

REGIONE DEL VENETO

PROVINCIA DI VICENZA

COMUNE DI VICENZA

IL DIRETTORE DEL SETTORE URBANISTICA
(Arch. Antonio Bortoli)*"Variante urbanistica ampliamento Cimitero di Casale"***VALUTAZIONE DI COMPATIBILITA' IDRAULICA**

(L. 3 agosto 1998 n. 267)

Il Consulente idraulico

Dott. Ing. Giovanni Crosara



Vicenza, maggio 2009

Giovanni Crosara ingegnere civile idraulico

+studi

Stradella San Pietro, 3

36100 VICENZA

Tel e Fax: +39 - 0444 541 888

E-mail: crosara@piustudi.eu

ALLEGATO ALLA DELIB. CONS.

N. 1 DEL 26.1.2011

IL PRESIDENTE

F.to **POVEDO**

IL SEGRETARIO GEN.LE

F.to **VETRAM**

ARCHIVIO 14/09

INDICE

PRIMA PARTE	2
1. Premessa e quadro normativo di riferimento	2
2. Contenuti generali della valutazione di compatibilità	3
3. La Variante in oggetto	6
4. Inquadramento	8
4.1. Inquadramento territoriale	8
4.2. Il Rischio idraulico	9
4.3. Configurazione di Progetto	9
SECONDA PARTE	11
1. Variazione di permeabilità tra le superfici scolanti	11
2. I principali parametri idraulici di dimensionamento	12
2.1. Le curve di possibilità pluviometrica	12
2.2. Il tempo di ritorno	15
2.3. Il coefficiente di deflusso	20
2.4. Il tempo di corrivazione	22
2.5. Il calcolo della portata meteorica	23
3. Calcolo dei volumi di invaso	25
3.1. Modello di calcolo analitico	25
3.2. Schema di calcolo semplificato	27
3.3. Conclusioni	27
3.4. Manufatti di scarico e limitatori di portata	28
4. Misure da attuare per mitigare l'impatto idraulico	29
4.1. Mitigazione dei volumi in eccesso	29
4.2. Conclusioni	35
DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA	36
ALLEGATI	38

PRIMA PARTE

1. PREMESSA E QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO

Con il presente documento, su incarico del "Settore Lavori Pubblici e grandi opere" del Comune di Vicenza il sottoscritto Crosara Ing. Giovanni, viene redatta la *Valutazione di Compatibilità Idraulica*, ai sensi della Legge 3 agosto 1998, n.267, relativamente all' "*Ampliamento del Cimitero di Casale* " nel Comune di Vicenza.

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. 1322 del 10.05.2006, di cui costituiscono parte integrante, che sostituiscono la precedente versione allegata alla D.G.R. 3637/2002.

2. CONTENUTI GENERALI DELLA VALUTAZIONE DI COMPATIBILITÀ

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.

CLASSE DI INTERVENTO	DEFINIZIONE
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. LA VARIANTE IN OGGETTO

Si riporta in quanto descritto nella relazione illustrativa che accompagna la variante in oggetto.

Stato attuale

Anche il Cimitero di Casale è uno spazio pubblico cimiteriale derivante da accrescimenti successivi, a partire dall'800, che relazionano principalmente in tre ambiti spaziali le varie fasi costruttive: l'originario cimitero, le aiuole interne al nuovo ingresso con il fondale a loculi e cappelle, i nuovi padiglioni a loculi a nord e relative nuove cappelle.

In questo cimitero primeggia il carattere storico dell'originario perimetro cimiteriale con muro ed ingresso fronte strada, cappelle di famiglia ai due angoli, il carattere aperto dell'attuale ingresso centrale della zona di ampliamento presumibilmente anni '70 e dei più recenti padiglioni a loculi, con l'articolata lavorazione a faccia vista del muro in calcestruzzo fronte strada.

All'esterno il Cimitero è contornato da coltivazioni agrarie e prato stabile.

L'ultimo ampliamento del Cimitero di Casale è stato effettuato ai sensi del progetto approvato con Deliberazione di Giunta Comunale n. 246 del 23 novembre 1987, P.G.N. 24196, predisposto dall'allora Capo Ufficio Tecnico, arch. Alberto Farina.

Vennero realizzati 548 loculi su 4 file, 81 ossari ed 8 edicole funerarie a nord del Cimitero esistente, con interposte aiuole. Nella parte centrale dell'esistente Cimitero fu costruita la sala mortuaria ed i servizi igienici. A sud dell'esistente Cimitero venne costruito un ampio parcheggio asfaltato, in cui confluisce una capezzaglia di collegamento a proprietà agricole e non.

Le nuove aiuole non sono state mai usfruite per estendere il campo d'inumazione, come per altro avvenuto anche in altri Cimiteri suburbani e ad oggi sono una preziosa dotazione verde da valorizzare ulteriormente.

Esigenze funzionali di progetto

Ogni anno nel Cimitero di Casale sono necessari circa 30 loculi ossario e 10 nuovi posti nel campo d'inumazione, salvo possibili incrementi derivanti dalla saturazione del non lontano Cimitero di Settecà ed in generale dalla forte antropizzazione anche in questa parte pregiatissima del territorio del Comune di Vicenza.

Attualmente sono disponibili 82 loculi e 46 ossari, costruiti con l'ampliamento sopra citato.

Il campo d'inumazione nel vecchio cimitero è molto ristretto, sottoposto ad esumazioni frequenti, anche se al di sopra dei limiti di legge, che possono essere evitate solo con la urgente costruzione di un nuovo campo d'inumazione.

Pertanto è urgente la definizione dell'ampliamento, la cui realizzazione dovrà avvenire al più presto, dopo l'adozione ed approvazione della variante tecnica e l'espletamento dell'iter progettuale di legge.

Progetto di ampliamento

Anche il Cimitero di Casale nel tempo si presta a diventare Cimitero di settore urbano e pertanto necessita di progressivi investimenti futuri, che siano anche migliorativi degli ambiti cimiteriali esistenti.

In questa fase storica ciò non può che avvenire ricorrendo all'espansione fisica del recinto cimiteriale, dovendo essere ogni cimitero un luogo di conservazione della memoria di chi ci ha preceduto ed anche un luogo di socializzazione.

Il tutto inserito in un giardino cimiteriale che inviti alla sosta e alla meditazione.

A questo scopo si intende evitare la sola addizione determinata dalle impellenti necessità di nuovi loculi e del nuovo campo d'inumazione (quest'ultimo un preciso obbligo di legge), per consentire maggior respiro alle opere da progettare.

L'ampliamento non può che avvenire lungo il lato est campagna, fino ad interessare lo stesso terreno ad est dell'esistente parcheggio, il tutto per una profondità di m. 50 e per un'estensione di circa m. 150.

Il diritto di terzi di accesso ai fondi dovrà essere correttamente considerato, in riduzione o meno del nuovo perimetro cimiteriale.

Complessivamente tutta l'area di espansione cimiteriale impegnerà mq. 7.466, di cui 3.872 sono l'F10F di ulteriore espansione aggiunta, nell'ambito della procedura di variante tecnica ai sensi dell'art. 50 comma 4 della L.R. 61/85, a quella del P.R.G. vigente, anch'essa usufruita nel presente progetto.

L'esistente parcheggio di mq. 1497 viene con la medesima variante tecnica inserito nella zona cimiteriale F10 esistente.

Necessiterà di essere dotato di alberature e pavimentazioni drenanti negli stralci successivi, risorse finanziarie permettendo.

L'ampliamento dovrà essere connesso all'esistente Cimitero, nella parte vecchia attraverso lo sfondamento della cappella ossari degli anni '50, in asse con il vecchio cimitero, e nella parte nuova sfondando il muro in calcestruzzo fra le cappelle, appositamente predisposto.

L'ingresso carraiò potrà avvenire invece dal parcheggio, che diventerà anche il secondo principale accesso del Cimitero di Casale.

La configurazione spaziale dell'area di ampliamento potrà essere determinata dalla relazione tra due ambiti verdi rappresentati a sud dal campo d'inumazione all'inglese ed a nord da un giardino su cui affacciano le nuove cappelle di famiglia a perimetro.

Centralmente potrebbero essere organizzati gli edifici porticati a loculi, ossari e cinerari, ossario e cinerario comuni, in un unico articolato insieme edilizio, corredato da aiuole fiorite.

La realizzazione delle opere dovrà avvenire a stralci, a partire però dall'acquisizione iniziale di tutto il terreno di ampliamento (in una piccola parte già comunale), nel rispetto del DPR 327/2001 "Testo unico delle espropriazioni".

