

REGIONE LOMBARDIA  
PROVINCIA DI BRESCIA

## COMUNE DI CASTEL MELLA

### Progetto di insediamento di attività produttiva

*"In Variante al Piano di Governo del Territorio  
secondo la procedura di cui al DPR 160/2010 e s.m.i. - SUAP"*

COMMITTENTE



Peli s.r.l.  
Via Verdi, 102  
25030 Torbole Casaglia (Brescia)  
P.Iva/C.f. 02331130985  
Info@peliportesezioni.it

#### COMPONENTE GEOLOGICA E INVARIANZA IDRAULICA

Allegato

### GE 2 - INVARIANZA IDRAULICA RELAZIONE

Conferenza di Servizi \_\_\_\_\_ Delibera Approvazione \_\_\_\_\_

Data

Gennaio 2020

Revisione

r.....del.....

A SENSI DELLE VIGENTI LEGGI SUI DIRITTI DI AUTORE QUESTO ELABORATO NON POTRA' ESSERE COPIATO, RIPRODOTTO DA SOGGETTI TERZI SENZA AUTORIZZAZIONE DEL PROFESSIONISTA INCARICATO

CONSULENTI

PROGETTISTA COMPONENTE EDILIZIA

**Arturo Mola**  
Via Cortivazzo, 1/C  
25030 Castel Mella - BRESCIA  
mall.studio.mola@alice.it

DIRETTORE ARTISTICO

**Giuliano Venturelli**  
Via Leonardo Da Vinci, n° 9/A  
25064 Gussago - BRESCIA  
mall.giulianoventurelli.italy@gmail.com

PROGETTISTA COMPONENTE STRUTTURALE

**Marlo Piovanelli**  
Via Castello, n° 1  
25038 Rovato - BRESCIA  
mall.piovanelli@gmail.com

COMPONENTE URBANISTICA  
VALUTAZIONE AMBIENTALE STRATEGICA

**Alessandro Martignelli**  
Via Terzani 14  
20035 Ospitaletto - BRESCIA  
mall.alessandro@martignelli.bs.it

COMPONENTE AGRONOMICA, ECOLOGICA E  
PROGETTO DELLE OPERE A VERDE

**Eugenio Mortini**  
Via Tito Speri 14c  
25030 Lograto - BRESCIA  
mall.eugenio.mortini@virgilio.it

COMPONENTE GEOLOGICA  
INVARIANZA IDRAULICA

**Corrado Aletti**  
Via Ponticella 20  
25020 Seniga - BRESCIA  
mall.aletti@tin.it

COMPONENTE ACUSTICA

**Luigi Cornacchia - LC Consulenze**  
Via Giordano 5/e  
25016 Ghedi - BRESCIA  
mall.luigi@lc-consulenze.it

COMPONENTE TRAFFICO

**Paolo Mondolo - Beconsult s.r.l.**  
Via Mameli 19/d  
25014 Castenedolo - BRESCIA  
mall.beconsult@beconsult.it

**Sportello Unico Attività Produttive  
DPR 160/2010**

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Luglio 2020	1	1 di 50
A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti - GEOLOGO O.G.L. n.900				

# REGIONE LOMBARDIA

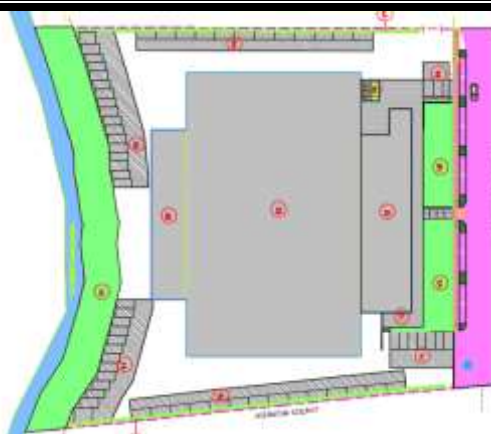
## PROVINCIA DI BRESCIA

### COMUNE DI CASTEL MELLA



## PROGETTO PER L'INVARIANZA IDRAULICA E IDROLOGICA


### RELAZIONE



Elaborato

## PROGETTO DI INSEDIAMENTO ATTIVITA' PRODUTTIVA

L.R. 12/2005 – L.R. 04/2016 – R.R. 7 del 23.11.2017 – R.R. 8 del 19.04.2019

<b>Committente</b>	<b>Peli s.r.l.</b>
<b>Estensore</b>	 <b>A. &amp; P. sas</b>

*Il presente elaborato è confidenziale e ne è vietata la riproduzione o l'utilizzo da terzi non autorizzati*

Informazioni documento		
Operazione	Soggetto	Data
Redatto	A & P sas – Dr. ssa Gallo Samanta	08.07.2020
Approvato	A & P sas – Dr. Aletti Corrado	11.07.2020
File	relazione invarianza01.docx	
Commessa	2019.10.299	

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Luglio 2020	1	2 di 50
A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900				

## INDICE

1. Introduzione .....	4
2. Inquadramento geografico .....	6
3. Inquadramento idrologico .....	8
3.1. Ietogramma di progetto .....	12
3.1.1. Calcolo del tempo di corrivazione .....	14
4. Classificazione intervento .....	16
5. Inquadramento idrogeologico e piezometrico .....	19
5.1. Distanza da pozzi idropotabili .....	22
5.2. Prova di permeabilità .....	23
5.2.1. Interpretazione della Prova di permeabilità .....	25
6. Calcolo degli afflussi - metodo dettagliato .....	27
6.1. Calcolo dell'idrogramma di progetto .....	31
7. Calcolo dei deflussi .....	35
7.1. Calcolo della dispersione del pozzo perdente .....	35
7.1.1. Descrizione del pozzo perdente .....	36
8. Calcolo dei volumi di laminazione .....	38
8.1. Calcolo del tempo di svuotamento .....	39
9. Dimensionamento dei bacini di laminazione .....	41
9.1. Descrizione del bacino .....	42
10. Verifica bacino .....	43
11. Strada - calcolo dei dispositivi per l'invarianza .....	44
12. Dimensionamento impianto di raccolta acque .....	46
13. Manutenzione .....	49

## 1. INTRODUZIONE

La nuova Legge regionale sulla difesa del suolo, sulla prevenzione e mitigazione del rischio idrogeologico e sulla gestione dei corsi d'acqua (l.r. n. 4 del 15 marzo 2016) ha come scopo principale l'attenuazione del livello di rischio idrogeologico al fine della tutela dei cittadini e delle attività economiche, attraverso iniziative capaci di mettere in sicurezza il territorio. La legge specifica e disciplina le attività di competenza di Regione Lombardia riguardanti la difesa del suolo, la gestione dei corsi d'acqua e del demanio idrico nel territorio regionale. Inoltre, stabilisce gli strumenti utili a realizzare tali attività per raggiungere gli obiettivi legati alla difesa del suolo, alla gestione del demanio idrico fluviale e al riassetto idraulico e idrogeologico. I principali temi che la legge affronta sono:

- gestione coordinata del reticolo idrico minore, di competenza comunale, e dei reticoli principale e consortile
- rispetto dell'invarianza idraulica, dell'invarianza idrogeologica e del drenaggio urbano sostenibile
- attività di polizia idraulica nel demanio idrico fluviale
- manutenzione continuata e diffusa del territorio, dei corsi d'acqua, delle opere di difesa del suolo, delle strutture e dei sistemi agroforestali di difesa del suolo
- ripristino delle condizioni di maggiore naturalità dei corsi d'acqua, recupero delle aree di pertinenza idraulica e riqualificazione fluviale
- riordino delle competenze sulla navigazione interna delle acque
- nuove competenze in tema di difesa del suolo per i Consorzi di bonifica e irrigazione.

Nel caso in studio, il tema d'interesse riguarda l'invarianza idraulica e idrologica che in sintesi consiste nella limitazione dei deflussi delle acque verso il reticolo idrico in caso di realizzazione di nuovi edifici civili e industriali, di parcheggi e strade e di interventi di riqualificazione. Nello specifico l'articolo di riferimento è il n.7 che introduce il concetto ed apporta modifiche al testo della legge regionale n.12/2005 (Legge per il Governo del Territorio). Al comma 5, l'articolo fa riferimento al Regolamento contenete i metodi e i criteri per il rispetto

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Luglio 2020	1	4 di 50
A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900				

dell'invarianza idraulica ed idrogeologica. Il Regolamento è stato pubblicato sul Bollettino Ufficiale della Regione Lombardia il 28 novembre 2017 e quindi pienamente operativo dal 28 maggio 2018. Con la delibera della Giunta Regionale n.IX/128 del 21/05/2018 l'applicazione è stata prorogata di ulteriori 6 mesi per tutti gli interventi ad esclusione delle nuove costruzioni/opere. Questa tematica è infatti dibattuta da diversi anni, ed ha preso forza dopo la direttiva del Parlamento europeo del Consiglio 23 ottobre 2000, n. 2000/60/CE in materia di acque e dal decreto legislativo 23 febbraio 2010, n. 49 che ne rappresenta l'attuazione. La legge regionale 4/2016 disegna un ulteriore passo nella direzione della riduzione del rischio idraulico. Oltre alla legge sopracitata si è fatto riferimento alla legge regionale 12 dicembre 2003, n. 26 (Disciplina dei servizi locali di interesse economico generale. Norme in materia di gestione dei rifiuti, di energia, di utilizzo del sottosuolo e di risorse idriche), alla legge regionale 11 marzo 2005, n. 12 (Legge per il governo del territorio), al PTUA 2016.

La recente emanazione della D.G.R. X/1314 del 25/02/2019 recante "DISPOSIZIONI SULL'APPLICAZIONE DEI PRINCIPI DELL'INVARIANZA IDRAULICA ED IDROLOGICA. MODIFICHE AL REGOLAMENTO REGIONALE 23 NOVEMBRE 2017, N. 7 (REGOLAMENTO RECANTE CRITERI E METODI PER IL RISPETTO DEL PRINCIPIO DELL'INVARIANZA IDRAULICA ED IDROLOGICA AI SENSI DELL'ARTICOLO 58 BIS DELLA LEGGE REGIONALE 11 MARZO 2005, N. 12" ha proposto l'introduzione di importanti modifiche al Regolamento Regionale n.7, in particolare per quanto concerne la classificazione dei comuni e le eventuali riduzioni dei requisiti minimi nei casi di dispersione sul suolo o nel sottosuolo. La D.G.R. di cui sopra è stata recepita dal Regolamento Regionale 8 approvato dal Consiglio Regionale il 19.04.2019.

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Luglio 2020	1	5 di 50
A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900				

## 2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L'area in studio è localizzata nel settore nord occidentale del territorio comunale di Castel Mella, lungo il margine W di Via Renolda, così come rappresentato in Figura 1. Le nuove strutture insisteranno sul Foglio 3, Mappale 579 dell'NCTR del Comune di Castel Mella. Per il dettaglio completo sulle specifiche del progetto si rimanda agli elaborati redatti dallo Studio Tecnico Geom. Susanna Mola.



Figura 1 – Ubicazione dell'area in studio

La richiesta di variante urbanistica, volta all'ampliamento dell'attività della Committenza, riguarda solo il cambio d'uso dell'area e non deve essere intesa come una nuova espansione urbanistica. Il progetto prevede la costruzione di nuovi capannoni e relativi piazzali. Il calcolo delle superfici permeabili, semipermeabili e impermeabili è stato ricavato dalle indicazioni contenute negli elaborati di progetto, ed in particolare dalla planimetria di riferimento degli indici urbanistici. In Figura 2 sono rappresentate in diverse gradazioni di verde la porzione permeabile, comprendente il verde profondo e le aiuole, per un totale di 1.910 m<sup>2</sup>, mentre la porzione impermeabile in grigio, è riferibile alla somma delle coperture e dei piazzali, per un totale di 9.614 m<sup>2</sup>. La porzione in rosa rappresenta la quota da cedere, che verrà interessata dalla strada, dai parcheggi e da alcune aiuole per un totale di 1.146 m<sup>2</sup>. La superficie totale del lotto di intervento è quindi pari a 12.670 m<sup>2</sup>.

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Luglio 2020	1	6 di 50
A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900				

