

**COMUNE DI VICENZA**

**PROVINCIA DI VICENZA**

ALLEGATO ALLA DELIB. CONS.

N. ...36..... DEL ...0.7.NOV..2004...

IL PRESIDENTE  
F.to SARRACO

IL SEGRETARIO GEN.LE  
F.to VEZZARO

**Progetto delle reti fognarie per acque meteoriche  
e per acque nere relative al P.D.L. "Benaco"  
in località Laghetto nel Comune di Vicenza.**

**RELAZIONE TECNICA E IDRAULICA**

Il Tecnico

Ing. Giovanni Crosara



◆◆◆◆

*Luca Eleonore  
Alvoni Alvoni  
Nesimo Alvoni*

*Antonini Paolo  
Annetta S.r.l.*

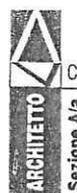
*Delle Pese Pese  
Pese Pese*

13 Novembre 2003

**Giovanni Crosara** ingegnere civile idraulico

studio di ingegneria a Vicenza in stradella del soccorso soccorsetto 5

telefono e fax 0444 - 54.18.88 e-mail crosarag@libero.it



Ordine degli Architetti  
Pianificatori, Paesaggisti e  
Conservatori Provincia di Vicenza

**SEBASTIANO  
ZANETELLO**  
n° 368

*Sebastiano Zanetello*

## INDICE

<b>PARTE PRIMA: LA RETE DI FOGNATURA BIANCA</b>	<b>3</b>
1. Premesse	3
2. Inquadramento territoriale	4
3. Elaborazione delle precipitazioni	5
4. Determinazione del tempo di ritorno	8
5. Calcoli idraulici di verifica	13
5.1. Il coefficiente di deflusso	14
5.2. Il tempo di corrivazione	16
5.3. Il calcolo della portata	18
5.4. Verifica idraulica	19
6. Descrizione della rete fognaria acque bianche	20
6.1. Le condotte	20
6.2. I pozzetti di ispezione stradale	20
6.3. Gli allacciamenti dei lotti	20
6.4. Le caditoie stradali	21
7. Prescrizioni aggiuntive rete	22
<b>PARTE SECONDA : LA RETE DI FOGNATURA NERA</b>	<b>23</b>
1. Determinazione della portata acque nere	23
2. Verifica dell'azione autopulente	25
3. Scala delle portate	26
4. Descrizione della rete fognaria acque nere	27
4.1. Le condotte	27
4.2. I pozzetti di ispezione stradale	27
4.3. Gli allacciamenti dei lotti	27
<b>ALLEGATO: CALCOLI IDRAULICI DI VERIFICA</b>	<b>29</b>

## **PARTE PRIMA: LA RETE DI FOGNATURA BIANCA**

### **1. PREMESSE**

Su richiesta della committenza si è proceduto alla verifica idraulica della rete fognaria per acque meteoriche e della rete fognaria per acque nere relative all'intervento edilizio denominato "P.D.L. Benaco " sito a Vicenza in località Laghetto.

Il progetto della rete fognaria prevede, due diverse canalizzazioni, una per le acque nere ed una per le acque meteoriche con il cosiddetto sistema "separato".

Il presente studio idraulico si pone l'obiettivo di:

- verificare il corretto dimensionamento del sistema fognario di raccolta delle acque meteoriche;
- verificare il corretto dimensionamento del sistema fognario di raccolta delle acque nere.

## 2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE

Il nuovo insediamento, a destinazione commerciale, direzionale e residenziale, si estende su di un'area posta nel quartiere Laghetto nella zona nord della città.

L'area oggetto di intervento confina a Nord con Via Lago Maggiore a Sud con Via Lago di Lugano, a Est con la Strada Statale n. 248 Marosticana e a Ovest con Via Lago di Garda.

A est, nelle immediate vicinanze, sono presenti degli edifici esistenti.

Dal punto di vista idraulico le aree considerate alla formazione del deflusso sono i lotti, le superfici pavimentate, le strade, le aree verdi e i parcheggi, per una superficie complessiva di circa 29.200 mq.



Inquadramento Territoriale PdL Benaco

### 3. ELABORAZIONE DELLE PRECIPITAZIONI

Per la stima della portata meteorica massima si è fatto riferimento alle precipitazioni di massima intensità registrate nella stazione pluviografica di Vicenza.

L'elaborazione si svolge direttamente sui valori osservati per le piogge brevi e intense (scrosci) cioè quelle con durata da pochi minuti fino ad un'ora e per le precipitazioni di più ore consecutive.

Alle precipitazioni massime di data durata si applica la seguente descrizione statistica, comune a molte serie idrologiche:

$$X (Tr) = X_m + F S_x$$

In cui:

$X (Tr)$  il valore caratterizzato da un periodo di ritorno  $Tr$ , ossia l'evento che viene eguagliato o superato;

$X_m$  il valore medio degli eventi considerati;

$F$  fattore di frequenza;

$S_x$  scarto quadratico medio

Per il caso in esame si è utilizzata la distribuzione doppio-esponenziale di *Gumbel*.

Al fattore  $F$  si assegna l'espressione:

$$F = (Y (Tr) - Y_N) / S_N$$

essendo la grandezza  $Y (Tr)$ , funzione del Tempo di ritorno, la cosiddetta variabile ridotta, e  $Y_N$  e  $S_N$  rappresentano la media e lo scarto quadratico medio della variabile ridotta: esse sono funzioni del numero  $N$  di osservazioni.

I valori di questi parametri sono riportati nella tabella seguente.

Valori dei parametri $Y_N$ e $S_n$ secondo Gumbel										
MEDIA RIDOTTA $Y_N$										
$N$	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0.4952	0.4996	0.5035	0.5070	0.5100	0.5128	0.5154	0.5177	0.5198	0.5217
20	0.5236	0.5252	0.5268	0.5282	0.5296	0.5309	0.5321	0.5332	0.5343	0.5353
30	0.5362	0.5371	0.5380	0.5388	0.5396	0.5403	0.5411	0.5417	0.5424	0.5430
40	0.5436	0.5442	0.5448	0.5453	0.5458	0.5463	0.5468	0.5472	0.5477	0.5481
50	0.5485	0.5489	0.5493	0.5497	0.5501	0.5504	0.5508	0.5511	0.5515	0.5518
60	0.5521	0.5524	0.5527	0.5530	0.5532	0.5535	0.5538	0.5540	0.5543	0.5545
70	0.5548	0.5550	0.5552	0.5555	0.5557	0.5559	0.5561	0.5563	0.5565	0.5567
80	0.5569	0.5571	0.5573	0.5574	0.5576	0.5578	0.5580	0.5581	0.5583	0.5584
90	0.5586	0.5588	0.5589	0.5591	0.5592	0.5593	0.5595	0.5596	0.5598	0.5599
100	0.5600	0.5602	0.5603	0.5604	0.5605	0.5606	0.5608	0.5609	0.5610	0.5611
DEVIAZIONE STANDARD RIDOTTA $S_N$										
$N$	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	1.0010	1.0148	1.0270	1.0378	1.0476	1.0564	1.0644	1.0717	1.0785	1.0847
20	1.0904	1.0958	1.1008	1.1055	1.1098	1.1140	1.1178	1.2115	1.1250	1.1283
30	1.1314	1.1344	1.1372	1.1399	1.1425	1.1449	1.1473	1.1496	1.1518	1.1538
40	1.1559	1.1578	1.1597	1.1614	1.1632	1.6449	1.1665	1.1680	1.1696	1.1710
50	1.1724	1.1738	1.1752	1.1765	1.1777	1.1789	1.1801	1.1813	1.1824	1.1835
60	1.1846	1.1856	1.1866	1.1876	1.1886	1.1895	1.1904	1.1913	1.1922	1.1931
70	1.1939	1.1947	1.1955	1.1963	1.1971	1.1978	1.1986	1.1993	1.2000	1.2007
80	1.2014	1.2020	1.2027	1.2033	1.2039	1.2045	1.2052	1.2057	1.2063	1.2069
90	1.2075	1.2080	1.2086	1.2091	1.2096	1.2101	1.2106	1.2111	1.2116	1.2121
100	1.2126	1.2130	1.2135	1.2139	1.2144	1.2148	1.2153	1.2157	1.2161	1.2165

La funzione  $Y(Tr)$  è legata al tempo di ritorno  $Tr$  dalla relazione:

$$Y(Tr) = - \ln(-\ln((Tr-1)/Tr))$$

Con le idonee sostituzioni si ricava l'espressione:

$$X(Tr) = X_m - S_x Y_N/S_N + S_x Y(Tr)/S_N$$

in cui  $X_m - S_x Y_N/S_N$  è chiamata *moda* e rappresenta il valore con massima frequenza probabile ed il fattore  $S_x/S_N$  con il termine *alpha*.

In allegato sono dettagliatamente riportati i risultati dell'elaborazione eseguita.

Per ciascun tempo di ritorno si è provveduto a calcolare l'equazione pluviometrica mediante interpolazione.

I risultati ottenuti forniscono i valori di  $a$  e  $n$  nell'equazione  $h = a t^n$ :

<i>Coefficienti dell'equazione pluviometrica PER PRECIPITAZIONI BREVI E INTENSE</i>		
<i>Tr (anni)</i>	<i>a</i>	<i>n</i>
5	42.08	0.43
10	50.19	0.43
20	57.96	0.44

<i>Coefficienti dell'equazione pluviometrica PER PRECIPITAZIONI ORARIE</i>		
<i>Tr (anni)</i>	<i>a</i>	<i>N</i>
5	40.47	0.234
10	49.198	0.217
20	57.58	0.205

Ottenute le curve di possibilità pluviometrica è possibile stabilire per un prefissato tempo di ritorno  $Tr$  il valore dell'evento che gli corrisponde.

Assegnato  $Tr$  si possono ricavare per ogni durata  $t$  i valori di  $h$  corrispondenti cioè le altezze di precipitazione che ricorrono mediamente ogni  $Tr$  anni.

Il valore del  $Tr$  che verrà adottato per il caso in esame è stato determinato nel paragrafo seguente.

#### 4. DETERMINAZIONE DEL TEMPO DI RITORNO

L'analisi delle grandezze idrologiche permette di associare al loro valore il concetto di rischio che sta alla base della progettazione idraulica.

Nel nostro caso la grandezza idrologica che consideriamo è l'altezza di precipitazione critica che può essere associata ad un tempo di ritorno, ovvero la durata media del periodo in cui l'evento fissato venga superato una sola volta.

