

TITOLO	NUOVA COSTRUZIONE. ALTAVILLA VICENTINA (VI). VIA OLMO, 56 REALIZZAZIONE DI EDIFICI POLIFUNZIONALI, INSEDIAMENTO DI UNA MEDIA STRUTTURA DI VENDITA			 <p><b>CROSARA BALLERINI</b> INGEGNERI</p> <p>Viale Verona, 120 36100 Vicenza Tel 0444 541888 Fax 0444 1833898</p>
COMMITTENTE	SIAD S.r.l.			
ALLEGATO	VALUTAZIONE DI COMPATIBILITA' IDRAULICA			
SCALA	Revisione	Data	Motivazione	ALL.  <h1>VCI</h1>
-	2	05/03/2013		
ARCHIVIO	1	2008		
06/13	0	2005		
Il Committente		Il Progettista  		

## INDICE

<b>PARTE PRIMA</b>	<b>2</b>
1. Premesse	2
2. Contenuti generali della valutazione di compatibilità idraulica	3
3. Inquadramento territoriale	6
4. Elaborazione delle precipitazioni	7
5. Determinazione del tempo di ritorno	10
6. Stima delle portate meteoriche	11
6.1. Premessa	11
6.2. Calcolo del coefficiente di deflusso	11
6.3. Il tempo di corrivazione	14
6.4. Calcolo delle portate di scolo	16
7. Interventi di mitigazione idraulica	17
7.1. Il modello di calcolo	17
7.2. I risultati della elaborazione	18
7.3. Interventi di mitigazione idraulica nelle aree considerate	20
7.4. Pozzetto di laminazione	22
7.5. Verifica preliminare rete di scolo esistente	23
7.6. Prescrizioni aggiuntive	25
<b>PARTE SECONDA</b>	<b>26</b>
1. Allegati: calcoli idraulici	26

## **PARTE PRIMA**

### **1. PREMESSE**

Su richiesta della committenza SIAD SRL si è proceduto **all'aggiornamento dello studio di compatibilità idraulica** relativo al Piano Urbanistico Attuativo del Complesso Produttivo Dimesso in Via Olmo n. 56 nel Comune di Altavilla Vicentina. (la precedente denominazione era "nuova area commerciale D2b/5"). Il presente studio, nonché il progetto della rete meteorica è da ritenersi valido sia per la parte urbanistica che per i nuovi edifici polifunzionali previsti in progetto.

L'aggiornamento allo studio idraulico si rende necessario per recepire le richieste intervenute in sede di documento di Valutazione di Compatibilità redatto in occasione del Piano degli Interventi (si riporta in allegato uno stralcio dello stesso).

Si precisa che il presente studio dovrà acquisire il parere di aggiornamento da parte del Consorzio di Bonifica. Per quanto concerne invece il Genio Civile di Vicenza non si dovrà invece richiedere ulteriori pareri di competenza in quanto il presente aggiornamento recepisce integralmente le prescrizioni del documento di Valutazione di Compatibilità redatto in sede di Piano degli Interventi (per completezza si riporta in allegato il parere espresso dal Genio Civile di Vicenza relativamente alla VCI del PI).

Il presente documento contiene pertanto quanto già approvato dal Competente Consorzio di Bonifica nei pareri espressi in data 12/05/2005 Prot. N. 3425 ed in data 21/07/2008 Prot. N. 6062.

Dal punto di vista degli elaborati grafici, le modifiche hanno interessato solo una minima ridistribuzione delle aree esterne a parcheggio.

Il presente studio idraulico in analogia al precedente si pone l'obiettivo di

- elaborare i dati pluviometrici per il caso in esame;
- calcolare la portata di origine meteorica che si prevede venga immessa allo stato attuale (prima della nuova opera in progetto) nella rete di scolo esistente;
- calcolare la portata di origine meteorica che si prevede venga immessa a seguito del nuovo intervento edilizio nella rete di scolo esistente;
- individuare gli interventi di mitigazione idraulica al fine di rendere compatibile l'intervento edilizio in progetto alla luce della recente normativa regionale in materia di difesa idraulica e del parere espresso in sede di Piano degli Interventi.

## **2. CONTENUTI GENERALI DELLA VALUTAZIONE DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA**

Per completezza di trattazione si riportano di seguito, come indicato nel documento allegato alla Legge del 3 agosto 1998 n. 267, le principali indicazioni tecniche per la redazione della “Valutazione di compatibilità idraulica”.

Il presente studio ha lo scopo di valutare, per le nuove previsioni urbanistiche, le interferenze che queste hanno con i dissesti idraulici presenti e le possibili alterazioni del regime idraulico che possono causare.

La “valutazione” si rende necessaria solo per gli strumenti urbanistici che comportino una trasformazione territoriale che possa modificare il regime idraulico.

Nella valutazione di compatibilità idraulica si deve assumere come riferimento tutta l’area interessata dallo strumento urbanistico in esame.

Il grado di approfondimento e di dettaglio della valutazione di compatibilità idraulica dovrà essere rapportato all’entità, e soprattutto, alla tipologia delle nuove previsioni urbanistiche.

Lo studio idraulico deve verificare l’ammissibilità delle previsioni contenute nello strumento urbanistico considerando le interferenze che queste hanno con i dissesti idraulici presenti o potenziali e le possibili alterazioni del regime idraulico che le nuove destinazioni o trasformazioni d’uso del suolo possono venire a determinare.

Nella valutazione devono essere verificate le variazioni di permeabilità e della risposta idrologica dell’area interessata conseguenti alle previste mutate caratteristiche territoriali nonché devono essere individuate idonee misure compensative, come nel caso di zone non a rischio di inquinamento della falda, il reperimento di nuovi volumi di invaso, finalizzate a non modificare il grado di permeabilità del suolo e le modalità di risposta del territorio agli eventi meteorici.

Deve essere quindi definita la variazione dei contributi specifici delle singole aeree prodotte dalle trasformazioni dell’uso del suolo, e verificata la capacità della rete drenante di sopportare i nuovi apporti. In particolare, in relazione alle caratteristiche della rete idraulica naturale o artificiale che deve accogliere le acque derivanti dagli afflussi meteorici, dovranno essere stimate le portate massime scaricabili e definiti gli accorgimenti tecnici per evitarne il superamento in caso di eventi estremi.

Al riguardo si segnala la possibilità di utilizzare, se opportunamente realizzate, le zone a standard “Fc” a Parco Urbano (verde pubblico) prive di opere, quali aree di laminazione per le piogge aventi maggiori tempi di ritorno.

E’ da evitare, ove possibile, la concentrazione degli scarichi delle acque meteoriche, favorendo invece la diffusione sul territorio dei punti di recapito con l’obiettivo di ridurre i colmi di piena nei canali recipienti e quindi con vantaggi sull’intero sistema di raccolta delle acque superficiali.

Ove le condizioni della natura del sottosuolo e delle qualità delle acque lo consentano, si può valutare la possibilità dell'inserimento di dispositivi che incrementino i processi di infiltrazione nel sottosuolo.

Resta del tutto evidente la necessità che la valutazione di compatibilità idraulica non debba fermarsi ad analizzare aspetti meramente quantitativi, ma debba verificare anche la compatibilità delle acque scaricate con l'effettiva funzione del ricettore.

Per quanto attiene le condizioni di pericolosità derivanti dalla rete idrografica maggiore si dovranno considerare quelle definite dal Piano di Assetto Idrogeologico.

Potranno altresì considerarsi altre condizioni di pericolosità, per la rete minore, derivanti da ulteriori analisi condotte da Enti o soggetti diversi.

Per le zone considerate pericolose la valutazione di compatibilità idraulica dovrà analizzare la coerenza tra le condizioni di pericolosità riscontrate e le nuove previsioni urbanistiche, eventualmente fornendo indicazioni di carattere costruttivo, quali ad esempio la possibilità di realizzare volumi utilizzabili al di sotto del piano campagna o la necessità di prevedere che la nuova edificazione avvenga a quote superiori a quella del piano campagna.

Lo studio di compatibilità idraulica può altresì prevedere la realizzazione di interventi di mitigazione del rischio, indicandone l'efficacia in termini di riduzione del pericolo.

Gli interventi realizzati in conseguenza dello studio di compatibilità idraulica sono raggugliabili agli oneri di urbanizzazione primaria.

A seguito della D.G.R. 1322/2006 viene inoltre introdotta una classificazione degli interventi di trasformazione delle superfici.

Tale classificazione consente di definire soglie dimensionali in base alle quali si applicano considerazioni differenziate in base all'effetto atteso dell'intervento.

La classificazione è riportata nella seguente tabella.

<i>CLASSE DI INTERVENTO</i>	<i>DEFINIZIONE</i>
Trascurabile impermeabilizzazione potenziale	intervento su superfici di estensione inferiore a 0,1 ha
Modesta impermeabilizzazione potenziale	intervento su superfici di estensione comprese fra 0,1 e 1,0 ha
Significativa impermeabilizzazione potenziale	-intervento su superfici di estensione comprese fra 1,0 e 10 ha; -interventi su superfici di estensione oltre i 10 ha con $Imp < 0,3$
Marcata impermeabilizzazione potenziale	intervento su superfici di estensione superiori a 10 ha con $Imp > 0,3$

Nelle varie classi andranno adottati i seguenti criteri:

- nel caso di *trascurabile impermeabilizzazione potenziale* è sufficiente adottare buoni criteri costruttivi per ridurre le superfici impermeabili, quali le superfici dei parcheggi;
- nel caso di *modesta impermeabilizzazione potenziale*, oltre al dimensionamento dei volumi compensativi cui affidare funzioni di laminazione delle piene è opportuno che le luci di scarico non eccedano le dimensioni di un tubo di diametro di 200 mm e che i tiranti idrici ammessi nell'invaso non eccedano il metro;
- nel caso di *significativa impermeabilizzazione potenziale*, andranno dimensionati i tiranti idrici ammessi nell'invaso e le luci di scarico in modo da garantire la conservazione della portata massima defluente dall'area di trasformazione ai valori precedenti l'impermeabilizzazione;
- nel caso di *marcata impermeabilizzazione potenziale* è richiesta la presentazione di uno studio di dettaglio molto approfondito.

Il principio fondamentale che deve essere rispettato rimane quello di **invarianza idraulica** delle trasformazioni del territorio, che viene così definito: "*Per trasformazione del territorio ad invarianza idraulica si intende la trasformazione di un'area che non provochi un aggravio della portata di piena del corpo idrico ricevente i deflussi superficiali originati dall'area stessa*".

### 3. INQUADRAMENTO TERRITORIALE

Il nuovo insediamento in progetto, si estende complessivamente su di un'area, in parte già edificata, di circa 4,73 ettari nel Comune di Altavilla Vicentina. L'intervento in oggetto confina a sud con la Strada Statale n.11, Via Olmo n. 56, ad est con aree agricole e ad ovest con l'area ora industriale esistente. L'area di interesse di superficie si presenta già impermeabilizzata per circa 3,09 ettari con capannoni a destinazione industriale e palazzina uffici, le aree esterne si presentano asfaltate. L'area non edificata, posta ad est rispetto alla edificata, di superficie pari a circa 1,57 ettari si presenta a verde e non coltivata con una quota media variabile da 34,40 a 34,70 m s.m.m. La natura delle superfici scolanti previste per il nuovo insediamento in progetto sono evidenziati nella tabella in allegato al presente documento.