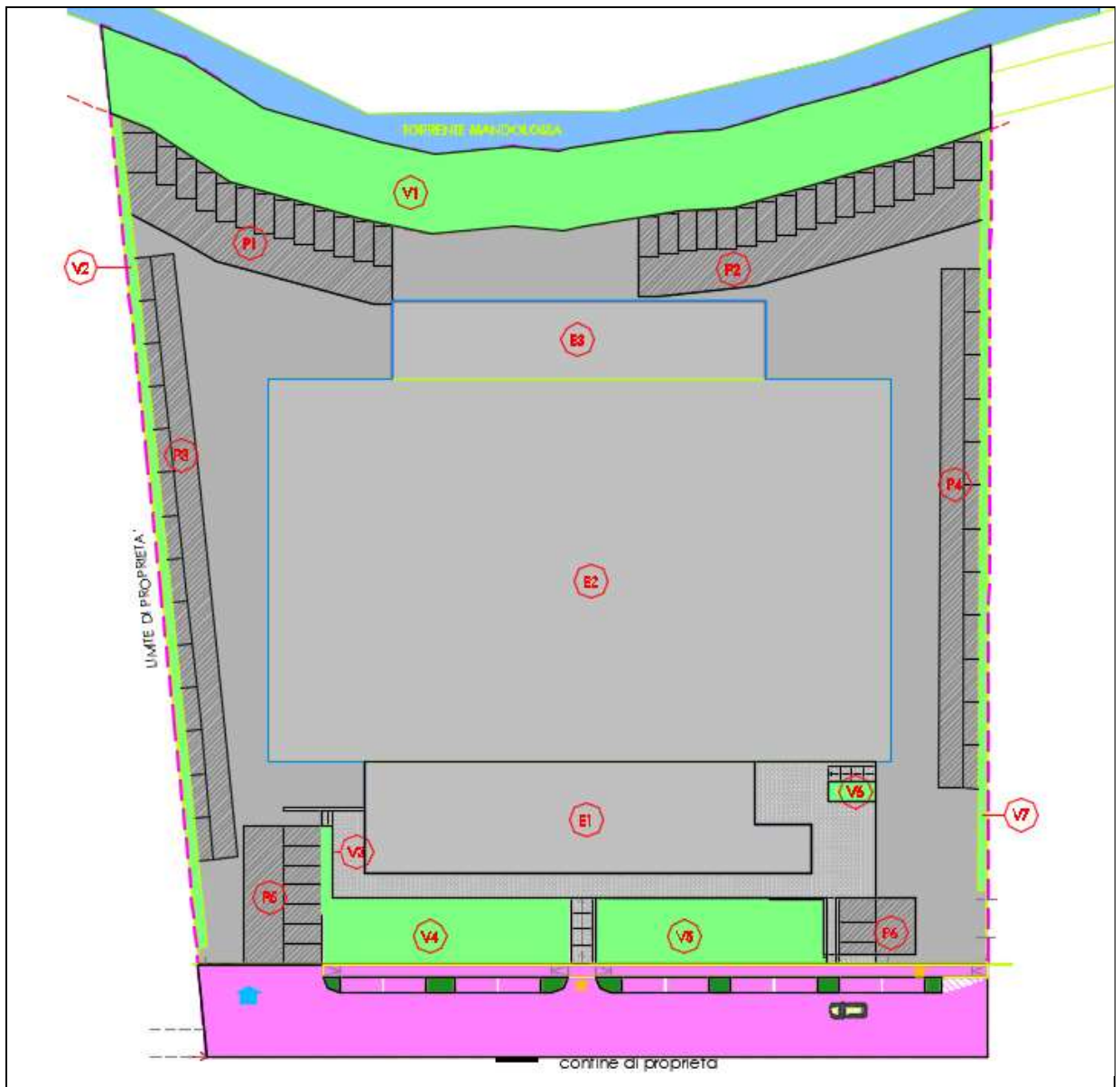


Figura 2 – Schema di progetto

### 3. INQUADRAMENTO IDROLOGICO

Per qualsiasi valutazione di tipo idrologico è necessario eseguire una quantificazione degli apporti, ovvero delle precipitazioni ritenute significative. Infatti non tutte le precipitazioni concorrono nel calcolo, in quanto eventi prolungati e di modesta entità, come la maggior parte dei casi, non sviluppano quantitativi significativi da smaltire. Sono infatti le cosiddette "precipitazioni intense" che forniscono la principale sollecitazione idrometeorologica sul territorio; la loro previsione è un requisito essenziale per valutare il rischio idrologico dal punto di vista strettamente alluvionale. Per eseguire queste elaborazioni sono indispensabili serie storiche di osservazioni che attualmente sono condotte da diversi enti sul territorio. I dati raccolti devono poi essere elaborati statisticamente e probabilisticamente per potere individuare la distribuzione spaziale e temporale dei valori delle precipitazioni, e i probabili valori futuri di notevole intensità. I più importanti dati, normalmente raccolti nelle reti pluviometriche dei vari servizi idrologici nazionali, riguardano le precipitazioni giornaliere misurate ogni 24 ore e le registrazioni continue. Da queste registrazioni continue vengono ricavate le precipitazioni di notevole intensità di varia durata. Elaborando probabilisticamente i valori delle precipitazioni di notevole intensità si ricavano le relazioni che permettono di formulare previsioni sui valori particolarmente intensi, in funzione della durata e per un prefissato tempo di ritorno  $T_r$ . Va specificato che il tempo di ritorno  $T_r$  è l'intervallo massimo di tempo, in anni, che può trascorrere probabilisticamente affinché il valore di una precipitazione o di un'altra grandezza idrologica possa essere uguagliato o superato. Il tempo di ritorno è pertanto un indicatore di rischio e il suo valore è prefissato dal progettista. Le informazioni sulla pluviometria dell'area di interesse, sono riassunte nei parametri "a" ed "n" della curva segnalatrice di possibilità climatica, che relaziona le altezze di pioggia con le durate di pioggia per un dato tempo di ritorno, attraverso la nota formula:

$$h = a t^n$$

dove:

$h$  è l'altezza di pioggia espressa in mm;

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Luglio 2020	1	8 di 50
A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900				



$t$  é la durata dell'evento in ore;

$a$  (mm/ora) ed  $n$  sono i parametri caratteristici della curva.

Per curva di possibilità climatica si intende quella curva che rappresenta l'insieme dei punti con la stessa probabilità di non essere superati. Per la determinazione della *curva segnalatrice di probabilità pluviometrica* relativa all'area d'interesse, si é eseguita un'elaborazione statistica dei dati pluviometrici della stazione più rappresentativa, attraverso i dati del servizio meteorologico di Arpa. Attraverso l'applicativo dell'Agenzia di protezione dell'Ambiente é possibile definire i diversi parametri idrologici necessari all'elaborazione per tutto il territorio lombardo. Per i dettagli teorici e statistici utilizzati nell'applicativo si rimanda alle note informative del sito [idro.arpalombardia.it](http://idro.arpalombardia.it). L'analisi dei dati é stata effettuata mediante *la prima legge asintotica del massimo valore di Gumbel* con la quale, data una serie di valori sufficientemente grande della variabile idrologica considerata ( $x$ ), si determina la probabilità di non superamento legata al tempo di ritorno:

$$P(x) = e^{-e^{-y}}$$

dove:

$P(x)$  : probabilità di non superamento della variabile idrologica  $x$ ;

$y = \alpha(x - N)$  : variabile ridotta associata alla variabile idrologica  $x$  ;

$\alpha = 1.283 / \sigma$  : parametro della distribuzione stimato con il metodo dei momenti;

$N = x - 0.450\sigma$  : parametro della distribuzione stimato con il metodo dei momenti;

$x = \sum_i x_i / n$  : media delle osservazioni  $x_i$ , in numero pari a  $n$ ;

$\sigma = ((\sum_i x_i^2 / n - 1) - (\sum_i x_i / n(n - 1)))^{1/2}$  : scarto quadratico medio del campo osservato.

Mediante la relazione  $P_{(x)} = (Tr - 1)/Tr$  si lega il tempo di ritorno con la probabilità di non superamento. Tale legge é stata applicata per le piogge della durata di 10, 15, 20, 30, minuti e 1, 3, 6, 12 e 24 ore, ottenendo le rispettive altezze di pioggia massima con tempi di ritorno pari a 2, 5, 10, 20, 50, 100 e 200 anni, per la stazione pluviografica considerata. Nel campo bilogaritmico la curva segnalatrice di possibilità climatica ha una forma lineare, con coefficiente angolare pari ad "n" ed ordinata corrispondente ad un tempo unitario pari ad "a". E' quindi

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Luglio 2020	1	9 di 50
A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900				

possibile procedere al calcolo di tali curve, per i diversi tempi di ritorno, stimando i parametri “a” ed “n” tramite regressione lineare con il metodo dei minimi quadrati. I risultati delle interpolazioni e le curve segnalatrici di possibilità climatica per la stazione considerata e per i diversi tempi di ritorno sono di seguito riportati (Figura 3).

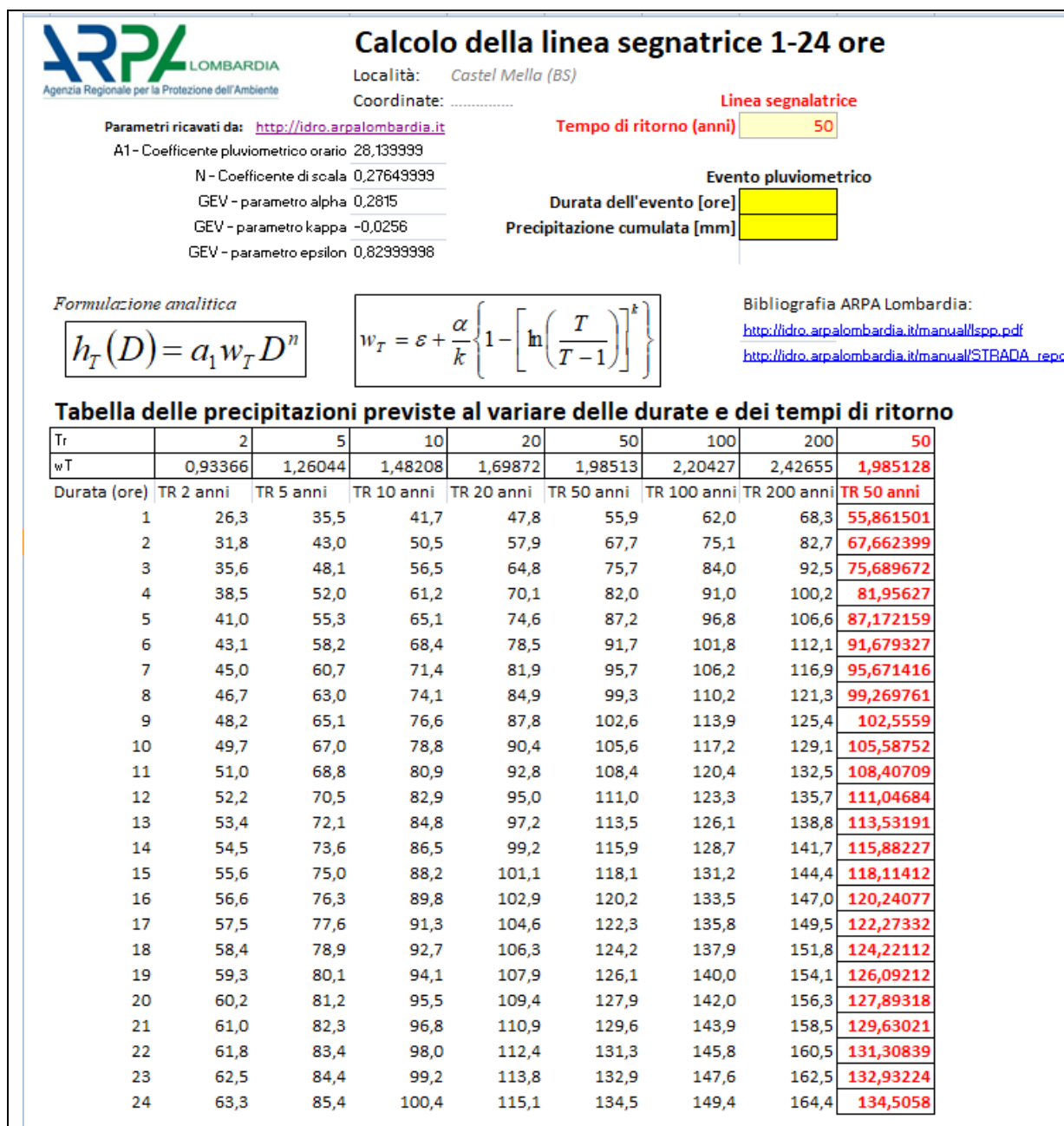


Figura 3 - Calcolo della linea segnalatrice

La rappresentazione delle curve è riportata in Figura 4. Considerate le finalità dello studio, il contesto in cui è inserito l'insediamento, le condizioni al contorno e i disposti normativi l'evento meteorico di riferimento ha **tempo di ritorno di 50 anni**.

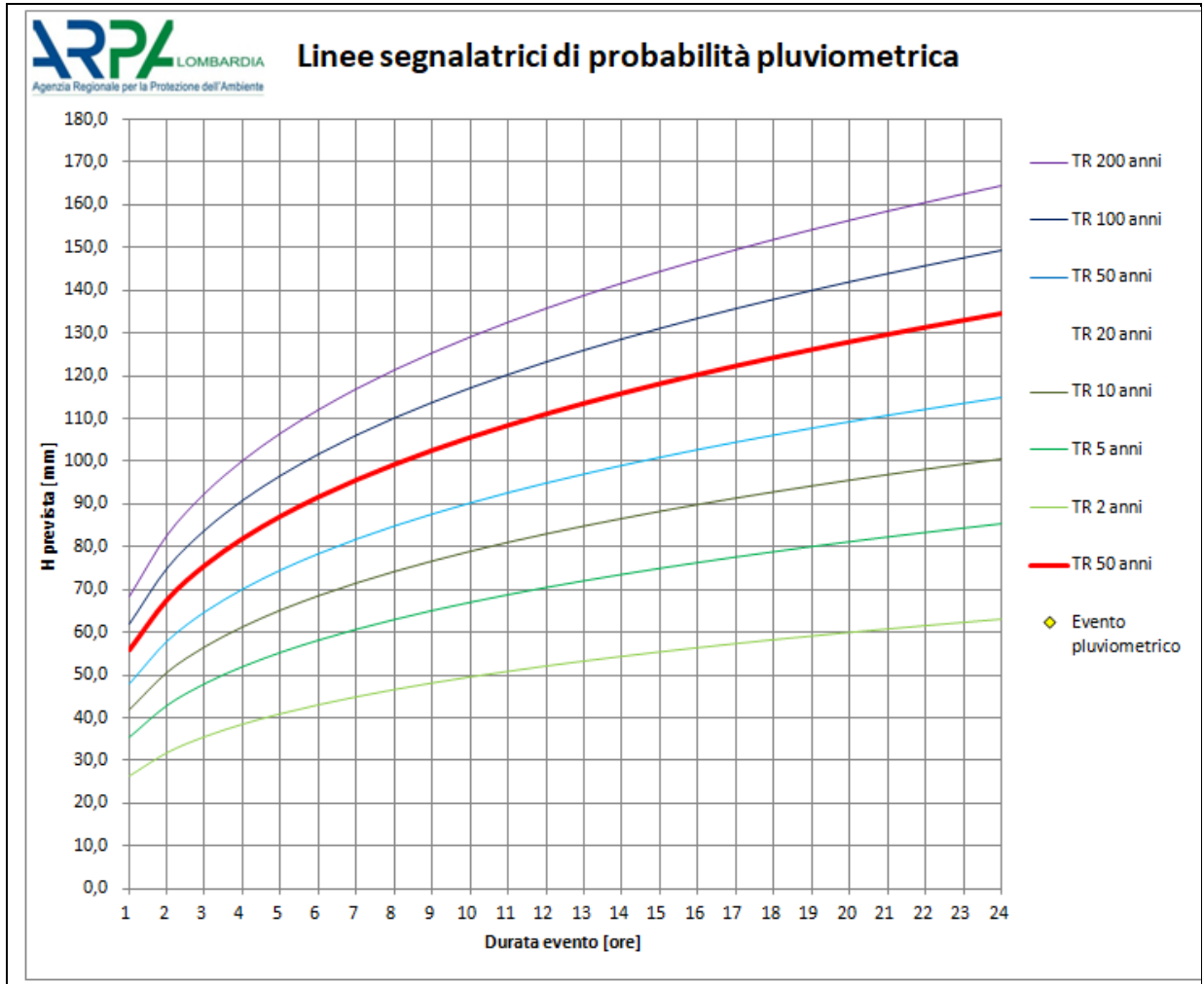


Figura 4 - Rappresentazione della linea segnalatrice

La pioggia di riferimento va poi riferita al bacino in studio, che in questo caso è molto contenuto e corrisponde al nuovo insediamento. Per ottenere i valori di piogge più brevi di un'ora si può ricorrere alle indicazioni riportate nell'allegato G della D.G. R. n.X/6829 che propongono la seguente espressione per il caso in studio:

$$h = 55.86 \times t^{0.5}$$

In Figura 5 è rappresentato l'andamento cumulativo delle precipitazioni calcolato sul lotto in studio.