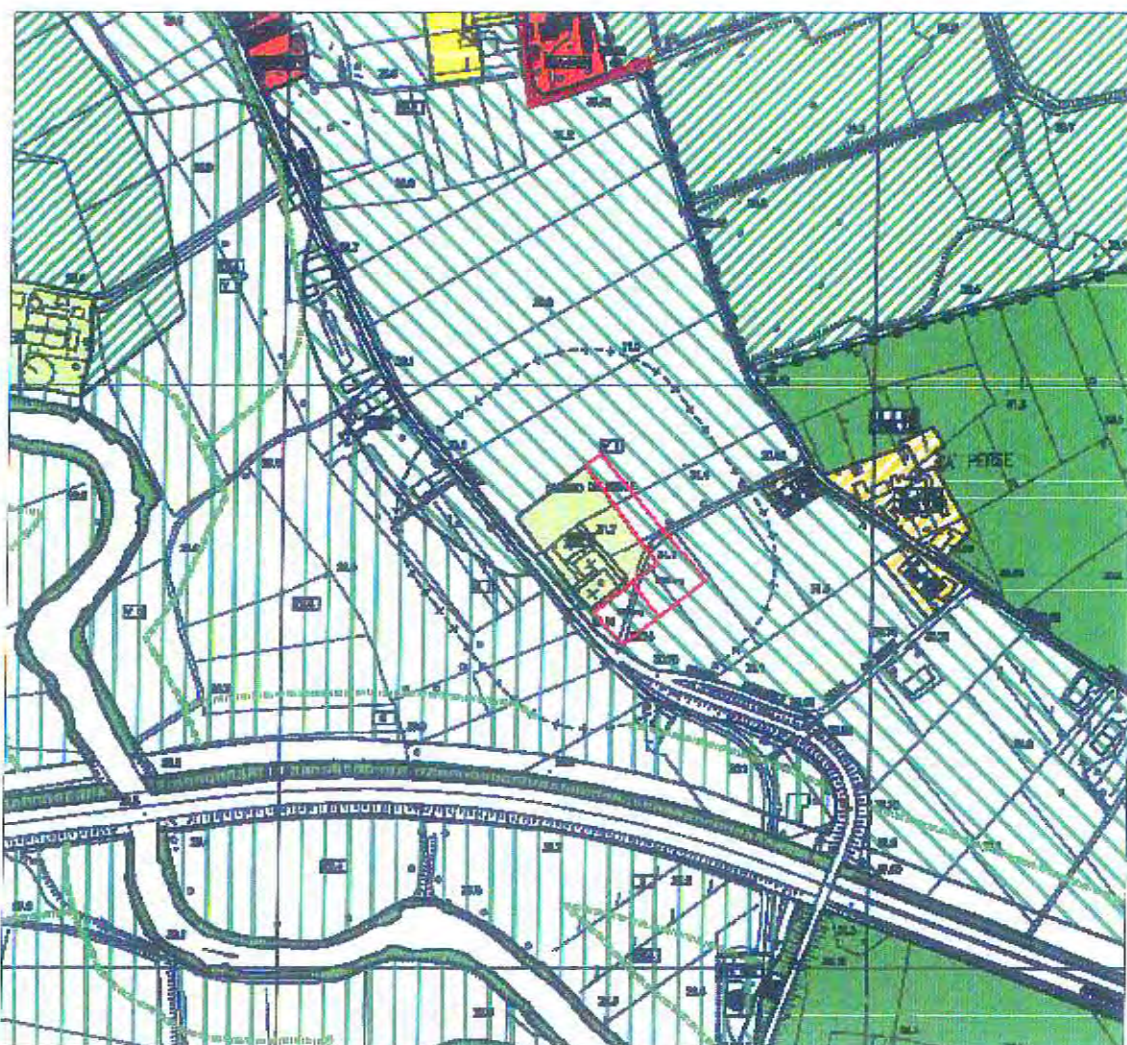


Fig. Indicazione aree di variante al P.R.G.

4. INQUADRAMENTO

4.1. Inquadramento territoriale

L'ambito oggetto della proposta di variante urbanistica riguarda l'ampliamento del cimitero di Casale posto lungo Strada di Casale per una superficie complessiva di circa 5.369 mq. Di tale area circa 1497 risultano già asfaltati ad uso parcheggio mentre i rimanenti 3.872 sono attualmente a verde agricolo.



Foto 1 Ortofoto di inquadramento

4.2. Il Rischio idraulico

Per quanto concerne le criticità idrauliche, si verifica, nelle tavole del Piano di Assetto del Territorio relativo al bacino del Brenta-Bacchiglione, che l'area di intervento risulta esterna a qualsiasi area classificata come pericolosa o a rischio. L'intervento, rientrando nell'ambito di superficie compresa tra 0,1 e 1,0 ha, è classificato come modesta impermeabilizzazione potenziale.

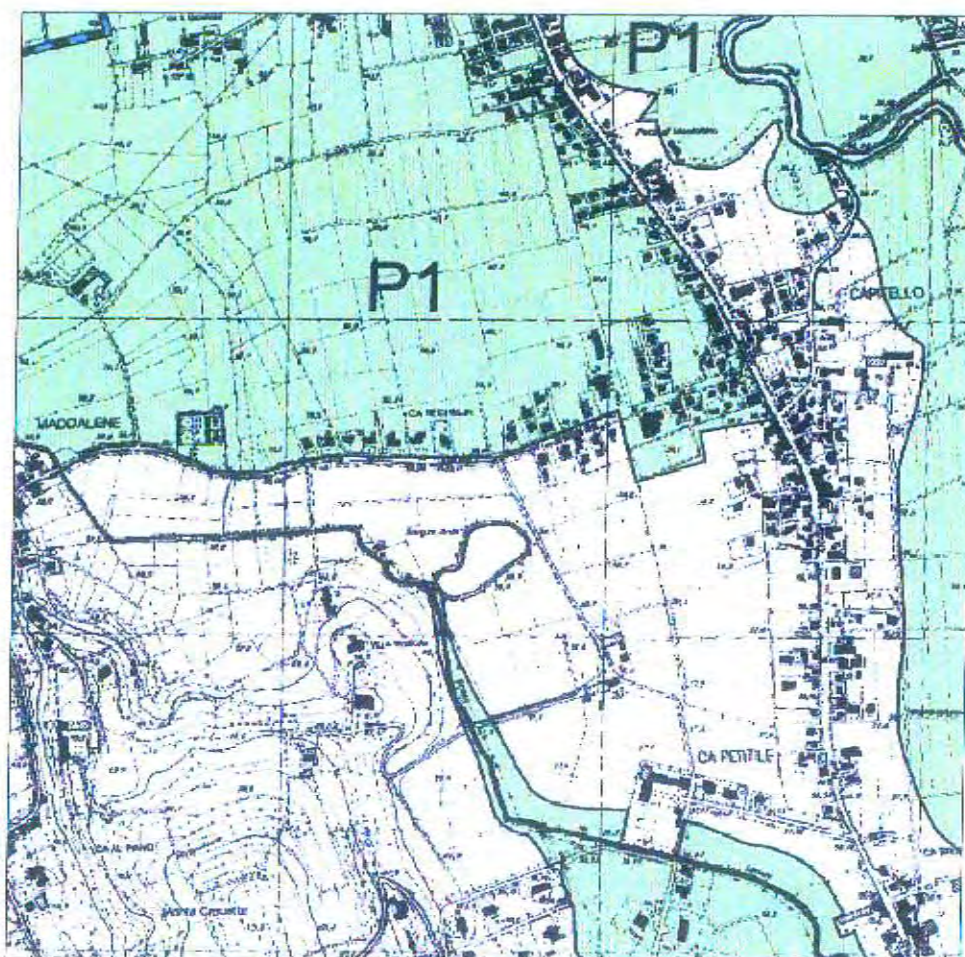


Fig. 2 – Stralcio P.A.I.

4.3. Configurazione di Progetto

La configurazione di progetto prevede l'ampliamento dell'area cimiteriale. Di concerto con i tecnici comunali la prevista estensione prevede indicativamente che circa 2.581 mq siano

impermeabilizzati e circa 1291 siano invece permeabili. La rimanente area di 1.497 mq posta lungo strada di Casale ora a parcheggio sarà mantenuta impermeabile.

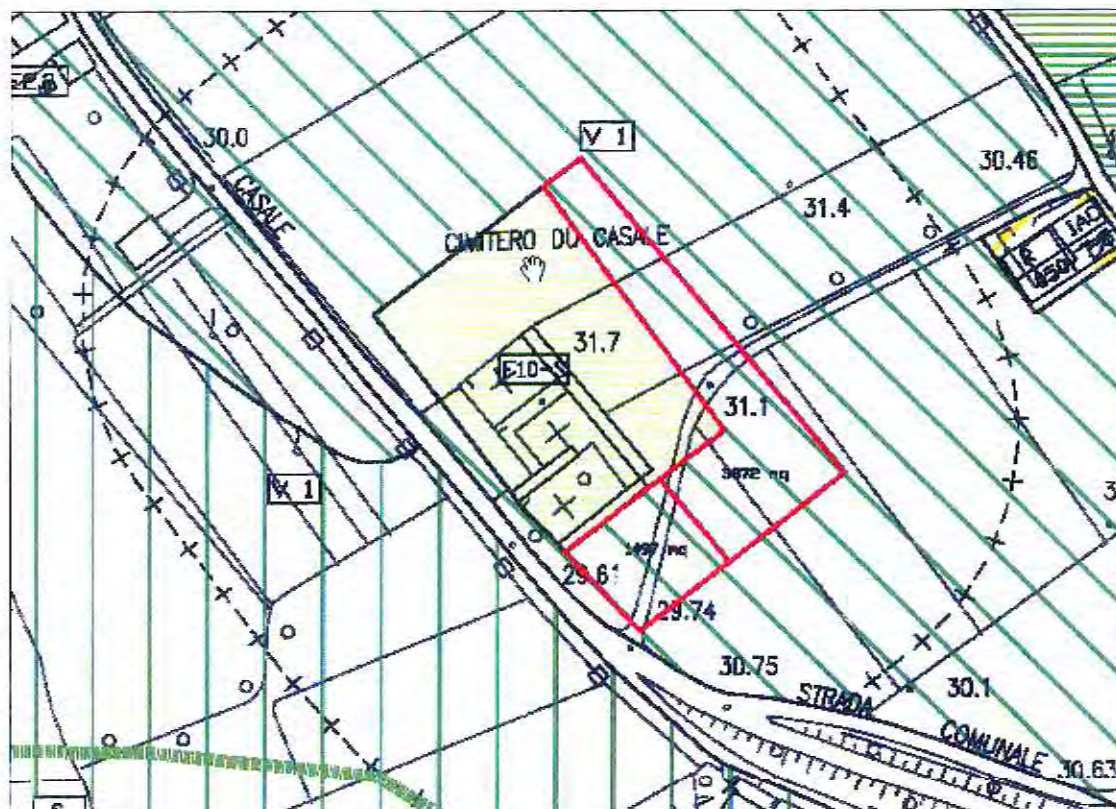


Fig. 3 – Stralcio P.R.G. vigente

La suddivisione delle diverse superfici scolanti è sintetizzata in tabella, considerando a favore di sicurezza un indice massimo di impermeabilità.

