

IL DIRETTORE SETTORE URBANISTICA  
dott. Danilo Guarfi

ALLEGATO ALLA DELIB. DI G.C.  
N. 166 DEL 2.3 MAG. 2012  
IL PRESIDENTE  
F.to MORRIS  
IL SEGRETARIO GENERALE  
F.to CARROZZINO

LUOGO	COMUNE DI VICENZA			
TITOLO	PIANO URBANISTICO ATTUATIVO - PAM 1 VIA ROLLE			
COMMITTENTE	CECCHETTO s.n.c. di Fanin Beniamino & C.			
ALLEGATO	VALUTAZIONE DI COMPATIBILITA' IDRAULICA			
SCALA	Revisione	Data	Motivazione	ALL.  <b>R.2</b>
-	2			
ARCHIVIO	1			
65/11	0	marzo 2012	PRIMA EMISSIONE	
Il Committente			Il Progettista	
CECCHETTO snc di Fanin Beniamino & C. ISOLA VICENTINA (VI) Fanin Beniamino				

## **INDICE**

<b>1. Premessa e quadro normativo di riferimento</b>	<b>3</b>
<b>2. Contenuti generali della valutazione di compatibilità idraulica</b>	<b>4</b>
<b>3. Inquadramento ambito di intervento</b>	<b>7</b>
<b>4. Il piano di assetto idrogeologico (P.A.I.)</b>	<b>10</b>
4.1. Premesse	10
4.2. Pericolosità idraulica e geologica	11
4.3. Il rischio idraulico	12
4.4. Alluvione novembre 2010	15
<b>5. I principali parametri idraulici di dimensionamento</b>	<b>17</b>
5.1. Le curve di possibilità pluviometrica	17
5.2. Il tempo di ritorno	20
5.3. Le superfici scolanti	21
5.4. Il coefficiente di deflusso	22
5.5. Il tempo di corrivazione	24
5.6. Il calcolo della portata meteorica	26
<b>6. Calcolo dei volumi di invaso</b>	<b>27</b>
6.1. Modello di calcolo analitico	28
6.2. Schema di calcolo semplificato	29
6.3. Volume efficace di invaso di dimensionamento	29
<b>7. Misure da attuare per mitigare l'impatto idraulico</b>	<b>30</b>
7.1. Area verde depressa	30
7.2. Manufatto di laminazione	31
7.3. Protezione fossato recettore	31
<b>8. Descrizione della rete fognaria acque bianche</b>	<b>32</b>
8.1. Le condotte	32
8.2. I pozzetti di ispezione stradale	32
8.3. Le caditoie stradali	32
<b>9. allegati</b>	<b>34</b>



## **1.       PREMESSA E QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO**

Con il presente documento viene redatta la *Valutazione di Compatibilità Idraulica*, ai sensi della Legge 3 agosto 1998, n.267, relativamente al progetto esecutivo del “*Piano Urbanistico Attuativo P.U.A. PAM 1 – Via Rolle*”.

A seguito della D.G.R. n. 3637 del 13.12.2002, pubblicata dal B.U.R. n. 18 del 18.02.2003, di recepimento delle disposizioni di cui alla citata L. 267/98, tutti gli strumenti urbanistici adottati dopo il 18.2.2003, o la cui fase di controdeduzioni non sia conclusa entro tale data, devono produrre uno studio di compatibilità idraulica.

In sede di applicazione della D.G.R. si è riscontrata la necessità che siano fornite ulteriori indicazioni per ottimizzare la procedura finalizzata ad assicurare un adeguato livello di sicurezza del territorio.

L'entrata in vigore della L.R. n. 11 del 23.04.2004, nuova disciplina regionale per il governo del territorio, ha sensibilmente modificato l'approccio per la pianificazione urbanistica talché si è evidenziata la necessità che anche la Valutazione di Compatibilità Idraulica venga adeguata alle nuove procedure.

Per aggiornare le modalità operative al nuovo assetto intervenuto e per aggiornare i contenuti e le procedure si rende necessario ridefinire le “Modalità operative e indicazioni tecniche” relative alla “Valutazione di Compatibilità Idraulica per la redazione degli strumenti urbanistici” riportate in allegato alla D.G.R. n. 2948 del 06.10.2009, di cui costituiscono parte integrante.

Si evidenzia **che il territorio del Comune di Vicenza è stato oggetto di Valutazione di compatibilità idraulica nell'ambito della redazione del Piano di Assetto del Territorio, redatta dallo scrivente nell'ottobre del 2009.**

**Il Genio Civile di Vicenza ha espresso parere favorevole allo strumento urbanistico Piano di Assetto del Territorio con nota del 30/11/2009 prot. gen. 666988.**

In particolare, come prescrizione è stato richiesto l'inserimento, nelle Norme Tecniche di Attuazione del PAT, del valore di volumi efficaci di invaso minimi stimato nella valutazione di compatibilità, suddivisi per ATO e per tipologia di destinazione futura. Tali valori assumono in tal modo valore normativo.

**Per quanto riguarda l'ambito di intervento, ricadente in ATO 3, si è assunto come valore minimo del volume specifico di invaso quello relativo alle aree a futura destinazione residenziale e pari a 500 mc/ha.**

## **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 aree 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 ragguagliabili 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 AMBITO DI INTERVENTO**

L'area oggetto del Piano è localizzata in via Rolle, presso la frazione di Maddalene, nella parte nord-ovest del Comune di Vicenza.

La superficie complessiva di intervento è pari a 5.135 mq ed attualmente si presenta completamente scoperta a verde.

Il progetto prevede la realizzazione di un'area a destinazione residenziale, con relativi standard.



*Inquadramento ambito da ortofoto*

La realizzazione di nuove aree impermeabili comporta il capovolgimento dei meccanismi di assorbimento e smaltimento dei volumi di precipitazione, andando a limitare notevolmente l'infiltrazione, e di contro alimentando il contributo al ruscellamento delle acque sulla superficie.

Ciò si traduce, come conseguenza immediata, nel fatto che il carico idraulico superficiale prodotto andrà a riversarsi direttamente nella rete idrografica principale, alterando così il naturale regime idraulico.

Come già evidenziato, la normativa basata sul principio dell'**invarianza idraulica**, si è orientata verso il mantenimento dello stato di fatto: dovranno pertanto essere garantiti degli interventi che regolino la portata allo scarico in modo tale che siano rispettati gli ordini di grandezza del deflusso superficiale nella condizione antecedente l'urbanizzazione.

Tali aspetti saranno approfonditi nel seguito.

Nell'ambito saranno realizzate distintamente le reti di fognatura nera e meteorica con il cosiddetto sistema separato. Il recapito terminale delle acque meteoriche è stato individuato nel fossato di scolo posto sul lato ovest del PdL. Peraltro occorre osservare come l'area oggetto di indagine è attraversata in senso longitudinale (con andamento da sud-ovest a nord-est) da un oleodotto tombato con scatolare in cls armato, oggetto di pratica edilizia n° 46499/04 P.G. – n° 4246/04 U.T..

Si riporta nel seguito una breve documentazione fotografica dell'ambito di intervento.



*Vista dell'ambito*



*Vista del fossato di scolo esistente (recapito acque meteoriche)*

## **4. IL PIANO DI ASSETTO IDROGEOLOGICO (P.A.I.)**

### **4.1. Premesse**

La redazione del Piano di Assetto Idrogeologico (relativamente ai Bacini dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Piave e Brenta-Bacchiglione) da parte delle Autorità Competenti e delle Autorità di Bacino presenta come scopo primario quello di individuare e classificare opportunamente le zone soggette a rischio o a pericolosità idraulica e geologica. Una completa redazione del Piano ha comportato la necessità di stilare un'analisi conoscitiva del territorio mediante la descrizione dei sistemi fisici, la ricostruzione storica degli eventi di piena, l'analisi delle criticità idrauliche. A questo sono state associate la sorveglianza e la ricognizione lungo i corsi d'acqua per individuare eventuali situazioni di criticità, compreso lo stato di conservazione delle opere idrauliche realizzate nel corso degli anni.

