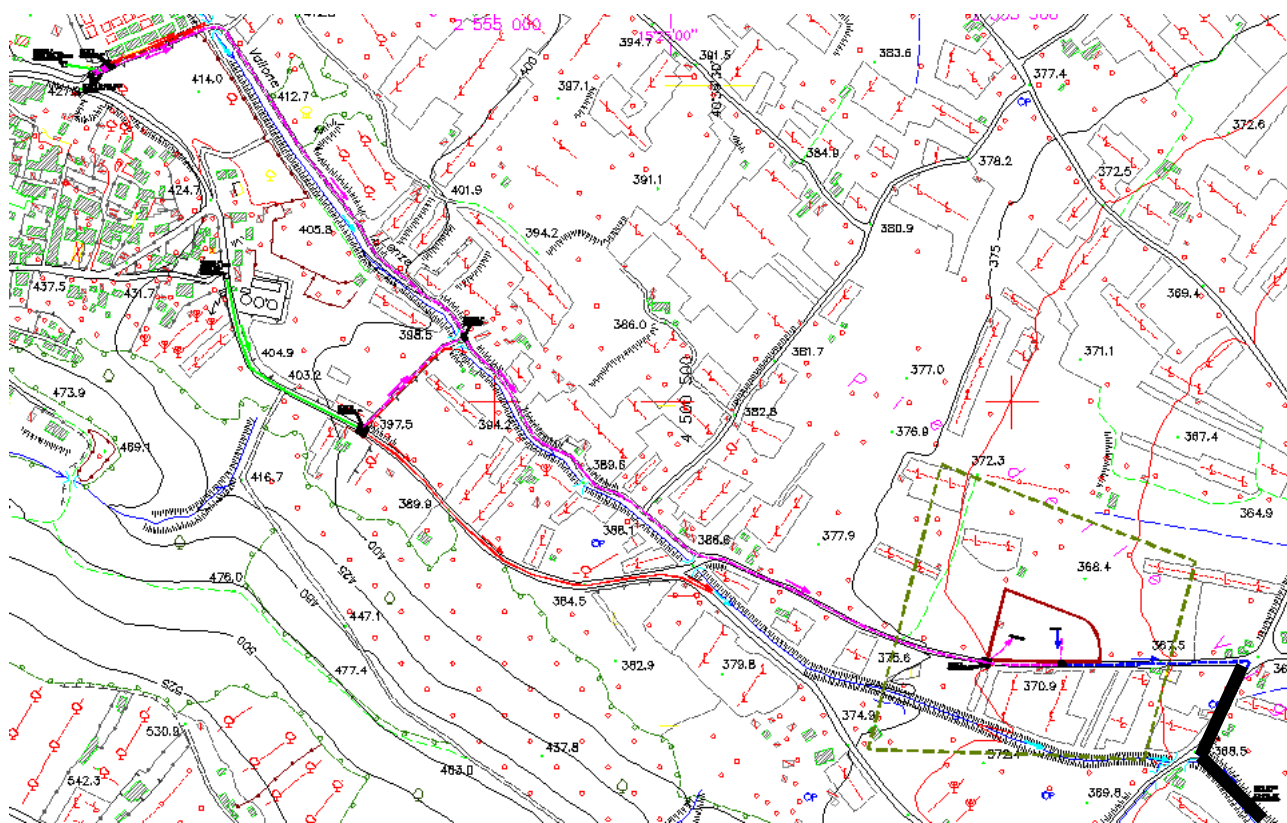
Identificativo ramo	Lunghezza [m]	Pendenza [%]	Scabrezza [ $m^{1/3}s^{-1}$ ]	Grado di riempimento di progetto [%]
15 - 26	360	0,5	85	75

Nella successiva tabella si mostra il quadro riassuntivo dei principali calcoli di dimensionamento in base al metodo cinematico.

Ramo	i Pendenza [%]	DN-De diametro [mm]	dc durata critica [min]	Q totale portata totale [l/s]	h/D grado riempimento [-]	Vc velocità ; [m/s]
15 - 26	0,5	400	3,42242	63,66	0,5527638	1,217039

Velocità calcolata: 1,21 m/s - Grado di riempimento calcolato: 55,3 %

## -Verifica idraulica collettore di convogliamento acque nere ( $\phi$ 400 mm) – Tratto $P_{\min}=0,5\%$



Tratto di calcolo

### Risultati del Calcolo Algopipe

Si riassumono nel seguito i dati relativi al progetto.

Identificativo nodo/bacino	Abitanti equivalenti AE	Dotazione idrica D [l/ab d]	Coefficiente di afflusso in rete	Coeff. di punta giornaliero	Coefficiente di punta orario	Q nera media da AE Qnm	Q nera punta da AE Qnp	Q tot apparecchi	Coeff. k di dest. d'uso	Q nera da u. scarico Qnp
15										
26										

Identificativo nodo/bacino	Portata nera totale [l/s]	Portata da altri ingressi [l/s]
15	0	63,66
26		

Identificativo ramo	Lunghezza [m]	Pendenza [%]	Scabrezza [ $m^{1/3}s^{-1}$ ]	Grado di riempimento di progetto [%]
15 - 26	360	0,5	85	75

Nella successiva tabella si mostra il quadro riassuntivo dei principali calcoli di dimensionamento in base al metodo cinematico.

Ramo	i Pendenza [%]	DN-De diametro [mm]	dc durata critica [min]	Q totale portata totale [l/s]	h/D grado riempimento [-]	Vc velocità ; [m/s]
15 - 26	0,5	400	3,42242	63,66	0,5527638	1,217039

Velocità calcolata: 1,21 m/s - Grado di riempimento calcolato: 55,3 %

### Impianto di depurazione loc. Filette

DATI TECNICI DI PROGETTO		
Ubicazione impianto	loc. Filette	
Numero di abitanti equivalenti, N.	500	
Portata media nera, $Q_{m,n}$ [m <sup>3</sup> /h]	4,16	
Portata max in tempo di pioggia in ingresso alla fase biologica, $Q_{max,bio}$ [m <sup>3</sup> /h]	$2.5 * Q_{m,n}$	10,4
Portata max meteorica trattabile nella linea pioggia, $Q_{max}$ [m <sup>3</sup> /h]	$5 * Q_{m,n}$	20,8
Tipologia impianto di depurazione	Impianto a fanghi attivi – monoblocco interrato	

Massima portata trattabile dall'impianto: 20,8 mc/h = 5,77 l/s

Tubazione prevista: PE corrugato  $\Phi 315$

Verifica tubazione prevista con un grado di riempimento massimo del 75 %

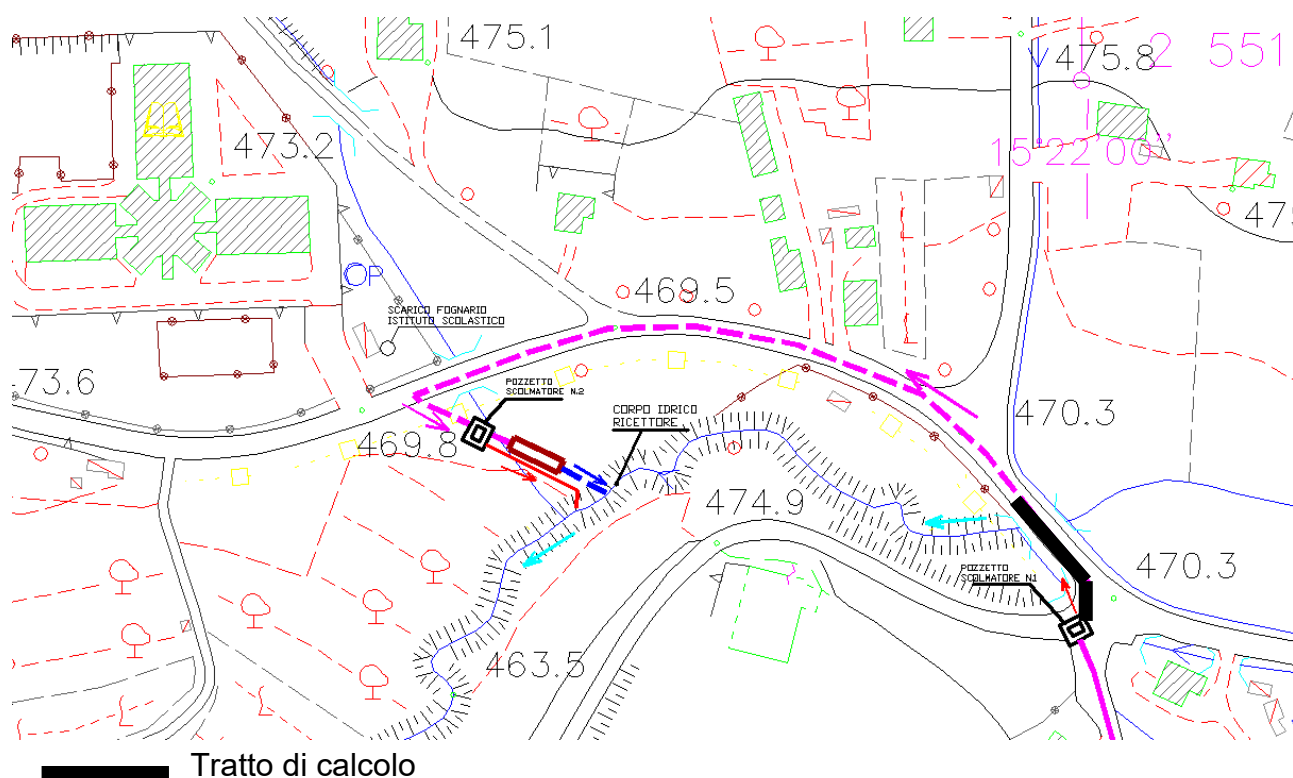
Il collettore in progetto, considerate le condizioni plano-altimetriche dei luoghi, nonché la necessità di non interferire con altre infrastrutture presenti, è stato previsto con una posa nell'ambito dell'intervallo di pendenza 0,8 % - 3,0 %.

Di seguito di riportano le verifiche idrauliche agli estremi di pendenza dell'intervallo di posa in funzione della massima portata ammessa all'impianto e derivata dal pozzetto scolmatore e la verifica del tratto finale con pendenza del 2 %.

Dalle verifiche eseguite la velocità di scorrimento del fluido in condotta non è mai inferiore al limite indicato nella circolare Circolare Min. LL. PP. 7 gennaio 1974 N. 11633 "Istruzioni per la progettazione delle fognature e degli impianti di trattamento delle acque di rifiuto".



**-Verifica idraulica collettore di convogliamento acque nere ( $\phi$  315 mm) – Tratto  $P_{max}=3,0\%$**



**Risultati del Calcolo Algopipe**

Si riassumono nel seguito i dati relativi al progetto.

Identificativo nodo/bacino	Abitanti equivalenti AE	Dotazione idrica D [l/ab d]	Coefficiente di afflusso in rete	Coeff. di punta giornaliero	Coefficiente di punta orario	Q nera media da AE Q <sub>nm</sub>	Q nera punta da AE Q <sub>np</sub>	Q tot apparecchi	Coeff. k di dest. d'uso	Q nera da u. scarico Q <sub>np</sub>
17										
28										

Identificativo nodo/bacino	Portata nera totale [l/s]	Portata da altri ingressi [l/s]
17	0	5,77
28		

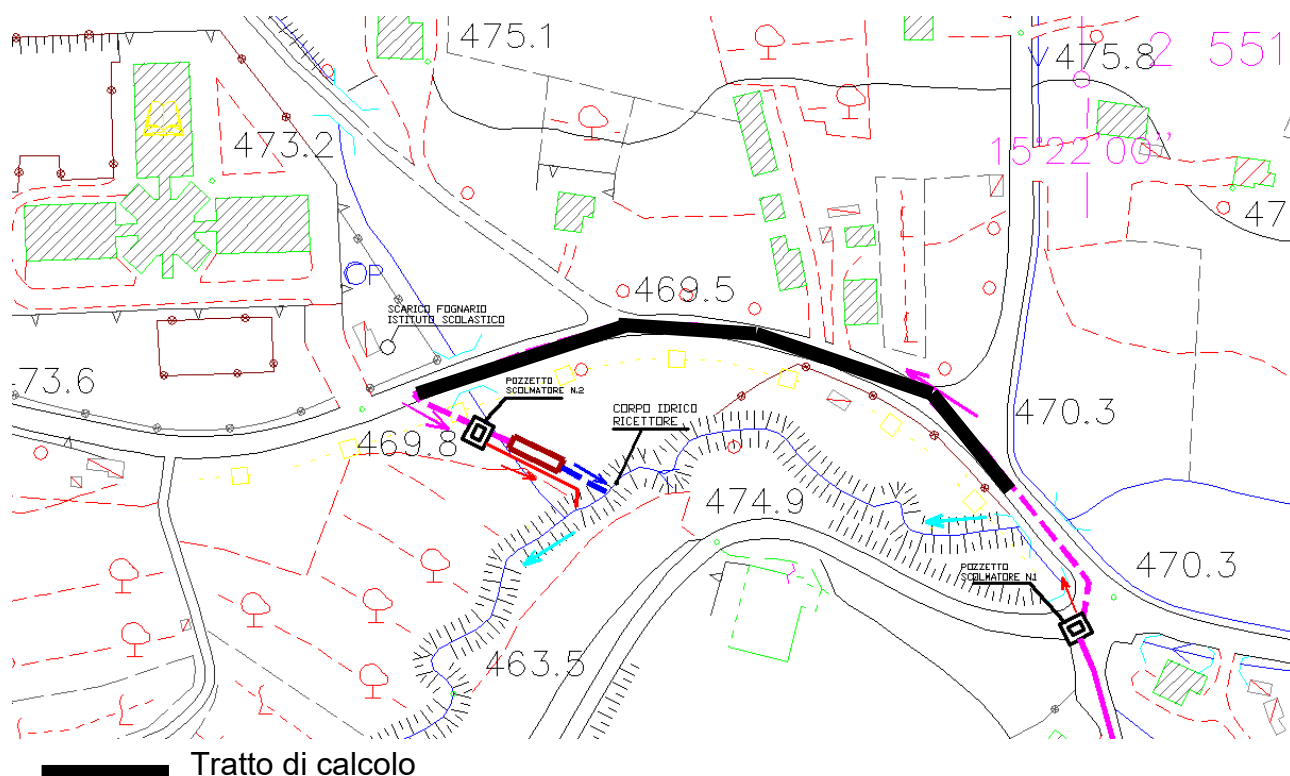
Identificativo ramo	Lunghezza [m]	Pendenza [%]	Scabrezza [ $m^{1/3}s^{-1}$ ]	Grado di riempimento di progetto [%]
17 - 28	285	3	85	15

Nella successiva tabella si mostra il quadro riassuntivo dei principali calcoli di dimensionamento in base al metodo cinematico.

