

## 1 PREMESSA

La presente relazione contiene le verifiche necessarie al fine di verificare la corretta funzionalità della fognatura realizzata in via Cascina Sega, nel Comune di Ozzero (Mi).

Il sottoscritto Dott. Ing. Livio Pavanello, iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Milano n.A21439, è stato incaricato dalla società Arioli Achille srl, in qualità di committente, per la realizzazione di tutte le attività necessarie al collaudo ed alla presa in carico da parte di CAP Holding S.p.A. della suddetta fognatura.

## 2 INTRODUZIONE

Strada costruita in seguito a Permesso di Costruire 9/2004 P.E. e bozza di Convenzione approvata con Delibera G.C. n. 39 del 16/04/2008 e C.C. n.6 del 18/02/2009 del Comune di Ozzero

## 3 INQUADRAMENTO TERRITORIALE

Il tratto di fognatura in oggetto si trova in Comune di Ozzero (Mi), nella zona sud-orientale del territorio comunale, in prossimità del confine con il Comune di Morimondo (Mi). In effetti, l'accesso principale di via Cascina Sega è localizzato sulla S.S. 526, che si trova in Comune di Morimondo.

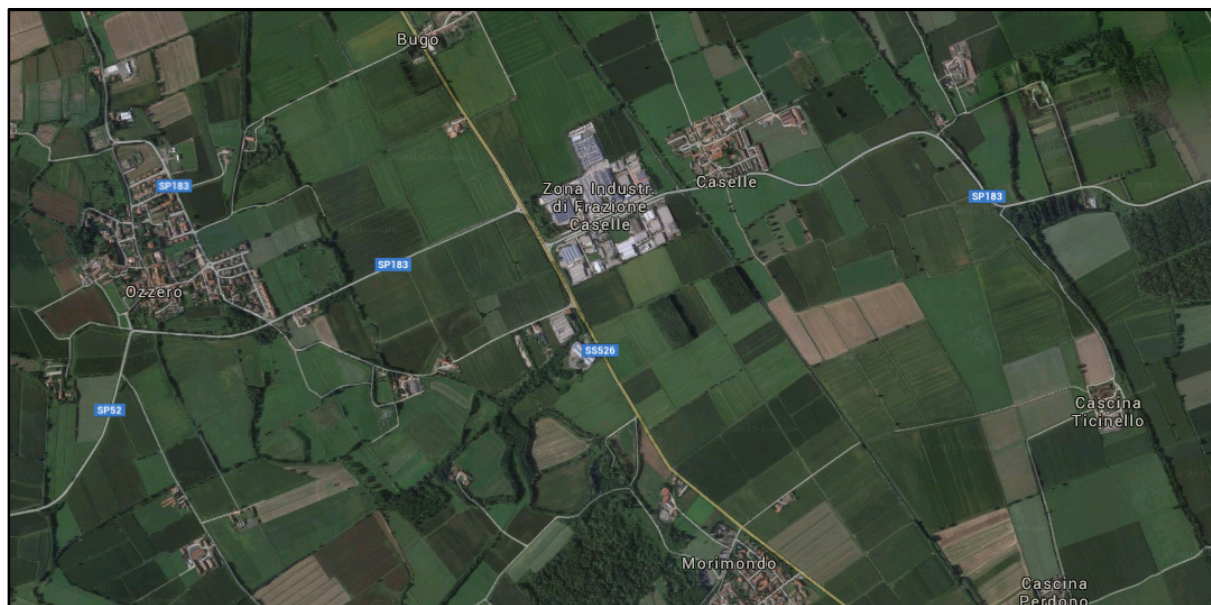


Figura 1: individuazione dell'area di interesse su foto aerea

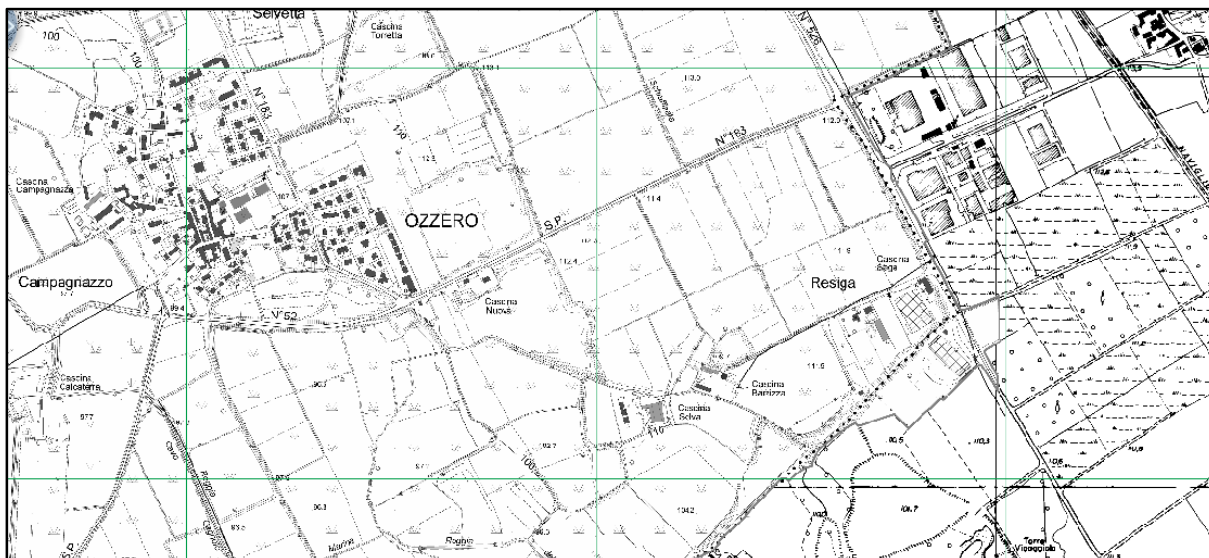


Figura 2: individuazione dell'area di interesse su Carta Tecnica Regionale

Altimetricamente l'area si trova a circa 110 m s.l.m. e si presenta di fatto pianeggiante, senza dislivelli importanti.

