

## P.U.A. "ANTOLINI"

"Ambiti di insediamento produttivo P" - loc. Antolini, PONTE DELL'OLIO (PC)

Riferimento NCT foglio 12 mappali 813, 814 e 223



**OGGETTO: CALCOLO FOGNATURE ACQUE CHIARE E NERE  
 PREDIMENSIONAMENTO**

**COMMITTENTE: MOLINELLI Srl** via dell'Artigianato 4 – PONTE DELL'OLIO (PC)  
**SCAGNELLI Piero** via San Giovanni 2 – VIGOLZONE (PC)

ALBO DEGLI INGEGNERI  
 Prov. Piacenza  
 Dott. Ing. ROBERTO CALZA  
 N. 651  
*Calza Roberto*

**PROGETTISTA CALZA ing. Roberto**

Via delle Teresiane n. 4 – 29121 PIACENZA

Iscritto all'Ordine degli Ingegneri di Piacenza al numero d'ordine 651

tel. 0523/335.619

fax 0523/335.619

email [ingcalzapc@gmail.com](mailto:ingcalzapc@gmail.com)

pec [roberto.calza@ingpec.eu](mailto:roberto.calza@ingpec.eu)

1	23/08/2023	Aggiornata dopo nota IRETI
0	20/01/2023	Prima emissione progetto preliminare
<b>Rev.</b>	<b>Data</b>	<b>DESCRIZIONE</b>



**INDICE**

<b>CAPITOLO 1</b> .....	<b>2</b>
<b>1.0 PREMESSA</b> .....	<b>2</b>
<b>CAPITOLO 2</b> .....	<b>6</b>
<b>2.0 FOGNATURA ACQUE CHIARE</b> .....	<b>6</b>
<b>    Tubo in PVC</b> .....	<b>7</b>
<b>CAPITOLO 3</b> .....	<b>9</b>
<b>3.0 FOGNATURA ACQUE NERE</b> .....	<b>9</b>
<b>CAPITOLO 4</b> .....	<b>14</b>
<b>4.0 VASCA DI LAMINAZIONE</b> .....	<b>14</b>
<b>4.1 CALCOLO BACINO DI LAMINAZIONE</b> .....	<b>14</b>
<b>4.2 CALCOLO VOLUME DELLA VASCA DI LAMINAZIONE</b> .....	<b>15</b>
<b>a) Metodo sole piogge con tempo di ritorno di 10 anni</b> .....	<b>16</b>
<b>A.1) LOTTO N. 1</b> .....	<b>16</b>
<b>A.2) LOTTO N. 2</b> .....	<b>17</b>
<b>A.3) STRADE, PARCHEGGI E AREE VERDI</b> .....	<b>18</b>
<b>INDICAZIONE QUOTE SCORRIMENTO FOGNATURA E FONDO VASCHE</b> .....	<b>22</b>

# CAPITOLO 1

## PREMESSA

### 1.0 PREMESSA

La curva di possibilità pluviometrica fornisce la relazione tra l'altezza di precipitazione "h" e la durata dell'evento di pioggia "t" per un prefissato tempo di ritorno "T<sub>r</sub>", intendendo per tempo di ritorno quel periodo nel quale un determinato evento pluviometrico è mediamente uguagliato o superato.

L'espressione che definisce le curve di possibilità pluviometrica è:  $h = a \cdot t^n$

In cui "h", espresso in mm, è l'altezza di precipitazione, il tempo pioggia "t" è in ore, mentre "a" e "n" sono due parametri che devono essere ricavati dall'elaborazione dei dati di pioggia.

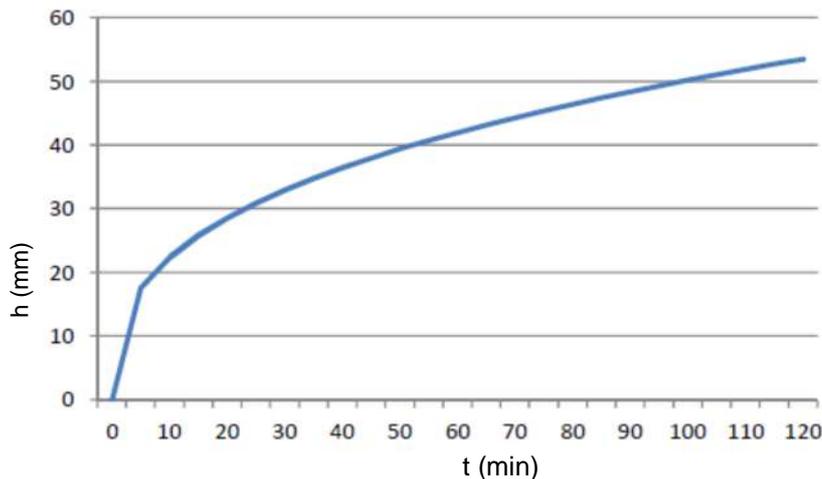
Nelle "linee guida per l'individuazione dei criteri tecnici da adottare nella progettazione dei sistemi fognari" di Iren si dindica:

"....."

#### 2.1.2.3 Piacenza

Attualmente è di consueto utilizzo un'unica curva di possibilità pluviometrica valida per tempi di ritorno di 10 anni avente i seguenti parametri:  $h = 42 \times t^{0,35}$

"....."



L'espressione, per il calcolo della portata dei vari rami di fognatura, usata per il metodo cinematico (detto anche metodo azionale) è la seguente:

$$Q_{\max} = \frac{1}{0,36} \cdot \frac{\varphi \cdot A \cdot h(t_c)}{t_c}$$

in cui "A" è la superficie del bacino (espressa in ettari), "φ" è il coefficiente di deflusso della superficie del bacino (espressa in %), "h(t<sub>c</sub>)" è l'altezza di precipitazione (espressa in mm) e "t<sub>c</sub>" è il tempo di corrivazione

(espresso in ore), ovvero il tempo che una goccia d'acqua caduta nel punto più lontano del bacino arriva alla sezione di chiusura dello stesso (sezione in cui si calcola la portata).

