



Via Bon Brenzoni 13  
37060 Mozzecane VR  
T 045 6340448 F 045 6348854  
Info@faccioligabrielli.com  
www.faccioligabrielli.com

comune **Valeggio sul Mincio -  
Verona**

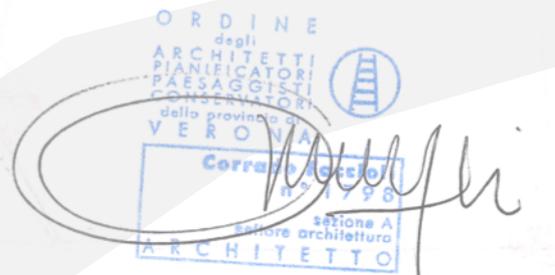
oggetto **Piano Urbanistico Attuativo denominato Le Coste  
Via Santa Lucia - 37067 Valeggio sul Mincio - Verona**

proprietà **Bedoni Alberto e Maria Teresa  
Via Sibari Verona VR Italia**

progettazione  
e direzione lavori

**Hermes Gabrielli Architetto**  
CF: GBR HMS 73L21 L949U

**Corrado Faccioli Architetto**  
CF: FCC CRD 75H19 L949V



Titolo Tavola  
**Relazione Compatibilità Idraulica**

**A.05**

Scala Disegno

Data: **18/04/18**

Note:

## INDICE

<b>1</b>	<b>INTRODUZIONE</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</b>	<b>2</b>
2.1	Normativa Nazionale	2
2.2	Normativa Regionale	3
2.3	Strumenti Urbanistici	3
<b>3</b>	<b>PRINCIPI DELLA COMPATIBILITA' IDRAULICA</b>	<b>4</b>
<b>4</b>	<b>INQUADRAMENTO TERRITORIALE E MORFOLOGICO</b>	<b>5</b>
<b>5</b>	<b>CARATTERISTICHE DEL PUA OGGETTO DI QUESTO STUDIO</b>	<b>6</b>
<b>6</b>	<b>CARATTERISTICHE GEOLOGICHE E PEDOLOGICHE DELL'AREA</b>	<b>8</b>
<b>7</b>	<b>INQUADRAMENTO IDROGRAFICO E IDROLOGICO</b>	<b>9</b>
7.1	Descrizione reti fognarie attuali	10
7.2	Caratteristiche Idrologiche e meteorologiche	11
<b>8</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI LUOGHI IN RIFERIMENTO ALLE MODIFICHE PREVISTE DAL PUA</b>	<b>14</b>
8.1	Analisi delle trasformazioni delle superfici del PUA in termini di impermeabilizzazione	15
8.2	Valutazione del rischio e della pericolosità idraulica	15
<b>9</b>	<b>ANALISI IDRAULICA</b>	<b>17</b>
9.1	Metodologia e condizioni utilizzate per determinare la componente di ruscellamento superficiale	17
9.2	Condizioni idrauliche dello stato attuale	20
9.3	Condizioni idrauliche dello stato di progetto	20
9.4	Verifica della rete fognaria acque meteoriche	22
<b>10</b>	<b>PROPOSTA DI MISURE COMPENSATIVE E/O DI MITIGAZIONE DEL RISCHIO</b>	<b>23</b>
10.1	Dimensionamento del sistema di dispersione tramite trincea drenante	23
10.2	Dimensionamento del sistema di dispersione tramite Pozzi perdenti	26
10.3	Calcolo del Volume di Laminazione	28
<b>11</b>	<b>PIANO DI MANUTENZIONE DELLE OPERE DI MITIGAZIONE IDRAULICA</b>	<b>30</b>
11.1	Manuale d'uso	30
11.2	Manuale di manutenzione	32
11.3	Programma di manutenzione	32
<b>12</b>	<b>CONSIDERAZIONI FINALI</b>	<b>34</b>

## 1 INTRODUZIONE

Il presente studio di compatibilità idraulica riguarda il Piano Urbanistico Attuativo denominato “Le Coste” situato in Via Santa Lucia, nel Comune di Valeggio sul Mincio (VR).

Il PUA è contenuto nel secondo Piano degli interventi approvato dal Comune di Valeggio con D.C.C. n°13 del 20/04/2017 – ATO 2 - Scheda di manifestazione di interesse n. 123, 124, 125, 126, 127.

L'ambito PUA occupa una superficie territoriale totale di **6.778,70 m<sup>2</sup>**, per una Superficie Utile Lottizzata di **4.785,90 m<sup>2</sup>** suddivisi in 3 lotti edificabili.

Per tutto il territorio regionale del Veneto la DGR n. 3637 del 13.12.2002, integrata successivamente con la DGR n. 2948 del 06.10.2009, prevede uno specifico Studio di Compatibilità Idraulica per tutti i nuovi strumenti urbanistici (o varianti) che comportino una trasformazione territoriale che possa modificare il regime idraulico della rete idrografica connessa.

Tenuto conto che:

- rispetto allo stato attuale per l'area oggetto della variante è prevista l'impermeabilizzazione di una parte di suolo attualmente destinato a verde, con una significativa variazione di permeabilità;
- le acque meteoriche ricadenti sull'area verranno raccolte, e disperse nel sottosuolo in loco in quanto non sono presenti nelle aree confinanti scoli naturali o canali collegati alla rete di raccolta delle acque superficiali;
- ai sensi della DGR Veneto n. 2948/09 allegato A, in base alla superficie oggetto di trasformazione urbanistica, la classe di intervento è definita come “**Modesta impermeabilizzazione potenziale**”.

Il presente studio intende dimostrare che, per effetto delle nuove previsioni urbanistiche, non viene aggravato l'esistente livello di rischio idraulico né viene pregiudicata la possibilità di riduzione di tale livello.

Gli interventi previsti per la mitigazione del rischio terranno conto delle indicazioni recepite presso gli enti idraulicamente competenti e delle “Modalità operative e indicazioni tecniche” di cui all'allegato A della D.G.R. Veneto n. 2948/09.

## 2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Con Delibera della Giunta Regionale n°3637 del 13 dicembre 2002, la Regione Veneto ha esteso a tutto il territorio regionale lo “Studio di Compatibilità Idraulica” per ogni nuovo strumento urbanistico comunale o variante che comporti una trasformazione territoriale che possa modificare il regime idraulico; lo studio dovrà essere allegato allo strumento urbanistico.

Con deliberazione n. 1322 del 10 maggio 2006, la Giunta Regionale ha integrato la D.G.R. n. 3637 del 13.12.2002, che dettava norme relativamente a “Modalità operative e indicazioni tecniche” relative alla “Valutazione di compatibilità idraulica per la redazione degli strumenti urbanistici”.

La D.G.R. Veneto n°1841 del 19 giugno 2007 modificava la D.G.R. Veneto n°1322 del 10 maggio 2006, in attuazione della sentenza del TAR del Veneto n. 1500/07 del 17 maggio 2007, venivano inoltre aggiornate le “Modalità operative e indicazioni tecniche” per la Valutazione della Compatibilità Idraulica per la redazione degli strumenti urbanistici.

Con D.G.R. n. 2948 del 6 ottobre 2009 venivano definitivamente modificate le delibere n. 1322/2006 e n. 1841/2007 in attuazione della sentenza del consiglio di stato (n. 304 del 3 aprile 2009).

**L'allegato A del DGRV n° 2948 del 6 Ottobre 2009** prevede che per i nuovi strumenti urbanistici, o per le varianti che comportano una trasformazione territoriale che possa modificare il regime idraulico, dovranno essere analizzate le problematiche di carattere idraulico, atte a dimostrare che, per effetto delle nuove previsioni urbanistiche, non viene aggravato l'esistente livello di rischio idraulico né viene pregiudicata la possibilità di riduzione di tale livello.

Lo studio di compatibilità idraulica è parte integrante dello strumento urbanistico e ne dimostra la coerenza con le condizioni idrauliche del territorio.

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

Gli studi di compatibilità idraulica relativi a varianti urbanistiche dovranno essere trasmessi, unitamente ad un estratto del progetto di nuovo strumento urbanistico utile per individuare le variazioni territoriali previste, in duplice copia all'Ufficio del Genio Civile competente per territorio, che ne curerà l'istruttoria.

I pareri sono rilasciati acquisendo anche il parere del Consorzio di Bonifica competente per territorio e dei soggetti istituzionalmente competenti per la gestione idraulica (Autorità di Bacino, gestori degli impianti idroelettrici, ecc...).

Per il P.U.A. in oggetto è previsto il parere del Consorzio di Bonifica Veronese.

### 2.1 Normativa Nazionale

- **D.Lgs. 3 aprile 2006, n. 152** – “Norme in materia ambientale”;
- DECRETO 16 giugno 2008, n. 131 Regolamento recante i criteri tecnici per la caratterizzazione dei corpi idrici (tipizzazione, individuazione dei corpi idrici, analisi delle pressioni) per la modifica delle norme tecniche del decreto legislativo 3 aprile 2006, n. 152,

- recante: «Norme in materia ambientale», predisposto ai sensi dell'articolo 75, comma 4, dello stesso decreto. (GU n. 187 del 11-8-2008 - Suppl. Ordinario n.189);
- Legge 27 febbraio 2009, n. 13 – “Conversione in legge, con modificazioni, del decreto-legge 30 dicembre 2008, n. 208, recante misure straordinarie in materia di risorse idriche e di protezione dell'ambiente”;
- DECRETO LEGISLATIVO 16 marzo 2009, n. 30 – “Attuazione della direttiva 2006/118/CE, relativa alla protezione delle acque sotterranee dall'inquinamento e dal deterioramento. Testo in vigore dal: 19-4-2009;
- DECRETO 14 aprile 2009, n. 56 – “Regolamento recante «Criteri tecnici per il monitoraggio dei corpi idrici e l'identificazione delle condizioni di riferimento per la modifica delle norme tecniche del decreto legislativo 3 aprile 2006, n. 152, recante Norme in materia ambientale, predisposto ai sensi dell'articolo 75, comma 3, del decreto legislativo medesimo». Testo in vigore dal: 14-6-2009;

## 2.2 Normativa Regionale

- D.G.R. Veneto n. 3637 del 13/12/2002 – “L. 3 agosto 1998, n° 267 – *individuazione e perimetrazione delle aree a rischio idraulico e idrogeologico. Indicazioni per la formazione dei nuovi strumenti urbanistici*”.
- D.G.R. Veneto n. 3260 del 15/11/2002 - “*Individuazione rete idrografica principale e rete idrografica minore*”
- D.G.R. Veneto n. 1322 del 10 maggio 2006 – “L. 3 agosto 1998, n. 267 - *individuazione e perimetrazione delle aree a rischio idraulico e idrogeologico. Nuove indicazioni per la formazione degli strumenti urbanistici*;
- D.G.R. Veneto n. 1841 del 19 giugno 2007 – “L. 3 agosto 1998, n. 267 – *Individuazione e perimetrazione delle aree a rischio idraulico e idrogeologico. Nuove indicazioni per la formazione degli strumenti urbanistici. Modifica D.G.R. 1322 del 10 maggio 2006, in attuazione della sentenza del TAR del Veneto n. 1500/07 del 17 maggio 2007*”;
- D.G.R. Veneto n. 2948 del 06 ottobre 2009 – “L. 3 agosto 1998, n. 267 – *Nuove indicazioni per la formazione degli strumenti urbanistici. Modifica delle delibere n. 1322/2006 e n. 1841/2007 in attuazione della sentenza del Consiglio di Stato n. 304 del 3 aprile 2009*”;
- D.G.R. Veneto n. 80 del 27 gennaio 2011 - “*Linee guida per l'applicazione di alcune norme tecniche di attuazione del Piano di Tutela delle Acque.*”;
- DGR 1770 del 28 agosto 2012 - “*Precisazioni sul Piano di Tutela delle Acque*”;
- Deliberazione del Consiglio Regionale n. 107 del 5/11/2009 – “*Modifica e approvazione del testo integrato delle Norme Tecniche di Attuazione del Piano di Tutela delle Acque*”;
- Piano di Tutela delle Acque – Regione Veneto adottato con delibera n. 4453 del 29 dicembre 2004.

## 2.3 Strumenti Urbanistici

- P.T.R.C. – Regione Veneto;
- P.T.P. – Provincia di Verona;
- PAT - Piano di Assetto del Territorio del Comune di Valeggio s. M.
- PI - Piano degli Interventi del Comune di Valeggio S.M. approvato con D.C.C. n. 13 del 20/04/2017

### 3 PRINCIPI DELLA COMPATIBILITA' IDRAULICA

L'urbanizzazione, con l'impermeabilizzare dei suoli, incide negativamente sul ciclo dell'acqua modificando significativamente il rapporto tra i vari componenti del bilancio idrologico. La maggiore conseguenza dell'aumento delle aree urbanizzate è un aumento diretto del ruscellamento superficiale e una corrispondente diminuzione dell'infiltrazione. Gli effetti immediati sulla rete idrica corrispondono ad un cambio del regime idrologico del fiume ed in particolare:

- una maggior frequenza degli eventi di piena di qualsiasi intensità;
- un aumento della componente del flusso fluviale annuale dovuta alla piena con una conseguente diminuzione della componente di base dei deflussi profondi (aumento del carattere torrentizio);
- una diminuzione dei tempi di corrivazione.

Altri effetti riguardano la ricarica della falda (in particolar modo nelle aree di ricarica degli acquiferi come indicato nell'art. 12 del P.T.R.C. del Veneto), il trasporto solido, la stabilità dell'alveo, la qualità dell'acqua (in termini di contenuto di sostanze d'acqua e di temperatura).

L'obiettivo principale dello Studio di Compatibilità Idraulica è quello di minimizzare i rischi sulla popolazione e sulle strutture dovuti ad eventi di piena o a difficoltà di drenaggio dei suoli. In sostanza, rispetto al regime idraulico attuale, quello modificato non dovrà aumentare le portate di deflusso sulla rete di scolo a valle. Secondo recenti indicazioni fornite dalla Regione Veneto e dai Consorzi di Bonifica regionali questo principio dovrà essere applicato sempre, indipendentemente dalle condizioni di rischio della rete di scolo a valle. Infatti, è difficile conoscere in anticipo gli effetti a lungo termine dell'urbanizzazione sulla rete idrica e, comunque, la nuova politica regionale è quella di coinvolgere i comuni nella difesa del suolo in modo che la situazione di rischio idrogeologico del nostro territorio non aumenti. Questo permetterà di mantenere validi nel tempo gli attuali strumenti di pianificazione territoriale.