La definizione del tempo di ritorno dell'evento meteorico critico viene fatta mediante un'analisi multicriteriale.

Per la scelta dell'intervallo di rischio di progetto, cioè dei valori massimi e minimi del Tempo di Ritorno, si parte da una matrice di orientamento redatta in base a normative e regolamenti di livello nazionale e internazionale e alla realtà locale dei bacini dell'Alto Adriatico.

Nel caso specifico si ha:

Tipologia di opera idraulica	Tr min (anni)	Tr max (anni)
<i>Fognature</i>		
Collettori acque bianche	10	30

Dedotto tale intervallo di rischio idraulico di riferimento per dimensionare l'opera di progetto si classifica la stessa in base ad una serie di criteri in modo da avere un orientamento più preciso relativamente a quale parte di detto intervallo fare riferimento per il dimensionamento.

I criteri individuati sono riferiti a tre categorie di conoscenze:

##### A. Criteri riferiti alla tipologia delle opere

1. criterio della modificazione della probabilità del danno dovuta al tipo di opera
2. criterio delle dimensioni caratteristiche che non variano al variare del rischio assunto
3. criterio del sito di realizzazione dell'opera, legato al fattore di impatto ecologico
4. criterio della capacità residua delle opere di mantenere la funzionalità di progetto

##### B. Criteri riferiti alla tipologia del sito dove insiste l'opera

5. criterio legato all'impatto paesaggistico-ambientale
6. criterio legato ai costi sociali

##### C. Criteri riferiti al valore del bene difeso

7. gli edifici
8. gli insediamenti produttivi
9. l'agricoltura
10. la viabilità

## 11. le infrastrutture a rete

Si usa un metodo multicriterio qualitativo che consiste nell'assegnare ai criteri un valore qualitativo che indica se il tempo di ritorno da assumere, per quello specifico criterio, debba essere massimo, medio, minimo.

Tale indice è esprimibile con un valore numerico ordinale, 2, 1, 0.

### **A) Criteri riferiti alla tipologia delle opere**

#### Criterio della modificazione della probabilità del danno dovuta al tipo di opera

L'inserimento di un'opera idraulica di difesa modifica il naturale deflusso delle acque e modifica conseguentemente la legge di distribuzione di probabilità di verificarsi del danno di evento calamitoso.

Nel caso specifico, i collettori di fognatura hanno sostanzialmente la funzione di drenare e collettare l'acqua che si genera sul territorio servito e il loro funzionamento è legato alla portata di progetto, superata la quale si ha la stessa sommersione del territorio che si avrebbe senza collettore.

Il tempo di permanenza dell'evento alluvionale viene però modificato dalla presenza del collettore e quindi viene contenuto il danno. (indice=1).

#### Criterio delle dimensioni caratteristiche dell'opera

La variazione delle dimensioni di un'opera in funzione del tempo di ritorno incide sui costi di realizzazione dell'opera stessa. Si sono individuate le dipendenze funzionali delle caratteristiche geometriche delle opere dal tempo di ritorno in modo da evidenziare come varia la curva dei costi al variare dello stesso tempo di ritorno. In questo modo è possibile giudicare la convenienza di adottare tempi di ritorno più o meno alti in funzione dell'incremento di costo che questi comportano.

Per le reti fognarie si vede come modeste a grandi variazioni di  $T_r$  corrispondano piccole variazioni di costo. Pertanto si assume un tempo di ritorno alto (indice=1).

#### Criterio dell'impatto ecologico dell'opera

La realizzazione di un'opera idraulica, per le modificazioni che esse induce, implica sempre un certo impatto sull'ambiente tanto più forte quanto più grande è l'opera. Si valuta l'impatto legato alla variazione che l'opera può indurre nella naturalità del corso d'acqua cambiandone le caratteristiche o legato alle modificazioni del paesaggio.

Le opere di fognatura in generale non modificano tali equilibri naturali quindi si assume un tempo di ritorno medio. (indice=1).

#### Criterio della capacità residua dell'opera a mantenere la funzionalità di progetto

Un'opera idraulica qualora venga interessata da un evento di piena maggiore di quello di progetto può essere danneggiata o distrutta dall'evento stesso; in tal caso anche eventi minori di quello di progetto arrecano danno al territorio che afferisce all'opera.

Le opere di fognatura mantengono inalterata la propria funzionalità per cui non è necessario aumentare i tempi di ritorno per avere una maggiore garanzia di sicurezza per gli eventi seguenti all'evento di progetto.

Si assume pertanto un tempo di ritorno minimo. (indice=0).

### **B) Criteri riferiti alla tipologia del sito dove insiste l'opera**

#### Criterio legato all'impatto ambientale paesaggistico

Per quanto riguarda l'influenza delle opere entro terra, l'impatto si considera limitato.

Si sceglie pertanto un tempo di ritorno minimo. (indice=0).

#### Criterio dei costi sociali

La realizzazione di un'opera idraulica comporta oltre al puro costo di investimento una serie di costi aggiuntivi, definiti anche come costi sociali, intesi come perdite di tempo per limitazioni al traffico generate dai lavori. Ovviamente i costi aggiuntivi maggiori si hanno quando l'opera viene realizzata in zone di elevata mobilità; maggiore è il tempo di ritorno, minore è la probabilità di rinteressare la zona con i lavori e quindi con i disagi provocati.

L'opera viene realizzata in una zona non in prossimità del centro storico, si assume un tempo di ritorno medio (indice=1).

### **C) Criteri riferiti al valore del bene difeso**

Gli aspetti economici coinvolti dalla presenza di un'opera di difesa idraulica possono essere individuati analizzando gli effetti negativi che si avrebbero nel caso che l'opera non sia realizzata; si valuta quindi il danno evitato.

#### Edifici

La rete fognaria viene realizzata in un'area in cui sono presenti edifici; si assume un tempo di ritorno massimo. (indice=2).

#### Insedimenti produttivi

L'opera evita danni in una zona priva di insediamenti produttivi di una certa importanza; si assume un tempo di ritorno minimo. (indice=0).

#### Agricoltura

L'area interessata dalla costruzione dell'opera non presenta un'agricoltura di pregio; si assume pertanto un tempo di ritorno minimo. (indice=0).

Viabilità

L'opera viene costruita in una zona interessata da viabilità di importanza secondaria; si assume pertanto un tempo di ritorno minimo. (indice=0).

Infrastrutture a rete

Non si riscontra la presenza di infrastrutture a rete (gasdotti, linee di alta tensione, linee di comunicazione telematica, ecc) nell'area interessata dall'opera di progetto; si assume pertanto un tempo di ritorno medio. (indice=0).

**Descrizione della metodologia per l'individuazione  
del valore orientativo del rischio di progetto**

Una volta definiti gli undici attributi da dare ai criteri per l'opera in esame, si tratta di determinare un parametro unico che permetta di entrare nell'intervallo predefinito tra  $Tr_{min}$  e  $Tr_{max}$  e stabilire quale tempo di ritorno adottare.

Per individuare il  $Tr$  si utilizza un'equazione derivata dalla tecnica di analisi multicriteria denominata Compromise Programming.

Per prima cosa si associa al valore di  $Tr_{max}$  un punto ideale nello spazio a 11 dimensioni (tanti sono i criteri individuati) rappresentato dal vettore che assume, per tutti i criteri, i valori massimi che si possono attribuire all'indice:

$$\text{Punto Ideale} = P = (x_{1max}, x_{2max}, \dots, x_{imax}, \dots, x_{11max})$$

$$\text{con } x_{1max} = \dots = x_{imax} = 2$$

Si associa poi al valore  $V$  che identifica l'opera in esame il punto rappresentato dagli 11 valori attribuiti ai criteri:

$$V = V(x_1, \dots, x_i, \dots, x_{11})$$

e si calcola la distanza geometrica  $D$  del Punto Ideale dal punto  $V$

$$D = \sqrt{\sum_i (x_{imax} - x_i)^2}$$

dove  $x_i$  identifica il giudizio attribuito al criterio  $i$  per l'opera in esame;

Si associa al valore di  $Tr_{min}$  un punto identificato dal vettore che assume, per tutti i criteri, i valori minimi che si possono attribuire all'indice:

$$\text{Punto } Tr_{min} = O = (x_{1min}, x_{2min}, \dots, x_{imin}, \dots, x_{11min})$$

$$\text{con } x_{1min} = \dots = x_{imin} = 0$$

Si calcola quindi la distanza massima  $D_{max}$  tra il punto ideale che rappresenta  $Tr_{max}$  ed il punto  $O$  che rappresenta  $Tr_{min}$ :

$$D_{\max} = \sqrt{\sum_i (x_{i\max} - x_{i\min})^2}$$

Il tempo di ritorno di riferimento per l'opera in esame può essere espresso in relazione alla proporzionalità delle due distanze individuate:

$$Tr = Tr_{\max} - (Tr_{\max} - Tr_{\min}) D / D_{\max}$$

Determinato in questo modo  $Tr_{\text{calcolo}}$  si adotta, per le valutazioni di portata e precipitazione di progetto, il tempo di ritorno della classe nella quale esso ricade e che può assumersi come segue:

classe 1	Tr=10 anni	per $Tr_{\text{calcolo}} < 15$
classe 2	Tr=20 anni	per $15 \leq Tr_{\text{calcolo}} < 25$
classe 3	Tr=30 anni	per $25 \leq Tr_{\text{calcolo}} < 40$
classe 4	Tr=50 anni	per $40 \leq Tr_{\text{calcolo}} < 60$
classe 5	Tr=100 anni	$Tr_{\text{calcolo}} \geq 60$

Per il caso in esame si è determinato un tempo di ritorno di 10 anni.

## **5.    CALCOLI IDRAULICI DI VERIFICA**

Lo schema fognario acque meteoriche, prevede la realizzazione di 4 rami principali (A,B,C,D,E) all'interno della lottizzazione che andranno a confluire nella rete mista esistente lungo Via Lago di Garda.

Un ulteriore ramo (F) è destinato a raccogliere le acque meteoriche scolanti nel parcheggio che sarà realizzato lungo la Strada Marosticana.

Inizialmente si effettua il calcolo della portata relativa a tutta la superficie scolante al fine di determinare il volume complessivo di acqua che andrà a confluire nella rete fognaria esistente.

Di seguito si calcola la portata relativa ad uno dei rami principali e si verifica la capacità del collettore previsto.