Inserendo la formula della possibilità pluviometrica indicata in precedenza si ottiene:

$$Q_{\max} = 2,78 \cdot \frac{\varphi \cdot A \cdot a \cdot t_c^n}{t_c} = 2,78 \cdot \varphi \cdot A \cdot a \cdot t_c^{n-1} \quad (2,78 = 1/0,36)$$

Il calcolo del tempo di corrivazione è determinato da due diversi apporti:

$$t_c = t_a + t_r$$

- $t_a$  : tempo di accesso, ovvero il tempo di ingresso in rete dal punto idraulicamente più lontano del sottobacino
- $t_r$  : tempo di rete, ovvero il tempo di percorrenza dell'acqua all'interno della rete

Una formula che permette di stimare " $t_a$ " è la seguente:

$$t_a = \left[ 26,3 \cdot \frac{(L/k_s)^{0,6}}{3600^{0,4 \cdot (1-n)} \cdot a^{0,4} \cdot i^{0,3}} \right]^{\frac{1}{0,6+0,4 \cdot n}}$$

mentre per il calcolo del tempo di rete l'espressione è la seguente:

$$t_r = \sum_i \frac{L_i}{1,5 \cdot V_i}$$

Dove:

- $t_a$ : tempo di accesso in rete espresso in secondi (s)
- $L$ : lunghezza media del percorso di scolo sulla superficie in esame (m)
- $L_i$ : lunghezza di ogni singolo tratto del percorso considerato (m)
- $V_i$ : velocità della corrente su ogni singolo tratto del percorso considerato (m/s)
- $k_s$ : coefficiente di scabrezza secondo Gauckler-Strickler ( $m^{1/3}/s$ ), normalmente 30-50
- $a, n$ : parametri della c.p.p. (per  $\tau < 1h$ ,  $T_r$  adottato), con  $a$  espresso in (m/h)
- $i$ : pendenza media della superficie scolante (m/m), usare valore minimo di 0,3%

Considerando:

- $L = 190$  m (lunghezza fognatura fra i picchetti: 2/5 + 5/6 + 6/7 + 7/8 + 8/recapito rio San Giorgio)

$$L_1 = \text{Picchetti 1/2:} \quad L_{1/2} = 21,30 \text{ m}$$

$$L_2 = \text{Picchetti 2/5:} \quad L_{2/5} = 67,90 \text{ m}$$

$$L_3 = \text{Picchetti 5/6:} \quad L_{5/6} = 20,40 \text{ m}$$

$$L_4 = \text{Picchetti 6/7:} \quad L_{6/7} = 17,00 \text{ m}$$

$$L_5 = \text{Picchetti 7/8:} \quad L_{7/8} = 15,70 \text{ m}$$

$$L_6 = \text{Picchetti 8/recapito:} \quad L_{9/\text{recapito}} = 32,30 \text{ m} \longrightarrow L_{\text{tot}} \cong 175 \text{ m}$$

**FOGNATURA ACQUE CHIARE E SCURE - Relazione idraulica**

-  $k_s = 40$ ;  $a = 42$ ;  $n = 0,35$ ;  $i = 0,3\%$ ;  $V_i = 0,25$  m/s

risulta  $t_a = 23$  sec essendo inferiore a 5 minuti si considera  $t_a = 10$  minuti

$t_r = 466$  sec = 7,8 minuti

$t_c = 10$  minuti + 7,8 munti = 17,8 minuti

Della portata determinata mediante la curva di possibilità pluviometrica, solamente una sua frazione viene raccolta dai collettori. Tale frazione è individuata da un coefficiente di deflusso  $\phi$ , inteso come il rapporto tra il volume defluito attraverso una determinata sezione in un definito intervallo di tempo e il volume meteorico precipitato nell'intervallo stesso.

Detto  $\phi_i$  il coefficiente di deflusso relativo alla superficie  $A_i$ , il valore medio del coefficiente relativo ad aree caratterizzate da differenti valori di  $\phi$  si ottiene con una media ponderale:

$$\phi_{\text{medio}} = \frac{\sum A_i \cdot \phi_i}{\sum A_i}$$

Tipi di superfici		Coefficiente deflusso $\phi$
Coperture e cortili lotti	impermeabile	0,80
Aree a verde lotti	permeabile	0,20
Verde pubblico	permeabile	0,20
Pista ciclabile	impermeabile	0,80
Strade e parcheggi	impermeabile	0,80

Per la valutazione del diametro della tubazione si procederà calcolando la velocità media nella tubazione utilizzando la formula di Prandtl – Colebrook:

$$V = -2 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot D_i \cdot J} \cdot \log \left( \frac{k}{3,71 \cdot D_i} + \frac{2,51 \cdot \nu}{D_i \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot D_i \cdot J}} \right)$$

- ove:
- V = velocità media della corrente (m/s)
  - g = accelerazione di gravità (9,81 m/s<sup>2</sup>)
  - D<sub>i</sub> = diametro interno tubo (m)
  - J = pendenza della tubazione
  - k = scabrezza assoluta della tubazione (m) – (altezza media dell'irregolarità della parete interna)
  - $\nu$  = viscosità cinematica (m<sup>2</sup>/s)

Considerando un deflusso a sezione piena, la portata risulta:

$$Q_{\text{tubo}} = \pi \cdot \frac{D_i^2}{4} \cdot V$$

Si procederà utilizzando i seguenti parametri:

$$v = 1,31 \times 10^{-6} \text{ m/s}$$

per tubi in PVC  $k = 0,25 \text{ mm}$  ( $2,5 \times 10^{-4} \text{ m}$ ) tale valore è molto superiore al valore della scabrezza delle tubazioni nuove.