Area scolante	S(mq)
Superficie impermeabile esistente	1.497
Superficie impermeabile cimiteriale	2.581
Superficie permeabile cimiteriale	1.291
Totale	5.369

SECONDA PARTE

1. VARIAZIONE DI PERMEABILITA' TRA LE SUPERFICI SCOLANTI

L'urbanizzazione, ai fini idraulici, è causa dell'impermeabilizzazione del suolo (già parzialmente edificato) 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. Nella tabella seguente è riportato un confronto delle diverse superfici scolanti nello stato attuale e nella configurazione di progetto.

Tabella delle superfici scolanti – Confronto Attuale/ Futura		
Natura delle superfici scolanti	Stato Attuale dell'area (mq)	Stato Futuro dell'area (mq)
<u>Area totale</u>	5.369	5.369
Superficie impermeabile in asfalto	1.497	1.497
Superficie impermeabile ad uso cimiteriale (*)	-	2.581
Superficie permeabile ad uso cimiteriale (*)	-	1.291
Superficie a verde agricolo attuale	3.872	-
(*) Superfici ipotizzate d'accordo con l'ufficio tecnico comunale		

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

2. I PRINCIPALI PARAMETRI IDRAULICI DI DIMENSIONAMENTO

2.1. 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	1.1649	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 $h = a t^n$:

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

Coefficienti dell'equazione pluviometrica PER PRECIPITAZIONI BREVI (Stazione di Vicenza)		
Tr (anni)	a	n
10	50,190	0,4394
20	57,962	0,4458
50	68,020	0,4518

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.

2.2. Il tempo di ritorno

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

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

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

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

Nel caso specifico si ha:

Tipologia di opera idraulica	Tr min (anni)	Tr max (anni)
Invasi di laminazione	10	50

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

I criteri individuati sono riferiti a tre categorie di conoscenze:

- Criteri riferiti alla tipologia delle opere
- criterio della modificazione della probabilità del danno dovuta al tipo di opera
- criterio delle dimensioni caratteristiche che non variano al variare del rischio assunto
- criterio del sito di realizzazione dell'opera, legato al fattore di impatto ecologico
- criterio della capacità residua delle opere di mantenere la funzionalità di progetto

Criteri riferiti alla tipologia del sito dove insiste l'opera

- criterio legato all'impatto paesaggistico-ambientale
- criterio legato ai costi sociali
- Criteri riferiti al valore del bene difeso
- gli edifici
- gli insediamenti produttivi
- l'agricoltura
- la viabilità
- le infrastrutture a rete

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

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

A) Criteri riferiti alla tipologia delle opere

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

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

Nel caso specifico di un bacino di laminazione il solo parametro di portata massima non è sufficiente, è infatti necessario conoscere la durata e le caratteristiche dell'evento; per tanto non si può individuare una corrispondenza biunivoca tra la portata e la probabilità del danno.

Se si ipotizza che il superamento dell'evento di progetto sia tale da riempire l'invaso prima dell'arrivo della portata massima l'andamento della distribuzione di probabilità del danno è simile a quello che si avrebbe senza intervento; pertanto si assume un tempo di ritorno massimo (indice=2).

Criterio delle dimensioni caratteristiche dell'opera

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

Per i bacini di laminazione si vede come modeste variazioni di T_r si riflettono in maniera considerevole sulla geometria e sul costo delle opere. Pertanto si assume un tempo di ritorno minimo (indice=0).

Criterio dell'impatto ecologico dell'opera

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

Il bacino di laminazione e le opere di fognatura in generale non modificano tali equilibri naturali quindi si assume un tempo di ritorno massimo (indice=2).

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

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

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

Per il bacino di laminazione si assume pertanto un tempo di ritorno minimo (indice=0).

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

Criterio legato all'impatto ambientale paesaggistico

Per quanto riguarda l'influenza delle opere entro terra, l'impatto si considera limitato e quindi non costituisce vincolo per l'adozione del tempo di ritorno massimo.

Si sceglie pertanto un tempo di ritorno massimo (indice=2).

Criterio dei costi sociali

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

Le opere verranno realizzate in una zona con densità limitata. Si assume pertanto un tempo di ritorno medio (indice=1).

C) Criteri riferiti al valore del bene difeso

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

Edifici

L'opera viene realizzata in un'area in cui non sono presenti molte edificazioni. Si assume un tempo di ritorno medio (indice=1).

Insedimenti produttivi

L'opera evita danni in una zona in cui non sono presenti insediamenti produttivi si assume un tempo di ritorno minimo (indice=0).

Agricoltura

L'area interessata dalla costruzione dell'opera si pone in zona perlopiù urbanizzata; si assume pertanto un tempo di ritorno minimo (indice=0).

Viabilità

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

Infrastrutture a rete

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$D_{max} = \sqrt{\sum (x_{max} - x_{i,Tr,n})^2}$$

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

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

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

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

Nelle elaborazioni di seguito riportate si determina un valore del Tempo di Ritorno pari a 19,25 anni, ricadente in classe 2.

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.

Il tempo di ritorno per il caso in esame è pertanto assunto pari a 50 anni.

2.3. Il coefficiente di deflusso

Il coefficiente di deflusso ϕ 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.

Si riportano nella tabella seguente i valori del coefficiente di deflusso desunti dalla letteratura e utilizzati nella pratica progettuale.

<i>Valori del coefficiente di deflusso relativi a una pioggia avente durata oraria</i>	
Tipi di superficie	ϕ
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")

La recente pubblicazione "Ciclo delle acque in ambiente costruito" riporta valori del coefficiente di deflusso tratti da un lavoro del Prof. Liesecke, I.G.G., Università di Hannover.

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

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 (i parametri indicati valgono per entrambe le aree prese in considerazione):

- $\phi_1 = 0,90$ per le superfici asfaltate (aree di manovra, viabilità, etc);
- $\phi_2 = 0,90$ per le superfici impermeabili;
- $\phi_3 = 0,20$ per le superfici permeabili.
- $\phi_4 = 0,10$ per le superfici a verde inalterate, aree agricole.

Dalla relazione seguente si ricava il valore del coefficiente di deflusso medio ϕ_{medio} :

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

ϕ_m = coefficiente di deflusso medio relativo alla superficie scolante totale

S = superficie scolante totale (mq)

S_i = Superfici scolanti omogenee (mq)

ϕ_i = coefficiente di deflusso relativo alle S_i

In allegato alla presente relazione è riportato in dettaglio il calcolo del tempo di corrivazione con il metodo di cui sopra.

2.4. Il tempo di corrivazione

2.4.1. Calcolo del tempo di corrivazione

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.

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:

$$t_{ai} = ((3600^{(n-1)/4} \cdot 0,5 \cdot l_i) / (s_i^{0,375} (a \cdot S_i)^{2,25}))^{4/(n+3)}$$

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]

ϕ_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.

In allegato alla presente relazione è riportato in dettaglio il calcolo del tempo di corrivazione con il metodo di cui sopra.

2.5. 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)

ϕ_{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 ;

Considerando un Tempo di Ritorno di 10 anni nella configurazione attuale dell'area si stima una portata massima pari a 68 l/s. Sempre per un Tempo di Ritorno di 10 anni ma nella configurazione di progetto si stima una portata massima pari a 161 l/s.

Si verifica pertanto un incremento della portata scolante sulla superficie rispetto allo stato attuale. Dovranno pertanto essere previste delle misure compensative per mitigare l'impatto idraulico delle nuove opere.

3. 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.

A favore di sicurezza verrà assunto come volume efficace di invaso il risultato maggiore tra i due ottenuti.

Si precisa che per l'applicazione del modello di calcolo analitico si dovrà fare riferimento ad una superficie di calcolo ridotta corrispondente all'effettiva area trasformata nella sua destinazione d'uso. Di contro nello schema di calcolo semplificando, entrando in gioco differenze di volumi, si considera la superficie complessiva, dando così un quadro più completo.

I dettagli sono riportati nei paragrafi seguenti.

3.1. Modello di calcolo analitico

3.1.1. Superficie di calcolo per l'applicazione del modello analitico.

Nell'applicazione del modello di calcolo analitico, dovendosi fissare un valore di portata allo scarico, la superficie da prendere a riferimento è quella che subisce una effettiva trasformazione territoriale.

Considerando infatti che allo stato attuale l'area è parzialmente edificata, il calcolo dei volumi efficaci sull'intera superficie scolante porterebbe a delle distorsioni del modello che fornirebbe risultati non coerenti.

Il coefficiente udometrico infatti terrebbe conto anche delle aree già impermeabili e assumerebbe per tale motivo valori troppo elevati per poter applicare il modello in maniera realistica (il tempo di pioggia critica sarebbe dell'ordine dei minuti).