Una analisi approfondita permette, in funzione del grado di approfondimento raggiunto, di studiare possibili interventi di limitazione e attenuazione del rischio e della pericolosità idrogeologici. Tra le prerogative del P.A.I. si evidenziano quelle di individuare delle strategie di gestione del territorio che mirano alla conservazione e tutela dello stesso, ricorrendo ove necessario anche agli strumenti normativi; di indicare, infine, politiche per la riduzione del rischio attraverso nuove modalità di comportamento e attraverso la realizzazione di opere che garantiscano la sicurezza del territorio o, al contrario, con la rimozione di quelle che possano metterlo a rischio. Si rende quindi chiaro come il Piano di Assetto Idrogeologico si ponga come strumento prezioso per formulare piani urbanistici che tengano conto anche degli aspetti legati alla pericolosità idraulica e idrogeologica. Il Piano classifica i territori in funzione delle condizioni di pericolosità e rischio, per entrambe le quali valgono le medesime norme, nelle seguenti classi:

- PERICOLOSITA':
  - P1 (pericolosità moderata);
  - P2 (pericolosità media);
  - P3 (pericolosità elevata);
  - P4 (pericolosità molto elevata);
- RISCHIO:
  - R1 (rischio moderato);
  - R2 (rischio medio);
  - R3 (rischio elevato);
  - R4 (rischio molto elevato).

## 4.2. Pericolosità idraulica e geologica

La complessa individuazione delle aree pericolose e la successiva classificazione secondo le previste categorie è il risultato di un'accurata analisi articolata in più fasi, la prima delle quali è rappresentata dalla perimetrazione delle aree idraulicamente pericolose (carta delle aree inondabili) e dalla loro successiva classificazione secondo diversi livelli di pericolosità.

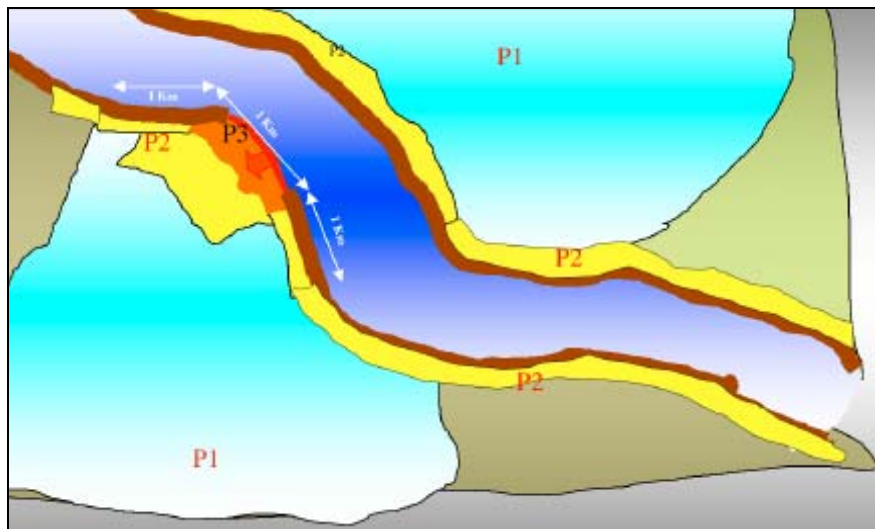


Fig. 4 Esempio di schema per l'individuazione delle classi di pericolosità idraulica

Limitatamente alle tratte fluviali che sono state storicamente sede di rottura di argini ed esondazioni, e per le quali le analisi modellistiche confermano la criticità, è stato stabilito di attribuire un livello di pericolosità P3 alla fasce adiacenti agli argini; le aree contigue, eventualmente riconosciute come suscettibili di allagamento in base alla modellazione, sono state invece classificate come aree di media pericolosità (P2). Infine le aree che l'analisi storica ha palesato come esondate nel passato, naturalmente residuali rispetto alle precedenti, sono state classificate come aree a pericolosità moderata (P1).

Pertanto, le aree storicamente allagate saranno qualificate come aree di media pericolosità (P2), salvo una fascia adiacente al corso d'acqua per il quale dovrà essere previsto un livello di pericolosità elevata (P3). Oltre alle aree extra-arginali sono state perimetrate le "aree fluviali", ossia quelle aree che più direttamente sono legate al corso d'acqua e che quindi sono soggette ad un grado di pericolosità intrinseco. L'area fluviale è stata delimitata in base alla presenza di opere idrauliche (argini o significative opere di difesa) e alla presenza di elementi naturali (in particolare altimetria del terreno e scarpate fluviali). All'area fluviale viene associata una pericolosità P3, ad eccezione della superficie occupata dalla piena ordinaria alla quale è associata una pericolosità P4.

### 4.3. Il rischio idraulico

Con il termine di rischio, ed in riferimento a fenomeni di carattere naturale, si intende il prodotto di tre fattori:

- La pericolosità o probabilità di accadimento dell'evento calamitoso (**P**). La pericolosità dell'evento va riferita al tempo di ritorno,  $T_r$ , che rappresenta l'intervallo di tempo nel quale l'intensità dell'evento viene uguagliata e superata mediamente una sola volta;
- il valore degli elementi a rischio, intesi come persone, beni localizzati, patrimonio ambientale (**E**);
- la vulnerabilità degli elementi a rischio (**V**), cioè l'attitudine a subire danni per effetto dell'evento calamitoso.

Generalmente il rischio può esprimersi mediante un coefficiente compreso tra 0 (assenza di danno o di pericolo) e 1 (massimo pericolo e massima perdita).

Si definisce il **danno** come prodotto del valore del bene per la sua vulnerabilità:

$$D = E \times V$$

Il rischio, può essere determinato a livello teorico, mediante una formulazione di questo tipo:

$$R = P \times E \times V = P \times D$$

In base ai criteri classificativi del rischio disposti nell'Atto di Indirizzo e Coordinamento (D.P.C.M. 29/9/98), le diverse situazioni sono aggregate in quattro classi di rischio a gravosità crescente alle quali sono attribuite le seguenti definizioni:

- **R1 Moderato**: per il quale i danni sociali, economici e al patrimonio ambientale sono marginali;
- **R2 Medio**: per il quale sono possibili danni minori agli edifici, alle infrastrutture e al patrimonio ambientale che non pregiudicano l'incolumità delle persone, l'agibilità degli edifici e la funzionalità delle attività economiche;
- **R3 Elevato**: per il quale sono possibili problemi per l'incolumità delle persone, danni funzionali agli edifici e alle infrastrutture con conseguente inagibilità degli stessi, l'interruzione di funzionalità delle attività socio-economiche e danni rilevanti al patrimonio ambientale;
- **R4 Molto elevato**: per il quale sono possibili la perdita di vite umane e lesioni gravi alle persone, danni gravi agli edifici e alle infrastrutture con conseguente inagibilità degli

stessi, la interruzione di funzionalità delle attività socio-economiche e danni rilevanti al patrimonio ambientale.

Dal punto di vista pratico, nel campo della difesa del suolo, secondo la più recente letteratura internazionale, il rischio è definito dalla probabilità che un determinato evento naturale si verifichi, incidendo sull'ambiente fisico in modo tale da recare danno all'uomo, alle sue attività e ai beni culturali, ambientali, naturalistici e paesaggistici.

Considerare l'eventualità dei processi ed esaminare i possibili effetti significa pertanto valutare la pericolosità ed il rischio presenti in una determinata area.

La pericolosità si traduce in rischio non appena gli effetti dei fenomeni naturali implicano un costo socio-economico concreto, da valutarsi in relazione alla vulnerabilità ed all'indice di valore attribuibile a ciascun elemento coinvolgibile.