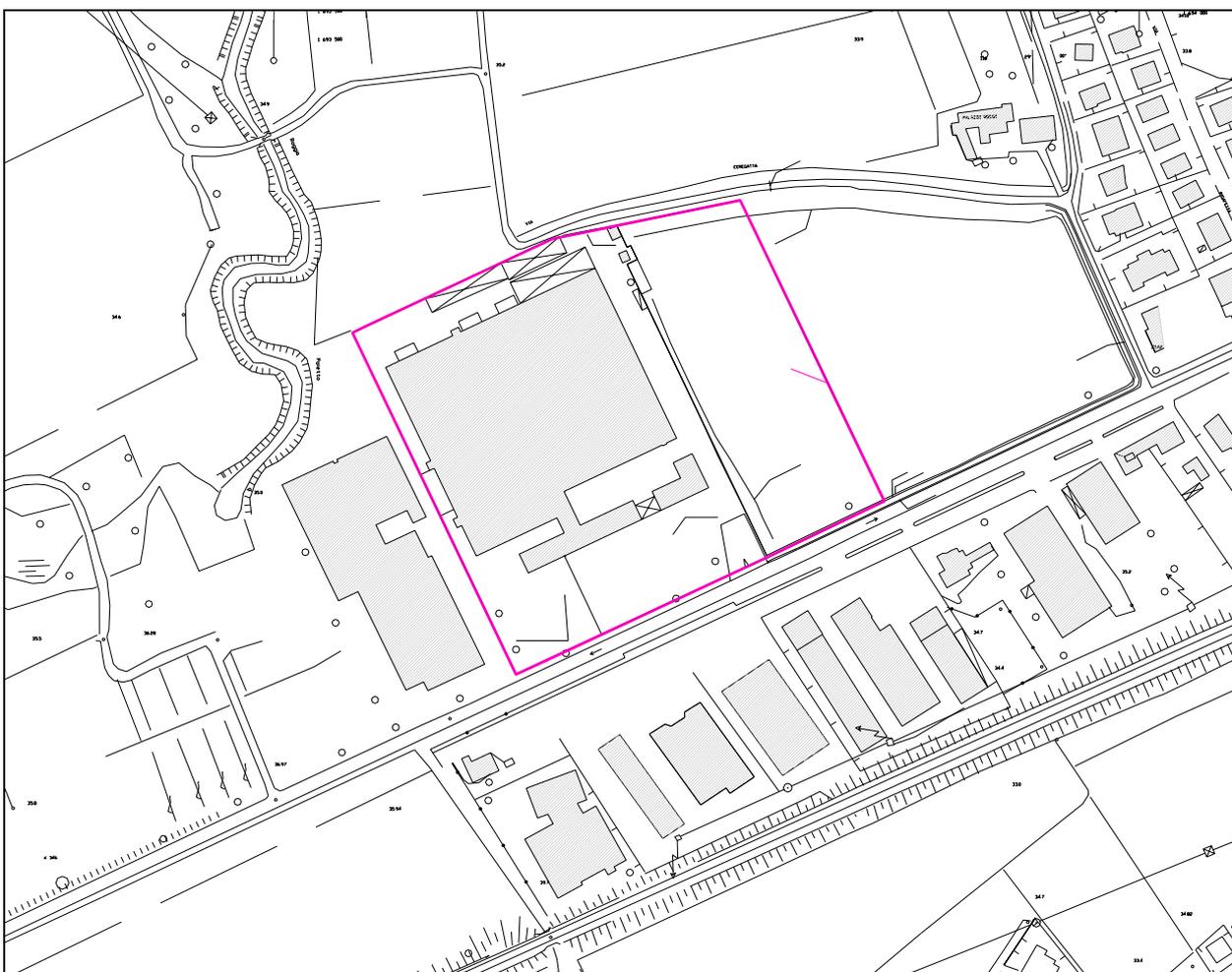


Fig. 1 – Inquadramento Territoriale stato attuale

#### **4. ELABORAZIONE DELLE PRECIPITAZIONI**

Per la stima della portata meteorica massima si è fatto quindi riferimento alle precipitazioni di massima intensità registrate nella stazione pluviometrica 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 (dati disponibili per la sola stazione pluviografica di Vicenza) 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 YN e Sn secondo Gumbel										
MEDIA RIDOTTA YN										
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 SN										
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	1.1649	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:

$$X(Tr) = X_m - S_x YN/SN + S_x Y(Tr)/SN$$

in cui  $X_m - S_x YN/SN$  è chiamata *moda* e rappresenta il valore con massima frequenza probabile ed il fattore  $S_x/SN$  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 ORARIE (Stazione di Vicenza)</i>		
<i>Tr (anni)</i>	<i>a</i>	<i>N</i>
10	47.77	0.24
20	55.64	0.237
50	68.46	0.193

<i>Coefficienti dell'equazione pluviometrica PER PRECIPITAZIONI BREVI E INTENSE (Stazione di Vicenza)</i>		
<i>Tr (anni)</i>	<i>a</i>	<i>n</i>
10	50.19	0.43
20	57.96	0.44
50	68.02	0.45

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.

## **5. DETERMINAZIONE DEL TEMPO DI RITORNO**

In base alle “Modalità operative ed indicazioni tecniche” contenute nella D.G.R. 1322/2006 il tempo di ritorno cui fare riferimento viene definito pari a 50 anni.

## **6. STIMA DELLE PORTATE METEORICHE**

### **6.1. Premessa**

Come già detto in precedenza la superficie territoriale dell'area relativa all'intervento in oggetto è relativa all'intero ambito di proprietà SIAD srl e comprende aree coperte, strade, marciapiedi, parcheggi e aree a verde per una superficie complessiva di circa 4,73 ettari.

Di tale area circa 3,09 ettari sono già interessati da edificazione (coperture e viabilità) e scaricano le acque meteoriche nell'esistente rete di scolo minore posta a nord lungo l'affossatura presente a lato di via Ceregatta (Vedasi profili idraulici tratto 1-10).

Da qui la necessità di mantenere parzialmente inalterato lo schema idraulico esistente integrando lo schema con un ulteriore scarico e di prevedere inoltre interventi di mitigazione idraulica che vadano a compensare l'aumento di permeabilità del suolo.

La portata in eccesso dovrà essere invasata temporaneamente e restituita alla rete idrografica con valori di portata prossimi a quelli attuali.

L'aumento di permeabilità del suolo interessa pertanto 1,64 ettari attualmente a verde che andranno ad integrarsi al nuovo progetto edilizio.

Nei paragrafi seguenti saranno descritti i procedimenti applicati e i risultati ottenuti.

### **6.2. Calcolo del 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.

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

Permeabilità dei vari tipi di rivestimento	
Tipo superficie raccolta	Coef. Def.
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)

Per il caso di studio in esame, in ragione di quanto sopra indicato esposto e tratto dalla bibliografia, si sono assunti nei calcoli idraulici di verifica i seguenti coefficienti di deflusso:

- $\phi_1 = 0,05$  per aree a verde agricola (stato attuale);
- $\phi_2 = 0,20$  per aree a verde a giardino;
- $\phi_3 = 0,90$  strade, marciapiedi e viabilità in genere;
- $\phi_4 = 0,90$  superficie coperta (tetti degli edifici);

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<sub>i</sub> = Superfici scolanti omogenee (mq)

$\phi_i$  = coefficiente di deflusso relativo alle S<sub>i</sub>

Nel caso in esame si stimano i coefficienti di deflusso nelle due configurazioni attuale e di progetto (vedasi calcoli idraulici di dettaglio):

- Coefficiente di deflusso medio configurazione attuale  $\phi=0,55$
- Coefficiente di deflusso medio configurazione di progetto  $\phi=0,90$

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 viene applicato a bacini scolanti di relativamente limitata estensione.

Per il calcolo della portata è necessario calcolare prima il tempo di corrivazione; infatti assumendo un tempo di pioggia pari al tempo di corrivazione tutto il bacino contribuisce alla formazione della portata massima.

### 6.3. Il tempo di corrivazione

Si calcola il tempo di corrivazione per le due configurazioni attuale e futura.

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:

$$t_{ai} = ((3600^{(n-1)/4} 0.5 li) / (si)^{0.375} (a \phi_i Si)^{0.25})^{4/(n+3)}$$

essendo:

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

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

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

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

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

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

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

$$li = 19.1 (100 Si)^{0.548}$$

nella quale  $Si$  è in ettari e la lunghezza  $li$  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.

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 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.

Determinato  $t_a$  e  $t_r$  si ricava un valore del tempo di corrivazione "tc".

- Tempo di corrivazione configurazione attuale  $t_c = 26$  min.
- Tempo di corrivazione configurazione di progetto  $t_c = 23$  min.

#### 6.4. Calcolo delle portate di scolo

La portata massima nella sezione terminale 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  $t_c$ ;

La portata massima valutata nella configurazione attuale e pari alla portata scaricabile direttamente nella rete idrografica, è stimata in 574 l/s (121 l/s ha); valore di portata massimo valutato per l'area stessa nella configurazione attuale per un evento di pioggia della durata di 26 minuti (corrispondente al tempo di corrivazione) e con tempo di ritorno di 10 anni .

Determiniamo quindi la portata relativa alla configurazione di progetto per un tempo di ritorno di 10 anni.

Per una pioggia breve ed intensa si stima con il metodo cinematico una portata ( $T_r= 10$  anni) di circa 1.032 l/s (218 l/s ha) per un evento sempre di durata pari al tempo di corrivazione precedentemente stimato.

Riassumendo si stimano, per una pioggia breve ed intensa, i seguenti valori di portata:

- Portata configurazione attuale ( $T_r=10$  anni):  $Q_{max}$  di **574** l/s (121 l/(s ha)).
- Portata configurazione progetto ( $T_r=10$  anni):  $Q_{max}$  di **1.032** l/s (218 l/(s ha)).

## **7. INTERVENTI DI MITIGAZIONE IDRAULICA**

### **7.1. Il modello di calcolo**

Per non superare i limiti di portata scaricata si ha la necessità di realizzare un sistema in grado di invasare temporaneamente le maggiori quantità di acqua derivanti dalla urbanizzazione delle aree attualmente agricola e scaricarle in un lungo periodo e con valori di portata dello stesso ordine di grandezza di quello che attualmente vi defluisce.

Il dimensionamento del volume di accumulo e le verifiche idrauliche, sono state condotte pensando alla necessità di predisporre dei volumi di invaso corrispondenti ad un evento di pioggia critica. Si assume un valore di portata scolante ammissibile ridotto rispetto al valore di portata stimato nella configurazione attuale, tale valore è limitato a 60 l/(s ha) (si consideri che su 4,7395 ha circa 3 ettari risultano già impermeabilizzati)..