Ramo	i Pendenza [%]	DN-De diametro [mm]	dc durata critica [min]	Q totale portata totale [l/s]	h/D grado riempimento [-]	Vc velocità [m/s]
17 - 28	3	315	1,294245	5,77	0,1407035	1,215547

**Velocità calcolata: 1,21 m/s - Grado di riempimento calcolato: 14 %**

**-Verifica idraulica collettore di convogliamento acque nere ( $\phi$  315 mm) – Tratto  $P_{\min}=0,8\%$**



**Risultati del Calcolo Algotipe**

Si riassumono nel seguito i dati relativi al progetto.

Identificativo nodo/bacino	Abitanti equivalenti AE	Dotazione idrica D [l/ab d]	Coefficiente di afflusso in rete	Coeff. di punta giornaliero	Coefficiente di punta orario	Q nera media da AE Q <sub>nm</sub>	Q nera punta da AE Q <sub>np</sub>	Q tot apparecchi	Coeff. k di dest. d'uso	Q nera da u. scarico Q <sub>np</sub>
28										
17										

Identificativo nodo/bacino	Portata nera totale [l/s]	Portata da altri ingressi [l/s]
28		
17	0	5,77

Identificativo ramo	Lunghezza [m]	Pendenza [%]	Scabrezza [ $m^{1/3}s^{-1}$ ]	Grado di riempimento di progetto [%]
17 - 28	285	0,8	85	25

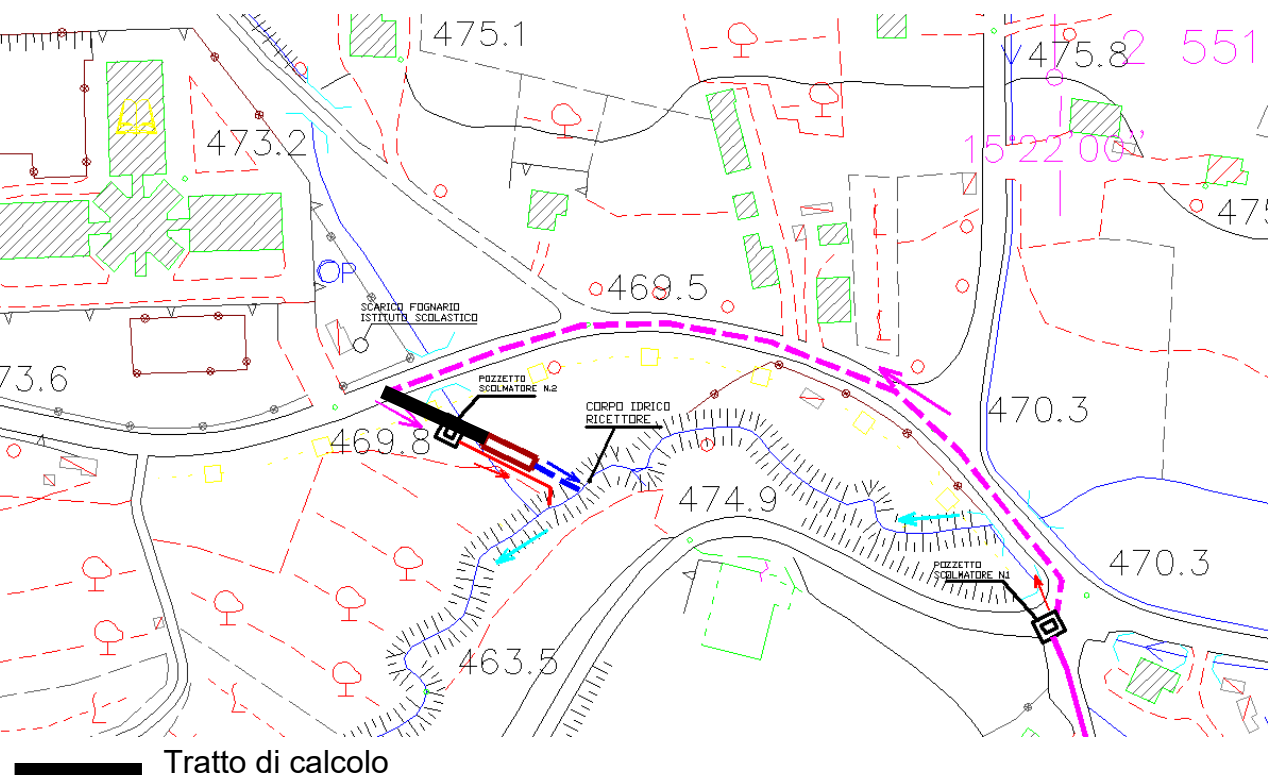
Nella successiva tabella si mostra il quadro riassuntivo dei principali calcoli di dimensionamento in base al metodo cinematico.

Ramo	i Pendenza [%]	DN-De diametro [mm]	dc durata critica [min]	Q totale portata totale [l/s]	h/D grado riempimento [-]	Vc velocità [m/s]
17 - 28	0,8	315	2,506295	5,77	0,1909548	0,7559654

Velocità calcolata: 0,76 m/s - Grado di riempimento calcolato: 21,6 %

Nel presente tratto la pendenza raggiunge il valore minimo dello 0,8 %. Pendenze maggiori risultano difficoltose a causa dell'orografia dei luoghi e dalle quote imposte da attraversamenti di tubazioni di scolo dei terreni. In ogni caso, la minima velocità assunta dalla corrente risulta superiore al valore di 0,5 m/s, sotto il quale la circolare del Min. LL. PP. 7 gennaio 1974 N. 11633, prevede l'inserimento di sistemi di lavaggio.

**-Verifica idraulica collettore di convogliamento acque nere (ϕ 315 mm) – Tratto P=2,0%**



### Risultati del Calcolo Algotipe

Si riassumono nel seguito i dati relativi al progetto.

[illegible]

Identificativo nodo/bacino	Portata nera totale [l/s]	Portata da altri ingressi [l/s]
17	0	5,77
28		

Identificativo ramo	Lunghezza [m]	Pendenza [%]	Scabrezza [ $m^{1/3}s^{-1}$ ]	Grado di riempimento di progetto [%]
17 - 28	285	2	85	20

Nella successiva tabella si mostra il quadro riassuntivo dei principali calcoli di dimensionamento in base al metodo cinematico.

Ramo	i	DN-De	dc	Q totale	h/D	Vc
	Pendenza [%]	diametro [mm]	durata critica [min]	portata totale [l/s]	grado riempimento [-]	velocità ; [m/s]
17 - 28	2	315	1.58512	5,77	0.1557789	1.056637

Velocità calcolata: 1,06 m/s - Grado di riempimento calcolato: 15,5 %

La tubazione  $\Phi 315$  prevista per i collegamenti tra pozzetti scolmatori ed impianto di depurazione per il collettamento delle acque nere può considerarsi adeguata.

Per consentire eventuali interventi di manutenzione straordinaria, andrà realizzato un pozzetto di bypass in testa impianto, dotato di paratoia sull'ingresso al depuratore, con scarico in tubazione PE corrugato  $\Phi 315$ .

**-Collettore fognario da pozzetto scolmatore a depurazione loc. Filette**  
**- n. 1 tubazioni PE corrugato  $\phi$  315 mm**

## 7. VERIFICA STATICA COLLETTORI FOGNARI

### Verifica statica di una tubazione interrata

La verifica statica di una tubazione interrata viene effettuata calcolando:

- i carichi permanenti che gravano sulla tubazione;
- i carichi accidentali che gravano sulla tubazione;
- il carico idraulico indotto dalla presenza della falda;
- le reazioni laterali del terreno.

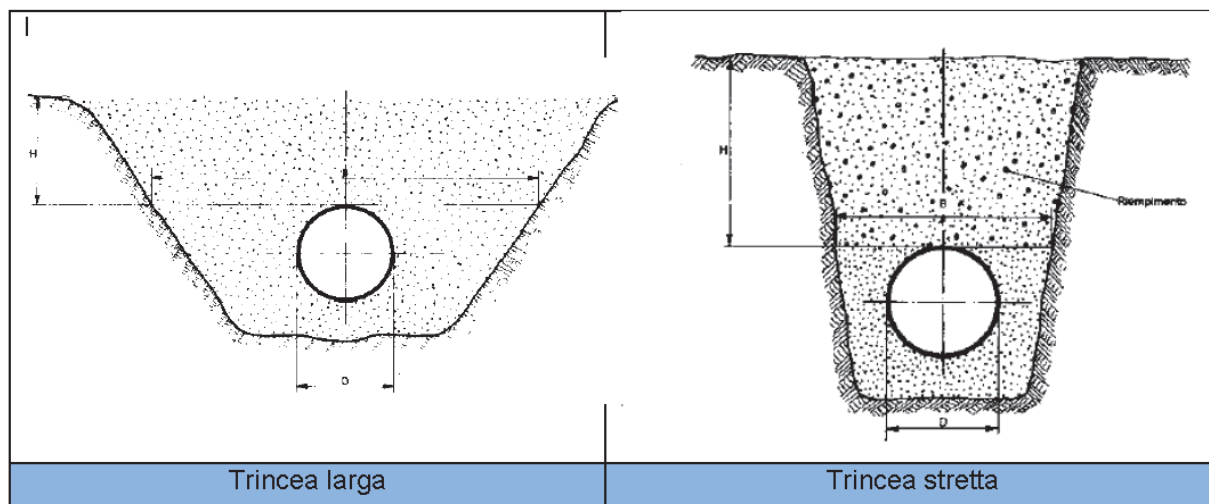
I carichi permanenti cui è sottoposta una tubazione interrata dipendono per lo più dall'azione del rinterro mentre i carichi accidentali sono per lo più da attribuirsi alla presenza di traffico.

### Modalità di posa

Le modalità di posa di una condotta fognaria implementati nel presente codice di calcolo sono in conformità a quanto proposto dalla normativa UNI 7517:

- posa in trincea stretta;
- posa in trincea larga.

Nella figura successiva se ne mostra una rappresentazione schematica tratta dal documento IIP, Istituto Italiano dei Plastici, Installazione delle fognature in PVC, pubblicazione n.°3, novembre 1984).



### Calcolo dei carichi dovuti al rinterro

Nella determinazione del carico permanente che sollecita una condotta interrata un ruolo importante è dato dall'azione del rinterro. Tra le diverse metodologie utilizzate nella comune prassi

---

ingegneristica si è scelto di utilizzare il metodo di Marston Spangler – Iowa State College Engineering Experiment Station [Da Deppo, 2009 Fognature]

### Posa in trincea stretta

La norma UNI considera che una condotta sia posata in trincea stretta quando sia soddisfatta una delle seguenti condizioni:

1.  $B \leq 2D$  con  $H \geq 1.5B$
2.  $2D \leq B \leq 3D$  con  $H \geq 3.5B$

In cui B e H indicano la larghezza e l'altezza dall'estradosso della tubazione come riportato nella successiva figura.

In questo caso il peso  $Q_{st}$  del rinterro che grava sull'estradosso della tubazione è minore del peso del relativo volume per effetto dell'attrito presente tra il terreno indisturbato posto ai lati della trincea ed il terreno di rinterro. Tale azione è funzione del peso specifico, dell'angolo di attrito del terreno indisturbato e dal coefficiente d'attrito con il rinterro.