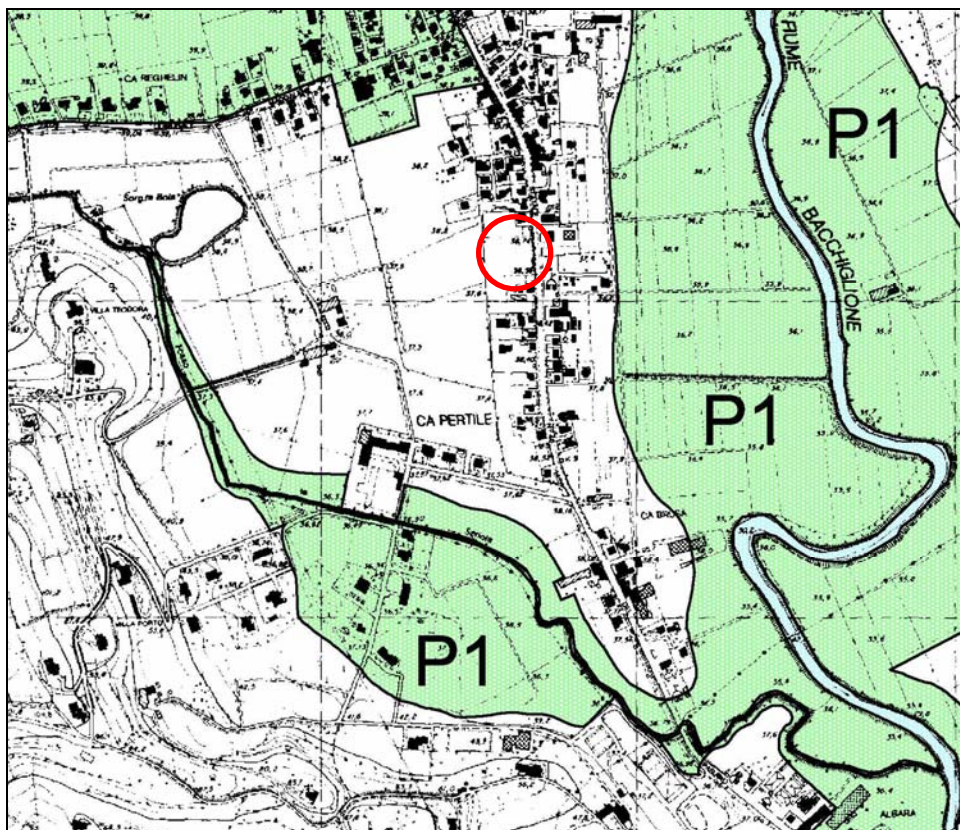
Le difficoltà maggiori, nell'effettuare l'analisi del rischio, derivano da una mancanza di dati statistici specificatamente raccolti, da utilizzarsi per la determinazione della frequenza dei fenomeni di dissesto e quindi dalla loro probabilità di accadimento.

Esperienze recenti e del passato pongono chiaramente in evidenza che la difesa da questi processi, la tutela della pubblica incolumità e la tutela delle risorse ambientali devono fondarsi su un quadro di conoscenza che ponga in evidenza non solo i fenomeni in atto, ma fornisca anche gli elementi necessari ad una previsione di quelli potenziali, onde prevenirli adottando opportune strategie d'intervento e pianificatorie che, secondo le diverse situazioni saranno finalizzate a:

- rimuovere le cause che generano il pericolo ed impedire quindi che un determinato fenomeno si verifichi;
- realizzare sistemi difensivi capaci di controllare lo sviluppo dei fenomeni annullandone od attenuandone gli effetti più gravi;
- imporre vincoli o limitazioni d'uso del territorio onde evitare la proliferazione di nuove situazioni di potenziale pericolo.

In tal senso il P.A.I. definisce, quali fondamentali punti di partenza, la caratterizzazione del territorio in termini di pericolosità (effetti sulla pianificazione del territorio), nonché la schematizzazione da attribuire al territorio in funzione dell'uso (programmazione per la rimozione delle cause e la mitigazione degli effetti).

Dalla cartografia allegata al Piano di Assetto Idrogeologico, di cui si riporta un estratto di seguito, si verifica che l'ambito di intervento è esterno a qualsiasi area classificata come pericolosa.



*Estratto Tav. 11 del Piano di Assetto Idrogeologico del fiume Brenta-Bacchiglione.  
Aggiornamento tavola gennaio 2010 – Prima variante*

#### **4.4. Alluvione novembre 2010**

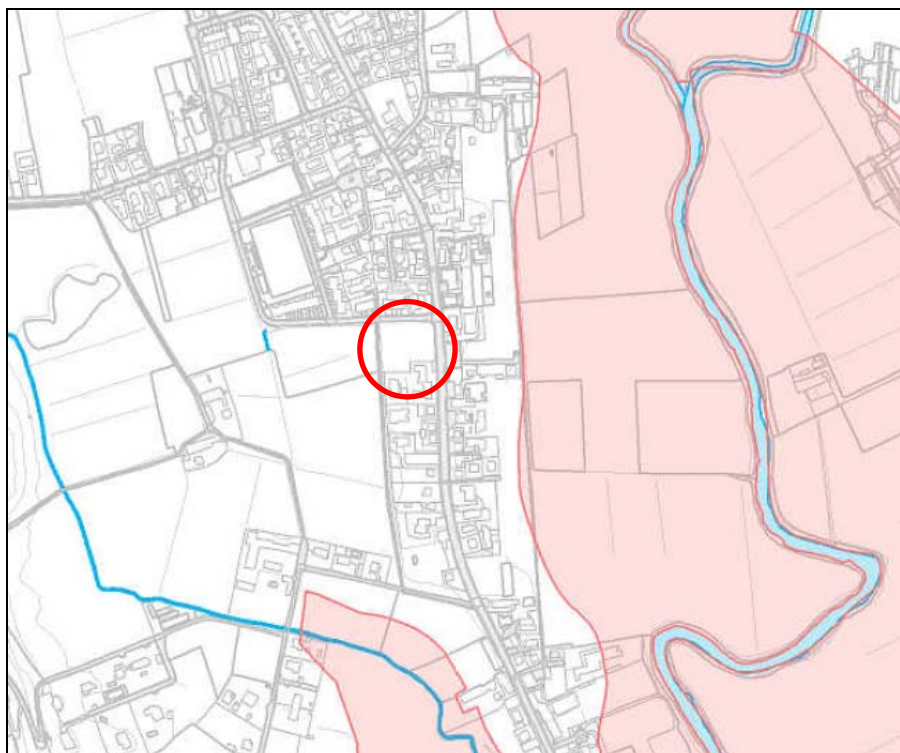
Nei primi giorni di novembre 2010 il territorio veneto è stato colpito da un evento alluvionale di eccezionale portata e gravità. In particolare il Vicentino, prima, e il Padovano, poi, sono stati interessati da una piena del fiume Bacchiglione. Le portate generate nel bacino montano, una volta propagatesi nei tratti vallivi e incrementate dai contributi dei bacini dell'alta pianura, hanno provocato tracimazioni e rotture arginali che hanno comportato l'allagamento di estese porzioni di territorio nelle province di Vicenza e Padova.

L'evento di precipitazione è iniziato nel corso della mattinata di domenica 31 ottobre ed è continuato per i successivi due giorni con la fase più intensa tra i giorni 31/10 e 1/11. In particolare nelle zone prealpine/pedemontane centro-occidentali (Vicenza e Verona) i valori massimi registrati nelle 24 ore e nei 2 giorni hanno in alcuni casi superato i record storici che appartenevano nella maggior parte dei casi all'evento dell'ottobre 1992.

I massimi dell'intero evento fino alle ore 9 di martedì 2 novembre, hanno superato i 400 mm su numerose stazioni delle Prealpi vicentine occidentali (ad esempio 469 mm a Turcati Recoaro (VI) e 493 a Recoaro Terme (VI), sul Cansiglio (BL) 484 mm, a S. Antonio di Tortal (BL) 428 mm). Numerose stazioni su Prealpi e lungo tutta la fascia pedemontana della regione hanno rilevato precipitazioni comprese tra i 300 e i 400 mm (S. Bortolo (VR) 358 mm, Crespadoro (VI) 324 mm, Follina (TV) 356 mm). Il massimo assoluto è stato registrato a Valpore (Seren del Grappa – BL) con 540 mm. Il livello idrometrico misurato a Ponte degli Angeli ha raggiunto il valore massimo di 6,17 m, quota mai raggiunta in precedenza.