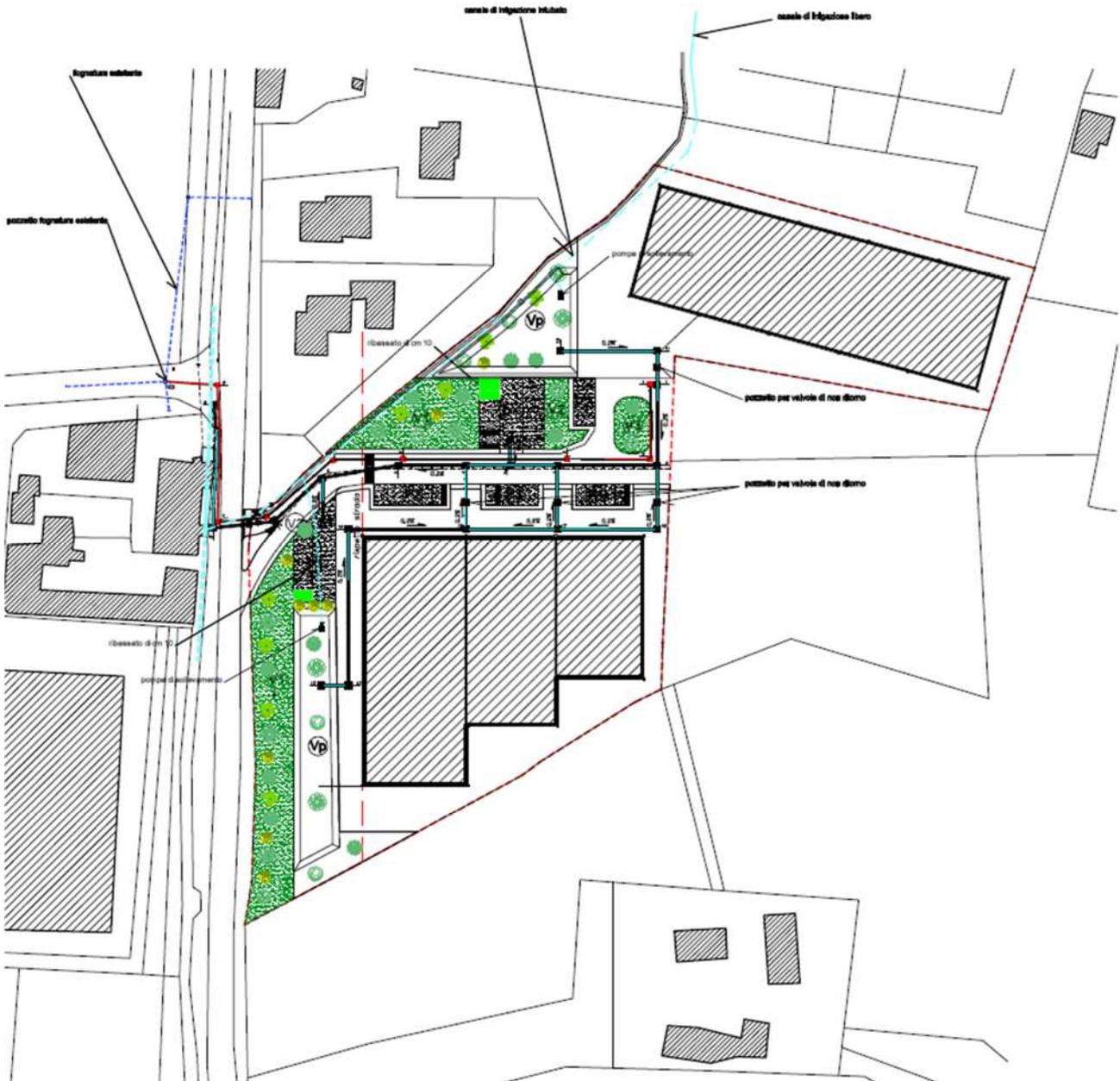
per tubi in CLS  $k = 10,00 \text{ mm}$  ( $1 \times 10^{-2} \text{ m}$ ) tale valore è molto superiore al valore della scabrezza delle tubazioni nuove.

Entrambi i valori sono molto superiori alla scabrezza delle tubazioni nuove ( $k = 0,007 \text{ mm}$  per PVC e  $k = 0,03$  per CLS)

## CAPITOLO 2

FOGNATURA ACQUE CHIARE

### 2.0 FOGNATURA ACQUE CHIARE



## FOGNATURA ACQUE CHIARE E SCURE - Relazione idraulica

- Lotti 1 + 2..... 11.413,74 m<sup>2</sup> (5.149,23 + 6.264,51)
- Strade + marciapiedi..... 1.599,57 m<sup>2</sup> (437,65 + 112,81 + 853,88 + 195,23)
- Parcheggi..... 882,03 m<sup>2</sup> (385,75 + 496,28)
- Verde pubblico..... 1.781,44 m<sup>2</sup> (792,47 + 988,97)
- Verde privato..... 1.761,78 m<sup>2</sup> (775,23 + 986,55)

Dei lotti edificabili si considera che tutta l'area sia impermeabile.

Riepilogo aree per bacino

	Superficie A (m <sup>2</sup> )	Coefficiente deflusso φ	A <sub>i</sub> · φ <sub>i</sub>
Coperture e piazzali	11.413,74	1,00	10.272
Verde privato	1.761,78	0,20	352
Verde pubblico	1.781,44	0,20	356
Strade e marciapiedi	1.599,57	1,00	1.440
Parcheggi	882,03	1,00	79
	Σ A <sub>i</sub> = 17.438,56	Σ A <sub>i</sub> · φ <sub>i</sub> =	14.604

Calcolo coefficiente di deflusso medio:

$$\varphi_{\text{medio}} = \frac{\sum A_i \cdot \varphi_i}{\sum A_i} = 14.604 / 17.439 \frac{\text{m}^2}{\text{m}^2} = 0,837$$

Calcolo portata da smaltire:

$$Q_{\text{bacino}} = \frac{i \cdot A}{0,36} \cdot \varphi \cdot \psi = 0,66 \frac{\text{mm}}{\text{ora}} \times 17.439 \cdot 10^{-4} \text{ ha} \times 0,837 \times \frac{100}{0,36} \approx 268 \text{ l/sec}$$

### TUBO IN PVC

diametro di φ 630 mm (D<sub>i</sub> = 599,2 mm) con pendenza J = 0,2% si ricava:

$$V = -2 \cdot \sqrt{2 \times 9,81 \times 0,5992 \times 0,20\%} \cdot \log \left( \frac{0,25 \times 10^{-4}}{3,71 \times 0,5992} + \frac{2,51 \times 1,31 \times 10^{-6}}{0,5992 \times \sqrt{2 \times 9,81 \times 0,5992 \times 0,20\%}} \right)$$

$$V = 1,17 \text{ m/s}$$

$$Q_{\text{tubo}} = \frac{\pi}{4} \times 0,5992^2 \text{ m}^2 \times 1,17 \text{ m/s} = 331 \text{ l/s} > Q_{\text{bacino}} = 268 \text{ l/sec}$$

## **NOTA BENE**

Per evitare di immettere nel Rio San Giorgio tutta l'acqua piovana nel momento della precipitazione piovosa le aree, a verde, private "VP1" e "VP2" saranno ribassate di 120 cm circa in modo che possano fungere da vasche di laminazione una volta riempiti i tubi della fognatura. In particolare le acque piovane relative ai due lotti andranno nella fognatura in strada sino al momento in cui questa è in grado di smaltire le acque piovane. Quando il tubo di riempirà le valvole di non ritorno presenti nei due lotti si chiuderanno e l'acqua ritornerà nelle vasche "private". Da queste verrà convogliata nella diramazione del rio San Giorgio mediante una pompa di adeguata portata (corrispondente ai 5 litri/sec<sup>x</sup>ha).

L'acqua della strada e delle aree verdi verrà laminata ribassando i parcheggi pubblici di 10 cm.

Per garantire la portata di 5 litri/sec<sup>x</sup>ha per il collegamento con il Rio verrà utilizzando un tubo di dimensioni ridotte.



Area di intervento

Come risulta dalla cartografia del MiC (Patrimonio Culturale dell'Emilia Romagna) gli unici due corsi di acqua pubblica sono il Torrente Nure (n. 1) e il Rio Lafognani (n. 102) mentre il Rio San Giorgio non risulta essere un'acqua pubblica.



La fognatura nera correrà parallela a quella delle acque chiare.

Le portate medie delle fogne a servizio delle aree residenziali e industriali vengono normalmente determinate facendo riferimento agli utenti serviti, alla dotazione idrica per abitante per giorno e ad un opportuno coefficiente di dispersione che tiene conto dell'aliquota di acqua distribuita che non viene scaricata nelle fogne.