Ad ogni ramo, data la simmetria degli interventi, si può attribuire la medesima superficie scolante pertanto è sufficiente effettuare la verifica per un solo ramo.

## 5.1. Il coefficiente di deflusso

Il coefficiente di deflusso  $\phi$  è il parametro che determina la trasformazione degli afflussi in deflussi.

Il coefficiente di deflusso è determinato infatti come il rapporto tra il volume defluito attraverso una assegnata sezione in un definito intervallo di tempo e il volume meteorico precipitato nell'intervallo stesso.

Il coefficiente di deflusso viene valutato considerando le caratteristiche di permeabilità delle diverse superfici presenti nell'intero bacino scolante.

Per le reti destinate alla raccolta delle acque meteoriche di un centro abitato valgono, di massima, i coefficienti relativi a una pioggia avente durata di un'ora.

<i>Valori del coefficiente di deflusso relativi a una pioggia avente durata oraria</i>	
<i>Tipi di superficie</i>	$\phi$
Tetti metallici	0.95
Tetti a tegole	0.90
Tetti piani con rivestimento in calcestruzzo	0.7÷0.8
Tetti piani ricoperti di terra	0.3÷0.4
Pavimentazioni asfaltate	0.9
Pavimentazioni in pietra	0.8
Massicciata in strade ordinarie	0.4÷0.8
Strade in terra	0.4÷0.6
Zone con ghiaia non compressa	0.15÷0.25
Giardini	0÷0.25
Boschi	0.1÷0.3
Parti centrali di città completamente edificate	0.70÷0.90
Quartieri con pochi spazi liberi	0.50÷0.70
Quartieri con fabbricati radi	0.25÷0.50
Tratti scoperti	0.10÷0.30
Terreni coltivati	0.20÷0.60

(Fonte: Luigi Da Deppo e Claudio Datei dal volume "Fognature")

Altri utili valori assegnati al coefficiente di deflusso sono proposti nella seguente tabella.

Permeabilità dei vari tipi di rivestimento	
Tipo superficie raccolta	Coefficiente deflusso
Tetti a falde	1.00
Lastricature con fughe ermetiche	1.00
Rivestimenti bituminosi	0.90
Coperture piane con ghiaietto	0.80
Lastricature miste, clinker, piastrelle	0.70
Lastricature medio/grandi con fughe aperte	0.60
Asfalto poroso	0.50÷0.40
Rivestimenti drenanti, superfici a ghiaietto	0.50÷0.40
Griglie in calcestruzzo	0.30÷0.20
Coperture piane seminate a erba	0.30÷0.20
Prati	0.25
Prati di campi sportivi	0.20÷0.00
Superfici coperte di vegetazione	0.20÷0.00

(Fonte: Prof. Liesecke, I.G.G., Università di Hannover)  
 (Da "Ciclo delle acque in ambiente costruito" Prof. E.R. Trevisiol)

Dalla relazione seguente si ricava il valore del coefficiente di deflusso medio  $\phi_{medio}$ :

$$\phi_{medio} = (S_i \times \phi_i) / S$$

$\phi_{medio}$  = coefficiente di deflusso medio relativo alla superficie scolante totale

S = superficie scolante totale (mq)

$S_i$  = Superfici scolanti omogenee (mq)

$\phi_i$  = coefficiente di deflusso relativo alle  $S_i$

Nel caso in esame si stima pari a **0.49** il coefficiente di deflusso per la superficie complessiva interessata dall'intervento. Per il calcolo della portata relativa ad un solo ramo si assumerà lo stesso valore.

## 5.2. Il tempo di corrivazione

Nel caso in esame la superficie scolante considerata, per la determinazione del tempo di accesso alla rete, è l'area sottesa dall'intera superficie posta all'estremità di monte del percorso idraulico più lungo.

Il tempo di corrivazione è stato determinato facendo riferimento al *percorso idraulico più lungo* della rete fognaria fino alla sezione di chiusura considerata.

Per determinare il tempo di corrivazione  $t_c$  si deve fare riferimento alla somma:

$$t_c = t_a + t_r$$

in cui  $t_a$  è il tempo d'accesso alla rete, sempre di incerta determinazione, variando con la pendenza dell'area, la natura della stessa e il livello di realizzazione dei drenaggi minori, nonché alla altezza della pioggia precedente l'evento critico di progetto.

Recenti studi svolti presso il Politecnico di Milano (Mambretti e Paoletti, 1996) determinano una stima del tempo di accesso a mezzo del modello del *condotto equivalente*, sviluppato partendo dalla considerazione che il deflusso è in realtà un deflusso in una rete di piccole canalizzazioni incognite (grondaie, cunette, canalette, piccoli condotti) che raccolgono le acque scolanti lungo le singole falde dei tetti e delle strade.

Tali studi hanno condotto, per sottobacini sino a 10 ettari, all'equazione:

$$t_{ai} = ((3600^{(n-1)/4} \cdot 0.5 \cdot l_i) / (s_i^{0.375} (a \cdot \phi_i \cdot S_i)^{0.25}))^{4/(n+3)}$$

essendo:

$t_{ai}$  = tempo d'accesso dell' $i$ -esimo sottobacino [s]

$l_i$  = massima lunghezza del deflusso dell' $i$ -esimo sottobacino [m]

$s_i$  = pendenza media dell' $i$ -esimo sottobacino [m/m]

$\phi_i$  = coefficiente di deflusso dell' $i$ -esimo sottobacino [m/m]

$S_i$  = superficie di deflusso dell' $i$ -esimo sottobacino [ha]

$a, n$  = coefficienti dell'equazione di possibilità pluviometrica

Per la determinazione di  $l_i$  viene proposta l'equazione:

$$l_i = 19.1 (100 S_i)^{0.548}$$

nella quale  $S_i$  è in ettari e la lunghezza  $l_i$  in metri.

Nel caso in esame il sottobacino considerato, per la determinazione del tempo di accesso alla rete, è il sottobacino posto all'estremità di monte del percorso idraulico più lungo.

Stima del tempo di accesso $t_a$								
Sottobacino considerato	$S_i$ (ha)	$l_i^*$ (m)	$\phi$	$s_i$	$a$	$n$	$t_{ai}$ (s)	$t_{ai}$ (min)
Superficie totale	2.9204	428	0.49	0.002	50.19	0.43	583	9
Sottobacino Singolo Ramo	0.3	123	0.49	0.002	50.19	0.43	264	4

Il tempo di rete  $t_r$ , è dato dalla somma dei tempi di percorrenza di ogni singola canalizzazione seguendo il percorso più lungo della rete fognaria;  $t_r$  è quindi determinato dal rapporto tra la lunghezza della rete e la velocità della corrente

$$t_r = \sum L_i/V_i$$

nella quale la sommatoria va estesa a tutti i rami che costituiscono il percorso più lungo:  
Nel caso in esame si è considerato un unico collettore principale.

Stima del tempo di rete $t_r$				
Tratto	$V_{ui}$	$L_i$	$t_{ri}$	$t_{ri}$
	(m/s)	(m)	(s)	(m)
Collettore principale	0.8	428	535	8
Tempo di rete $t_r$				8
Singolo Ramo	0.8	123	153	2
Tempo di rete $t_r$				2

Determinato  $t_a$  e  $t_r$  si ricava:

- un valore del tempo di corrivazione " $t_c$ " di circa 17 minuti pari a 0.28 ore per l'area complessiva;
- un valore del tempo di corrivazione " $t_c$ " di circa 6 minuti pari a 0.1 ore per l'area relativa al singolo ramo della rete di progetto.

### 5.3. Il calcolo della portata

Il calcolo della portata, conseguente alla precipitazione assegnata, è stato condotto utilizzando il **metodo razionale**, noto in Italia come **metodo cinematico** o del **ritardo di corrivazione**; il metodo si presta ad essere utilizzato in molti casi e generalmente applicato a bacini scolanti di relativamente limitata estensione.

Assumendo un tempo di pioggia pari al tempo di corrivazione tutto il bacino contribuisce alla formazione della portata massima.

La portata massima nella sezione terminale quindi si ha assumendo un tempo di pioggia (durata della precipitazione) pari al tempo di corrivazione calcolato.

La condizione *tempo di pioggia (t) = tempo di corrivazione (tc)* porta ad un idrogramma di piena avente forma di triangolo isoscele, caratterizzato da un valore massimo della portata doppio di quello medio; in tale ipotesi tutto il bacino scolante considerato contribuisce alla formazione della portata massima.

Con le ipotesi di cui sopra e dalla relazione seguente proposta dal **metodo cinematico** si ricava il valore della portata meteorica massima relativa al bacino scolante considerato:

$$Q_{max} = \phi_{medio} S h / t$$

in cui:

$Q_{max}$  = portata massima (l/s)

$\phi_{medio}$  = coefficiente di deflusso medio;

$S$  = superficie scolante totale;

$h$  = altezza di pioggia valutata con l'espressione relativa alla curva di possibilità climatica;

$t$  = tempo di pioggia assunto pari al tempo di corrivazione  $t_c$ ;

Determiniamo quindi la portata massima relativa al bacino scolante. per tempi di ritorno di 10 anni.

Applicando il metodo cinematico si stima, per una pioggia breve ed intensa, una portata  $Q_{max}$  per un tempo di ritorno di 10 anni:

- $Q_{max}$  = di **412** l/s per l'area complessiva;
- $Q_{max}$  = di **76** l/s per l'area relativa al singolo ramo.

#### 5.4. Verifica idraulica

La verifica idraulica preliminare, ha lo scopo di verificare la reale capacità di deflusso dei nuovi collettori.

Per fare questo si renderà necessario confrontare la portata massima che è in grado di defluire nel collettore e la portata di pioggia calcolata in precedenza.

La valutazione della capacità di deflusso del collettore è stata eseguita utilizzando la formula di *Gauckler-Strickler* del moto uniforme per regimi a pelo libero:

$$V = K_S i^{2/3} R_H^{2/3}$$

dove:

$V$  = velocità media (m/s)

$K_S$  = coefficiente di resistenza ( $m^{1/3}s^{-1}$ )

$i$  = pendenza (‰)

$R_H$  = raggio idraulico (m) =  $D/4$

Il coefficiente di scabrezza  $K_S$  è assunto pari a  $70 m^{1/3}s^{-1}$ .

Dal calcolo si ottiene che utilizzando un collettore di diametro 400 mm con una pendenza del 3 ‰ è sufficiente un riempimento del 70% per garantire il deflusso della portata meteorica.