Di seguito è riportato un estratto della **planimetria fornita dal Sistema Informativo Territoriale del Comune di Vicenza rappresentante i territori colpiti da allagamenti durante l'evento del 1 novembre 2010.**

E' possibile osservare come l'area oggetto di intervento sia esterna al territorio colpito da allagamenti.



*Estratto della cartografia con la perimetrazione delle aree alluvionate  
durante l'evento del 01 novembre 2010*

## 5. I PRINCIPALI PARAMETRI IDRAULICI DI DIMENSIONAMENTO

### 5.1. Le curve di possibilità pluviometrica

Per la stima della portata meteorica 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 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	1.6449	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:

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

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 BREVI (Stazione di Vicenza)</i>		
Tr (anni)	a	n
10	50,190	0,4394
20	57,962	0,4458
50	68,020	0,4518

<i>Coefficienti dell'equazione pluviometrica PER PRECIPITAZIONI ORARIE (Stazione di Vicenza)</i>		
Tr (anni)	a	n
10	49,198	0,2171
20	57,585	0,2050
50	68,462	0,1931

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.

## **5.2. Il tempo di ritorno**

Il tempo di ritorno rappresenta uno dei parametri fondamentali per il dimensionamento delle opere idrauliche. In particolar modo il tempo di ritorno rappresenta l'intervallo medio di tempo che statisticamente intercorre affinché un evento di determinata intensità venga uguagliato o superato.

Appare evidente che nell'assunzione del tempo di ritorno, da cui dipende direttamente la curva di possibilità pluviometrica, si debbano considerare anche caratteristiche estrinseche dell'opera, quali l'impatto fisico e sociale della stessa all'interno dell'ambito di intervento, in modo tale che siano minimizzati i rischi di insufficienza dell'opera, piuttosto che i danni.

Nella tabella seguente si riportano i valori indicativi generalmente assunti nella pratica progettuale per diverse tipologie di opera idraulica.

<b>TIPOLOGIA DI OPERA</b>	<b>TEMPO DI RITORNO (anni)</b>
Ponti e difese fluviali	100÷150
Difese di torrenti	20÷100
Dighe	500÷1000
Bonifiche	15÷25
Fognature urbane	5÷10
Tombini e ponticelli per piccoli corsi d'acqua	30÷50
Sottopassi stradali	50÷100
Cunette e fossi di guardia per strade importanti	10÷20

La normativa regionale ha dato indicazioni precise per quanto riguarda l'assunzione del tempo di ritorno per il dimensionamento dei volumi efficaci di laminazione per la verifica del principio di invarianza idraulica.

In particolare nelle "Modalità operative e indicazioni tecniche" relative alla "Valutazione di compatibilità idraulica per la redazione degli strumenti urbanistici" allegate alla D.G.R. n. 1322 del 10/05/2006 si stabilisce che il tempo di ritorno cui fare riferimento è pari a 50 anni.

**Pertanto, nel presente documento, la stima dei volumi efficaci di invaso verrà condotta in riferimento ad un tempo di ritorno di 50 anni.**

### **5.3. Le superfici scolanti**

L'intervento ha un'estensione complessiva pari a 5.135 mq e allo stato attuale si presenta completamente scoperta a verde.

L'ipotesi di progetto prevede la realizzazione di un'area a destinazione residenziale con relativi standard di viabilità, aree verdi e parcheggi, che, al fine di limitare l'impatto idraulico delle nuove opere, saranno realizzati in materiale drenante.

Come detto in premessa l'urbanizzazione, ai fini idraulici, è causa dell'impermeabilizzazione del suolo e ciò si traduce in una riduzione del contributo all'infiltrazione e un incremento della produzione di deflusso superficiale. In accordo con il principio dell'*invarianza idraulica* tali volumi in eccesso dovranno essere opportunamente invasati in idonei sistemi e rilasciati nel lungo periodo, al fine di garantire gli stessi ordini di grandezza di deflusso dello stato attuale.

Nelle tabelle seguenti è riportato il confronto della distribuzione delle diverse superfici scolanti nello stato attuale e nella configurazione di progetto. Si sottolinea la necessità di pavimentare i parcheggi auto (stalli) e il piazzale antistante la zona di edificazione, mediante betonelle, al fine di limitare l'impermeabilizzazione dell'ambito oggetto di urbanizzazione.

AREE SCOLANTI		
Natura delle superfici	Area Attuale (mq)	Area Futura (mq)
Superficie totale	<b>5.135</b>	<b>5.135</b>
Superficie a verde (di tipo agricolo)	5.135	-
Superficie coperta impermeabile (tetti, tettoie)	-	1.222
Superficie pavimentate o asfaltate	-	1.172
Parcheggi in betonelle (stalli)	-	480
Percorsi in betonelle	-	1.057
Percorsi in ghiaio	-	115
Cabina Enel	-	13
Verde	-	1.076

Si verifica pertanto un incremento della superficie impermeabile che comporta un aumento dei volumi di deflusso superficiale. Tali volumi dovranno pertanto essere opportunamente mitigati al fine di preservare lo stato di fatto da un punto di vista idraulico.

## **5.4. 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.

<i>Permeabilità dei vari tipi di rivestimento</i>	
<i>Tipo superficie raccolta</i>	<i>Coefficiente deflusso</i>
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 )

Sulla base delle indicazioni riportate nella D.G.R. 1322/06 si sono assunti i seguenti valori del coefficiente di deflusso

- $\phi_1 = 0,20$  per le superficie a verde permeabili (aree verdi, ecc.);
- $\phi_2 = 0,60$  per le superfici scoperte semi-permeabili (percorsi in ghiaio);
- $\phi_3 = 0,70$  per le superfici scoperte semi-permeabili (parcheggi drenanti);
- $\phi_4 = 0,90$  per aree impermeabili (tetti degli edifici, strade, pavimentazioni etc.).

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

$$\phi_m = \sum(S_i \times \phi_i) / S$$

$\phi_m$  = 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 il seguente coefficiente di deflusso medio:

- **Stato attuale - coefficiente di deflusso medio  $\Phi_{\text{medio}} = 0,20$ .**
- **Configurazione di progetto - coefficiente di deflusso medio  $\Phi_{\text{medio}} = 0,69$ .**

## 5.5. Il tempo di corrivazione

### 5.5.1. Stato attuale

Il tempo di corrivazione rappresenta l'intervallo di tempo necessario affinché tutto il bacino scolante, o la superficie investita dalla precipitazione e considerata a livello di calcolo, contribuiscano nella loro interezza alla formazione della portata. Rappresenta quindi il tempo che la particella d'acqua idraulicamente più lontana impiega per raggiungere e passare attraverso la sezione di chiusura del bacino stesso.

Per il caso in esame, vista la non trascurabile estensione del sottobacini scolante individuato, si è ritenuto opportuno stimare il tempo di corrivazione sulla base di formulazioni riscontrabili in letteratura. In particolare si fatto riferimento all'espressione suggerita dal Civil Engineering Department dell'Università del Maryland per il caso di cunette e fossi di guardia, come indicato in dettaglio nel testo "Fognature" (Luigi Da Deppo e Claudio Datei):

$$t_{ci} = (26,3 (L/Ks_i)^{0,6} / (3600^{(1-n)0,4} a^{0,4} i^{0,4}))^{1/(0,6+0,4n)},$$

essendo:

$t_{ci}$  = tempo di corrivazione tratto di percorso  $i$ -esimo [s];

$L_i$  = massima lunghezza del deflusso dell' $i$ -esimo tratto considerato [m];

$Ks_i$  = coefficiente di Gauckler-Strickler dell' $i$ -esimo tratto considerato [ $m^{1/3} s^{-1}$ ];

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

$a, n$  = coefficienti dell'equazione di possibilità pluviometrica [m].