Il parametro fondamentale al quale si fa riferimento in questi casi è rappresentato dal numero di abitanti equivalenti, dato dalla somma degli abitanti effettivi di una certa zona aumentati di una quantità di abitanti "virtuali" calcolata in modo che corrisponda al carico organico derivante dalle attività produttive che si svolgono nella zona.

Nel caso in esame, non potendo disporre della totalità delle informazioni necessarie, la determinazione del numero di abitanti equivalenti verrà effettuata in modo indiretto.

$$\text{Totale superficie territoriale} \quad S_T = 17.439 \text{ m}^2$$

$$\text{Indice di utilizzazione territoriale} \quad U_T = 0,45 \text{ m}^2/\text{m}^2$$

$$\text{Superficie Utile Lorda: } S_{UL} = S_T \cdot U_T = 17.439 \text{ m}^2 \times 0,45 \text{ m}^2/\text{m}^2 = 7.848 \text{ m}^2$$

Considerando convenzionalmente 10 unità insediate ogni 1.000 m<sup>2</sup> di superficie utile lorda risultano:

$$\text{Abitanti Equivalenti:} \quad A_E = S_{UL} \cdot i_{\text{affollamento}}$$

$$A_E = 7.848 \text{ m}^2 \times 10 \frac{\text{abitanti}}{1.000 \text{ m}^2} \cong 80 \text{ abitanti}$$

A partire dal dato ricavato è possibile determinare la portata nera media ( $Q_{\text{nera,media}}$ ), relativa ai diversi tratti della rete fognaria, mediante la seguente formulazione:

$$Q_{\text{nera,media}} = \frac{\alpha \cdot d_{i,m} \cdot A_E}{86400}$$

I coefficienti rappresentano:

" $\alpha$ " coefficiente di dispersione che tiene conto dell'aliquota di dotazione idrica che non raggiunge la fognatura, per il quale si assume un valore pari a 0,9 mentre

" $d_{i,m}$ " dotazione idrica media annua espressa in  $\frac{\text{litri}}{\text{abitante}} \cdot \text{giorno}$  che la moderna letteratura in materia indica pari a  $300 \frac{\text{litri}}{\text{abitante}} \cdot \text{giorno}$ .

La portata della fognatura in una sezione generica è una grandezza variabile nel tempo che segue l'andamento dei consumi idrici, pertanto la portata sarà soggetta a fluttuazioni stagionali, giornaliere ed orarie. A tale proposito per il calcolo della portata di massima  $Q_{\text{nera,punta}}$  si introduce il coefficiente di punta "

$C_p$ ", che rappresenta il rapporto tra la massima portata oraria e la portata media annua, ottenendo pertanto:

$$Q_{\text{nera,punta}} = C_p \cdot Q_{\text{nera,media}} = C_p \cdot \frac{\alpha \cdot d_{i,m} \cdot A_E}{86400}$$

Calcolo portata massima fognatura acque nere:

considerando i seguenti dati progettuali

$$A_E = 80 \text{ abitanti} \dots\dots\dots \text{abitanti equivalenti}$$

$$d_{i,m} = 300 \frac{\text{litri}}{\text{abitante}} \cdot \text{giorno} \dots\dots\dots \text{dotazione idrica media}$$

$$\alpha = 0,90 \dots\dots\dots \text{coefficiente di afflusso medio}$$

Portata media giornaliera

$$Q_{\text{nera,media}} = \frac{\alpha \cdot d_{i,m} \cdot A_E}{86400}$$

$$Q_{\text{nera,media}} = \frac{1}{86400} \times 0,90 \times 300 \frac{\text{litri}}{\text{abitante}} \cdot \text{giorno} \times 80 \text{ abitanti} = 0,25 \text{ l/sec}$$

Portata di punta

$$Q_{\text{nera,punta}} = C_p \cdot Q_{\text{nera,media}} = 3 \times 0,25 \text{ l/sec} = 0,75 \text{ l/sec}$$

### **TUBO IN PVC**

diametro di  $\phi$  200 mm ( $D_i = 190$  mm) con pendenza  $J = 0,20\%$  si ricava:

$$V = -2 \cdot \sqrt{2 \times 9,81 \times 0,190 \times 0,20\%} \cdot \log \left( \frac{0,25 \times 10^{-4}}{3,71 \times 0,190} + \frac{2,51 \times 1,31 \times 10^{-6}}{0,190 \times \sqrt{2 \times 9,81 \times 0,190 \times 0,20\%}} \right)$$

$$V = 0,56 \text{ m/s}$$

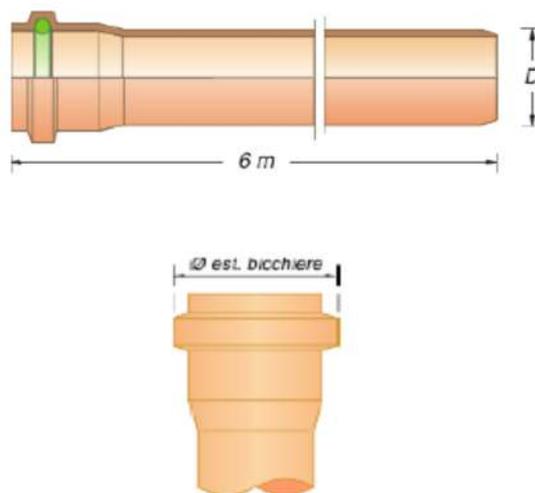
$$Q_{\text{tubo}} = \frac{\pi}{4} \times 0,190^2 \text{ m}^2 \times 0,56 \text{ m/s} = 16 \text{ l/s} > Q_{\text{bacino}} = 0,75 \text{ l/sec}$$

Sarebbe sufficiente un diametro minore ma per avere le tubazioni abbastanza libere si utilizzerà un tubo  $\phi 315$  (300 mm interno) .

## ALLEGATO CARATTERISTICHE TUBI PVC E CLS

### DATI PER TUBI PVC

Ø esterno mm	Spessore mm	Ø interno mm	Ø est. bicchiere mm
110	3,2	103,6	128,4
125	3,2	118,6	145,4
160	4,0	152,0	184,6
200	4,9	190,2	228,6
250	6,2	237,6	287,8
315	7,7	299,6	361,0
400	9,8	380,4	451,2
500	12,3	475,4	568,6
630	15,4	599,2	-