#### 4 DESCRIZIONE DELLO STATO DI FATTO

Lo stato di effettiva consistenza della rete fognaria sottostante via Cascina Segna, è stato determinato tramite rilievo topografico di dettaglio, da parte di altro tecnico incaricato.

E' stata verificata la presenza di una tubazione in calcestruzzo, di diametro nominale (DN) e interno pari a 500 mm.

A tale tubazione risultano allacciate utenze civili ed artigianali, provenienti da:

1. abitazioni ed uffici localizzati in adiacenza dell'impianto del Caseificio Arioli;
2. i servizi igienici di servizio dell'impianto di trattamento inerti posto in fregio alla via Cascina Segna a Ovest del Caseificio Arioli (a monte rispetto al senso di flusso della fognatura);

Le acque degli scarichi provenienti dall'attività di trasformazione del latte operate dal Caseificio Arioli sono attualmente raccolte e smaltite tramite conferimento a ditta specializzata, per cui non confluiscono nella rete fognaria.

Per poter considerare tutti i possibili scarichi confluenti nella rete oggetto di analisi, si è comunque assunto che anche questi vengano recapitati nella tubazione.

Si sottolinea che tale scarico si configurerebbe come di tipo industriale e necessiterebbe quindi di apposita autorizzazione da parte dell’Autorità d’ambito e del soggetto gestore (CAP Holding). Inoltre, al fine di rispettare i limiti imposti per gli scarichi in pubblica fognatura sarebbe necessaria l’installazione di un impianto di trattamento interno all’azienda.

Oltre agli scarichi di acque nere, confluiscono nella suddetta tubazione anche le portate di pioggia drenate da quattro caditoie, i cui allacci sono posizionati nella parte iniziale della condotta.

La tubazione in calcestruzzo DN 500 percorre interamente via Cascina Sega, per una lunghezza di circa 270 m e confluisce in un collettore principale che corre al di sotto della S.S. 526. Tale collettore si trova in Comune di Morimondo (Mi).

Per poter raggiungere il punto di allaccio al collettore, la condotta in oggetto sottopassa un canale irriguo tramite un sifone, realizzato con la stessa tipologia di tubo utilizzata per la condotta.

## **5 VERIFICHE IDRAULICHE**

In questo capitolo si riportano le verifiche effettuate sulla tubazione oggetto di analisi, sulla base del rilievo topografico effettuato e sui dati disponibili in relazione agli allacci presenti.

### **5.1 Definizione delle portate di progetto**

Nonostante la buona prassi tecnica e le indicazioni dell’ente gestore della fognatura impongano la separazione delle portate nere da quelle di pioggia, allo stato attuale alla condotta in esame risultano allacciati sia scarichi provenienti da utenze civili che caditoie di raccolta delle acque scolanti dalla piattaforma stradale.

Per questo, cautelativamente, le verifiche sono state effettuate considerando entrambi gli apporti.

#### *5.1.1 Portate di tempo asciutto*

Le acque di origine civile sono quelle provenienti dagli scarichi fognari delle abitazioni e sono determinate come segue:

$$Q_m = \frac{D_i \cdot P \cdot \varphi}{86400}$$

in cui:

- $Q_m$  [l/s] è la portata media annua di origine civile da smaltire;
- $D_i$  [l/ab/d] è la dotazione idrica pro-capite, assunta prudenzialmente pari a 300 l/ab/d;
- $P$  è la popolazione servita;
- $\varphi$  è il coefficiente di afflusso fissato prudenzialmente pari a 0,9.

Dalla portata media giornaliera si è ricavata la portata nera media del giorno di massimo consumo:

$$Q_g = C_{24} \cdot Q_m$$

in cui:

- $Q_g$  [l/s] è la portata nera del giorno di massimo consumo;
- $C_{24}$  = coefficiente di punta giornaliero, assunto pari a 2.

La portata di punta oraria è determinata:

$$Q_p = C_p \cdot Q_g$$

in cui:

- $Q_p$  [l/s] è la portata nera di punta;
- $C_p$  è il coefficiente di punta orario, assunto pari a  $1,5 + (2,5 / (Q_m 0,5))$

Poiché tale tipo di calcolo può dare risultati sottostimati nel caso di numero di abitanti basso, si è considerata un'analisi statistica del contemporaneo utilizzo di apparecchi sanitari con scarico a flussometro. Questi hanno una portata di 1,8 l/s ciascuno e la percentuale stimata di apparecchi in uso contemporaneamente dipende dal numero di apparecchi presenti, secondo la curva riportata di seguito, ripresa dai criteri di dimensionamento delle reti di adduzione<sup>1</sup>:

---

<sup>1</sup> Fonte: prof. Sergio Papiri – Corso di acquedotti e fognature – Gli acquedotti – Università di Pavia