## **6. DESCRIZIONE DELLA RETE FOGNARIA ACQUE BIANCHE**

### **6.1. Le condotte**

I collettori della nuova fognatura bianca sono previsti in calcestruzzo, con giunto a bicchiere, di diametro nominale variabile del DN 400 mm posati con una pendenza del 3‰.

Il tracciato planimetrico e altimetrico scelto per i collettori principali è rappresentato nella *Tav. Progetto reti fognarie bianche e nere*.

### **6.2. I pozzetti di ispezione stradale**

In tutti i collettori è prevista la posa in opera di manufatti che garantiscano l'adeguato deflusso idraulico, facilitino l'ispezione e l'eventuale manutenzione delle tubazioni.

Si prevede di posare dei pozzetti, di dimensioni 100x100 cm sia di linea che di incrocio, realizzati in calcestruzzo vibrato di cemento, formato da elementi sovrapposti quali l'elemento di base e gli elementi di prolunga, di due fori di linea e fori ulteriori per gli eventuali altri innesti.

L'interasse tra i pozzetti, variabile a seconda dello sviluppo planimetrico della rete è desumibile dagli elaborati grafici di progetto.

E' prevista la posa di chiusini circolari in ghisa sferoidale, aventi una luce netta di 60 cm a norma UNI 108, idonei al transito di qualsiasi tipo di veicolo e di resistenza a norma UNI-EN 124 classe D 400 minima; tali chiusini saranno posti in opera sui pozzetti di linea e di incrocio dei collettori principali.

### **6.3. Gli allacciamenti dei lotti**

Il presente progetto comprende anche la predisposizione delle opere di allacciamento alla fognatura meteorica delle utenze private.

A tal fine si prevede la realizzazione di una rete secondaria di sub-collettori in PVC rigido tipo SN 4 – SDR 41, corrispondenti alla norma UNI EN 1401, aventi diametro esterno 160 mm e corredati di raccordi e pezzi speciali atti a consentire ogni tipo di innesto.

La posa in opera, in corrispondenza ad ogni utenza, di un pozzetto in cemento armato vibrato prefabbricato delle dimensioni interne di 60 x 60 cm, completo di fori e guarnizioni tali da permettere in ingresso l'allaccio alla rete fognaria privata e in uscita l'innesto ai sub-collettori. Tale pozzetto sarà posto in suolo pubblico o in proprietà privata al limite di quella pubblica; sarà,

inoltre reso ispezionabile tramite chiusino in ghisa sferoidale o in cemento secondo le indicazioni della D.L.

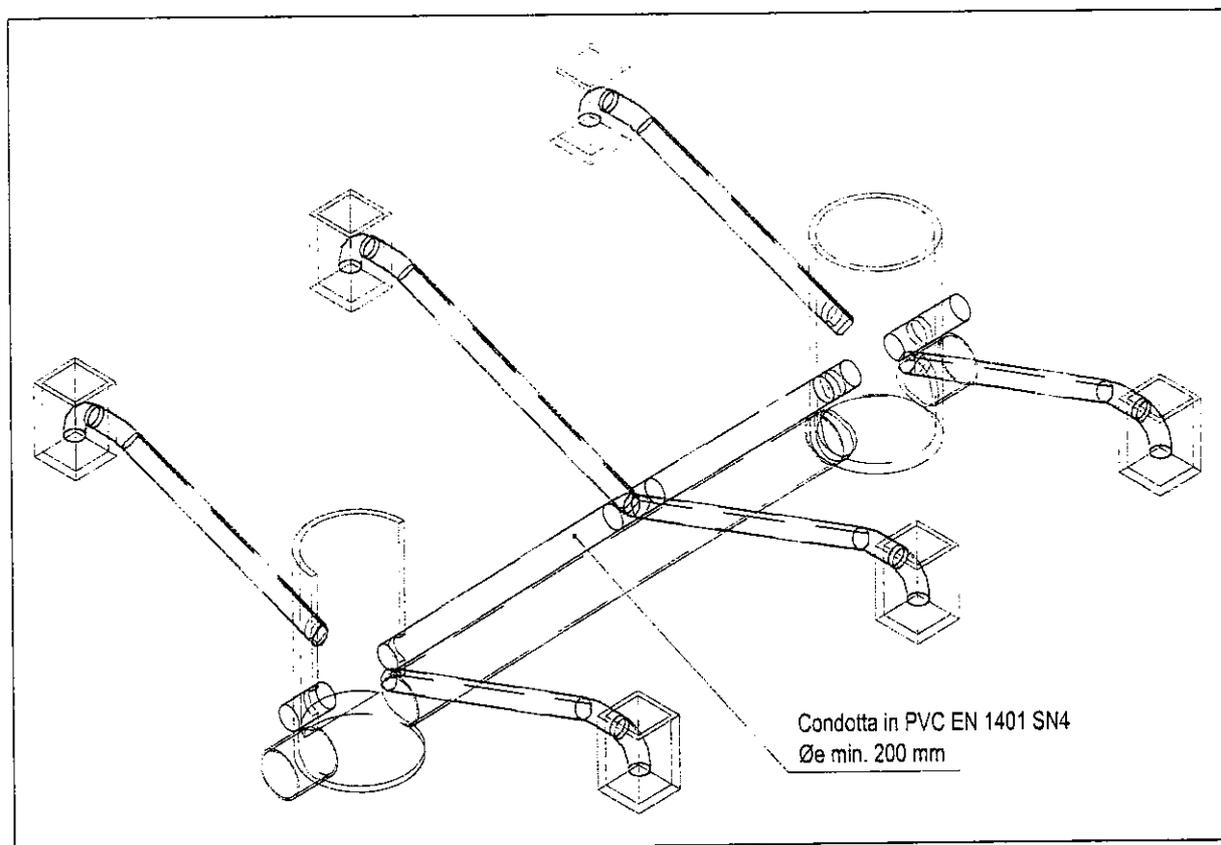
Ulteriori accorgimenti tecnici potranno essere ordinati dalla Direzione Lavori sulla base di eventuali risultanze emerse in fase di scavo.

#### 6.4. Le caditoie stradali

E' prevista la posa di caditoie stradali in cemento armato di sezione interna cm 40 x cm 40 ed altezza cm 80, e griglia in ghisa. Il collegamento della caditoia stradale ai pozzetti di ispezione verrà realizzato mediante tubazioni in PVC De 160 mm.

Le caditoie stradali dovranno innestarsi nei pozzetti di ispezione stradale tramite un controtubo di diametro minimo De 160 mm.

Lo schema da adottare rispetta le prescrizioni di AIM Vicenza Spa - Settore Fognatura e Depurazione secondo lo schema di seguito riportato.



Schema di collegamento controtubo per confluenza caditoie

## **7. PRESCRIZIONI AGGIUNTIVE RETE**

Per quanto sopra esposto si precisa che:

- le superfici pedonali dovranno essere realizzate con materiali tali da assicurare la più alta permeabilità possibile;
- le caditoie di raccolta delle acque meteoriche, delle strade e delle superfici interne ai lotti, dovranno essere sifonate per evitare l'ingresso di sabbia e materiali fini nelle tubazioni.

## **PARTE SECONDA : LA RETE DI FOGNATURA NERA**

### **1. DETERMINAZIONE DELLA PORTATA ACQUE NERE**

Usualmente le portate delle fognature a servizio di aree commerciali e direzionali vengono determinate nella stessa maniera di quelle delle aree residenziali, partendo dalla richiesta idrica delle utenze.

Il carico idraulico, cioè la quantità liquida di acque di rifiuto, costituisce una grandezza la cui conoscenza è indispensabile ad ogni effetto nell'impostazione dell'indagine relativa ad un qualsiasi sistema di trattamento e smaltimento delle acque di rifiuto civili.

Quando sperimentazioni od informazioni dirette siano difficili od impossibili, oppure per la modestia del problema, non convenga fare indagini particolari, possono essere orientativi i dati riportati nella seguente tabella che indica, a seconda dei vari tipi di utenze, i carichi idraulici specifici (in litri per giorno nel giorno medio dell'anno).

(Si tratta di dati ricavati da varie fonti, americane, francesi, inglesi, italiane).

<b>Natura della comunità</b>	<b>Carico idraulico specifico</b>
Uffici (per impiegato)	50-75(l/unità g)
Grandi Magazzini - shopping centers	3-10 (l/m <sup>2</sup> )
Ristoranti (per impiegato)	35-60(l/unità g)
Ristoranti (per posto servizio)	10-12(l/unità g)
Caffè, bars ( per impiegato)	50-60(l/unità g)
Caffè, bars ( per cliente)	8 (l/unità g)
Campeggi e villaggi turistici (per ospite)	100-200(l/unità g)

(Fonte:"Depurazione delle acque"- Masotti)

Nel caso di utenze commerciali e direzionali si possono assumere i valori stabiliti per i shopping centers.

Considerando una richiesta idrica massima di 6.5 l/m<sup>2</sup> giorno (valore intermedio tra di due proposti) si avrà, per la superficie complessiva, pari a circa 675 mq una portata media richiesta per l'intera zona commerciale, artigianale, direzionale di 0,05l/s.

La portata massima stimata considerando un coefficiente di punta di 2,5 è pari a 0.13 l/s.

Al valore sopra calcolato verrà aggiunto il contributo di portata della zona residenziale.

La portata di acque nere assunta per la verifica idraulica dei collettori principali è stata calcolata con riferimento agli utenti dell'acquedotto e cioè al numero degli abitanti insediabili previsti nell'area residenziale di progetto, incrementato cautelativamente del 20%, sulla base della seguente relazione di calcolo:

$$Q_{media} = (D \times \phi \times N) / n.ore \times 3600 \quad (l/s)$$

dove:

$Q_{media}$  = portata nera media (l/s);

D = dotazione idrica media pro capite giornaliera = 350 l/ab x giorno;

$\phi$  = coefficiente di afflusso alla rete = 1

N = numero di abitanti serviti=200

n.ore = ore di consumo della risorsa idrica = 24

Per la stima della portata di punta, rapporto tra la portata nera massima istantanea e la portata media giornaliera, è stato adottato un coefficiente variabile in rapporto al numero di abitanti serviti, calcolato con l'espressione proposta da Koch:

$$C_p = 1,5 + 2,5 / (Q_m)^{1/2}$$

Dal calcolo si determina un valore di portata nera media (media giornaliera) di 0,86 l/s mentre quello della portata nera di punta di 3,59 l/s.