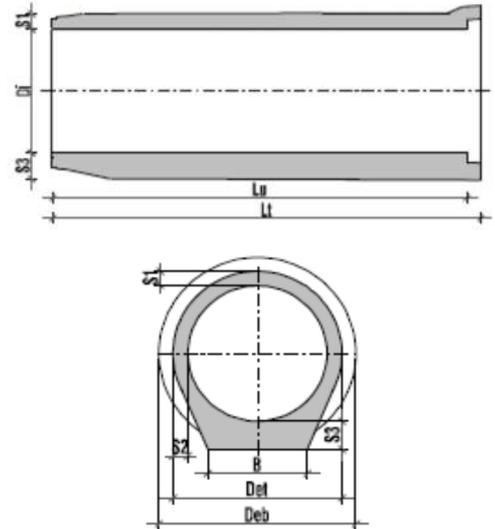


### Portata e velocità

		Pendenza %										
		0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00	1,10	1,20
Ø esterno (mm)	Q (l/sec)	Q (l/sec)	Q (l/sec)	Q (l/sec)	Q (l/sec)	Q (l/sec)	Q (l/sec)	Q (l/sec)	Q (l/sec)	Q (l/sec)	Q (l/sec)	Q (l/sec)
Ø interno (mm)	V (m/sec)	V (m/sec)	V (m/sec)	V (m/sec)	V (m/sec)	V (m/sec)	V (m/sec)	V (m/sec)	V (m/sec)	V (m/sec)	V (m/sec)	V (m/sec)
110	0,37	0,46	0,54	0,61	0,67	0,72	0,78	0,83	0,87	0,92	0,96	
104	3	4	5	5	6	6	7	7	7	8	8	
125	0,41	0,51	0,59	0,67	0,73	0,79	0,85	0,90	0,95	1,00	1,05	
119	5	6	7	7	8	9	9	10	11	11	12	
160	0,49	0,60	0,70	0,78	0,86	0,93	1,00	1,06	1,12	1,18	1,23	
152	9	11	13	14	16	17	18	19	20	21	22	
200	0,56	0,70	0,81	0,91	1,00	1,08	1,16	1,23	1,30	1,36	1,42	
190	16	20	23	26	28	31	33	35	37	39	40	
250	0,65	0,80	0,93	1,05	1,15	1,24	1,33	1,42	1,49	1,57	1,64	
238	29	36	41	46	51	55	59	63	66	70	73	
315	0,76	0,93	1,08	1,21	1,33	1,44	1,54	1,64	1,73	1,82	1,90	
300	53	66	76	86	94	102	109	116	122	128	134	
400	0,88	1,09	1,26	1,41	1,55	1,68	1,79	1,91	2,01	2,11	2,21	
380	100	123	143	160	176	191	204	217	229	240	251	
500	1,02	1,25	1,45	1,62	1,78	1,93	2,06	2,19	2,31	2,43	2,54	
475	180	222	257	288	316	342	366	389	410	431	450	
630	1,17	1,45	1,67	1,88	2,06	2,23	2,38	2,53	2,67	2,80	2,93	
599	331	408	472	529	581	628	672	713	752	790	825	

**DATI PER TUBI IN CALCESTRUZZO**

Ø esterno mm	Spessore mm	Ø interno mm	Ø est. bicchiere mm
270	35	200	--
370	40	300	--
520	60	400	620
630	65	500	740
750	75	600	882
970	85	800	1.143
1.240	120	1.000	1.385
1.470	140	1.200	1.644
1.700	150	1.400	1.983
1.940	170	1.600	2.163
2.200	190	1.800	2.402
2.440	220	2.000	2.600



**Portata e velocità**

	Pendenza %											
	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00	1,10	1,20	
Ø esterno (mm)	Q (l/sec)	Q (l/sec)	Q (l/sec)	Q (l/sec)	Q (l/sec)	Q (l/sec)	Q (l/sec)	Q (l/sec)	Q (l/sec)	Q (l/sec)	Q (l/sec)	Q (l/sec)
Ø interno (mm)	V (m/sec)	V (m/sec)	V (m/sec)	V (m/sec)	V (m/sec)	V (m/sec)	V (m/sec)	V (m/sec)	V (m/sec)	V (m/sec)	V (m/sec)	V (m/sec)
270	0,42	0,52	0,60	0,67	0,73	0,79	0,84	0,90	0,94	0,99	1,04	
200	13	16	19	21	23	25	27	28	30	31	33	
370	0,55	0,68	0,79	0,88	0,96	1,04	1,11	1,18	1,24	1,30	1,36	
300	39	48	55	62	68	73	79	83	88	92	96	
520	0,67	0,82	0,95	1,06	1,17	1,26	1,35	1,43	1,51	1,58	1,65	
400	84	103	120	134	147	158	169	180	189	199	207	
630	0,78	0,95	1,10	1,23	1,35	1,46	1,56	1,66	1,74	1,83	1,91	
500	153	187	216	242	265	287	306	325	343	359	375	
750	0,88	1,08	1,24	1,39	1,52	1,64	1,76	1,87	1,97	2,06	2,15	
600	248	304	351	393	430	465	497	527	556	583	609	
970	1,06	1,30	1,50	1,67	1,83	1,98	2,12	2,25	2,37	2,49	2,60	
800	532	652	753	842	922	996	1065	1130	1191	1249	1305	
1240	0,65	0,80	0,92	1,03	1,13	1,22	1,30	1,38	1,46	1,53	1,60	
1000	74	91	105	117	128	138	148	157	166	174	181	
1470	1,37	1,68	1,94	2,17	2,38	2,57	2,75	2,92	3,07	3,22	3,37	
1.200	1553	1903	2197	2457	2692	2908	3109	3298	3477	3647	3809	
1.700	1,51	1,86	2,14	2,40	2,63	2,84	3,03	3,22	3,39	3,56	3,71	
1.400	2331	2857	3299	3689	4042	4366	4668	4952	5220	5475	5719	
1.940	1,65	2,02	2,33	2,61	2,86	3,09	3,30	3,50	3,69	3,87	4,04	
1.600	3314	4061	4690	5245	5746	6207	6636	7039	7420	7782	8129	
2.200	1,78	2,18	2,51	2,81	3,08	3,33	3,56	3,77	3,98	4,17	4,35	
1.800	4519	5536	6394	7150	7833	8462	9047	9596	10116	10610	11082	
2.440	1,90	2,32	2,69	3,00	3,29	3,55	3,80	4,03	4,25	4,46	4,65	
2.000	5962	7304	8436	9433	10334	11163	11935	12659	13345	13996	14619	

## CAPITOLO4

### VASCA DI LAMINAZIONE

#### 4.0 VASCA DI LAMINAZIONE

##### 4.1 CALCOLO BACINO DI LAMINAZIONE

La nuova urbanizzazione prevede una strada principale che si collegherà alla strada Provinciale SP36.

Quando i tubi della fognatura ( $\phi_{int} = 600$  mm) saranno pieni l'acqua le valvole di non ritorno posizionate all'interno dei lotto privati di chiuderanno e l'acqua uscirà dalle griglie nelle aree verdi "VP1" e "VP2" che funzioneranno come vasca di laminazione.

Per garantire la portata ridotta a 5 litri/sec<sup>x</sup>ha il collegamento al Rio San Giorgio avverrà con un tubo di diametro ridotto ( $\phi_{int}$  di 100 mm).