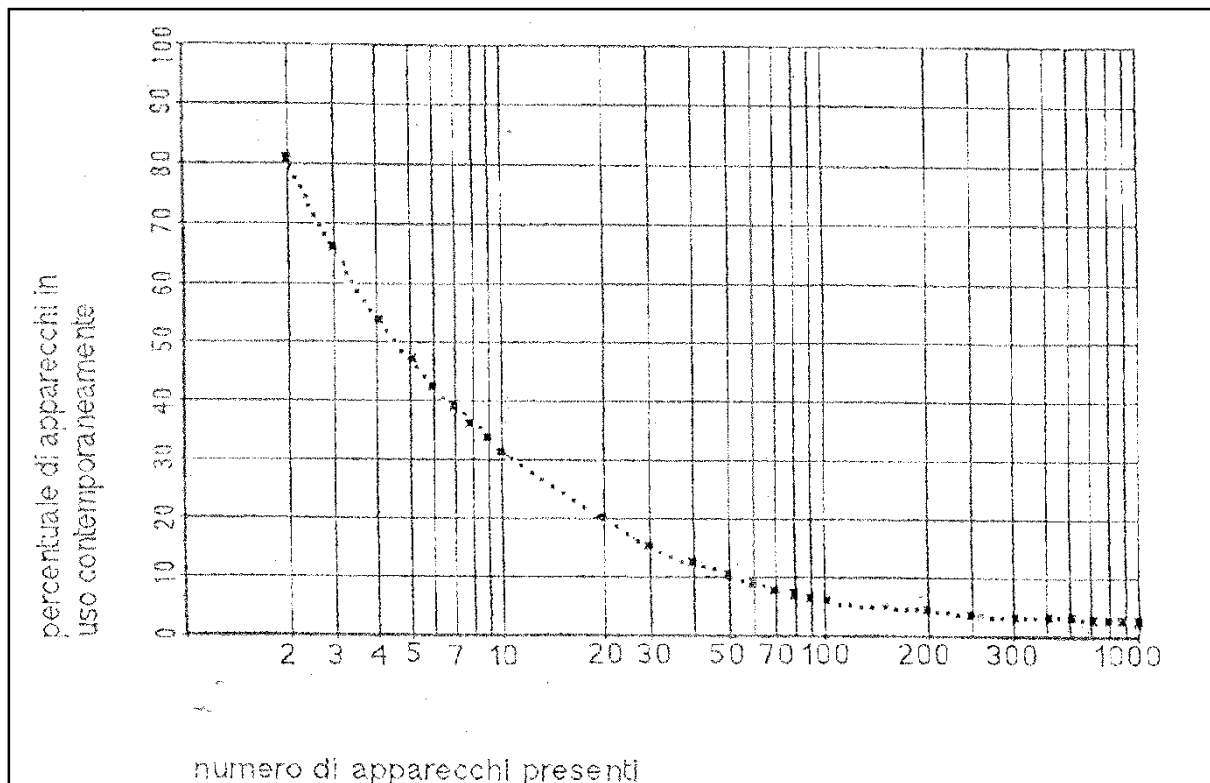


Figura 3: rapporto tra apparecchi installati e uso contemporaneo

Per la rete oggetto di dimensionamento, stante la presenza di soli due allacci civili alla rete, provenienti da abitazioni, è preferibile utilizzare questo secondo approccio, generalmente utilizzato per la progettazione delle reti interne agli edifici, ma che si ritiene applicabile anche al caso in oggetto.

Per lo sviluppo del calcolo, è stato considerato un numero di apparecchi installati pari a 4 sia per l'abitazione della famiglia Arioli che per i servizi dell'impianto di trattamento inerti e pari 6 per eventuali altri abitanti equivalenti.

Si considera quindi un totale di 10 apparecchi, che, riportato sul grafico illustrato sopra, restituisce una percentuale di utilizzo contemporaneo del 31%.

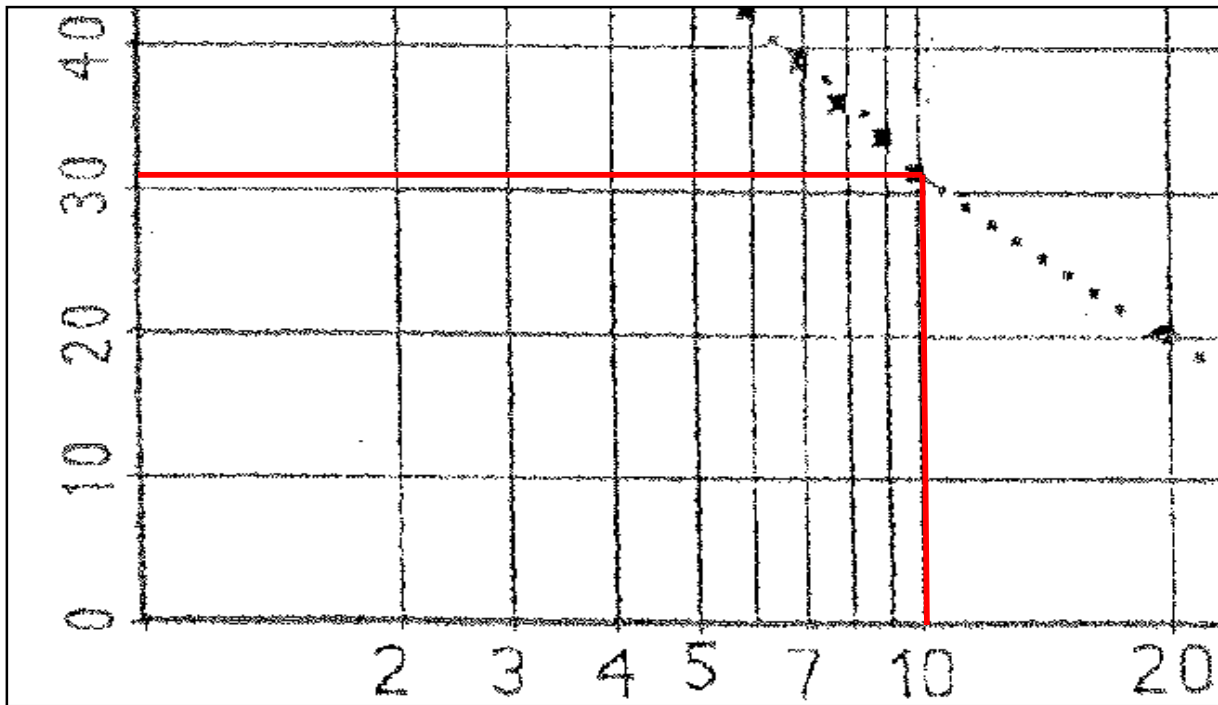


Figura 4: definizione della percentuale di uso contemporaneo per il caso in oggetto