Per il calcolo dettagliato vedasi allegati.

## 2. VERIFICA DELL'AZIONE AUTOPULENTE

Le esperienze e ricerche specifiche sulle modalità di deposito delle particelle solide presenti nei normali liquami urbani hanno dimostrato che per assicurare il trasporto nelle condotte, cioè condizioni di autopulitura nelle stesse è necessario che lo sforzo di taglio  $\tau_c$ , indicata in questo caso  $\tau_c$ , non sia inferiore (nel flusso a sezione piena) a 0,1 kg/mq.

L'espressione idrodinamica di " $\tau_c$ " è:

$$\tau_c = \gamma \times R_h \times i$$

in cui:

$\gamma$  = peso specifico del liquame

$R_h$  = raggio idraulico

$i$  = pendenza di fondo della condotta

Analizzando le condizioni di moto a sezione piena con la formula monomia di Gauckler-Strickler :

$$V = K_s \times (R_h)^{2/3} \times (i)^{1/2} \quad (\text{m/s})$$

E sostituendo " $i$ " tra le espressioni citate si ottiene il valore di velocità al di sotto della quale può verificarsi deposito per un prefissato  $\tau_c$ .

L'espressione evidenzia la dipendenza della velocità dal raggio idraulico e quindi cresce con la sezione del tubo.

Il tutto nella condizione di flusso a sezione piena. Come già detto in premessa il  $\tau_c$  si mantiene pressoché costante fino a livelli di riempimento pari al 20% del diametro e quindi con portate fino a 0,1 $Q_{max}$ .

I tronchi principali di progetto del DN 250 mm rispettano le condizioni di autopulizia con pendenze minime del 3,0 ‰.

In allegato sono indicati i valori limiti di funzionamento e i calcoli idraulici di dettaglio.

### 3. SCALA DELLE PORTATE

Utilizzando la formula di Gauckler-Strickler del moto uniforme, per regimi a pelo libero si ha :

$$V = K_s \times (R_h)^{2/3} \times (i)^{1/2} \quad (\text{m/s})$$

dove:

V = velocità di scorrimento nella tubazione (m/s)

K<sub>s</sub> = coefficiente di scabrezza di Strickler 80 m<sup>1/3</sup>s<sup>-1</sup>

i = pendenza della tubazione (‰)

R<sub>h</sub> = raggio idraulico = D/4 (m)

D = diametro interno (mm)

In allegato sono riportati per completezza di trattazione i calcoli idraulici e la scala delle portate delle condotte principali di progetto.

Dal calcolo si ottiene che utilizzando un collettore di diametro 400 mm con una pendenza del 3 ‰ è sufficiente un riempimento del 70% per garantire il deflusso della portata meteorica.

Il tracciato planimetrico e altimetrico scelto per i collettori principali è rappresentato nella tavola di progetto.

## **4. DESCRIZIONE DELLA RETE FOGNARIA ACQUE NERE**

### **4.1. Le condotte**

I collettori principali a gravità della nuova fognatura nera sono previsti in grès ceramico con giunto a bicchiere e guarnizione di tenuta in poliuretano conformi alla norma UNI EN 295 "Tubi ed elementi complementari di grès e relativi sistemi di giunzione destinati alla realizzazione di impianti di raccolta e smaltimento liquami" del diametro interno DN 250 mm.

Le condotte principali a gravità verranno posate con una pendenza del 3,0 ‰.

Le acque nere immesse nel sistema fognario verranno fatte recapitare a gravità nella rete fognarie esistente di tipo misto (DN 600 cm) lungo Via Lago di Garda.

### **4.2. I pozzetti di ispezione stradale**

In tutti i collettori è prevista la posa in opera di manufatti che garantiscano l'adeguato deflusso idraulico, facilitino l'ispezione e l'eventuale manutenzione delle tubazioni.

Si prevede di posare dei pozzetti circolari, sia di linea che di incrocio, realizzati in calcestruzzo vibrato di cemento ad alta resistenza ai solfati, con spessori di parete non inferiore a 100 mm e con diametro interno della camera di 800 mm, formato da elementi sovrapposti quali l'elemento di base, l'elemento di prolunga, l'elemento di riduzione da 800 mm a 625 mm, l'elemento raggiungi quota, tutti giuntati a maschio/femmina con l'anello di tenuta, di due fori di linea e fori ulteriori per gli eventuali altri innesti.

La base interna del pozzetto sarà rivestita con resina epossidica.

L'interasse tra i pozzetti, variabile a seconda dello sviluppo planimetrico della rete è desumibile dagli elaborati grafici di progetto.

E' prevista la posa di chiusini circolari in ghisa sferoidale, aventi una luce netta di 600 mm a norma UNI 108, idonei al transito di qualsiasi tipo di veicolo e di resistenza a norma UNI-EN 124 classe D 400 minima; tali chiusini saranno posti in opera sui pozzetti di linea e di incrocio dei collettori principali.

### **4.3. Gli allacciamenti dei lotti**

Gli allacciamenti ai lotti saranno disposti in posizioni altimetriche e planimetriche compatibili con le quote della condotta principale tali da consentire il collegamento tra utenze private e pozzetti di linea.

Il suddetto collegamento dovrà avvenire esclusivamente per intersezione con i pozzetti di linea, previa realizzazione di fori sugli stessi tramite idonea carotatrice.

A tal fine si prevede la realizzazione di una rete secondaria di sub-collettori in PVC SN 4 - SDR 41 - UNI EN 1401, aventi diametro esterno 1660 mm e corredati di raccordi e pezzi speciali atti a consentire ogni tipo di innesto.

E' prevista la posa di pozzetti prefabbricati 60x60 cm da posizionare all'interno dei lotti, in calcestruzzo vibrato ad alta resistenza, completi di fori e delle relative guarnizioni, dotati di chiusini quadrati in ghisa sferoidale, i chiusini in ghisa saranno di classe C 250 minima della norma UNI-EN 124.

## **ALLEGATO: CALCOLI IDRAULICI DI VERIFICA**

- **RETE FOGNARIA ACQUE BIANCHE**

- Elaborazione delle precipitazioni;
- Determinazione del tempo di ritorno;
- Verifica idraulica rete fognaria acque bianche area complessiva PDL
- Verifica idraulica rete fognaria acque bianche singolo ramo

- **RETE FOGNARIA ACQUE NERE**

- Calcolo carico idraulico;
- Verifica autopulizia delle condotte;
- Verifica idraulica rete fognaria acque nere.

TABELLA 1 - REGISTRAZIONI PIOGGE BREVI ED INTENSE (SCROSCI)

STAZIONE PLUVIOMETRICA DI:

VICENZA

BACINO :

QUOTA:

FONTE DEI DATI:

DATI DISPONIBILI :

Uff. Idr. Mag. Acque VENEZIA

Serie storica 1938-1972 e 1973-1990

N.	INTERVALLO IN MINUTI 15		INTERVALLO IN MINUTI 30		INTERVALLO IN MINUTI 60			
	h(mm)	X <sup>2</sup> =(h-m) <sup>2</sup> Anno	h(mm)	X <sup>2</sup> =(h-m) <sup>2</sup> Anno	h(mm)	X <sup>2</sup> =(h-m) <sup>2</sup> Anno		
1			15,3	76,45	1938	21,0	112,27	1938
2			15,0	83,85	1939	16,0	243,22	1939
3			23,0	1,34	1940	29,0	6,74	1940
4			29,1	24,43	1941	59,0	751,00	1941
5			30,0	34,14	1942	43,6	144,10	1942
6			23,4	0,57	1943	39,8	67,31	1943
7			45,0	434,42	1946	24,4	51,78	1946
8			27,0	8,08	1947	63,6	1024,28	1947
9			25,0	0,71	1948	30,8	0,63	1948
10			12,0	147,80	1949	33,0	1,97	1949
11			18,2	35,49	1950	16,6	224,87	1950
12			20,2	15,66	1951	21,0	112,27	1951
13			17,6	43,00	1952	27,4	17,60	1952
14	15,8	3,96	22,8	1,84	1953	29,6	3,88	1953
15	20,0	4,88	29,0	23,45	1954	27,8	14,41	1954
16	15,0	7,79	25,0	0,71	1955	58,0	697,19	1955
17	12,0	33,53	20,0	17,28	1956	29,8	3,22	1956
18	15,0	7,79	19,0	26,60	1957	31,6	0,00	1957
19	11,5	39,58	15,4	76,69	1958	23,0	73,89	1958
20	26,0	67,39			1959	22,0	92,08	1959
21	36,0	331,57	36,0	140,25	1960	31,6	0,00	1960
22	18,0	0,04			1961	36,0	19,40	1961
23	10,0	60,70			1962	25,6	35,95	1962
24	17,8	0,00			1963	17,0	213,03	1963
25	18,2	0,17	28,8	21,56	1964	31,0	0,35	1964
26	10,6	51,71	11,8	152,70	1965	34,2	6,78	1965
27	14,4	11,50	17,2	48,40	1966	20,4	125,34	1966
28	30,0	149,06	50,0	667,85	1967	23,0	73,89	1967
29	25,4	57,90	37,0	184,94	1968	80,0	2342,98	1968
30	11,2	43,44	20,0	17,28	1969	51,0	376,53	1969
31	14,0	14,37	20,8	11,27	1970	30,0	2,55	1970
32	21,6	14,51	21,6	6,54	1971	22,2	86,28	1971
33	19,0	1,46	29,2	25,43	1972	21,6	99,91	1972
34	17,6	0,04	22,0	4,65	1975	30,6	0,59	1975
35	27,6	96,22	35,6	130,94	1976	32,6	1,01	1976
36	14,6	10,18	14,6	91,34	1977	37,2	31,41	1977
37	13,0	22,95	22,0	4,65	1978	14,6	288,85	1978
38	16,6	1,42	19,6	20,77	1981	29,0	6,74	1981
39	24,0	38,55	31,4	52,46	1982	22,6	80,92	1982
40	15,8	3,96	30,0	34,14	1983	32,0	0,16	1983
41	16,8	0,98	24,2	0,00	1984	36,2	21,20	1984
42	27,0	84,81	28,0	14,77	1986	29,4	4,82	1986
43	14,4	11,50	19,2	24,57	1987	28,0	12,93	1987
44	14,0	14,37	26,0	3,40	1988	26,0	31,31	1988
45	16,0	0,04	28,6	19,74	1989	32,8	1,45	1989
46	6,2	134,35	9,0	229,74	1990	31,8	0,04	1990
		33		42				46