Per un'area scoperta a verde è sostanzialmente associato (sia dalla letteratura, sia dall'esperienza) un valore della portata di deflusso superficiale di circa 10 l/s ha.

Per quanto riguarda il caso in oggetto, si è visto che la superficie attualmente a verde ha un'estensione di circa 3.872 mq pari quindi alla superficie che subisce effettiva trasformazione.

3.1.2. Applicazione del modello

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 la superficie scolante ridotta e assumendo un limite allo scarico di 10 l/s ha.

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 (grondale, 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 ($Q_{defluito} \times \text{tempo di pioggia}$);
- il volume di pioggia da invasarsi ($V_{invaso} = V_{pioggia} - V_{defluito} - V_{invaso \text{ superficiale}}$).

Il modello di calcolo analitico fornisce un valore del volume efficace di invaso pari a circa 163 mc..

3.2. 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 prescritto dal 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.

Il modello di calcolo analitico fornisce un valore del volume efficace di invaso pari a circa 219 mc.

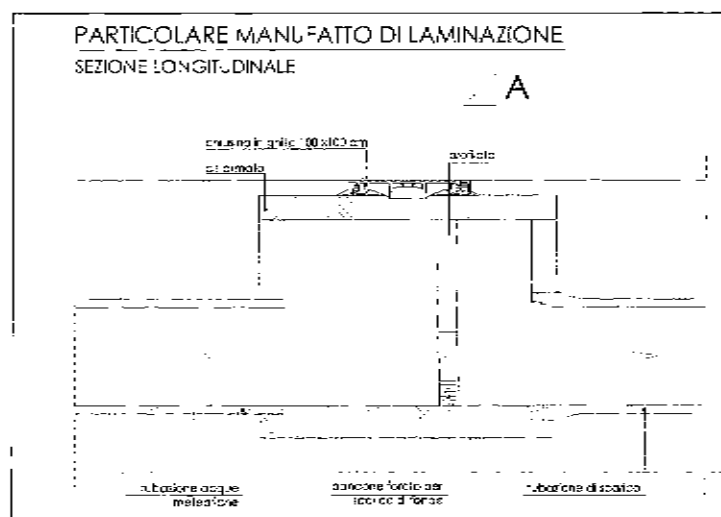
3.3. Conclusioni

Si deduce pertanto che il volume che dovrà essere ricavato al fine di mitigare l'impatto idraulico della nuova urbanizzazione è pari a 219 mc.

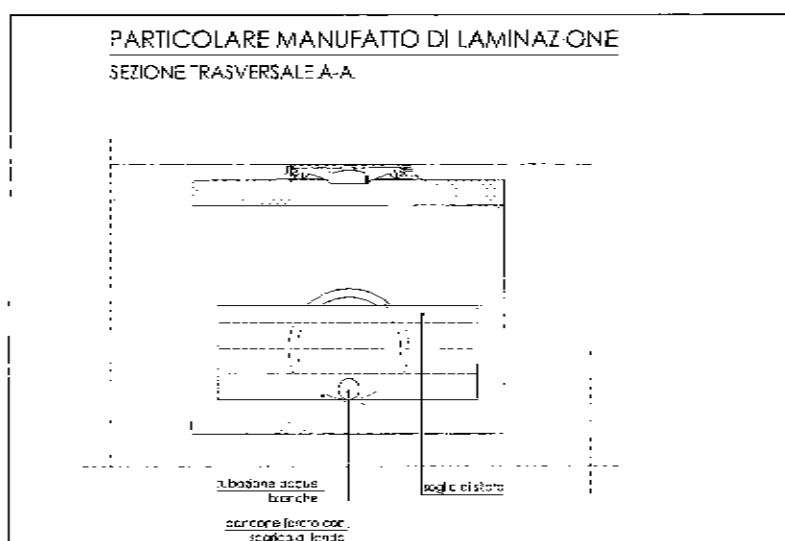
Tale volume potrà essere ricavato mediante la predisposizione di sistemi di accumulo da disporre in idonea posizione e che dovranno essere dimensionati in sede di progettazione definitiva dell'intervento urbanistico.

3.4. Manufatti di scarico e limitatori di portata

La limitazione di portata nella sezione terminale, prima dello scarico, dovrà essere garantita da un manufatto di laminazione che funzioni preferibilmente in modo automatico e che limiti l'afflusso di portata ai valori corrispondenti alla situazione prima dell'intervento urbanistico. Tale manufatto idraulico per la laminazione delle acque meteoriche presenterà nel fondo una apertura di dimensioni ridotte, tarata sul valore massimo di portata ammissibile, al fine di limitare la portata in uscita ai valori richiesti.



Schema tipo manufatto di laminazione- sezione longitudinale



Schema tipo manufatto di laminazione- sezione trasversale

4. MISURE DA ATTUARE PER MITIGARE L'IMPATTO IDRAULICO

4.1. Mitigazione dei volumi in eccesso

Secondo la normativa vigente, al fine di ridurre l'impatto idraulico delle nuove urbanizzazioni è necessario ricavare dei volumi efficaci di invaso da realizzarsi nelle posizioni e con i sistemi più idonei.

Tali fattori dovranno essere valutati in sede di progettazione, pertanto in questo paragrafo verranno presentati i possibili sistemi, ormai collaudati dall'uso e dalla pratica, che possono essere presi in considerazione.

La rosa entro cui scegliere appare relativamente ampia ed in particolare si sottolinea che i sistemi indicati possono essere usati in maniera combinata e complementare oppure singolarmente, in funzione dei volumi in gioco e delle peculiarità delle aree.

Non è precluso ovviamente l'utilizzo di altri tipi di dispositivi, fermo restando il fatto che dovranno in ogni caso essere inseriti all'interno del contesto e il loro dimensionamento dovrà rispettare i valori di volume efficace richiesto.

Tra i sistemi maggiormente utilizzati nella pratica possono essere indicati:

- aree verdi depresse per l'invaso superficiale;
- accumulo in volumi interrati realizzati mediante vespai ad alta capacità di accumulo;
- accumulo in volumi interrati realizzati mediante celle assemblabili;
- accumulo in volumi interrati realizzati mediante la posa di condotte di grande diametro;
- sovradimensionamento della rete acque meteoriche.

Tra le misure, non definibili di accumulo, ma che comunque contribuiscono alla laminazione della portata di piena si può suggerire, ove possibile, la realizzazione di parcheggi inerbiti drenanti.

Tale sistema contribuisce alla diminuzione del coefficiente di deflusso superficiale e all'aumento del tempo di corrivazione limitando così il valore di picco della piena.

Generalmente l'inerbimento delle aree a parcheggio (sole aree di stallo) dovrà comunque essere integrato da altri dispositivi di mitigazione del rischio idraulico.

Si sottolinea infine che la natura del terreno (gli strati superficiali sono caratterizzati da elementi fini e a natura coesiva) e la quota della falda, tendenzialmente piuttosto superficiale, non consentono di ipotizzare la realizzazione di sistemi a dispersione nel sottosuolo.

Sono pertanto da escludere sistemi che prevedano la realizzazione di pozzi o trincee disperdenti. Nei paragrafi seguenti vengono descritti più dettagliatamente i sistemi sopra indicati.

4.1.1. Aree verdi depresse per l'invaso superficiale

Nelle situazioni in cui si rendono disponibili delle aree a verde non frazionate e con una certa estensione superficiale può essere considerata l'ipotesi di realizzare delle aree depresse, collegate alla rete meteorica principale, che in sostanza fungono da cassa di espansione della portata di piena. I volumi in eccesso, che si vengono a creare a seguito dell'impermeabilizzazione del suolo, verranno recapitati temporaneamente nelle aree di accumulo.

Con il calare dell'onda di piena i bacini andranno a svuotarsi lentamente. L'allontanamento delle acque può essere facilitato garantendo una pendenza minima del fondo in direzione della reimmissione nella rete meteorica principale, che le colleterà poi verso il recapito finale.

Lo svuotamento avverrà in funzione del manufatto terminale di scarico che come detto dovrà essere dimensionato secondo il valore limite pari all'ordine di grandezza della portata defluita nelle condizioni precedenti alla urbanizzazione.

Le sponde del bacino dovranno essere opportunamente sagomate e dovrà essere assegnata una pendenza della scarpa in funzione delle caratteristiche geologiche del terreno, onde garantire la stabilità delle sponde stesse.

Il nuovo invasivo di progetto, dovrà garantire l'accumulo dei volumi sopra richiesti, fermo restando che l'eventuale chiusura o tombinamento della rete di scolo esistente posta all'interno dell'area considerata dovrà essere supportata da un adeguato ripristino dei corrispondenti volumi di invasivo superficiale.



Esempio area verde depressa realizzata nella Provincia di Vicenza

In funzione del tirante all'interno delle condotte (comandato dall'altezza della soglia di sfioro del manufatto di laminazione) sarà stabilita l'altezza massima del pelo libero all'interno del bacino di invasivo. Si sottolinea che deve essere comunque garantito un franco di sicurezza tra il

pelo libero del bacino e la quota superiore della sponda (che coinciderà nell'ipotesi più sfavorevole alla quota di progetto).

4.1.2. Vespai interrati ad alta capacità di accumulo

Tra i sistemi che permettono l'invaso interrato dei maggiori volumi d'acqua che si vengono a creare a seguito dell'urbanizzazione del territorio, sono i cosiddetti vespai ad alta capacità di accumulo.

I vespai, le cui caratteristiche sono desunte da sistemi esistenti in commercio, sono realizzati in Pead e possono essere disposti al di sotto delle aree adibite a stallo o delle aree verdi.