Caratteristiche del bacino di raccolta delle acque

	Superficie A (m <sup>2</sup> )	Coefficiente deflusso $\phi$	$A_i \cdot \phi_i$
Coperture e piazzali	11.413,74	0,90	11.414
Verde privato	1.761,78	0,20	352
Verde pubblico	1.781,44	0,20	356
Strade e marciapiedi	1.599,57	0,90	1.600
Parcheggi	882,03	0,90	882
	$\Sigma A_i = 17.438,56$	$\Sigma A_i \cdot \phi_i =$	14.604

Calcolo coefficiente di deflusso medio:

$$\phi_{medio} = \frac{\Sigma A_i \cdot \phi_i}{\Sigma A_i} = 14.604 \text{ m}^2 / 17.438,56 \text{ m}^2 = 0,8375 = 83,75\%$$

L'intervento di urbanizzazione dell'area provoca l'impermeabilizzazione dei suoli e l'aumento della velocità di corrivazione. Le acque chiare verranno recapitate nel Rio San Giorgio dopo averle laminate. In questo modo si mantiene inalterato i colmi di piena del Rio San Giorgio ottenendo l'invarianza idraulica dopo la trasformazione di uso del suolo.

L'intervento prevede la realizzazione di due soli lotti in cui saranno costruiti edifici produttivi.

Lo strumento urbanistico del comune impone la realizzazione di aree verdi private. Per evitare costi di manutenzione per il comune si è pensato di prevedere la laminazione delle acque piovane all'interno dei singoli lotti ribassando le aree verdi. In questo modo la gestione della laminazione resterà in carico ai privati. I due lotti saranno allacciati alla fognatura pubblica. All'interno delle proprietà private saranno predisposte delle valvole di non-ritorno. Queste ultime si chiuderanno quando il livello dell'acqua nella fognatura supererà il 60% del tubo. A questo punto l'acqua piovana dei lotti uscirà nelle vasche di laminazione crate nelle aree verdi private. Le pompe rilanceranno l'acqua nella direzione del rio San Giorgio che corre in fregio alla lottizzazione e si collega al fiume Nure. La portata delle pompe garantirà l'invarianza idraulica (5 l/sxha) L'acqua della strada dei parcheggi e delle aree verdi pubbliche saranno laminate ribassando i due parcheggi di 10 cm.

Per garantire la portata ridotta a 5 litri/secxha il collegamento al Rio San Giorgio avverrà con un tubo di diametro ridotto ( $\phi$  interno di 100 mm).

## **4.2 CALCOLO VOLUME DELLA VASCA DI LAMINAZIONE**

Si considera la possibilità pluviometrica descritta dalla formula dell'ing. Gregori:  $h = a \cdot \vartheta^n$

Ove:  $h$  (mm).....altezza pioggia  
 $\vartheta$  (ore).....tempo pioggia  
 $a$  (mm) = 42 mm.....massima precipitazione di durata una ora  
 $n = 0,35$ .....esponente

Il metodo considera che l'idrogramma entrante coincide con l'ietogramma costante ricavato dalla curva di possibilità pluviometrica; pertanto il volume affluito durante un evento di durata  $\vartheta$  è pari a:

$$W_e = \varphi \cdot S \cdot a \cdot \vartheta^n$$

il volume che esce dalla vasca nello stesso periodo di tempo, considerando un efflusso costante, è:

$$W_u = Q_u \cdot \vartheta$$

La differenza ( $W_e - W_u$ ) determina il volume invasato durante l'evento ed è pari a:

$$W = W_e - W_u = \varphi \cdot S \cdot a \cdot \vartheta^n - Q_u \cdot \vartheta \quad (1)$$

L'evento critico è definito dalla durata che rende massimo il volume invasato nella vasca, fissata la portata uscente  $Q_u$  e la curva di possibilità pluviometrica della zona ( $h = a \cdot \vartheta^n$ ).

Il volume di progetto "W" da assegnare alla vasca di laminazione è l'invaso in grado di contenere l'evento di piena critica e si determina derivando, rispetto a  $\vartheta$ , la relazione che definisce il volume invasato e uguagliando a zero la derivata.

$$\frac{dW}{d\vartheta} = \varphi \cdot S \cdot a \cdot n \cdot \vartheta^{n-1} - Q_u = 0 \quad (2)$$

**FOGNATURA ACQUE CHIARE E SCURE - Relazione idraulica**

$$\varphi \cdot S \cdot a \cdot n \cdot g^{n-1} - Q_u = 0 \quad \longrightarrow \quad g_{crit} = \left( \frac{Q_u}{\varphi \cdot S \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}}$$

Unità di misura grandezze:

W ..... volume vasca in m<sup>3</sup>

S ..... area bacino m<sup>2</sup>

Q<sub>u</sub> ..... portata uscente  $\frac{m^3}{sec}$

Per il calcolo del volume della vasca si limita la portata di scarico a 5  $\frac{litri}{sec \cdot ha}$

**A) METODO SOLE PIOGGE CON TEMPO DI RITORNO DI 10 ANNI .**

Come indicato nelle "LINEE GUIDA PER L'INDIVIDUAZIONE DEI CRITERI TECNICI DA ADOTTARE NELLA PROGETTAZIONE DEI SISTEMI FOGNARI" la possibilità pluviometrica è:  $h = a \cdot g^n$  in cui

a = 42 mm ..... massima precipitazione di durata un'ora

n = 0,35 ..... esponente

**A.1) LOTTO N. 1**

Caratteristiche del bacino di raccolta delle acque

	Superficie A (m <sup>2</sup> )	Coefficiente deflusso φ	A <sub>i</sub> · φ <sub>i</sub>
Coperture e piazzali	4.374,00	1,00	4.374
Verde privato	775,23	0,20	775
	Σ A <sub>i</sub> = 5.149,23	Σ A <sub>i</sub> · φ <sub>i</sub> =	4.529

Calcolo coefficiente di deflusso medio:

$$\varphi_{medio} = \frac{\sum A_i \cdot \varphi_i}{\sum A_i} = 4.529 \text{ m}^2 / 5.149,23 \text{ m}^2 = 0,8796 = 87,96\%$$

Portata in uscita

$$Q_u = 5 \frac{litri}{sec \cdot ha} \times S = 5 \frac{litri}{sec \cdot ha} \times 5.149 \cdot 10^{-4} \text{ ha} = 2,57 \frac{litri}{sec} = 2,57 \cdot 10^{-3} \frac{m^3}{sec}$$

$$Q_u = 2,57 \cdot 10^{-3} \frac{m^3}{sec} \times 60 \times 60 \text{ sec} = 9,2686 \frac{m^3}{ora}$$

$$g_{crit} = \left( \frac{Q_u}{\varphi \cdot S \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}}$$

$$g_{crit} = [9,2686 \frac{m^3}{ora} / (87,96\% \times 5.149 m^2 \times 42 \cdot 10^{-3} m \times 0,35)]^{1/(0,35-1)} = 20,77 \text{ ore}$$

$$W_{max} = W_e - W_u = \varphi \cdot S \cdot a \cdot g_{crit}^n - Q_u \cdot g_{crit}$$

$$W_{max} = 87,96\% \times 5.149 m^2 \times 42 \cdot 10^{-3} m \times (20,77 \text{ ore})^{0,35} - 9,2686 \frac{m^3}{ora} \times 20,77 \text{ ore} = 357 m^3$$