TABELLA 2 - ELABORAZIONI STATISTICHE (METODO DI GUMBEL) PER PIOGGE BREVI E INTENSE - SCROSCI

ORA	0,25	0,50	1,00
N	33	42	46
XM = MEDIA	17,79	24,16	31,60
SOMMA X <sup>2</sup>	1320,7	2941,9	7509,6
SSQM	6,42	8,47	12,92
Inserire da tabella Sn	1,1399	1,1597	1,1665
Inserire da tabella Yn	0,5380	0,5448	0,5466
alfa	0,1774	0,1369	0,0903
moda	14,76	20,18	25,54

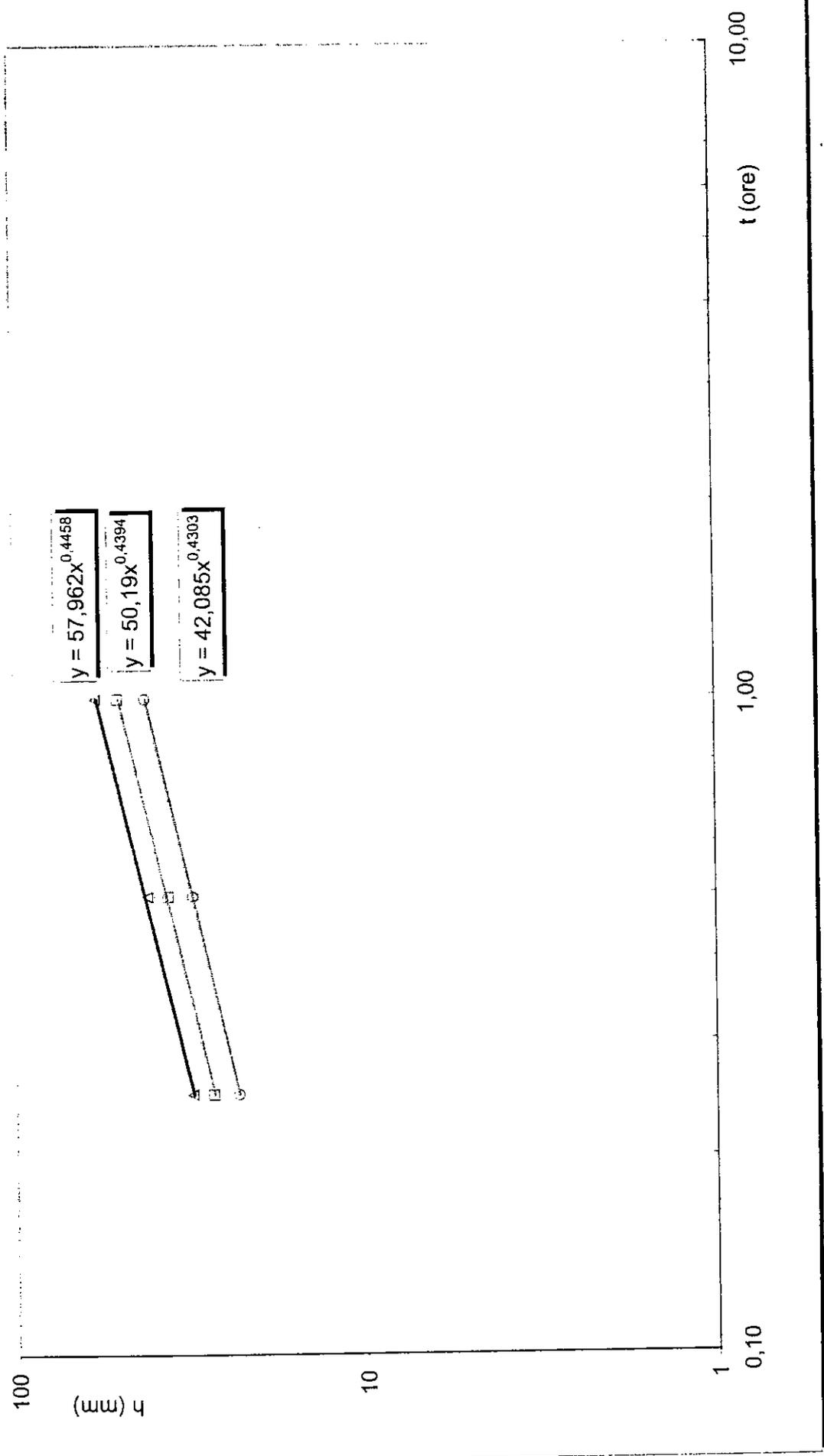
TABELLA 3 - VALORI ESTREMI PER I PERIODO DI RITORNO CONSIDERATI (mm)

TEMPI DI RITORNO	ORE		
(anni)	0,25	0,50	1,00
5 hmax (mm) =	23,21	31,13	42,15
10 hmax (mm) =	27,44	36,62	50,46
20 hmax (mm) =	31,50	41,87	58,43

TABELLA 4 - VALORI DI a ED n AL VARIARE DI TR PER PIOGGE BREVI E INTENSE (SCROSCI)

TEMPI DI RITORNO	a (mm ore <sup>n</sup> )	n
5 anni	42,06	0,43
10 anni	50,19	0,43
20 anni	57,96	0,44

# Equazioni di possibilità pluviometrica per piogge brevi e intense a Vicenza



## DETERMINAZIONE DEL TEMPO DI RITORNO

### OPERA IDRAULICA DA DIMENSIONARE

TIPOLOGIA DI OPERA IDRAULICA	Collettori acque bianche
AMBITO	PdL Benaco nel Comune di Vicenza

### TABELLA - Tempi di ritorno (Tr) in funzione della tipologia di opera

TIPOLOGIA DI OPERA IDRAULICA	Tr (min)	Tr (max)
<i>Fognature</i>	(anni)	(anni)
a. Collettori acque bianche o miste	10	30
b. Collettori principali di trasferimento	10	50
c. Sollevamenti e condotte prementi	10	50
d. Vasche di laminazione	10	50

### CRITERIO PER IL DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE IDRAULICHE

Le opere idrauliche vengono classificate in relazione ad una serie di criteri che possano fornire un orientamento preciso sui tempi di ritorno per il dimensionamento all'interno dell'intervallo evidenziato nella tabella sopra riportata.

#### A) criteri riferiti alla tipologia delle opere

1. criterio della modificazione della probabilità del danno dovuta al tipo di opera
2. criterio delle dimensioni caratteristiche che non variano al variare del rischio assunto
3. criterio di sito di realizzazione dell'opera, legato al fattore di impatto ecologico
4. criterio della capacità residua delle opere di mantenere la funzionalità di progetto

#### B) criteri riferiti alla tipologia del sito dove insiste l'opera

5. criterio legato all'impatto paesaggistico
6. criterio legato ai costi sociali

#### C) criteri riferiti al valore del bene difeso

7. gli edifici
8. gli insediamenti produttivi
9. l'agricoltura
10. la viabilità
11. le infrastrutture

Ad ogni criterio è possibile attribuire un valore qualitativo che indica se il Tr debba essere massimo, medio, minimo; tale indice è anche esprimibile attraverso un valore numerico ordinale 2,1,0:

TEMPO DI RITORNO	INDICE
massimo	2
medio	1
minimo	0

**VALORI PROPOSTI PER GLI INDICI TR**

<b>A) criteri riferiti alla tipologia delle opere (A1, A2, A3, A4)</b>				
<b>TIPOLOGIA DI OPERA IDRAULICA</b>				
<u>Fognature</u>	A1	A2	A3	A4
a. Collettori acque bianche o miste	1	1	1	0
b. Collettori principali di trasferimento	2	1	2	0
c. Sollevamenti e condotte prementi	1	0	2	0
d. Vasche di laminazione	2	0	2	0
<b>B) criteri riferiti alla tipologia del sito dove insiste l'opera (B5, B6)</b>				
<u>OPERE ENTRO TERRA (Fognature)</u>				B5
				0
<u>CONDIZIONI AMBIENTALI DEL SITO DI REALIZZAZIONE</u>				B6
Città, zone industriali, aree interessate dalla grande viabilità				2
Aree con forme insediative limitate, aree prevalentemente rurali				1
Aree non antropizzate				0
<b>C) criteri riferiti al valore del bene difeso (C7, C8, C9, C10, C11)</b>				
<u>TIPOLOGIA DEL BENE DIFESO</u>				
<u>Danno evitato agli edifici</u>				C7
case sparse e nuclei				0
frazioni				1
centri				2
<u>Insedimenti produttivi</u>				C8
locali				0
regionali				1
nazionali				2
<u>Agricoltura</u>				C9
non di pregio				0
di pregio				1
di pregio con serre				2
<u>Viabilità</u>				C10
secondaria				0
secondaria con ponti				1
principale				2
<u>Infrastrutture a rete</u>				C11
acquedotti e fognature				0
linee AT e gasdotti				1
sistemi idrici, linee di telecomunicazione				2

### VALORI ASSEGNATI AGLI INDICI TR PER IL CASO IN ESAME

CRITERI ASSUNTI	INDICE	Xi
A1 <i>modificazione della probabilità del danno dovuta al tipo di opera</i>	1	X1
A2 <i>dimensioni caratteristiche che non variano al variare del rischio</i>	1	X2
A3 <i>sito di realizzazione dell'opera legato all'impatto ecologico</i>	1	X3
A4 <i>capacità residua delle opere di mantenere la funzionalità</i>	0	X4
B5 <i>impatto paesaggistico</i>	0	X5
B6 <i>costi indotti nella fase di costruzione</i>	1	X6
C7 <i>edifici</i>	2	X7
C8 <i>insediamenti produttivi</i>	0	X8
C9 <i>agricoltura</i>	0	X9
C10 <i>viabilità</i>	0	X10
C11 <i>infrastrutture a rete</i>	0	X11

### CALCOLO DEL TEMPO DI RITORNO PER L'OPERA IN PROGETTO

#### DATI DI INPUT

TR max	tempo di ritorno massimo	30	(anni)
TR min	tempo di ritorno minimo	10	(anni)

xi	xi <sub>max</sub>	(xi <sub>max</sub> -xi) <sup>2</sup>	(xi <sub>max</sub> -xi <sub>min</sub> ) <sup>2</sup>
1	2	1	4
1	2	1	4
1	2	1	4
0	2	4	4
0	2	4	4
1	2	1	4
2	2	0	4
0	2	4	4
0	2	4	4
0	2	4	4
0	2	4	4
0	2	4	4
		28	44