Il rispetto del rapporto tra i vari componenti che costituiscono l'attuale bilancio idrologico ci aiuterà nella scelta della metodologia di mitigazione degli effetti dell'urbanizzazione. Ad esempio, nella fascia di ricarica degli acquiferi si dovrà disperdere il volume prodotto in eccesso negli strati superficiali del sottosuolo; in terreni con difficoltà di infiltrazione si dovranno progettare interventi per la laminazione delle portate.

Lo scarico dovrà essere compatibile con la qualità dell'acqua del ricettore. Particolare attenzione dovrà essere rivolta allo scarico delle acque di dilavamento delle superfici della viabilità e dei parcheggi prevedendo quantomeno dei presidi in grado di bloccare lo scarico in rete in caso di sversamenti accidentali.

## 4 INQUADRAMENTO TERRITORIALE E MORFOLOGICO

L'area in oggetto si trova nella parte nord orientale del territorio comunale di Valeggio sul Mincio, nei pressi di località Santa Lucia ai Monti a sud-ovest della frazione, ad ovest di via Santa Lucia. La frazione di Santa Lucia, a Nord dell'area di progetto, è sicuramente il contesto aggregativo più importante, essa dista circa 4 km dal capoluogo Valeggio ad una quota di 145 m sul livello del mare. La popolazione della frazione è di circa 160 abitanti. Il contesto presenta una predominanza di attività agricole (per lo più coltivazione di viti) oltre a numerose attività ricettive (agriturismi) e ristorative.

L'area oggetto del PUA, ad una quota compresa tra 102÷107 m s.l.m. , è posta in leggero pendio (direzione Sud/Est) con inclinazione media dal 4% al 6% e si presenta allo stato attuale completamente libera grazie ad un recente intervento di pulizia del fondo da vitigni abbandonati e dagli arbusti.

I confini dell'area sono:

a Nord: terreno agricolo (stessa proprietà)

a Est : terreno agricolo (altra proprietà)

a Ovest: Via Santa Lucia

a Sud : Corte rurale "Le Coste"

Il contesto morfologico circostante all'area d'intervento è di tipo collinare con rilievi molto dolci caratterizzato da un'edilizia rurale diffusa e raggruppata in più o meno complesse corti rurali.

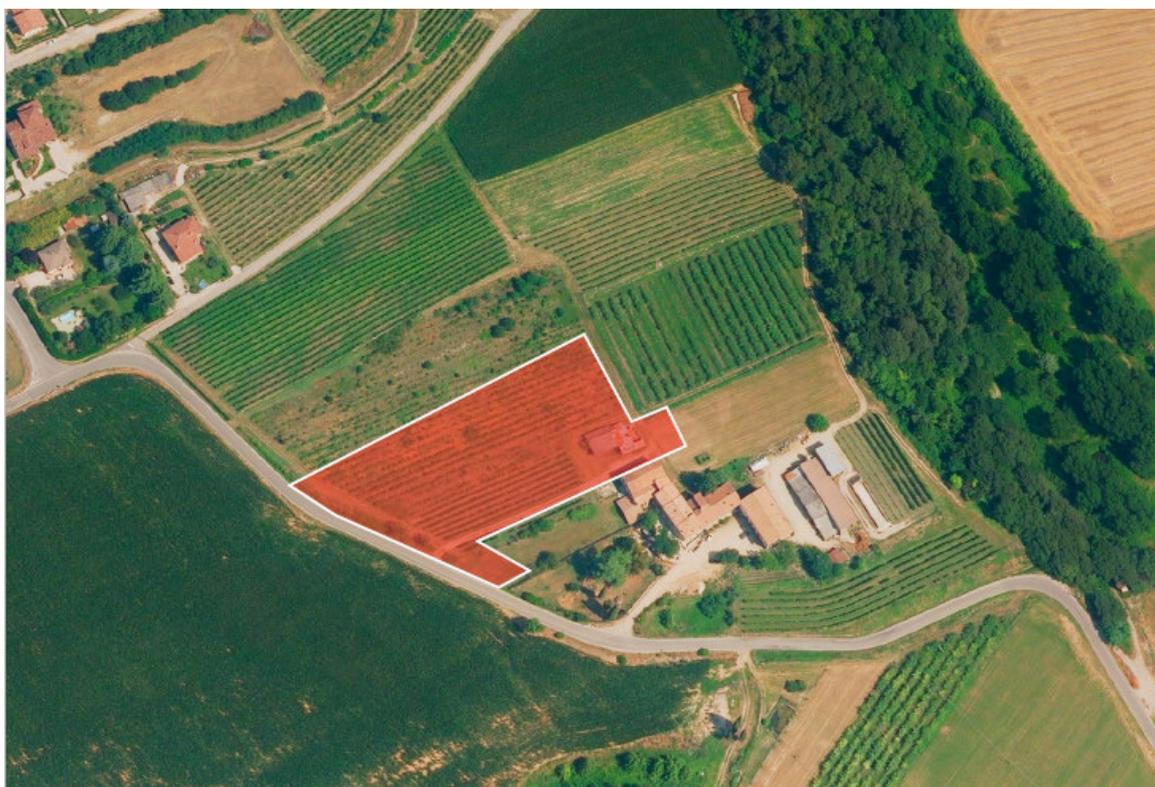


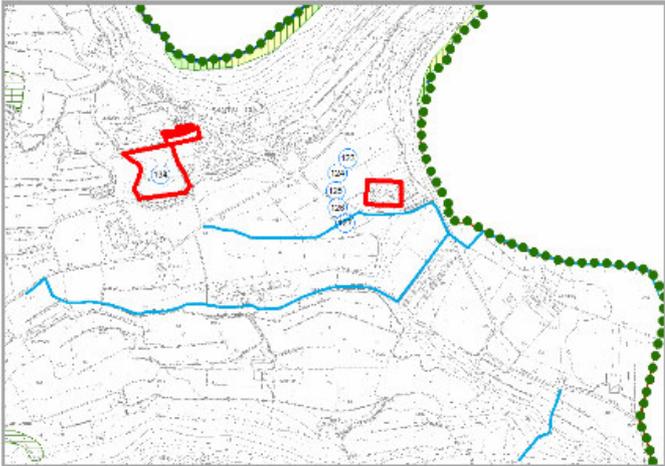
Figura 1: Ortofoto aerea con evidenziata area PUA "Le Coste"

## 5 CARATTERISTICHE DEL PUA OGGETTO DI QUESTO STUDIO

Il PUA studiato in questo lavoro è inserito all’interno del Piano degli Interventi del Comune di Valeggio sul Mincio. In particolare si fa riferimento alle schede di manifestazione di interesse n. 123,124,125,126,127.

Si riporta di seguito l’estratto della Valutazione di compatibilità idraulica relativa allo strumento Urbanistico Piano degli interventi:

### 4.3.2.4 MANIFESTAZIONE DI INTERESSE N.123-124-125-126-127 – II PIANO DEGLI INTERVENTI

<p><b>Inquadramento dell’intervento</b></p>	<p>Le richieste n.123-124-125-126-127 propongono la trasformazione effettiva di un’area di 6062 m<sup>2</sup> con destinazione residenziale che si colloca in località Santa Lucia.</p> 
<p><b>A.T.O.</b></p>	<p>L’intervento ricade all’interno dell’ATO n.2</p>
<p><b>Stato attuale</b></p>	<p>Verde/agricolo</p>
<p><b>Previsione urbanistica</b></p>	<p>L’intervento prevede la trasformazione con destinazione residenziale di una superficie territoriale di 6062 m<sup>2</sup>; sulla base della proposta progettuale presentata con la manifestazione di interesse, l’uso del suolo previsto è il seguente:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Sup. copertura, parcheggi e passaggi pavimentati (c.d. 0,9) 1448 m<sup>2</sup>;</li> <li>• Sup. verde (c.d. 0,2) 4614 m<sup>2</sup>.</li> </ul> <p>Il coeff. di deflusso medio (c.d.) rappresentativo dell’intervento stimato applicando la media ponderata agli usi sopraindicati ed utilizzando i valori specifici indicati dalla delibera risulta pari a 0,37.</p>

<b>Corpo ricevitore delle acque meteoriche</b>	Suolo
<b>Criticità idraulica</b>	Nessuna
<b>Opera per la compensazione idraulica</b>	Per garantire l'invarianza idraulica rispetto alla condizione attuale (area verde), rappresentata cautelativamente da un coefficiente udometrico di 10 l/s/ha, dovrà essere ricavato un volume compensativo di 192 m <sup>3</sup> (316 m <sup>3</sup> /ha) che si intende realizzare come depressione (profondità media 70 cm e tirante medio previsto di 50 cm) di parte dell'area verde in progetto (500 m <sup>2</sup> ).

**Figura 2: Estratto della Valutazione di compatibilità idraulica relativa al Piano degli interventi ( a cura Ing. Mauro Resenterra)**

L'ambito è catastalmente distinto in Comune di Valeggio, Foglio 18, Mapp.le 878, 870, 869, 736 per una superficie pari a 6778,70 mq.

La Compatibilità idraulica del P.I. prevede un volume compensativo di 192 m<sup>3</sup>. Tale valore si intende come volume minimo da predisporre per la laminazione dei nuovi carichi idraulici prodotti dagli interventi considerati ed è stato stimato assumendo una portata massima scaricabile (coefficiente udometrico) pari a 10 l/s per ettaro.

Nella attuale fase di progettazione delle opere di urbanizzazione primaria, è possibile effettuare un calcolo preciso dei deflussi meteorici prodotti nell'area, in base alle caratteristiche di permeabilità delle superfici di progetto, al valore di permeabilità dato dalle prove sperimentali, alle pavimentazioni scelte e ai relativi coefficienti di deflusso. Dai calcoli del deflusso meteorico, in base alle caratteristiche della rete di scolo, si effettua una verifica del volume di laminazione necessario.

Nelle vicinanze dell'area non sono individuate zone a pericolosità idraulica o soggette a criticità. Nel Piano degli interventi è descritta la rete secondaria di scolo acque meteoriche che vede la presenza di uno scolo in prossimità dell'area denominato "Scolo Galletti". Tale scolo non è tuttavia confinante con l'area del PUA e non potrà quindi essere considerato per lo scolo superficiale delle acque meteoriche.

## 6 CARATTERISTICHE GEOLOGICHE E PEDOLOGICHE DELL'AREA

Le informazioni utili al fine di delineare un quadro geologico – stratigrafico della zona sono state dedotte dalla relazione geologica a cura del Dr. Geol. Alberto Tonini allegata al progetto, dal Piano degli Interventi e dal PAT del Comune di Valeggio s. M.

Il territorio del comune di Valeggio, riprendendo l'analisi svolta dal Dott. Rizzotto per il P.A.T., è situato all'estremità sud-orientale dell'anfiteatro morenico del Garda, caratterizzato da una zona a morfologia collinare, nella parte settentrionale, e da una zona pianeggiante nella parte meridionale. Il territorio nell'area collinare è formato da depositi morenici e fluvioglaciali, e caratterizzato dalla presenza di dossi e colline variamente incise dagli antichi scaricatori dei ghiacciai. L'andamento degli originari cordoni morenici, che si allungano in prevalenza in direzione Nord-Sud ed Est-Ovest, è tuttora riconoscibile e, data la loro natura litologica, essi sono ampiamente modellati dall'erosione, che ha prodotto crinali arrotondati o pianeggianti e versanti più o meno acclivi. La presenza di matrice limo-sabbiosa favorisce i processi di denudazione, caratterizzando i depositi morenici come aree a più rapida evoluzione geodinamica.

Secondo le indicazioni del Dr. Geol. Alberto Tonini riportate in relazione geologica Le caratteristiche geologiche della zona vedono presenza di alluvioni glaciali e fluvioglaciali ghiaiose ricoperte da terreno argilloso rossastro, riconducibili al Riss Recente.

Appare evidente la presenza di depositi ghiaiosi e sabbiosi con intercalazioni di livelli argillosi fino ad una profondità di 383 m dal piano campagna. Successivamente s'incontrano depositi sabbiosi con intercalazioni argillose – siltose e rari orizzonti torbosi. In seguito è riscontrabile la presenza di sabbia ed argilla spesso siltosa con un banco di conglomerato alla base fino ad una profondità di 762 metri. L'area in questione appartiene alla tipologia di suoli GG anfiteatri morenici pleistocenici costituiti da lunghe ed arcuate colline, intervallate da depositi fluvioglaciali e fluviali. Più nello specifico è possibile inquadrare tali suoli nel sistema GG1, caratterizzati da suoli presenti sui principali cordoni morenici da moderatamente a ben rilevati sulla piana proglaciale esterna o sulle piane interne, costituite da depositi glaciali e secondariamente da depositi di contatto e fluvioglaciali. Tali livelli pedogenizzati risultano essere sottili, ghiaiosi ed a bassa differenziazione del profilo (Endoskeletal Regosols), su superfici antropizzate (terrazzamenti).

Dall'esame della carta Geolitologica allegata al PAT, per l'area sono indicati: *“Materiali granulari più o meno addensati dei terrazzi fluviali e/o fluvioglaciali antichi a tessitura prevalentemente ghiaiosa e sabbiosa –l'alternanza di livelli più o meno ricchi di sabbia e, più in generale, la granulometria sono legate ai singoli episodi deposizionali”*.

Il valore indicativo di permeabilità  $K = 10^{-2} \div 10^{-6}$  m/s indicato dalla relazione geologica del PAT è molto variabile in conseguenza alla presenza o meno della matrice fine sabbiosa. La permeabilità di riferimento progettuale è stata oggetto di misurazione sperimentale in loco.