Il valore di carico  $Q_{st}$  del rinterro è calcolabile mediante la relazione:

$$Q_{st} = C_t \gamma_t B D N$$

in cui:

- $Q_{st}$  indica il carico dovuto al rinterro [kN/m];
- B indica la larghezza della trincea [m];
- DN il diametro esterno della tubazione fognaria [m];
- $\gamma_t$  indica il peso specifico del terreno di rinterro [kN/m<sup>3</sup>];
- $C_t$  indica il coefficiente di Marston [-].

Il coefficiente di Marston si valuta mediante la relazione:

$$C_t = \frac{1 - \exp\left(-2k_a \mu \frac{H}{B}\right)}{2k_a f}$$

in cui:

- $C_t$  indica il coefficiente adimensionale di Marston [-];
- $k_a$  indica il coefficiente di spinta attiva pari a  $k_a = \tan^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$  in cui  $\varphi$  indica l'angolo d'attrito del terreno di rinterro [°];

- $f$  indica il coefficiente di attrito tra terreno indisturbato e rinterro pari a  $\mu = \operatorname{tg} \varphi$  in cui  $\varphi$  indica l'angolo d'attrito del terreno di rinterro [°];
- $H$  indica l'altezza del terreno di rinterro valutata dall'estradosso della tubazione [m];
- $B$  indica la larghezza della trincea [m].

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

$$q_{st} = \frac{2Q_{st}}{\sqrt{2DN}}$$

in cui:

- $q_{st}$  indica la pressione verticale agente sulla parte superiore del tubo per una lunghezza pari alla corda compresa in un angolo al centro pari a 90°;
- $DN$  il diametro esterno della tubazione fognaria [m];
- $Q_{st}$  indica il sovraccarico indotto dal rinterro [kN/m]

#### Posa in trincea larga

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

$$Q_{st} = \gamma_t DNH$$

in cui;

- $B$  indica la larghezza della trincea [m];
- $DN$  il diametro esterno della tubazione fognaria [m];
- $\gamma_t$  indica il peso specifico del terreno di rinterro [kN/m³];

Si sottolinea che il carico del terreno sopra la tubazione è sempre maggiore di quello che si avrebbe se fossimo in trincea stretta; questo perché viene meno l'azione attrattiva svolta dalle pareti della trincea.

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

$$q_{st} = \frac{Q_{st}}{0.85DN}$$

in cui:

- $q_{st}$  indica la pressione verticale agente sulla parte superiore del tubo per una lunghezza pari alla corda compresa in un angolo al centro pari a circa  $130^\circ$ ;
- DN il diametro esterno della tubazione fognaria [m];
- $Q_{st}$  indica il sovraccarico indotto dal rinterro [kN/m]

### Caratteristiche dei terreni

Nella successiva tabella sono elencate le caratteristiche geotecniche dei terreni presenti nel codice di calcolo da assumersi per la definizione del carico indotto dal rinterro.

<i>Tipo di terreno</i>	<i>Peso specifico <math>\gamma_t</math> [kN/m<sup>3</sup>]</i>	<i>Peso immerso <math>\gamma'</math> [kN/m<sup>3</sup>]</i>	<i>Angolo di attrito interno <math>\phi</math> [°]</i>
Argilla fangosa	20	16.9	20
Argilla sabbiosa	18	15.9	14
Argilla umida comune	20	16.4	12
Fango con polvere di roccia	18	16.9	25
Loess	21	15.9	18
Marna	21	16.9	22
Misto di cava di ghiaia e ciottoli	20	16.8	37
Misto di cava di sabbia e ghiaia	20	16.5	33
Sabbia argillosa	18	15.9	15
Sabbia secca	15	15.9	31
Sabbia umida	17	16.4	34
Terra secca	17	15.5	14
Terra umida	20	16.0	25
Terreno misto compatto	20	16.4	33
Terreno misto sciolto	18	15.9	15
Terreno paludoso	17	9.9	12
Terreno sabbioso	19	15.8	30

### Azione dei sovraccarichi

Sul terreno sovrastante la tubazione interrata oltre al rinterro possono agire altri carichi. Questi si suddividono in dinamici relativi al traffico stradale e/o ferroviario e statici associati a corpi posti sul terreno che grava sul tubo.

#### Sovraccarichi dinamici veicolari

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

- HT autocarro pesante;
- LT autocarro leggero

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

Classe	Carico per ruota P (KN)	Tipologia
HT60	100	Traffico pesante
HT45	75	
HT38	62.5	
HT30	50	
HT26	35	
LT12	20	Traffico leggero
LT6	10	
LT3	5	
FERROVIARIO	200	

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

- $\sigma_z = 0.5281 \frac{P}{H^{1.0461}} \varphi$  valida per traffico stradale pesante (convoglio classe HT) e ferroviario;
- $\sigma_z = 0.8743 \frac{P}{H^{1.5194}} \varphi$  valida per traffico stradale leggero (convoglio classe LT);

in cui:

- $\sigma_z$  indica la pressione dinamica [kN/m<sup>2</sup>];
- P indica il carico per ruota [kN];
- H indica l'altezza di ricopertura del tubo (altezza del terreno valutata dall'estradosso del tubo) [m];
- il coefficiente  $\varphi$  indica un coefficiente di incremento valutato secondo le relazioni:
  - $\varphi = 1 + \frac{0.3}{H}$  valida per carico stradale e autostradale. h indica l'altezza del terreno valutata dall'estradosso del tubo [m];



- $\varphi = 1 + \frac{0.6}{H}$  valida per carico ferroviario. h indica l'altezza del terreno valutata dall'estradosso del tubo [m];

Note la pressione dinamica è possibile calcolare il carico dinamico che grava su una condotta di diametro esterno DN applicando la relazione

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

In cui:

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

### Sovraccarichi distribuiti

Nel caso in cui sul tubo sia gravante un carico  $P_n$  distribuito su una superficie di estensione A rettangolare di larghezza  $u_1$  e lunghezza  $u_2$  la pressione  $q_s$  che agisce sul tubo si calcola mediante la relazione:

$$q_s = \frac{P_n}{(u_1 + 2H)(u_2 + 2H)}$$

in cui:

- $q_s$  indica la pressione che agisce sul tubo [kN/m<sup>2</sup>]
- $u_1$  indica la larghezza della superficie su cui agisce il carico  $P_n$  [m];
- $u_2$  indica la lunghezza della superficie su cui agisce il carico  $P_n$  [m];
- H indica l'altezza di ricopertura del tubo (altezza del terreno valutata dall'estradosso del tubo) [m];

Nota la pressione, il carico P si calcola con l'equazione:

$$P = q_s \beta DN$$

in cui:

- P indica il carico che agisce sulla condotta [kN/m];
- $\beta$  è un coefficiente pari a 0.71 per posa in trincea stretta ed a 0.88 per posa in trincea larga;

- DN il diametro esterno della condotta.

### Azione del peso del fluido

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

$$Q_a = 7.70 D_i^2$$

in cui  $D_i$  indica il diametro interno della tubazione [m].

### Carico idrostatico dovuto alla falda

Se nel terreno in cui è posata la tubazione fognaria si è in presenza di falda si deve tenere conto della pressione idrostatica che la falda esercita sulla condotta mediante la relazione:

$$Q_{idr} = \gamma_w \left( h + \frac{DN}{2} \right) DN$$

in cui:

- $Q_{idr}$  indica il carico indotto dalla falda [kN/m]
- DN il diametro esterno della condotta [m]
- $\gamma_w$  indica il peso specifico dell'acqua [kN/m<sup>3</sup>];
- h indica l'altezza della falda valutata rispetto l'estradosso delle tubazione [m];

La pressione esercitata dalla falda  $q_{idr}$  è pari a:  $q_{idr} = \gamma_w \left( h + \frac{DN}{2} \right) = \frac{Q_{idr}}{DN}$

In cui:

- $q_{idr}$  indica la pressione associata al carico idrostatico indotto dalla falda [kN/m<sup>2</sup>]
- $Q_{idr}$  indica il carico indotto dalla falda [kN/m]
- DN il diametro esterno della condotta [m]
- $\gamma_w$  indica il peso specifico dell'acqua [kN/m<sup>3</sup>];
- h indica l'altezza della falda valutata rispetto l'estradosso delle tubazione [m];

Nel caso di presenza di falda il carico del rinterro, per la quota parte interessata dalla falda, deve essere calcolato adottando il relativo peso specifico immerso  $\gamma'$  tabulato nella precedente tabella.

## Verifica alla deformazione

La deformazione viene calcolata adottando lo schema statico proposto da Spangler secondo cui lo stato di sollecitazione che si produce in una tubazione sottoposta ai carichi indicati nella figura successiva è caratterizzato da una distribuzione parabolica della spinta passiva simmetrica rispetto al diametro orizzontale e applicata a partire dall'angolo a pari a 40° per un'ampiezza di 100 mentre la reazione sul fondo della trincea interessa varie ampiezze [Da Deppo – Fognature 2009].

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

$$\Delta d = \frac{QKF}{8SN + 0.061E_t}$$

in cui:

- $\Delta d$  indica la deformazione assoluta diametrale del tubo in senso orizzontale [mm];
- $Q$  il carico totale gravante sul tubo dato dalla somma del carico dovuto al rinterro, al carico indotto dalla falda, dal carico dell'acqua contenuta nella tubazione e dai carichi veicolari e statici [kN/m];
- $K$  indica il coefficiente di sottofondo, parametro che dipende dalla tipologia di appoggio del tubo sul fondo della trincea; si rimanda a quanto contenuto nella successiva tabella;
- $F$  indica il coefficiente di deformazione differita. Esso tiene conto dell'incremento di deformazione che la condotta subisce nel tempo. Ponendo il coefficiente  $F$  pari a 1 si conduce una verifica a breve termine mentre per condurre verifiche a lungo termine (2 – 5 anni dalla posa) si adotta un coefficiente  $F$  pari a 2;
- $SN$  indica la rigidezza anulare della tubazione [kN/m<sup>2</sup>];
- $E_t$  indica il modulo di elasticità del terreno di rinfiaccio secondo Winkler [kN/m<sup>2</sup>]

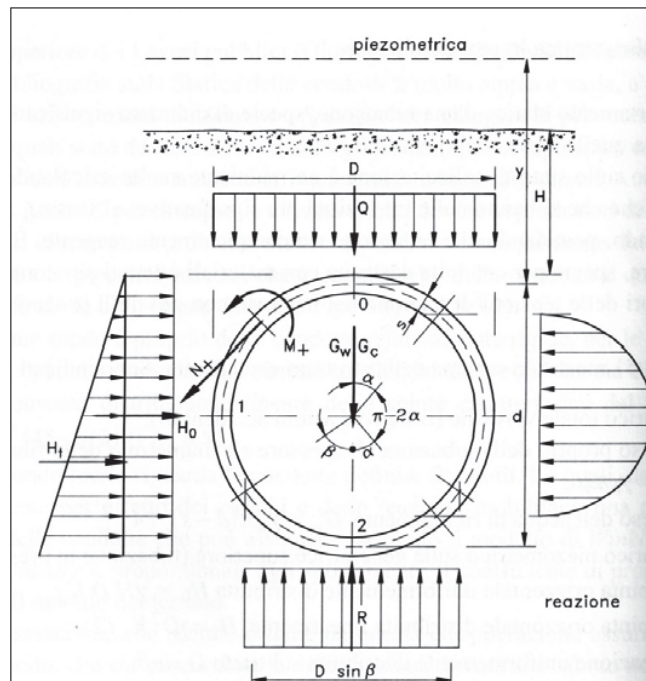
Nota la deformazione assoluta si calcola la deformazione relativa  $\delta$  come rapporto tra  $\Delta d$  ed il diametro esterno DN. La verifica è superata se:

$$\delta > \delta_{LIM}$$

In cui  $\delta_{LIM}$  indica la deformazione diametrale limite.

La verifica deve essere condotta sia nelle condizioni di breve che di lungo termine ricordando che per la verifica a lungo termine il coefficiente di deformazione differita deve essere posto cautelativamente pari a 2. Si sottolinea che secondo Spangler il parametro  $\delta$  deve essere sempre inferiore al 5 %. Nella successiva tabella si mostrano i valori di  $\delta_{LIM}$  per il PVC

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



schema statico per una tubazione interrata [Da Deppo – Fognature 2009]

### Moduli di elasticità del terreno di rinfiando

Nella tabella seguente si riportano alcuni moduli di elasticità  $E_t$  per alcuni tipi di terreno (rinfiando) in funzione di vari gradi di compattazione (con LL si indica il limite di liquidità).

Tipo di terreno	Materiale alla rinfusa	Compattazione		
		Leggera	Moderata	Alta
	Indice Proctor	<85%	85-94%	>95%
	Densità relativa	<40%	40-70%	>70%
<b>Terreno coesivo LL &gt; 50%</b> <i>Argilla e limo ad alta plasticità</i>	0	0	0	350
<b>Terreno coesivo LL &lt; 50%</b> <i>Argilla e limo a media e bassa plasticità con meno del 25% di particelle di fango</i>	350	1400	2800	7000
<b>Terreno granulare coesivo</b> <i>Ghiaia con particelle fini con bassa o media plasticità Sabbia con particelle fini con bassa o media plasticità</i>	700	2800	7000	14000
<b>Terreno senza coesione</b> <i>Ghiaia con curva granulometrica ben assortita o non ben assortita</i>	700	7000	14000	21000
<b>Rocce macinate</b>	7000	21000	21000	21000

### Coefficiente di sottofondo

Nella seguente tabella si riportano i valori del coefficiente di sottofondo K in funzione di diversi angoli di appoggio della tubazione sul fondo della trincea.

