

Comune di San Pietro in Casale

PIANO URBANISTICO ATTUATIVO IN VARIANTE AL POC

ambito per nuovi insediamenti
su area libera (ANS-C n. 5) sub comparto 5.2

relazione idraulica

proprietari:

Benini Gabriele
Gazzotti Liviana

progettisti urbanistica ed edilizia:

Ing. Gianluca Gallerani
via Rubizzano 280
San Pietro in Casale (BO)
gianluca.gallerani@yahoo.it

Impianti elettrici e illuminazione:
Alberto Montanari p.i.

Ingegneria idraulica
Ing. Marco Maglionico

Acustica
Enrico Folegatti p.i.

Geologia
Luca Tondi

PSC - ambito ANS-C n. 5 sub comparto 5.2

gruppo	numero	data	dicembre 2018
C	02	aggiornamenti	03/12/2018
		scala	1/500

COMUNE DI SAN PIETRO IN CASALE (BO)

Piano Urbanistico Attuativo in variante al POC Ambito per nuovi insediamenti su area libera (ANS-C n. 5) sub comparti 5.1 e 5.2

RELAZIONE IDRAULICA

Dicembre 2018



Ing. Marco Maglionico

Via della Beverara 224/7

40131 – Bologna

Tel. 3482629797

e-mail: marco.maglionico@gmail.com

INDICE

1. INTRODUZIONE	4
2. DESCRIZIONE DELLA RETE FOGNARIA E DEL SISTEMA DI SCOLO DELLE ACQUE ESISTENTE	5
3. PARAMETRI IDROLOGICI DI PROGETTO	9
4. CALCOLO DELLA PORTATA MASSIMA DI ORIGINE METEORICA.....	10
5. DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA DI LAMINAZIONE DELLE ACQUE METEORICHE ..	15
6. CALCOLO DELLE PORTATE DOVUTE ALLE ACQUE REFLUE	18

1. INTRODUZIONE

La presente relazione affronta gli aspetti idraulici connessi con l'intervento urbanistico a San Pietro in Casale sub comparti 5.1 e 5.2.

La rete fognaria in progetto sarà di tipo separato e in particolare le acque reflue saranno veicolate alla rete fognaria di tipo misto esistente su via Rubizzano mentre le acque meteoriche, previa laminazione, saranno inviate, attraverso fossi superficiali, alla rete di canali del Consorzio di Bonifica posti a sud del comparto stesso.

Nel seguito della relazione si evidenzieranno i calcoli che hanno portato al dimensionamento del sistema di raccolta e smaltimento delle acque meteoriche e reflue.



Figura 1 – Immagine area con evidenziata l'area di interesse.

2. DESCRIZIONE DELLA RETE FOGNARIA E DEL SISTEMA DI SCOLO DELLE ACQUE ESISTENTE

Il sistema di raccolta e smaltimento delle acque reflue presente in prossimità dell'area lo si può ritrovare attraverso la cartografia del Gestore HERA SpA, rappresentato nella figura seguente.



Figura 2 – Mappa della rete fognaria esistente.

In particolare lungo via Rubizzano esiste una fognatura di tipo misto di sezione ovoidale alta 1000 mm e pendenza pari a circa lo 0,3%.

Il rilievo delle quote di scorrimento di tale fognatura ha evidenziato che è comunque molto superficiale e in particolare nella figura seguente si possono riscontrare le quote in prossimità di due pozzetti esistenti.