Calcolando per il tempo di precipitazione, il valore del volume affluito alla sezione di chiusura, il volume scaricato nella rete di scolo riceptrice e, per differenza tra i due, il volume che è necessario invasare, è possibile determinare il valore necessario alla laminazione dell'evento considerato, ricercando il massimo della curva dei volumi di invaso al variare del tempo di precipitazione. A tale scopo è stato predisposto un modello che simula il comportamento dei volumi di invaso al variare del tempo di pioggia, nell' ipotesi di concentrarli in corrispondenza della sezione di uscita del bacino considerato.

Il modello determina, in funzione di una serie di eventi critici considerati (scansione temporale considerata tra le piogge orarie) e della portata di deflusso (assegnata costante per semplicità):

- l'altezza della precipitazione;
- la portata di pioggia alla sezione di chiusura valutata con l'espressione del metodo cinematico;
- la portata da invasare a monte della sezione di chiusura, data dalla differenza tra la portata di pioggia e la portata di deflusso;
- Il volume di invaso superficiale (diffuso sulla superficie scolante) è costituito dalle capacità riempite dalle acque (grondaie, cunette, avvallamenti del terreno, pozzetti, caditoie) e dal velo idrico che scorre sulla superficie stradale (0.5-2 mm) e assunto pari a 30 mc/ha.
- il volume di pioggia defluito nella rete idrografica ( $Q_{defluita} \times \text{tempo di pioggia}$ );
- il volume di pioggia da invasarsi ( $V_{invaso} = V_{pioggia} - V_{defluito} - V_{invaso \text{ superficiale}}$ ).

## 7.2. I risultati della elaborazione

Le elaborazioni esposte in allegato evidenziano la capacità di invaso del sistema progettato, **con un tempo di ritorno di 50 anni.**

Si riportano in tabella di seguito in sintesi i risultati emersi dal calcolo idraulico riportato integralmente in allegato.

CALCOLO DEI VOLUMI EFFICACI DI INVASO - TR = 50 ANNI						
durata precipitazione (ore)	Q pioggia (l/s)	Q defluita (l/s)	Volume pioggia (mc)	Volume defluito (mc)	Volume superficiale (mc)	Volume efficace (mc)
1 (critica)	881	284	2.920	1024	142	1.754

Considerando un tempo di ritorno di 50 anni dal calcolo idraulico si determina dal modello considerato un volume efficace di laminazione di 1.726 mc.

L'intervento urbanistico comporta altresì la chiusura delle affossature presenti nell'ambito territoriale interessato dall'intervento in oggetto. In questa fase si è ritenuto opportuno calcolare tali volumi, stimati in circa 98 mc, recuperandoli con ulteriori invasi.

Complessivamente per effetto dell'intervento in oggetto si rende necessario prevedere un sistema di laminazione in grado di trattenere complessivamente 1.824 mc di acqua (pari a 391 mc/h) e di restituirla alla rete idrografica in tempi successivi.

I parametri minimi richiesti per quest'area e indicati nel nel documento di Valutazione di Compatibilità idraulica del Piano degli Interventi prevedono un volume minimo di invaso di 400 mc/ettaro.

Per aree di modesta estensione completezza, in allegato alla presente relazione idraulica, si riporta anche il calcolo semplificato proposto dal Genio Civile di Vicenza.

Tale schematizzazione considera una precipitazione pari a 100 mm (compatibile con un evento con Tempo di Ritorno pari a 50 anni, nonché alle richieste del Consorzio di Bonifica competente) distribuita in modo uniforme sull'intera superficie scolante: risulta così noto il volume di precipitazione che investe l'area.

Per ogni tipologia di superficie, in funzione del coefficiente di deflusso, si determina il volume infiltrato e quello che di contro defluisce superficialmente.

Tale calcolo viene effettuato sia per la situazione in essere che per quella di progetto: la differenza tra i volumi complessivi di invaso relativi rispettivamente alla configurazione di progetto e allo stato attuale, fornisce il volume efficace che deve essere mitigato, conseguentemente all'incremento della superficie impermeabile, dovuta alla variante.

Nel caso in esame lo schema di calcolo adottato fornisce una differenza di volume di invaso tra stato futuro ed attuale pari a 1.256 mc inferiore a quello proposto con l'analisi idraulica.

**In conclusione il valore richiesto nel PI è il più restrittivo con un volume complessivo di invaso di circa 1896 mc(4,7395 ha x400 mc/ha).**

### 7.3. Interventi di mitigazione idraulica nelle aree considerate

Dall'analisi idraulica, calcolo dei volumi efficaci di laminazione e determinazione del volume perso dalla chiusura di alcune affossature, **è emersa la necessità di realizzare interventi di mitigazione che prevedano di invasare un volume di acqua non inferiore a 1.896 mc (pari 400 mc/ettaro).**

L'intervento proposto in questa sede e concordato con la committenza, con il progettista dell'intervento in oggetto, prevede di realizzare interventi di mitigazione che prevedano di invasare un volume di acqua non inferiore a 1.896 mc:

#### 7.3.1. *Vespaiο interrato ad alta capacità di invaso*

Il dimensionamento è stato condotto sulla base della geometria di sistemi esistenti in commercio e utilizzati nella pratica.

I dispositivi considerati sono costituiti dall'assemblaggio di celle in polipropilene, di dimensioni pari a 0,8 x 0,8 x h= 0,66 m e con rapporto di vuoto nominale del 95%. Il volume di accumulo risulta pertanto pari a 400 litri (0,40 mc) per ogni cella.

L'ipotesi prevede la posa di due bacini interrati, da realizzarsi al di sotto delle aree sopra indicate. Al fine di ottenere il volume necessario sarà posata un'unica fila celle, con un'altezza del bacino pari a 0,66 m. Nelle disegni seguenti è riportato uno schema della struttura a serbatoio proposta.

#### 7.3.2. *Sovradimensionamento rete di raccolta acqua meteorica pluviali*

Si andrà inoltre a sovradimensionare la rete di tubazioni per acque meteoriche mediante la posa di condotte del diametro DN 100 cm e del DN 80 cm e prevedendo un diametro minimo del DN 60 cm per i tratti minori.

#### 7.3.3. *Doppia rete di raccolta acque meteoriche*

Si andrà inoltre a sdoppiare la rete di raccolta delle acque dei piazzali dalla rete che raccoglie le acque dei pluviali.

#### 7.3.4. Considerazioni generali

I nuovi invasi di progetto, dovranno garantire l'accumulo dei volumi sopra richiesti, considerando inoltre che si è reso necessario ripristinare i volumi sottratti dalla chiusura della rete di scolo esistente posta all'interno dell'area considerata.

La limitazione della portata scaricata nella rete idrografica, dovrà essere garantita dalla predisposizione di idoneo manufatti di laminazione, a funzionamento automatico, dotati di una luce di fondo, a forma circolare di diametro pari a 15 cm, e di un ulteriore scarico di troppo pieno (per gli eventi meteorici con tempi di ritorno superiori a quelli di progetto).

**Il volume complessivo invasato dal sistema di progetto, e pari a circa 1.900 mc, è pertanto pari a quello richiesto dal calcolo idraulico. Le elaborazioni esposte in allegato evidenziano la capacità di invaso del sistema progettato, per un evento critico con un tempo di ritorno di 50 anni.**

TABELLA riassuntiva interventi di mitigazione idraulica	
SISTEMA DI MITIGAZIONE	VOLUME DI ACCUMOLO
Celle interrate	1.439 mc
Rete acque meteoriche strade e parcheggi	340 mc
Rete acque meteoriche pluviali (esterni)	121 mc
<b>TOTALE</b>	<b>1900 mc</b>

#### 7.4. Pozzetto di laminazione

La limitazione di portata richiesta per rendere idraulicamente compatibile l'intervento urbanistico di progetto è garantita dalla realizzazione di un pozzetto di laminazione terminale.

Il manufatto di laminazione terminale presenta le seguenti caratteristiche geometriche:

- foro di fondo di diametro interno 15 cm (diametro imposto dal competente Consorzio di Bonifica ed indicato in fase di rilascio del parere del 2005).

In questo tipo di dispositivo la portata che defluisce dalla luce di fondo è funzione dell'altezza idrica di monte (ed eventualmente di valle in caso di deflusso rigurgitato).

La portata che andrà a defluire dalla luce di fondo è ben inferiore alla portata che attualmente defluisce dalla porzione di area già edificata.

La scelta di assegnare alla luce di fondo il diametro di cui sopra è dettato da specifiche richieste del Consorzio di Bonifica competente.

La portata che defluisce è determinata dall'espressione (valida per parete sottile ed efflusso libero):

$$Q = C_c A (2 g H)^{1/2}$$

In cui:

Q portata che defluisce per bocca a battente

C<sub>c</sub> coefficiente di efflusso assunto pari a 0,61

A area della bocca

H tirante idraulico

Come evidenziato nei calcoli idraulici e dal grafico in allegato alla presente relazione la portata Q è funzione del tirante idraulico.

Per sicurezza, nel caso di portate superiori a quelle stimate per il Tempo di Ritorno assegnato, il dispositivo presenta uno stramazzo che funziona come soglia sfiorante.

La portata che defluisce dallo stramazzo è valutata con l'espressione:

$$Q = C_q L H (2 g H)^{1/2}$$

In cui:

Q portata che defluisce dallo stramazzo

C<sub>q</sub> coefficiente di efflusso

L larghezza della soglia sfiorante

H tirante idraulico

## 7.5. Verifica preliminare rete di scolo esistente

La presente verifica idraulica andrà ad interessare la rete di scolo minore su cui andranno a recapitare le acque meteoriche, opportunamente laminate, del nuovo intervento edilizio.

In particolare è stata eseguita una verifica preliminare assegnando allo scolo esistente una sezione "media" ed una pendenza "media".

Nella tavola in allegato alla presente relazione idraulica sono riportati i profili longitudinali e le sezioni trasversali oggetto di dettagliato rilievo planialtimetrico della rete idrografica esistente.

Analizzando i profili longitudinali si evidenzia la necessità di rettificare in alcuni punti, mediante un modesto intervento di pulizia e di sfondamento del fondo, il tratto di scolo compreso tra le sezioni N.4 e N. 5b e nel tratto in corrispondenza della sezione N. 7b.

La pendenza media del fossato di scolo rettificato sarà dell'ordine del 2,1 ‰.

In particolare si è eseguita una verifica idraulica per le sezioni N. 4 e N. 9b con pendenza rettificata al 2,1 ‰.

In generale per l'intero tratto di fossato compreso tra la sezione N4 e la sezione N. 8b sarà da prevedersi una accurata manutenzione e pulizia dell'intera tratta.