Angolo appoggio $2\alpha$ [°]	Coefficiente sottofondo K
0	0.121
60	0.103
90	0.096
120	0.09
180	0.083

### Verifica dell'instabilità all'equilibrio elastico

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

Il carico critico  $q_a$  può essere quindi valutato secondo la nota formula di Eulero:

$$q_a = \frac{E}{(1-\nu^2)} \left( \frac{s}{DN-s} \right)^3$$

in cui:

- $q_a$  il carico critico di imbozzamento (buckling) [kN/m<sup>2</sup>]
- $E$  indica il modulo elastico del materiale [kN/m<sup>2</sup>];
- $\nu$  il coefficiente di Poisson del materiale costituente il tubo [-];
- $s$  rappresenta lo spessore del tubo [m];

In una tubazione interrata, la pressione di buckling dipende però non solamente dall'indice di rigidezza della tubazione, ma anche dal modulo elastico del suolo che circonda la tubazione in quanto il sistema tubo-suolo si comporta come un'unica entità [Papiri, 2008].

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

$$q_a = \frac{1}{F_s} \left( 32 R_w B' E_t \frac{E_m I}{DN^3} \right)^{\frac{1}{2}}$$

in cui:

- $q_a$  è la pressione ammissibile di buckling in N/m<sup>2</sup>;
- $F_s$  indica il fattore di progettazione posto pari a 2.5;
- $R_w$  indica il fattore di spinta idrostatica della falda pari a  $R_w = 1 - 0.33 \frac{H_w}{H}$  con  $H$  l'altezza del rinterro in cm ed  $H_w$  è l'altezza della superficie libera della falda sulla sommità della tubazione in cm;
- $B'$  è il coefficiente empirico di supporto elastico (adimensionale) dato dalla relazione, con  $H$  espresso in m  $B' = \frac{1}{1 + 4e^{-0.213H}}$
- $DN$  indica il diametro esterno della tubazione;
- $E_t$  indica il modulo elastico del terreno di rinterro;
- $E_m$  indica il modulo elastico del materiale che costituisce il tubo;
- $I$  indica il momento d'inerzia del tubo.

L'espressione precedente mostra chiaramente come la pressione ammissibile di buckling sia condizionata in egual misura dall'indice di rigidezza della tubazione e dal modulo elastico del materiale di sottofondo e rinfiando della tubazione.

La verifica all'instabilità elastica si esegue confrontando la pressione ammissibile di buckling  $q_a$  con la risultante della pressione dovuta ai carichi esterni applicati valutata mediante la relazione:

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

in cui:

- $\gamma_w$  è il peso specifico dell'acqua;
- $R_w$  indica il fattore di spinta idrostatica della falda pari a  $R_w = 1 - 0.33 \frac{H_w}{H}$  con H l'altezza del rinterro in cm ed  $H_w$  è l'altezza della superficie libera della falda sulla sommità della tubazione in cm
- h indica l'altezza della falda valutata rispetto l'estradosso delle tubazione [m];
- DN il diametro esterno del tubo;
- $Q_{st}$  il carico dovuto alla presenza del rinterro;
- P il carico verticale gravante sul tubo dovuto a carichi statici posti sulla superficie;
- $Q_{dist}$  il carico verticale accidentale associato al traffico veicolare;

La verifica è positiva se risulta  $\gamma_w h + \frac{R_w Q_{st}}{DN} + \frac{(P + Q_{din})}{DN} \leq q_a$

## Verifica delle sollecitazioni

Al fine di verificare che le tensioni nelle sezioni maggiormente sollecitate della tubazioni siano minori delle tensioni massime ammissibili del materiale occorre calcolare le tensioni specifiche che si manifestano nelle tre sezioni più significative: al vertice (chiave), sul fianco e al fondo. La metodologia ipotizza che il comportamento statico della condotta sia riconducibile a quello di un anello elastico sottile e che la sezione sia completamente reagente.

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



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

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

in cui:

- $G_c$  indica il peso proprio del tubo calcolato secondo la relazione  $G_c = \gamma_c \pi s D_m$  in cui s indica lo spessore della tubazione,  $D_m$  il diametro della fibra media e  $\gamma_c$  il peso specifico del materiale che costituisce il tubo;
- $Q_a$  [kN/m] indica il peso dell'acqua contenuto all'interno del tubo nell'ipotesi di completo riempimento. Si calcola con la relazione  $Q_a = 7.70 D_i^2$  in cui  $D_i$  indica il diametro interno della tubazione [m].
- Q indica il carico totale verticale dato dalla somma del carico associato al rinterro e dei carichi accidentali (veicoli + carichi statici distribuiti + carico idrostatico). Si rimanda a quanto contenuto in precedenza [kN/m];
- $H_o$  [kN/m] indica la reazione uniformemente distribuita data da  $H_o = \gamma H D N k_a$  in cui  $k_a$  indica il coefficiente di spinta attiva pari a  $k_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right)$ ; DN il diametro esterno del tubo ed H indica l'altezza del terreno di rinterro valutata dall'estradosso della tubazione [m];  $\gamma$  indica il peso specifico del terreno di rinterro.

- $H_t$  indica la spinta orizzontale distribuita linearmente pari a  $H_t = \gamma D^2 K_a / 2$  in cui  $K_a$  indica il coefficiente di spinta attiva pari a  $K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right)$ ; DN il diametro esterno del tubo ed H indica l'altezza del terreno di rinterro valutata dall'estradosso della tubazione [m];  $\gamma$  indica il peso specifico del terreno di rinterro.

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

- $\sigma_i = \frac{N}{s} - 6 \frac{M}{s^2}$  con s che indica lo spessore della tubazione;
- $\sigma_e = \frac{N}{s} + 6 \frac{M}{s^2}$ ;

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

### Calcolo della reazione laterale del terreno

L'ovalizzazione del tubo indotta dai carichi che gravano su di esso è contrastata dal contenimento laterale fornito dal terreno. La pressione laterale uniformemente distribuita su una corda avente angolo al centro pari a  $90^\circ$  è calcolabile mediante la seguente relazione:

$$r_t = \frac{(q_{st} + \sigma_z + q_s + q_{idr}) c_r DN^4}{c_r DN^4 + 18.3 E_m s^3}$$

in cui:

- $r_t$  indica la pressione laterale del terreno [kN/m<sup>2</sup>];
- $q_{st}$  indica la pressione esercitata dal rinterro [kN/m<sup>2</sup>];
- $\sigma_z$  indica la pressione associata al carico veicolare [kN/m<sup>2</sup>];
- $q_s$  indica la pressione associata ai carichi statici distribuiti [kN/m<sup>2</sup>];
- $q_{idr}$  indica la pressione idrostatica [kN/m<sup>2</sup>];
- $c_r$  rappresenta il coefficiente di rigidità del terreno [N/cm<sup>3</sup>] pari a  $c_r = f_c H$  con H l'altezza del terreno valutata rispetto all'estradosso del tubo [m] mentre  $f_c$  esprime il fattore di compattazione del terreno i cui valori sono riportati nella tabella successiva in funzione di diversi gradi di compattazione;
- DN indica il diametro esterno del tubo [mm];
- $E_m$  indica il modulo di elasticità del materiale a lungo termine [kN/m<sup>2</sup>];

- $s$  indica lo spessore del tubo [m].

La forza di reazione laterale  $R_t$  è data dalla relazione:

$$R_t = \frac{\sqrt{2}}{2} r_t DN$$

In cui:

- $R_t$  indica la forza laterale del terreno [kN/m];
- $r_t$  indica la pressione laterale del terreno [kN/m<sup>2</sup>];
- $DN$  è il diametro esterno della tubazione [m].

### Fattore di compattazione del terreno

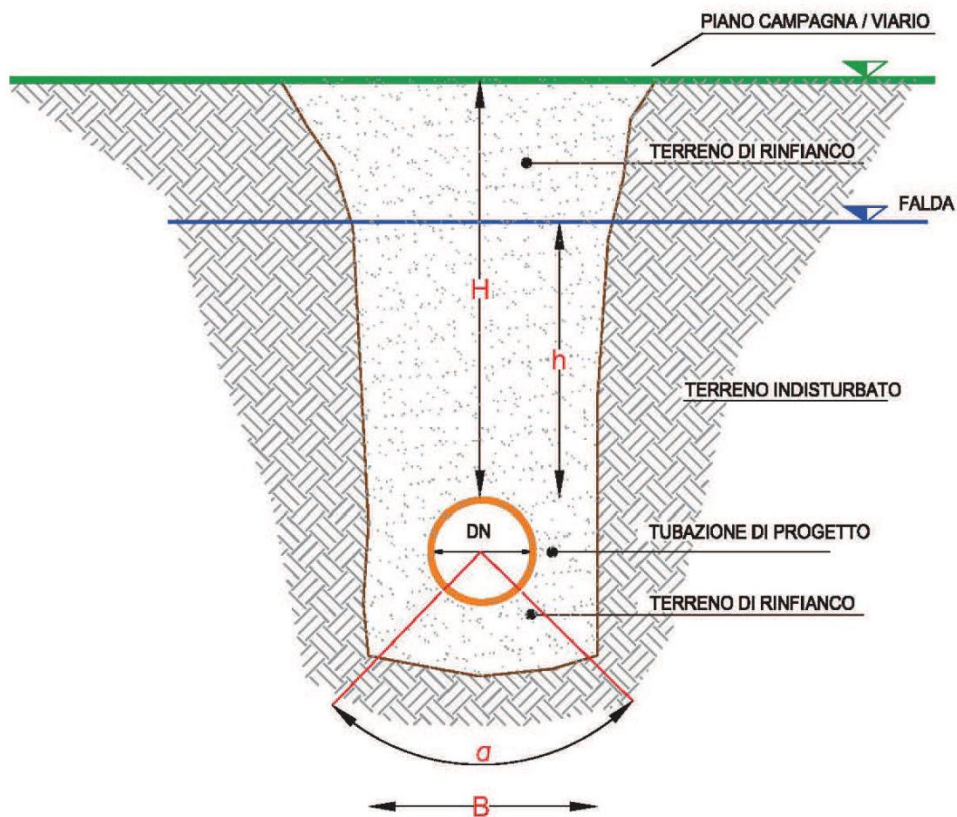
Nella tabella seguente si mostrano i valori del parametro  $f_c$  in funzione di diversi gradi di compattazione del terreno di rinfianco.

Grado di compattazione	$f_c$
Assente	1 -- 5
scarso	6 -- 10
Moderato	11 -- 13
Buono	14 -- 20

### Classi di traffico

Classe	Carico per ruota P (kN)	Tipologia
HT60	100	Traffico pesante
HT45	75	
HT38	62.5	
HT30	50	
HT26	35	
LT12	20	Traffico leggero
LT6	10	
LT3	5	
FERROVIARIO	200	

## Schema trincea adottato nel codice di calcolo



### LEGENDA DATI DI INPUT

$B$  : larghezza dello scavo [m]  
 $H$  : altezza dello scavo dall'estradosso del tubo [m]  
 $h$  : altezza della falda dall'estradosso del tubo [m]  
 $DN$  : diametro del tubo [mm]  
 $\alpha$  : angolo di supporto [°]

## Risultati del calcolo

Si riassumono nel seguito i principali risultati della verifica statica.