L'espressione proposta dà modo di considerare, con appropriati valori di  $L$ ,  $Ks$  e  $i$ , la partecipazione delle superfici scolanti laterali.

I valori di  $Ks$  assunti usualmente sono per le condotte dell'ordine dei  $70 \div 80 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$ ,  $20 \div 50 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$ , ma anche  $2 \div 5 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$  per superficie erbose.

Per il caso in esame si è stimato il seguente valore del tempo di corrivazione in relazione ad un tempo di ritorno di 20 anni.

- **tempo di corrivazione ( $T_r = 20$  anni) = 153 minuti (corrispondenti a 2,55 ore).**

### 5.5.2. Configurazione di progetto

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.

Per determinare il tempo di corrivazione  $t_c$  nello stato di progetto, area urbanizzata, 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.

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.

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.

Si determinano il seguente tempo di corrivazione:

- **Configurazione di progetto - tempo di corrivazione  $t_c$  = 10 minuti (0,15 ore).**

## 5.6. Il calcolo della portata meteorica

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.

L'ipotesi di base del metodo cinematico prevede l'assunzione di un tempo di pioggia pari al tempo di corrivazione: in tal modo tutto il bacino scolante contribuisce alla formazione della portata massima.

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  $t_c$ .

Il calcolo della portata massima scolante è stato condotto facendo riferimento ad un tempo di ritorno pari a 20 anni, ottenendo il seguente risultato:

- **Stato attuale - portata massima  $Q_{max} = 7 \text{ l/s}$  (14 l/s ha)**
- **Configurazione di progetto - portata massima  $Q_{max} = 164 \text{ l/s}$  (319 l/s ha).**

## **6. CALCOLO DEI VOLUMI DI INVASO**

Per ottenere un quadro più completo, nel calcolo dei volumi efficaci di laminazione sono stati adottati due diversi approcci, di seguito descritti.

In particolare sono stati utilizzati:

- un modello di calcolo analitico che simula la variabilità dei volumi di invaso al variare del tempo di pioggia, imponendo un valore limite di portata allo scarico;
- uno schema di calcolo semplificato che determina la differenza tra il volume smaltito nello stato attuale e a seguito dell'intervento urbanistico. La differenza ottenuta rappresenterà il volume che dovrà essere invasato.

Si ricorda inoltre che il territorio del Comune di Vicenza è stato oggetto di Valutazione di Compatibilità Idraulica per la quale è stato espresso parere favorevole dal Genio Civile di Vicenza in relazione ai volumi di mitigazione individuati.

In particolare per le aree a destinazione residenziale il volume efficace minimo da ricavare per tempi di ritorno pari a 50 anni è stato stimato pari a 500 mc/ha.

Il dimensionamento delle capacità di accumulo temporaneo sarà pertanto effettuato, per il presente caso, considerando il massimo valore del volume efficace di invaso derivante dal confronto tra il volume approvato con il PAT e i volumi stimati con il metodo analitico e lo schema di calcolo semplificato.

## **6.1. Modello di calcolo analitico**

Il calcolo dei volumi efficaci di invaso viene condotto imponendo un valore limite di portata scaricata, considerando che la normativa impone che il regime idraulico non venga modificato a seguito degli interventi di urbanizzazione. Il calcolo sarà condotto considerando un limite allo scarico di 5 l/s ha (valore assunto a favore di sicurezza rispetto alla portata di deflusso relativa allo stato attuale).

Calcolando per il tempo di precipitazione, il valore del volume affluito alla sezione di chiusura, il volume scaricato nella rete di scolo ricevente 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 0 mc a favore di sicurezza;
- il volume di pioggia defluito nella rete idrografica ( $Q_{defluita} \times \text{tempo di pioggia}$ );
- il volume di pioggia da invasarsi ( $V_{invaso} = V_{pioggia} - V_{defluito} - V_{invaso \text{ superficiale}}$ ).

**Per l'ambito in oggetto il modello di calcolo restituisce un valore del volume efficace di invaso pari a 266 mc (corrispondenti a 518 mc/ha).**

## **6.2. Schema di calcolo semplificato**

Come secondo approccio è stato utilizzato uno schema semplificato di calcolo, proposto dal Genio Civile di Vicenza, per la determinazione dei massimi volumi di invaso.

Tale schematizzazione considera una precipitazione pari a 100 mm (valore di pioggia oraria superiore alla intensità critica oraria per Tr cinquantennale e suggerito da alcuni Consorzi di Bonifica) 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.

**Il modello di calcolo analitico fornisce un valore del volume efficace di invaso pari a 250 mc (corrispondenti a 487 mc/ha).**

## **6.3. Volume efficace di invaso di dimensionamento**

Come detto, favore di sicurezza, viene assunto il valore di volume efficace maggiore derivante dal confronto tra il modello di calcolo analitico, lo schema semplificato e il valore approvato dal Genio Civile con la valutazione di Compatibilità relativa al PAT comunale.

**Alla luce di quanto sopra indicato dovrà quindi essere predisposta una capacità di accumulo temporaneo delle acque in eccesso dell'ordine dei 518 mc/ha corrispondenti quindi 266 mc.**

Nel capitolo seguente saranno indicate e dimensionate le misure compensative di prima ipotesi.

## 7. MISURE DA ATTUARE PER MITIGARE L'IMPATTO IDRAULICO

Come determinato in precedenza è emersa la necessità di realizzare interventi di mitigazione che prevedano di invasare un volume di acqua non inferiore a 266 mc.

L'intervento proposto in questa sede e concordato con la committenza, prevede in sostanza la predisposizione di un'area scoperta inerbita e ribassata rispetto alla quota del piano finito della lottizzazione che consentano l'invaso temporaneo dei maggiori volumi d'acqua.

### 7.1. Area verde depressa

Si prevede di realizzare il volume di invaso superficiale in un'area verde posta a sud ovest della lottizzazione, adiacente al fossato di scolo esistente che scorre lungo il confine del lotto. Il bacino fungerà da punto di scarico del sistema scolante di progetto e sarà posto in posizione favorevole dal punto di vista idraulico in quanto a valle della maggior parte del sistema scolante.

Si prevede pertanto di realizzare un'area verde depressa con superficie del fondo pari a circa 770 mq e con sponde aventi scarpa 1:1. Ipotizzando un riempimento massimo con un tirante idrico di 0,35 m, con una superficie media bagnata di circa 790 mq, si stima di invasare temporaneamente un volume di acqua di 277 mc, compatibile con quanto richiesto dal calcolo idraulico. Al fine di facilitare lo svuotamento del bacino di invaso si prevede di realizzare il fondo dello stesso con una pendenza del 0,5 ‰. Il bacino sarà alimentato dalla rete meteorica in un unico punto con tubazione del diametro  $\Phi$  60 cm, che fungerà pertanto sia da condotta di carico che di scarico del bacino stesso. Al fine di favorire la pulizia delle condotte, ed in particolar modo della tubazione di scarico, a diametro ridotto, è prevista la realizzazione di una vasca di sedimentazione, da realizzarsi allo sbocco della condotta di alimentazione entro il bacino stesso, di dimensioni pari a cm 100x100 in pianta e profonda 50 cm, protetto da opportuna griglia antintrusione. Si riassumono nella seguente tabella gli interventi ipotizzati e le capacità di mitigazione di invaso relative a ciascun intervento.

INTERVENTI DI MITIGAZIONE IDRAULICA			
METODOLOGIA	INVASI EFFICACI		
<i>Laminazione in area verde depressa</i>	Superficie media (mq)	Tirante max. (m)	Volume di invaso (mc)
Bacino di laminazione	700	0,40	<b>280</b>
<b>VOLUME TOTALE INVASABILE (mc)</b>			<b>280</b>
Volume totale invasabile/ettaro (mc/ha)			545

## **7.2. Manufatto di laminazione**

La limitazione di portata è garantita dalla realizzazione di un pozzetto in calcestruzzo armato a base quadrata con dimensioni interna 150x150 cm posto a monte dello scarico nella rete idrografica e collegato a quest'ultima con una condotta in PVC Øe 110 mm.