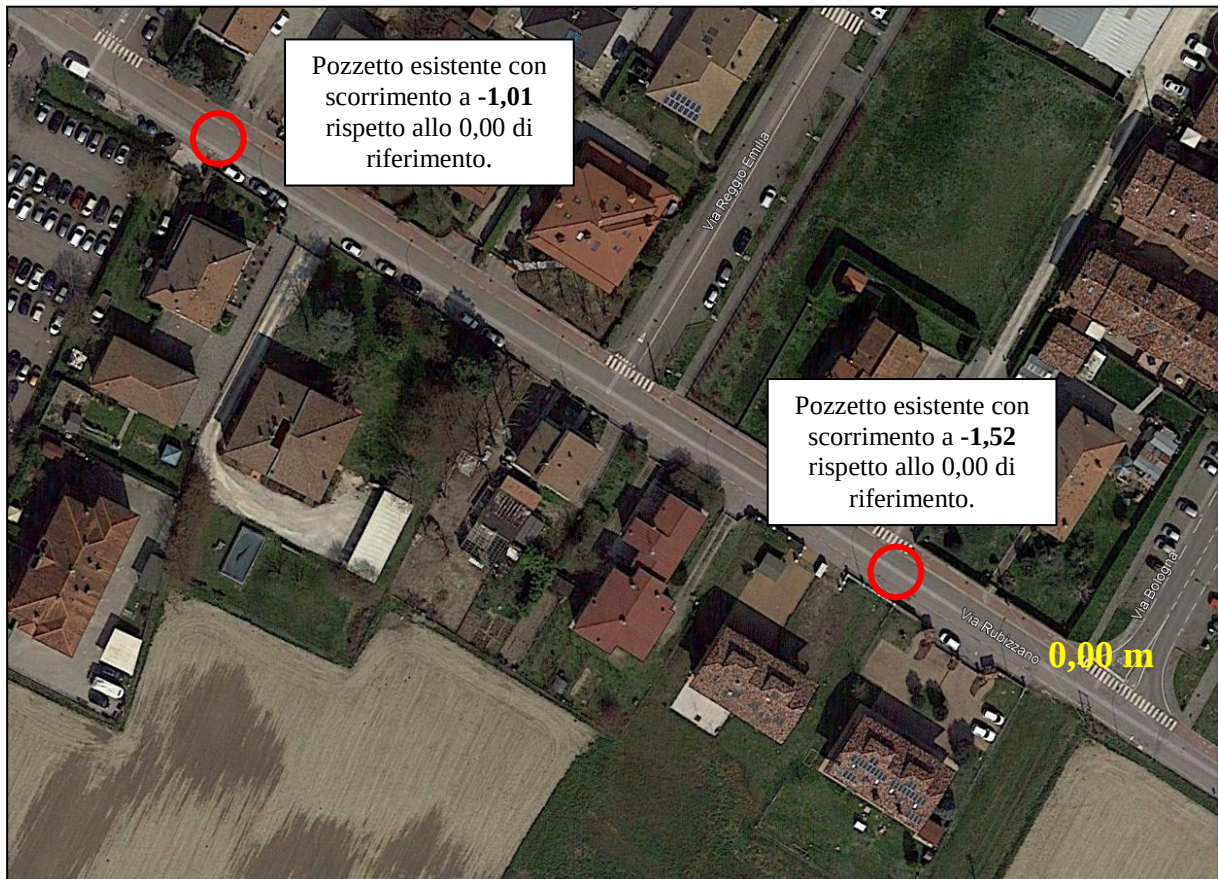


Figura 3 – Quote di scorrimento della fognatura esistente.



Figura 4 – Immagini dei pozzetti esistenti della fognatura mista su Via Rubizzano.

Le acque reflue sono di fatto veicolate a sud, dove è presente l'impianto di depurazione. Per quanto riguarda invece il sistema di scolo delle acque meteoriche, nell'area è presente una fitta rete di fossi superficiali che hanno come recapito finale lo scolo Raveda gestito dal Consorzio della Bonifica Renana.