## Tubazioni PE corrugato $\phi$ 315 mm – collettori fognati di adduzione al depuratore

Parametro	Sigla	Unità	Valore
Tubazione:			15 - 26
Materiale	-	-	PEAD UNI <b>13476</b>
Diametro Esterno	DN/De	mm	315
Rigidezza Anulare	SN	kN/m <sup>2</sup>	8
Modulo di elasticità breve termine	Embp	KN/m <sup>2</sup>	900000
Modulo di elasticità lungo termine	Embp	KN/m <sup>2</sup>	225000
Larghezza trincea	B	m	0,6
Profondità trincea da estradosso del tubo	H	m	0,8
Tipologia del terreno indisturbato			Terreno misto compatto
Tipologia del terreno di rinfilanco			Misto di cava di sabbia e ghiaia
Peso specifico rinterro	gt	kN/m <sup>3</sup>	20
Angolo di attrito interno	j	°	33
Coeff. di attrito rinterro/pareti	m	-	0,649
Angolo di supporto	a	°	90
Tipo di compattazione			Leggera - <85%
Modulo di elasticità terreno	Et	kN/m <sup>2</sup>	7000
Altezza della falda sulla tubazione	h	m	0
Peso specifico sommerso del riempimento	g'	m	16,5
Tipo di trincea (norma UNI7517)			Trincea stretta
Calcolo del carico statico			
Coeff. di spinta attiva	Ka	-	0,295
Coeff. di carico statico (coeff di Marston)	Ct	-	1,044
Carico statico rinterro	Qst	kN/m	5,04
Pressione verticale carico statico	qst	kN/m <sup>2</sup>	18,824
Peso acqua contenuta nel tubo	Qa	kN/m	0,565
Carico idrostatico	Qidr	kN/m	0
Pressione esercitata dalla falda	qidr	kN/m <sup>2</sup>	0
Calcolo del carico dinamico			
Tipologia di traffico (DIN 1072)	-	-	HT30
Carico	P	kN	50
Coeff. Incremento	F	-	1,375
Pressione dinamica	Sz	kN/m <sup>2</sup>	33,348
Carico dinamico	Qdin	kN/m	14,444
Calcolo del sovraccarico distribuito			
Carico P distribuito	Pn	kN	40
Larghezza superficie di distribuzione carico	u1	m	1
Lunghezza superficie di distribuzione carico	u2	m	1
Coefficiente	b	-	0,85
Pressione statica	Qs	kN/m	5,917
Sovraccarico distribuito	P	kN	1,584
Carichi gravanti sulla tubazione			
Carico statico rinterro	Qst	kN/m	5,04
Carico idrostatico	Qidr	kN/m	0
Peso acqua contenuta nel tubo	Qa	kN/m	0,565
Carico dinamico	Qdin	kN/m	14,444
Sovraccarico distribuito	P	kN/m	1,584
Carico totale	Qtot	kN/m	21,633
Calcolo della deformazione a breve termine			
Coefficiente di sottofondo	K	-	0,096

Coefficiente di deformazione differita	F	-	1
Deformazione assoluta	d	mm	4,23
Deformazione relativa	S	%	1,343
Massima deformazione ammessa a breve termine	Smax	%	5
Verifica			Tubazione verificata
Calcolo della deformazione a lungo termine			
Coefficiente di sottofondo	K	-	0,096
Coefficiente di deformazione differita	F	-	2
Deformazione assoluta	d	mm	8,46
Deformazione relativa	S	%	2,686
Massima deformazione ammessa a breve termine	Smax	%	5
Verifica			Tubazione verificata
Verifica instabilità all'equilibrio elastico			
Fattore di progettazione	Fs	-	2,5
Fattore di spinta idrostatica	Rw	-	1
Coefficiente empirico supporto elastico	B	-	0,229
Coefficiente di Poisson	v	-	0,4
Pressione ammissibile di buckling (ANSI AWWA) - breve termine	Qa	kN/m2	457,591
Pressione ammissibile di buckling (ANSI AWWA) - lungo termine	Qa	kN/m2	228,796
Risultante della pressione dovuta ai carichi esterni	Pest	kN/m2	66,882
Verifica breve termine			Verifica Positiva
Verifica lungo termine			Verifica Positiva
Calcolo del massimo sforzo di trazione			
Spinta uniforme	Ho	kN	1,486
Spinta attiva	Ht	kN	0,293
Massima Sollecitazione	St	Mpa	5,75
Sezione maggiormente sollecitata			Sezione sul fondo
Resistenza a trazione materiale	Samm	Mpa	24
Verifica			Verifica Positiva
Calcolo della reazione laterale del terreno			
Pressione verticale carico statico	qst	kN/m2	18,824
Pressione esercitata dalla falda	qidr	kN/m2	0
Pressione dinamica	sz	kN/m2	33,348
Pressione statica	qs	kN/m2	5,917
Coefficiente rigidità del terreno	cr	N/cm3	6,4
Fattore di compattazione del terreno	fc	-	8
Pressione laterale del terreno a breve termine	kN/m2	kN	15,354
Reazione laterale del terreno a breve termine	kN/m	kN	3,42
Pressione laterale del terreno a lungo termine	kN/m2	kN	34,254
Reazione laterale del terreno a lungo termine	kN/m	kN	7,63

## Tubazioni PEAD corrugato $\phi$ 400 mm di scarico dal depuratore P. delle Vigne

Parametro	Sigla	Unità	Valore
Tubazione:			15 - 26
Materiale	-	-	PEAD-UNI <b>12666</b>
Diametro Esterno	DN/De	mm	400
Rigidezza Anulare	SN	kN/m <sup>2</sup>	8
Modulo di elasticità breve termine	Embp	KN/m <sup>2</sup>	900000
Modulo di elasticità lungo termine	Embp	KN/m <sup>2</sup>	225000
Larghezza trincea	B	m	0,6
Profondità trincea da estradosso del tubo	H	m	0,8
Tipologia del terreno indisturbato			Terreno misto compatto
Tipologia del terreno di rinfianco			Misto di cava di sabbia e ghiaia
Peso specifico rinterro	gt	kN/m <sup>3</sup>	20
Angolo di attrito interno	j	°	33
Coeff. di attrito rinterro/pareti	m	-	0,649
Angolo di supporto	a	°	90
Tipo di compattazione			Leggera - <85%
Modulo di elasticità terreno	Et	kN/m <sup>2</sup>	7000
Altezza della falda sulla tubazione	h	m	0
Peso specifico sommerso del riempimento	g'	m	16,5
Tipo di trincea (norma UNI7517)			Trincea stretta
Calcolo del carico statico			
Coeff. di spinta attiva	Ka	-	0,295
Coeff. di carico statico (coeff di Marston)	Ct	-	1,044
Carico statico rinterro	Qst	kN/m	6,4
Pressione verticale carico statico	qst	kN/m <sup>2</sup>	18,824
Peso acqua contenuta nel tubo	Qa	kN/m	1,008
Carico idrostatico	Qidr	kN/m	0
Pressione esercitata dalla falda	qidr	kN/m <sup>2</sup>	0
Calcolo del carico dinamico			
Tipologia di traffico (DIN 1072)	-	-	HT30
Carico	P	kN	50
Coeff. Incremento	F	-	1,375
Pressione dinamica	Sz	kN/m <sup>2</sup>	33,348
Carico dinamico	Qdin	kN/m	18,341
Calcolo del sovraccarico distribuito			
Carico P distribuito	Pn	kN	40
Larghezza superficie di distribuzione carico	u1	m	1
Lunghezza superficie di distribuzione carico	u2	m	1
Coefficiente	b	-	0,85
Pressione statica	Qs	kN/m	5,917
Sovraccarico distribuito	P	kN	2,012
Carichi gravanti sulla tubazione			
Carico statico rinterro	Qst	kN/m	6,4
Carico idrostatico	Qidr	kN/m	0
Peso acqua contenuta nel tubo	Qa	kN/m	1,008
Carico dinamico	Qdin	kN/m	18,341
Sovraccarico distribuito	P	kN/m	2,012
Carico totale	Qtot	kN/m	27,761



Calcolo della deformazione a breve termine			
Coefficiente di sottofondo	K	-	0,096
Coefficiente di deformazione differita	F	-	1
Deformazione assoluta	d	mm	5,428
Deformazione relativa	S	%	1,357
Massima deformazione ammessa a breve termine	Smax	%	5
Verifica			Tubazione verificata
Calcolo della deformazione a lungo termine			
Coefficiente di sottofondo	K	-	0,096
Coefficiente di deformazione differita	F	-	2
Deformazione assoluta	d	mm	10,856
Deformazione relativa	S	%	2,714
Massima deformazione ammessa a breve termine	Smax	%	5
Verifica			Tubazione verificata
Verifica instabilità all'equilibrio elastico			
Fattore di progettazione	Fs	-	2,5
Fattore di spinta idrostatica	Rw	-	1
Coefficiente empirico supporto elastico	B	-	0,229
Coefficiente di Poisson	v	-	0,4
Pressione ammissibile di buckling (ANSI AWWA) - breve termine	Qa	kN/m2	258,684
Pressione ammissibile di buckling (ANSI AWWA) - lungo termine	Qa	kN/m2	129,342
Risultante della pressione dovuta ai carichi esterni	Pest	kN/m2	66,882
Verifica breve termine			Verifica Positiva
Verifica lungo termine			Verifica Positiva
Calcolo del massimo sforzo di trazione			
Spinta uniforme	Ho	kN	1,887
Spinta attiva	Ht	kN	0,472
Massima Sollecitazione	St	Mpa	12,585
Sezione maggiormente sollecitata			Sezione sul fondo
Resistenza a trazione materiale	Samm	Mpa	24
Verifica			Verifica Positiva
Calcolo della reazione laterale del terreno			
Pressione verticale carico statico	qst	kN/m2	18,824
Pressione esercitata dalla falda	qidr	kN/m2	0
Pressione dinamica	sz	kN/m2	33,348
Pressione statica	qs	kN/m2	5,917
Coefficiente rigidità del terreno	cr	N/cm3	6,4
Fattore di compattazione del terreno	fc	-	8
Pressione laterale del terreno a breve termine	kN/m2	kN	34,161
Reazione laterale del terreno a breve termine	kN/m	kN	9,662
Pressione laterale del terreno a lungo termine	kN/m2	kN	49,432
Reazione laterale del terreno a lungo termine	kN/m	kN	13,982

## Tubazioni PE corrugato $\phi$ 630 mm - Collettamento portata scolmata dai pozzetti scaricatori di piene

Parametro	Sigla	Unità	Valore
Tubazione:			15 - 26
Materiale	-	-	PEAD UNI <b>13476</b>
Diametro Esterno	DN/De	mm	630
Rigidezza Anulare	SN	kN/m2	8
Modulo di elasticità breve termine	Embp	KN/m2	900000
Modulo di elasticità lungo termine	Embp	KN/m2	225000
Larghezza trincea	B	m	0,8
Profondità trincea da estradosso del tubo	H	m	0,8
Tipologia del terreno indisturbato			Terreno misto compatto
Tipologia del terreno di rinfiando			Misto di cava di sabbia e ghiaia
Peso specifico rinterro	gt	kN/m3	20
Angolo di attrito interno	j	°	33
Coeff. di attrito rinterro/pareti	m	-	0,649
Angolo di supporto	a	°	90
Tipo di compattazione			Leggera - <85%
Modulo di elasticità terreno	Et	kN/m2	7000
Altezza della falda sulla tubazione	h	m	0
Peso specifico sommerso del riempimento	g'	m	16,5
Tipo di trincea (norma UNI7517)			Trincea stretta
Calcolo del carico statico			
Coeff. di spinta attiva	Ka	-	0,295
Coeff. di carico statico (coeff di Marston)	Ct	-	0,831
Carico statico rinterro	Qst	kN/m	10,08
Pressione verticale carico statico	qst	kN/m2	18,824
Peso acqua contenuta nel tubo	Qa	kN/m	2,204
Carico idrostatico	Qidr	kN/m	0
Pressione esercitata dalla falda	qidr	kN/m2	0
Calcolo del carico dinamico			
Tipologia di traffico (DIN 1072)	-	-	HT30
Carico	P	kN	50
Coeff. Incremento	F	-	1,375
Pressione dinamica	Sz	kN/m2	33,348
Carico dinamico	Qdin	kN/m	28,887
Calcolo del sovraccarico distribuito			
Carico P distribuito	Pn	kN	40
Larghezza superficie di distribuzione carico	u1	m	1
Lunghezza superficie di distribuzione carico	u2	m	1
Coefficiente	b	-	0,85
Pressione statica	Qs	kN/m	5,917
Sovraccarico distribuito	P	kN	3,169
Carichi gravanti sulla tubazione			
Carico statico rinterro	Qst	kN/m	10,08
Carico idrostatico	Qidr	kN/m	0
Peso acqua contenuta nel tubo	Qa	kN/m	2,204
Carico dinamico	Qdin	kN/m	28,887
Sovraccarico distribuito	P	kN/m	3,169
Carico totale	Qtot	kN/m	44,34

Calcolo della deformazione a breve termine			
Coefficiente di sottofondo	K	-	0,096
Coefficiente di deformazione differita	F	-	1
Deformazione assoluta	d	mm	8,669
Deformazione relativa	S	%	1,376
Massima deformazione ammessa a breve termine	Smax	%	5
Verifica			Tubazione verificata
Calcolo della deformazione a lungo termine			
Coefficiente di sottofondo	K	-	0,096
Coefficiente di deformazione differita	F	-	2
Deformazione assoluta	d	mm	17,339
Deformazione relativa	S	%	2,752
Massima deformazione ammessa a breve termine	Smax	%	5
Verifica			Tubazione verificata
Verifica instabilità all'equilibrio elastico			
Fattore di progettazione	Fs	-	2,5
Fattore di spinta idrostatica	Rw	-	1
Coefficiente empirico supporto elastico	B	-	0,229
Coefficiente di Poisson	v	-	0,4
Pressione ammissibile di buckling (ANSI AWWA) - breve termine	Qa	kN/m2	513,262
Pressione ammissibile di buckling (ANSI AWWA) - lungo termine	Qa	kN/m2	256,631
Risultante della pressione dovuta ai carichi esterni	Pest	kN/m2	66,882
Verifica breve termine			Verifica Positiva
Verifica lungo termine			Verifica Positiva
Calcolo del massimo sforzo di trazione			
Spinta uniforme	Ho	kN	2,972
Spinta attiva	Ht	kN	1,17
Massima Sollecitazione	St	Mpa	4,961
Sezione maggiormente sollecitata			Sezione sul fondo
Resistenza a trazione materiale	Samm	Mpa	24
Verifica			Verifica Positiva
Calcolo della reazione laterale del terreno			
Pressione verticale carico statico	qst	kN/m2	18,824
Pressione esercitata dalla falda	qidr	kN/m2	0
Pressione dinamica	sz	kN/m2	33,348
Pressione statica	qs	kN/m2	5,917
Coefficiente rigidità del terreno	cr	N/cm3	6,4
Fattore di compattazione del terreno	fc	-	8
Pressione laterale del terreno a breve termine	kN/m2	kN	21,117
Reazione laterale del terreno a breve termine	kN/m	kN	9,407
Pressione laterale del terreno a lungo termine	kN/m2	kN	40,404
Reazione laterale del terreno a lungo termine	kN/m	kN	17,999

## 8. DIMENSIONAMENTO DEGLI SCARICATORI DI PIENA

Nei sistemi a fognature unitarie in cui si ha un unico sistema di allontanamento delle acque nere e bianche di origine meteorica, è necessario progettare il sistema di collettamento tenendo conto della possibilità di accadimento di eventi meteorici intensi, associati ad elevate portate di fluido in condotta.