### Calcolo volume vasca di laminazione

	Area A m <sup>2</sup>	Ribassamento h <sub>acqua</sub> m	Volume vasca A · h <sub>acqua</sub> m <sup>3</sup>
Area verde privata vasca LOTTO 1	357,3 / 551,3	1,20	$\frac{1}{2} \times (357,3+551,3) m^2 \times 1,20 m = 545,2$

Il volume totale di acqua invasata è pari a:

$$W_{VASCA} = 545 m^3 > W_{max} = 357 m^3 \quad (W_{VASCA} = 1,53 \times W_{max})$$

## A.2) LOTTO N. 2

Caratteristiche del bacino di raccolta delle acque

	Superficie A (m <sup>2</sup> )	Coefficiente deflusso φ	A <sub>i</sub> · φ <sub>i</sub>
Coperture e piazzali	5.267,96	1,00	5.268
Verde privato	986,55	0,20	197
	Σ A <sub>i</sub> = 6.254,51	Σ A <sub>i</sub> · φ <sub>i</sub> =	5.465

Calcolo coefficiente di deflusso medio:

$$\varphi_{medio} = \frac{\sum A_i \cdot \varphi_i}{\sum A_i} = 5.465 m^2 / 6.254,51 m^2 = 0,8738 = 87,38\%$$

Portata in uscita

$$Q_u = 5 \frac{\text{litri}}{\text{sec} \cdot \text{ha}} \times S = 5 \frac{\text{litri}}{\text{sec} \cdot \text{ha}} \times 6.254 \cdot 10^{-4} \text{ ha} = 3,13 \frac{\text{litri}}{\text{sec}} = 3,13 \cdot 10^{-3} \frac{m^3}{\text{sec}}$$

$$Q_u = 3,13 \cdot 10^{-3} \frac{m^3}{\text{sec}} \times 60 \times 60 \text{ sec} = 11,2581 \frac{m^3}{\text{ora}}$$

**FOGNATURA ACQUE CHIARE E SCURE - Relazione idraulica**

$$g_{crit} = \left( \frac{Q_u}{\varphi \cdot S \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}}$$

$$g_{crit} = [11,2581 \frac{m^3}{ora} / (87,38\% \times 6.255 m^2 \times 42 \cdot 10^{-3} m \times 0,35)]^{1/(0,35-1)} = 20,56 \text{ ore}$$

$$W_{max} = W_e - W_u = \varphi \cdot S \cdot a \cdot g_{crit}^n - Q_u \cdot g_{crit}$$

$$W_{max} = 87,38\% \times 6.255 m^2 \times 42 \cdot 10^{-3} m \times (20,56 \text{ ore})^{0,35} - 11,2581 \frac{m^3}{ora} \times 20,56 \text{ ore} = 430 m^3$$

Calcolo volume vasca di laminazione

	Area A m <sup>2</sup>	Ribassamento h <sub>acqua</sub> m	Volume vasca A · h <sub>acqua</sub> m <sup>3</sup>
Area verde privata vasca LOTTO 2	498,3 / 766,0	1,20	$\frac{1}{2} \times (498,3+766,0) m^2 \times 1,20 m$ 758,58

Il volume totale di acqua invasata è pari a:

$$W_{VASCA} = 758 m^3 > W_{max} = 430 m^3 \quad (W_{VASCA} = 1,76 \times W_{max})$$

**A.3) STRADE, PARCHEGGI E AREE VERDI**

Caratteristiche del bacino di raccolta delle acque

	Superficie A (m <sup>2</sup> )	Coefficiente deflusso φ	A <sub>i</sub> · φ <sub>i</sub>
Strade e marciapiedi	1.599,57	1,00	1.600
Parcheggi	882,03	1,00	882
Verde pubblico	1.781,44	0,20	356
	$\Sigma A_i =$ 4.263,04	$\Sigma A_i \cdot \varphi_i =$	2.838

Calcolo coefficiente di deflusso medio:

$$\varphi_{medio} = \frac{\Sigma A_i \cdot \varphi_i}{\Sigma A_i} = 2.838 m^2 / 4.263,04 m^2 = 0,6657 = 66,57\%$$

Portata in uscita

$$Q_u = 5 \frac{\text{litri}}{\text{sec} \cdot \text{ha}} \times S = 5 \frac{\text{litri}}{\text{sec} \cdot \text{ha}} \times 4.263 \cdot 10^{-4} \text{ ha} = 2,13 \frac{\text{litri}}{\text{sec}} = 2,13 \cdot 10^{-3} \frac{m^3}{\text{sec}}$$

$$Q_u = 2,13 \cdot 10^{-3} \frac{m^3}{\text{sec}} \times 60 \times 60 \text{ sec} = 7,6735 \frac{m^3}{\text{ora}}$$

$$g_{crit} = \left( \frac{Q_u}{\varphi \cdot S \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}}$$

$$g_{crit} = [7,6735 \frac{m^3}{ora} / (66,57\% \times 4,263 m^2 \times 42 \cdot 10^{-3} m \times 0,35)]^{1/(0,35-1)} = 13,53 \text{ ore}$$

$$W_{max} = W_e - W_u = \varphi \cdot S \cdot a \cdot g_{crit}^n - Q_u \cdot g_{crit}$$

$$W_{max} = 66,57\% \times 4,263 m^2 \times 42 \cdot 10^{-3} m \times (13,53 \text{ ore})^{0,35} - 7,6735 \frac{m^3}{ora} \times 13,53 \text{ ore} = 193 m^3$$

### Calcolo volume vasca di laminazione

A favore di sicurezza si considera che i tubi si riempiano per l'ottanta per cento (80%) della loro capienza dopo di che l'acqua uscirà dalle griglie dell'area verde. Considerando un abbassamento medio dell'area di 25 cm il totale dell'acqua che può essere accumulata sull'area verde e nei tubi sarà pari a:

Calcolo volume sull'area verde e nei tubi

	<b>Area A  m<sup>2</sup></b>	<b>Ribassamento h<sub>acqua</sub>  m</b>	<b>Volume vasca A · h<sub>acqua</sub>  m<sup>3</sup></b>
Area verde V1	523	0,45	317 m <sup>2</sup> x 0,45 m = 235,4