Con i seguenti calcoli idraulici, utilizzando la formulazione di Manning per il moto uniforme, si andrà quindi a verificare che la portata efficace individuata ( $Q_{max}$ ) possa transitare nella sezione esistente.

$$Q \text{ (mc/s)} = V \text{ (m/s)} A \text{ (mq)} \quad (2)$$

$$V = (1/n) R^{2/3} i^{1/2} \quad (3)$$

In cui:

$Q$  = portata in grado di defluire nella sezione  $A$  (l/s)

$V$  = velocità media della corrente (m/s)

$A$  = sezione liquida (mq)

$R$  = raggio idraulico (m)

$n$  = coefficiente di Manning

A titolo orientativo per la scelta dei valori numerici del coefficiente di Manning si può fare riferimento alle indicazioni fornite dalle tabelle di "Open Channel Hydraulics" (Fonte: Ven te Chow, Mc Graw Hill International Editions):

$$n = (n_0+n_1+n_2+n_3+n_4)m_5 \quad (4)$$

Calcolo dei coefficienti di scabrezza $n$ nei corsi d'acqua			
Condizioni dell'alveo		Valori	
Materiale costituente l'alveo	Terra	$n_0$	0,020
	Roccia		0,025
	Alluvione grossolana		0,028
	Alluvione fine		0,024
Irregolarità della superficie della sezione	Trascurabile	$n_1$	0,000
	Bassa		0,005
	Moderata		0,010
	Graduale		0,020
Variazione della forma e della dimensione della sezione trasversale	Graduale	$n_2$	0,000
	Variabile occasionalmente		0,005
	Variazione frequente		0,010-0,015
Effetto relativo di ostruzioni	Trascurabile	$n_3$	0,000
	Modesto		0,010-0,015
	Apprezzabile		0,020-0,030
	Elevato		0,040-0,060
Effetto della vegetazione	Basso	$n_4$	0,005-0,010
	Medio		0,010-0,025
	Alto		0,025-0,050
	Molto Alto		0,050-0,100
Gradi di sinuosità dell'alveo	Modesto	$m_5$	1,000
	Apprezzabile		1,150
	Elevato		1,300

Per il caso in esame assegnando ad  $n_0 = 0,020$  ;  $n_1 = 0,000$ ;  $n_2 = 0,000$ ;  $n_3 = 0,000$ ;  $n_4 = 0,005$ ;  $m_5 = 1,0$  si stima il coefficiente di Manning in 0,025.

Si riassumono in sintesi risultati dell'analisi idraulica, verificata nelle due sezioni considerate con le formule di moto uniforme (3).

CALCOLO PORTATA DI DEFLUSSO DELLA CANALETTA DI SCOLO							
SEZIONE	Pendenza media	Coefficiente Manning	H water (*) (m)	Area Sezione (mq)	Velocità (m/s)	Portata (mc/s)	Portata meteorica (mc/s)
4	0,0042	0,025	0,80	1,74	1,48	2,575	1,213
9B	0,0021	0,025	0,56	1,41	0,88	1,241	1,213

(\*) H Water = altezza massima nella sezione con un franco di sicurezza minimo.

Le elaborazioni sono state eseguite con il programma "River Hydraulic Analysis System"  
(Fonte: *Rischio idraulico ed idrogeologico – Ing. A.M. Caivano*).

## 7.6. Prescrizioni aggiuntive

Per quanto sopra esposto si precisa che:

- le superfici pedonali dovranno essere realizzate con materiali tali da assicurare la più alta permeabilità possibile (betonelle o pavimentazioni con fughe);
- 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;
- si dovrà provvedere ad una regolare manutenzione dei manufatti idraulici previsti e alla rete di scolo presente.

## **PARTE SECONDA**

### **1. ALLEGATI: CALCOLI IDRAULICI**

- Elaborazione delle precipitazioni;
- Calcolo delle portate meteoriche;
- Calcolo volumi di laminazione;
- Calcolo semplificato schema Genio Civile di Vicenza;
- Volume di invaso di progetto;
- Dimensionamento pozzetti di laminazione;
- Verifica sezione trasversale N. 4;
- Verifica sezione trasversale N. 9b.

**TABELLA 1 - REGISTRAZIONI PIOGGE BREVI ED INTENSE (SCROSCI)**

STAZIONE PLUVIOMETRICA DI:	<b>VICENZA</b>
BACINO :	
QUOTA:	
FONTE DEI DATI:	<b>Uff. Idr. Mag. Acque VENEZIA</b>
DATI DISPONIBILI :	<b>Serie storica 1938-1972 e 1973-1990</b>

N.	INTERVALLO IN MINUTI 15			INTERVALLO IN MINUTI 30			INTERVALLO IN MINUTI 60		
	h(mm)	X <sup>2</sup> =(hi-M) <sup>2</sup>	Anno	h(mm)	X <sup>2</sup> =(hi-M) <sup>2</sup>	Anno	h(mm)	X <sup>2</sup> =(hi-M) <sup>2</sup>	Anno
1				15.3	78.45	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	1953	22.8	1.84	1953	29.6	3.98	1953
15	20.0	4.88	1954	29.0	23.45	1954	27.8	14.41	1954
16	15.0	7.79	1955	25.0	0.71	1955	58.0	697.19	1955
17	12.0	33.53	1956	20.0	17.28	1956	29.8	3.22	1956
18	15.0	7.79	1957	19.0	26.60	1957	31.6	0.00	1957
19	11.5	39.58	1958	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	1960	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	1964	28.8	21.56	1964	31.0	0.35	1964
26	10.6	51.71	1965	11.8	152.70	1965	34.2	6.78	1965
27	14.4	11.50	1966	17.2	48.40	1966	20.4	125.34	1966
28	30.0	149.06	1967	50.0	667.85	1967	23.0	73.89	1967
29	25.4	57.90	1968	37.0	164.94	1968	80.0	2342.98	1968
30	11.2	43.44	1969	20.0	17.28	1969	51.0	376.53	1969
31	14.0	14.37	1970	20.8	11.27	1970	30.0	2.55	1970
32	21.6	14.51	1971	21.6	6.54	1971	22.2	88.28	1971
33	19.0	1.46	1972	29.2	25.43	1972	21.6	99.91	1972
34	17.6	0.04	1975	22.0	4.65	1975	30.6	0.99	1975
35	27.6	96.22	1976	35.6	130.94	1976	32.6	1.01	1976
36	14.6	10.18	1977	14.6	91.34	1977	37.2	31.41	1977
37	13.0	22.95	1978	22.0	4.65	1978	14.6	288.85	1978
38	16.6	1.42	1981	19.6	20.77	1981	29.0	6.74	1981
39	24.0	38.55	1982	31.4	52.46	1982	22.6	80.92	1982
40	15.8	3.96	1983	30.0	34.14	1983	32.0	0.16	1983
41	16.8	0.98	1984	24.2	0.00	1984	36.2	21.20	1984
42	27.0	84.81	1986	28.0	14.77	1986	29.4	4.82	1986
43	14.4	11.50	1987	19.2	24.57	1987	28.0	12.93	1987
44	14.0	14.37	1988	26.0	3.40	1988	26.0	31.31	1988
45	18.0	0.04	1989	28.6	19.74	1989	32.8	1.45	1989
46	6.2	134.35	1990	9.0	229.74	1990	31.8	0.04	1990
Anni			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 $X^2$	1320.7	2941.9	7509.6
SSQM	6.42	8.47	12.92
Inserire da tabella $S_n$	1.1399	1.1597	1.1665
Inserire da tabella $Y_n$	0.5380	0.5448	0.5468
<i>alfa</i>	0.1774	0.1369	0.0903
<i>moda</i>	14.76	20.18	25.54

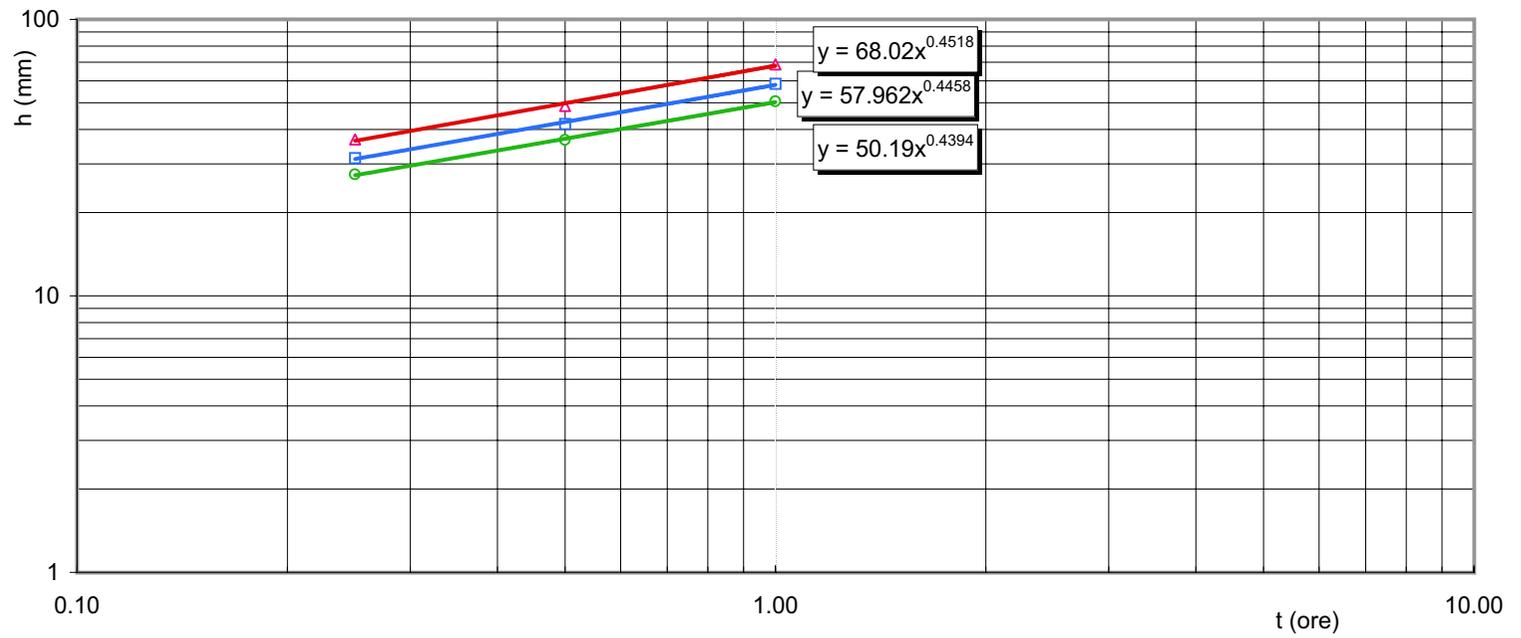
**TABELLA 3 - VALORI ESTREMI PER I PERIODO DI RITORNO CONSIDERATI (mm)**

TEMPI DI RITORNO	ORE		
(anni)	0.25	0.50	1.00
10 hmax (mm) =	27.44	36.62	50.46
20 hmax (mm) =	31.50	41.87	58.43
50 hmax (mm) =	36.75	48.68	68.75

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

TEMPI DI RITORNO	a (mm ore <sup>-1</sup> )	n
10 anni	50.190	0.430
20 anni	57.960	0.440
50 anni	68.020	0.450