La portata di progetto di origine civile è quindi determinabile come segue:

$$Q_{pc} = 1,8 \cdot 10 \cdot 0,31 = 5,58 \text{ [l/s]}$$

Le portate scaricate provenienti dall'attività casearia, sono determinabili in funzione della quantità di latte lavorato. Tale parametro è ripreso dalla progettazione di impianti di depurazione aziendali ed è considerato compreso tra 250 e 350 litri d'acqua per quintale di latte lavorato.

Con una previsione del caseificio di circa 150 quintalidi latte lavorato al giorno, si ottiene una portata media giornaliera massima di:

$$Q_{mgp} = 150 \cdot 350 = 52.500 \text{ [l/d]}$$

La portata di progetto derivante dall'attività produttiva, considerando un tempo di lavoro di 8 ore al giorno sarà quindi:

$$Q_{pp} = 52.500 / (8 \cdot 3600) = 1,83 \text{ [l/s]}$$

La portata totale di tempo asciutto di progetto sarà quindi:

$$Q_{np} = 7,41 \text{ [l/s]}$$

### 5.1.2 Portate di pioggia

Come detto, la rete raccoglie anche lo scarico di quattro caditoie stradali, che si immettono nella parte iniziale della condotta.

La superficie di piattaforma stradale le cui acque vengono raccolte dalle caditoie è valutata in circa 1.125 mq.

Stante la limitata estensione e l'assenza di una reale rete di raccolta (le tre caditoie esistenti confluiscono direttamente nella tubazione principale tramite allaccio, alle quali ne si aggiunge una in progetto), la stima della portata di pioggia prescindere da modelli di trasformazione afflussi-deflussi, e si considererà una precipitazione critica così caratterizzata:

1. tempo di ritorno  $T = 10$  anni;
2. durata  $t = 5$  min. (0,05 h).

Il legame tra altezze di pioggia  $h$  e la durata  $t$ , per un dato tempo di ritorno, è stato definito in base alle curve di possibilità climatica aventi espressione:

$$h=a*t^n$$

in cui:

- $h$  è l'altezza massima di pioggia in mm;
- $t$  è la relativa durata in ore;
- $a$ ,  $n$  sono parametri della curva.

I dati assunti sono quelli ricavabili dal geoportale dell'ufficio idrografico dell'ARPA Lombardia considerando un tempo di ritorno di 10 anni e per l'area in esame, l'espressione della curva assume la seguente forma:

$$h=43,75*t^{0,308}$$

con  $h$  in mm e  $t$  in ore.

Si sottolinea che tali curve sono strettamente valide solo per tempi di precipitazione superiori all'ora. Tuttavia, in favore di sicurezza, è possibile estenderle anche a durate inferiori, in quanto forniscono risultati conservativi rispetto alle curve elaborate per precipitazioni di breve durata (inferiori all'ora), che però non sono disponibili.

E' stato scelto un tempo di ritorno  $T=10$  anni che rappresenta un valore cautelativo più che ragionevole, senza incorrere in dimensionamenti eccessivi e poco razionali in termini di rapporto costi/benefici.

La durata della precipitazione è stata scelta sufficientemente corta da generare precipitazioni molto intense, ma nello stesso tempo che rappresentasse un evento di pioggia plausibile e reale.

La portata di pioggia immessa nella tubazione oggetto di analisi sarà quindi:

$$Q_p = 43,75 * 0,08^{0,308} * 1125 / (5 * 60) = 75,36 \text{ [l/s]}$$

## 5.2 Verifica delle condizioni di deflusso

La verifica idraulica della tubazione considererà prudenzialmente l'afflusso contemporaneo delle portate di progetto di tempo asciutto e di pioggia.

La portata di verifica sarà quindi:

$$Q_{ver.} = Q_{np} + Q_p = 7,41 + 75,36 = 82,77 \text{ [l/s]}$$

Si assumerà una condizione di deflusso in moto permanente e stazionario, utilizzando la formula di Strikler-Manning:

$$Q = K_s * A * R^{2/3} * i^{1/2}$$

dove

- Q è la portata passante [m<sup>3</sup>/s];
- K<sub>s</sub> è il coefficiente di conduttanza di Strikler (pari a 60 per tubi in calcestruzzo) [m<sup>1/3</sup>/s];
- A è l'area bagnata [m<sup>2</sup>];
- R è il raggio idraulico (=area bagnata/perimetro bagnato) [m];
- i è la pendenza [m/m].

Il coefficiente K<sub>s</sub> è stato scelto in modo da considerare un parziale invecchiamento del tubo rispetto al momento della posa ed un conseguente aumento della scabrezza.

Per tubazioni circolari, la definizione analitica delle condizioni di deflusso data la portata non è generalmente possibile, per cui si utilizzeranno dati tabellari ampiamente disponibili in letteratura, che in funzione del rapporto tra portata di verifica e portata a pieno riempimento, restituiscono i valori di riempimento e velocità di deflusso.