Anche in questo caso viene realizzato un sistema a doppia direzione di flusso (carico e scarico) collegato alla rete meteorica principale. Lo scarico avviene con le medesime modalità descritte nel paragrafo precedente.

Per tali strutture a serbatoio la capacità di invaso viene realizzata sfruttando il vuoto di ogni singolo elemento, ed in particolare il volume V_{invaso} può stimarsi con l'espressione:

$$V_{\text{invaso}} = A \times C$$

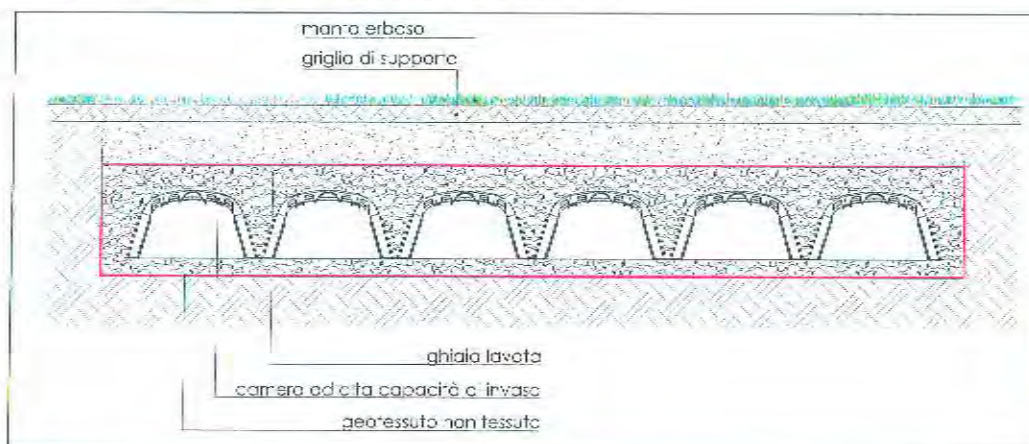
dove:

A (mq): superficie occupata dai vespai

C (mc/mq): capacità specifica di invaso dei vespai

La capacità di invaso, una volta definito il coefficiente C, è pertanto funzione dell'estensione assegnata ai vespai. In particolare per sistemi di questo tipo è possibile ipotizzare capacità specifiche di invaso dell'ordine di 0,3 - 0,4 mc/mq.

Nella figura seguente è rappresentata una sezione trasversale tipo del sistema con vespai ad alta capacità, realizzati al di sotto di un'area a verde.



Sezione trasversale tipo per vespai ad alta capacità

Gli elementi di accumulo verranno appoggiati su un letto di ghiaia lavata di spessore pari a circa 10 cm ed infine rinfiacato e ricoperto con altra ghiaia per uno spessore dell'ordine dei 15-20 cm. Il "pacchetto" così formato verrà avvolto da uno strato di geotessile.

Nel caso in cui risulti ragionevole l'ipotesi di sfruttare anche il letto ghiaioso per l'accumulo delle acque è possibile assumere il valore più alto del *range* prima indicato pari quindi a 0,4. In caso contrario si assumerà il valore 0,3. Si sottolinea che questo tipo di sistema ha carattere essenzialmente bidimensionale, pertanto sarà usato preferibilmente in ambiti in cui non è possibile realizzare scavi oltre determinate profondità (ad es. a causa della presenza della falda, dei vincoli relativi allo scorrimento delle condotte meteoriche, etc.).

4.1.3. *Vespai interrati realizzati con sistema a celle assemblabili*

Oltre ai vespai descritti in precedenza esistono in commercio dei sistemi basati sull'assemblamento di celle in polipropilene che permettono di realizzare dei bacini di accumulo interrati. Forma e dimensioni delle celle sono variabili in funzione del produttore mentre la capacità di accumulo specifica per singola cella è dell'ordine, mediamente di 0,4 mc/cella (pari al 95% del volume della singola cella).

Alla facilità di installazione delle celle (elementi leggeri sovrapponibili e fissati mediante perni e clips) si associa il vantaggio di sfruttare la verticalità del sistema (a differenza della bidimensionalità del sistema descritto in precedenza) che a fronte di una maggiore profondità di scavo permette di contenere l'estensione della superficie occupata dal bacino di accumulo.

Per creare il volume di accumulo gli elementi in polipropilene vengono rivestiti con strati sovrapposti di geotessile e membrane impermeabili in PVC o PEAD. Sarà poi predisposto un pozzetto di intercettazione e ispezione collegato alla rete principale e al sistema di accumulo mediante condotte in PVC.



Assemblaggio tipo di celle interrate in polipropilene

4.1.4. Accumulo in sistema di tubazioni di grande diametro affiancate

In particolari condizioni o esigenze, che rendano difficoltoso l'utilizzo dei vespai interrati o delle celle assemblabili, è possibile ipotizzare la realizzazione i volumi di invaso mediante la disposizione, in opportuna posizione, di tubazioni di grande diametro (a partire da Φ 80 cm e superiori) tra loro affiancate e collegate, in modo da permettere la ripartizione del carico idraulico. Tali sistemi vengono generalmente posti fuori linea rispetto alla rete principale, e sono collegati alla stessa mediante delle condotte di derivazione che permetteranno l'invaso e il successivo svuotamento delle tubazioni stesse.

4.1.5. Parcheggi inerbiti – aree semi-permeabili

Come ulteriore misura di mitigazione dell'impatto idraulico, di carattere complementare a quelle già proposte, si suggerisce, quando possibile, la realizzazione di superfici permeabili o semi-permeabili.

In particolare, di uso piuttosto comune risulta l'inerbimento delle superfici adibite alla sosta degli autoveicoli.

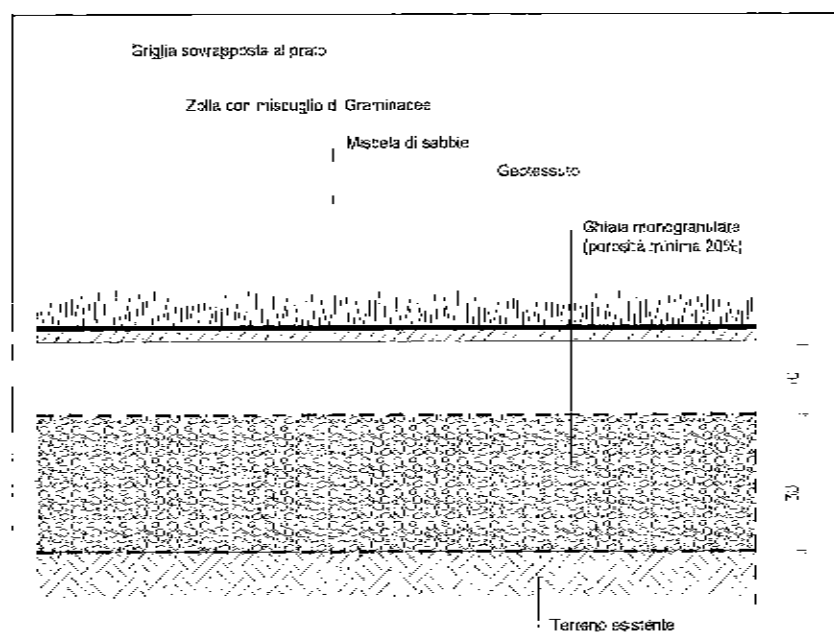
La scelta di utilizzare pavimentazioni permeabili inerbite per gli spazi destinati alla sosta ha il duplice obiettivo di:

- aumentare il tempo di corrivazione, cioè il tempo in cui l'acqua meteorica affluisce ai sistemi di raccolta e allontanamento (sezione di chiusura);
- di limitare, attraverso la diminuzione del coefficiente di deflusso superficiale, gli incrementi del volume d'acqua da allontanare "in fognatura" e quindi nel corpo idrico ricettore.

Le superfici destinate alla sosta dei veicoli possono essere inerbite e realizzate con uno strato sottostante in materiale granulometrico poroso in grado di trattenere la portata meteorica al fine di creare una "struttura serbatoio".

L'utilizzo di appropriate selezioni di graminacee e di speciali tecniche costruttive, che prevedono l'impiego di un materasso in ghiaia di opportuna granulometria e di griglie autobloccanti, garantiscono oggi un'elevata resistenza sia alle sollecitazioni meccaniche sia alle condizioni climatiche più rigide.

L'utilizzo di un manto erboso ha un vantaggio non indifferente rappresentato peraltro dai bassi costi di manutenzione e dalla resistenza agli agenti atmosferici.



Struttura serbatoio da realizzare nelle superfici destinate a parcheggio inerbito

4.1.6. Sovradimensionamento della rete acque meteoriche

Nei casi in cui la quota di posa delle condotte sia sufficientemente profonda rispetto al piano campagna, è possibile ricavare una porzione del volume efficace di invaso, mediante la messa in opera di una rete di collettamento delle acque meteoriche con tubazioni sovradimensionate.

Il "vincolo" riguardante la quota di posa dipende dal fatto che deve essere comunque garantito un adeguato ricoprimento delle condotte, non inferiore a 50 cm rispetto all'estradosso del tubo. L'adozione di tale tecnica privilegia principalmente le situazioni nelle quali gli spazi per le opere di fognatura bianca risultino limitati.

4.2. Conclusioni

Lo scarico nella rete idrografica esistente dovrà avvenire previa laminazione dei volumi di precipitazione mediante l'accumulo di 219 mc di acqua di pioggia con portata allo scarico laminata a 4 l/s.