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



**TABELLA 1**

STAZIONE PLUVIOMETRICA DI:	<b>VICENZA</b>
BACINO :	
QUOTA:	
FONTE DEI DATI:	<b>Uff. Idr. Mag. Acque VENEZIA</b>
DATI DISPONIBILI :	<b>Serie storica 1938-1972 e 1973-1990</b>

N.	INTERVALLO DI ORE 1			INTERVALLO DI ORE 3			INTERVALLO DI ORE 6			INTERVALLO DI ORE 12			INTERVALLO DI ORE 24		
	h(mm)	X <sup>2</sup> =(hi-M) <sup>2</sup>	Anno	h(mm)	X <sup>2</sup> =(hi-M) <sup>2</sup>	Anno	h(mm)	X <sup>2</sup> =(hi-M) <sup>2</sup>	Anno	h(mm)	X <sup>2</sup> =(hi-M) <sup>2</sup>	Anno	h(mm)	X <sup>2</sup> =(hi-M) <sup>2</sup>	Anno
1	21.0	91.66	1938	24.4	201.96	1938	38.8	50.50	1938	39.4	244.05	1938	44.8	779.62	1938
2	16.0	212.40	1939	23.2	237.50	1939	32.0	193.40	1939	46.4	74.34	1939	51.5	450.36	1939
3	29.0	2.48	1940	36.4	4.89	1940	40.0	34.89	1940	55.6	0.33	1940	55.9	282.97	1940
4	43.6	169.68	1941	46.0	54.60	1941	59.0	171.44	1941	70.0	224.33	1941	70.0	7.41	1941
5	39.8	85.12	1942	42.4	14.36	1942	48.6	7.25	1942	48.6	41.24	1942	77.4	21.89	1942
6	24.4	38.12	1943	27.5	123.46	1943	40.0	34.89	1943	43.2	139.76	1943	58.6	199.42	1943
7	63.6	1090.72	1946	74.0	1252.37	1946	75.2	858.10	1946	89.0	1154.49	1946	94.8	487.45	1946
8	30.8	0.05	1947	38.0	0.37	1947	38.4	56.35	1947	42.0	169.58	1947	44.4	802.12	1947
9	33.0	5.89	1948	35.6	9.07	1948	36.8	82.93	1948	48.0	49.31	1948	66.4	39.96	1948
10	16.6	195.27	1949	37.6	1.02	1949	40.6	28.16	1949	43.0	144.53	1949	70.8	3.69	1949
11	21.0	91.66	1950	25.6	169.29	1950	39.0	47.70	1950	46.8	67.60	1950	55.6	293.15	1950
12	27.4	10.07	1951	35.0	13.04	1951	36.0	98.14	1951	48.0	49.31	1951	81.6	78.82	1951
13	29.6	0.95	1952	46.2	57.59	1952	57.6	136.73	1952	85.4	922.81	1952	95.8	532.61	1952
14	27.8	7.69	1953	36.0	6.82	1953	39.8	37.29	1953	45.2	96.48	1953	64.8	62.75	1953
15	58.0	752.19	1954	75.4	1353.42	1954	79.6	1135.24	1954	80.6	654.22	1954	80.6	62.07	1954
16	29.8	0.60	1955	31.0	57.93	1955	38.8	50.50	1955	50.4	21.36	1955	66.0	45.18	1955
17	31.6	1.05	1956	32.2	41.10	1956	32.2	187.87	1956	42.0	169.58	1956	74.2	2.19	1956
18	23.0	57.36	1957	27.0	134.82	1957	43.0	8.45	1957	45.6	88.78	1957	59.4	177.47	1957
19	22.0	73.51	1958	37.6	1.02	1958	39.4	42.34	1958	46.0	81.40	1958	56.0	279.62	1958
20	31.6	1.05	1959	39.0	0.15	1959	43.6	5.32	1959	64.6	91.73	1959	82.6	97.58	1959
21	36.0	29.44	1960	36.0	6.82	1960	46.4	0.24	1960	54.8	0.05	1960	63.8	79.60	1960
22	25.6	24.74	1961	27.4	125.69	1961	27.4	342.50	1961	36.6	339.38	1961	53.2	381.10	1961
23	17.0	184.25	1962	29.6	81.20	1962	47.0	1.20	1962	60.2	26.81	1962	62.8	98.44	1962
24	31.0	0.18	1963	38.0	0.37	1963	39.0	47.70	1963	51.2	14.61	1963	55.2	307.01	1963
25	34.2	13.15	1964	40.0	1.93	1964	50.4	20.19	1964	55.8	0.60	1964	79.4	44.60	1964
26	20.4	103.51	1965	31.8	46.39	1965	36.2	94.22	1965	47.2	61.19	1965	53.4	373.33	1965
27	23.0	57.36	1966	38.6	0.00	1966	38.6	53.39	1966	43.2	139.76	1966	78.8	36.95	1966
28	80.0	2442.94	1967	120.0	6624.15	1967	137.0	8298.00	1967	38.4	276.30	1967	143.8	5052.12	1967
29	51.0	417.23	1968	71.2	1062.04	1968	90.8	2015.41	1968	91.4	1323.34	1968	95.2	505.27	1968
30	30.0	0.33	1969	39.8	1.41	1969	46.2	0.09	1969	48.2	46.54	1969	60.0	161.84	1969
31	22.2	70.12	1970	26.6	144.27	1970	26.6	372.75	1970	36.6	339.38	1970	48.0	611.16	1970
32	21.6	80.53	1971	21.6	289.38	1971	30.6	234.29	1971	38.8	263.16	1971	56.0	279.62	1971
33	30.6	0.00	1972	35.4	10.31	1972	41.2	22.15	1972	44.2	117.12	1972	63.4	86.89	1972
34	32.6	4.11	1975	33.2	29.28	1975	33.2	161.46	1975	57.0	3.91	1975	81.0	68.53	1975
35	37.2	43.91	1976	42.0	11.48	1976	42.4	12.30	1976				60.0	161.84	1976
36	14.6	255.17	1977	23.8	219.37	1977	37.2	75.81	1977	41.2	191.05	1977	55.2	307.01	1977
37	29.0	2.48	1978	33.0	31.48	1978	35.8	102.14	1978	48.0	49.31	1978	73.4	0.46	1978
38	22.6	63.58	1981	25.0	185.26	1981	35.8	102.14	1981	71.4	268.23	1981	104.0	978.33	1981
39	32.0	2.03	1982	44.0	29.04	1982				71.4	268.23	1982	104.0	978.33	1982
40	36.2	31.65	1983	37.8	0.66	1983	39.0	47.70	1983	52.0	9.13	1983	98.0	638.99	1983
41	29.4	1.38	1984				52.6	44.80	1984	52.6	5.87	1984	55.6	293.15	1984
42	28.0	6.63	1986	30.2	70.75	1986	40.2	32.57	1986	63.0	63.64	1986	86.0	176.31	1986
43	26.0	20.92	1987	39.0	0.15	1987	64.8	356.96	1987	97.4	1795.88	1987	107.8	1230.48	1987
44	32.8	4.96	1988	33.8	23.15	1988	42.8	9.65	1988	76.8	474.27	1988	83.8	122.73	1988
45	31.8	1.50	1989	49.6	120.76	1989	55.0	82.69	1989	72.6	308.98	1989	102.6	892.71	1989
46	12.0	344.99	1990	20.0	346.37	1990	31.2	216.29	1990	46.2	77.83	1990	69.6	9.75	1990
Anni	46			45			45			45			46		

**TABELLA 2 - ELABORAZIONI STATISTICHE - METODO DI GUMBEL**

ORE	1	3	6	12	24
N	46	45	45	45	46
$XM = MEDIA$	30.57	38.61	45.91	55.02	72.72
SOMMA $X^2$	7094.6	13196.5	16014.1	10949.9	18582.9
SSQM	12.56	17.32	19.08	15.78	20.32
Inserire da tabella $S_n$	1.1665	1.1649	1.1649	1.1649	1.1665
Inserire da tabella $Y_n$	0.5468	0.5463	0.5463	0.5463	0.5468
<i>alfa</i>	0.0929	0.0673	0.0611	0.0738	0.0574
<i>moda</i>	24.69	30.49	36.96	47.62	63.20

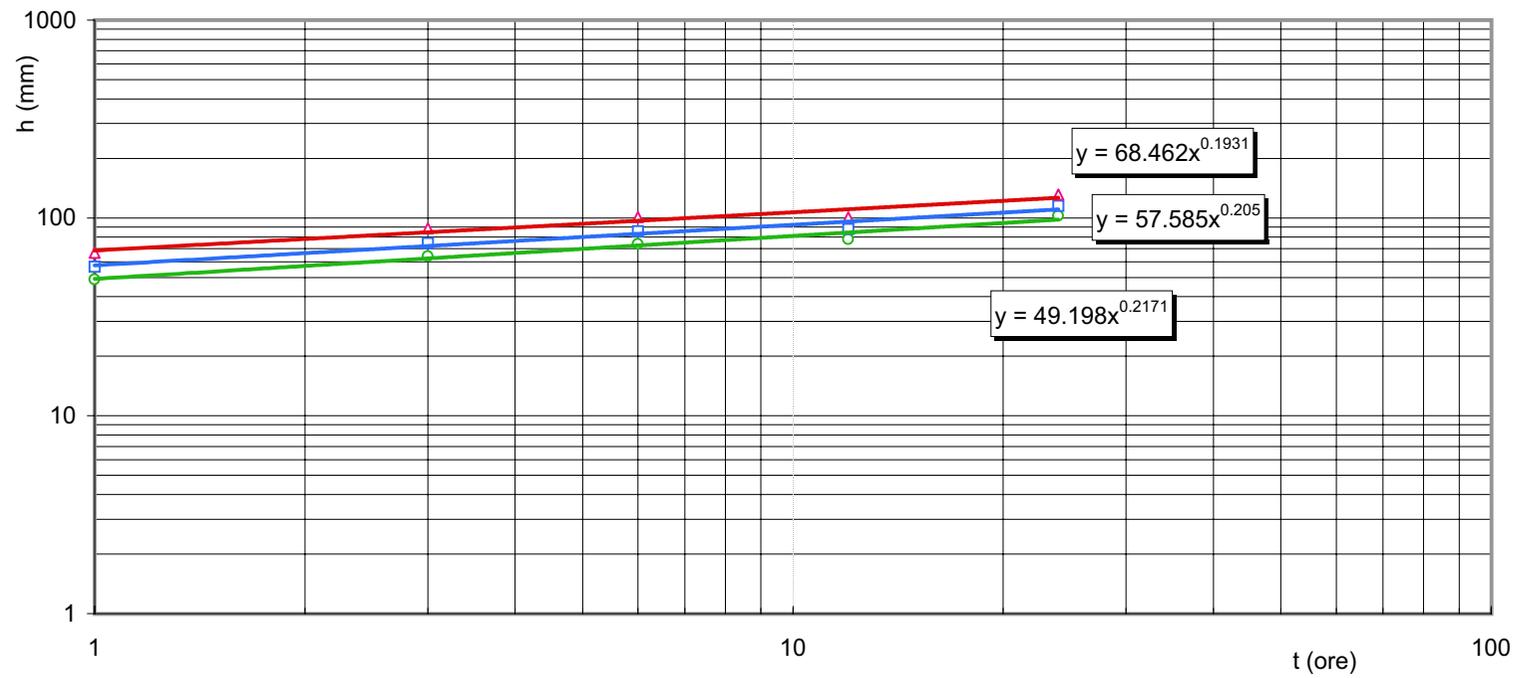
**TABELLA 3 - VALORI ESTREMI PER I PERIODO DI RITORNO CONSIDERATI (mm)**