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Luglio 2020	1	11 di 50
A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900				

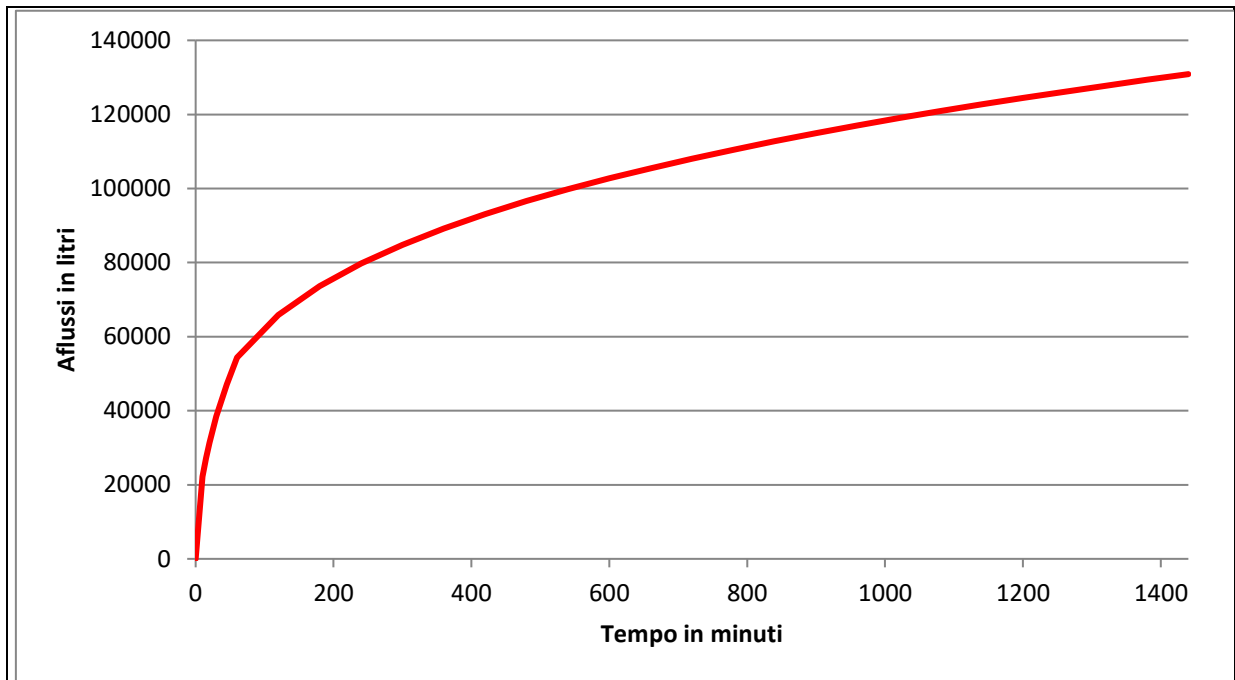


Figura 5 - Andamento degli afflussi sul lotto con tempo di ritorno pari a 50 anni

### 3.1. Ietogramma di progetto

Per la determinazione degli eventi meteorologici di progetto è stato utilizzato uno ietogramma di tipo Chicago, caratterizzato da un picco di intensità massima  $i_{max}$  e da una intensità media uguale a quella definita dalla curva di possibilità pluviometrica; se tale curva è espressa con la consueta formula monomia a due parametri  $[h(t)=a \cdot t^n]$ , l'intensità  $i(t)$  è data dalle equazioni:

$$i(t) = n \cdot a \cdot \left( \frac{t_r - t}{\kappa} \right)^{n-1} \quad \text{per } t \leq t_r$$

$$i(t) = n \cdot a \cdot \left( \frac{t - t_r}{1 - \kappa} \right)^{n-1} \quad \text{per } t \geq t_r$$

dove  $t_r$  è l'istante di tempo in cui si verifica il picco. La posizione del picco all'interno della durata complessiva dell'evento può essere scelta sulla base di indagini statistiche relative alla zona in esame oppure si può porre pari a 0,4, valore medio che risulta dagli studi in materia riportati in letteratura. L'intensità massima è stata calcolata per un intervallo pari a 6 minuti,

ovvero nell'ordine del tempo di corrivazione. Lo ietogramma Chicago rappresenta una pioggia critica per tutte le durate, nel senso che a tutte le durate corrisponde la stessa probabilità cumulata. Quindi nel dimensionamento di una rete di scolo è possibile utilizzare un unico ietogramma Chicago per tutte le sezioni. Inserendo nella formula i valori di  $a$ ,  $n$  e la durata dell'evento è possibile determinare in modo univoco la funzione  $i(t)$ . La pioggia di durata 1 ora (o inferiore) risulta la più gravosa in termini di portate istantanee, mentre piogge di durata maggiore sono critiche per la vasca di laminazione. In Figura 6 si riporta lo ietogramma di progetto tipo Chicago discretizzato (10 minuti) per tempo di ritorno pari 50 anni di durata 1 ora utilizzato per le simulazioni idrauliche. In Figura 7 si riporta lo ietogramma di progetto tipo Chicago discretizzato per precipitazioni fino a 12 ore. Nel primo grafico il picco lo si ha nella porzione centrale con un'intensità di circa 200 mm/ora. Sulla base di questi ietogramma sono stati calcolati gli idrogrammi corrispondenti a ciascuna area, per le diverse condizioni.

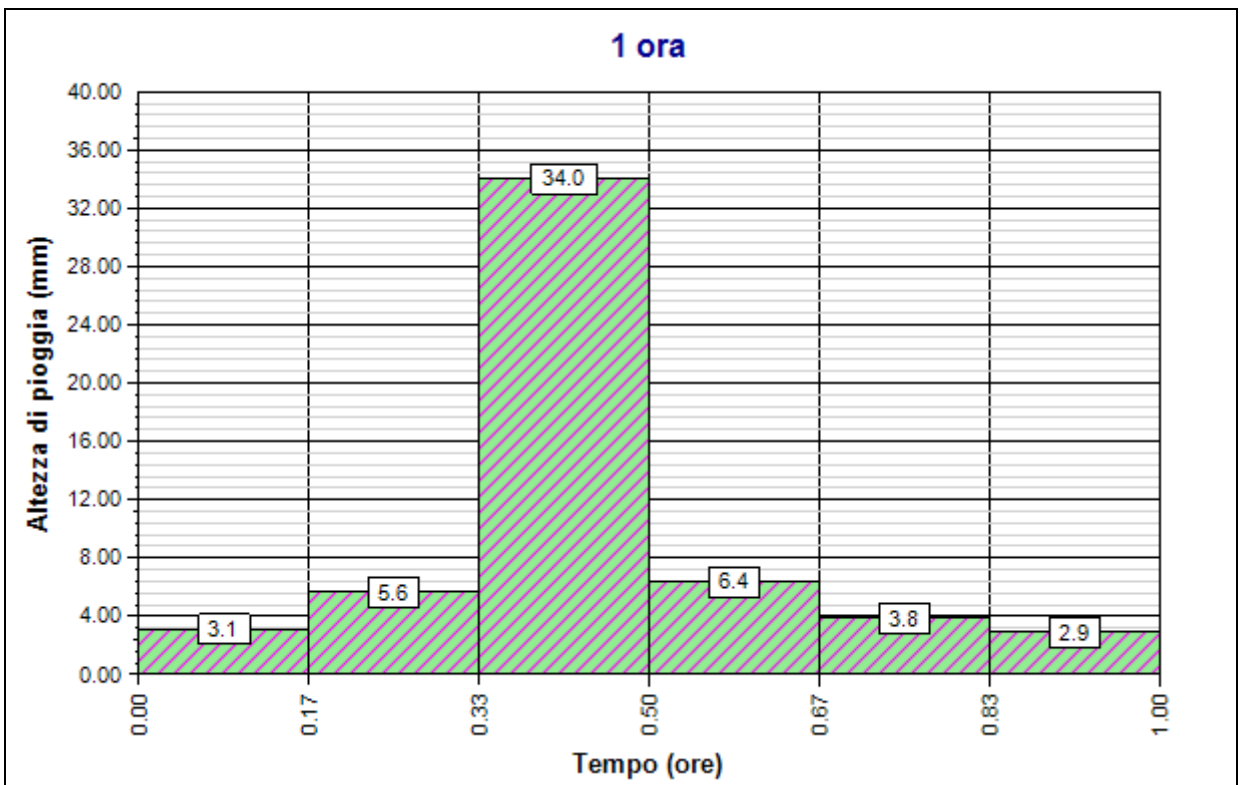


Figura 6 - Ietogramma Chicago piogge inferiori a 1 ora

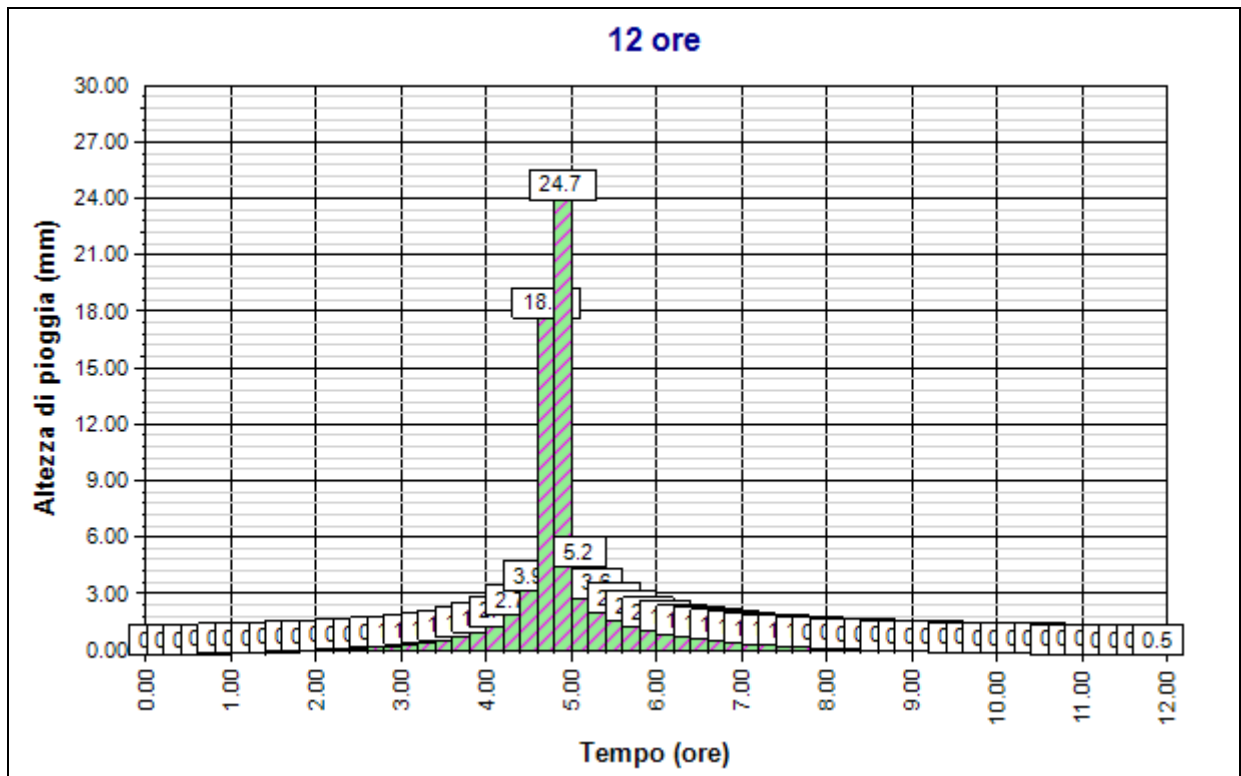


Figura 7 - Ietogramma Chicago piogge fino a 12 ore

### 3.1.1. Calcolo del tempo di corrivazione

Il tempo di corrivazione corrisponde all'intervallo di tempo impiegato da una ipotetica particella d'acqua a percorrere l'intero bacino, partendo dal punto più lontano sino a giungere alla sezione di chiusura. Il sistema di raccolta acque è molto semplice e prevede la messa in opera di una gronda oltre ad alcune caditoie ed una condotta per raggiungere il bacino di raccolta. Come è noto la durata della pioggia di riferimento corrisponde al tempo di corrivazione, che in caso di bacini urbani generalmente è molto ridotto. Dall'istante  $t_c$  in poi alla portata defluente  $Q$  contribuisce tutto il bacino e quindi  $Q$  assume il suo valore massimo. La portata rimane costante fino al momento in cui si esaurisce l'evento piovoso. Considerando che il bacino di raccolta è completamente impermeabilizzato si pone convenzionalmente il tempo di corrivazione pari a 10 minuti. Il valore è coerente con la situazione in esame dove la distanza maggiore tra l'ingresso nelle condotte di scolo e la chiusura del bacino sarà di circa 400 metri.

Considerando velocità media nell'ordine di circa 1 m/s nelle condotte ed un tempo di ruscellamento ( $t_0$ ) non superiore a 3 minuti il valore trova coerenza con quanto proposto (circa 10 minuti).