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



Foto 1 – Vista del cimitero di Casale

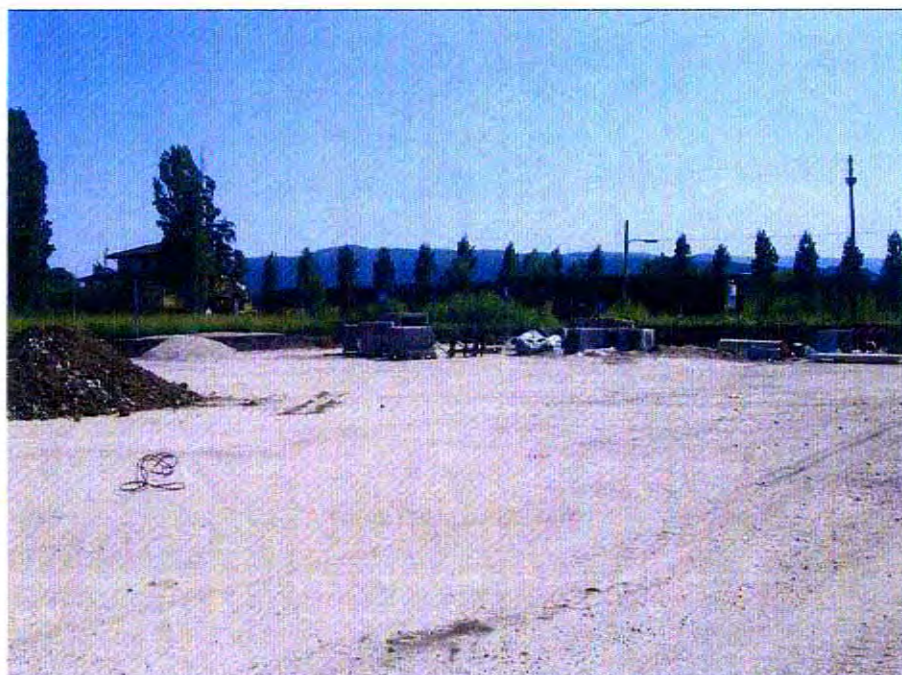


Foto 2 – Piazzale asfaltato esistente



Foto 3 – Vista lato ampliamento del cimitero di Casale



Foto 4 – Punto di scarico esistente e fossato di scolo

ALLEGATI

Allegati di calcolo

- Elaborazione delle curve di possibilità pluviometrica;
- Determinazione del Tempo di Ritorno;
- Verifica idraulica Stato Attuale;
- Verifica idraulica Configurazione di Progetto;
- Calcolo dei volumi da invasare al variare del tempo di pioggia;
- Verifica massimi volumi di invaso - schema semplificato del Genio Civile di Vicenza.

Allegati grafici

- Allegato Tavola 1.0

TABELLA 1 - REGISTRAZIONI PIOGGE BREVI ED INTENSE (SCROSCI)
STAZIONE PLUVIOMETRICA DI:
VICENZA

QUOTA:
FONTE DEI DATI:
DATI DISPONIBILI :

Uff. Idr. Mag. Acque VENEZIA
Serie storica 1938-1972 e 1973-1990

N.	INTERVALLO IN MINUTI 15			INTERVALLO IN MINUTI 30			INTERVALLO IN MINUTI 60		
	h(mm)	X ² -(hI.M) ²	Anno	h(mm)	X ² -(hI.M) ²	Anno	h(mm)	X ² -(hI.M) ²	Anno
1				15,3	75,45	1938	21,0	112,27	1939
2				15,0	84,89	1940	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	43,8	144,10	1942
6				23,4	0,57	1943	39,8	67,31	1943
7				45,0	434,42	1946	24,4	51,28	1946
8				27,0	8,08	1947	53,6	1024,28	1947
9				25,0	0,71	1948	30,8	0,61	1948
10				12,0	147,80	1949	33,0	1,97	1949
11				18,2	35,40	1950	16,8	224,87	1950
12				20,2	15,60	1951	21,0	112,27	1951
13				17,6	43,00	1952	27,4	17,60	1952
14				22,8	1,84	1953	29,6	3,88	1953
15				29,0	23,15	1954	27,8	14,41	1954
16				25,0	0,71	1955	58,0	897,19	1955
17				20,0	1,28	1956	29,8	3,22	1956
18				18,0	26,60	1957	31,6	0,00	1957
19				15,4	76,69	1958	23,0	70,89	1958
20							22,0	92,08	1959
21				36,0	140,25	1960	31,6	0,00	1960
22							36,0	19,40	1961
23							29,6	35,95	1962
24							17,0	213,03	1963
25				28,5	21,56	1964	31,0	0,35	1964
26				11,8	152,70	1965	34,2	6,78	1965
27				17,2	49,40	1966	20,4	125,34	1966
28				50,0	667,85	1967	23,0	73,89	1967
29				37,0	164,94	1968	80,0	2342,90	1968
30				20,0	17,28	1969	51,0	376,53	1969
31				20,8	11,27	1970	30,0	2,55	1970
32				21,6	6,54	1971	22,2	88,28	1971
33				29,2	28,43	1972	21,6	88,91	1972
34				22,0	4,65	1975	30,6	0,89	1975
35				35,6	130,94	1976	32,6	1,01	1976
36				14,6	91,34	1977	37,2	31,41	1977
37				22,0	4,65	1978	14,6	283,85	1978
38				19,6	20,77	1981	29,0	6,74	1981
39				31,4	32,46	1982	22,6	80,92	1982
40				30,0	34,14	1983	32,0	0,16	1983
41				24,2	0,00	1984	36,2	21,20	1984
42				28,0	14,77	1986	29,4	4,82	1986
43				19,2	24,57	1987	28,0	12,53	1987
44				28,0	3,40	1988	26,0	31,31	1988
45				28,6	19,74	1989	32,8	1,45	1989
46				9,0	228,74	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 Sn	1.1399	1.1597	1.1665
Inserire da tabella Yn	0.5380	0.5448	0.5468
alfa	0.1774	0.1369	0.0903
moda	14.76	20.18	25.54

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

TEMPI DI RITORNO	ORE		
(anni)	0.25	0.50	1.00
10 hmax (mm) =	27.14	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 ⁿ)	n
10 anni	50.190	0.430
20 anni	57.960	0.440
50 anni	68.020	0.450

Equazioni di possibilità pluviometrica per pioggia brevi e intense a Vicenza

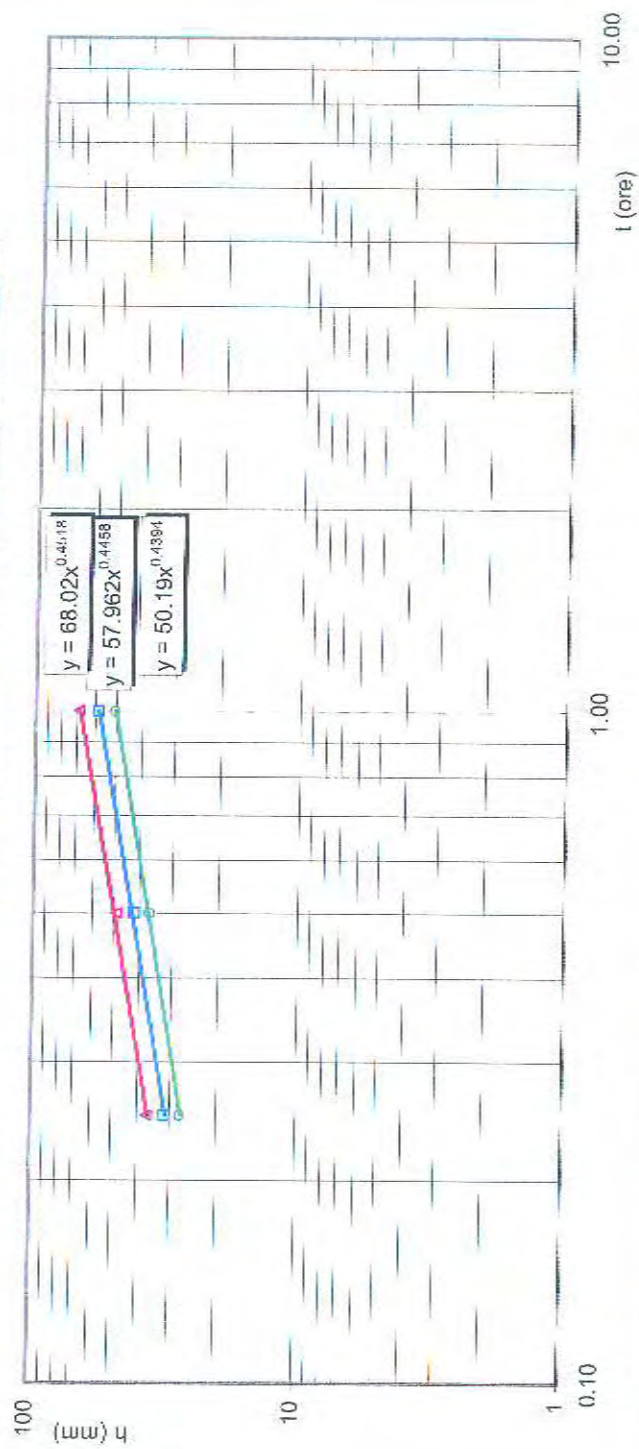


TABELLA 1

STAZIONE PLUVIOMETRICA DI:

VICENZA

BACINO :

QUOTA:

FONTE DEI DATI:

DATI DISPONIBILI :