TEMPI DI RITORNO (anni)	ORE				
	1	3	6	12	24
10 hmax (mm) =	48.91	63.94	73.81	78.10	102.40
20 hmax (mm) =	56.66	74.65	85.60	87.85	114.94
50 hmax (mm) =	66.69	88.50	100.86	100.46	131.17

**TABELLA 4 - VALORI DI a ED n AL VARIARE DI TR PER EVENTI DI DURATA ORARIA**

TEMPI DI RITORNO	a (mm ore <sup>-1</sup> )	n
10 anni	49.198	0.217
20 anni	57.585	0.205
50 anni	68.462	0.193

**Equazioni di possibilità pluviometrica per piogge orarie a Vicenza**



## CALCOLI IDRAULICI CONFIGURAZIONE ATTUALE

### DATI GENERALI

Comune	<b>Altavilla Vicentina</b>		
	<b>Area SIAD srl</b>		
	<b>CONFIGURAZIONE ATTUALE</b>		
S (mq)	<b>47.395</b>	S (ha)	4,7395
		S (Kmq)	0,047395
PARAMETRI DELLA CURVA DI POSSIBILITA PLUVIOMETRICA T>1 ORA			
Tr (anni)	<b>10</b>	<b>20</b>	<b>50</b>
a	<b>49,198</b>	<b>57,585</b>	<b>68,46</b>
n	<b>0,217</b>	<b>0,205</b>	<b>0,193</b>
PARAMETRI DELLA CURVA DI POSSIBILITA PLUVIOMETRICA T<1 ORA			
Tr (anni)	<b>10</b>	<b>20</b>	<b>50</b>
a	<b>50,19</b>	<b>57,96</b>	<b>68,02</b>
n	<b>0,43</b>	<b>0,44</b>	<b>0,45</b>

### CALCOLO COEFFICIENTE DI DEFLUSSO

<i>Superfici</i>	<i>Si</i>	<i>φ</i>	<i>Si x φ</i>
Superficie coperta (tetti)	<b>16.933</b>	<b>0,90</b>	15.240
Superficie a verde agricola	<b>15.913</b>	<b>0,05</b>	796
Verde di rispetto	<b>4.269</b>	<b>0,20</b>	854
Viabilità interna veicolare e pedonale	<b>8.840</b>	<b>0,90</b>	7.956
Park	<b>1.440</b>	<b>0,90</b>	1.296
	<b>47.395</b>	<b>0,55</b>	26.141
<b>Valore assunto per il coefficiente di deflusso</b>		<b>0,55</b>	

**CALCOLO DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE**

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*	$\phi_i$	si	a	n	tai	tai
(mq)	(m)	(m)					(s)	(min)
47395	558	558	0,55	0,001	50,19	0,43	902	<b>15</b>

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)
<b>1</b>	<b>Condotta fittizio (massima lunghezza)</b>	<b>0,8</b>	577	721	12
			<b>Totale</b>	721	<b>12</b>

**CALCOLO DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE**

ta	tr	tc	tc
(min)	(min)	(min)	(ore)
15	12	<b>27</b>	<b>0,45</b>

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

Coeff. deflusso	$\phi$	0,55						
Tr	$\phi$	a	n	t	t	h	j	S
				(min)	(ore)	(mm)	(mm/ora)	(mq)
<b>10</b>	0,55	50,19	0,43	<b>27</b>	0,45	35,60	79,12	47.395

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

Tr	Q	u	V pioggia
(anni)	(l/s)	(l/s ha)	(mc)
<b>10</b>	<b>574</b>	<b>121</b>	<b>930</b>

## CALCOLI IDRAULICI CONFIGURAZIONE DI PROGETTO

### DATI GENERALI

Comune **Altavilla Vicentina**

### CONFIGURAZIONE DI PROGETTO

S (mq)           **47.395**    S (ha)            4,7395    S (Kmq)    0,047395

PARAMETRI DELLA CURVA DI POSSIBILITA PLUVIOMETRICA T>1 ORA

Tr (anni)	10	20	50
a	<b>49,198</b>	<b>57,585</b>	<b>68,46</b>
n	<b>0,217</b>	<b>0,205</b>	<b>0,193</b>

PARAMETRI DELLA CURVA DI POSSIBILITA PLUVIOMETRICA T<1 ORA

Tr (anni)	10	20	50
a	<b>50,19</b>	<b>57,96</b>	<b>68,02</b>
n	<b>0,43</b>	<b>0,44</b>	<b>0,45</b>

### CALCOLO COEFFICIENTE DI DEFLUSSO

<i>Superfici</i>	<i>Si</i>	<i>φ</i>	<i>Si x φ</i>
Superficie impermeabile	<b>47.395</b>	<b>0,90</b>	42.656
	<hr style="width: 50%; margin: 0 auto;"/>		
	47.395	0,90	42.656
<b>Valore assunto per il coefficiente di deflusso</b>		<b>0,90</b>	

**CALCOLO DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE**

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*	$\phi_i$	si	a	n	tai	tai
(mq)	(m)	(m)					(s)	(min)
47395	558	550	0,90	0,001	50,19	0,43	769	<b>12</b>

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)
<b>1</b>	<b>Condotta fittizio (massima lunghezza)</b>	<b>0,8</b>	550	687	11
			<b>Totale</b>	<b>687</b>	<b>11</b>

**CALCOLO DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE**

ta	tr	tc
(min)	(min)	(min)
12	11	<b>23</b>

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

Coeff. deflusso	$\phi$	0,90							
Tr	$\phi$	a	n	t	t	h	j	S	
				(min)	(ore)	(mm)	(mm/ora)	(mq)	
<b>10</b>	0,90	50,19	0,43	<b>23</b>	0,38	33,11	87,12	47.395	

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

Tr	Q	u	V pioggia
(anni)	(l/s)	(l/s ha)	(mc)
<b>10</b>	<b>1.032</b>	<b>218</b>	<b>1412</b>

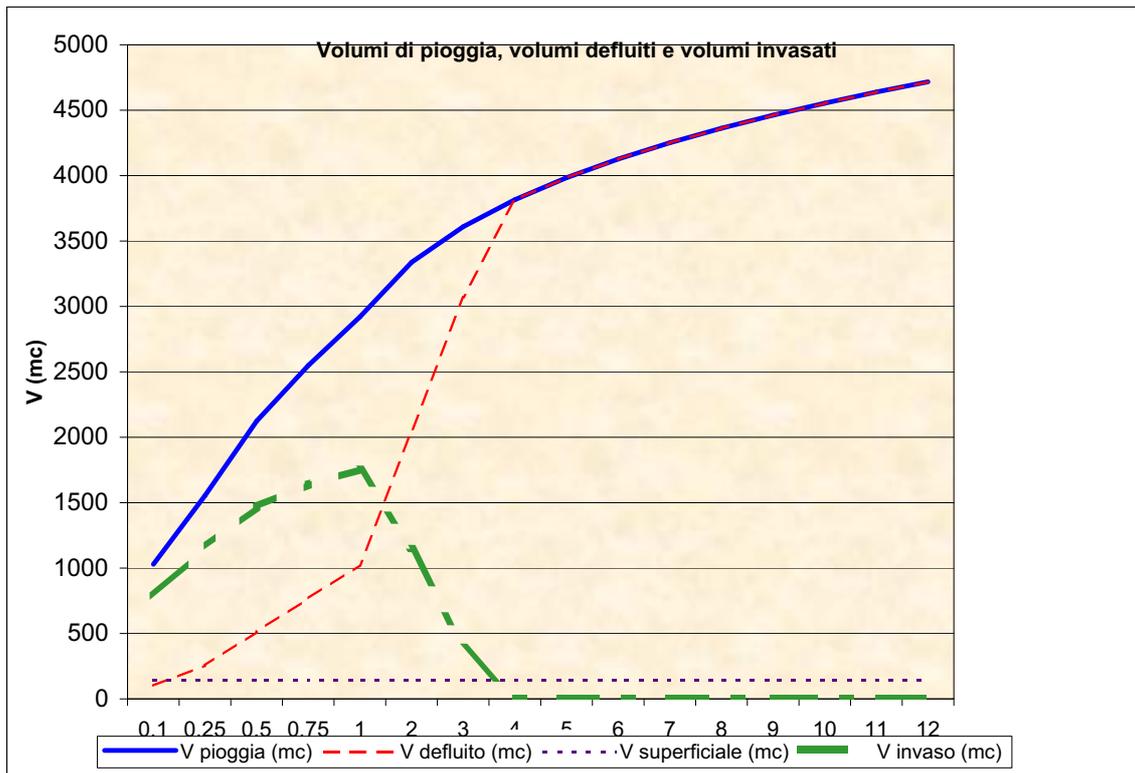
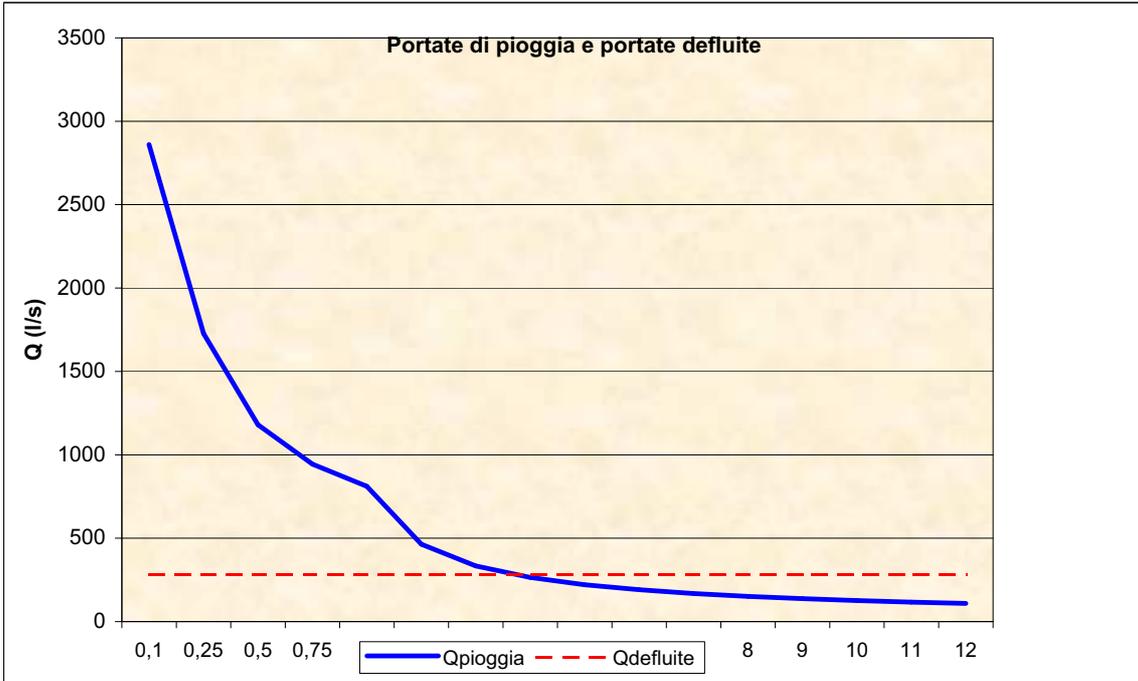
## VOLUMI DA INVASARE AL VARIARE DEL TEMPO DI PIOGGIA