Poiché in tempo di pioggia l'impianto di depurazione può accettare in ingresso portate poco superiori a quelle nere medie di tempo secco, vista l'impossibilità di depurare l'intera portata mista e considerata la deleteria riduzione di sostanze biologiche attive che ne deriverebbe, è indispensabile predisporre lungo la rete, ovunque sia possibile lo scarico in un idoneo recettore, o comunque a monte dell'impianto, dei pozzetti scaricatori di piena per lo scolmo delle portate superiori alla massima consentita dall'impianto.

Bisogna tener conto che il comparto biologico del depuratore può trattare al massimo una portata pari a 3 volte la portata media nera  $Q_m$ , cosa facilmente gestibile con un comparto di equalizzazione. Portate superiori andrebbero scolmate con pozzetti scaricatori di piena, al netto di eventuali portate gestibili mediante una linea pioggia ove presente.

Gli scaricatori sono manufatti ripartitori che hanno lo scopo di dividere una portata in arrivo da monte, generalmente molto variabile, in una portata che prosegue a valle nello stesso sistema di canalizzazioni, detta portata derivata, e in una portata scaricata verso un differente ricettore.

Lo scolmatore consente solo ad un multiplo del reflu, prestabilito sulla base della concentrazione d'inquinamento ammissibile da sversare nel bacino collettore, di entrare nel depuratore dove, a sua volta, parte del reflu può essere deviato in apposita linea di trattamento delle acque di pioggia, se prevista.

Gli scaricatori di piena sono manufatti atti a ripartire la portata e costituiscono organi essenziali del funzionamento di una rete di drenaggio urbano qualora si desideri controllare le portate convogliate verso l'impianto di depurazione e quelle avviate allo scarico nel recettore. Queste esigenze sono legate alla necessità di contenere la variazione delle portate avviate all'impianto di trattamento. Questo tipo di manufatti sono inseriti all'interno di fognature a sistema misto, onde intercettare le prime acque di pioggia, generalmente più inquinate, e sottoporle a trattamento depurativo, mentre per le acque eccedenti, di solito pari a portate  $> 5$  volte la portata media nera in tempo asciutto, le stesse, essendo acque molto diluite, possono essere inviate direttamente allo scarico finale.

La quantità di acqua che si deciderà di scolmare dovrà essere tale da garantire l'auto depurazione nel recapito finale. A questo scopo la normale prassi progettuale, senza ricorrere a studi specifici per i singoli recettori, prevede che il dimensionamento dello scolmatore deve essere tale che la sua entrata in funzione avvenga quando le portate miste superano di 2,5-5 volte la portata nera media. **Il D.P.C.M. 04/03/1996, al punto 8.3.1, richiede una diluizione maggiore di 3 volte la portata nera media.**

A scopo precauzionale, nel presente progetto si è prevista una diluizione di 5 volte la portata nera media. Tale portata, per la parte eccedente 2,5 Q<sub>mn</sub>, sarà trattata nella linea pioggia all'interno dell'impianto di depurazione e sottoposta ai processi primari e di disinfezione, mentre l'aliquota fino a 2 volte e mezzo la portata media nera sarà normalmente indirizzata ai processi depurativi secondari.

### ***Dimensionamento scaricatore di piena***

Verifica Scolmatore di Piena

Di seguito si riportano i dati alla base della verifica idraulica utilizzati per il calcolo della portata dello sfioratore di piena a servizio dell'impianto di depurazione alla loc. Piè delle Vigne e di quello alla loc. Filette.

#### **a) Scolmatori di piena del collettore di adduzione all'impianto di depurazione loc. Piè delle Vigne**

### **Impianto di depurazione loc. Piè delle Vigne**

<b>DATI TECNICI DI PROGETTO</b>		
Ubicazione impianto	loc. Piè delle Vigne	
Numero di abitanti equivalenti, N.	<b>5.500</b>	
Portata media nera, Q <sub>m,n</sub> [m <sup>3</sup> /h]	<b>45,833</b>	
Portata max in tempo di pioggia in ingresso alla fase biologica, Q <sub>max,bio</sub> [m <sup>3</sup> /h]	2.5*Q <sub>m,n</sub>	114,583
Portata max meteorica trattabile nella linea pioggia, Q <sub>max</sub> [m <sup>3</sup> /h]	5*Q <sub>m,n</sub>	229,166
Tipologia impianto di depurazione	Impianto a fanghi attivi	

Portata media nera= 45,833 mc/h = 12,73 l/s

Massima portata trattabile dall'impianto: 229,166 mc/h = 63,66 l/s

L'adduzione all'impianto avviene tramite due punti di recapito della pubblica fogna, uno alla loc. Serroni ed una alla loc. S. Maria delle Grazie nei pressi del mattatoio comunale, ad ognuno dei quali compete un'aliquota della indicata portata nera media, in proporzione al numero degli abitanti equivalenti afferenti stimati.

#### **a.1) scaricatori di piena loc. Serroni e loc. Santa Maria delle Grazie (zona mattatoio)**

La portata media nera utilizzata a base calcolo, per gli abitanti equivalenti serviti, è:

- $Q_{mn1} = 12,73 \text{ l/s}$

La portata massima trattabile dall'impianto di depurazione è pari a:

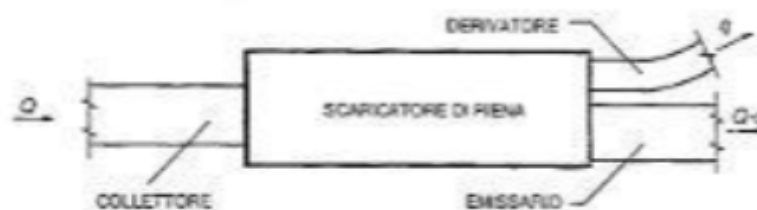
- $q \text{ max all'impianto} = 5 \times Q_{mn1} = 63,66 \text{ l/s}$

Il progetto dello scaricatore è effettuato in funzione della portata critica di piena  $Q_{i,max}$  in arrivo da monte (detta portata di progetto), valutata in base a considerazioni probabilistiche e che quindi risulta associata ad un tempo di ritorno, oltre che della portata massima  $Q_{d,max}$  delle acque derivate, valutata sulla base della capacità idraulica del sistema di canalizzazioni a valle e della capacità di trattamento dell'impianto di depurazione a cui esse sono destinate.

$Q_{i,max}$  = portata di piena in arrivo allo scaricatore (ingresso)

$Q_{d,max}$  = portata massima acque derivate (uscita indirizzata all'impianto di depuratore)

$Q_b$  = portata di attivazione dello scaricatore =  $Q_{d,max}$



In uno scaricatore ideale la portata massima  $Q_{d,max}$  coincide con la portata di attivazione  $Q_b$ , cioè quella oltre la quale inizia lo scarico delle acque in eccesso.

In condizioni ideali:

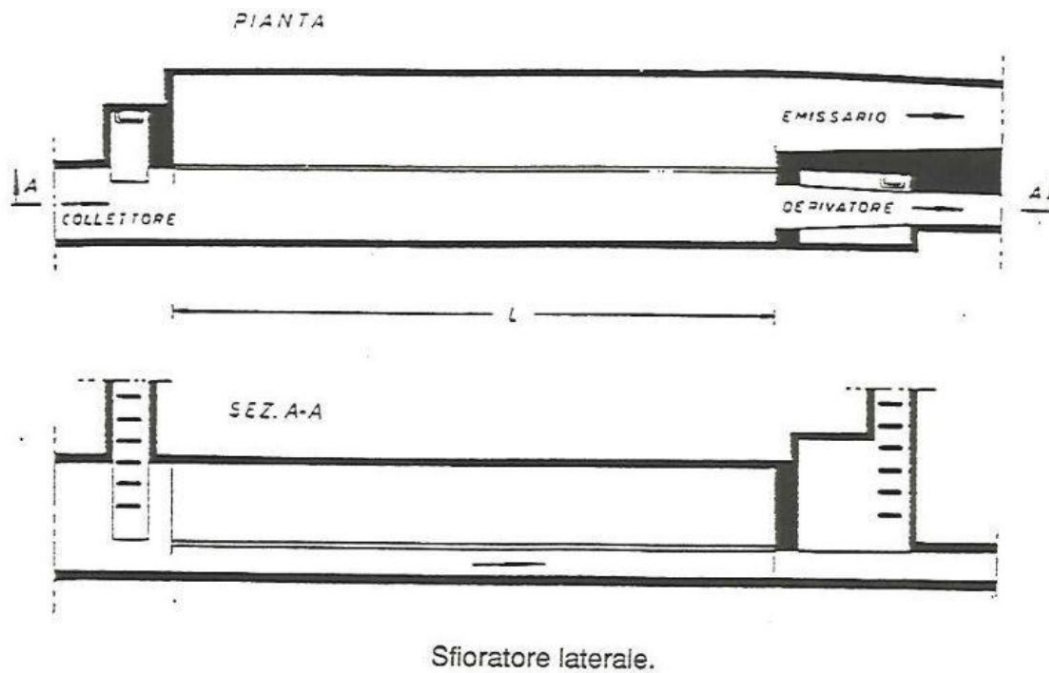
- non vengono scaricate acque finché la portata nell'immissario non supera quella di attivazione;

- è derivata una portata pari a quella di attivazione  $Q_b = Q_{d,max}$  per qualsiasi valore della portata in arrivo eccedente  $Q_{d,max}$ . Tutto l'eccesso di portata è scolmato.

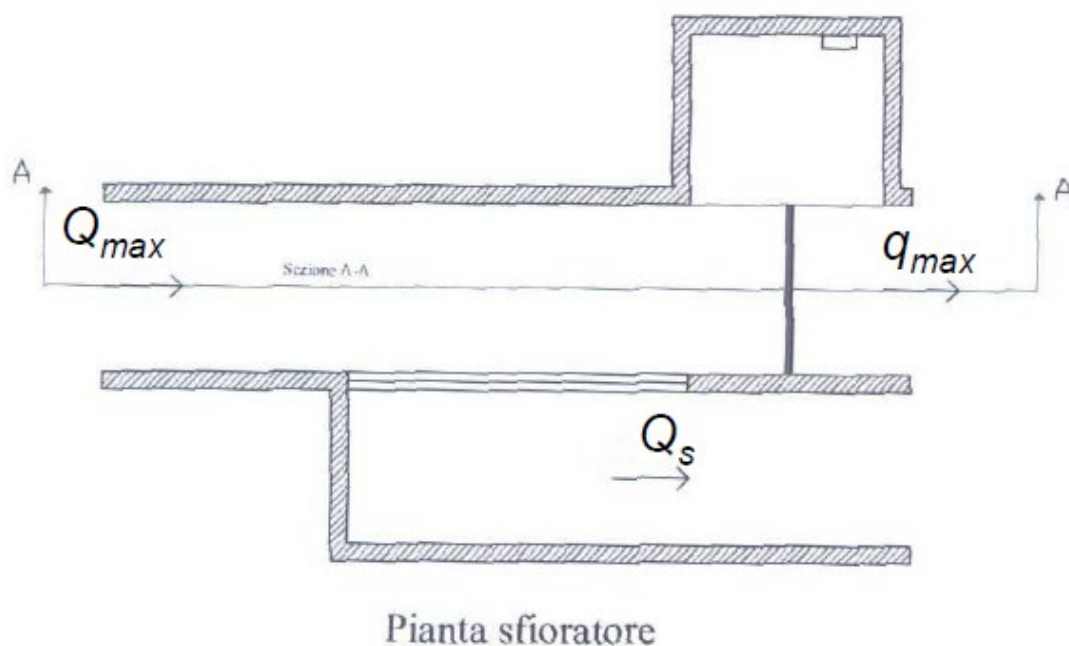
Nella pratica tecnica, vi sono varie tipologie di scolmatori impiegabili: a salto, derivatori frontali, derivatori laterali.