## 7 INQUADRAMENTO IDROGRAFICO E IDROLOGICO

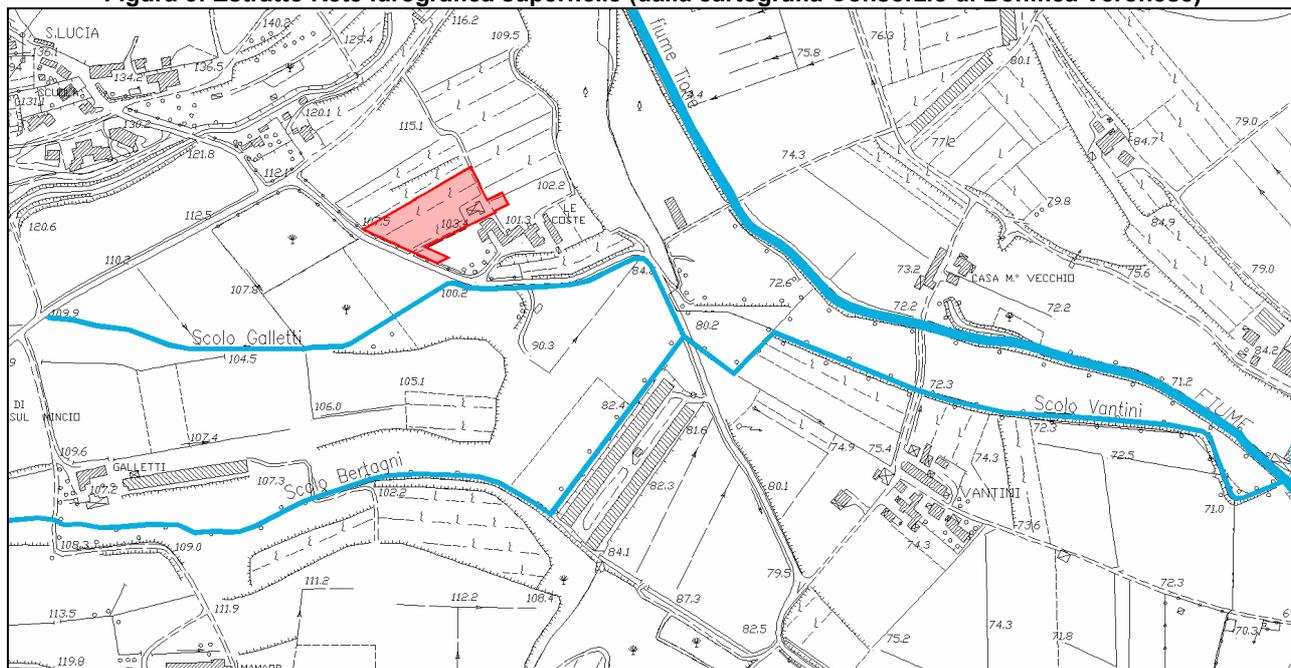
Il territorio del comune di Valeggio sul Mincio è interessato dal corso del fiume Mincio, emissario del Lago di Garda, che ha rappresentato il massimo scaricatore del grande ghiacciaio gardense durante le diverse glaciazioni. Di tale fenomeno sono testimoni i diversi terrazzi nei pressi delle località Borghetto e Foroni. In prossimità di località Santa Lucia, sito del PUA, in direzione est, il fiume Tione corre lungo il confine orientale del territorio comunale; esso si origina nelle ampie depressioni inframoreniche a Sud-Ovest di Pastrengo e, dopo vari meandri incassati fra le colline moreniche, sbocca nella pianura alluvionale di Villafranca. Il suo bacino di alimentazione di ben 65 km<sup>2</sup> assicura delle portate medie di 500-600 l/s.

Anche il Rio Bisaola trae origine dalle cerchie moreniche di Lazise; esso presenta un bacino di alimentazione di circa 15 km<sup>2</sup>, di cui solo una minima parte rientra nel territorio del comune di Valeggio. Le sue portate medie si aggirano sui 250 l/s. Il suo regime, come quello del fiume Tione è strettamente legato alle precipitazioni e ai periodi di irrigazione agricola.

Da un punto di vista idrogeologico, il territorio comunale si colloca nell'alta pianura Lombardo-Veneta caratterizzata da depositi alluvionali di origine fluviale e fluvio-glaciale. La mancanza di copertura e di potenti interstrati argillosi consente di definire questi depositi come un unico grande acquifero sede di una falda di tipo freatico. Sulla base di dati idrogeologici ricavati dalle perforazioni di pozzi per acqua e da studi di dettaglio, risulta che i depositi alluvionali ospitano una falda acquifera posta ad una profondità maggiore di 10 metri dal piano campagna, fatta eccezione delle zone in destra Mincio e dell'area di divagazione dello stesso fiume.

La permeabilità delle litologie presenti, unitamente alla profondità della falda, permette di prevedere uno scarico nel suolo delle acque meteoriche raccolte nel PUA.

**Figura 3: Estratto Rete idrografica superficiale (dalla cartografia Consorzio di Bonifica Veronese)**



Dallo studio dell'idrografia superficiale di competenza del Consorzio di Bonifica Veronese (figura 2) si individuano alcuni acquiferi nelle vicinanze dell'area PUA "Le Coste": a sud dell' area PUA, a valle della strada asfaltata Via Santa Lucia, è presente un piccolo scolo Consortile denominato "Scolo Galletti", che raccoglie le acque meteoriche ricadenti sulle aree a monte e le acque di piattaforma stradale. Tale scolo attualmente raccoglie i deflussi superficiali che non sono dispersi direttamente sul terreno per infiltrazione ed evapo/traspirazione. Circa 300 metri più a valle lo "scolo Galletti" si congiunge allo "scolo Bertagni" formando lo "scolo Vantini" che si immette poi nel Fiume Tione a circa 1km dall'area in oggetto.

L'idrogeologia locale è caratterizzata dalla presenza di una falda freatica interna al materasso alluvionale la cui superficie freatica ha profondità decrescenti verso lo sbocco della valle stessa e una direzione di deflusso principale sostanzialmente parallela all'asse vallivo.

Dagli studi idrogeologici effettuati in zona, confortati dall'indagine sismica effettuata, è stato possibile valutare, per l'area interessata dal progetto, una soggiacenza minima della falda freatica superiore a 40 metri di profondità dalla superficie del piano campagna.

Considerato l'assetto geologico e idrogeologico dell'area è possibile escludere che le opere previste dal PUA e gli edifici che saranno costruiti in seguito possano interferire direttamente con l'acquifero locale.

Nella Valutazione di compatibilità idraulica allegata al Piano degli Interventi si è assunta una permeabilità  $K=5 \times 10^{-4}$  m/s, valore da verificare sperimentalmente se si intende utilizzare l'infiltrazione come principale sistema di smaltimento delle acque meteoriche.

La permeabilità dei depositi alluvionali che costituiscono il sottosuolo dell'area studiata è stata valutata tramite l'esecuzione di prove di permeabilità Lefranc in situ, utilizzando la metodologia riportata in Relazione Geologica a cura del Dr. Geol. Alberto Tonini.

Visti i valori delle permeabilità dei terreni calcolati si è ritenuto di dover considerare, per il calcolo delle portate disperse nel suolo, un coefficiente di permeabilità  **$K = 1,78 \cdot 10^{-5}$  m/s**.

Per le portate disperse direttamente dal fondo del bacino di laminazione si considera il materiale di copertura vegetale con una ridotta permeabilità pari a  **$K = 4 \cdot 10^{-6}$  m/s**.

## **7.1 Descrizione reti fognarie attuali**

Non esiste nella zona una rete fognaria bianca o mista destinata alle acque meteoriche. Le acque meteoriche ricadenti sull'area sono direttamente infiltrate nel terreno e l'eventuale deflusso superficiale viene raccolto a valle della strada comunale asfaltata dallo "scolo Galletti"

È presente lungo la strada principale una rete di fognatura nera con tubi in Gres DN250 che transita fino al convogliare i reflui all'impianto di depurazione circa 350m più a valle.

## 7.2 Caratteristiche Idrologiche e meteorologiche

La distribuzione spaziale delle medie dei massimi annuali delle precipitazioni di durata 1 ora è legata a fenomeni di tipo temporalesco molto spesso localizzati e distribuiti sul territorio in modo disomogeneo. Pertanto l'interpolazione dei dati è fortemente collegata alla disponibilità di registrazione di tali fenomeni attraverso idonei strumenti di misura (pluviografi) opportunamente dislocati sul territorio. La varietà degli eventi possibili, in quanto marcati da diversa frequenza, pone la questione di scegliere tra essi quello cui fare riferimento. L'evento di riferimento da selezionare tra i possibili si deve caratterizzare per un ragionevole valore della sua frequenza probabile.

Questo periodo è chiamato **Tempo di ritorno**.

Il tempo di ritorno  $T_r$  è definito come l'inverso della frequenza media probabile del verificarsi di un evento maggiore, ossia il periodo di tempo nel quale un certo evento è mediamente uguagliato o superato.

$$T_r = 1 / [1 - P(h \leq H)]$$

Volendo determinare le portate si deve fare prima una premessa sulla durata dei diversi eventi.

Gli eventi meteorici sono convenzionalmente suddivisi in:

eventi di breve durata, i cosiddetti scrosci: essi hanno una durata mediamente inferiore all'ora e sono caratterizzate da forte intensità e perciò sviluppano elevate portate alla sezione di chiusura del bacino idrografico;

eventi di lunga durata: essi hanno una durata superiore all'ora hanno minore intensità ma sviluppano elevati volumi alla sezione di chiusura del bacino idrografico.

Per definire le altezze di precipitazione corrispondenti a tali eventi pluviometrici vengono utilizzate le curve di possibilità pluviometrica (CPP), elaborate a partire dalle registrazioni di altezza di pioggia effettuate nelle stazioni pluviometriche.

Lo scopo dell'elaborazione statistica dei dati è la determinazione dei coefficienti **a** e **n** che compaiono nelle equazioni di possibilità pluviometrica:

$$h = a \cdot t^n$$

dove:

**h** = altezza di pioggia in mm

**t** = tempo in ore

Nel caso in cui siano conosciute le precipitazioni sul bacino, si possono utilizzare modelli matematici di trasformazione afflussi-deflussi il più utilizzato dei quali è la cosiddetta formula razionale.

Per la valutazione delle curve di possibilità pluviometrica caratteristiche della zona è stata utilizzata la più vicina **stazione pluviometrica di Villafranca**, situata a circa 4 km dal luogo di intervento. I dati disponibili sono relativi alle piogge registrate in un periodo di 21 anni (1992-2012).

Diversamente dalla Valutazione di Compatibilità idraulica del P.I., si è scelta la stazione di Villafranca in quanto disponeva di un maggior numero di registrazioni rispetto alla stazione di Valeggio ed inoltre è la più vicina in linea d'aria al sito di intervento.

**Tabella 4:** Stazione di Villafranca - massimi annuali piogge brevi (<1h) con tempo di pioggia in minuti.

Anno	5	10	15	30	45
	h(mm)	h(mm)	h(mm)	h(mm)	h(mm)
1991	9.00	12.80	15.00	20.20	24.40
1992	10.40	18.20	24.60	26.60	26.80
1993	8.00	10.80	12.80	19.20	23.20
1994	10.00	15.00	17.80	20.40	21.40
1995	7.80	12.20	18.00	26.40	28.60
1996	15.80	28.40	42.00	66.40	69.80
1997	8.20	15.00	19.00	25.00	27.40
1998	14.20	26.00	31.40	35.40	37.40
1999	6.00	9.60	12.00	13.60	14.60
2000	16.40	31.80	37.40	62.00	68.40
2001	9.20	14.20	20.40	27.60	29.20
2002	9.80	16.80	24.00	30.40	36.00
2003	9.00	14.60	18.80	26.60	30.20
2004	12.80	17.00	20.20	22.40	22.40
2005	11.20	22.40	30.80	49.60	51.40
2006	5.20	9.00	12.60	17.20	18.40
2007	7.00	12.00	15.00	19.60	28.00
2008	13.40	21.20	25.00	40.00	54.00
2009	9.60	13.60	19.20	30.20	34.60
2010	11.80	20.40	25.00	37.40	40.80
2011	7.40	12.80	14.80	15.80	24.40

**Tabella 5:** Stazione di Villafranca - massimi annuali piogge orarie (>1h) con tempo di pioggia in ore

Anno	1	3	6	12	24
	h(mm)	h(mm)	h(mm)	h(mm)	h(mm)
1991	28.00	29.00	31.60	54.20	81.20
1992	27.00	28.60	28.80	39.40	50.00
1993	29.00	39.20	43.00	50.00	51.60
1994	28.60	35.60	40.20	44.60	52.60
1995	28.60	28.60	29.00	36.40	53.80
1996	70.60	77.60	78.00	78.60	78.60
1997	28.00	34.00	40.80	47.00	53.00
1998	39.00	40.20	40.40	40.40	49.00
1999	17.60	31.20	44.00	69.80	73.40
2000	68.60	73.20	74.40	74.60	77.60
2001	29.40	29.40	33.20	40.60	50.00
2002	37.00	53.00	58.20	58.60	59.60
2003	33.20	43.20	44.80	45.20	45.20
2004	27.00	38.60	46.60	59.60	63.40
2005	51.80	52.00	55.00	58.40	80.60
2006	19.20	23.60	39.60	60.40	67.40
2007	34.40	34.60	34.60	60.80	72.00
2008	65.40	82.80	98.40	103.00	107.40
2009	36.80	37.00	57.80	57.80	57.80
2010	41.40	45.00	57.00	65.60	72.60
2011	25.40	32.80	40.40	50.80	61.60

La curva di possibilità pluviometrica è stata determinata con il metodo di Gumbel interpolando i dati elaborati con il metodo dei momenti. Di seguito sono riportati i risultati ottenuti per le precipitazioni brevi e per le piogge orarie.

**Tabella 6:** Stazione di Villafranca - valori dei parametri "a" ed "n" relativi agli scrosci per diversi tempi di ritorno.

<i>TEMPO DI RITORNO</i>	<i>CURVA DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA</i>	
Anni	a	n
PRECIPITAZIONI BREVI (Stazione di Villafranca)		
5	58.209	0.592
10	70.729	0.615
50	98.398	0.648
100	110.125	0.657
200	121.820	0.665

**Tabella 7:** Stazione di Villafranca - valori dei parametri "a" ed "n" relativi alle piogge orarie per diversi tempi di ritorno.

<i>TEMPO DI RITORNO</i>	<i>CURVA DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA</i>	
Anni	a	n
PIOGGIE ORARIE (Stazione di Villafranca)		
5	46.633	0.150
10	55.696	0.130
50	75.754	0.100
100	84.263	0.091
200	92.753	0.084

Tenuto conto delle dimensioni dell'area e del tempo di corrivazione dell'ordine dei minuti, per il dimensionamento delle opere idrauliche si è fatto riferimento alla curva di possibilità pluviometrica relativa alle precipitazioni di breve durata (scrosci) inferiori all'ora, ottenuta con i dati registrati presso la stazione meteorologica di Villafranca con **tempo di ritorno pari a 100 anni**. Tale tempo di ritorno, volutamente elevato, è stato scelto in conformità alla DGR n.2948/2009 tenendo conto che le portate di scarico acque meteoriche saranno interamente infiltrate in loco .