### DATI DI INPUT

Q defluita scarico	<b>284</b>	l/s	<b>portata defluita</b>
Q defluita/ettaro	<b>60</b>	l/(s ha)	NOTA: Valore ridotto del 50% rispetto allo stato attuale
Coef. deflusso area	$\varphi$	0,90	
Volume superficiale /ha		<b>30</b>	(mc/ha)
Volume superficiale		142	mc

### CALCOLO DEL VOLUME DA INVASARE

PARAMETRI DELLA CURVA DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA								
Tr (anni)						t > 1 ora	t < 1 ora	
					a	<b>68,460</b>	<b>68,020</b>	
					n	<b>0,193</b>	<b>0,450</b>	
tempo	h	J	Q	Q	V	V	V	V
			<i>pioggia</i>	<i>defluita</i>	<i>pioggia</i>	<i>defluito</i>	<i>superficiale</i>	<i>invaso</i>
(ore)	(mm)	(mm/h)	(l/s)	(l/s)	(mc)	(mc)	(mc)	(mc)
0,1	24,13	241,34	2860	284	1029	102	142	785
0,25	36,45	145,80	1728	284	1555	256	142	1157
0,5	49,79	99,59	1180	284	2124	512	142	1470
0,75	59,76	79,68	944	284	2549	768	142	1639
1	68,46	68,46	811	284	2920	1024	142	1754
2	78,26	39,13	464	284	3338	2047	142	1149
3	84,63	28,21	334	284	3610	3071	142	397
4	89,46	22,37	265	284	3816	3816	142	0
5	93,40	18,68	221	284	3984	3984	142	0
6	96,74	16,12	191	284	4127	4127	142	0
7	99,66	14,24	169	284	4251	4251	142	0
8	102,27	12,78	151	284	4362	4362	142	0
9	104,62	11,62	138	284	4463	4463	142	0
10	106,77	10,68	127	284	4554	4554	142	0
11	108,75	9,89	117	284	4639	4639	142	0
12	110,59	9,22	109	284	4717	4717	142	0
V massimo (mc)								1754
<b>VOLUME RICHIESTO DAL MODELLO</b>							(mc)	<b>1754</b>
Volume affossature da recuperare							(mc)	<b>98</b>
<b>VOLUME EFFICACE DA INVASARE</b>							(mc)	<b>1852</b>
Volume di laminazione/ettaro							(mc/ha)	391
<b><u>VOLUME MINIMO RICHIESTO IN SEDE DI PIANO DEGLI INTERVENTI</u></b>								
<b>VOLUME TOTALE DA INVASARE</b>							(mc)	<b>1896</b>
Volume di laminazione/ettaro							(mc/ha)	<b>400</b>



## VOLUME DI INVASO DI PROGETTO

### VOLUME INVASABILE NEL VESPAIO AD ALTA CAPACITA' DRENANTE

Area	Superficie celle (mq)	Tirante idrico (m)	Capacità di accumulo	Volume invaso (mc)
B1	499	0,40	0,95	189,6
B2	499	0,50	0,95	237,0
B3	499	0,55	0,95	260,7
B4	599	0,66	0,95	375,6
B5	599	0,66	0,95	375,6
	2695			1438,5
<b>Volume totale di invaso (mc)</b>				<b>1439</b>

### VOLUME INVASABILE RETE METEORICA STRADE E PARCHEGGI

Tratto	Diametro (m)	Lungh. (m)	Hmax (m)	Angolo (rad)	Area (mq)	Volume (mc)
300-200	0,60	20,5	0,40	3,82127	0,2002	4,1
300-201	0,60	20,5	0,40	3,82127	0,2002	4,1
200-201	0,60	34,4	0,35	3,47649	0,1712	5,9
200-201	0,60	34,4	0,35	3,47649	0,1712	5,9
201-202	0,60	12,7	0,30	3,14159	0,1414	1,8
201-202	0,60	12,7	0,30	3,14159	0,1414	1,8
202-203	0,60	18,5	0,25	2,80670	0,1115	2,1
202-203	0,60	18,5	0,25	2,80670	0,1115	2,1
203-203a	0,80	58,0	0,80	6,28319	0,5027	29,2
203a-203b	0,80	6,0	0,80	6,28319	0,5027	3,0
203b-204	0,80	7,0	0,80	6,28319	0,5027	3,5
204-204a	0,80	55,0	0,65	4,49186	0,4374	24,1
204-205	0,80	15,0	0,70	4,83772	0,4664	7,0
205-206	0,80	62,0	0,70	4,83772	0,4664	28,9
206-207	0,80	12,0	0,65	4,49186	0,4374	5,2
207-207a	0,60	47,0	0,60	6,28319	0,2827	13,3
207-208	0,80	15,0	0,65	4,49186	0,4374	6,6
208-208a	0,60	47,0	0,55	5,11181	0,2715	12,8
209-209a	0,60	47,0	0,55	5,11181	0,2715	12,8
210-210a	0,60	47,0	0,45	4,18879	0,2275	10,7
208-209	0,80	14,0	0,45	3,39225	0,2912	4,1
209-210	0,80	15,0	0,45	3,39225	0,2912	4,4
210-211	0,80	15,0	0,45	3,39225	0,2912	4,4
205-205d	0,60	42,0	0,45	4,18879	0,2275	9,6
209-224	0,60	73,0	0,45	4,18879	0,2275	16,6
210-210b	0,60	76,0	0,45	4,18879	0,2275	17,3
211-211a	0,60	76,0	0,45	4,18879	0,2275	17,3
211a-211b	0,60	61,0	0,40	3,82127	0,2002	12,2
211-212	0,60	15,0	0,25	2,80670	0,1115	1,7
212-213	0,60	70,0	0,25	2,80670	0,1115	7,8
213-214	0,60	61,0	0,25	2,80670	0,1115	6,8
220-220a	0,60	57,0	0,40	3,82127	0,2002	11,4
221-221a	0,60	57,0	0,40	3,82127	0,2002	11,4
222-222a	0,60	57,0	0,40	3,82127	0,2002	11,4
223-223a	0,60	57,0	0,35	3,47649	0,1712	9,8
224-224a	0,60	57,0	0,35	3,47649	0,1712	9,8
<b>Volume totale di invaso (mc)</b>						<b>340</b>

**VOLUME INVASABILE NELLA RETE METEORICA ESTERNA DEL COPERTO**

<i>Tratto</i>	<i>Diametro</i> (m)	<i>Lungh.</i> (m)	<i>Hmax</i> (m)	<i>Angolo</i> (rad)	<i>Area</i> (mq)	<i>Volume</i> (mc)
100-103	0,60	160,0	0,40	3,82127	0,2002	32,0
103-105	1,00	20,5	0,25	2,09440	0,1535	3,1
105-110	1,00	90,0	0,65	3,75098	0,5404	48,6
110-117	0,80	112,00	0,50	3,64695	0,3305	37,0
<b>Volume totale di invaso (mc)</b>						<b>121</b>

**VERIFICA DELLA CAPACITA' DI INVASO DEL SISTEMA DI PROGETTO**

Volume invasabile vespaio ad alta capacità di accumulo	(mc)	1.439
Volume invasabile rete meteorica esterna del coperto	(mc)	121
Volume invasabile rete meteorica strade e parcheggi	(mc)	340
<b>Volume totale invasabile dal raggruppamento</b>	(mc)	<b>1.900</b>
<b>Volume efficace richiesto</b>	(mc)	<b>1.896</b>

## VALUTAZIONE DI MASSIMO INVASO IDRICO - ANALISI SEMPLIFICATA PER PIOGGIA DI DURATA ORARIA

	Pioggia (mm)	SITUAZIONE ATTUALE		SITUAZIONE PROGETTO		DIFFERENZE	
		Area (mq)	Volume pioggia (mc)	Area (mq)	Volume pioggia (mc)	Area (mq)	Volume pioggia (mc)
	100,00	47.395	4.740	47.395	4.740	47.395	4.740
Tipo di superficie e % capacità Invaso	% altezza Invaso (mm)	Area (mq)	Volume Invaso (mc)	Area (mq)	Volume Invaso (mc)	Area (mq)	Volume Invaso (mc)
Superficie impermeabile	10	30.900	309	47.395	474	16.495	165
Superficie permeabile attuale a verde	90	16.495	1485	0	0	-16.495	-1485
TOTALE		47.395		47.395			
<b>TOTALI VOLUMI INVASATI mc</b>		<b>ATTUALI</b>	<b>1794</b>	<b>FUTURI</b>	<b>474</b>	<b>DIFFERENZA</b>	<b>-1320</b>
						(mc/ettaro)	<b>278</b>

### Interventi di mitigazione idraulica previsti all'interno della zona considerata

Situazione attuale di deflusso

Volumi di Invaso superficiale

Volumi di Invaso interrati

Aree scoperte con sottofondi tipo vespaio

Superfici drenanti e Pozzi Perdenti

Norme Regolamentari Edilizie

**Vespai ad alta capacità di accumulo. Sovradimensionamento rete di raccolta acque meteoriche.**

### Interventi possibili in altre zone con future programmazioni di mitigazione idraulica

Bacini idraulici ed aree esondabili

Risezionamenti corsi d'acqua

Modifiche ai sistemi fognari

Trasformazioni Territoriali e Colturali

## VERIFICA IDRAULICA POZZETTO DI LAMINAZIONE

### DATI GEOMETRICI LUCE DI FONDO

Diametro interno foro luce di fondo	0,150	m
Area foro luce di fondo	0,0177	mq

### DATI GEOMETRICI SOGLIA DI SFIORO

Altezza soglia hs	0,60	m
Larghezza soglia sfiorante	2,00	m
Altezza massima tirante	0,80	m

### IPOTESI DI CALCOLO PER LA LUCE DI FONDO

Valutazione della portata con la formula:  $Q_f = C_c A (2 g H)^{1/2}$

Coefficiente di efflusso per la luce di fondo:

#### 1. Parete sottile ad efflusso libero (bocca laterale)

<i>bocca</i>	<i>nota</i>	<i>carico</i>	<i>Cc</i>	<i>Ricercatore</i>
circolare	D<23 cm	H>5D	0,59	Smith