Uff. Idr. Mag. Acque VENEZIA

Serie storica 1938-1972 e 1973-1990

N.	INTERVALLO DI ORE 1			INTERVALLO DI ORE 3			INTERVALLO DI ORE 6			INTERVALLO DI ORE 12			INTERVALLO DI ORE 24		
	h(mm)	X ² =(h-m) ²	Anno	h(mm)	X ² =(h-m) ²	Anno	h(mm)	X ² =(h-m) ²	Anno	h(mm)	X ² =(h-m) ²	Anno	h(mm)	X ² =(h-m) ²	Anno
1	21.0	91.66	1938	24.4	201.96	1938	38.8	50.50	1938	39.4	242.06	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	55.0	0.33	1940	55.9	282.97	1940
4	43.8	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	58.8	199.42	1943
7	63.6	1090.72	1946	74.0	1252.37	1946	75.2	850.10	1946	89.0	1154.49	1946	94.8	487.45	1946
8	30.8	0.06	1947	38.0	0.37	1947	38.4	56.35	1947	42.0	189.04	1947	44.4	802.12	1947
9	33.0	5.09	1948	35.6	9.07	1948	35.8	82.83	1948	48.0	49.31	1948	66.4	30.06	1948
10	16.6	195.27	1949	37.6	1.07	1949	40.6	28.16	1949	43.0	144.53	1949	65.4	3.09	1949
11	21.0	91.66	1950	25.6	109.26	1950	39.0	47.70	1950	46.8	67.60	1950	55.0	293.15	1950
12	27.4	10.07	1951	35.0	13.04	1951	36.0	98.14	1951	48.0	49.31	1951	81.8	78.82	1951
13	29.6	0.96	1952	46.2	57.59	1952	57.6	136.73	1952	85.4	922.81	1952	95.8	532.61	1952
14	27.8	7.88	1953	36.0	6.62	1953	38.8	37.29	1953	45.2	96.48	1953	64.8	62.75	1953
15	58.0	712.19	1954	75.4	1353.42	1954	78.8	1135.24	1954	80.6	64.22	1954	80.6	62.07	1954
16	29.8	1.05	1955	31.0	57.83	1955	38.8	50.50	1955	50.4	21.36	1955	66.0	4.18	1955
17	31.6	1.85	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	134.02	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	43.8	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	36.8	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	62.6	99.44	1962
24	34.2	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	0.80	1964	79.4	44.60	1964
26	20.4	103.51	1965	31.6	46.39	1965	36.2	94.72	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	36.96	1966
28	80.0	2442.94	1967	120.0	6624.15	1967	137.0	8288.00	1967	38.4	276.30	1967	143.8	5052.12	1967
29	51.0	417.23	1968	71.2	1082.04	1968	90.8	2075.41	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	80.63	1971	21.6	289.38	1971	30.6	254.29	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	66.89	1972
34	32.6	4.11	1973	33.2	29.28	1973	33.2	181.46	1973	57.0	3.91	1973	81.0	58.53	1973
35	37.2	43.91	1974	42.0	11.48	1974	42.4	12.00	1974	61.0	191.05	1974	60.0	161.84	1974
36	14.6	255.17	1975	23.8	219.37	1975	37.2	75.81	1975	41.2	49.31	1975	55.2	307.01	1975
37	29.0	2.48	1976	33.0	30.48	1976	35.8	102.14	1976	48.0	288.23	1976	73.4	0.46	1976
38	22.6	63.58	1977	23.0	185.26	1977	35.8	102.14	1977	71.4	268.23	1977	104.0	978.33	1977
39	32.0	2.03	1978	44.0	28.04	1978	36.8	102.14	1978	71.4	268.23	1978	104.0	978.33	1978
40	36.2	31.66	1979	37.8	0.66	1979	39.0	47.70	1979	52.0	9.13	1979	98.0	638.99	1979
41	25.4	1.38	1980	30.2	70.75	1980	52.6	44.60	1980	52.6	5.87	1980	55.6	293.15	1980
42	28.0	8.63	1981	33.0	0.16	1981	40.2	32.57	1981	63.0	63.64	1981	86.0	176.31	1981
43	26.0	20.92	1982	33.8	0.16	1982	64.8	356.96	1982	97.4	1795.86	1982	107.8	1230.48	1982
44	32.8	1.96	1983	33.8	23.15	1983	42.8	9.65	1983	76.8	474.27	1983	83.8	122.73	1983
45	31.8	1.50	1984	49.6	120.76	1984	55.0	82.69	1984	72.6	308.98	1984	102.6	892.71	1984
46	12.0	344.88	1985	20.0	346.37	1985	31.2	216.29	1985	46.2	77.83	1985	69.6	9.75	1985
Anni			46			46			46			46			46

TABELLA 2 - ELABORAZIONI STATISTICHE - METODO DI GUMBEL

ORE	1	3	6	12	24
N	46	45	45	45	46
$\overline{XM} = MEDIA$	30.57	38.61	45.91	55.02	72.72
SOMMA χ^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
α/μ	0.0929	0.0673	0.0611	0.0738	0.0574
moda	24.69	30.49	36.96	47.62	63.20

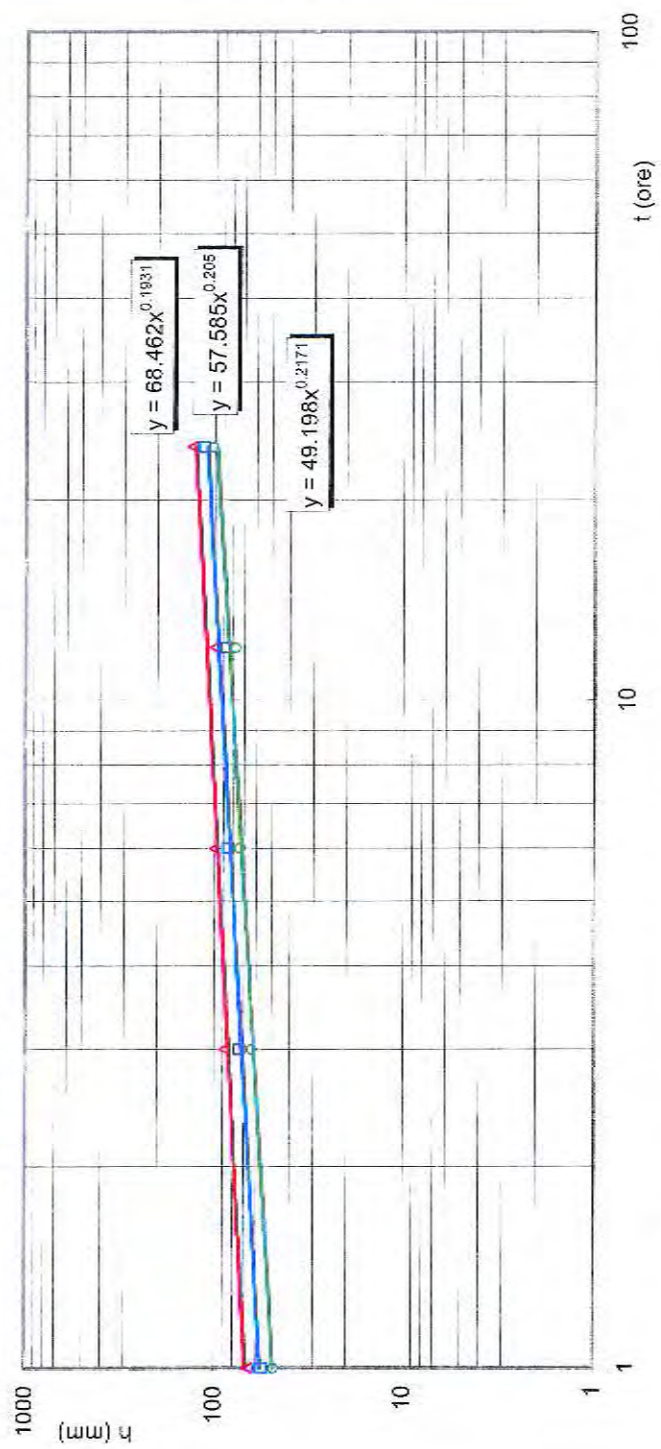
TABELLA 3 - VALORI ESTREMI PER I PERIODO DI RITORNO CONSIDERATI (mm)

TEMPI DI RITORNO (anni)	ORE				
	1	3	6	12	24
10 h_{max} (mm) =	48.91	63.94	73.81	78.10	102.40
20 h_{max} (mm) =	56.66	74.65	85.60	87.85	114.94
50 h_{max} (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 ⁻¹)	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



DETERMINAZIONE DEL TEMPO DI RITORNO

OPERA IDRAULICA DA DIMENSIONARE

TIPOLOGIA DI OPERA	Opere di laminazione
AMBITO	Comune di Vicenza Casale

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

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

CRITERIO PER IL DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE IDRAULICHE

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

A) criteri riferiti alla tipologia delle opere

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

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

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

C) criteri riferiti al valore del bene difeso

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

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

TEMPO DI RITORNO	INDICE
massimo	2
medio	1
minimo	0

VALORI PROPOSTI PER GLI INDICI TR

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

VALORI ASSEGNATI AGLI INDICI TR PER IL CASO IN ESAME

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

CALCOLO DEL TEMPO DI RITORNO PER L'OPERA IN PROGETTO

DATI DI INPUT

TR max tempo di ritorno massimo **50** (anni)

TR min tempo di ritorno minimo **10** (anni)

xi	$x_{i_{max}}$	$(x_{i_{max}} - x_i)^2$	$(x_{i_{max}} - x_{i_{min}})^2$
2	2	0	4
0	2	4	4
2	2	0	4
0	2	4	4
2	2	0	4
1	2	1	4
1	2	1	4
0	2	4	4
0	2	4	4
0	2	4	4
0	2	4	4
		26	44