**Nel caso in esame si è optato per uno sfioratore laterale con paratoia aggiuntiva.**

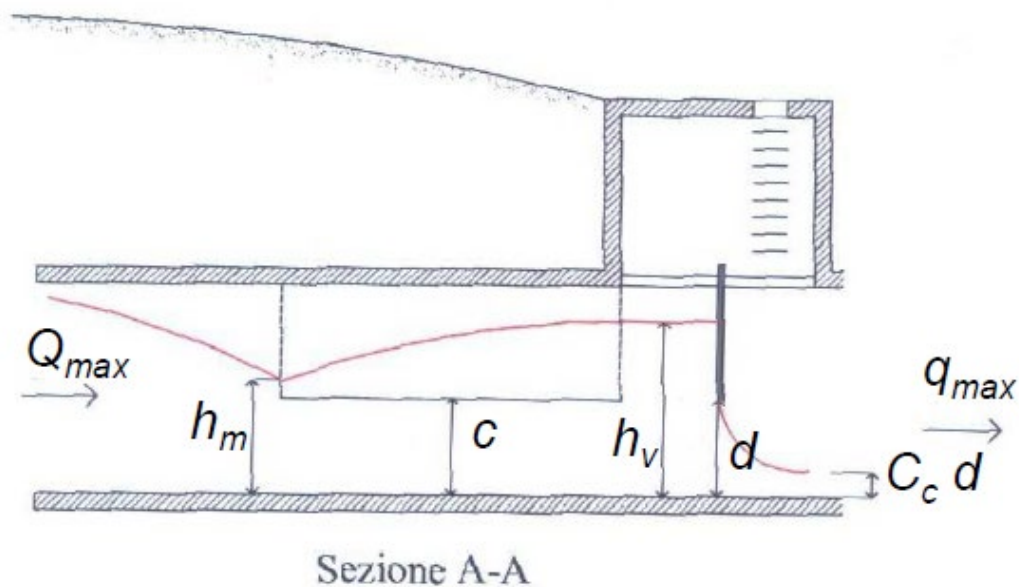
Schema generale di principio:



Pozzetto scolmatore di progetto- schema di principio:







Per posizionare la soglia sfiorante, e quindi calcolarne l'altezza, bisogna considerare il moto uniforme relativo alla portata  $Q_{is}$  di inizio scolmo.

Per la verifica della portata è stata impiegata la formula di Chezy con coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler, la quale consente di calcolare la portata di un canale a pelo libero supponendo il moto uniforme.

$$Q_{is} = k_s A_{is} R_{is}^{2/3} i^{1/2}$$

dove:

- $K_s$  è il coefficiente di scabrezza (per sezioni in calcestruzzo armato è pari a 100)
- $R$  è il raggio idraulico
- $i$  è la cadente piezometrica (nel caso in progetto, si assume pari a 0,01, pari alla pendenza della tubazione).

$A_{is}$  e  $R_{is}$  sono area bagnata e raggio idraulico associati all'altezza  $h_{is}$  di moto uniforme.

Si ipotizza la realizzazione di un pozzetto scolmatore a sezione rettangolare, per cui per tale tipologia di sezione risulta:

$$A_{is} = B \cdot h_{is}$$

$$R_{is} = \frac{B \cdot h_{is}}{B + 2 \cdot h_{is}}$$

Si calcola " $h_{is}$ " (altezza di moto uniforme di inizio scolmo) con un calcolo iterativo.

Calcolata l'altezza di inizio scolmo si pone

$$c = h_{is}$$

Nelle condizioni in cui a monte risulta  $Q_m = Q_{max}$ , a valle dovrebbe ottenersi  $Q_v = q_{max}$  in moto uniforme con altezza  $h_v$  (calcolato anche in questo caso in modo iterativo).

A questo punto è necessario calcolare il contenuto energetico della corrente di valle:

$$E_v = h_v + \frac{q_{max}^2}{2 \cdot g \cdot B^2 h_v^2}$$

La portata massima di monte associabile a  $E_v$  risulta quella critica, ovvero:

$$Q_{cr} = \frac{2}{3\sqrt{3}} B \cdot E_v \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot E_v}$$

Risultando  $Q_{cr} > Q_{max}$ , si può dimensionare la lunghezza dello sfioratore con garanzia di funzionalità (in caso contrario si sarebbero dovuti inserire elementi quali paratoia e/o restringimento della sezione di valle).

Nel presente progetto è stato comunque scelto, a vantaggio di sicurezza e per consentire eventuali regolazioni di portata, un sistema con l'impiego di paratoia da posizionare nella sezione di derivazione delle linea di adduzione all'impianto di depurazione.

La paratoia può essere posta ad una quota "d" pari alla quota "c" della soglia sfiorante. In questo caso l'altezza " $h_v$ " e l'energia " $E_v$ " sono ottenute per mezzo di considerazioni energetiche sull'efflusso, ottenendo la seguente equazione:

$$E_v = h_v + \frac{q_{max}^2}{2 \cdot g \cdot B^2 h_v^2} = C_c d + \frac{q_{max}^2}{2 \cdot g \cdot B^2 (C_c d)^2}$$

Dal valore dell'energia " $E_v$ ", è possibile calcolare " $Q_{cr}$ ". La verifica della seguente disuguaglianza assicura l'efficacia del sistema.

$$Q_{cr} = \frac{2}{3\sqrt{3}} B \cdot E_v \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot E_v} \geq Q_{max}$$

Nel caso in esame, risulta:

$$- Q_{mn1} = 12,73 \text{ l/s}$$

La portata massima, oltre la quale lo scolmatore deve attivarsi è pari a:

$$Q_{max \text{ all'impianto}} = 2,5 \times Q_{mn1} = 31,825 \text{ l/s}$$

$$Q_{is} = 31,825 \text{ l/s (portata di inizio sfioro teorico)}$$

Al fine di rispettare, in ogni condizione di esercizio, il limite di diluizione di 3Q<sub>mn</sub> per lo scarico diretto in corpo idrico indicato dal D.P.C.M. 04/03/1996, la portata di inizio sfioro viene incrementata a tre volte la media nera.

**Q<sub>is</sub> = 38 l/s (portata di inizio sfioro tecnico scolmatore)**

Dai calcoli idraulici eseguiti nei precedenti paragrafi si è calcolata la portata massima mista affluente dal bacino imbrifero sotteso e dalla fogna nera. Essa è stata stimata, per lo scolmatore in loc. Serroni pari a Q<sub>max</sub>= 2'416 l/s, mentre per lo scolmatore in loc. S. Maria delle Grazie (zona mattatoio), pari a 2'553 l/s. Essendo i due valori dello stesso ordine di grandezza, al fine di uniformare gli elementi impiantistici, a vantaggio della sicurezza, si assume come portata di calcolo quella maggiore, ossia Q<sub>max</sub> = 2'553 l/s.

La portata massima derivabile e trattabile dall'impianto di depurazione è pari a:

$$q_{max} = 63,66 \text{ l/s}$$

Il valore della portata massima da derivare è, dunque, pari a:

$$q_{max} = \alpha Q_{is}, \text{ con } \alpha=2. \text{ Ed ove } Q_{is} = 2,5 Q_{mn}$$

Risulta, dunque:

$$q_{max} = 2 \times Q_{is} = 2 \times 31,825 \text{ l/s} = 63,6 \text{ l/s}$$

La portata massima da scolmare risulta:

$$Q_s = Q_{max} - q_{max} = 2.553 - 63,6 = 2.490 \text{ l/s}$$

Assumendo una larghezza del canale rettangolare del pozzetto scolmatore pari a:

$$L = 0,35 \text{ m},$$

ed una pendenza del fondo del canale del pozzetto scolmatore pari a

$$i = 0,01 \text{ (1,00 \%)}$$

dalla formula

$$Q_{is} = k_s A_{is} R_{is}^{2/3} i^{1/2}$$

sostituendo i valori numerici indicati, si è calcolato il raggio idraulico e l'area bagnata, dai quali si è desunta l'altezza di moto uniforme h<sub>is</sub> di inizio sfioro e quindi l'altezza della soglia sfiorante "c".

Considerando che l'adduzione all'impianto avviene da due collettori (loc. Serroni + loc. S. Maria delle Grazie) che sostanzialmente si ripartiscono il carico, la portata massima derivabile e, dunque, quella di inizio sfioro tecnico, è stata assunta per ½ ( 38/2 l/s=19l/s =0,02 mc/s).

Nel caso di specie risulta:

## RISULTATI

ALTEZZA DI MOTO UNIFORME:	0.05	m
PENDENZA:	0.010000	m/m
PORTATA:	0.02	mc/s
VELOCITA':	1.00	m/s
ALTEZZA CINETICA:	0.05	m
ENERGIA SPECIFICA:	0.10	m
ALTEZZA CRITICA:	0.06	m
PENDENZA CRITICA:	0.003566	m/m
AREA BAGNATA:	0.02	mq
CONTORNO BAGNATO:	0.44	m
RAGGIO IDRAULICO:	0.036	m
LARGHEZZA IN SUPERFICIE:	0.35	m
NUMERO DI FROUDE:	1.49	

Risulta  $h_{is} = 0,05$  m, dunque la soglia sfiorante viene definita ad un'altezza dal fondo

$$c = 0,05 \text{ m}$$

Nelle condizioni di massima portata, invece l'altezza della corrente raggiunge la quota  $h_v$ , che utilizzando il medesimo procedimento di calcolo (con input la portata massima da derivare all'impianto pari a  $2Q_{is} = 63,6$  l/s, assunta per  $\frac{1}{2}$  per ognuno dei due collettori) assume il seguente valore:

## RISULTATI

ALTEZZA DI MOTO UNIFORME:	0.07	m
PENDENZA:	0.010000	m/m
PORTATA:	0.03	mc/s
VELOCITA':	1.26	m/s
ALTEZZA CINETICA:	0.08	m
ENERGIA SPECIFICA:	0.15	m
ALTEZZA CRITICA:	0.10	m
PENDENZA CRITICA:	0.004448	m/m
AREA BAGNATA:	0.03	mq
CONTORNO BAGNATO:	0.50	m
RAGGIO IDRAULICO:	0.051	m
LARGHEZZA IN SUPERFICIE:	0.35	m
NUMERO DI FROUDE:	1.49	

$$h_v = 0,07 \text{ m}$$

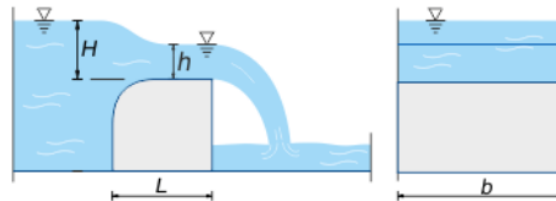
La massima portata da scolmare ed avviare all'emissario è pari a:

$$Q_s = Q_{\max} - q_{\max} = 2.553 - 63,6 = 2.490 \text{ l/s}$$

L'altezza del fluido indisturbato a monte della soglia di sfioro, in corrispondenza della massima portata è associato al grado di riempimento della condotta, calcolato nei precedenti paragrafi su un rapporto  $h/r = 0,67$ , che nel caso di specie equivale a 0,67 m.

La lunghezza dello stramazzo sfiorante, come dal report di calcolo di seguito riportato, si assume pari a 2,70 m

$$Q = 0,385 \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot H^{3/2} = 1,705 \cdot b \cdot H^{3/2}$$



$Q$    $m^3/s$

$b$    $m$

$H$    $m$

$Q = [m^3/s]$ : portata del getto

$b = [m]$ : larghezza della soglia

$L = [m]$ : lunghezza della soglia

$H = [m]$ : altezza del fluido indisturbato a monte della soglia (carico)

$h = 2 \cdot H/3 [m]$ : altezza della vena fluida sopra la soglia

Il calcolo è stato eseguito assumendo un comportamento a soglia larga, a vantaggio di sicurezza.

In conclusione i pozzetti scolmatori alla loc. Serroni e Santa Maria delle Grazie (zona mattatoio) dovranno avere le seguenti caratteristiche:

**Tipologia:** sfioratore laterale con paratoia aggiuntiva posta sulla linea di derivazione all'impianto di depurazione, nel canale in cls a sezione rettangolare;

**Tipologia del canale di derivazione all'impianto di depurazione:** canale in cls armato a sezione rettangolare, larghezza 35 cm, soglia sfiorante alta 5,5 cm (considerata la possibilità di regolazione con paratoia l'altezza della soglia viene incrementata di 0,5 cm in modo da ampliare in range di regolazione di circa ulteriori 2 l/s), spessore della paretina costituente la soglia in cls 20 cm, lunghezza del tratto di stramazzo 2,70 m.

**Pendenza del fondo del pozzetto scolmatore:** 1,00 %

**Regolazione della paratoia sul canale di derivazione all'impianto:** posta nel canale in cls rettangolare a quota tale da lasciare un'altezza libera per il passaggio del fluido pari ad 7 cm.

**Lunghezza della soglia sfiorante:** 2,70 m

Il bordo d'attacco della soglia sfiorante andrà arrotondato, così da limitare le dissipazioni di energia dovute a turbolenze in ingresso.