#### 2. Parete sottile ad efflusso libero (bocca laterale a contatto con il fondo)

<i>bocca</i>	<i>nota</i>	<i>carico</i>	<i>Cc</i>	<i>Ricercatore</i>
circolare	D<23 cm	H>5D	0,66	Bidone

#### 3. Parete sottile ad efflusso libero (bocca di fondo)

<i>bocca</i>	<i>nota</i>	<i>carico</i>	<i>Cc</i>	<i>Ricercatore</i>
circolare	D<23 cm	H>5D	0,61	Smith

Caso considerato n° 3

Coefficiente di efflusso Cc 0,61

### IPOTESI DI CALCOLO PER LO STRAMAZZO

Valutazione della portata con la formula:  $Q_s = C_q L H (2 g H)^{1/2}$

Coefficiente di efflusso per lo stramazzo:

#### 1. Stramazzo in parete sottile a vena soffolta senza contrazione laterale

<i>H</i>	<i>p</i>	<i>Cq</i>	<i>Ricercatore</i>
0,1	0,2	0,46	Bazin
0,6	2	0,42	Bazin
0,1	2	0,44	Bazin
0,6	0,2	0,54	Bazin

#### 2. Stramazzo in parete sottile a vena aderente senza contrazione laterale

<i>H</i>	<i>Cq</i>	<i>Ricercatore</i>
0.1 <H<0.27	0,54	Bazin
0.27<H<0.35	0,5	Bazin
0.35<H<0.40	0,47	Bazin

Caso considerato n° 1

Coefficiente di efflusso Cq 0,44

### CALCOLO IDRAULICO DI VERIFICA

*Determinazione della portata in uscita dal pozzetto di laminazione in funzione del carico idraulico a monte dello stesso.*

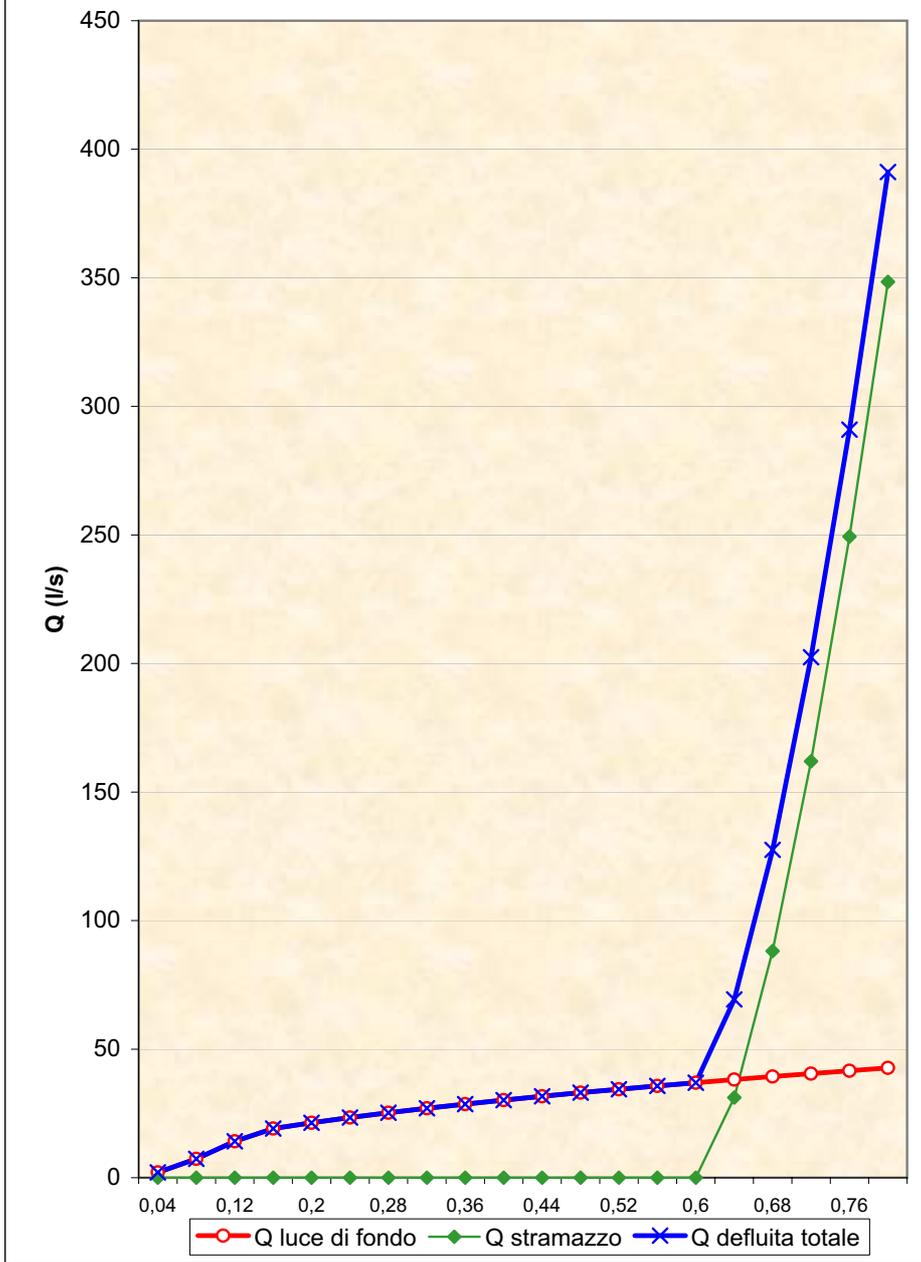
Passi	H (tirante) (m)	Area (luce di fondo) (mq)	Qf (Q luce di fondo) (l/s)	Qs (Q stramazzo) (l/s)	Q (Q totale) (l/s)
1	0,04	0,0038	2	0	2
2	0,08	0,0096	7	0	7
3	0,12	0,0152	14	0	14
4	0,16	0,0177	19	0	19
5	0,2	0,0177	21	0	21
6	0,24	0,0177	23	0	23
7	0,28	0,0177	25	0	25
8	0,32	0,0177	27	0	27
9	0,36	0,0177	29	0	29
10	0,4	0,0177	30	0	30
11	0,44	0,0177	32	0	32
12	0,48	0,0177	33	0	33
13	0,52	0,0177	34	0	34
14	0,56	0,0177	36	0	36
15	0,6	0,0177	37	0	37
16	0,64	0,0177	38	31	69
17	0,68	0,0177	39	88	128
18	0,72	0,0177	40	162	202
19	0,76	0,0177	42	249	291
20	0,8	0,0177	43	348	391

### VALORI DI PORTATA SIGNIFICATIVI

*Valori significativi di portata in uscita dal pozzetto di laminazione*

Qf	43	(l/s)	Portata massima che defluisce dalla luce di fondo con il massimo tirante nell'invaso
Qm	43	(l/s)	Portata media luce di fondo
Qs	348	(l/s)	Portata massima che defluisce dallo stramazzo per il carico idraulico massimo previsto a monte
Qt	391	(l/s)	Portata massima che defluisce dal pozzetto di laminazione per il carico idraulico massimo previsto a monte

### POZZETTO DI LAMINAZIONE



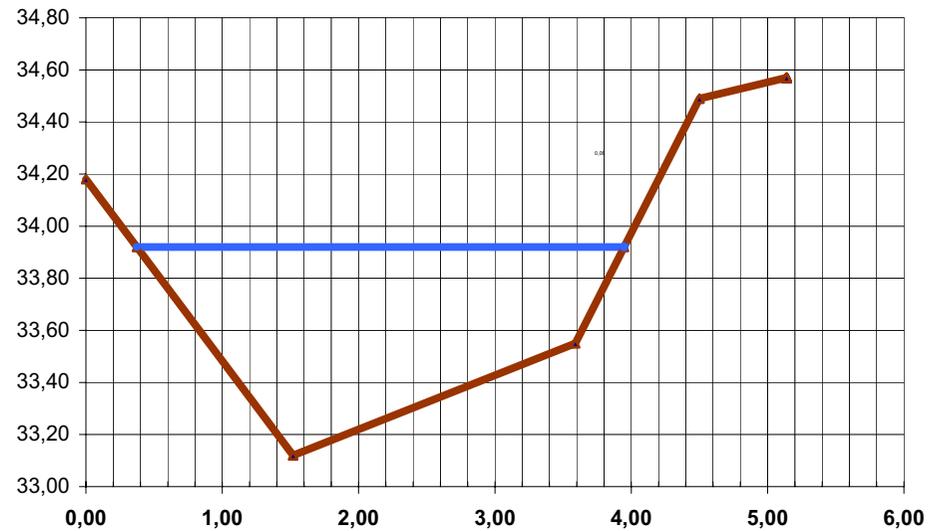
## VERIFICA IDRAULICA A MOTO UNIFORME

### SEZIONE N.4 STATO ATTUALE

GEOMETRIA				CARATTERISTICHE SEZIONE	
n. p.	PROG.	QUOTE	TRAT	Pendenza media (-)	
1,00	0,00	34,18			<b>0,0042</b>
2,00	1,52	33,12	1°	Coefficiente di Manning	<b>0,025</b>
3,00	3,59	33,55	2°		
4,00	4,50	34,49	3°	H water (m)	<b>0,800</b>
5,00	5,14	34,57	4°		
6,00			5°		
7,00			6°		
8,00			7°	Quota pelo libero (m)	<b>33,92</b>
9,00			8°	Area sezione idrica (mq)	1,74
10,00			9°	Perimetro bagnato B (m)	4,03
11,00			10°		
12,00			11°	Raggio Idraulico (m)	0,430
13,00			12°		
14,00			13°		
15,00			14°	Velocità V (m/s)	1,480
16,00			15°		
17,00			16°	Portata q (mc/s)	<b>2,575</b>
18,00			17°		
19,00			18°		
20,00			19°		
21,00			20°		
22,00			21°		
23,00			22°		
24,00			23°		

## VERIFICA IDRAULICA

— profilo alveo — water



## VERIFICA IDRAULICA A MOTO UNIFORME

SEZIONE N.9b STATO ATTUALE

GEOMETRIA				CARATTERISTICHE SEZIONE	
n. p.	PROG.	QUOTE	TRAT	Pendenza media (-)	
1,00	0,00	34,54			<b>0,0021</b>
2,00	2,88	33,53	1°	Coefficiente di Manning	<b>0,025</b>
3,00	4,09	33,48	2°		
4,00	5,79	34,16	3°	H water (m)	<b>0,560</b>
5,00			4°		
6,00			5°		
7,00			6°		
8,00			7°	Quota pelo libero (m)	<b>34,04</b>
9,00			8°	Area sezione idrica (mq)	1,41
10,00			9°	Perimetro bagnato B (m)	4,26
11,00			10°	Raggio Idraulico (m)	0,330
12,00			11°		
13,00			12°		
14,00			13°		
15,00			14°	Velocità V (m/s)	0,880
16,00			15°		
17,00			16°	Portata q (mc/s)	<b>1,241</b>
18,00			17°		
19,00			18°		
20,00			19°		
21,00			20°		
22,00			21°		
23,00			22°		
24,00			23°		

## VERIFICA IDRAULICA