## 8 CARATTERISTICHE DEI LUOGHI IN RIFERIMENTO ALLE MODIFICHE PREVISTE DAL PUA

Come indicato nei paragrafi precedenti, la variante urbanistica relativa al PUA “Le Coste” riguarda una superficie complessiva pari a 6.778,70 m<sup>2</sup>.

Allo stato attuale l’area è adibita a fondo agricolo per la coltivazione della vite, quindi totalmente permeabile.

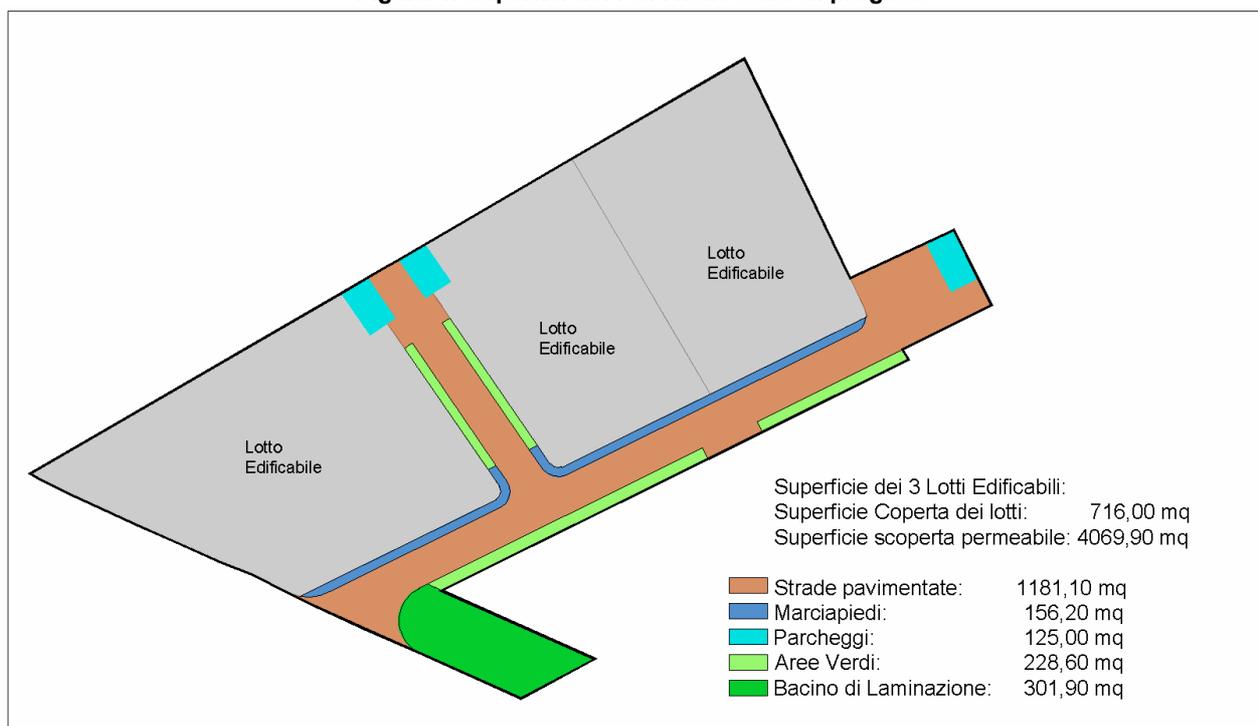
Stato di Fatto				
Identificativo AREA	Tipologia di superficie		Area [m <sup>2</sup> ]	Coefficiente di deflusso $\phi$
AREA PUA	Verde (area agricola)	permeabile	6778.70	0.10
	<b>Totale</b>		<b>6778.70</b>	<b>0.10</b>

Allo stato progettuale l’area PUA ha una superficie complessiva dei lotti pari a 4785,90 mq e una superficie pubblica (strade, marciapiedi, parcheggi, verde) complessiva pari a 1992,80 mq.

In base alle indicazioni del progettista delle opere di urbanizzazione primaria arch. Hermes Gabrielli, la superficie coperta dei lotti potrà avere al massimo un valore complessivo pari a 716,00mq, di conseguenza la superficie scoperta permeabile dei lotti è data per differenza dalla superficie complessiva e pari a 4069,90mq.

Solitamente i lotti privati gestiscono autonomamente all’interno della proprietà gli scarichi meteorici, senza interessare la rete pubblica di raccolta acque. Tuttavia a favore di sicurezza, nel calcolo dei volumi di deflusso si è considerata anche la superficie dei lotti nelle condizioni di progetto con il massimo valore di copertura indicato in progetto.

Figura 4: Superfici del PUA nello stato di progetto



Stato di progetto				
Identificativo AREA	Tipologia di superficie		Area [m <sup>2</sup> ]	Coefficiente di deflusso $\phi$
AREA PUA	Parcheggi	impermeabile	125.00	0.90
AREA PUA	Marciapiedi	impermeabile	156.20	0.90
AREA PUA	Strade	impermeabile	1181.10	0.90
AREA PUA	Area coperta dei lotti	impermeabile	716.00	0.90
AREA PUA	Bacino di Laminazione	permeabile	301.90	0.10
AREA PUA	Verde pubblico	permeabile	228.60	0.20
AREA PUA	Area permeabile dei lotti	permeabile	4069.90	0.20
	<b>Totale</b>		<b>6778.70</b>	<b>0.42</b>

## 8.1 Analisi delle trasformazioni delle superfici del PUA in termini di impermeabilizzazione

Le condizioni di impermeabilizzazione attuali e future dell'area interna al PUA sono riassunte nelle tabelle qui di seguito riportate.

**Tabella 10:** confronto tra lo stato attuale e di progetto dell'area in termini di impermeabilizzazione.

	Aree permeabili [m <sup>2</sup> ]	Aree impermeabili [m <sup>2</sup> ]
A - Stato Attuale	6778,70	0
B - Stato di progetto	4600,40	2178,30
<b>Differenza (B-A)</b>	<b>-2178,30</b>	<b>+2178,30</b>

Nello stato di progetto si realizza una impermeabilizzazione dei terreni pari a 2178,30 mq.

## 8.2 Valutazione del rischio e della pericolosità idraulica

La valutazione del rischio idraulico effettivo avviene associando al rischio individuato, una probabilità di accadimento di incidente provocata da tale sorgente ed una magnitudo di danno derivante atteso. La probabilità **P** di accadimento dell'evento è fissata convenzionalmente in tre livelli di valore numerico 1-2-3. Analogamente la magnitudo **M** del danno atteso è fissata in tre livelli anch'essi di valore 1-2-3. L'entità del rischio associato ad una sorgente per ogni possibile argomento è rappresentata dal prodotto del valore della magnitudo del danno potenziale M per il valore della probabilità di accadimento P relativi a quel rischio.

Nella tabella seguente sono descritti i livelli di magnitudo e probabilità considerati nell'analisi.

**Tabella 11:** livelli di magnitudo e probabilità considerati nell'analisi.

		Rischio [R]		
		3	6	9
M	2	2	4	6
	1	1	2	3
	P			

La pericolosità idraulica è funzione della probabilità di allagamento dell'area stessa, dovuta ad esempio ad un malfunzionamento del sistema di raccolta e dispersione delle acque bianche, o ad una mancata manutenzione periodica e pulizia delle caditoie e dei pozzetti. Le eventuali fuoriuscite idriche dal bacino di invaso genererebbero tiranti limitati che scaricherebbero a valle in conseguenza dell'acclività dei terreni, fino a confluire nello scolo consortile a valle della strada

comunale. Considerando il Tempo di ritorno volutamente elevato (100anni) utilizzato per il progetto di gestione delle acque bianche e la tipologia di rete meteorica autopulente che necessita di poco frequenti interventi manutentivi, la **probabilità di allagamento dell’area viene valutato di livello basso (1)**. Le aree oggetto di eventuale allagamento in caso di malfunzionamento della rete di raccolta sarebbero esclusivamente le aree stradali di lottizzazione, il tratto di strada comunale a valle dell’area e successivamente le aree a valle della strada di lottizzazione e del bacino di laminazione, con tiranti idrici di pochi centimetri a causa della pendenza naturale del versante. E’ possibile quindi definire **un danno potenziale basso (1)** in quanto non sono possibili problemi gravi per l’incolumità delle persone o danni funzionali agli edifici e alle infrastrutture.

Ne consegue che il grado di rischio dovuto alla mancata funzionalità idraulica del sistema di raccolta e drenaggio delle acque meteoriche connessi all’area oggetto della Variante Urbanistica può definirsi Basso (1).

**Tabella 12:** livelli di magnitudo e probabilità considerati nell’analisi.

Evento di Rischio	M	P	R	Valutazione del rischio
allagamento area PUA per malfunzionamento della rete di raccolta e dispersione delle acque meteoriche	1	1	1	BASSO (1 in una scala da 1 a 9)

## 9 ANALISI IDRAULICA

### 9.1 Metodologia e condizioni utilizzate per determinare la componente di ruscellamento superficiale

Il calcolo della portata in uscita da un’area è legato alle precipitazioni meteoriche e deve tener conto di alcuni elementi intrinseci del luogo, denominati “impermeabilità”, “ritardo”, “ritenuta” e “distribuzione della pioggia”.

Secondo la D.G.R. n° 2948 del 6 Ottobre 2009 , il fattore riduttivo da utilizzare nei calcoli è dato dal prodotto dei soli primi due coefficienti:

- coefficiente di **deflusso**  $\phi_1$ , 0,1 per le aree agricole, 0,2 per le superfici permeabili (aree verdi), 0,6 per le superfici semi-permeabili (grigliati drenanti con sottostante materasso ghiaioso, strade in terra battuta o stabilizzato, ecc...) e pari a 0,9 per le superfici impermeabili (tetti, terrazze, strade, piazzali, ecc...);

- coefficiente di **ritardo**  $\psi$ , funzione della pendenza media e dell’estensione del bacino di alimentazione, assunto pari a 1,0.

Il fattore riduttivo  $\phi$  risulta quindi pari a:

zone agricole	zone verdi
$\phi_1 \times \psi = 0,10 \times 1,0 = \mathbf{0,10}$	$\phi_1 \times \psi = 0,20 \times 1,0 = \mathbf{0,20}$
zone semipermeabili	zone impermeabili
$\phi_1 \times \psi = 0,60 \times 1,0 = \mathbf{0,60}$	$\phi_1 \times \psi = 0,90 \times 1,0 = \mathbf{0,90}$

Il coefficiente medio, relativo all’intera superficie scolante, è stato calcolato con la media pesata delle singole aree ( $\phi_{med} = \Sigma(S_i \cdot \phi_i) / S_{tot}$ ).

#### 9.1.1 Tempo di corrivazione

La portata massima in uscita dal bacino scolante, nelle condizioni attuali e di progetto, è stata calcolata con il metodo cinematico o del ritardo di corrivazione.

Questo metodo, generalmente utilizzato per bacini scolanti di limitate estensioni, considera un tempo di pioggia pari al tempo di corrivazione in modo che tutto il bacino contribuisce alla portata massima.

Per superfici scolanti di modesta estensione (cunette stradali, fossi di guardia, parti periferiche di fognatura e in genere aree < 10 ha) è consigliata la seguente espressione (Civil Engineering Department del Maryland, 1971):

$$t_c = 26.3 \cdot \frac{(L / K_s)^{0.6}}{j^{0.4} \cdot i^{0.3}} \Rightarrow t_c = \left[ 26.3 \cdot \frac{(L / K_s)^{0.6}}{3600^{(1-n)0.4} \cdot a^{0.4} \cdot i^{0.3}} \right]^{1/(0.6+0.4 \cdot n)}$$

dove:

- $t_c$  – tempo di corrivazione [s];
- $L$  – lunghezza della superficie scolante [m];
- $K_s$  – Coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler [ $m^{1/3}/s$ ];
- $j$  – intensità della precipitazione [m/h];
- $a$  – parametro della curva di possibilità pluviometrica [m];
- $n$  – parametro della curva di possibilità pluviometrica
- $i$  – pendenza media della superficie scolante [m/m].

Nella formula compare il coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler. Nella seguente tabella sono riportati i coefficienti  $K_s$  tipici dei materiali più utilizzati per il collettamento delle acque meteoriche.

**Tabella 13:** coefficiente di scabrezza di riferimento per alcuni tipi di materiale (da Deppo 2000).

	<b>Materiale</b>	<b><math>K_s</math> (<math>m^{1/3}/s</math>)</b>
Condotte chiuse	Calcestruzzo	62÷95
	Materiali plastici	70÷95
	Acciaio zincato corrugato	40÷67
Canali	Rivestiti di conglomerati bituminosi	57÷75
	Rivestiti di calcestruzzo	57÷77
	In terra	20÷60

### 9.1.2 Portata massima - Metodo cinematico

Per la determinazione della componente di ruscellamento superficiale in bacini scolanti di limitata estensione verrà adottato il metodo cinematico o razionale. Le portate defluenti attraverso una sezione di chiusura di un bacino scolante dipendono dalle caratteristiche del bacino stesso e dall'evento pluviometrico. La formazione del deflusso dipenderà dalla durata ( $t$ ) dell'evento meteorico e dall'intensità media ( $j=h/t$ ). La portata sarà massima quando alla sezione considerata giungano insieme tutti i contributi idrici provenienti da tutte le parti che compongono il bacino e cioè per precipitazioni con durata superiore al tempo di corrivazione ( $t_c$ ). Il metodo ipotizza che:

- la portata nella sezione considerata cresca in modo lineare;
- la superficie scolante sia piana, inclinata e di forma rettangolare;
- precipitazione costante e uniforme su tutta la superficie scolante.