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Luglio 2020	1	15 di 50
A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900				

## 4. CLASSIFICAZIONE INTERVENTO

Il Regolamento Regionale indica le modalità di calcolo dei volumi da gestire per il rispetto dell'invarianza idraulica e idrologica attraverso i disposti dell'articolo 9. I parametri da valutare riguardano la superficie dell'intervento, il coefficiente di deflusso medio ponderale e l'ambito territoriale in cui si inserisce l'intervento. In riferimento a quest'ultimo aspetto il territorio regionale è stato suddiviso in tre macro aree in funzione del livello di criticità dei bacini dei corsi d'acqua recettori. Le aree sono le seguenti (Figura 8):

- Aree A - alta criticità idraulica
- Aree B - media criticità idraulica
- Aree C - bassa criticità idraulica

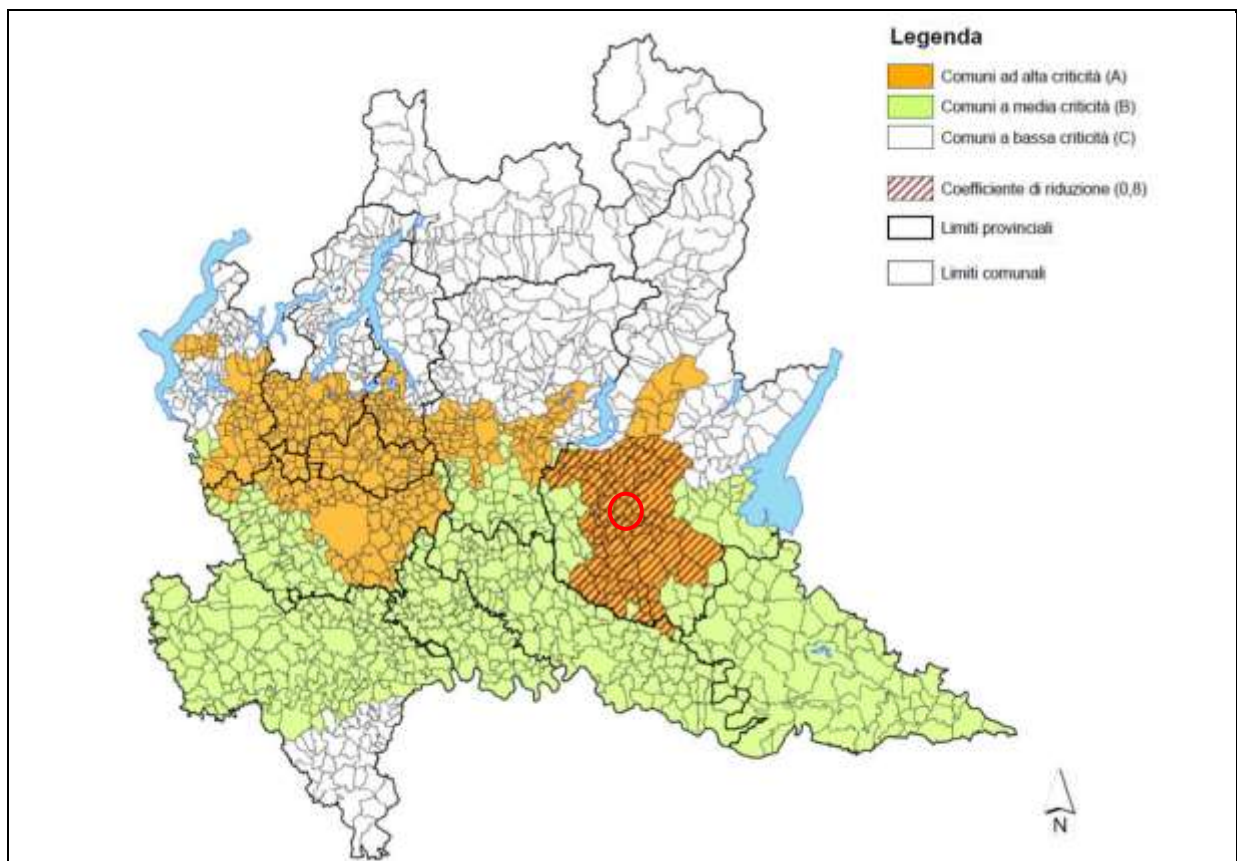


Figura 8 - Classificazione criticità idraulica

**Il comune di Castel Mella ricade nella classe A, ovvero ad alta criticità.**

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Luglio 2020	1	16 di 50
A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900				



Il Regolamento Regionale 8 ha introdotto un coefficiente riduttivo (coefficiente P) per alcuni comuni della classe A, che per il sito in studio vale 0.8. Altro parametro che entra nella matrice di classificazione è la superficie impermeabile di intervento, che risulta pari a 10.723 m<sup>2</sup> (non si considerano le superfici che restano a verde permeabile). Infine è stato calcolato il coefficiente di deflusso medio ponderale che rappresenta il risultato dei diversi apporti per tipologia di superficie (impermeabile, semipermeabile, permeabile) che nel caso in studio sono così suddivisi (Il Regolamento Regionale 8 esclude il permeabile dall'applicazione dell'invarianza, ad eccezione di quello impiegato per dispositivi di laminazione):

- 10723 m<sup>2</sup> superficie impermeabile (x1)

Il coefficiente di deflusso medio ponderale risultante è pari a 1. Le modalità di calcolo da applicare per ogni intervento sono definite nella Tabella 1 dell'art. 9 (Figura 9).

CLASSE DI INTERVENTO	SUPERFICIE INTERESSATA DALL'INTERVENTO	COEFF. DEFLUSSO MEDIO PONDERALE	MODALITA' DI CALCOLO		
			AMBITI TERRITORIALI (ARTICOLO 7)		
			AREA A - B	AREA C	
0	Impermeabilizzazione potenziale qualsiasi	≤ 0.03 ha (≤ 300 mq)	qualsiasi	Requisiti minimi art.12 comma 1	
1	Impermeabilizzazione potenziale bassa	Da > 0.03 a ≤ 0.1 ha (da > 300 a ≤ 1000 mq)	≤ 0.4	Requisiti minimi art.12 comma 2	
2	Impermeabilizzazione potenziale media	Da > 0.03 a ≤ 0.1 ha (da > 300 a ≤ 1.000 mq)	> 0.4	Metodo delle sole piogge (vedi articolo 11 e allegato G)	Requisiti minimi articolo 12 comma 2
		Da > 0.1 a ≤ 1 ha (da > 1.000 a ≤ 10.000 mq)	qualsiasi		
		Da > 1 a ≤ 10 ha (da > 10.000 a ≤ 100.000 mq)	≤ 0.4		
3	Impermeabilizzazione potenziale alta	Da > 1 a ≤ 10 ha (da > 10.000 a ≤ 100.000 mq)	> 0.4	Procedura dettagliata (vedi articolo 11 e allegato G)	

Figura 9 – Tabella 1 - RR 08/2019

In generale il regolamento prescrive che nel caso di impermeabilizzazione potenziale media, in ambiti territoriali a criticità alta o media, deve essere adottato il metodo delle sole piogge, ferma restando la facoltà del professionista di adottare la procedura di calcolo dettagliata. Nel caso di impermeabilizzazione potenziale alta, in ambiti territoriali a criticità alta

o media, deve essere adottata la procedura di calcolo dettagliata. Il caso in studio ricade nella classe 3 e quindi la procedura da adottare è quella dettagliata.

I sistemi di laminazione devono inoltre rispettare i criteri minimi di dimensionamento così come definiti dall'art.12:

- aree A alta criticità idraulica: 800 m<sup>3</sup> (x0.8) per ettaro di superficie scolante impermeabile
- aree B media criticità idraulica: 500 m<sup>3</sup> per ettaro di superficie scolante impermeabile
- aree C bassa criticità idraulica: 400 m<sup>3</sup> per ettaro di superficie scolante impermeabile

Per il comune di Castel Mella il Regolamento prevede una riduzione dei criteri minimi pari ad un fattore 0.8. La riduzione è applicabile perché non si tratta di una nuova espansione urbanistica. Il calcolo verrà effettuato sull'intero comparto ma i sistemi per l'invarianza saranno divisi in due settori: uno per l'insediamento della committenza ed uno per la strada.

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Luglio 2020	1	18 di 50
A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900				

## 5. INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO E PIEZOMETRICO

L'assetto geologico dell'area d'intervento è stato determinato durante il Quaternario continentale dagli intensi eventi deposizionali che hanno portato a colmamento il bacino Padano. In particolare, ci si riferisce al Pleistocene e all'Olocene, in cui la nota climatica dominante fu rappresentata da un ripetuto alternarsi di climi caldi e freddi, con una netta tendenza al progressivo raffreddamento, reso evidente con l'avvento delle glaciazioni. I depositi di quest'area sono legati alle dinamiche caratteristiche dell'ambiente fluvioglaciale e fluviale riferibili come età al Wurm (cfr.  $f_g^w$  - Figura 10), e costituenti il "**livello fondamentale della pianura**" (S. Tagliavini e F. Petrucci – Carta Geologica d'Italia Foglio "Brescia"). La fase fluviale würmiana ha originato l'ultimo esteso colmamento della pianura nel Pleistocene. La successiva fase erosiva, iniziata nell'Olocene, è responsabile della zona ribassata delimitata da scarpate entro cui oggi scorrono i principali fiumi padani, tra cui anche il F. Mella, nelle quali si rinvencono le alluvioni post glaciali antiche ( $a^1$ ) e le recenti ed attuali ( $a^2$ ).



### Legenda:

- $a^1$  Alluvioni post glaciali antiche
- $f_g^w$  Alluvioni Fluvioglaciali e fluviali Wurm

Figura 10 – Stralcio della Carta Geologica d'Italia foglio Brescia

La geologia profonda (sedimenti pre-quaternari), le cui strutture non condizionano le forme superficiali, è caratterizzata da un'ampia monoclinale che immerge verso Sud, con pendenza decrescente all'aumentare della profondità. La diminuzione della pendenza della monoclinale è localmente favorita dall'intersezione di sedimenti pliocenici, che risultano aver smussato le irregolarità dovute all'antecedente tettonica alpina. L'attuale assetto del territorio è correlato ai

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Luglio 2020	1	19 di 50
A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900				

processi legati all'azione delle acque superficiali prevalentemente incanalate ovvero all'azione di erosione, deposito e trasporto dei corsi d'acqua, variamente influenzati dalle oscillazioni climatiche e dalla tettonica. Dal punto di vista litologico, in superficie dominano le ghiaie poco gradate accompagnate da sabbie in subordine e talora da frazioni fini limose presenti in percentuali variabili soprattutto in superficie (Figura 11). Morfologicamente l'area risulta sub pianeggiante, posta alla quota indicativa di circa 113.50 m.s.m., con cadente in direzione SSE. L'idrografia al contorno è rappresentata dal Fiume Mella, il quale scorre a circa 1.20 chilometri in direzione E rispetto al sito in esame e dalla rete irrigua e scolante articolata seguendo un percorso corrispondente alle necessità di colo e irrigazione. Il corso d'acqua più prossimo al sito in esame risulta essere il Vaso Mandolossa, il quale scorre in direzione N-S lungo il margine W del sito.



**Figura 11 – Carta della Litologia superficiale (blu/azzurro=ghiaie/sabbie arancio=sabbie)**

La litostratimetria dell'area è stata desunta da studi effettuati nella zona, ed in particolare dalle interpretazioni delle prove penetrometriche svolte in campo durante la campagna geognostica dell'Ottobre 2019. L'assetto stratigrafico si configura come rappresentato in Figura 12, conforme all'ambiente ed all'evoluzione deposizionale a cui è andata soggetta l'area, fortemente condizionata dalla dinamica fluvio-glaciale e fluviale legata ad ambienti ad alta energia, con significative variazioni d'alveo e ottima competenza, con trasporto di fondo prevalente. Dal punto di vista genetico i depositi si presentano uniformi sull'area in studio seppure con differenze locali legate alla granulometria e al grado di addensamento. Nell'area in esame sono state effettuate n. 2 prove penetrometriche statiche con punta elettrica (CPTU) e

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Luglio 2020	1	20 di 50
A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900				

n. 1 prova penetrometrica dinamica superpesante (DPSH), che hanno permesso di indagare i terreni di fondazione sino alla profondità massima di circa 8.70 m da p.c.. Le prove effettuate hanno evidenziato una situazione piuttosto omogenea. Il linea generale si assiste ad un passaggio dalla copertura costituita da materiale fine a depositi prevalentemente sabbiosi costituiti da sabbie medie talvolta associate a ghiaietto, sino a depositi costituiti da ghiaie pulite spostandosi in profondità. Più nel dettaglio in sito è stato rilevato un primo livello continuo sino a circa 2.30 m da p.c. caratterizzato da copertura costituita prevalentemente da limi e limi sabbiosi. La copertura si riduce in direzione W sino a circa 1.50 metri. Al di sotto si sviluppano con continuità sino a circa 4.20 m da p.c. depositi sabbioso ghiaiosi moderatamente addensati, cui fanno seguito, sino alla massima profondità indagata pari a circa 8.70 m da p.c., depositi francamente ghiaiosi.

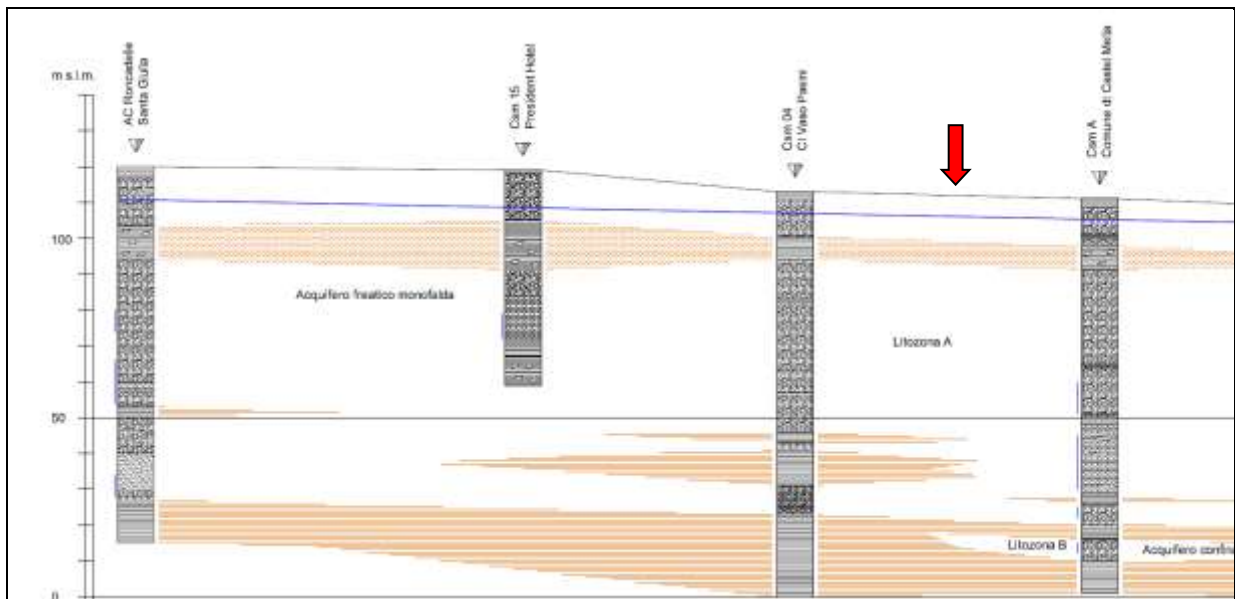


Figura 12 – Sezione stratigrafica AA' (da PGT)

Durante le indagini dell'Ottobre 2019 la falda freatica è stata individuata alla profondità di circa 2.20 m da p.c. attuale in prossimità del vaso Mandolossa, in rapido approfondimento verso E. I dati bibliografici reperiti presso la cartografia idrogeologica a corredo del PGT (Figura 13) mostrano come l'area in esame si collochi in corrispondenza dell'isopieza 108, ad indicare una soggiacenza della falda freatica di circa 5/6 m.