Nel caso in esame, stante lo stato di fatto delle opere idrauliche esistenti, al fine di integrare l'opera conservando le parti di condotte funzionali, la configurazione sarà la seguente:

l'ingresso al pozzetto scolmatore sarà costituito dall'attuale collettore esistente. L'uscita dallo scolmatore sarà costituito da: una nuova tubazione di diametro 315 mm di derivazione all'impianto di depurazione da realizzare; una nuova tubazione di diametro 630 di scolmo al vallone; una tubazione esistente di diametro 800 mm di scolmo al vallone.

Al fine di raccordare le quote delle nuove tubazioni con quelle esistenti, il fondo del pozzetto scolmatore avrà una pendenza dell'1% per la sezione di derivazione al depuratore, mentre avrà maggiore pendenza nella sezione di scolmo all'emissario, così da favorire anche l'allontanamento delle acque scolmate e l'innesto nelle tubazioni di maggior diametro (n. 1 tubazione  $\Phi$  800 + n. 1 tubazione  $\Phi$  630).

Lo scarico delle acque è previsto nel vallone Lenze, che nel tratto di valle assume la denominazione vallone Piè delle Vigne. Nel tratto interessato dallo scarico delle acque scolmate, il vallone allo stato presenta fondo e pareti in calcestruzzo. Per tale motivo non sono state previste specifiche opere di protezione spondale nel punto di scarico a mitigazione di eventuali erosioni

**a.2) scaricatore di piena loc. Taverna sul collettore di adduzione al depuratore della loc. Filette.**

DATI TECNICI DI PROGETTO		
Ubicazione impianto	loc. Filette	
Numero di abitanti equivalenti, N.	500	
Portata media nera, $Q_{m,n}$ [m <sup>3</sup> /h]	4,16	
Portata max in tempo di pioggia in ingresso alla fase biologica, $Q_{max,bio}$ [m <sup>3</sup> /h]	$3*Q_{m,n}$	12,48
Tipologia impianto di depurazione	Impianto a fanghi attivi – monoblocco interrato	

Massima portata derivabile e trattabile dall'impianto: 12,48 mc/h = 3,46 l/s

Al fine di rispettare, in ogni condizione di esercizio, il limite di diluizione di  $3Q_{mn}$  per lo scarico diretto in corpo idrico indicato dal D.P.C.M. 04/03/1996, la portata di inizio sfioro viene fissata a tre volte la media nera.

**$Q_{is} = 3,46 \text{ l/s} = 0,0035 \text{ mc/s}$  (portata di inizio sfioro tecnico)**

Massima portata in input al pozzetto scolmatore:  $Q_{\max} = 340,60 \text{ l/s}$

La portata massima da scolmare risulta:

$$Q_s = Q_{\max} - q_{\max} = 340,60 - 3,46 = 337 \text{ l/s}$$

Assumendo una larghezza del canale rettangolare del pozzetto scolmatore pari a:

$$L = 0,25 \text{ m,}$$

ed una pendenza del fondo del canale del pozzetto scolmatore pari a

$$i = 0,002 \text{ (0,20 \%)}$$

dalla formula

$$Q_{is} = k_s A_{is} R_{is}^{2/3} i^{1/2}$$

sostituendo i valori numerici indicati, si è calcolato il raggio idraulico e l'area bagnata, dai quali si è desunta l'altezza di moto uniforme  $h_{is}$  di inizio sfioro e quindi l'altezza della soglia sfiorante "c".

Nel caso di specie risulta:

## RISULTATI

ALTEZZA DI MOTO UNIFORME:	0.04	m
PENDENZA:	0.002000	m/m
PORTATA:	0.0035	mc/s
VELOCITA':	0.38	m/s
ALTEZZA CINETICA:	0.01	m
ENERGIA SPECIFICA:	0.04	m
ALTEZZA CRITICA:	0.05	m
PENDENZA CRITICA:	0.000684	m/m
AREA BAGNATA:	0.01	mq
CONTORNO BAGNATO:	0.32	m
RAGGIO IDRAULICO:	0.029	m
LARGHEZZA IN SUPERFICIE:	0.25	m
NUMERO DI FROUDE:	0.63	

Risulta  $h_{is} = 0,04 \text{ m}$ , dunque la soglia sfiorante viene definita ad un'altezza dal fondo

$$c = 0,04 \text{ m}$$



Nelle condizioni di massima portata, invece l'altezza della corrente raggiunge la quota  $h_v$ , che utilizzando il medesimo procedimento di calcolo (con input la portata massima da derivare all'impianto (5Q<sub>mn</sub>), assume il seguente valore:

## RISULTATI

ALTEZZA DI MOTO UNIFORME:	<input type="text" value="0.06"/>	m
PENDENZA:	<input type="text" value="0.002000"/>	m/m
PORTATA:	<input type="text" value="0.01"/>	mc/s
VELOCITA':	<input type="text" value="0.40"/>	m/s
ALTEZZA CINETICA:	<input type="text" value="0.01"/>	m
ENERGIA SPECIFICA:	<input type="text" value="0.07"/>	m
ALTEZZA CRITICA:	<input type="text" value="0.05"/>	m
PENDENZA CRITICA:	<input type="text" value="0.003551"/>	m/m
AREA BAGNATA:	<input type="text" value="0.01"/>	mq
CONTORNO BAGNATO:	<input type="text" value="0.37"/>	m
RAGGIO IDRAULICO:	<input type="text" value="0.040"/>	m
LARGHEZZA IN SUPERFICIE:	<input type="text" value="0.25"/>	m
NUMERO DI FROUDE:	<input type="text" value="0.53"/>	

$$h_v = 0,06 \text{ m}$$

La massima portata da scolmare ed avviare all'emissario è pari a:

$$Q_s = Q_{\max} - q_{\max} = 340,60 - 3,46 = 337 \text{ l/s}$$

L'altezza del fluido indisturbato a monte della soglia di sfioro, in corrispondenza della massima portata è associato al grado di riempimento della condotta, calcolato nei precedenti paragrafi su un rapporto  $h/r=0,53$ , che nel caso di specie equivale a 0,26 m.

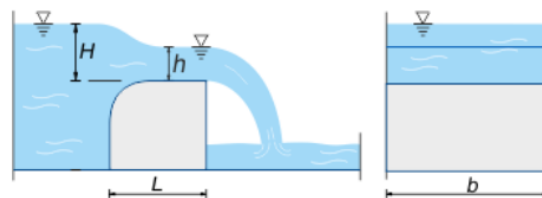
La lunghezza dello stramazzo sfiorante, come dal report di calcolo di seguito riportato, si assume pari a 1,50 m

$$Q = 0,385 \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H}^{3/2} = 1,705 \cdot b \cdot H^{3/2}$$

$$Q \text{  m³/s}$$

$$b \text{  m}$$

$$H \text{  m}$$



$Q = [m^3/s]$ : portata del getto

$b = [m]$ : larghezza della soglia

$L = [m]$ : lunghezza della soglia

$H = [m]$ : altezza del fluido indisturbato a monte della soglia (carico)

$h = 2 \cdot H/3 [m]$ : altezza della vena fluida sopra la soglia

Il calcolo è stato eseguito assumendo un comportamento a soglia larga, a vantaggio di sicurezza.

In conclusione il pozzetto scolmatore alla loc. Taverna, sulla linea di adduzione al depuratore in loc. Filette, dovrà avere le seguenti caratteristiche:

**Tipologia:** sfioratore laterale con paratoia aggiuntiva posta sulla linea di derivazione all'impianto di depurazione, nel canale in cls a sezione rettangolare;

**Tipologia del canale di derivazione all'impianto di depurazione:** canale in cls armato a sezione rettangolare, larghezza 25 cm, soglia sfiorante alta 4 cm, spessore della paretina costituente la soglia in cls 20 cm, lunghezza del tratto di stramazzo 1,50 m.

**Pendenza del fondo del pozzetto scolmatore:** 0,2 %

**Regolazione della paratoia sul canale di derivazione all'impianto:** posta nel canale in cls rettangolare a quota tale da lasciare un'altezza libera per il passaggio del fluido pari ad 6 cm.

**Lunghezza della soglia sfiorante:** 1,50 m

Il bordo d'attacco della soglia sfiorante andrà arrotondato, così da limitare le dissipazioni di energia dovute a turbolenze in ingresso.

Nel caso in esame, stante lo stato di fatto delle opere idrauliche esistenti, al fine di integrare l'opera conservando le parti di condotte funzionali, la configurazione sarà la seguente:

l'ingresso al pozzetto scolmatore sarà costituito dall'attuale collettore esistente di diametro 500 mm. L'uscita dallo scolmatore sarà costituito da: una nuova tubazione di diametro 315 mm di derivazione all'impianto di depurazione da realizzare; una nuova tubazione di diametro 630 di scolmo al vallone (la tubazione di scolmo è stata assunta di diametro superiore alla minima necessaria in modo da poter consentire futuri adattamenti in caso di realizzazione ed allaccio di nuovi rami fognari).

Il pozzetto di bypass in testa impianto andrà dotato di una paratoia regolabile sull'immissione al monoblocco in modo da poter deviare portate superiori a 3Q<sub>mn</sub>.

In corrispondenza dell'immissione in alveo del collettore di scarico, andranno realizzate opere di protezione spondale e del fondo, al fine di evitare erosione, mediante l'impiego di un gabbione 2,00 m x 1,00 m x 1,00 m sulle sponde ed un materassino 2,00 x 2,00 x 0,50 m sul fondo.

## 9. RIFERIMENTI NORMATIVI

- UNI EN 1295-1: 1999 Progetto strutturale di tubazioni interrate sottoposte a differenti condizioni di carico – Requisiti generali;
- ASTM D7380 – 08 Standard Test Method for Soil Compaction Determination at Shallow Depths Using 5 lb (2.3 kg) Dynamic Cone Penetrometer;
- UNI EN 1329 : 2000 “Sistemi di tubazioni di materia plastica per scarichi (a bassa ed alta temperatura) all'interno dei fabbricati - Policloruro di vinile non plastificato (PVC-U)”;
- UNI 7613 : 1976 “Tubi di polietilene ad alta densità per condotte di scarico interrate”;
- UNI 9032 “Tubi di resine termoindurenti rinforzate con fibre di vetro (PRFV)”.
- UNI EN 14364: 2009 Sistemi di tubazioni di materia plastica per fognature e scarichi con o senza pressione - Materie plastiche termoindurenti rinforzate con fibre di vetro (PRFV) a base di resina poliestere insatura (UP) - Specifiche per tubi, raccordi e giunzioni;
- UNI EN1401: Tubi e raccordi di PVC rigido per condotte di scarico interrate (tipi, dimensioni e requisiti);
- PR EN13476 : Tubi strutturali in PVC rigido per condotte di scarico interrate;
- UNI ISO/TR 7473: Tubi e raccordi di PVC rigido - Resistenza chimica nei confronti dei fluidi;
- ISO/DTR 7073: Raccomandazioni per la posa di condotte interrate di PVC (1983);
- ISO/TC 138/1062: Tubi in plastica non a pressione. Metodi di calcolo per tubi flessibili Interrati;
- D.M. 22 gennaio 2008, n.° 37 "Regolamento concernente l'attuazione dell'articolo 11-quaterdecies, comma 13, lettera a) della legge n. 248 del 2 dicembre 2005, recante riordino delle disposizioni in materia di attività di installazione degli impianti all'interno degli edifici", art. 5 c.3;
- UNI EN 12056-1 “Sistemi di scarico funzionanti a gravità all'interno degli edifici - Requisiti generali e prestazioni”;
- UNI EN 12056-3 “Sistemi di scarico funzionanti a gravità all'interno degli edifici – Sistemi per l'evacuazione delle acque meteoriche, progettazione e calcolo”;
- UNI EN 612 “Canali di gronda e pluviali di lamiera metallica. Definizioni, classificazioni e requisiti”;
- UNI EN 13476-1:2008 Sistemi di tubazioni di materia plastica per connessioni di scarico e collettori di fognatura interrati non in pressione - Sistemi di tubazioni a parete strutturata

di policloruro di vinile non plastificato(PVC-U), polipropilene (PP) e polietilene (PE) -  
Parte1: Requisiti generali e caratteristiche prestazionali;

- UNI EN 12666-1:2011 Sistemi di tubazioni di materia plastica per fognature e scarichi interrati non in pressione - Polietilene (PE) - Parte 1: Specifiche per i tubi, i raccordi e il sistema;
- UNI EN 1519-1 Sistemi di tubazioni di materia plastica per scarichi all'interno di fabbricati – Polietilene (PE) – specifiche per i tubi, i raccordi e il sistema;
- UNI En 1453-1:2001 - Sistemi di tubazioni di materia plastica con tubi a parete strutturata per scarichi (a bassa e alta temperatura) all'interno dei fabbricati. Policloruro di vinile non plastificato (PVC-U). Specifiche per i tubi, i raccordi ed il sistema;
- UNI 10972:2006 - Tubi di policloruro di vinile non plastificato (PVC-U) per ventilazione e trasporto interrato di acqua piovane;
- UNI 10968:2005 “Sistemi di tubazioni di materia plastica per fognature e scarichi interrati non in pressione Sistemi di tubazioni a parete strutturata di policloruro di vinile non plastificato (PVC-U), polipropilene (PP) e polietilene (PE)”;