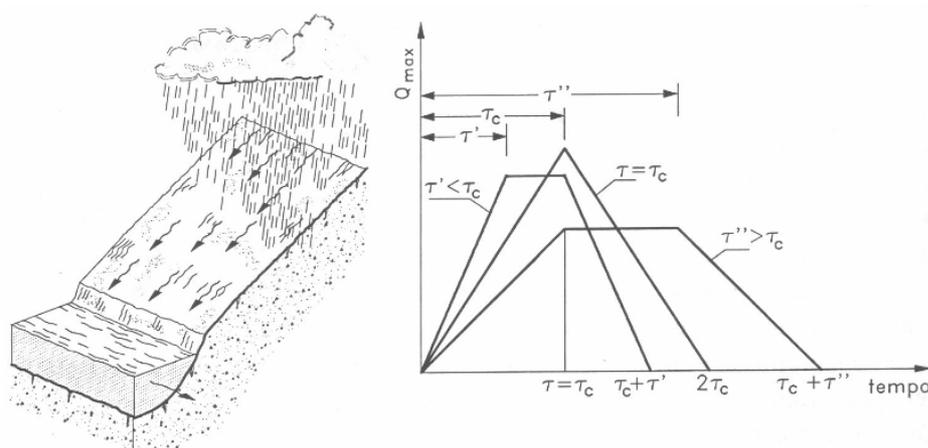


Fig. 4: metodo cinematico; schema di bacino e idrogrammi di piena.

il valore medio della portata sarà dato da:

$$\bar{Q} = \frac{\varphi \cdot S \cdot h}{(t + t_c)}$$

dove:

- $\bar{Q}$  - valore medio della portata;
- t - tempo di pioggia;
- $\varphi$  - coefficiente di deflusso;
- S - superficie scolante;
- h - altezza di pioggia totale della precipitazione.

La portata massima si verifica per quelli eventi pluviometrici la cui durata è pari al tempo di corrivazione  $t = t_c$ .

$$Q_{\max} = \frac{\varphi \cdot S \cdot h}{t_c}$$

### 9.1.3 Tempo di ritorno di progetto

La valutazione del tempo di ritorno di progetto per le opere di controllo degli effetti dell'urbanizzazione dipende dai rischi che potrebbero scaturire dal sottodimensionamento dell'opera stessa ma anche dalle correlazioni con eventuali dissesti idraulici presenti o potenziali nella rete di scolo. Nel caso in esame, vista l'assenza di corpi idrici recettori confinanti con l'area in esame, i deflussi superficiali dovranno essere interamente dispersi in loco.

Per tale motivo il tempo di ritorno di progetto è stato assunto pari a 100 anni, come previsto dall'allegato A alla Dgr n. 2948 del 6 ottobre 2009 per territori di collina.

Non sono segnalati dissesti idraulici presenti o potenziali nei pressi dell'area, ed il rischio associato ad eventuali malfunzionamenti della rete di raccolta e smaltimento delle acque meteoriche è indicato di livello 1 ( in scala da 1 a 9) come illustrato ai paragrafi precedenti.

Le opere di mitigazione, vale a dire il Volume del bacino di laminazione e sistema di infiltrazione nel terreno, saranno quindi dimensionati per un tempo di ritorno pari a 100 anni.

Le opere fognarie, quali le tubazioni di raccolta, i pozzetti e le caditoie saranno invece verificati per un tempo di ritorno pari a 50 anni. Nel caso di precipitazione con tempo di ritorno

maggiore di 50 anni la rete fognaria potrà funzionare in pressione, e si formerà un tirante di qualche centimetro nell'area intorno alle caditoie di raccolta, senza causare particolari problemi o pericoli. Tali volumi idrici verranno smaltiti in un tempo inferiore ad 1ora, man mano che la precipitazione diminuisce di intensità.

## 9.2 Condizioni idrauliche dello stato attuale

Si vogliono analizzare gli apporti attuali tenendo conto che tutto il ruscellamento superficiale prodotto nell'area viene attualmente infiltrato direttamente nel terreno.

Le caratteristiche di impermeabilizzazione del terreno e i parametri utilizzati per le condizioni attuali del sito sono riportati nelle seguenti tabelle.

**Tabella 14: coefficiente di deflusso nelle condizioni attuali del sito.**

Stato di Fatto				
Identificativo AREA	Tipologia di superficie		Area [m <sup>2</sup> ]	Coefficiente di deflusso $\phi$
AREA PUA	Verde (area agricola)	permeabile	6778.70	0.10
	<b>Totale</b>		<b>6778.70</b>	<b>0.10</b>

**Tabella 15: parametri utilizzati per il calcolo delle massime portate nelle condizioni attuali del sito.**

Parametri geometrici	Parametri idrologici	Scabrezza
S = 6.778,70 m <sup>2</sup>	$\phi_{\text{medio}} = 0.10$	$K_s = 25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$
L = 200 m	a = 110,125	
i = 0,01 m/m	n = 0,657	

Utilizzando la formula sperimentale proposta dal Civil Engineering Department del Maryland (1971) per determinare il tempo di corrivazione e quindi determinando la portata massima con il metodo cinematico, si ottengono i valori riportati in tabella:

**Tabella 16: portata massima calcolata per l'area del PUA nelle condizioni attuali.**

Tr	a	n	t <sub>c</sub>	$\phi$	Q <sub>max</sub>
(anni)	mm/h		(minuti)		l/s
100	110,125	0,657	5,49	0.10	47

## 9.3 Condizioni idrauliche dello stato di progetto

Ai fini della raccolta e dello smaltimento delle acque meteoriche si è deciso di convogliare le acque meteoriche tramite caditoie di raccolta in una unica linea di raccolta e scarico costituita da tubazioni e pozzetti in linea posti al di sotto del sedime stradale. Lo scarico finale della linea avviene in corrispondenza del bacino di laminazione ed infiltrazione posto a sud/ovest dell'area, posto tra la strada di lottizzazione e la strada comunale esistente.

Le caratteristiche di impermeabilizzazione del terreno e i parametri utilizzati per le condizioni di progetto del sito sono riportati nelle seguenti tabelle:

Tabella 14: coefficiente di deflusso nelle condizioni di progetto

Stato di progetto				
Identificativo AREA	Tipologia di superficie		Area [m <sup>2</sup> ]	Coefficiente di deflusso $\phi$
AREA PUA	Parcheggi	impermeabile	125.00	0.90
AREA PUA	Marciapiedi	impermeabile	156.20	0.90
AREA PUA	Strade	impermeabile	1181.10	0.90
AREA PUA	Area coperta dei lotti	impermeabile	716.00	0.90
AREA PUA	Bacino di Laminazione	permeabile	301.90	0.10
AREA PUA	Verde pubblico	permeabile	228.60	0.20
AREA PUA	Area permeabile dei lotti	permeabile	4069.90	0.20
<b>Totale</b>			<b>6778.70</b>	<b>0.42</b>

Tabella 15: parametri utilizzati per il calcolo delle massime portate nelle condizioni di progetto

Parametri geometrici	Parametri idrologici	Scabrezza
$S = 6.778,70 \text{ m}^2$ $L = 50 + 100 \text{ m}$ Pendenza media: $i_A = 0,02 \text{ m/m}$ (2% per il deflusso superficiale all'interno dei lotti) $i_B = 0,003 \text{ m/m}$ (0,3% per il deflusso canalizzato in tubazioni plastiche PVC)	$\phi_{\text{medio}} = 0.42$ $a = 110,125$ $n = 0,657$	$K_{SA} = 20 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ (per il deflusso superficiale all'interno dei lotti) $K_{SB} = 80 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ (per il deflusso canalizzato in tubazioni plastiche PVC)

Per il calcolo del Tempo di corrivazione si considerano separatamente 2 aree: l'area denominata "A" riferita al sedime dei lotti edificabili, con pendenza media del 2%, dove si valuta il deflusso meteorico superficiale non canalizzato, e l'area "B" su sedime stradale, con pendenza media del 0,3%), dove si considera il deflusso canalizzato all'interno delle tubazioni di raccolta delle acque meteoriche. Il Tempo di corrivazione  $t_c$  finale sarà dato dalla somma dei due tempi di corrivazione  $t_{cA}$  e  $t_{cB}$  calcolati per le due aree.

Utilizzando la formula sperimentale proposta dal Civil Engineering Department del Maryland (1971) per determinare i tempi di corrivazione e quindi determinando la portata massima con il metodo cinematico, si ottengono i valori:

$$t_{cA} = 4,98 \text{ min.} \quad ; \quad t_{cB} = 5,24 \text{ min.}$$

Tabella 16: portata massima calcolata per l'area del PUA nelle condizioni attuali.

Tr	a	n	$t_c = t_{cA} + t_{cB}$	$\phi_{\text{medio}}$	$Q_{\text{max}}$
(anni)	mm/h		(minuti)		l/s
100	110,125	0,657	10,23	0.42	175

Dove:

Tr = Tempo di ritorno di progetto;

a, n = parametri curva di possibilità pluviometrica (con Tr=100anni);

$t_c$  = tempo di corrivazione;

$\phi$  = coefficiente di deflusso medio;

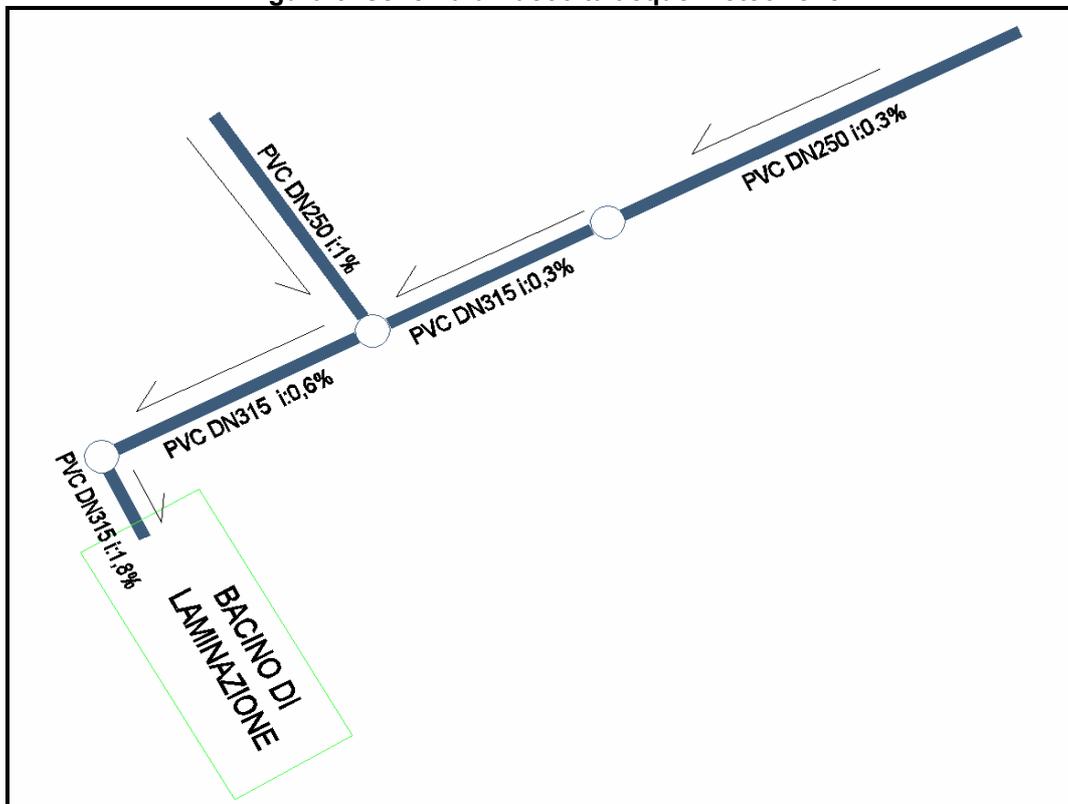
$Q_{\text{max}}$  = portata di picco (calcolata con il metodo cinematico).

### 9.4 Verifica della rete fognaria acque meteoriche

La rete di raccolta acque meteoriche viene verificata in base ai deflussi con **Tr = 50anni** in base alle indicazioni della DGRV 2948/2009.

Uno schema ipotetico di rete meteorica con tubazioni in PVC di raccolta è il seguente:

**Figura 5: schema di raccolta acque meteoriche**



Le verifiche sono effettuate con il metodo dell’invaso (*Da Deppo – C.Datei: Manuale Fognature*) considerando un volume di invaso superficiale  $v_s$  pari a  $50 \text{ m}^3/\text{ha}$ . I risultati delle verifiche effettuate sono riassunti nella seguente tabella:

TRONCO	LUNGHENZA TRATTO (m)		LUNGHENZA TOT. DEL TRATTO DI MONTE (m)	AREA SCOLANTE (m <sup>2</sup> )		COEFFICIENTE MEDIO PONDERALE $\phi$	PENDENZA DEL TRATTO (%)	TIPO SEZIONE	DIMENSIONE SEZIONE (mm)	PORTATA A SEZIONE PIENA (m <sup>3</sup> /s)	SCABREZZA STRICKLER (m <sup>1/3</sup> /s)	COEFFICIENTE UDOMETRICO l/s/ha	CONDIZIONI DI DEFLUSSO NEL TRONCO				
	dal nodo	al nodo		del tronco	totale								PORTATA (m <sup>3</sup> /s)	grado di riempimento (%)	velocità media (m/s)	$t_0$ al contorno (kg/m <sup>2</sup> )	tirante (m)
4	3	40	40.00	1200.0	1200.0	0.42	3	PVC	250	0.028	80	180.1	0.022	65	0.722	0.203	0.153
3	2	21.00	61.00	1700.0	1700.0	0.42	3	PVC	315	0.052	80	165.3	0.029	53	0.764	0.229	0.156
2	1	25.00	86.00	3950.0	3950.0	0.42	6	PVC	315	0.074	80	165.2	0.066	72	1.221	0.532	0.214
1	0	5.00	91.00	6476.7	6476.7	0.42	18	PVC	315	0.128	80	183.8	0.119	75	2.149	1.611	0.221

## 10 PROPOSTA DI MISURE COMPENSATIVE E/O DI MITIGAZIONE DEL RISCHIO

La strategia di mitigazione prevede la realizzazione di un **bacino di laminazione** in grado di contenere i volumi idrici meteorici durante le precipitazioni più intense e di rilasciarli gradualmente per infiltrazione nel terreno tramite dispositivi quali pozzi perdenti o trincee drenanti.

Per qualunque sistema d'infiltrazione dotato di accumulo, occorre verificare che lo svuotamento, dopo la fine dell'evento piovoso, avvenga in un tempo non maggiore di quello medio stimato fra due eventi successivi (di solito si garantisce un tempo di svuotamento non superiore ai 4 giorni).

Tramite tali opere di regimazione dei deflussi meteorici si intende non gravare in alcun modo sulla rete idrografica superficiale, infiltrando interamente nel terreno le portate idriche meteoriche.

### 10.1 Dimensionamento del sistema di dispersione tramite trincea drenante

La trincea avrà una profondità D pari ad almeno 1,50 m in modo da intercettare direttamente gli strati più permeabili del sottosuolo al di sotto della copertura vegetale. Si ipotizza una larghezza della base della trincea pari a 2,0m.