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Luglio 2020	1	21 di 50
A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900				

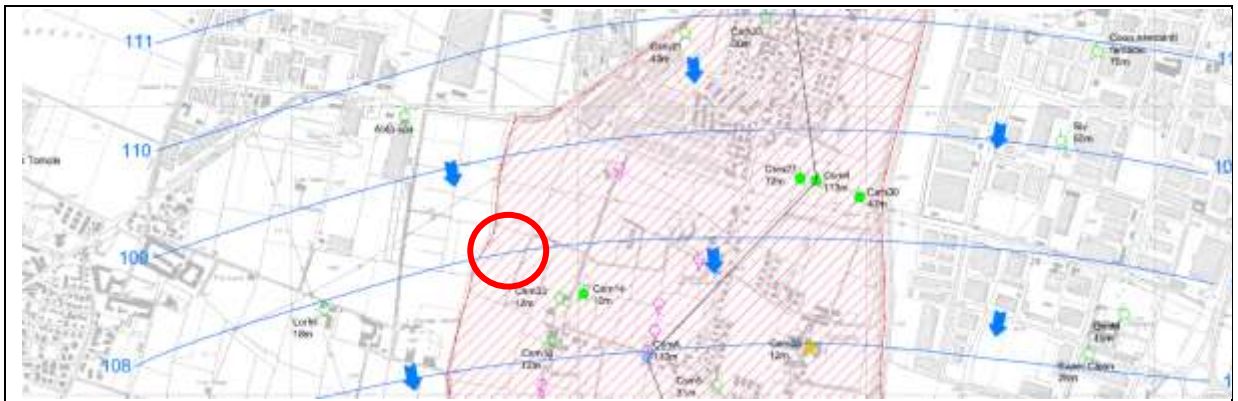


Figura 13 – Carta idrogeologica da PGT

### 5.1. Distanza da pozzi idropotabili

Nell'area sono presenti pozzi della rete acquedottistica come rappresentato in Figura 14. Il raggio della zona di rispetto del pozzo è pari a 200 metri come indicato nella normativa di riferimento: D.P.R. n° 236 del 24 maggio 1988, recepito dalla Regione Lombardia nella deliberazione di Giunta Regionale n° 6/15137 dell'1 agosto 1996 e richiamato dalle disposizioni contenute nel D.LGS. 152/99 e successive modifiche e integrazioni (D.LGS. 258/00). Nella zona di rispetto (200 metri con criterio geometrico) valgono le prescrizioni contenute nel comma 5 art. 5 del D.LGS. 258/00.



Figura 14 – Carta dei vincoli e di sintesi da PGT

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Luglio 2020	1	22 di 50
A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900				

L'area in studio si colloca ad una distanza di circa 580 metri dal pozzo idropotabile più prossimo ed è esterna alla fascia di rispetto.

## 5.2. Prova di permeabilità

Sono state eseguite prove di permeabilità a carico variabile in pozzetto nell'area in studio. Le prove in pozzetto consentono di determinare in modo molto semplice la permeabilità di un terreno superficiale al di sopra del livello della falda idrica. Operativamente si realizza uno scavo, lo si riempie d'acqua e si valuta la portata necessaria per mantenere un livello costante (prove a carico costante) o si valuta l'abbassamento dell'acqua all'interno dello scavo (prove a carico variabile). Il pozzetto di prova può essere di forma quadrata o circolare e le dimensioni possono essere scelte basandosi sugli strumenti di scavo disponibili. In linea di principio comunque le dimensioni devono aumentare all'aumentare delle dimensioni dei granuli del terreno. In particolare il lato del quadrato (nel caso di pozzetti a base quadrata) o il diametro del cerchio (per pozzetti circolari) deve essere superiore a 5/10 volte la dimensione della frazione granulometrica significativa. La profondità del pozzetto è a discrezione dell'operatore. Occorre comunque evitare di avvicinarsi eccessivamente alla superficie di falda perché, secondo le raccomandazioni AGI, deve risultare (Figura 15):

$$H \geq 7 \cdot h$$

Nella prova a carico variabile si porta il livello dell'acqua alla quota  $h_1$  e poi si misura in quanto tempo l'acqua scende al livello  $h_2$ . Nel caso in esame, considerata la natura sabbiosa dei depositi, è stato posizionato un tubo aperto da 200 mm di diametro spinto ad una profondità di circa 2.00 metri da p.c..

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Luglio 2020	1	23 di 50
A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900				

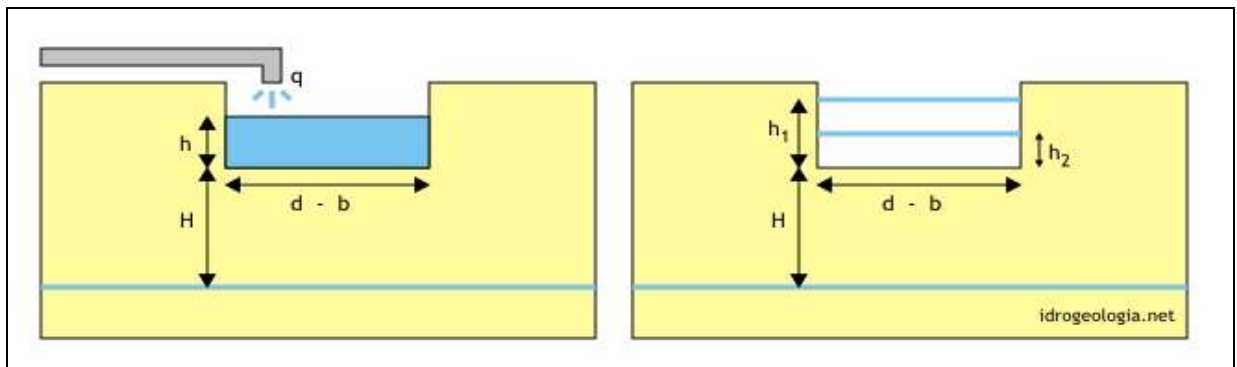


Figura 15 – Schema per prove di permeabilità a carico costante e variabile



Figura 16 - Predisposizione del pozzetto di prova

E' stata scelta questa profondità in modo da caratterizzare gli strati dove avverrà la dispersione. Vista la profondità non è stato possibile realizzare un pozzetto con pareti libere, ma è stato inserito il tubo per di ridurre gli eventuali errori dovuti al franamento delle pareti dello scavo nel corso della prova. Il tubo è stato poi riempito di acqua, avendo cura di effettuare la saturazione dei depositi sottostanti, e in seguito sono stati misurati i tempi di abbassamento del

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Luglio 2020	1	24 di 50
A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900				



livello all'interno del tubo (Figura 16). La prova è stata prolungata per una durata di 15 minuti. I grafici degli abbassamenti rilevati in campagna sono riportati in Figura 17. L'andamento è coerente con le evidenze di campagna relative alla litologia rilevata negli scavi.

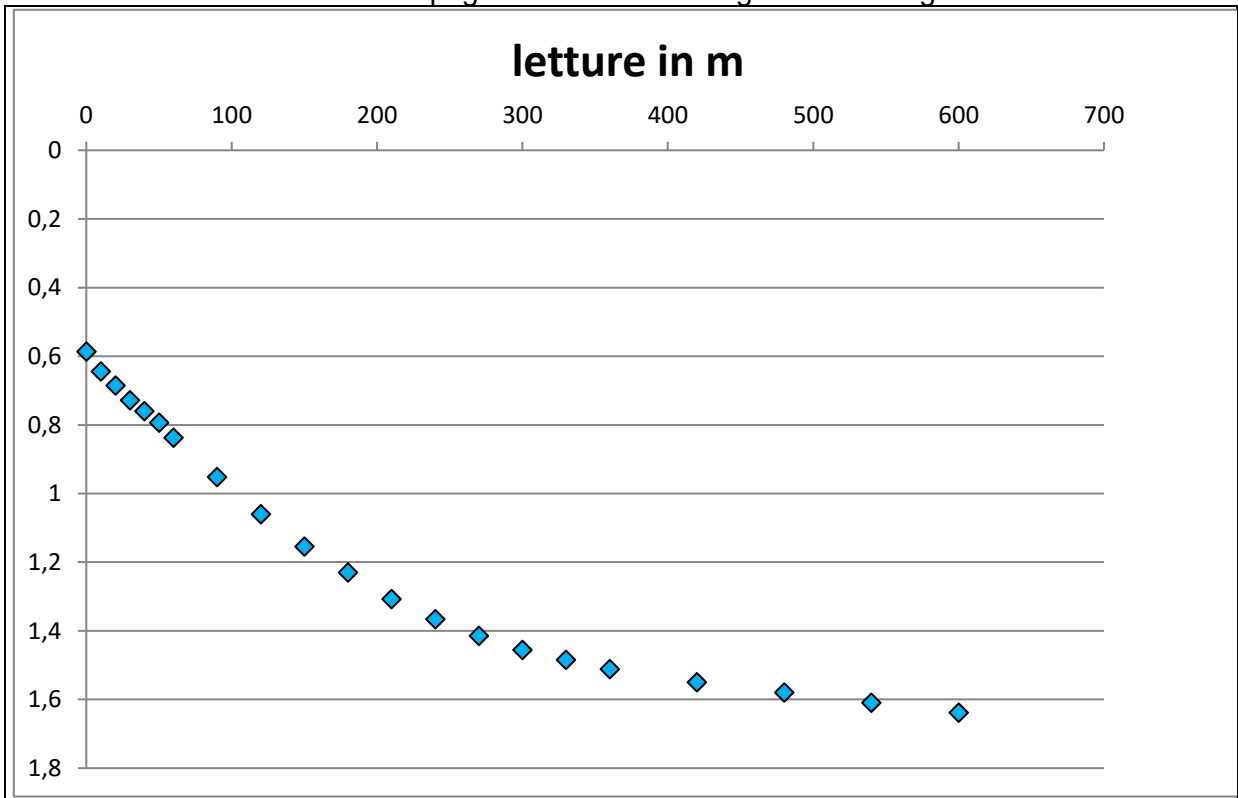


Figura 17 – Andamento abbassamenti

### 5.2.1. Interpretazione della Prova di permeabilità

La formula tipica riportata nelle raccomandazioni AGI per il calcolo della permeabilità  $k$  è la seguente:

$$k = \frac{d}{32} \cdot \frac{h_1 - h_2}{t_2 - t_1} \cdot \frac{1}{h_m}$$

dove:

$h_m$  = altezza media dell'acqua nel pozzetto ( $h_m > d/4$ );

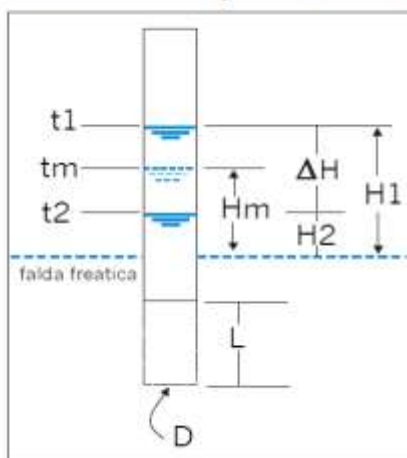
$h_1 - h_2$  = abbassamento;

$t_2 - t_1$  = intervallo di tempo;

$d$  diametro pozzetto.

Tuttavia la formula e le modalità di prova sopra riportate prevedono la realizzazione di uno scavo con pareti permeabili. Nel caso in studio per impedire franamenti e per avere una forma regolare del pozzetto di prova è stato inserito un tubo in PVC che di fatto ha reso impermeabili del superfici laterali, permettendo la percolazione solo dal fondo. Per questo motivo appare più opportuno utilizzare le classiche formule impiegate per le prove in foro di sondaggio (prova Lefranc) con lunghezza della tasca pari a 0.00 metri:

### Schema della prova Lefranc



Per le prove a carico costante la conducibilità idraulica è:

$$K = Q / CH$$

Q = portata a regime (cm<sup>3</sup>/sec)

H = carico idraulico a regime (cm)

C = coefficiente di forma (cm), in funzione della tasca inferiore di diametro D e lunghezza L.



Per prove a carico idraulico variabile la conducibilità idraulica è:

$$K = AdH / C dt Hm$$

A = area di base della tasca filtrante

dH = H<sub>1</sub> - H<sub>2</sub> = differenza di carico idraulico

dt = t<sub>2</sub> - t<sub>1</sub> = intervallo di tempo corrispondente a dH

Hm = carico idraulico corrispondente al tempo medio (t<sub>1</sub> + t<sub>2</sub>) / 2

C = coefficiente di forma

**Nel caso di foro aperto inferiore:**

$$C = 2.85 D$$

La permeabilità calcolata con la formula sopra riportata restituisce il seguente valore:

$$k = 7.8 \times 10^{-5} \text{ m/sec}$$

## 6. CALCOLO DEGLI AFFLUSSI - METODO DETTAGLIATO

La progressiva impermeabilizzazione delle superfici incide sugli afflussi secondo due elementi fondamentali:

- riduzione della capacità filtrante del terreno con conseguente aumento della portata ai recapiti finali
- riduzione dei tempi di corrivazione

Il primo aspetto è ben rappresentato dall'immagine di Figura 18 dove si può notare che il passaggio ad ambienti via via più impermeabili comporta una riduzione importante dell'infiltrazione ed un incremento del ruscellamento, che convoglia le acque nel reticolo idrico. A livelli maggiori di impermeabilizzazione le dispersioni per infiltrazione diminuiscono ulteriormente sino a valori nell'ordine del 5%.