#### RISULTATI

D	$(\sum(xi_{max}-xi)^2)^{0.5}$	5.29
Dmax	$(\sum(xi_{max}-xi_{min})^2)^{0.5}$	6.63
Tr calcolato		14,05 (anni)

Posto Tr calcolato come tempo di ritorno desunto dal calcolo, sarà adottato per le valutazioni di portata e precipitazione di progetto, il tempo di ritorno Tr della classe nella quale esso ricade e indicato in tabella seguente

classe 1	Tr=10 anni	Tr <sub>calcolo</sub> <15
classe 2	Tr=20 anni	15<=Tr <sub>calcolo</sub> <25
classe 3	Tr=30 anni	25<=Tr <sub>calcolo</sub> <40
classe 4	Tr=50 anni	40<=Tr <sub>calcolo</sub> <60
classe 5	Tr=100 anni	Tr <sub>calcolo</sub> >=60

TR assunto per il caso in esame

10 (anni)

## CALCOLI IDRAULICI

### DATI GENERALI

Comune **Vicenza**  
 PdL **Benaco (Via Lago di Garda - Laghetto)**  
 S (mq) **29204**  
 S (ha) **2,9204**  
 S (Kmq) **0,029204**  
 Note **Superficie complessiva PdL**  
**(arrotondata ai soli fini idraulici)**

#### PARAMETRI DELLA CURVA DI POSSIBILITA PLUVIOMETRICA T>1 ORA

Tr (anni)	5	10	20
a	40,47	49,198	57,585
n	0,234	0,217	0,205

#### PARAMETRI DELLA CURVA DI POSSIBILITA PLUVIOMETRICA T<1 ORA

Tr (anni)	5	10	20
a	42,08	50,19	57,96
n	0,43	0,43	0,44

### CALCOLO COEFFICIENTE DI DEFLUSSO

Superfici	Si	φ	Si x φ
Superficie lotti edificati	4.137	0,9	3.723
Superficie lotti da edificare	13.961	0,5	6.981
Superficie area non edificabile	3.731	0,1	373
Superficie viabilità	1.670	0,9	1.503
Superficie a verde	3.495	0,1	350
Superficie a parcheggio	1.522	0,9	1.370
Superficie fascia di rispetto	688	0,1	69
Totali	29.204	0,49	14.368
Valore assunto per il coefficiente di deflusso			<b>0,49</b>

## CALCOLO DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE

### CALCOLO DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE (Politecnico di Milano)

Formulazione suggerita nel 1997 dal Politecnico di Milano (Mambretti e Paoletti)

Tempo di corrivazione = tempo di accesso alla rete + tempo di rete

#### CALCOLO DEL TEMPO DI ACCESSO ALLA RETE

Si	li	li*	$\varphi_i$	si	a	n	tai	tai
(mq)	(m)	(m)					(s)	(min)
29204	428	428	0,49	0,002	50,19	0,43	583	9

tai = tempo di accesso dell'iesimo sottobacino

li = massima lunghezza della rete calcolata in base a studi statistici

li\* = massima lunghezza della rete misurato sulla rete di progetto

tai = tempo di accesso dell'iesimo sottobacino

si = pendenza media dell'iesimo sottobacino

Si = superficie dell'iesimo

#### CALCOLO DEL TEMPO DI RETE

Tratto	Descrizione	Vui	Li	tri	tri
		(m/s)	(m)	(s)	(min)
1	Condotto fittizio	0,8	428	535	8
2		1	0	0	0
			Totale	535	8

#### CALCOLO DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE

ta	tr	tc	tc
(min)	(min)	(min)	(ore)
9	8	17	0,28

## STIMA DELLA PORTATA DI PIOGGIA

### CALCOLO DELLA PORTATA CON IL METODO CINEMATICO - DATI DI PROGETTO

Coeff. deflusso	$\varphi$	0,49						
Tr	$\varphi$	a	n	t	t	h	jo	S
				(min)	(ore)	(mm)	(mm/ora)	(mq)
10	0,49	50,19	0,43	17	0,28	29,03	103,69	29.204

### CALCOLO DELLA PORTATA CON IL METODO CINEMATICO - RISULTATI

Tr	Q	u	V pioggia
(anni)	(l/s)	(l/s ha)	(mc)
10	412	141	415

## CALCOLI IDRAULICI SINGOLO RAMO

### DATI GENERALI

Comune	Vicenza		
PdL	Benaco		
S (mq)	3.000		
S (ha)	0,3		
S (Kmq)	0,003		
Note	Superficie complessiva relativa al ramo "C" (Valutazione sul ramo con superficie scolante massima)		
PARAMETRI DELLA CURVA DI POSSIBILITA PLUVIOMETRICA T>1 ORA			
Tr (anni)	5	10	20
a	40,47	49,198	57,585
n	0,234	0,217	0,205
PARAMETRI DELLA CURVA DI POSSIBILITA PLUVIOMETRICA T<1 ORA			
Tr (anni)	5	10	20
a	42,08	50,19	57,96
n	0,43	0,43	0,44

### CALCOLO COEFFICIENTE DI DEFLUSSO

<i>Superfici</i>	<i>Si</i>	<i>φ</i>	<i>Si x φ</i>
Area totale	3.000	0,49	1.470
Totali	3.000	0,49	1.470
Valore assunto per il coefficiente di deflusso			<b>0,49</b>

## CALCOLO DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE

### CALCOLO DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE (Politecnico di Milano)

Formulazione suggerita nel 1997 dal Politecnico di Milano (Mambretti e Paoletti)

Tempo di corrivazione = tempo di accesso alla rete + tempo di rete

#### CALCOLO DEL TEMPO DI ACCESSO ALLA RETE

Si (mq)	li (m)	li* (m)	$\varphi_i$	si	a	n	tai (s)	tai (min)
3000	123	123	0,49	0,002	50,19	0,43	264	4

tai = tempo di accesso dell'iesimo sottobacino

li = massima lunghezza della rete calcolata in base a studi statistici

li\* = massima lunghezza della rete misurato sulla rete di progetto

tai = tempo di accesso dell'iesimo sottobacino

si = pendenza media dell'iesimo sottobacino

Si = superficie dell'iesimo

#### CALCOLO DEL TEMPO DI RETE

Tratto	Descrizione	Vui (m/s)	Li (m)	tri (s)	tri (min)
1	Condotto fittizio	0,8	123	153	2
2		1	0	0	0
			Totale	153	2

#### CALCOLO DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE

ta (min)	tr (min)	tc (min)	tc (ore)
4	2	6	0,1

## STIMA DELLA PORTATA DI PIOGGIA

### CALCOLO DELLA PORTATA CON IL METODO CINEMATICO - DATI DI PROGETTO

Coeff. deflusso	$\varphi$	0,49						
Tr	$\varphi$	a	n	t (min)	t (ore)	h (mm)	jo (mm/ora)	S (mq)
10	0,49	50,19	0,43	6	0,10	18,65	186,47	3.000

### CALCOLO DELLA PORTATA CON IL METODO CINEMATICO - RISULTATI

Tr	Q	u	V pioggia
(anni)	(l/s)	(l/s ha)	(mc)
10	76	253	27

## SCALA DELLE PORTATE - SEZ. CIRCOLARE

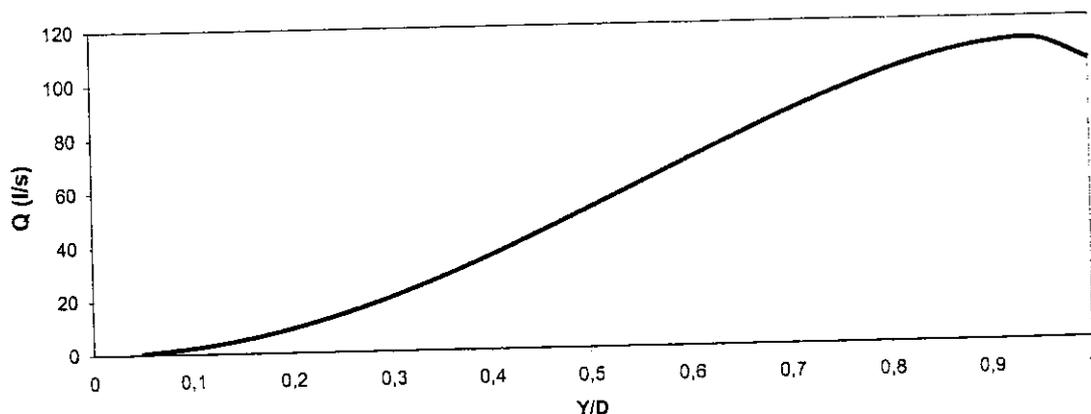
### DATI GENERALI

PdL	Vicenza		
Comune	Laghetto		
Tronco	RAMO A-B-C-D-E-F TRONCO ACQUE BIANCHE		
Nodo	Innesto alla rete esistente		
Diametro interno	(mm)	400	
Pendenza <i>i</i>	(1/1000)	3	
Ks	(m <sup>1/3</sup> s <sup>-1</sup> )	70	

### CALCOLO IDRAULICO

D	Y/D	Rh/D	A/D <sup>2</sup>	Ks	i	Rh	A	v	Q
(mm)				(m <sup>1/3</sup> s <sup>-1</sup> )	(1/1000)	(m)	(m <sup>2</sup> )	(m/s)	(l/s)
400	0,05	0,0326	0,0147	70	3	0,0130	0,0024	0,21	0
400	0,10	0,0635	0,0409	70	3	0,0254	0,0065	0,33	2
400	0,15	0,0929	0,0739	70	3	0,0372	0,0118	0,43	5
400	0,20	0,1206	0,1118	70	3	0,0482	0,0179	0,51	9
400	0,25	0,1466	0,1535	70	3	0,0586	0,0246	0,58	14
400	0,30	0,1709	0,1982	70	3	0,0684	0,0317	0,64	20
400	0,35	0,1935	0,245	70	3	0,0774	0,0392	0,70	27
400	0,40	0,2142	0,2934	70	3	0,0857	0,0469	0,75	35
400	0,45	0,2331	0,3428	70	3	0,0932	0,0548	0,79	43
400	0,50	0,25	0,3927	70	3	0,1000	0,0628	0,83	52
400	0,55	0,2649	0,4426	70	3	0,1060	0,0708	0,86	61
400	0,60	0,2776	0,492	70	3	0,1110	0,0787	0,89	70
400	0,65	0,2881	0,5404	70	3	0,1152	0,0865	0,91	79
400	0,70	0,2962	0,5872	70	3	0,1185	0,0940	0,92	87
400	0,75	0,3017	0,6319	70	3	0,1207	0,1011	0,94	95
400	0,80	0,3042	0,6736	70	3	0,1217	0,1078	0,94	101
400	0,85	0,3033	0,7115	70	3	0,1213	0,1138	0,94	107
400	0,90	0,298	0,7445	70	3	0,1192	0,1191	0,93	111
400	0,95	0,2861	0,7707	70	3	0,1144	0,1233	0,90	111
400	1,00	0,25	0,7854	70	3	0,1000	0,1257	0,83	104