RISULTATI

D $(\sum (x_{i_{max}} - x_i)^2)^{0.5}$ 5,10

Dmax $(\sum (x_{i_{max}} - x_{i_{min}})^2)^{0.5}$ 6,63

Tr calcolato 19,25 (anni)

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

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

TR di calcolo **20** (anni)

TR assunto (D.G.R. 1322/2006) **50** (anni)

VERIFICA IDRAULICA CONFIGURAZIONE ATTUALE

DATI GENERALI

Comune	Vicenza		
Ambito	Casale		
S tot (mq)	5,369		
S (ha;	0,5369	S (kmq;	53,69
PARAMETRI DELLA CURVA DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA T>1 ORA (Vicenza)			
Tr (anni)	10	20	50
a	49,198	57,58	68,46
n	0,217	0,205	0,193
PARAMETRI DELLA CURVA DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA T<1 ORA (Vicenza)			
Tr (anni)	10	20	50
a	50,19	57,96	68,02
n	0,43	0,44	0,45

CALCOLO COEFFICIENTE DI DEFLUSSO

Superficie Destinazione	Si	φ	Si x φ
Superficie in asfalto	1.497	0,90	1.347
Superficie a verde	3.872	0,10	387
Totali	5.369	0,32	1.735
Valore assunto per il coefficiente di deflusso medio	0,32		

CALCOLO DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE (Politecnico di Milano)

Formulazione suggerita nel 1997 dal Politecnico di Milano (Mambretti e Paolotti)									
Tempo di corivazione = tempo di accesso alle rete + tempo di rete									
Si	li	l*	φ	si	a	n	lai	ta	
(mq)	(m)	(m)					(s)	(min)	
5.369	169	169	0.32	0,001	68,02	0.45	459	7	
lai = tempo di accesso dell'intera sottobacina li = massima lunghezza della rete catastale in base a studi statistici l* = massima lunghezza della rete misurata sulla rete di progetto tai = tempo di accesso dell'intera sottobacina si = pendenza media della rete sottobacina Si = superficie dell'esito									
CALCOLO DEL TEMPO DI RETE						Vul	Li	ir	lri
Tratto						(m/s)	(m)	(s)	(min)
1	Condotto fittizio					0,8	169	211	3
						Totale		211	3
CALCOLO DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE									
ta	tr	tc	tc						
(min)	(min)	(min)	(ore)						
7	3	10	0.16						

CALCOLO DELLA PORTATA CON IL METODO CINEMATICO - DATI DI PROGETTO - TR = 10 ANNI

Tr	φ	a	n	t	τ	h	Jo	S
				(min)	(ore)	(mm)	(mm/ora)	(mq)
10	0,32	50,19	0,43	10	0,16	22,62	142,65	5.369

CALCOLO DELLA PORTATA CON IL METODO CINEMATICO - RISULTATI

Tr	Q	u	V pioggia
(anni)	(l/s)	(l/s ha)	(mc)
10	68	127	39

VERIFICA IDRAULICA CONFIGURAZIONE DI PROGETTO

DATI GENERALI

Comune	Vicenza		
Ambito	Casale		
S tot (mq)	5,369		
S (ha)	0,5369	S (kmq)	53,69
PARAMETRI DELLA CURVA DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA T > 1 ORA (Vicenza)			
Tr (anni)	10	20	50
a	49,198	57,58	68,46
n	0,217	0,205	0,193
PARAMETRI DELLA CURVA DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA T < 1 ORA (Vicenza)			
Tr (anni)	10	20	50
a	50,19	57,96	68,02
n	0,43	0,44	0,45

CALCOLO COEFFICIENTE DI DEFLUSSO

Superficie	Si	ρ	$Si \times \rho$
Destinazione			
Superficie in asfalto esistente	1.497	0,90	1.347
Superficie impermeabile ad uso civile	2.581	0,90	2.323
Superficie permeabile ad uso civile	1.291	0,20	258
Totale	5.369	0,73	3.928
Valore assunto per il coefficiente di deflusso medio	0,73		

CALCOLO DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE (Politecnico di Milano)

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

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

Si	li	li'	si	s	a	r	la	lai
(mq)	(m)	(m)					(s)	(min)
5.369	169	169	0,73	0,001	68,02	0,45	36"	6

la = tempo di accesso del tesimo sottostante

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

li' = massima ingombria della rete misurata sulla rete di progetto

lai = tempo di accesso all'esimo sottostante

s = pendenza media del tesimo sottostante

Si = superficie esimesa

CALCOLO DEL TEMPO DI RETE

Tratto	Vui	L	li	li'
	(m/s)	(m)	(s)	(min)
1 Condotta fittizia	0,8	169	211	3
		Totale	211	3

CALCOLO DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE

ta	tr	tc	tc
(min)	(min)	(min)	(ore)
6	3	9	0,15

CALCOLO DELLA PORTATA CON IL METODO CINEMATICO - DATI DI PROGETTO - TR = 10 ANNI

Tr	ρ	a	n	t	t	r	io	S
				(min)	(ore)	(mm)	(mm/ora)	(mq)
10	0,73	50,19	0,43	9	0,15	22,20	147,99	5.369

CALCOLO DELLA PORTATA CON IL METODO CINEMATICO - RISULTATI

Tr	Q	u	V pioggia
(anni)	(l/s)	(l/s ha)	(mc)
10	161	300	87

CALCOLO DEI VOLUMI DA INVASARE AL VARIARE DEL TEMPO DI PIOGGIA

CALCOLO SUPERFICIE TRASFORMATA

S totale (mq)	5,366	superficie totale ambito	
S imp. (mq)	1,497	superficie già impermeabilizzata	
S trasformata (mq)	3,872	(superficie considerata nel calcolo dei volumi effluvi di invaso)	
S (ha)	0,3872	S (kmq)	38,72

CALCOLO COEFFICIENTE DI DEFLUSSO

Superfici	S _i	ϕ	S _i x ϕ
Destinazione			
Superficie impermeabile ad uso cimiteriale	2,581	0,90	2,323
Superficie permeabile ad uso cimiteriale	1,291	0,20	258
Totali	3,872	0,66	2,581
Valore assunto per il coefficiente di deflusso medio	0,66		

DATI DI INPUT DEL MODELLO

Q defluente	4	(l/s)
Q defluente/ettaro	10	(l/s ha)
Coeff. deflusso area	0,66	
Volume superficiale /ettaro	30	(mc/ha)
Volume superficiale	12	(mc)

CALCOLO VOLUME MINIMO DA INVASARE

PARAMETRI DELLA CURVA DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA

Tr (anni)	50			t < 1 ora		t > 1 ora			
		a	n	68,020	68,462	0,450	0,193		
tempo	t _r	I	Q	Q	V	V	V	V	
			pioggia	defluente	pioggia	defluente	superficiale	invaso	
(ora)	(min)	(mm/h)	(Vs)	(l/s)	(mc)	(mc)	(mc)	(mc)	
0,25	36,45	145,90	104	4	93	3	12	78	
0,5	46,79	35,58	71	4	127	7	12	109	
0,75	59,76	78,68	57	4	153	13	12	131	
1	68,46	68,46	49	4	175	14	12	149	
2	78,26	38,13	28	4	200	25	12	161	
3	84,53	28,21	20	4	216	42	12	163	
4	89,46	22,37	16	4	229	58	12	161	
5	93,40	18,68	13	4	239	70	12	157	
6	96,75	16,12	11	4	247	84	12	152	
7	99,67	14,24	10	4	255	98	12	148	
8	102,27	12,78	8	4	261	112	12	138	
9	104,52	11,62	8	4	267	125	12	130	
10	106,77	10,68	8	4	273	139	12	122	
11	108,75	9,89	7	4	278	153	12	113	
12	110,58	9,22	7	4	283	167	12	104	
V di massimo Invaso (mc)								163	
V specifico di massimo Invaso (mc/ha)								303	



Planimetria interventi di mitigazione idraulica - Scala 1:1.000



Planimetria di inquadramento - Scala 1:5.000

LEGENDA OPERE DI MITIGAZIONE IDRAULICA E PUNTO DI SCARICO

- Ambito di variante
- [Line] Rete idrografica esistente
- [Cross] Punto di recapito acque meteoriche - manufatto di laminazione
- [Hatched Box] Area da adibire ad invaso temporaneo acque meteoriche
Volume di laminazione richiesto: V=219 mc

Giovanni Crosara ingegnere civile idraulico
a Vicenza in Stradella San Pietro, 3 - tel. e fax 0444-541888
crosara@piustudi.eu

LUOGO	COMUNE DI VICENZA		INGEGNERIA
TITOLO	Varante urbanistica ampliamento cimitero di Casale		
TAVOLA	VALUTAZIONE DI COMPATIBILITA' IDRAULICA PLANIMETRIA INTERVENTI DI MITIGAZIONE IDRAULICA		
COMMITTENTE	COMUNE DI VICENZA		
scala 1:1.000	Il Committente	Il Progettista	
data Maggio 2009			
archivio 14/08			
			tavola 1.0

COPIA

IL DIRETTORE DEL SETTORE URBANISTICO
(Arch. Antonio Bortoli)

ALLEGATO ALLA DELIB. CONS.

N. 1 DEL 26.12.2011

IL PRESIDENTE
F.to POLETTI

IL SEGRETARIO GEN.LE
F.to VETRANO