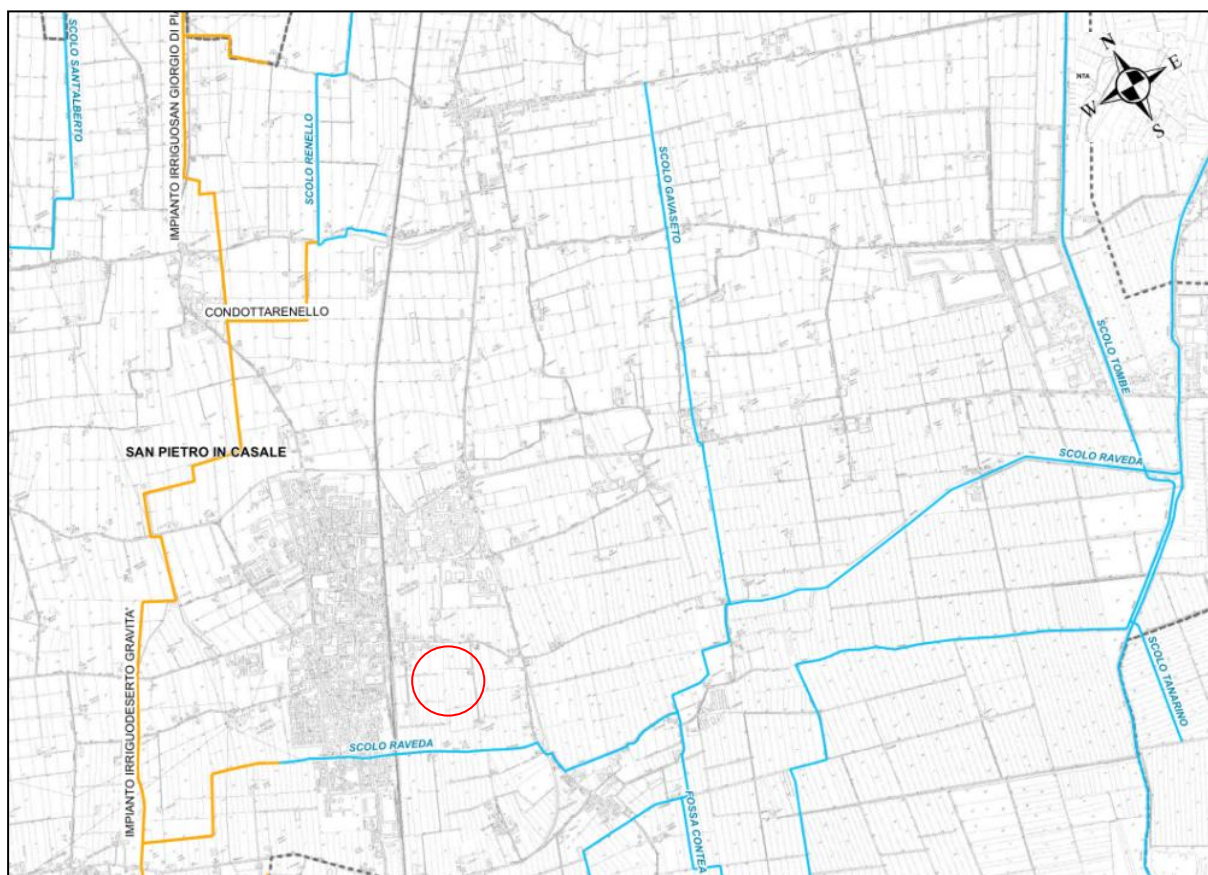


Figura 5 – Rappresentazione dei canali principali gestiti dalla Bonifica Renana e localizzazione dell'area di interesse.



Figura 6 – Immagine dello scolo Raveda.

3. PARAMETRI IDROLOGICI DI PROGETTO

Per individuare le piogge di progetto è stata sviluppata una specifica e approfondita analisi delle precipitazioni di forte intensità e breve durata, responsabili dei massimi deflussi, per l'area del progetto e si è poi provveduto a definire la curva di possibilità pluviometrica.

Lo studio della pluviometria viene svolto facendo riferimento ai dati degli Annali Idrologici relativi alle precipitazioni registrate al pluviografo di Bologna.

Complessivamente erano disponibili 83 anni di dati, dal 1934 al 2016, da cui si sono selezionati gli eventi di breve durata e forte intensità di durata 10, 15, 20, 30, 45 minuti, e gli eventi di durata 1, 3, 6, 12 e 24 ore.

Per l'analisi delle altezze di pioggia si è adottata la legge per i valori estremi di Gumbel:

$$P(h \leq \bar{h}) = e^{-e^{-\alpha \cdot (\bar{h} - u)}}$$

La Curva di Possibilità Pluviometrica è stata ottenuta suddividendo i dati in due gruppi, quelli di durata fino all'ora e quelli di durata da 1 ora a 24 ore.

Le curve di possibilità pluviometrica che si ottengono con **Tempo di Ritorno di 25 anni** sono le seguenti:

Per durate fino all'ora:

$$h = 48,03 \cdot t^{0,59} \quad (\text{h in mm; t in ore}) \quad [1]$$

Per durate superiori dall'ora fino a 24 ore:

$$h = 43,56 \cdot t^{0,28} \quad (\text{h in mm; t in ore}) \quad [2]$$

E per **Tempo di Ritorno di 50 anni** risultano le seguenti:

Per durate fino all'ora:

$$h = 54,11 \cdot t^{0,62} \quad (\text{h in mm; t in ore}) \quad [3]$$

Per durate superiori dall'ora fino a 24 ore:

$$h = 48,80 \cdot t^{0,28} \quad (\text{h in mm; t in ore}) \quad [4]$$

4. CALCOLO DELLA PORTATA MASSIMA DI ORIGINE METEORICA

Il sistema drenante prevede un insieme di tubazioni, che raccogliendo le acque di caditoie e pluviali, le inviano al sistema di scolo esistente.

La stima del valore della portata di progetto che sollecita, per assegnato tempo di ritorno, il sistema scolante viene effettuata mediante l'applicazione del metodo cinematico.

L'ipotesi adottata per il modello di calcolo è che il sistema idrologico sia lineare e invariante nel tempo ovvero che l'idrogramma, per assegnata precipitazione, dipenda dalle caratteristiche del bacino supposte stazionarie e indipendenti dall'evento considerato.