In questo tipo di dispositivo la portata che defluisce dalla luce è funzione dell'altezza idrica di monte (efflusso a battente). In caso di efflusso rigurgitato dipenderà anche dalle condizioni di valle. Si ritiene che l'utilizzo di diametri inferiori della luce non garantisca la sicurezza ed il corretto funzionamento del sistema per il più facile verificarsi di occlusioni e intasamenti (es. foglie). Al fine di favorire la pulizia delle condotte, il fondo del pozzetto sarà ribassato di 50 cm al fine di realizzare una volume di decantazione.

La portata che defluisce è determinata dalla 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*

**La portata teorica in uscita dal manufatto di laminazione è pari a 3 l/s.**

## **7.3. Protezione fossato recettore**

Al fine di evitare fenomeni di erosione del letto del fossato recettore sarà necessario il rivestimento con pietrame per un tratto di 5 m (2,5 m a monte e 2,5 m a valle dello scarico). In particolare la protezione della sponda sarà realizzata mediante rivestimento con pietrame dell'ordine di pezzatura 15-20 cm, con intasamento di boiacca.

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

### **8.1. Le condotte**

La linea principale della nuova rete di raccolta delle acque meteoriche è prevista in cls turbocentrifugato conforme norme DIN 4032 con giunto a bicchiere di diametro interno  $\Phi$  40 cm, posata con doppie condotte affiancate.

I tratti minori relativi al parcheggio e a parte del piazzale saranno posati in PVC SN8 SDR34 di diametro  $\Phi$  315 mm. La pendenza media assunta per la rete in progetto è pari al 1,5 ‰.

Il recapito delle acque meteoriche è previsto, previa laminazione, nel fossato di scolo che corre lungo il lato ovest dell'ambito di intervento.

### **8.2. 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, 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.

In particolare si prevede di posare pozzetti con dimensioni interne della camera in funzione dei diametri:

- dimensioni interne 150x150 cm per doppia condotta  $\Phi$  40 cm;
- dimensioni interne 80x80 cm per condotte in PVC  $\Phi$  315 mm.

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.

### **8.3. Le caditoie stradali**

E' prevista la posa di caditoie stradali in cemento armato di sezione interna cm 50 x 50 ed altezza cm 80, e griglia in ghisa.

Il collegamento della caditoia stradale al pozzetto di ispezione verrà realizzato mediante tubazioni in PVC De 160 mm.

## **9.     ALLEGATI**

- Elaborazione delle curve di possibilità pluviometrica;
- Calcoli idraulici – Stato attuale
- Calcoli idraulici – Configurazione di progetto;
- Volumi da invasare al variare del tempo di pioggia;
- Volumi di mitigazione idraulica;
- Autocertificazione ai sensi dell'art. 46 del D.P.R. n. 445 del 28.12.2000;
- Sintesi elaborazioni studio di compatibilità idraulica per interventi puntuali.

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

STAZIONE PLUVIOMETRICA DI:

**VICENZA**

BACINO :

QUOTA:

FONTE DEI DATI:

**Uff. Idr. Mag. Acque VENEZIA**

DATI DISPONIBILI :

**Serie storica 1938-1972 e 1973-1990**

N.	INTERVALLO IN MINUTI			INTERVALLO IN MINUTI			INTERVALLO IN MINUTI		
	15			30			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
$\overline{XM} = MEDIA$	17.79	24.16	31.60
SOMMA $\chi^2$	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>-n</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**

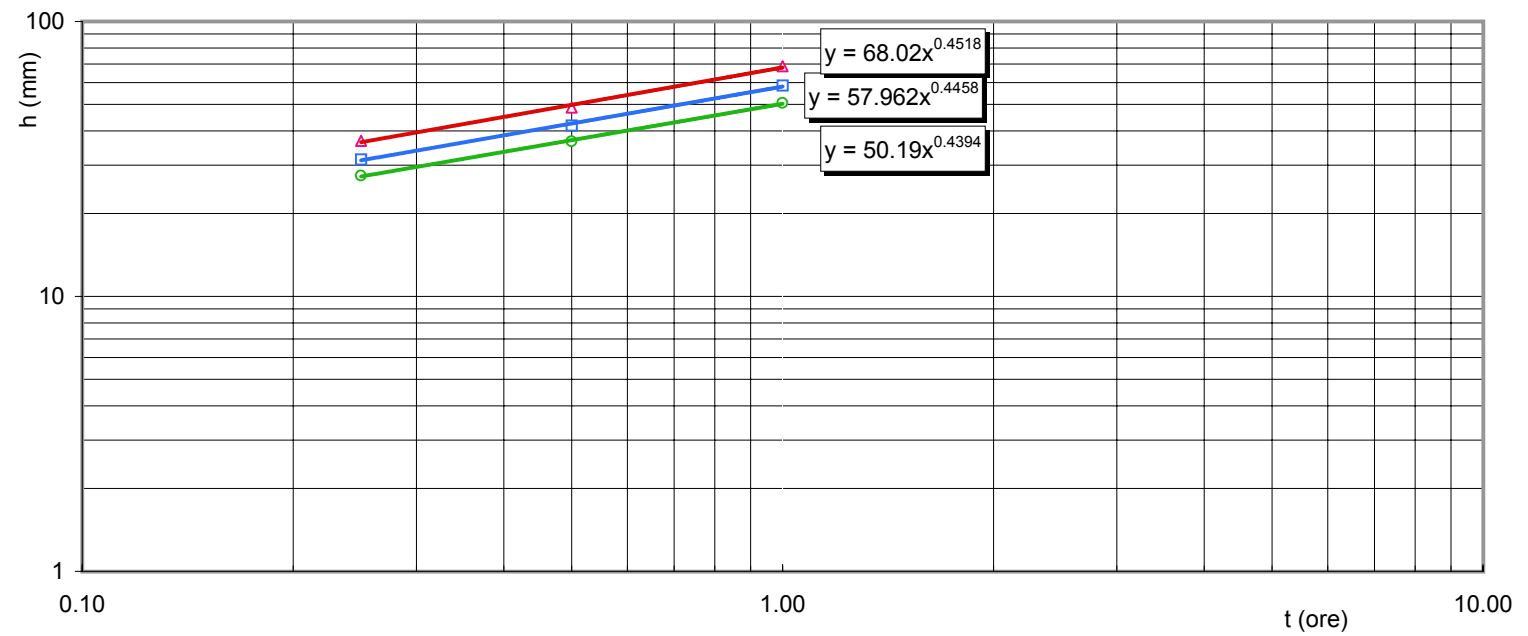


TABELLA 1

STAZIONE PLUVIOMETRICA DI:

VICENZA

BACINO :

QUOTA:

FONTE DEI DATI:

Uff. Idr. Mag. Acque VENEZIA

DATI DISPONIBILI :

Serie storica 1938-1972 e 1973-1990

N.	INTERVALLO DI ORE 1			Anno	INTERVALLO DI ORE 3			Anno	INTERVALLO DI ORE 6			Anno	INTERVALLO DI ORE 12			Anno	INTERVALLO DI ORE 24			Anno
	h(mm)	$X^2=(hi-M)^2$			h(mm)	$X^2=(hi-M)^2$			h(mm)	$X^2=(hi-M)^2$			h(mm)	$X^2=(hi-M)^2$			h(mm)	$X^2=(hi-M)^2$		
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				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