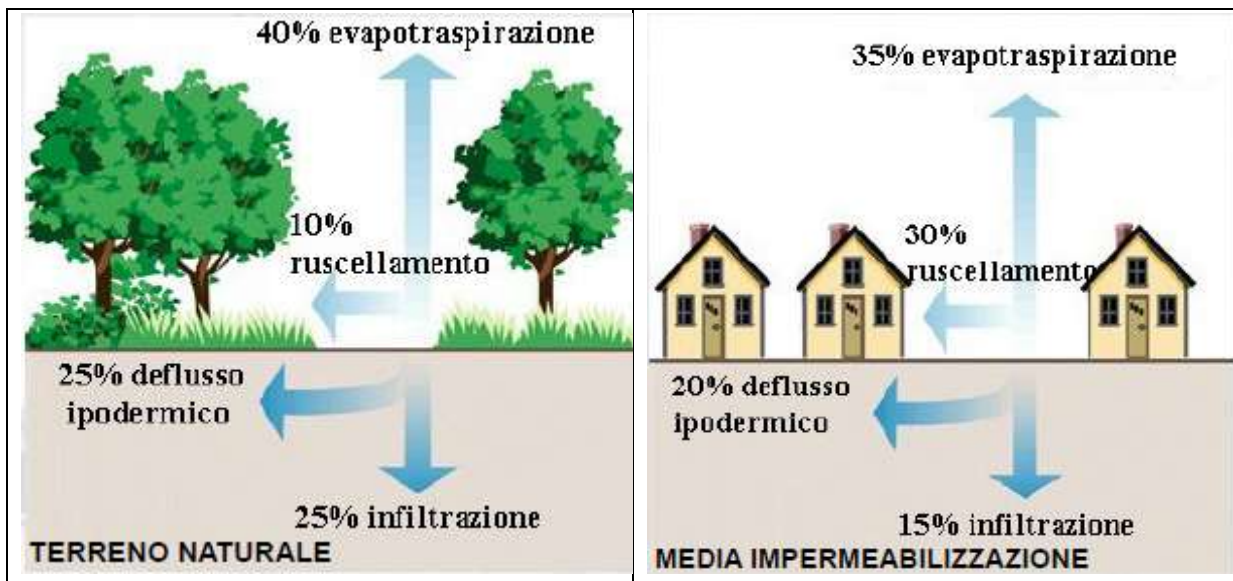


Figura 18 - Percentuali di recapito delle acque meteoriche

La riduzione del tempo di corrivazione determina invece una maggiore velocità delle acque di ruscellamento e quindi colmi di piena più rapidi ed importanti. La procedura dettagliata prevede uno studio idrologico del deflusso sulla superficie di trasformazione che deve essere condotto facendo riferimento ai tradizionali modelli afflusso-deflusso riportati in letteratura. Nel regolamento è citato (solo a titolo esemplificativo) il metodo cinematico (altresì detto della

corrivazione) con ietogramma Chicago e infiltrazione secondo il modello di Horton. Solo una parte della precipitazione si trasforma in deflusso superficiale sul bacino. Questa parte viene chiamata precipitazione efficace e lo ietogramma corrispondente ietogramma efficace. La parte restante non produce deflusso a causa delle cosiddette perdite idrologiche dovute a vari fenomeni come l'evaporazione, l'intercettazione fogliare, l'immagazzinamento in avvallamenti, l'infiltrazione nel terreno ecc. I fenomeni più rilevanti da un punto di vista quantitativo sono solitamente gli ultimi due spesso gli unici di cui si tiene conto. Si definisce quindi, pioggia/precipitazione totale (o pioggia/precipitazione lorda) l'intera quantità di pioggia che cade sul bacino durante l'intero evento meteorico. Si definisce pioggia/precipitazione efficace la sola quota parte della precipitazione totale che genera il deflusso diretto (ovvero il deflusso superficiale e quello sottosuperficiale più rapido). Il metodo proposto dal Soil Conservation Service (SCS) stima le perdite per infiltrazione ipotizzando che il volume perduto fino ad un certo istante sia legato al volume massimo S immagazzinabile dal terreno a saturazione dalla stessa relazione di proporzionalità che lega il volume defluito  $P_e$  (pioggia efficace) al volume affluito  $P_1$  (pioggia totale) fino allo stesso istante. Questa ipotesi, completata dall'introduzione di una perdita iniziale  $I_a$  (initial abstraction) che tiene in considerazione tutte le perdite che avvengono prima che il deflusso abbia inizio (come ad esempio l'immagazzinamento nelle depressioni superficiali), porta al calcolo della pioggia efficace attraverso la seguente equazione:

$$P_e = \begin{cases} 0 & \text{se } P_1 \leq I_a \\ \frac{(P_1 - I_a)^2}{P_1 - I_a + S} & \text{se } P_1 > I_a \end{cases}$$

Il volume S (espresso in mm) è ricavato in funzione del parametro CN (Curve Number), caratteristico della tipologia e dell'uso del suolo attraverso la seguente espressione:

$$S = 254 \times (100/CN - 1)$$

I valori di Cn sono riportati nella tabella di Figura 19 riferiti ad una condizione antecedente di umidità del suolo "intermedia" (AMC-II). Per quanto riguarda le condizioni di umidità antecedenti, si considera l'altezza di pioggia caduta nei 5 giorni precedenti l'evento meteorico,

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Luglio 2020	1	28 di 50
A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900				

individuando tre diverse categorie di condizioni d'umidità: AMC-I (secco), AMC-II (intermedio) e AMC-III (umido).

Tipo di copertura (Uso di suolo)	Gruppo idrologico			
	A	B	C	D
<b>TERRENO COLTIVATO</b>				
Senza trattamento di conservazione	72	81	88	91
Con interventi di conservazione	62	71	78	81
<b>TERRENO DI PASCOLO</b>				
Cattive condizioni	68	79	86	89
Buone condizioni	39	61	74	80
<b>PRATERIE</b>				
Buone condizioni	30	58	71	78
<b>TERRENI BOSCOSE O FORESTATI</b>				
Terreno sottile, sottobosco povero, senza foglie	45	66	77	83
Sottobosco e copertura buoni	25	55	70	77
<b>SPAZI APERTI, PRATI RASATI, PARCHI</b>				
Buone condizioni con almeno il 75% con copertura erbosa	39	61	74	80
Condizioni normali, con copertura erbosa intorno al 50%	49	69	79	84
AREE COMMERCIALI (Impermeabilità 85%)	89	92	94	95
DISTRETTI INDUSTRIALI (Impermeabilità 72%)	81	88	91	93
<b>AREE RESIDENZIALI Impermeabilità media %</b>				
Impermeabilità media 65%	77	85	90	92
Impermeabilità media 38%	61	75	83	87
Impermeabilità media 30%	57	72	81	86
Impermeabilità media 25%	54	70	80	85
Impermeabilità media 20%	51	68	79	84
<b>PARCHEGGI IMPERMEABILIZZATI, TETTI</b>				
	98	98	98	98
<b>STRADE</b>				
Pavimentata con cordoli e fognature	98	98	98	98
Inghiaiate o selciate con buche	76	85	89	91
In terra battuta (non asfaltate)	72	82	87	89

Figura 19 - Valori di CN per i diversi tipi di suolo

Nella tabella è introdotto un nuovo parametro, ovvero il gruppo idrologico, che rappresenta di fatto la propensione di un suolo ad assorbire acqua dipendendo fortemente dalla conducibilità idrica. Le nuove direttive approvate a livello regionale per la redazione dei piani di classifica (DGRV n.79 del 2011), fanno riferimento al metodo USDA-NRCS per la definizione del Gruppo Idrologico (capitolo 7 del "National Engineering Handbook", parte 630). Tale metodo è stato rivisto dall'USDA nel 2007 e, successivamente, nel 2009. È a quest'ultima versione che si è preferito fare riferimento, in quanto risulta essere un metodo più preciso e completo, che

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Luglio 2020	1	29 di 50
A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900				

prevede come parametri di *input*, oltre alla permeabilità ( $K_{sat}$ ) dello strato meno permeabile, anche la profondità della falda, secondo lo schema riportato nella Figura 20.

Depth to water impermeable layer <sup>1/</sup>	Depth to high water table <sup>2/</sup>	$K_{sat}$ of least transmissive layer in depth range	$K_{sat}$ depth range	HSG <sup>3/</sup>
<50 cm [<20 in]	—	—	—	D
50 to 100 cm [20 to 40 in]	<60 cm [<24 in]	>40.0 $\mu\text{m/s}$ (>5.67 in/h)	0 to 60 cm [0 to 24 in]	A/D
		>10.0 to $\leq$ 40.0 $\mu\text{m/s}$ (>1.42 to $\leq$ 5.67 in/h)	0 to 60 cm [0 to 24 in]	B/D
		>1.0 to $\leq$ 10.0 $\mu\text{m/s}$ (>0.14 to $\leq$ 1.42 in/h)	0 to 60 cm [0 to 24 in]	C/D
		$\leq$ 1.0 $\mu\text{m/s}$ ( $\leq$ 0.14 in/h)	0 to 60 cm [0 to 24 in]	D
	$\geq$ 60 cm [ $\geq$ 24 in]	>40.0 $\mu\text{m/s}$ (>5.67 in/h)	0 to 50 cm [0 to 20 in]	A
		>10.0 to $\leq$ 40.0 $\mu\text{m/s}$ (>1.42 to $\leq$ 5.67 in/h)	0 to 50 cm [0 to 20 in]	B
		>1.0 to $\leq$ 10.0 $\mu\text{m/s}$ (>0.14 to $\leq$ 1.42 in/h)	0 to 50 cm [0 to 20 in]	C
		$\leq$ 1.0 $\mu\text{m/s}$ ( $\leq$ 0.14 in/h)	0 to 50 cm [0 to 20 in]	D
>100 cm [>40 in]	<60 cm [<24 in]	>10.0 $\mu\text{m/s}$ (>1.42 in/h)	0 to 100 cm [0 to 40 in]	A/D
		>4.0 to $\leq$ 10.0 $\mu\text{m/s}$ (>0.57 to $\leq$ 1.42 in/h)	0 to 100 cm [0 to 40 in]	B/D
		>0.40 to $\leq$ 4.0 $\mu\text{m/s}$ (>0.06 to $\leq$ 0.57 in/h)	0 to 100 cm [0 to 40 in]	C/D
		$\leq$ 0.40 $\mu\text{m/s}$ ( $\leq$ 0.06 in/h)	0 to 100 cm [0 to 40 in]	D
	60 to 100 cm [24 to 40 in]	>40.0 $\mu\text{m/s}$ (>5.67 in/h)	0 to 50 cm [0 to 20 in]	A
		>10.0 to $\leq$ 40.0 $\mu\text{m/s}$ (>1.42 to $\leq$ 5.67 in/h)	0 to 50 cm [0 to 20 in]	B
		>1.0 to $\leq$ 10.0 $\mu\text{m/s}$ (>0.14 to $\leq$ 1.42 in/h)	0 to 50 cm [0 to 20 in]	C
		$\leq$ 1.0 $\mu\text{m/s}$ ( $\leq$ 0.14 in/h)	0 to 50 cm [0 to 20 in]	D
>100 cm [>40 in]	>10.0 $\mu\text{m/s}$ (>1.42 in/h)	0 to 100 cm [0 to 40 in]	A	
	>4.0 to $\leq$ 10.0 $\mu\text{m/s}$ (>0.57 to $\leq$ 1.42 in/h)	0 to 100 cm [0 to 40 in]	B	
	>0.40 to $\leq$ 4.0 $\mu\text{m/s}$ (>0.06 to $\leq$ 0.57 in/h)	0 to 100 cm [0 to 40 in]	C	
	$\leq$ 0.40 $\mu\text{m/s}$ ( $\leq$ 0.06 in/h)	0 to 100 cm [0 to 40 in]	D	

Figura 20 - Criteri per la determinazione del Gruppo Idrologico USDA

Data la natura granulometrica dei depositi superficiali il sito è stato classificato come di gruppo C. Il dato ha comunque scarsa rilevanza in quanto gran parte dell'area è completamente impermeabilizzata. Per le elaborazioni di seguito descritte sono stati considerati i seguenti valori di curve number:

impermeabile – 98

## 6.1. Calcolo dell'idrogramma di progetto

Per costruire l'idrogramma conseguente ad un certo ietogramma occorre procedere con un modello matematico di trasformazione afflussi-deflussi. Una classe particolarmente importante di modelli è quella dei modelli lineari stazionari in cui la relazione ingresso uscita è descritta da un'equazione differenziale lineare a coefficienti costanti. Il modello cinematico o metodo della corrivazione è un modello afflussi-deflussi che mette in conto, nel calcolo dei deflussi di piena, esclusivamente il fenomeno di trasferimento della massa liquida, ovvero la pioggia efficace che si forma in un generico punto sulla superficie del bacino trasla semplicemente verso la sezione di chiusura in un tempo prefissato, dipendente dalle caratteristiche del percorso idraulico che unisce il punto di formazione del deflusso alla sezione di chiusura. Il modello pertanto prescinde dai fenomeni di laminazione della massa liquida lungo il percorso o imputabili ad un momentaneo accumulo in alcune zone (per esempio quelle più depresse) del bacino. Il metodo si basa sul presupposto che l'evento meteorico inizi istantaneamente e continui con intensità costante nel tempo mentre la portata uscente aumenta sino ad un tempo pari al tempo di corrivazione  $t_c$ , quando l'area  $A_b$  di tutto il bacino contribuisce al deflusso. La portata al colmo sarà espressa dalla seguente equazione:

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Luglio 2020	1	31 di 50
A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900				

$$Q_{c,T} = \psi \text{ ARF } i_T(t_c) A_b$$

- $Q_{c,T}$  = portata al colmo con tempo di ritorno  $T$ . Le unità di misura sono date dal prodotto delle unità di misura di  $i$  e  $A_b$ .
- $\psi$  = coefficiente di afflusso (o coeff. adimensionale di proporzionalità)
- $\text{ARF}$  = coefficiente di ragguaglio all'area
- $i_T(t_c)$  = intensità media di precipitazione di durata  $t_c$  e tempo di ritorno  $T$  (ad esempio ricavata da curva di possibilità pluviometrica)
- $t_c$  = tempo di corrivazione del bacino
- $A_b$  = area del bacino

Sulla base di quanto esposto sono stati calcolati gli idrogrammi dei due bacini, intesi come porzione impermeabile e permeabile (bacino di laminazione) per piogge fino ad un'ora (Figura 21).