Q/QR	h/r	V/VR
0,005	0,1	0,257
0,021	0,2	0,401
0,088	0,4	0,615
0,196	0,6	0,776
0,337	0,8	0,902

Q/QR	h/r	V/Vr
0,5	1	1
0,672	1,2	1,072
0,756	1,3	1,099
0,837	1,4	1,119
0,912	1,5	1,133
0,978	1,6	1,14
1,031	1,7	1,137
1,066	1,8	1,124
1,075	1,9	1,095
1	2	1

Tabella 1: legame tra le grandezze idrauliche per sezione circolare

Per la verifica della capacità di smaltimento della condotta, si considererà il tratto a pendenza minore, pari allo 0,9‰, così come per la verifica sulle velocità minime di autopulizia.

Per la verifica delle velocità massime, si considererà il tratto a pendenza maggiore, pari al 4,4‰, nell'ultimo tratto prima del sifone di sottopassaggio del canale.

Portata di verifica	Pendenza	$K_s$	Diametro interno	QR=portata pieno riempimento	Vr=velocità pieno riempimento	Velocità di verifica	Riempimento
$Q_{ver.}(l/s)$	$i (m/m)$	$m^{1/3}/s$	$Di (mm)$	$Q_p/Q_r$	$V_p/V_r$	$V_p (m/s)$	$h/D$
82,77	0,0009	60,00	500,00	0,937	1,14	0,51	0,77

Tabella 2: verifiche nel tratto a minor pendenza

Portata di verifica	Pendenza	$K_s$	Diametro interno	QR=portata pieno riempimento	Vr=velocità pieno riempimento	Velocità di verifica	Riempimento
$Q_{ver.}(l/s)$	$i (m/m)$	$m^{1/3}/s$	$Di (mm)$	$Q_p/Q_r$	$V_p/V_r$	$V_p (m/s)$	$h/D$
82,77	0,0440	60,00	500,00	0,134	0,68	2,15	0,24

Tabella 3: verifiche nel tratto a maggior pendenza

Nel tratto a minor pendenza il riempimento supera il 70% e la velocità è al limite per consentire l'autopulizia.

Nel tratto più ripido le velocità sono decisamente superiori, ma nei limiti dei 4 m/s generalmente considerati accettabili.

Bisogna considerare tuttavia che la buona prassi tecnica e le richieste della società che gestisce il servizio di fognatura, nonché la normativa, imporrebbero la totale

separazione delle acque nere da quelle di pioggia: anche in questo caso, quindi, bisognerà prevedere la disconnessione delle caditoie stradali, con la dispersione nel sottosuolo delle portate raccolte dalla sede stradale.

Applicando i medesimi criteri di verifica alle portate derivanti solamente dagli scarichi fognari civili e industriali, si ottengono i risultati seguenti.

Portata di verifica	Pendenza	$K_s$	Diametro interno	Qr=portata pieno riempimento	Vr=velocità pieno riempimento	Velocità di verifica	Riempimento
$Q_{ver.}$ (l/s)	i (m/m)	$m^{1/3}/s$	Di (mm)	$Q_p/Q_r$	$V_p/V_r$	$V_p$ (m/s)	h/D
7,41	0,0009	60,00	500,00	0,084	0,60	0,27	0,19

Tabella 4: verifiche nel tratto a minor pendenza – solo portate nere

Portata di verifica	Pendenza	$K_s$	Diametro interno	Qr=portata pieno riempimento	Vr=velocità pieno riempimento	Velocità di verifica	Riempimento
$Q_{ver.}$ (l/s)	i (m/m)	$m^{1/3}/s$	Di (mm)	$Q_p/Q_r$	$V_p/V_r$	$V_p$ (m/s)	h/D
7,41	0,0440	60,00	500,00	0,012	0,32	1,01	0,07

Tabella 5: verifiche nel tratto a maggior pendenza – solo portate nere

Nel tratto a minor pendenza la velocità del flusso è estremamente ridotta, con il rischio di deposito di materiale solido.

Per ovviare a, o comunque ridurre, tale criticità, è possibile mantenere allacciata alla condotta la prima caditoia, di monte, al fine di consentire almeno una parziale autopulizia durante gli eventi meteorici intensi.

Considerando quindi una portata di pioggia pari a 1/3 di quella determinata sopra, le verifiche sono le seguenti.

Portata di progetto	Pendenza	$K_s$	Diametro interno	Qr=portata pieno riempimento	Vr=velocità pieno riempimento	Velocità di progetto	Riempimento
$Q_{prog.}$ (l/s)	i (m/m)	$m^{1/3}/s$	Di (mm)	$Q_p/Q_r$	$V_p/V_r$	$V_p$ (m/s)	h/D
32,53	0,0009	60,00	500,00	0,368	0,92	0,41	0,62

Tabella 6: verifiche nel tratto a minor pendenza – portate di progetto

Portata di progetto	Pendenza	$K_s$	Diametro interno	Qr=portata pieno riempimento	Vr=velocità pieno riempimento	Velocità di progetto	Riempimento
$Q_{prog.}$ (l/s)	i (m/m)	$m^{1/3}/s$	Di (mm)	$Q_p/Q_r$	$V_p/V_r$	$V_p$ (m/s)	h/D
32,53	0,0440	60,00	500,00	0,053	0,69	2,16	0,20

Tabella 7: verifiche nel tratto a maggior pendenza – portate di progetto

Nel tratto a minor pendenza viene rispettato il limite di riempimento del 70% (generalmente considerato standard di progetto per tubazioni con diametro interno

maggiore di 400 mm) e la velocità, pur non raggiungendo i 0,5 m/s si attesta su valori prossimi per consentire almeno una parziale pulizia della condotta.

### 5.3 Verifica del sifone

Il sifone di sottopasso della roggia irrigua prima dell'immissione è costituito dalla stessa tipologia di tubazione della condotta, DN 500 in calcestruzzo.