### SCALA DELLE PORTATE



## DETERMINAZIONE DEL CARICO IDRAULICO IN TEMPO SECCO

### Calcolo portata media e massima acque nere - UtENZE commerciali e direzionali

Portata stimata: da 3 a 10 l/mq giorno (Fonte: "Depurazione delle acque" - Masotti)

Destinazione commerciale: 6,5 l/mq giorno (valore intermedio tra i due proposti)  
Direzionale 6,5 l/mq giorno (valore intermedio tra i due proposti)  
Artigianale 6,5 l/mq giorno (valore intermedio tra i due proposti)

Coefficiente di punta : 2,5

Superficie Totale (mq)	Destinazione d'uso (mq)			Portata Tot. media (l/s)	Portata Tot. di punta (l/s)
	Commerciale	Artigianale	Direzionale		
675	449	103	123	0,05	0,13

### Calcolo portata media e massima acque nere - UtENZE residenziali

Totale abitanti insediati: 183  
 Totale abitanti ai fini del calcolo: 200

Abitanti	Dotazione idrica (l/s ab d)	Coeff. Afflusso	Portata media (l/s)	Cpunta	Portata massima (l/s)
200	350	1,0	0,81	4,3	3,5

#### Totale portata:

Portata media 0,9 (l/s)  
 Portata massima: 3,6 (l/s)

## VERIFICA AZIONE AUTOPULENTE

### DATI GENERALI

Diametro interno	(mm)	250
Pendenza <i>i</i>	(1/1000)	3
Ks	(m <sup>1/3</sup> s <sup>-1</sup> )	80

### CALCOLO DELLA VELOCITA' CRITICA E DELLA PENDENZA CRITICA PER DIVERSE DISTRIBUZIONI DI DIAMETRI

D	Y/D	Rh/D	A/D2	Rh	$\gamma$	$\tau_c$	Ks	V critica	i critica
(mm)				(m)	Kg/mc	kg/mq	(m <sup>1/3</sup> s <sup>-1</sup> )	(m/s)	(1/1000)
200	0,20	0,1206	0,1118	0,0241	1000	0,10	80	0,43	4,15
250	0,20	0,1206	0,1118	0,0302	1000	0,10	80	0,45	3,32
300	0,20	0,1206	0,1118	0,0362	1000	0,10	80	0,46	2,76
400	0,20	0,1206	0,1118	0,0482	1000	0,10	80	0,48	2,07

### CALCOLO DELLA VELOCITA' CRITICA E DELLA PENDENZA CRITICA PER DIVERSI GRADI DI RIEMPIMENTO

D	Y/D	Rh/D	A/D2	Rh	$\gamma$	$\tau_c$	Ks	V critica	i critica
(mm)				(m)	Kg/mc	kg/mq	(m <sup>1/3</sup> s <sup>-1</sup> )	(m/s)	(1/1000)
250	0,05	0,0326	0,0147	0,0082	1000	0,10	80	0,36	12,27
250	0,10	0,0635	0,0409	0,0159	1000	0,10	80	0,40	6,30
250	0,15	0,0929	0,0739	0,0232	1000	0,10	80	0,43	4,31
250	0,20	0,1206	0,1118	0,0302	1000	0,10	80	0,45	3,32
250	0,25	0,1466	0,1535	0,0367	1000	0,10	80	0,46	2,73
250	0,30	0,1709	0,1982	0,0427	1000	0,10	80	0,47	2,34
250	0,35	0,1935	0,245	0,0484	1000	0,10	80	0,48	2,07
250	0,40	0,2142	0,2934	0,0536	1000	0,10	80	0,49	1,87
250	0,45	0,2331	0,3428	0,0583	1000	0,10	80	0,50	1,72
250	0,50	0,25	0,3927	0,0625	1000	0,10	80	0,50	1,60
250	0,55	0,2649	0,4426	0,0662	1000	0,10	80	0,51	1,51
250	0,60	0,2776	0,492	0,0694	1000	0,10	80	0,51	1,44
250	0,65	0,2881	0,5404	0,0720	1000	0,10	80	0,52	1,39
250	0,70	0,2962	0,5872	0,0741	1000	0,10	80	0,52	1,35
250	0,75	0,3017	0,6319	0,0754	1000	0,10	80	0,52	1,33
250	0,80	0,3042	0,6736	0,0761	1000	0,10	80	0,52	1,31
250	0,85	0,3033	0,7115	0,0758	1000	0,10	80	0,52	1,32
250	0,90	0,298	0,7445	0,0745	1000	0,10	80	0,52	1,34
250	0,95	0,2861	0,7707	0,0715	1000	0,10	80	0,52	1,40
250	1,00	0,25	0,7854	0,0625	1000	0,10	80	0,50	1,60

### PORTATA NERA STIMATA

Portata media	Qm	0,9	(l/s)
Portata di punta	Qp	3,6	(l/s)

**CALCOLO IDRAULICO**

D (mm)	Y/D	Rh/D	A/D2	Ks (m <sup>1/3</sup> s <sup>-1</sup> )	i (1/1000)	Rh (m)	A (m <sup>2</sup> )	v (m/s)	Q (l/s)
250	0,05	0,0326	0,0147	80	3	0,0082	0,0009	0,18	0,2
250	0,10	0,0635	0,0409	80	3	0,0159	0,0026	0,28	0,7
250	0,15	0,0929	0,0739	80	3	0,0232	0,0046	0,36	1,6
250	0,20	0,1206	0,1118	80	3	0,0302	0,0070	0,42	3,0
250	0,25	0,1466	0,1535	80	3	0,0367	0,0096	0,48	4,6
250	0,30	0,1709	0,1982	80	3	0,0427	0,0124	0,54	6,6
250	0,35	0,1935	0,245	80	3	0,0484	0,0153	0,58	8,9
250	0,40	0,2142	0,2934	80	3	0,0536	0,0183	0,62	11,4
250	0,45	0,2331	0,3428	80	3	0,0583	0,0214	0,66	14,1
250	0,50	0,25	0,3927	80	3	0,0625	0,0245	0,69	16,9
250	0,55	0,2649	0,4426	80	3	0,0662	0,0277	0,72	19,8
250	0,60	0,2776	0,492	80	3	0,0694	0,0308	0,74	22,8
250	0,65	0,2881	0,5404	80	3	0,0720	0,0338	0,76	25,6
250	0,70	0,2962	0,5872	80	3	0,0741	0,0367	0,77	28,4
250	0,75	0,3017	0,6319	80	3	0,0754	0,0395	0,78	30,9
250	0,80	0,3042	0,6736	80	3	0,0761	0,0421	0,79	33,1
250	0,85	0,3033	0,7115	80	3	0,0758	0,0445	0,78	34,9
250	0,90	0,298	0,7445	80	3	0,0745	0,0465	0,78	36,1
250	0,95	0,2861	0,7707	80	3	0,0715	0,0482	0,76	36,4
250	1,00	0,25	0,7854	80	3	0,0625	0,0491	0,69	33,9

## SCALA DELLE PORTATE - SEZ. CIRCOLARE FOGNATURA NERA

### DATI GENERALI

Comune	Vicenza		
PdL	Benaco		
Tronco	A-B-C-D-E RETE FOGNARIA NERA		
Nodo			
Diametro interno	(mm)	250	
Pendenza /	(1/1000)	3	
Ks	(m <sup>1/3</sup> s <sup>-1</sup> )	80	

### CALCOLO IDRAULICO

D	Y/D	Rh/D	A/D2	Ks	i	Rh	A	v	Q
(mm)				(m <sup>1/3</sup> s <sup>-1</sup> )	(1/1000)	(m)	(m <sup>2</sup> )	(m/s)	(l/s)
250	0,05	0,0326	0,0147	80	3	0,0082	0,0009	0,18	0,2
250	0,10	0,0635	0,0409	80	3	0,0159	0,0026	0,28	0,7
250	0,15	0,0929	0,0739	80	3	0,0232	0,0046	0,36	1,6
250	0,20	0,1206	0,1118	80	3	0,0302	0,0070	0,42	3,0
250	0,25	0,1466	0,1535	80	3	0,0367	0,0096	0,48	4,6
250	0,30	0,1709	0,1982	80	3	0,0427	0,0124	0,54	6,6
250	0,35	0,1935	0,245	80	3	0,0484	0,0153	0,58	8,9
250	0,40	0,2142	0,2934	80	3	0,0536	0,0183	0,62	11,4
250	0,45	0,2331	0,3428	80	3	0,0583	0,0214	0,66	14,1
250	0,50	0,25	0,3927	80	3	0,0625	0,0245	0,69	16,9
250	0,55	0,2649	0,4426	80	3	0,0662	0,0277	0,72	19,8
250	0,60	0,2776	0,492	80	3	0,0694	0,0308	0,74	22,8
250	0,65	0,2881	0,5404	80	3	0,0720	0,0338	0,76	25,6
250	0,70	0,2962	0,5872	80	3	0,0741	0,0367	0,77	28,4
250	0,75	0,3017	0,6319	80	3	0,0754	0,0395	0,78	30,9
250	0,80	0,3042	0,6736	80	3	0,0761	0,0421	0,79	33,1
250	0,85	0,3033	0,7115	80	3	0,0758	0,0445	0,78	34,9
250	0,90	0,298	0,7445	80	3	0,0745	0,0465	0,78	36,1
250	0,95	0,2861	0,7707	80	3	0,0715	0,0482	0,76	36,4
250	1,00	0,25	0,7854	80	3	0,0625	0,0491	0,69	33,9