Il metodo cinematico o della corrivazione è basato sulle seguenti ipotesi:

- gocce d'acqua cadute contemporaneamente in punti diversi del bacino impiegano tempi diversi per giungere alla sezione di chiusura;
- il contributo di ogni singolo punto alla formazione della portata di bacino sia proporzionale all'intensità di pioggia in quel punto;
- il tempo impiegato dalle gocce per raggiungere la sezione di chiusura sia caratteristico di ciascun punto ed invariante nel tempo.

Il tempo di corrivazione caratteristico del bacino è il tempo necessario perché la goccia caduta nel punto idraulicamente più lontano raggiunga la sezione di chiusura. Per le reti urbane il tempo di corrivazione t_c è dato dalla somma di due termini:

$$t_c = t_a + t_r$$

t_a rappresenta il tempo di accesso che la particella d'acqua impiega per raggiungere il sistema di scolo delle acque;

t_r rappresenta il tempo di rete ed è quello impiegato dalla particella per raggiungere, dal punto in ingresso alla rete, la sezione di chiusura ed è il rapporto tra la distanza percorsa e la velocità impiegata per percorrerla.

Il tempo di accesso è di incerta determinazione variando infatti con la pendenza dell'area, con la natura della pavimentazione, con la tipologia dei drenaggi minori della rete; esso viene assunto di valore pari a 5 minuti.

Il tempo di rete è dato dalla somma dei tempi di percorrenza di ogni singola tubazione seguendo il percorso più lungo e ottenuto come rapporto tra la lunghezza percorsa e la velocità effettiva determinata iterativamente in funzione della portata e del grado di riempimento effettivo.

La determinazione della pioggia netta avviene per depurazione della frazione lorda caduta sul terreno considerando che una parte di questa si perde per effetto di infiltrazione e detenzione

superficiale. Il coefficiente di deflusso, definito come il rapporto tra il volume defluito nella sezione di chiusura e quello caduto sull'intero bacino, è definito sulla base dei seguenti valori di riferimento:

- Tetti e Pavimentazioni impermeabili $\varphi = 0.90$
- Superfici a verde o in ghiaia drenate $\varphi = 0.20$

Pertanto con il metodo cinematico la portata massima al colmo alla sezione di chiusura del bacino vale:

$$Q_{\max} = \varphi \cdot A \cdot a \cdot t_c^{n-1}$$

dove:

- φ coefficiente di deflusso dell'area;
- A superficie complessiva del bacino (m^2);
- a, n coefficienti della curva di possibilità pluviometrica;
- t_c tempo di corivazione del bacino (ore).

Per la verifica delle sezioni idrauliche una volta determinata la portata di progetto, o udometrica, che le sollecita viene eseguita in condizioni di moto uniforme secondo l'espressione di Gauckler-Strickler:

$$Q_{\max} = K_s \cdot \Omega \cdot R^{2/3} \cdot \sqrt{i}$$

dove:

- $Q_{\max}$ portata che può transitare nel condotto a sezione piena (m^3/s);
- K_s coefficiente di scabrezza secondo Gauckler-Strickler ($\text{m}^{1/3}/\text{s}$);
- Ω sezione idraulica del condotto (m^2);
- R raggio idraulico (m);
- i pendenza del condotto (m/m).

La scabrezza " K_s " è stata assunta, secondo il coefficiente di Gauckler-Strickler, pari a:

$K_{Scls} = 75 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per tubazioni e canalette in calcestruzzo;

$K_{Spvc} = 90 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per tubazioni in materiale plastico.

Il sistema di raccolta delle acque meteoriche è stato pensato in modo non tradizionale a causa del territorio pianeggiante e dei recapiti molto superficiali. In particolare, per evitare l'utilizzo di impianti di sollevamento, sono stati impiegati tubi in PVC SN8 di diametro massimo pari a 400 mm, rinfiati in CLS. Il ricoprimento minimo, nei punti più sfavorevoli, è risultato pari a circa 40 cm.

Nella Figura seguente è stato rappresentato lo schema del sistema fognario. Per la rappresentazione di dettaglio si rimanda all'elaborato progettuale.