Il dislivello utile tra monte e valle è ricavato dal rilievo topografico restituito nel profilo longitudinale e risulta pari a 10 cm, mentre il sifone ha una forma a U con due curve a 90° ed una lunghezza complessiva di 8,25 m di cui:

1. 4,25 m nel tratto orizzontale,
2. 2 m per ciascun pozzo a monte e valle

La verifica è volta a mostrare come le perdite di carico indotte dal moto in pressione all'interno del sifone sono compatibili con il dislivello netto monte-valle.

Si sono considerate sia le perdite di carico distribuite che concentrate.

Le prime utilizzando la formula generale di Darcy-Weisbach:

$$J = \frac{\lambda v^2}{2g D}$$

Dove  $\lambda$  è valutata secondo la formula di Colebrook:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left( \frac{2.51}{Re \sqrt{\lambda}} + \frac{\epsilon/D}{3.71} \right)$$

Dove  $Re$  è il numero di Reynolds della corrente e  $\epsilon$  è la scabrezza assoluta del tubo.

I valori di  $\epsilon$  per condotte in cemento in servizio sono generalmente compresi tra 0,1 e 0,4 mm. Per il calcolo considereremo un coefficiente  $\epsilon = 0,3$  mm.

Le perdite concentrate sono dovute alla presenza delle due curve a 90° ed allo sbocco della condotta. I coefficienti da applicare alla componente cinetica del carico sono i seguenti:

- curve a 90° a spigolo vivo:  $K=2,16$ ;
- sbocco:  $K=1$ .

Risolvendo iterativamente la formula di Colebrook, si ottiene, per i dati di verifica il seguente valore di  $\lambda$ : 0,019, che fornisce la seguente cadente:

$$J = 0,00035 \text{ [m/m]}$$

La velocità di flusso nel sifone è pari a 0,42 m/s, per cui è possibile determinare la totalità delle perdite di carico:

$$\Delta H = J \cdot L + (2 \cdot 2,16 + 1) \cdot V^2 / (2 \cdot g) = \\ 0,00035 \cdot 8,25 + (5,32) \cdot 0,42^2 / (2 \cdot 9,81) = 0,0029 + 0,048 = \mathbf{0,051 \text{ [m]}}$$

Le perdite di carico totali sono circa la metà del dislivello disponibile, per cui non si rilevano criticità rispetto al buon funzionamento idraulico del sifone.

Si osserva come le perdite di carico distribuite siano decisamente inferiori rispetto a quelle concentrate, per cui anche possibili incertezze legate alla lunghezza del sifone, dovute ad eventuali imprecisioni nel rilievo, sono irrilevanti ai fini delle conclusioni tratte.

## 6 VERIFICHE STATICHE

La verifica statica della condotta viene eseguita sull'unica tipologia utilizzata (Calcestruzzo DN 500), per le condizioni di rinterro più alto e più basso, in modo da porsi sicuramente nella condizione più sfavorevole.

Cautelativamente, si considererà un carico di rottura del calcestruzzo pari a 2/3 di quello conforme alla norma UNI EN 1916. Secondo questa, il carico a rottura minimo per le tubazioni in calcestruzzo è pari a  $Q_{rc} = 160 \text{ kN/m}^2$ , mentre quello di fessurazione pari a  $Q_{fc} = 107,2 \text{ kN/m}^2$  ( $0,67 \cdot Q_{rc}$ ).

Si considereranno quindi prudenzialmente, ai fini delle seguenti verifiche i seguenti parametri:

- carico a rottura  $Q_{rc} = 106,67 \text{ kN/m}^2$
- carico di fessurazione  $Q_{fc} = 71,47 \text{ kN/m}^2$

Al fine di ottenere dei risultati cautelativi e non potendo conoscere le caratteristiche peculiari dei terreni di rinterro, nonché dell'interazione tra questi ed il terreno in sito, si sono considerati pari a  $27^\circ$  gli angoli di attrito interni di tali materiali, nonché tra i diversi materiali, e pari a  $2000 \text{ N/m}^3$  il loro peso specifico. Il valore di elasticità del terreno di rinterro, nonché i parametri dipendenti dal costipamento dello stesso sono stati assunti tipici di un materiale sabbioso – ghiaioso con costipamento da moderato ad elevato (indice proctor 85-95%).

Inoltre, non potendo conoscere esattamente le condizioni di posa della condotta, si assume un valore del coefficiente di posa K pari a 1.

## 6.1 Metodologia utilizzata

Le tubazioni in calcestruzzo saranno considerate come tubazioni rigide e si dovrà verificare che il coefficiente di sicurezza minimo sia pari ad almeno 1,3, secondo la norma UNI 7517. Come anticipato, si considererà in via cautelativa un coefficiente di posa pari a 1,1, equivalente ad un tubo semplicemente appoggiato sul fondo della trincea ed un rinterro non costipato eseguito con materiale di scavo.

Il coefficiente di sicurezza verrà determinato come rapporto tra il carico limite ed il carico agente, moltiplicato per il coefficiente di posa.

Per la determinazione del carico limite, per le tubazioni in calcestruzzo, si farà riferimento al carico di fessurazione, secondo l'espressione:

$$Q_t = Q_{fc} * D_e$$

dove:

- $Q_t$  è il carico limite, in kN/m
- $Q_{fc}$  è il carico unitario di fessurazione, in KN/m<sup>2</sup>
- $D_e$  è il diametro esterno della tubazione

## 6.2 Valutazione dei carichi

I carichi da considerare sono di tre tipologie:

- dovuti al rinterro,
- generati dai sovraccarichi mobili (veicoli stradali),
- dovuti al peso dell'acqua contenuta nel tubo.