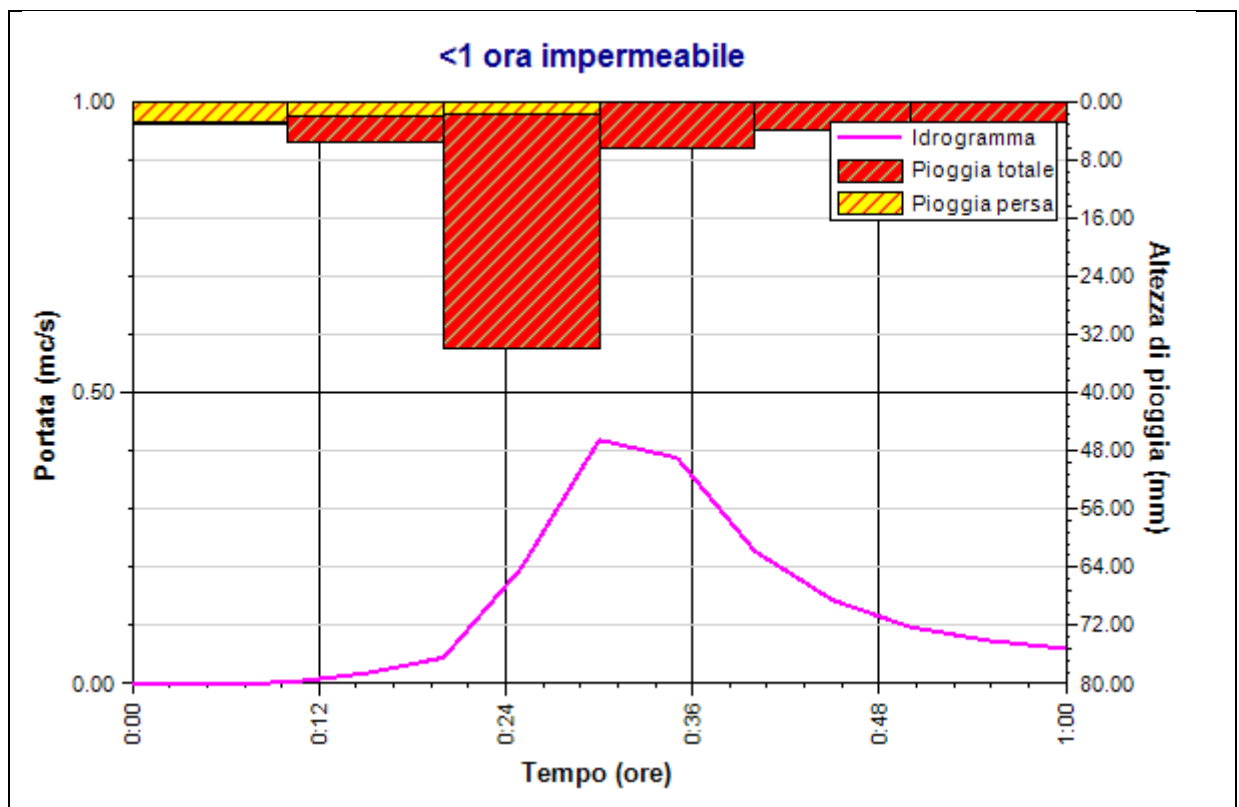


Figura 21 - Idrogrammi per piogge inferiori a 1 ora

Il dettaglio dell'idrogramma di Figura 21 è riportato in Figura 22. Si può notare che la portata di picco raggiunge circa 420 l/s. Sulla base della medesima procedura è stato calcolato l'idrogramma per piogge fino a 12 ore (Figura 23). Il dettaglio è riportato in Figura 24. Si può



notare che la portata di picco raggiunge 340 l/s. Risulta chiaro che l'evento critico in termini di portata istantanea riguarda le piogge con durata sino ad un'ora.

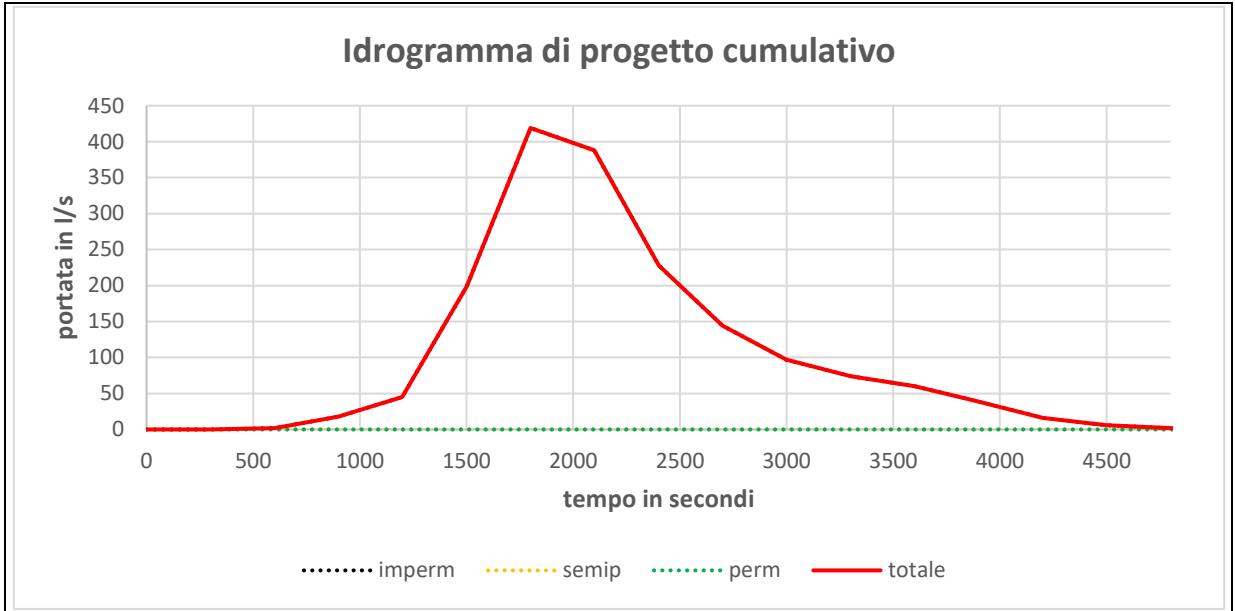


Figura 22 - Idrogramma di progetto inferiore ad un ora

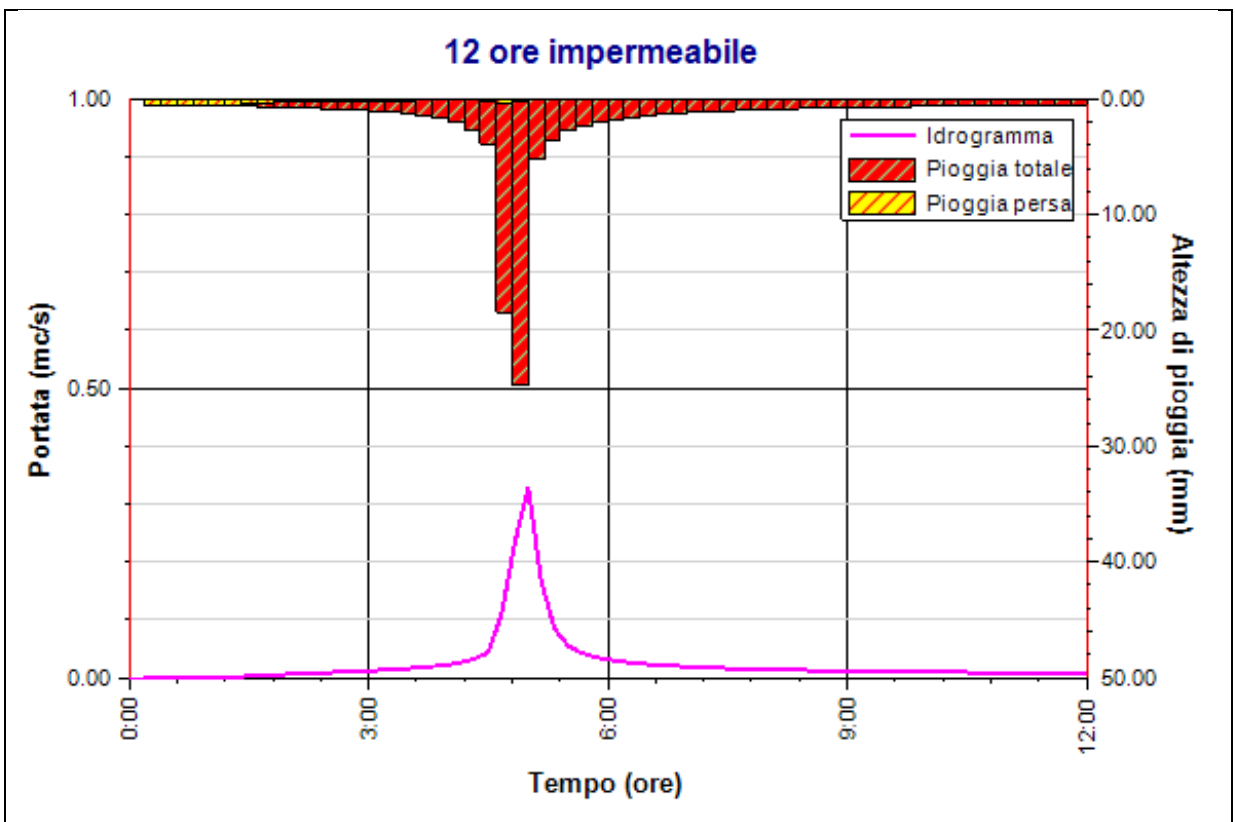


Figura 23 - Idrogrammi per piogge sino a 12 ore

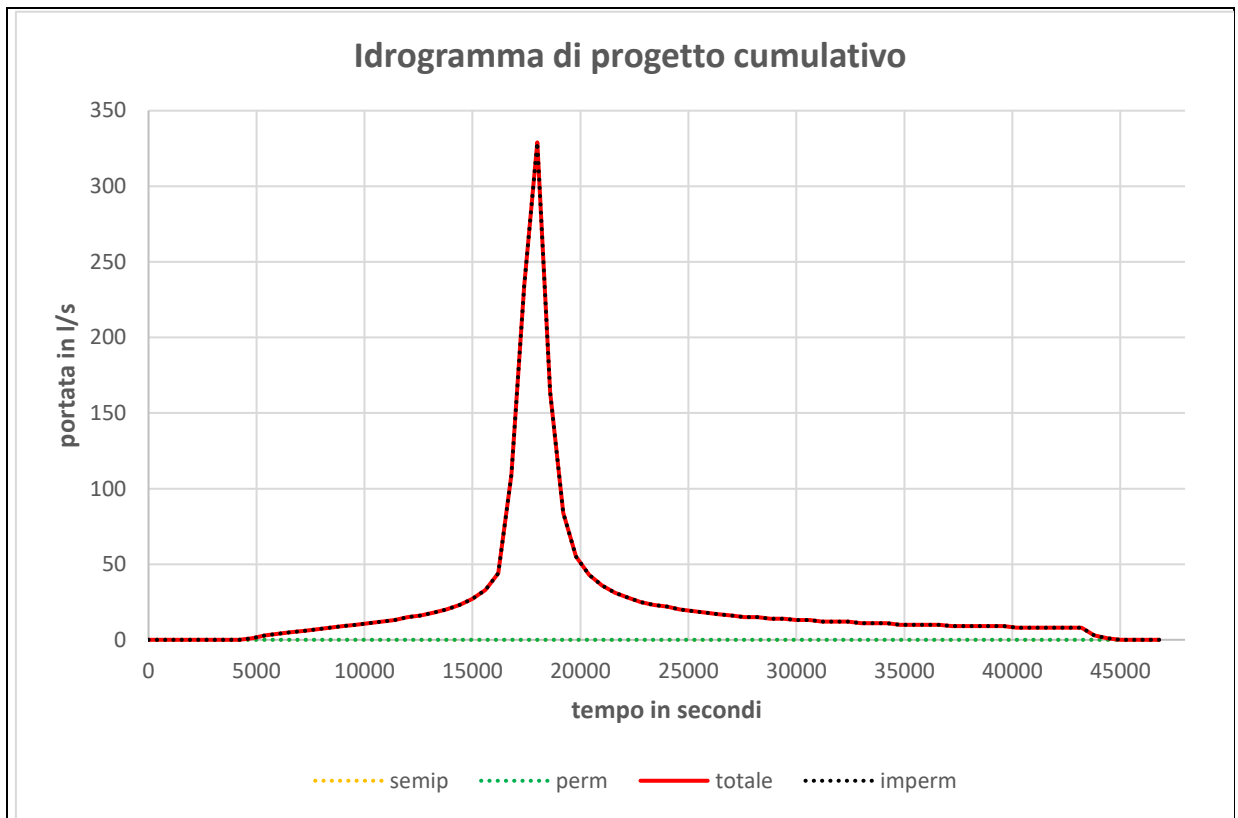


Figura 24 - Idrogramma di progetto fino a 12 ore

## 7. CALCOLO DEI DEFLUSSI

Nel sito in esame si prevede lo scarico attraverso dispersione nel primo sottosuolo mediante pozzi perdenti. Non sono previsti collettamenti alla rete fognaria o al reticolo idrico superficiale. Vista la tipologia di attività ed il contesto idrogeologico non si ravvisano controindicazioni alla dispersione nel sottosuolo delle acque meteoriche.

### 7.1. Calcolo della dispersione del pozzo perdente

La portata di infiltrazione può essere stimata in prima approssimazione attraverso la relazione di Darcy:

$$Q_{inf} = k J A$$

dove

$k$  = coefficiente di permeabilità del substrato [mc/s]

$J$  = cadente piezometrica [m/m]

$A$  = superficie netta infiltrante [mq]

Nel caso in specifico la formula di cui sopra può essere sostituita dalla seguente, elaborata da Stephen e Neuman (1982) appositamente per il dimensionamento dei pozzi perdenti:

$$Q = k f (D/2) H$$

dove

$f$  = coefficiente ricavato da  $\log f = 0.658 \times \log(H/R) - 0.398 \log(H) + 1.105$

$D$  = diametro pozzo [m]

$R$  = raggio pozzo [m]

$H$  = battente [mq]

Per il calcolo della permeabilità si è fatto riferimento ai valori riportati nei paragrafi precedenti e misurati attraverso la prova di permeabilità, opportunamente ridotti del 30% in via cautelativa per prevedere un parziale intasamento nel tempo. Il valore così rivisto è pari a  $5 \times 10^{-5}$  m/s. E' prevista la realizzazione di pozzi perdenti del diametro di 2.00 metri e profondità utile di variabile da 2.00 a 2.00 metri (intesa l'altezza massima di invaso). Cautelativamente è stato considerato uno spessore di rinfiacco del pozzo pari a 0.50 metri per una superficie netta

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Luglio 2020	1	35 di 50
A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900				

infiltrante da 9.4 e 12.7 m<sup>2</sup>. Nell'equazione sopra riportata l'incognita diventa pertanto la portata (Q), dal momento che tutte le altre variabili sono note. La capacità di dispersione risulta variabile da 1.52 a 2.02 l/s per ciascun pozzo.

### 7.1.1. Descrizione del pozzo perdente

Il pozzo sarà costituito da anelli forati in calcestruzzo armato vibrato realizzato con l'impiego di cemento ad alta resistenza ai solfati con dimensioni interne pari a Ø 2.00 metri per altezza di ogni singolo elemento di 50 cm. Gli "anelli forati" devono essere posizionati l'uno sull'altro: sono composti da un bicchiere ad incastro per favorire la messa in opera. Il pozzetto sarà dotato di una soletta piana di copertura prefabbricata in calcestruzzo armato. Gli "anelli forati" verranno posati su una base di appoggio in pietrisco 6-12 mm per uno spessore di circa 30 cm. Al fine di proteggere i manufatti da eventuali infiltrazioni solide, che potrebbero ostruire i fori di dispersione delle acque, gli "anelli forati" saranno rinfiancati con uno strato di ghiaione o pietrisco per uno spessore in senso orizzontale di circa 50 cm per parte.