La superficie di dispersione del dreno può essere calcolata con la seguente formula (*“Stormwater Management Planning and Design Manual” – Ministry of the Environment Ontario, 2003*):

$$A = L \cdot b = \frac{V}{(n \cdot D + k \cdot T)}$$

dove

A: Superficie di infiltrazione [m<sup>2</sup>]

L= Lunghezza della trincea [m]

B= base della trincea [m]

V: Volume totale che deve essere infiltrato [m<sup>3</sup>]

n: porosità del materiale costituente la trincea

D: profondità della trincea [m]

k: permeabilità [m/s]

T: tempo necessario per la dispersione del volume V [s]

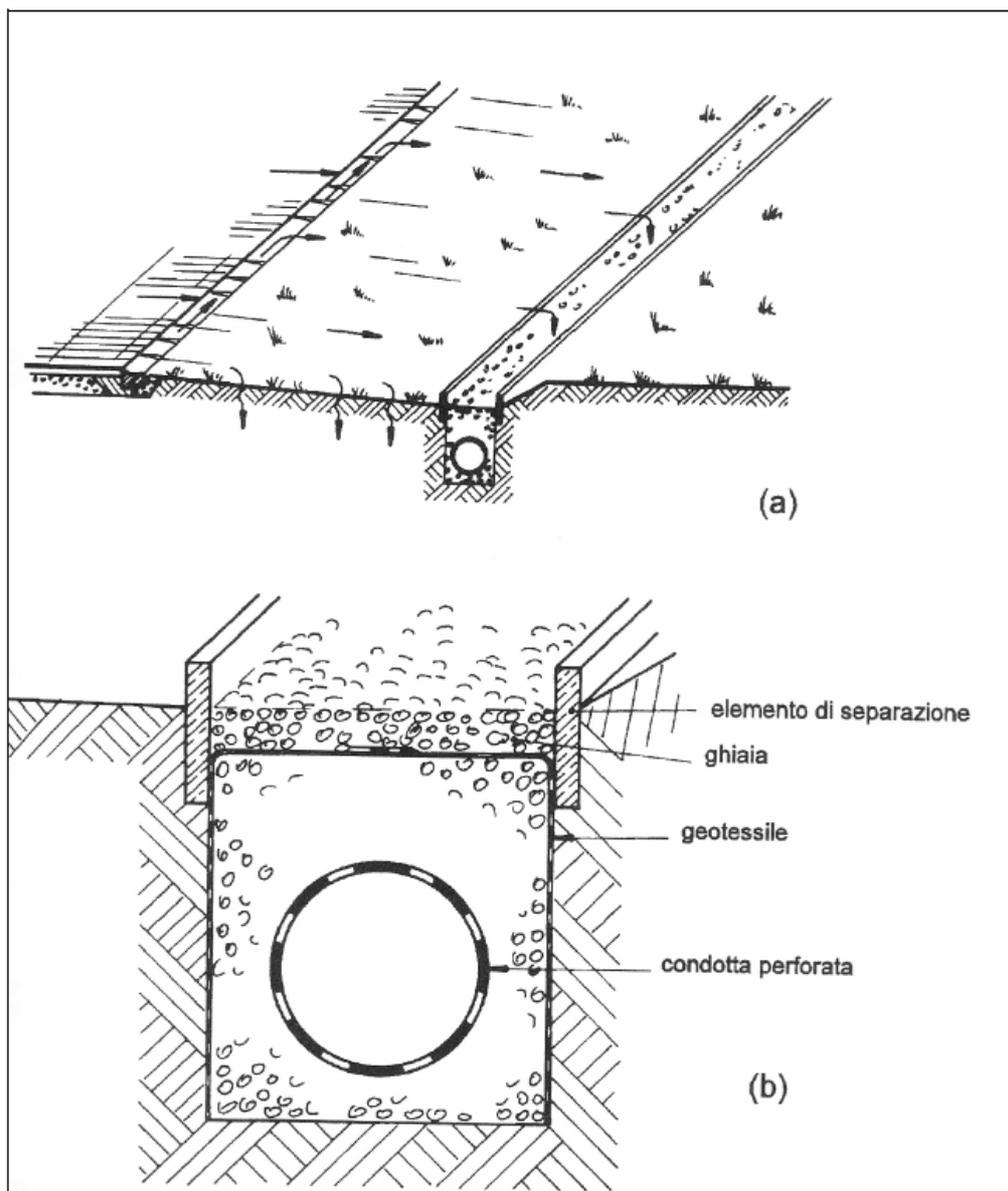
Di seguito sono riportati i parametri necessari per il dimensionamento della trincea drenante:

Caratteristiche trincea
n = 0.32
k = 1,78 x 10 <sup>-5</sup> m/s
D = 1.50 m
B = 2m

Il sistema di infiltrazione verrà dimensionato in base ad un evento meteorico avente un tempo di ritorno pari a 100 anni.

Per il dimensionamento della superficie della trincea l’evento meteorico da considerare non è quello con durata pari al tempo di corrivazione ma quello che massimizza il Volume di Laminazione. Infatti, assumendo come ipotesi estrema che la permeabilità sia nulla, la superficie della trincea continuerebbe ad aumentare al crescere del tempo di pioggia. In realtà, quando la permeabilità non è trascurabile, il tempo di pioggia critico si verifica approssimativamente quando la portata media recapitata è inferiore a quella infiltrata. Il suo valore, riportato di seguito, è stato determinato per tentativi in modo da rendere massima l’area della trincea disperdente:

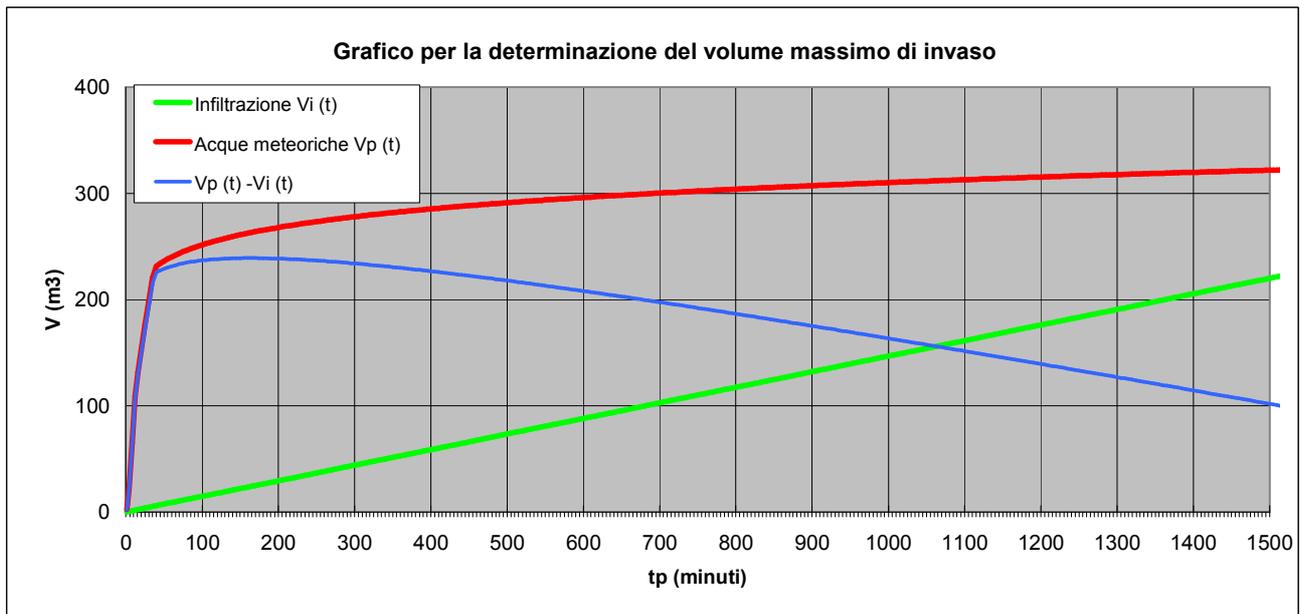
*Figura 6: schemi costruttivi della trincea drenante*



Dai calcoli effettuati è necessaria una trincea di lunghezza complessiva  $L=35\text{m}$  con base di larghezza 2 m riempita con ciottoli lavati e contornata da geotessuto di separazione. Il tempo di svuotamento del bacino di laminazione è pari a circa 27 ore.

## 2. CALCOLO DEL SISTEMA DI INVASO E DISPERSIONE ACQUE CON TRINCEA DRENANTE

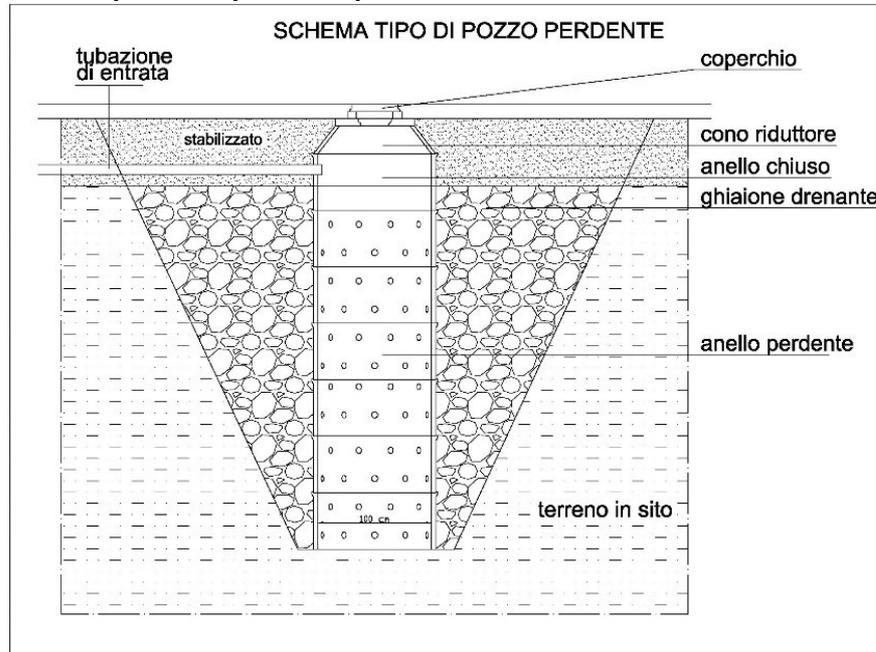
CALCOLO PORTATE (Metodo Cinematico)			
<b>dati pluviometrici di riferimento:</b>			
	Tempo di ritorno di progetto	stazione pluviometrica di	Villafranca
	Parametri idrologici relativi alle piogge di breve durata (scrosci)	<i>Tr</i>	<b>100</b> (anni)
	Parametri idrologici relativi alle piogge orarie	<i>a</i>	110.125 (mm)
		<i>n</i>	0.657
		<i>a</i>	84.263 (mm)
		<i>n</i>	0.091
<b>Caratteristiche della superficie scolante</b>			
$t_c = 26.3 \cdot \frac{(L/K_s)^{0.6}}{j^{0.4} \cdot i^{0.3}} \Rightarrow t_c = \left[ 26.3 \cdot \frac{(L/K_s)^{0.6}}{3600^{(1-n)0.4} \cdot d^{0.4} \cdot i^{0.3}} \right]^{1/(0.6+0.4-n)}$		<b>S: sup. scolante</b>	6778.70 m <sup>2</sup>
$Q_{max} = \frac{\phi \cdot S \cdot h}{t_c}$		<b>L: lunghezza percorso</b>	176.00 m
$V = Q_{max} \cdot T_c$		<b>i: pendenza</b>	0.300% m/m
		<b>Ks: scabrezza</b>	80.00 (m <sup>1/3</sup> /s)
		<b>φ: coefficiente di deflusso</b>	0.420
		<b>t<sub>c</sub>: tempo di corrivazione</b>	10.23 (min)
		<b>h (tc)</b>	34.45 mm
		<b>V<sub>runoff</sub> (tc&lt;60min)</b>	98.18 m <sup>3</sup>
	Portata massima alla sezione di chiusura per tp=tc	<b>Q<sub>max</sub> (tc)</b>	0.1600 m <sup>3</sup> /sec
<b>POTENZIALITA' DI DISPERSIONE DEI BACINI DI INVASO</b>			
	AREA DEL BACINO DI INVASO 1	<b>AB1</b>	300 m <sup>2</sup>
	AREA DEL BACINO DI INVASO 2	<b>AB2</b>	0 m <sup>2</sup>
	Coeff. Permeabilità TERRENO Vegetale	<b>K2</b>	4.000E-06 m/s
	AREA COMPLESSIVA BASE DEI BACINI	<b>A</b>	300.000 m <sup>2</sup>
	PORTATA INFILTRATA DALLA BASE DEI BACINI	<b>Q<sub>i</sub></b>	0.072 m <sup>3</sup> /min
<b>POTENZIALITA' DI DISPERSIONE DELLE TRINCEE DRENANTI</b>			
	LUNGHEZZA DELLA TRINCEA 1	<b>L1</b>	35 m
	LUNGHEZZA DELLA TRINCEA 2	<b>L2</b>	0 m
	LARGHEZZA BASE DRENANTE 1	<b>B1</b>	2.000 m
	LARGHEZZA BASE DRENANTE 2	<b>B2</b>	2.000 m
	AREA DRENANTE COMPLESSIVA DELLE TRINCEE	<b>A</b>	70.000 m <sup>2</sup>
	PORTATA INFILTRATA DALLE TRINCEE	<b>Q<sub>i</sub></b>	0.075 m <sup>3</sup> /min
<b>CALCOLO DEL VOLUME DI LAMINAZIONE</b>			
		$V = (Q_{max} - Q_{out}) \cdot t_{pioggia\_critico}$	
	VOLUME NECESSARIO PER LA LAMINAZIONE (max V <sub>pioggia</sub> - V <sub>infiltrazione</sub> )	<b>V<sub>SLAM</sub></b>	239.1240396 m <sup>3</sup>
	VOLUME BACINO DI LAMINAZIONE 1 h=80cm	<b>VB1</b>	240.00 m <sup>3</sup>
	VOLUME BACINO DI LAMINAZIONE 2	<b>VB2</b>	0 m <sup>3</sup>
	VOLUME COMPLESSIVO BACINO DI LAMINAZIONE	<b>VB</b>	240.00 m <sup>3</sup>
	VOLUME INVASATO NEI FOSSATI	<b>V<sub>F</sub></b>	0 m <sup>3</sup>
	VOLUME INVASATO NEI POZZI	<b>V<sub>P</sub></b>	0 m <sup>3</sup>
	VOLUME TOTALE BACINI DI LAMINAZIONE	<b>V</b>	240 m <sup>3</sup>
	VOLUME TOTALE DISPONIBILE PER LA LAMINAZIONE h <sub>MAX</sub>	<b>V<sub>DLAM</sub></b>	240 m <sup>3</sup>
	TEMPO DI SVUOTAMENTO volume superiore 30cm	<b>t<sub>e</sub></b>	27.15590529 ore



## 10.2 Dimensionamento del sistema di dispersione tramite Pozzi perdenti

Per disperdere le acque meteoriche nel sottosuolo verranno realizzati n. 2 pozzi perdenti.