### 6.2.1 Carico del rinterro

Il calcolo viene condotto diversamente se ci si trovi in condizioni di "trincea stretta" ( $B \leq 2D$  e  $H \geq 1.5B$  oppure  $2D < B < 3D$  e  $H \geq 3,5B$ ) o "trincea larga" (tutti gli altri casi), dove D è il diametro esterno del tubo e B la larghezza della trincea, H il rinterro.

Nel caso di trincea stretta il carico si calcola con le seguenti:

- $Q_{ST} = C_t * \gamma_t * B * D$  [N/m] per tubazioni flessibili
- $Q_{ST} = C_t * \gamma_t * B^2$  [N/m] per tubazioni rigide

dove  $\gamma_t$  è il peso specifico del terreno [ $\text{N}/\text{m}^3$ ] e  $C_t$  è un coefficiente di pendente dall'angolo di attrito  $\varphi$  e da  $H/B$ :

$$C_t = \frac{1 - e^{-2K(H/B)\text{tg}\varphi}}{2K\text{tg}\varphi}, \text{ con } K = \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2)$$

Se il carico risultasse inferiore al peso del prisma di terreno al di sopra del tubo, allora:

$$Q_{ST} = \gamma_t * D * H \text{ [N/m]}$$

Nel caso di trincea larga, il carico è:

$$Q_{ewt} = C_e * \gamma_t * D^2 \text{ [N/m]}$$

dove:

- $C_e = 0,1 + 0,85 * H/D + 0,33 * (H/D)^2$  se  $H/D \leq 2,66$
- $C_e = 0,1 + 1,68 * H/D$  se  $H/D > 2,66$

La larghezza  $B$  della trincea di posa è stata assunta pari a 3 volte il diametro esterno della tubazione da posare ( $D$ ), con un minimo di 1 m ed un massimo di 2 m.

### 6.2.2 Sovraccarichi mobili

I sovraccarichi mobili sono calcolati come segue:

$$P_{vc} = p_v * D * \varphi \text{ [N/m]}$$

dove:

- $p_v = 43100 * H^{-1.206}$  per posa sotto strada
- $p_v = 10700 * H^{-1.518}$  per posa in campagna
- $\varphi = 1 + 0,3/H$  è il fattore dinamico (comunque non superiore 2)

### 6.2.3 Carico dell'acqua contenuta nel tubo

Si considera il carico dell'acqua con tubo pieno fino a  $\frac{3}{4}$  del diametro, secondo la norma UNI 7517:

$$P_a = 5788 * d^2 \text{ [N/m]}$$

dove  $d$  è il diametro interno del tubo, in m.

### 6.3 Tubazione in calcestruzzo DN 500 rinterro minimo H=1,27 m

La sezione di verifica è in corrispondenza della cameretta di testa della rete.

DN	Diametro esterno (D <sub>e</sub> )	Larghezza trincea (B)	Altezza rinterro (H)	Tipologia trincea	C <sub>e</sub>	Q <sub>ewt</sub>
mm	m	m	m			N/m
500	0,640	1,92	1,27	Trincea larga	3,086	2528,194

Tabella 8: carico del rinterro

DN	Diametro esterno (D <sub>e</sub> )	Larghezza trincea (B)	Altezza rinterro (H)	Tipologia posa (strada o campagna)	Pressione da sovraccarico (p <sub>v</sub> )	Fattore dinamico (φ)	P <sub>vc</sub>
mm	m	m	m		N/m <sup>2</sup>	-	N/m
500	0,640	1,92	1,27	Strada	32306,51	1,24	25560,30

Tabella 9: carichi mobili

DN	Diametro esterno (D <sub>e</sub> )	Diametro interno (D <sub>i</sub> )	Carico acqua (P <sub>a</sub> )
mm	m	m	N/m
500	0,64	0,500	1447,00

Tabella 10: carico dell'acqua

DN	Diametro esterno (D <sub>e</sub> )	Carico totale (Q)	Coefficiente di posa (K)	Carico limite (Q <sub>t</sub> )	Coefficiente sicurezza (μ)	Risultato
mm	m	kN/m	-	kN/m	-	
500	0,640	29,54	1,1	45,74	1,70	<b>Verifica soddisfatta</b>

Tabella 11: risultati

### 6.4 Tubazione in calcestruzzo DN 500 rinterro massimo H=2,84 m

La sezione di verifica è in corrispondenza della cameretta di monte del sifone di attraversamento del canale per l'allaccio sul collettore lungo la S.S. 526.

DN	Diametro esterno (D <sub>e</sub> )	Larghezza trincea (B)	Altezza rinterro (H)	Tipologia trincea	C <sub>e</sub>	Q <sub>ewt</sub>
mm	m	m	m			N/m
500	0,640	1,92	2,84	Trincea larga	7,555	6189,056

Tabella 12: carico del rinterro

DN	Diametro esterno (D <sub>e</sub> )	Larghezza trincea (B)	Altezza rinterro (H)	Tipologia posa (strada o campagna)	Pressione da sovraccarico (p <sub>v</sub> )	Fattore dinamico (φ)	P <sub>vc</sub>
mm	m	m	m		N/m <sup>2</sup>	-	N/m
500	0,640	1,92	2,84	Strada	12239,83	1,11	8660,97

Tabella 13: carichi mobili

DN	Diametro esterno ( $D_e$ )	Diametro interno ( $D_i$ )	Carico acqua ( $P_a$ )
mm	m	m	N/m
500	0,64	0,500	1447,00

Tabella 14: carico dell'acqua

DN	Diametro esterno ( $D_e$ )	Carico totale (Q)	Coefficiente di posa (K)	Carico limite ( $Q_t$ )	Coefficiente sicurezza ( $\mu$ )	Risultato
mm	m	kN/m	-	kN/m	-	
500	0,640	16,30	1,1	45,74	3,09	<b>Verifica soddisfatta</b>

Tabella 15: risultati

## 7 INTERVENTI DA REALIZZARE

Come richiesto dal gestore della rete /CAP Hoding) e come dettato dalla buona prassi, si propone di realizzare un intervento di disconnessione delle due caditoie più a valle allacciate alla tubazione, ed aggiungerne una in progetto per diminuire l'interasse tra quelle esistenti della strada già ultimata.