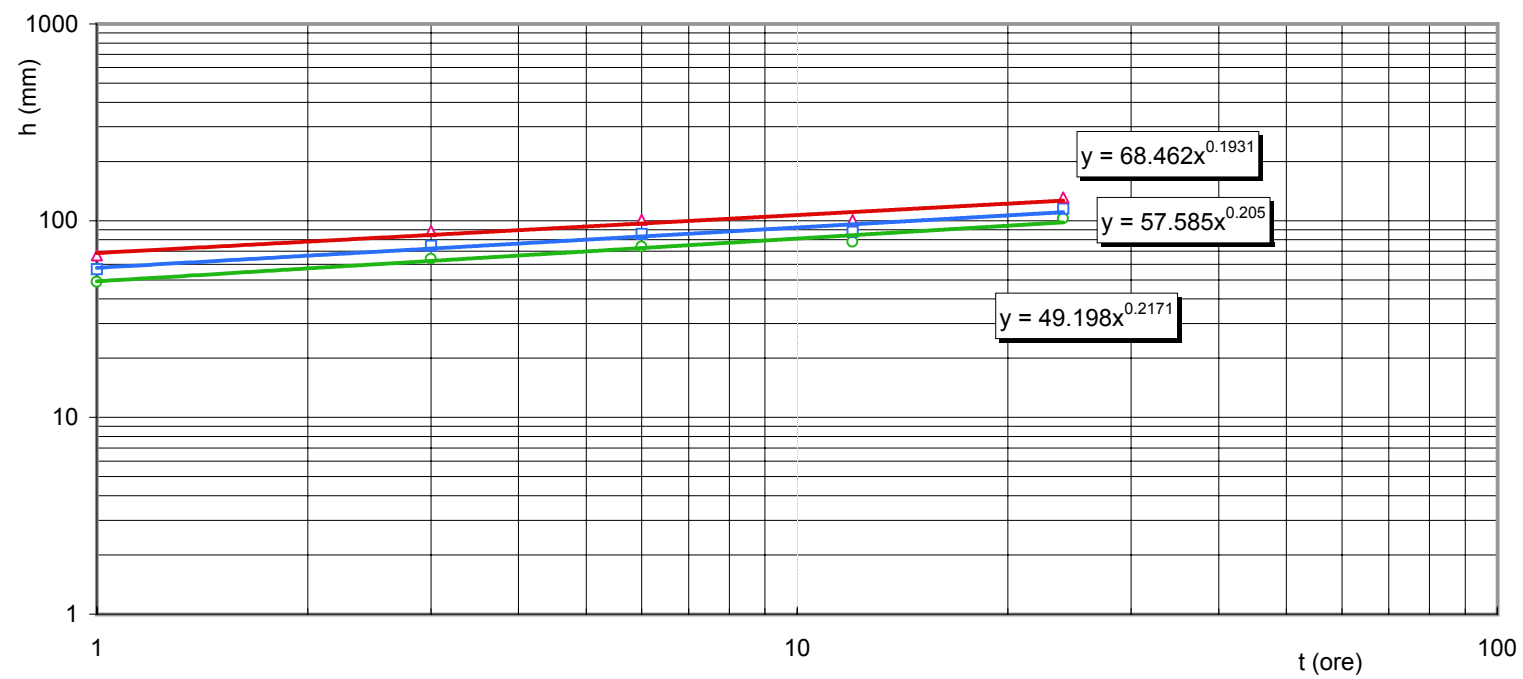
**TABELLA 3 - VALORI ESTREMI PER I PERIODO DI RITORNO CONSIDERATI (mm)**

TEMPI DI RITORNO		ORE				
(anni)		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 stato attuale

#### DATI GENERALI

Comune    Vicenza

Progetto    **PAM 1**

**Sc (mq)**            **5 135**      *Superficie ambito PUA considerata ai fini del calcolo idraulico*

S (ha)              0,5135

S (Kmq)            0,005135

PARAMETRI DELLA CURVA DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA T>1 ORA (Curva di Vicenza)

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 (Curva di Vicenza)

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

<u>SUPERFICI</u>	<i>Si</i>	<i>φ</i>	<i>Si x φ</i>
Superficie scoperta a verde	5 135	0,20	1 027
<i>Totale</i>	5 135	0,20	1 027
<b>Valore assunto per il coefficiente di deflusso</b>		<b>0,20</b>	

### CALCOLO DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE

#### CALCOLO DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE $T_r = 50$ anni

Formulazione suggerita nel 1971 dal Civil Engineering Department dell'Università del Maryland

Tratto	a	n	L1 (m)	Ks1 (m <sup>1/3</sup> s <sup>-1</sup> )	i (pendenza)	t (sec)	t <sub>c</sub> (min)	t <sub>c</sub> (ore)
1	57,585	0,205	150	3	0,001	9231	153	2,55
<b>totale</b>						<b>9231</b>	<b>153</b>	<b>2,55</b>

(I valori di Ks da assumere sono dell'ordine di 70 per le condotte, 20-50 per le cunette, 2-5 per superfici erbose)

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

$T_r$	$\varphi$	a	n	t (min)	t (ore)	h (mm)	j (mm/ora)	S (mq)
<b>20</b>	0,20	57,585	0,205	<b>153</b>	2,55	69,77	27,36	5 135

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

$T_r$ (anni)	$Q$ (l/s)	u (l/s ha)	V pioggia (mc)
<b>20</b>	<b>7</b>	<b>14</b>	<b>64</b>

## CALCOLI IDRAULICI

### Configurazione di progetto

#### DATI GENERALI

Comune	Vicenza		
Progetto	PAM 1		
Sc (mq)	5 135	Superficie ambito PUA considerata ai fini del calcolo idraulico	
S (ha)	0,5135		
S (Kmq)	0,005135		
PARAMETRI DELLA CURVA DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA T>1 ORA (Curva di Vicenza)			
Tr (anni)	10	20	50
a	49,198	57,585	68,46
n	0,217	0,205	0,193
PARAMETRI DELLA CURVA DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA T<1 ORA (Curva di Vicenza)			
Tr (anni)	10	20	50
a	50,19	57,96	68,02
n	0,43	0,44	0,45

#### CALCOLO COEFFICIENTE DI DEFLUSSO

<u>SUPERFICI</u>	<i>Si</i>	<i>φ</i>	<i>Si x φ</i>
Superficie coperta impermeabile (tetti, tettoie)	1 222	0,90	1 100
Superfici pavimentate o asfaltate	1 172	0,90	1 055
Parcheggi in betonelle (stalli)	480	0,70	336
Percorsi in betonelle	1 057	0,70	740
Percorsi in ghiaio	115	0,60	69
Cabina Enel	13	0,90	12
Area a verde	1 076	0,20	215
<b>Totale</b>	<b>5 135</b>	<b>0,69</b>	<b>3 526</b>
<b>Valore assunto per il coefficiente di deflusso</b>		<b>0,69</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*	$\varphi_i$	si	a	n	tai	tai
(mq)	(m)	(m)					(s)	(min)
5135	165	170	0,69	0,001	57,96	0,44	390	7
<i>tempo di accesso minimo</i>								<b>5</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)
1	Condotto fittizio (massima lunghezza)	0,8	170	212	3
				Totale	<b>3</b>

#### CALCOLO DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE

ta	tr	tc	tc
(min)	(min)	(min)	(ore)
7	3	<b>10</b>	<b>0,15</b>

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

Tr	$\varphi$	a	n	t	t	h	j	S
				(min)	(ore)	(mm)	(mm/ora)	(mq)
<b>20</b>	0,69	57,96	0,44	<b>10</b>	0,15	25,15	167,69	5 135

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

Tr	Q	u	V pioggia
(anni)	(l/s)	(l/s ha)	(mc)
<b>20</b>	<b>164</b>	<b>319</b>	<b>89</b>

## VOLUMI DA INVASARE AL VARIARE DEL TEMPO DI PIOGGIA

### DATI DI INPUT

Q defluita scarico (totale)	3	l/s	portata defluita nella rete idrografica
Q defluita/ettaro	5	l/(s ha)	
Coef. deflusso area	$\varphi$	0,69	
Volume superficiale /ha	40	(mc/ha)	
Volume superficiale	21	mc	