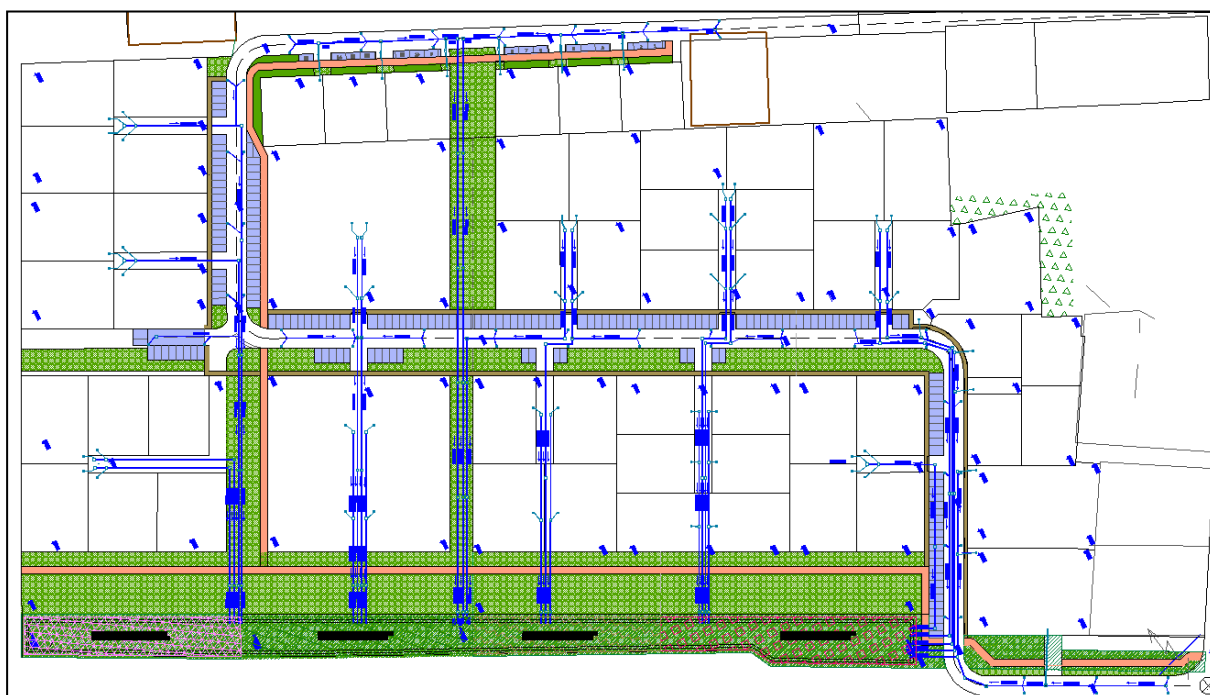


Figura 7– Rappresentazione schematica del sistema fognario per la raccolta delle acque meteoriche.

Come già evidenziato i collettori dovranno avere dimensione non superiore a 400 mm e pendenza dello 0,1%. In tali condizioni la scala di deflusso di tale collettore, considerando un SN8 (diametro interno pari a 376,6 mm) risulta pari a quella riportata nella seguente tabella:

Altezza acqua (mm)	Portata (litri/s)	Velocità (m/s)
0.00	0.00	0.00
18.83	0.32	0.15
37.66	1.37	0.24
56.49	3.19	0.30
75.32	5.75	0.36
94.15	8.99	0.41
112.98	12.85	0.46
131.81	17.25	0.50
150.64	22.11	0.53
169.47	27.33	0.56
188.30	32.81	0.59
207.13	38.43	0.61
225.96	44.08	0.63
244.79	49.63	0.65
263.62	54.93	0.66
282.45	59.83	0.67
301.28	64.13	0.67
320.11	67.61	0.67
338.94	69.93	0.66
357.77	70.50	0.64
376.60	65.61	0.59

Tabella 1 - Scala di deflusso di una sezione circolare di diametro 400 mm in PVC SN8 e pendenza dello 0,1%.

Il calcolo, effettuato in modo inverso, evidenzia che ogni tubazione potrà drenare al massimo una superficie tale da fornire, con tempo di ritorno di 25 anni, una portata massima compresa tra circa 50 e 70 litri/s.

Considerando quindi il metodo cinematico e un coefficiente di afflusso medio per l'area (media pesata tra aree permeabili e impermeabili) pari a 0,7 con un tempo di corrivazione di circa 7 minuti (corrispondente ad una lunghezza del percorso dell'acqua pari a 80 m) si ottiene che per una superficie di circa 3000 m² la portata massima risulta pari a:

$$Q_{\max} = \varphi \cdot A \cdot a \cdot t_c^{n-1} = 0,068 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tale superficie rappresenta di fatto il valore massimo che può essere drenato da ciascun collettore.

Con questa assunzione sono state fatte le ripartizioni tra aree e tubazioni di raccolta, riportate nell'elaborato progettuale, in modo tale che al massimo ciascuna tubazione, che immette le acqua nel sistema di laminazione, drena un'area compresa tra 2000 e 3000 m².

5. DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA DI LAMINAZIONE DELLE ACQUE METEORICHE

Sull'area sede dell'intervento urbanistico è stata prevista la laminazione delle portate di piena prima dell'immissione delle acque meteoriche.

Secondo quanto prevede l'Autorità di Bacino del Reno al fine di non incrementare gli apporti di acqua piovana al sistema di smaltimento, i Comuni dovranno introdurre norme nei piani regolatori che rendano obbligatoria, nelle zone di espansione o trasformazione o comunque nelle zone soggette a intervento urbanistico preventivo, la realizzazione di vasche di raccolta delle acque piovane per un volume complessivo di almeno 500 m^3 per ogni ettaro di superficie territoriale delle suddette zone. Alla superficie territoriale può essere sottratto, ai fini del calcolo del volume, il verde compatto.



Figura 8 – Rappresentazione della superficie complessiva con evidenziata l'area drenata utilizzata per il calcolo del volume di laminazione e il verde compatto stralciato dal calcolo.

Pertanto per l'area oggetto di interesse, gli ambiti 5.1 e 5.2 hanno una superficie complessiva pari a circa 7,48 ettari, con una superficie di verde compatto (verde pubblico) pari a circa 1,5 ettari.

Pertanto il volume minimo di laminazione risulterà pari a circa 3000 m^3 . Tale volume viene ottenuto ribassando un'area verde sul confine di proprietà, ad est, per una superficie complessiva superiore a 4000 m^2 . Tale ribassamento sarà mediamente pari a circa 85 cm. Da

nord a sud la vasca di laminazione avrà comunque un dislivello minimo di circa 20 cm per consentire il deflusso dell'acqua al suo interno.

La portata massima allo scarico, considerando un contributo massimo unitario pari a 10 litri/s/ettaro sarà pari a circa 75 litri/s.

Lo scarico avverrà tramite una bocca tarata la cui dimensione, calcolata secondo le luci a battente, sarà pari a 200 mm di diametro al fine di rispettare la portata massima allo scarico.

Si riporta la scala di deflusso dello scarico, considerando il tubo di uscita di diametro 200 mm in PVC SN8.

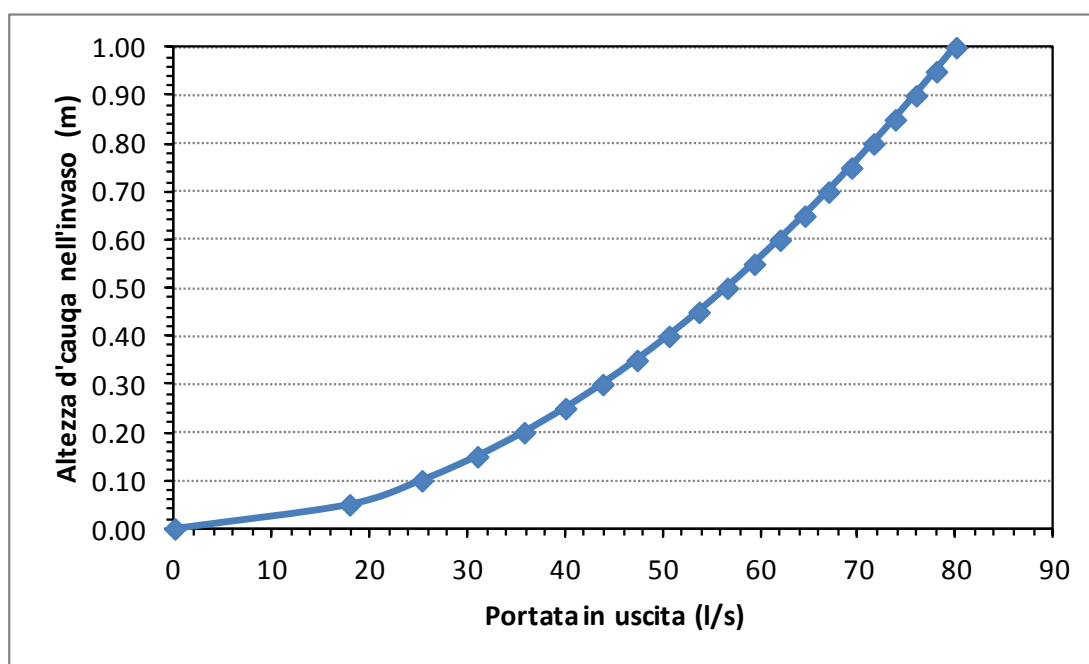


Figura 9 – Portata allo scarico considerando un diametro di uscita pari a 200 mm in PVC SN8.