Figura 7: esempio di un pozzo disperdente circondato da materiale drenante.



I pozzi perdenti avranno un diametro di 1,5 m, una profondità dal piano campagna di progetto di almeno 4,0 m e un'altezza utile (disperdente) di 3,0 m. Tali pozzi dovranno essere realizzati inserendoli in un cono drenante costituito da ghiaie di dimensioni 30-70 mm. In questo modo si aumenta la superficie disperdente e si realizza un'ulteriore volume di invaso.

Per il calcolo della portata disperdente di un singolo pozzo è stata considerata un'altezza utile di 3,0 m (altezza totale prevista 4,0 m) per prevedere la possibile presenza in superficie di terreni meno permeabili. Inoltre non viene considerata l'area disperdente del fondo del pozzo in quanto l'ultimo elemento dovrà essere cieco per ottenere l'effetto di sedimentazione e migliorare in tal modo la qualità delle acque scaricate nel terreno. Il calcolo è stato fatto ipotizzando un moto a simmetria radiale con superficie libera di forma incognita che affonda verticalmente nel caso di falda profonda come nel caso in esame. La portata  $Q$  può essere dedotta tramite la relazione:

$$Q = C \cdot K \cdot r_0 \cdot H$$

Dove:

$K$  = coefficiente di permeabilità pari a  $1,78 \times 10^{-5}$  m/s;

$r_0$  = raggio del pozzo;

$H$  = altezza del pozzo;

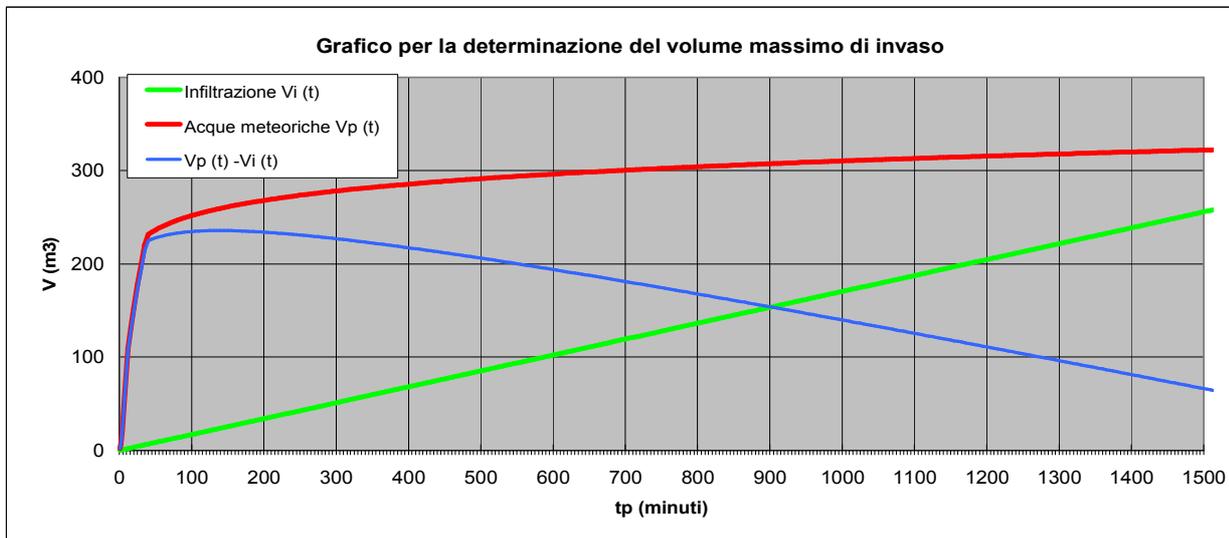
$C$  = Coefficiente di Neuman e Stephens, ottenuto dall'equazione sperimentale

$$\log C = 0,658 \log H/r - 0,398 \log H + 1,105.$$

Considerando le condizioni sopra descritte si ottiene una capacità disperdente del singolo pozzo pari a  $Q_{\text{pozzo}} = 0,82$  l/s.

## 2. CALCOLO DEL SISTEMA DI INVASO E DISPERSIONE ACQUE CON POZZI PERDENTI

CALCOLO PORTATE (Metodo Cinematico)			
<b>dati pluviometrici di riferimento:</b>			
		stazione pluviometrica di Villafranca	
Tempo di ritorno di progetto $Tr$		100	(anni)
Parametri idrologici relativi alle piogge di breve durata (scrosci)		$a$	110.125 (mm)
		$n$	0.657
Parametri idrologici relativi alle piogge orarie		$a$	84.263 (mm)
		$n$	0.091
<b>Caratteristiche della superficie scolante</b>			
$t_c = 26.3 \cdot \frac{(L/K_s)^{0.6}}{j^{0.4} \cdot i^{0.3}} \Rightarrow t_c = \left[ 26.3 \cdot \frac{(L/K_s)^{0.6}}{3600^{(1-n)0.4} \cdot a^{0.4} \cdot i^{0.3}} \right]^{1/(0.6+0.4 \cdot n)}$		$S$ : sup. scolante	6778.70 $m^2$
$Q_{max} = \frac{\varphi \cdot S \cdot h}{t_c}$		$L$ : lunghezza percorso	176.00 $m$
$V = Q_{max} \cdot T_c$		$i$ : pendenza	0.300% $m/m$
		$K_s$ : scabrezza	80.00 ( $m^{1/3}/s$ )
		$\phi$ : coefficiente di deflusso	0.420
		$t_c$ : tempo di corrivazione	10.23 (min)
		$h$ (tc)	34.45 $mm$
		$V_{runoff}$ (tc<60min)	98.18 $m^3$
Portata massima alla sezione di chiusura per $tp=tc$		$Q_{max}$ (tc)	0.1600 $m^3/sec$
GEOMETRIA DEI POZZI DRENANTI E PERMEABILITA' DEL TERRENO			
Diametro interno pozzo		$Di$	1.50 $m$
Altezza utile pozzo		$Hi$	3.00 $m$
numero pozzi		$n$	2
Coeff. Permeabilità		$K$	1.780E-05 $m/s$
Larghezza corona esterna drenante		$L_c$	1.50 $m$
POTENZIALITA' DI DISPERSIONE DI UN POZZO PERDENTE CILINDRICO (metodo Carnwell)			
livello idrico nel pozzo		$H_w$	3.00 $m$
raggio interno del pozzo		$r_p$	0.75 $m$
coeff. Adimensionale C (Carnwell, 1953)		$C$	20.48
portata infiltrata da 1 pozzo		$Q_i$	0.049 $m^3/min$
portata infiltrata da n pozzi		$n \times Q_i$	0.098 $m^3/min$
$Q_i = C \cdot K \cdot r_p \cdot H_w$			
POTENZIALITA' DI DISPERSIONE DEI BACINI DI INVASO			
AREA DEL BACINO DI INVASO 1		$AB1$	300 $m^2$
AREA DEL BACINO DI INVASO 2		$AB2$	0 $m^2$
Coeff. Permeabilità TERRENO Vegetale		$K2$	4.000E-06 $m/s$
AREA COMPLESSIVA BASE DEI BACINI		$A$	300.000 $m^2$
PORTATA INFILTRATA DALLA BASE DEI BACINI		$Q_i$	0.072 $m^3/min$
CALCOLO DEL VOLUME DI LAMINAZIONE			
		$V = (Q_{max} - Q_{out}) \cdot t_{pioggia\_critico}$	
VOLUME NECESSARIO PER LA LAMINAZIONE (max $V_{pioggia} - V_{infiltrazione}$ )		$V_{SLAM}$	235.5738057 $m^3$
VOLUME BACINO DI LAMINAZIONE 1 $h=80cm$		$VB1$	240.00 $m^3$
VOLUME BACINO DI LAMINAZIONE 2		$VB2$	0 $m^3$
VOLUME COMPLESSIVO BACINO DI LAMINAZIONE		$VB$	240.00 $m^3$
VOLUME INVASATO NEI FOSSATI		$V_F$	0 $m^3$
VOLUME INVASATO NEI POZZI		$V_P$	10.5975 $m^3$
VOLUME TOTALE BACINI DI LAMINAZIONE		$V$	240 $m^3$
VOLUME TOTALE DISPONIBILE PER LA LAMINAZIONE $h_{MAX}$		$V_{DLAM}$	250.5975 $m^3$
TEMPO DI SVUOTAMENTO volume superiore 30cm		$t_o$	23.03972818 ore



### 10.3 Calcolo del Volume di Laminazione

Il volume dell'invaso di laminazione necessario per il PUA è stato calcolato utilizzando la portata d'acqua dispersa nel terreno tramite trincea disperdente (Lunghezza = 35m, larghezza 2m, h= 1,5m) o in alternativa con pozzi perdenti (n.2 pozzi diametro interno 1,50m, altezza disperdente 3m) e i parametri idraulici riportati in tabella seguente.

L'analisi del tempo di pioggia critico, al fine della determinazione del volume, tiene conto della curva di possibilità pluviometrica delle piogge brevi per tempi di pioggia fino all'ora e della curva di possibilità pluviometrica delle piogge orarie per tempi di pioggia superiori all'ora calcolati per la stazione pluviometrica di San Pietro in Cariano.

In figura 6 è riportata la rappresentazione grafica dei calcoli effettuati e dai quali si è ottenuto un **volume di invaso minimo di 240 m<sup>3</sup>**, in corrispondenza di un tempo di pioggia pari a 140 min.

L'invaso previsto dal progetto per il PUA è composto da un bacino ricavato deprimendo un'area nel settore sud del PUA che avrà una profondità minima di 0,80 m e una superficie media di 300,00 m<sup>2</sup>.

L'invaso previsto dal progetto (240 m<sup>3</sup>) è superiore a quello richiesto per laminare la portata meteorica eccezionale (239,12 m<sup>3</sup> per trincee disperdenti; 235,57 m<sup>3</sup> per pozzi perdenti) per cui la compatibilità idraulica del PUA con queste soluzioni progettuali risulta essere verificata.

Va fatto notare che, a favore di sicurezza, per il calcolo dei volumi di laminazione non si è tenuto conto del volume dei pozzetti, delle caditoie, dei tubi interni ai lotti privati e dei vuoti interni al materiale arido previsto sulle trincee. Considerando questi volumi si sarebbero ottenuti valori maggiori della capacità di invaso del sistema e quindi una maggior tutela da eventuali fenomeni meteorici eccezionali.

**CALCOLO PORTATE DA RECAPITARE**

Ks	L <sub>rete</sub> (m)	i <sub>rete</sub> m/m	i <sub>acc</sub> m/m	SCROSCI		PIOGGE ORARIE		CURVA PIOGGIA PER Q max	V <sub>media</sub> (m/m)
				a	n	a	n		
80	176	0.00300	0.0050	110.125	0.657	84.263	0.091	Scrosci	0.4

TETTI			
S	716 m <sup>2</sup>		
φ	0.90		
Ta (Paoletti)	92 s		
Tr	293 s		
Tc2	385 s	6.42 min	
i	237 mm/h		
Q	0.042 m <sup>3</sup> /s		

AREA VERDE			
S	4298.5 m <sup>2</sup>		
φ	0.20		
Ta (Paoletti)	249 s		
Tr	293 s		
Tc2	543 s	9.05 min	
i	211 mm/h		
Q	0.050 m <sup>3</sup> /s		

STRADE, MARCIAPIEDI E PARCHEGGI			
S	1462.3 m <sup>2</sup>		
φ	0.90		
Ta (Paoletti)	116 s		
Tr	293 s		
Tc2	409 s	6.82 min	
i	232 mm/h		
Q	0.085 m <sup>3</sup> /s		

AREA BACINO DI LAMINAZIONE			
S	302 m <sup>2</sup>		
φ	0.10		
Ta (Paoletti)	126 s		
Tr	293 s		
Tc2	419 s	6.99 min	
i	230 mm/h		
Q	0.002 m <sup>3</sup> /s		

RECAPITO FINALE RETE			
A tot	6779 m <sup>2</sup>		
φm	0.42		
Tc Maryland	436 s	7.27 min	
Tc Paoletti	530 s		
Tc Giandotti	3674 s		
Tc scelto	614 s	10.23 min	
i	202 mm/h		
Q	0.160 m <sup>3</sup> /s	160 l/s	

**VOLUME DI LAMINAZIONE CON PORTATA FISSA**

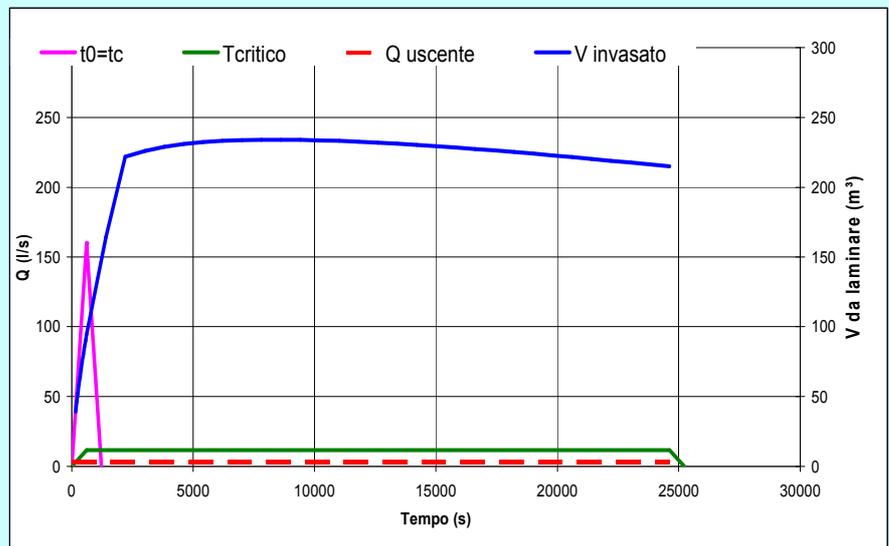
Idrogramma triangolare per tp=tc			
t (s)	Q (l/s)		
0	0		
614	159.9		
1228	0		
V pioggia	98 m <sup>3</sup>		
Equazione	m	0.26	l/s <sup>2</sup>

Volume di laminazione			
q1	159.94		
q2	2.84		
DQ	157.10		
t1	10.90 s		
t2	1217.10 s		
DT	1206.19 s		
Vlam	94.75 m <sup>3</sup>		

Portata in uscita			
Q 1	1.64 l/s		
Q2 (5 l/s/ha)*%	1.2 l/s	0%	
Q tot	2.84 l/s		

Discretizzazione temporale	
ΔT per Tp<Tc (s)	45
ΔT per Tp>Tc (s)	800

**Viam Max m<sup>3</sup>**  
**234.0**



## 11 PIANO DI MANUTENZIONE DELLE OPERE DI MITIGAZIONE IDRAULICA

In questo capitolo si intendono descrivere le modalità per mantenere efficiente il sistema di laminazione e la dispersione delle acque nel sottosuolo.