### CALCOLO DEL VOLUME DA INVASARE

#### PARAMETRI DELLA CURVA DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA

Tr (anni)		50		a		t > 1 ora	t < 1 ora		
				n		68,460	68,020		
				V		0,193	0,450		
tempo	h	J	Q	Q	V	V	V	V	V
(ore)	(mm)	(mm/h)	pioggia	defluita	pioggia	defluito	superficiale	invaso	
			(l/s)	(l/s)	(mc)	(mc)	(mc)	(mc)	
0,25	36,45	145,80	143	3	129	2	21	106	
0,50	49,79	99,59	98	3	176	5	21	150	
0,75	59,76	79,68	78	3	211	7	21	183	
1,0	68,46	68,46	67	3	241	9	21	212	
2,0	78,26	39,13	38	3	276	18	21	237	
3,0	84,63	28,21	28	3	298	28	21	250	
4,0	89,46	22,37	22	3	315	37	21	258	
5,0	93,40	18,68	18	3	329	46	21	263	
6,0	96,74	16,12	16	3	341	55	21	265	
7,0	99,66	14,24	14	3	351	65	21	266	
8,0	102,27	12,78	13	3	361	74	21	266	
9,0	104,62	11,62	11	3	369	83	21	265	
10,0	106,77	10,68	10	3	377	92	21	264	
11,0	108,75	9,89	10	3	383	102	21	261	
12,0	110,59	9,22	9	3	390	111	21	259	
13,0	112,31	8,64	8	3	396	120	21	255	
14,0	113,93	8,14	8	3	402	129	21	252	
15,0	115,46	7,70	8	3	407	139	21	248	
					V massimo (mc)			266	

#### VOLUME RICHIESTO DAL MODELLO

(mc)

**266**

#### Volume di laminazione /ettaro totali

(mc/ha)

518

**VALUTAZIONE DI MASSIMA INVASO IDRICO - ANALISI SEMPLIFICATA PER PIOGGIA DI DURATA ORARIA**  
**PUA PAM 1 - Via Rolle, Vicenza**

AREA FONDARIARIA			SITUAZIONE ATTUALE		SITUAZIONE PROGETTO		DIFFERENZE	
			Area (mq)	Volume pioggia (mc)	Area (mq)	Volume pioggia (mc)	Area (mq)	Volume pioggia (mc)
Pioggia (mm)			5 135	514	5 135	514	5 135	514
100,00								
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 coperta impermeabile (tetti, tettoie)	10	10	0	0	1 235	12	1 235	12
Superficie pavimentata o asfaltata	10	10	0	0	1 172	12	1 172	12
Superficie a parcheggio in betonelle (stalli)	30	30	0	0	480	14	480	14
Percorsi in betonelle	30	30	0	0	1 057	32	1 057	32
Percorsi in ghiaio	40	40	0	0	115	5	115	5
Superficie a verde	80	80	5 135	411	1 076	86	-4 059	-325
TOTALI VOLUMI INVASATI mc			ATTUALI	411	FUTURI	161	DIFFERENZA -	250

<b>Volume da invasare (mc)</b>	<b>250</b>
Volume di invaso specifico (mc/ha)	487

## VOLUMI DI MITIGAZIONE IDRAULICA

### VOLUME INVASABILE IN AREA A VERDE DEPRESSA

Bacino	Superficie fondo (mq)	Superficie massima (mq)	Superficie media (mq)	Tirante massimo (m)	Volume invaso (mc)
area verde	770	810	790	0,35	277
<b>Volume totale invasabile nell'area verde ribassata (mc)</b>					<b>277</b>

### VOLUMI TOTALI EFFICACI DI INVASO

<b>Volume invasabile nell'area verde ribassata (mc)</b>	<b>277</b>
<i>Volume specifico di invaso (mc/ha)</i>	538
<b>Volume efficace richiesto dal calcolo idraulico (mc)</b>	<b>266</b>
Volume efficace specifico richiesto dal calcolo idraulico (mc/ha)	518

**Oggetto: PIANO URBANISTICO ATTUATIVO PAM 1 – VIA ROLLE**

**Comune di: Vicenza (VI).**

**Autocertificazione ai sensi dell'art. 46 del D.P.R. n. 445 del 28.12.2000.**

**AUTOCERTIFICAZIONE SUI DATI STUDIATI ED ELABORATI**

I sottoscritti dott. ing. Giovanni Crosara, iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Vicenza al n. 1727 e dott. ing. Riccardo Ballerini, iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Vicenza al n. 2286, redattori dello studio di Compatibilità Idraulica della pratica di cui all'oggetto, consapevoli della responsabilità penale, in caso di falsità in atti e di dichiarazione mendace, ai sensi e per gli effetti dell'art.76 D.P.R. n. 445/2000, per le finalità contenute nella D.G.R. n. 2948/2009

**DICHIARANO**

- di aver conoscenza dello stato dei luoghi, delle condizioni locali e di tutte le circostanze generali e particolari che possono in qualche modo influire sui contenuti e sulle verifiche dello studio richiamato in premessa;
- sono stati esaminati tutti i dati utili alla corretta elaborazione e stesura dei documenti imposti per la compatibilità idraulica;
- sono state eseguite tutte le elaborazioni previste dalla normativa regionale vigente su tutte le aree soggette a trasformazione attinenti la pratica di cui all'oggetto, non tralasciando nulla in termini di superfici, morfologia, dati tecnici, rilievi utili e/o necessari.

Vicenza, 07/03/2012

Ing. Giovanni Crosara

Ing. Riccardo Ballerini

**SINTESI ELABORAZIONI STUDIO DI COMPATIBILITA' IDRAULICA PER  
INTERVENTI PUNTUALI**

PRATICA N. (ID Genio Civile)

Comune: Vicenza

Località: Via Rolle

Titolo/tipo di intervento: area a destinazione residenziale

Ditta: Cecchetto s.n.c. di Fanin Beniamino & C.

PAT approvato da questo Genio Civile: SI ☒ NO ☐ Anno: 2009

P.I. approvato da questo Genio Civile: SI ☐ NO ☐ Anno:

N° ATO di provenienza (in caso di PAT Approvato):

Superficie interessata dall'intervento in mq: **5.135 mq**

Superficie St soggetta ad impermeabilizzazione in mq: **4.059 mq**

Classe di intervento:

trascurabile/nulla

**MODESTA**

significativa

marcata

Opere di mitigazione tipo:

invaso superficiale con scarico in corpo recettore	<input checked="" type="checkbox"/>	Area verde ribassata
invaso sotterraneo con scarico in corpo recettore	<input type="checkbox"/>	
subfiltrazione (es. trincee drenanti)	<input type="checkbox"/>	
filtrazione profonda (es. pozzi disperdenti)	<input type="checkbox"/>	
altro	<input type="checkbox"/>	

N° e dimensioni

Area verde depressa: superficie media bagnata = 790 mq – tirante massimo di vaso = 0,35 m  
Volume di vaso complessivo = 277 mc

Asseverazione (se no procedere sotto): SI ☐ NO ☒

Livello della falda dal p.c. in ml: superficiale

Permeabilità K del terreno (in caso di opere di mitigazione per filtrazione): nessuna filtrazione

Volume generale Vg acque meteoriche da mitigare in mc: **351 mc**

(compreso anche quello soggetto a deflusso in relazione al tipo di scarico: condotta, canale, terreno).

Volume V acque meteoriche nette da mitigare in mc: **266 mc**

(intendendo solo quello soggetto ad accumulo in bacini, pozzi, trincee – esclusi quelli inviati alle opere di scarico).

Coeff. Udometrico generale (Vg/St) in mc/ha: **865 mc/ha**

Coeff. Udometrico relativo (V/St) generale in mc/ha: **655 mc/ha**

Si attesta la conformità dei dati inseriti allo studio di compatibilità idraulica.

I redattori dello studio di Compatibilità Idraulica/Asseverazione  
(dott. ing. Giovanni Crosara e dott. ing. Riccardo Ballerini)