Il volume di dettaglio dell'invaso viene comunque verificato attraverso il metodo chiamato "delle sole piogge" con Tempo di Ritorno pari a 50 anni. Ad esso si perviene attraverso ipotesi semplificative sia sull'onda di piena in ingresso che sulle modalità di efflusso dalla vasca.

Il metodo di dimensionamento fornisce una valutazione del volume di invaso della vasca sulla base della sola curva di possibilità pluviometrica e della portata massima, ipotizzata costante, che si vuole in uscita dalla vasca senza fare alcuna considerazione sulla forma dell'idrogramma. Con questa ipotesi il volume entrante nella vasca per effetto di una pioggia di durata θ risulta:

$$W_a = S \cdot \phi \cdot h(\theta) = S \cdot \phi \cdot a \cdot \theta^n$$

dove ϕ è il coefficiente d'afflusso costante del bacino drenato a monte della vasca. Nello stesso tempo θ il volume uscito dalla vasca sarà:

$$W_e = Q_e \cdot \theta$$

Il volume invasato nell'invaso sarà dunque:

$$W = W_a - W_e = S \cdot \phi \cdot a \cdot \theta^n - Q_e \cdot \theta$$

Il volume da assegnare alla vasca è il valore massimo W_m di questo volume che si ottiene per una precipitazione di durata θ_w critica per la vasca. Esprimendo matematicamente tale condizione di massimo si trova:

$$\theta_w = \left(\frac{Q_e}{S \cdot \phi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}}$$

e quindi:

$$W_m = S \cdot \phi \cdot a \cdot \left(\frac{Q_e}{S \cdot \phi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{n}{n-1}} - Q_e \cdot \left(\frac{Q_e}{S \cdot \phi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}}$$

Nel caso in esame la superficie complessiva è pari a 7,48 ettari. Il coefficiente di afflusso medio complessivo si assume pari a 0,7.

I risultati del calcolo, con il metodo delle sole piogge, portano a:

$$\theta_w = 4.9 \text{ ore}$$

$$W_m = 2667 \text{ m}^3$$

Pertanto il volume previsto con la metodologia dell'Autorità di Bacino risulta superiore e quindi è il valore che verrà adottato.

L'invaso di laminazione avrà quindi un volume di circa **3000 m³** e lo svuotamento della vasca di laminazione sarà fatto per gravità attraverso una tubazione di diametro pari a **200 mm**.

6. CALCOLO DELLE PORTATE DOVUTE ALLE ACQUE REFLUE

Il sistema di raccolta delle acque reflue avviene con tubazioni distinte, rispetto alle acque meteoriche.

Il calcolo della portata reflua si basa sul calcolo degli Abitanti Equivalenti (AE). Il concetto di Abitante Equivalente consente di stimare il contributo idraulico degli occupanti in relazione al tipo di attività che viene svolta. In dettaglio l'Abitante Equivalente è definito come il carico organico biodegradabile avente una richiesta biochimica di ossigeno a 5 giorni (BOD5) pari a 60 grammi di ossigeno al giorno.

Nel caso dell'area in esame si fa riferimento agli standard urbanistici per definire un numero di A.E, pari a 442 unità.