<b>Ramo fognatura</b>	<b>Lunghezza  m</b>	<b>Diametro ϕ<sub>EST</sub> / ϕ<sub>INT</sub>  mm</b>	<b>Volume fognatura  <math>\frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \cdot L_f</math>  m<sup>3</sup></b>
Tronco 1 ... - ... 9	175,00	600/599	$\frac{\pi \cdot 0,599^2}{4} \cdot 175,00 m \times 70\% = 34,50$

$$W_{VASCA+TUBI} = 269,9$$

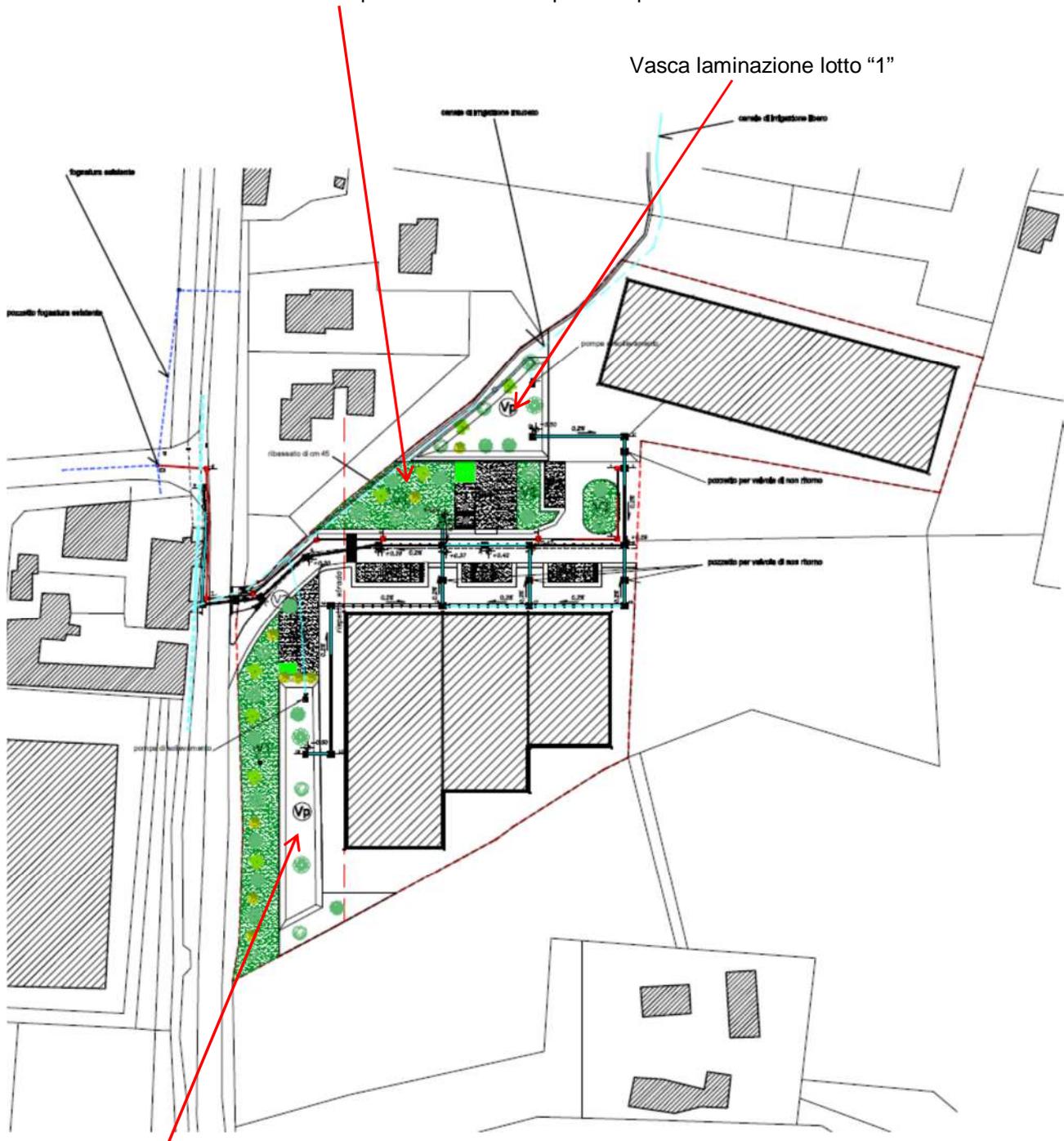
Il volume totale di acqua invasata è pari a:

$$W_{TOT} = W_{VASCA} + W_{TUBI} = 235,4 + 34,5 = 270 m^3 > W_{max} = 193 m^3$$

La superficie dell'area verde che si è deciso di utilizzare (per intero) come area di laminazione ha un volume teorico di capacità di invaso superiore a quanto previsto da calcolo; infatti la superficie del bacino utilizzabile è di circa 523 mq. che portano ad un volume invasabile (con altezza massima non superiore a cm. 45), pari a circa mc. 235, che sommata alla capacità di invaso dei condotti, considerati pieni al 70%, è pari a 270 mc che è pari a 1,40  $W_{max}$  ( $270 m^3 / 193 m^3 = 1,40$ ).

**FOGNATURA ACQUE CHIARE E SCURE - Relazione idraulica**

Area verde ribassata di 90 cm per laminazione acque aree pubbliche



Vasca laminazione lotto "1"

Calcolo tubo di uscita dal pozzetto

Il tubo di collegamento fra il pozzetto (picchetto n.9) e la fognatura esistente verrà progettato in modo che dalla fognatura esca una portata di  $2,13 \frac{\text{lit}}{\text{sec}}$  (che corrisponde a  $5,0 \frac{\text{lit}}{\text{sec} \cdot \text{ha}}$  per l'area pari a 0,4263 ha).

Dalla relazione  $Q = 0,60 \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h_m}$  si ricava che l'area del tubo deve essere:

$$A = \frac{Q}{0,60 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h_m}} = \frac{2,13 \times 10^{-3}}{0,60 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot 0,90}} = 0,002534 \text{ m}^2$$

A cui corrisponde un tubo del diametro interno di 56,8 mm ( $A = \frac{\pi \cdot 0,0568^2}{4} = 0,002534 \text{ m}^2$ )

Si potrebbe utilizzare un tubo  $\phi$  70 mm ( $D_i = 60$  mm)

$$A = \frac{\pi}{4} \times 0,060^2 \text{ m}^2 = 0,002872 \text{ m}^2$$

$$Q = 0,60 \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h_m} = 0,60 \times 0,002872 \text{ m}^2 \times (2 \times 9,81 \text{ m/s}^2 \times 0,90 \text{ m})^{1/2} \cdot 10^3 = 2,38 \frac{\text{lit}}{\text{sec}}$$

### INDICAZIONE QUOTE SCORRIMENTO FOGNATURA E FONDO VASCHE