Per assicurare la funzionalità delle opere di mitigazione idraulica per una durata di circa 50 anni si dovranno prevedere interventi di manutenzione nelle modalità di seguito riportate.

A tale scopo sono stati redatti i seguenti documenti:

- “Manuale d’uso”, dove vengono descritte le opere, la loro funzione, le possibili anomalie e le istruzioni per un loro corretto uso;
- “Manuale di manutenzione”, in cui sono elencati gli interventi di manutenzione;
- “Programma di manutenzione”, in cui sono definite le modalità e la frequenza degli interventi.

### 11.1 Manuale d’uso

In questo manuale sono contenute tutte le informazioni necessarie all’utente per conoscere la modalità di fruizione e di corretta gestione delle opere, in modo da evitarne il degrado anticipato ed una utilizzazione impropria.

#### 11.1.1 Bacino di invaso

Descrizione. Si tratta di depressioni del terreno che verranno realizzate a gradoni. Tali depressioni entreranno in funzione quando la quantità dell’acqua convogliata dalla rete di raccolta supererà la capacità disperdente dei pozzi e avranno la capacità di contenere le acque meteoriche fino ad un volume di 1335,84 m<sup>3</sup> per Vi1 e 244,00 m<sup>3</sup> per Vi2. Lo svuotamento del dell’invaso è assicurato dai pozzi disperdenti e dalla trincea drenante che collega i pozzi stessi.

Funzione. Questo bacino ha lo scopo di accumulo temporaneo delle acque meteoriche e quindi di laminare la portata di piena.

Anomalie. Presenza di sedimenti sul fondo dell’invaso che ne impermeabilizzano la superficie o intasamento dei pozzi disperdenti per i quali dovrà essere fatta la manutenzione descritta nell’apposito paragrafo.

Istruzioni d’uso. Dovranno essere effettuati i seguenti controlli:

- Il prosciugamento dell’invaso e dei pozzi perdenti dovrà avvenire in un tempo ragionevole a partire dalla fine dell’evento meteorico (max 3-4 giorni), nel caso ciò non si verificasse si dovrà provvedere alla manutenzione dei pozzi perdenti o della trincea drenante dai sedimenti depositi dalle acque e che possono aver causato la loro impermeabilizzazione;
- assenza di materiali ingombranti all’interno dell’invaso che possano ridurre la sua capacità di contenimento dello stesso;

### 11.1.2 Pozzi perdenti

Descrizione. Nel PUA saranno realizzati DUE pozzi perdenti.

Istruzioni d'uso. La funzionalità dei pozzi perdenti è assicurata dalla presenza, laterale e sul fondo, di materiale drenante; questa può venire a meno se non si provvede a rimuovere periodicamente i materiali fini che si possono depositare sul fondo dei pozzi e che possono comportare una impermeabilizzazione del fondo stesso. La manutenzione programmata è indispensabile per ottenere una reale efficacia e mantenere in efficienza i pozzi perdenti. Per le ispezioni e le manutenzioni dovranno essere sempre rispettate le prescrizioni indicate dal D.Lgs. 81/2008 (Testo Unico Sicurezza Lavoro) per i cantieri temporanei o mobili; in particolare:

- mantenere sgombra l'area circostante ai pozzi perdenti da materiale che possa ostacolare o impedire i lavori di manutenzione;
- le ispezioni o la pulizia dovranno essere effettuate almeno in copia e da personale specializzato;
- controllo periodico dei pozzi. Se si rileva la presenza di sedimenti sul fondo, provvedere alla loro estrazione e ad una accurata pulizia degli stessi;
- verificare che le tubazioni in entrata e in uscita, i raccordi di carico e scarico, non siano intasati da materiali grossolani che impediscano il passaggio del liquido contenuto; nel caso in cui si rilevi la presenza di tali materiali si dovrà provvedere alla loro rimozione;
- pulizia ordinaria e straordinaria in seguito a particolari eventi meteorici.

Funzione. I pozzi perdenti hanno lo scopo di laminare le portate d'acqua interne alla rete e di disperdere le acque stesse nel sottosuolo, reinserendo nel terreno parte delle acque che verrebbero allontanate a causa delle superfici impermeabili realizzate.

Anomalie. Presenza di sedimenti o altri materiali sul fondo del pozzo che possono intasare il materiale drenante con conseguente impermeabilizzazione dei ghiaioni e difficoltà a disperdere le acque contenute.

### 11.1.3 Rete meteorica

Descrizione. Condotte in PVC o CLS, di diametro interno variabile da 250 a 315 mm.

Funzione. Convogliamento delle acque meteoriche nei pozzi perdenti e negli invasi di laminazione.

Anomalie. Presenza di sedimenti e/o materiali grossolani sul fondo dei pozzetti di ispezione.

Istruzioni d'uso. La manutenzione programmata è indispensabile per ottenere una reale efficacia e mantenere in efficienza le condotte e soprattutto i relativi pozzetti di ispezione, sia per la raccolta e il deflusso delle acque meteoriche ma anche per prevenire la formazione di cattivi odori ed insetti. Per le ispezioni e le manutenzioni dovranno essere sempre rispettate le prescrizioni indicate dal D.Lgs. 81/2008 (Testo Unico Sicurezza Lavoro) per i cantieri temporanei o mobili; in particolare:

- mantenere sgombra l'area circostante alla vasca da materiale che possa ostacolare o

- impedire i lavori di manutenzione;
- le ispezioni o la pulizia dovranno essere effettuate almeno in copia e da personale specializzato;
- controllare periodicamente i pozzetti. Se si rileva la presenza di sedimenti sul fondo, provvedere alla loro estrazione e ad una accurata pulizia degli stessi;
- verificare che le tubazioni in entrata, in uscita, raccordi di carico, scarico, non siano intasati da materiali grossolani che impediscano il passaggio del liquido contenuto; nel caso in cui si rilevi la presenza di tali materiali si dovrà provvedere alla loro rimozione;
- pulizia ordinaria e straordinaria in seguito a particolari eventi meteorici.

## **11.2 Manuale di manutenzione**

Il manuale di manutenzione contiene le indicazioni circa le modalità corrette per l'effettuazione degli interventi di manutenzione specifici per l'opera.

Nel caso delle opere di mitigazione idraulica, costituite dai bacini ribassati e dai manufatti di laminazione, appare evidente che per un corretto funzionamento del sistema deve essere effettuata una verifica e una manutenzione periodica sull'intera rete delle acque meteoriche. E' fondamentale mantenere sgombrere le aree circostanti ai dispositivi di invaso e di laminazione.

A tale fine dovranno essere previsti i seguenti interventi di manutenzione:

- 1) Pulizia dei pozzetti di ispezione;
- 2) Pulizia delle caditoie;
- 3) Pulizia delle condotte della rete acque meteoriche;
- 4) Ispezione e pulizia dei pozzi perdenti con raccolta e trasporto a discarica autorizzata del materiale sedimentato sul fondo;
- 5) Ispezione e pulizia degli invasi di laminazione e della tubazione di scarico con raccolta e trasporto a discarica autorizzata del materiale eventualmente sedimentatosi;
- 6) Ripristino e/o sostituzione dei chiusini che dovessero essere danneggiati da eventi provocati da agenti esterni.

## **11.3 Programma di manutenzione**

Il programma di manutenzione definisce i controlli, gli interventi e le relative scadenze da eseguire, finalizzati alla corretta gestione. E' stato suddiviso in:

- 1) Programma dei controlli) contiene la programmazione dei controlli per verificare la rispondenza alle prestazioni previste per la determinazione della caduta delle stesse nel tempo;
- 2) Programma degli interventi) indica gli interventi da effettuare e le relative scadenze temporali.

<b>PROGRAMMA DEI CONTROLLI</b>		
<b>Oggetto del controllo</b>	<b>Modalità del controllo</b>	<b>Frequenza del controllo</b>
Rete di raccolta acque meteoriche (condotte, pozzetti, caditoie, chiusini)	Controllo visivo dei manufatti di ispezione per verifica della presenza di materiali all'interno delle condotte o dei pozzetti e dello stato di conservazione dei chiusini.	In base ai programmi predisposti dalla proprietà e comunque non oltre un anno o in caso di manifeste disfunzioni del sistema.
Bacini di accumulo denominati Invasi Vi1 e Vi2.	Controllo della presenza di sedimenti sul fondo dei bacini e/o di materiali grossolani; verifica dello stato della condotta di collegamento con la rete delle acque meteoriche e dello stato di efficienza della griglia di protezione della condotta stessa. Periodica pulizia e taglio del manto erboso.	In base ai programmi predisposti dalla proprietà e comunque non oltre un anno o in caso di manifeste disfunzioni del sistema o in seguito ad eventi particolarmente intensi. La rasatura del manto erboso dovrà essere eseguita secondo frequenze ed altezze di taglio atte al mantenimento di un ottimale aspetto estetico, fitosanitario e per garantire la funzionalità degli invasi e delle opere ad esso annesse.
Pozzi perdenti	Controllo della presenza di sedimenti fini sul fondo dei pozzi e/o di materiali grossolani e di ristagno delle acque causato dal malfunzionamento del pozzo.	In base ai programmi predisposti dalla proprietà e comunque non oltre un anno o in caso di manifeste disfunzioni del sistema o in seguito ad eventi meteorici particolarmente intensi.

<b>PROGRAMMA DEGLI INTERVENTI</b>		
<b>Oggetto del controllo</b>	<b>Modalità del controllo</b>	<b>Frequenza dell'intervento</b>
Rete di raccolta acque meteoriche (condotte, pozzetti, caditoie, chiusini)	Espurgo condotte, espurgo e pulizia pozzetti, riposizionamento o sostituzione dei chiusini.	In base ai programmi predisposti dalla proprietà e comunque non oltre un anno o in caso di manifeste disfunzioni del sistema.  (Manodopera specializzata)
Bacini di accumulo denominati Invasi Vi1 e Vi2.	Spurgo della condotta di collegamento con la rete delle acque meteoriche, pulizia o sostituzione della griglia protettiva del tubo, taglio dell'erba e rimozione dei depositi sul fondo dell'invaso.	In base ai programmi predisposti dalla proprietà e comunque non oltre un anno o in caso di manifeste disfunzioni del sistema.  (Manodopera specializzata)
Pozzi perdenti	Pulizia del fondo dai sedimenti	In base ai programmi predisposti dalla proprietà e comunque non oltre un anno o in caso di manifeste disfunzioni del sistema.  (Manodopera specializzata)

## 12 CONSIDERAZIONI FINALI

Il PUA studiato occupa una superficie territoriale di **6.778,70 m<sup>2</sup>**, attualmente utilizzata a verde agricolo, della quale in fase progettuale la Superficie dei lotti è pari a **4.785,90 m<sup>2</sup>** e la superficie per opere di urbanizzazione primaria (strade, parcheggi, verde pubblico, marciapiedi) è pari a **1.992,80 m<sup>2</sup>**. Non sono segnalate nei dintorni dell'area zone a pericolosità idraulica né alcuna criticità.

Ai fini della gestione delle acque meteoriche interne al PUA si è deciso di realizzare una rete di raccolta e smaltimento acque tombata su sedime stradale, costituita da caditoie e pozzetti in cemento e tubazioni in PVC, che recapita in un bacino di raccolta e laminazione nel quale gli afflussi meteorici vengono interamente smaltiti per infiltrazione nel terreno, vista l'assenza in aree confinanti di canali di scolo o di raccolta delle acque bianche.

Il coefficiente di infiltrazione K dei terreni è stato misurato tramite prove sperimentali ed è riportato in Relazione Geologica, pari a  **$K = 1,78 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$** .

Il calcolo idraulico, effettuato considerando i dati della stazione meteorologica di Villafranca e un **tempo di ritorno di 100 anni**, ha permesso di definire il massimo volume di invaso necessario a laminare le acque meteoriche del PUA che è risultato essere pari a **240 m<sup>3</sup>**. Tale valore è ben superiore ai 192 m<sup>3</sup> calcolati nella Valutazione di Compatibilità Idraulica del Piano degli interventi, per due motivi:

- in tale studio si utilizzava un valore di permeabilità ( $K=5 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ ) più alto rispetto a quello misurato sperimentalmente.
- Nello studio allegato al P.I. veniva assunto un coefficiente udometrico pari a 10l/s/ha pari a quello convenzionalmente adottato dai Consorzi di Bonifica in uscita allo stato attuale.

Nel progetto si è scelto di non avere deflussi superficiali in uscita dall'area PUA, e di infiltrare totalmente le portate meteoriche accumulate nel bacino. Tale soluzione progettuale, dovuta alla mancanza di fossi o scoli consortili confinanti con l'area PUA, comporta la necessità di un maggior volume per la laminazione delle portate idriche meteoriche.

Per il sistema di dispersione tramite infiltrazione nel terreno delle acque meteoriche sono stati verificati due sistemi alternativi:

1. con trincea drenante di Lunghezza 35 m e sezione 1,50 x 2,00m riempita con ciottoli e rivestita in geotessuto;
2. realizzazione di n. 2 pozzi perdenti diam. Interno 1,50m altezza drenante 3m.

Per entrambi i sistemi si è verificata la capacità di svuotamento dell'invaso che risulta di circa 27 ore nel caso 1. e 24 ore nel caso 2.

Il volume dell'invaso che si prevede di realizzare è formato da una depressione nell'area a sud-ovest del PUA per un volume complessivo minimo pari a **240 m<sup>3</sup>**.

Con la realizzazione di tale invaso e con uno dei sistemi di dispersione descritti

**la Compatibilità idraulica del PUA "Le Coste" risulta essere verificata.**