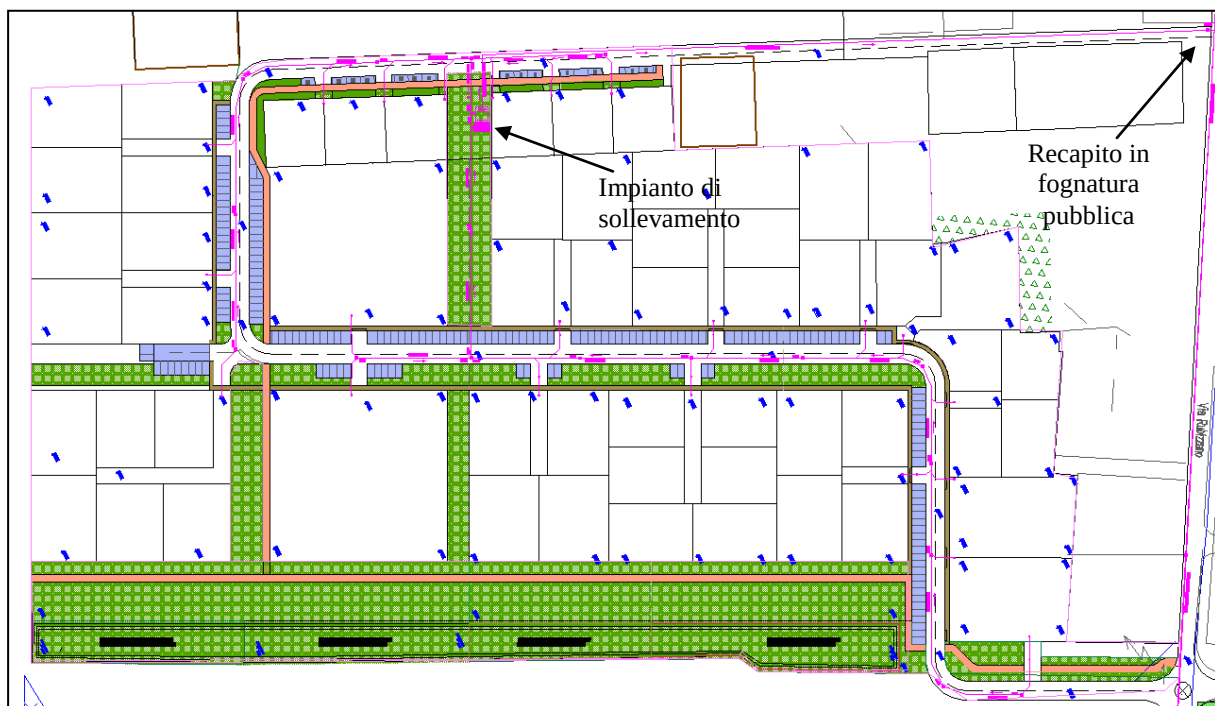


Figura 10– Rappresentazione schematica del sistema fognario per la raccolta delle acque reflue.

Il calcolo della portata reflua basato sugli A.E. lo si effettua attraverso la seguente formula:

$$Q_n = \alpha \cdot \frac{Dot \cdot P}{86400}$$

Q_n portata media nera [l/s];

- Dot* dotazione idrica media annua [250 l/(abitante•giorno)] (valore suggerito dalle Linee Guida HERA);
- P* Abitanti Equivalenti;
- α coefficiente di dispersione che tiene conto che una parte della dotazione idrica non raggiunge la rete fognaria (a causa di usi che non hanno recapito in fognatura come ad esempio l'innaffiamento di giardini, sfiori dai serbatoi dell'acquedotto,); il suo valore è pari a circa $0,80 \div 0,85$.

In questo modo la portata reflua media risulta pari a:

$$Q_n = 0,85 \cdot \frac{250 \cdot 442}{86400} = 1,09 \text{ litri/s}$$

Questo valore rappresenta la portata media e quindi nella progettazione delle reti fognarie occorre valutare la portata massima, calcolabile semplicemente moltiplicando il valore precedente per un coefficiente di punta. Questo coefficiente tiene conto che nell'arco della giornata la portata è variabile (ad esempio alla mattina si hanno valori più elevati rispetto al resto della giornata).

Il coefficiente di punta da adottare non è precisato nelle Linee Guida di HERA e quindi si adotta la formula di Koch presente nella letteratura scientifica del settore:

$$C_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_n}}$$

Nel caso in esame il coefficiente di punta risulta pari a 3.9. Moltiplicando quindi il coefficiente di punta per la portata media nera, la portata massima reflua risulterà pari a:

$$Q_{n\max} = 3,9 \cdot 1,09 = 4,2 \text{ litri/s}$$

I collettori per la raccolta delle acque reflue hanno diametro minimo di 250 mm in PVC SN8 (diametro interno 235,4 mm), con pendenza minima dello 0,3%, in cui la portata a bocca piena che può transitarvi, in condizioni di moto uniforme, è data dalla seguente espressione:

$$Q_{max} = Ks \cdot \Omega \cdot R^{2/3} \cdot \sqrt{i} = 0,032 \text{ m}^3/\text{s}$$

Pertanto i condotti sono in grado di far transitare la portata di progetto con grado di riempimento inferiore al 25% e una velocità di 0,5 m/s.

I collettori saranno posati al di sotto delle tubazioni per la raccolta delle acque meteoriche con un ricoprimento minimo di circa 1 m.

Al fine di consentire lo smaltimento delle acque reflue nel sistema fognario esistente, molto superficiale, si rende necessario l'inserimento di un impianto di sollevamento.

Tale impianto sarà quindi dotato di due pompe, una di riserva all'altra caratterizzate ognuna da una portata pari a circa 4,2 litri/s e una prevalenza di circa 5 metri e verrà realizzato seguendo le Linee Guida predisposte da HERA SpA. e di cui ci si occuperà con maggior dettaglio nelle fasi successive della progettazione.