Si propone invece di mantenere allacciata quella più a monte, al fine di consentire la pulizia della condotta durante gli eventi meteorici più intensi. Tale soluzione dovrà comunque essere concertata con il soggetto gestore e dallo stesso ritenuta valida ed approvata. In caso contrario sarà necessario disconnettere anche tale caditoia.

Si sottolinea che tale proposta di interventi non si configuri come la loro progettazione, che potrà essere predisposta previa accordo con l'ente gestore del servizio e secondo le esigenze della committenza.

In tale capitolo si vuole solamente valutare la fattibilità tecnica della proposta.

Le acque raccolte dalle caditoie stradali verranno disperse negli strati superficiali del sottosuolo, come previsto dalla normativa, tramite il posizionamento di un anello disperdente forato, con fondo aperto, in calcestruzzo, di diametro 2 m ed altezza 2 m.

Attorno all'anello verrà posizionato uno strato di materiale drenante costituito da ghiaia di grossa pezzatura lavata e selezionata, tale da avere una porosità efficace di circa il 50% e garantire così una ulteriore forma di accumulo e laminazione delle portate, oltre a quella offerta dal pozzo. Si prevede l'uso del geotessuto tra lo strato di ghiaione ed il terreno indisturbato impedendo l'intasamento degli strati drenanti.

## 7.1 Verifica del sistema disperdente

Il sistema di infiltrazione viene verificato confrontando le portate in arrivo (quindi l'idrogramma considerando una curva di probabilità pluviometrica con tempo di ritorno di 10 anni) con la capacità di infiltrazione dello strato drenante e valutando se la capacità di accumulo sia sufficiente a garantire la laminazione necessaria.

Per quanto riguarda la curva si considera la medesima utilizzata per il dimensionamento della rete:

$$h=43,75*t^{0,308}$$

con h in mm e t in ore.

Per quanto riguarda la capacità di infiltrazione si considera, con buona approssimazione, la legge di Darcy, come previsto nel "Sistemi di Fognatura. Manuale di progettazione" del Centro Studi Deflussi Urbani:

$$Q=K*J*A$$

dove:

- Q è la portata di infiltrazione espressa in m<sup>3</sup>/s;
- K è il coefficiente di permeabilità espresso in m/s;
- J è la cadente piezometrica. Nel nostro caso può essere posta cautelativamente pari a 1;
- A è la superficie netta di infiltrazione espressa in m<sup>2</sup>.

La superficie A è pari a quella del fondo dell'anello disperdente sommata ad 1/3 di quella laterale.

La capacità di infiltrazione della ghiaia è valutata considerando un valore di permeabilità cautelativo pari a 10<sup>-3</sup> m/s.

<b>Unconsolidated Deposits</b>	<b>Max</b>	<b>Median</b>	<b>Min</b>
	<b>(m/s)</b>	<b>(m/s)</b>	<b>(m/s)</b>
Gravel	$3 \times 10^{-2}$	$3 \times 10^{-3}$	$3 \times 10^{-4}$
Sand	$6 \times 10^{-3}$	$3 \times 10^{-5}$	$2 \times 10^{-7}$
Silt / Loess	$2 \times 10^{-5}$	$2 \times 10^{-7}$	$2 \times 10^{-9}$
Fractured Till	$2 \times 10^{-5}$	$6 \times 10^{-8}$	$2 \times 10^{-10}$
Unfractured Till	$2 \times 10^{-6}$	$2 \times 10^{-9}$	$2 \times 10^{-12}$
Lacustrine Clay	$5 \times 10^{-9}$	$7 \times 10^{-10}$	$1 \times 10^{-12}$
Marine Clay	$2 \times 10^{-9}$	$4 \times 10^{-11}$	$8 \times 10^{-13}$

Figura 5: valori tipici di permeabilità

La verifica prevede l'utilizzo del metodo delle "sole piogge", per cui per ogni durata di pioggia (discretizzata al minuto), si considera la differenza tra l'afflusso dovuto alla precipitazione senza trasformazione afflussi-deflussi, secondo la curva di possibilità pluviometrica, ed il volume cumulato di infiltrazione.

Il valore massimo di tale differenza fornirà il volume di laminazione necessario, da confrontare con quello disponibile.

Nella tabella riportata di seguito viene riassunto il calcolo:

Tempo (min)	Pioggia dalla curva di possibilità climatica h(t) (mm)	Portata cumulata di infiltrazione in uscita dai pozzi (mm)	Differenza D entrata - uscita (mm)	Volume laminazione(mc)
1	12,397	1,199	11,198	4,11
2	16,212	2,398	13,814	5,07
3	18,383	3,597	14,786	5,42
4	20,098	4,796	15,302	5,61
5	21,537	5,995	15,543	5,70
6	22,789	7,193	15,596	5,72
7	23,905	8,392	15,513	5,69
8	24,915	9,591	15,324	5,62
9	25,842	10,790	15,052	5,52
10	26,700	11,989	14,711	5,39

Tabella 16: determinazione del volume di laminazione

Il volume massimo si ha per una precipitazione di 6 minuti ed è pari a 5,72 mc. Il volume dell’anello disperdente è pari a 6,28 mc, maggiore di quello necessario, per cui la verifica si ritiene soddisfatta.

Milano, 14/07/2017

Il progettista