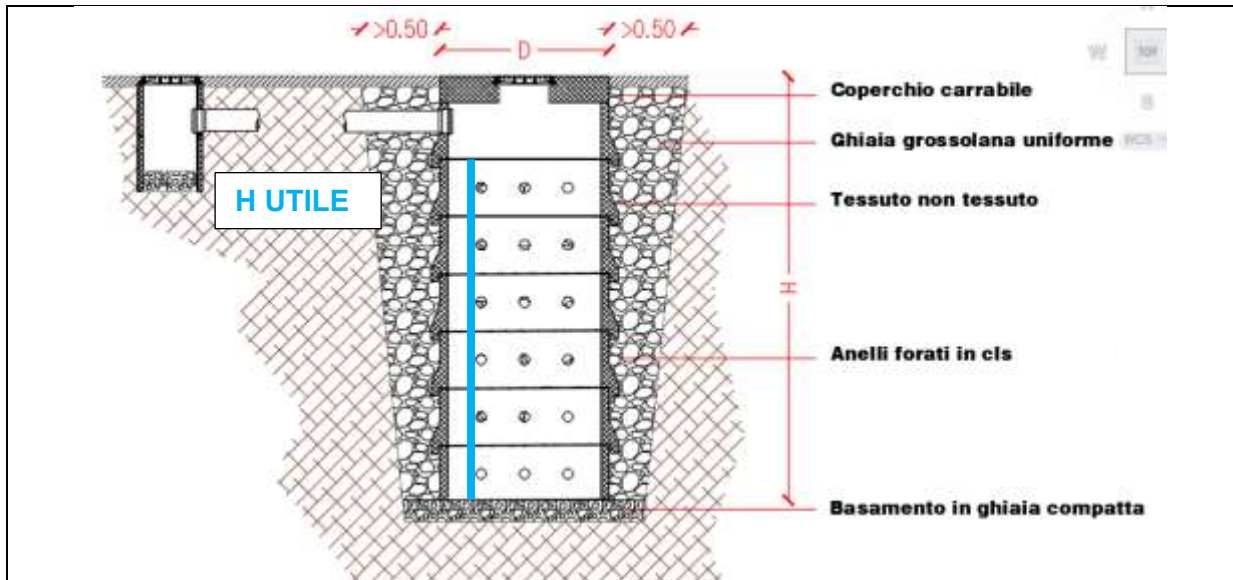


Figura 25 – Schema pozzo perdente e suo funzionamento

Il funzionamento del manufatto prevede che il flusso delle acque meteoriche venga convogliato all'interno dello stesso ed ivi disperso nel suolo. E' indispensabile per la corretta funzionalità che non avvenga accumulo di detriti all'interno del pozzo e che i fori di dispersione

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Luglio 2020	1	36 di 50
A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900				

si mantengano liberi. Vista la disposizione in batteria sarà necessario un collegamento con una tubazione pari ad almeno DN160 in modo da costituire un unico volume di invaso. Il loro posizionamento avverrà in uno scavo con dimensioni non inferiori a 3x22 metri per le batterie da 7 pozzi e 3x9 per le batterie da 3 pozzi, come da schema riprodotto in Figura 26.

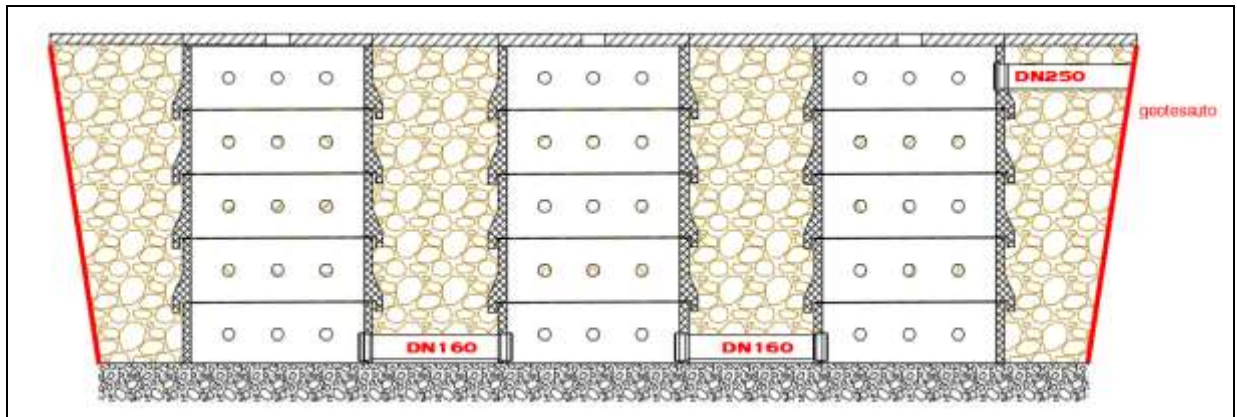


Figura 26 – Schema batteria pozzi perdenti

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Luglio 2020	1	37 di 50
A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900				

## 8. CALCOLO DEI VOLUMI DI LAMINAZIONE

Il progetto prevede la realizzazione delle seguenti opere di infiltrazione:

n.14 pozzi perdenti (h 2.00 metri) per una portata totale di 21.35 l/s

n.20 pozzi perdenti (h 2.50 metri) per una portata totale di 40.40 l/s

Considerato che lo scarico sarà attivo sin dall'inizio delle precipitazioni la portata sopra calcolata sarà decurtata in modo costante dagli afflussi. Il volume invasato  $W$  sarà dato dall'Equazione  $W = (W_e - W_u)_d$  dove il volume da assegnare all'invaso è il valore cumulato nella durata  $d$  della differenza tra i contributi degli afflussi ( $W_e$ ) e dei deflussi ( $W_u$ ). L'idrogramma risultante è riportato in Figura 33 che raggruppa entrambe gli eventi considerati con una portata in uscita costante di 61.75 l/s (21.35+40.40).

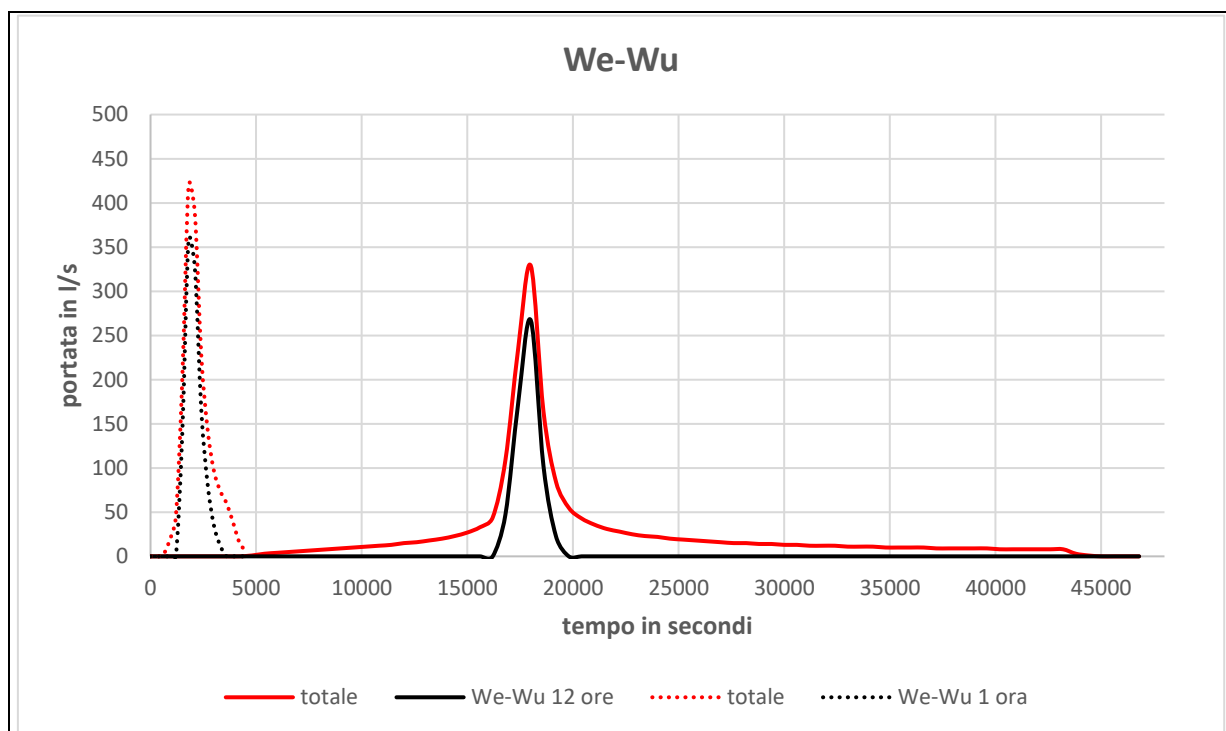


Figura 27 - Idrogramma afflussi - deflussi

Sulla base di quanto esposto in precedenza è stato calcolato il volume dei bacini di laminazione necessari ad immagazzinare l'eccedenza non smaltita dai sistemi di deflusso attivati. Il volume di laminazione è stato ottenuto direttamente dall'idrogramma di Figura 33. L'andamento degli accumuli nel tempo è rappresentato in Figura 28. L'evento critico è quello

legato alle piogge prolungate. Il volume minimo del bacino di laminazione dovrà essere pari a  $367 \text{ m}^3$ . Sulla base dell'art 12 del regolamento Regionale così come modificato dal Regolamento Regionale 8 i requisiti minimi delle vasche di laminazione per le aree A devono avere un volume di  $800 \text{ m}^3$  per ettaro di superficie scolante impermeabile. Questo volume sarà ridotto in base al fattore P di un fattore 0.8. Il volume risultante può essere ridotto ulteriormente del 30% qualora non siano previsti collettamenti alla rete fognaria o a CIS, valido per il caso in esame. Pertanto il volume dei requisiti minimi è pari a  $10723 \times 1 \times 800 \times 0.8 \times 0.7 / 10000 = 480 \text{ m}^3$ . Nel caso in studio i volumi relativi ai minimi risultano superiori a quanto calcolato. Secondo i disposti normativi dovrà essere preso a riferimento il maggiore tra i due valori. I volumi minimi di laminazione saranno i seguenti:

**$480 \text{ m}^3$  (minimi) >  $367 \text{ m}^3$  volume calcolato**

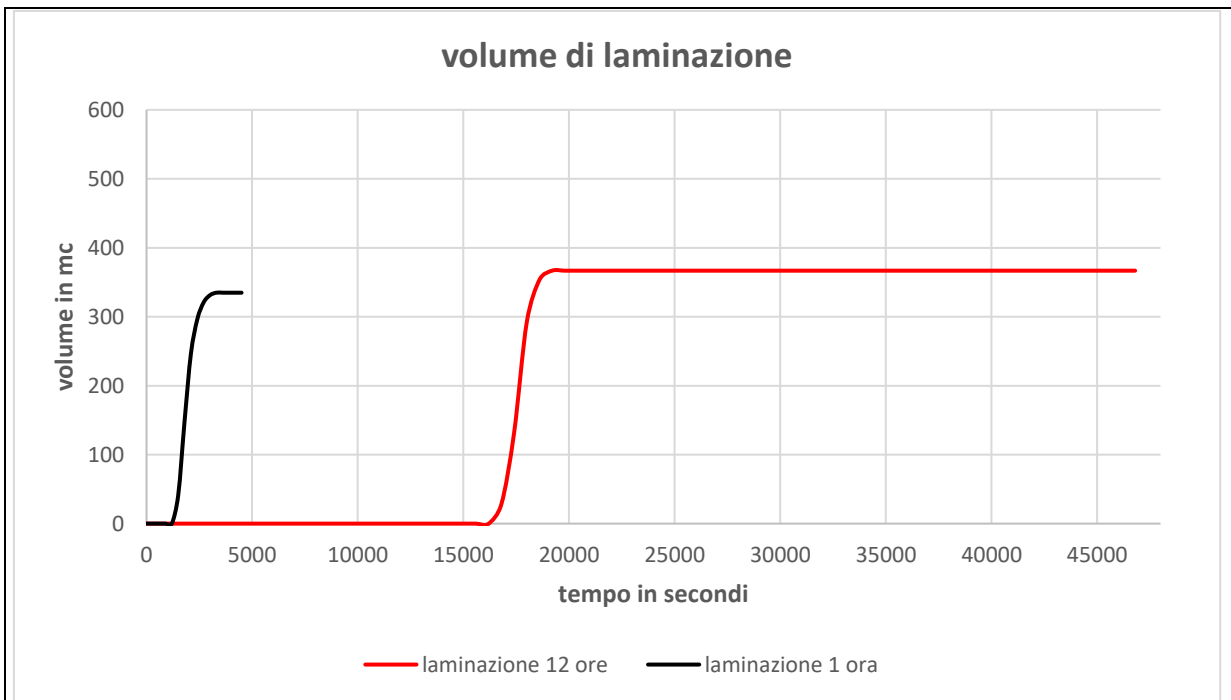


Figura 28 - Andamento del volume accumulato

## 8.1. Calcolo del tempo di svuotamento

Allo svuotamento dei bacini di laminazione contribuirà lo scarico per dispersione nel sottosuolo con una portata massima di  $34.8 \text{ l/s}$ .

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Luglio 2020	1	39 di 50
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

Il volume massimo di invaso (480 m<sup>3</sup>) potrà essere svuotato in circa 16 ore e quindi ampiamente entro i termini previsti dalla normativa.

$$(480000/61.75)/3600 = 2.16 \text{ ore} < 48 \text{ ore}$$

 geologia geotecnica e dati	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Luglio 2020	1	40 di 50
A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900				



## 9. DIMENSIONAMENTO DEI BACINI DI LAMINAZIONE

I volumi di laminazione dell'intero comparto saranno ricavati all'interno dei pozzi perdenti e sarà all'interno di una porzione del piazzale lungo il lato ovest. I volumi sono stati quantificati come di seguito elencato, nell'ipotesi di raggiungere il totale riempimento del sistema:

- n. 14 pozzi perdenti diametro 2.00 m con battente massimo di 2.00 m per volume totale di 87.92 m<sup>3</sup>
- n. 20 pozzi perdenti diametro 2.00 m con battente massimo di 2.50 m per volume totale di 157 m<sup>3</sup>
- n. 2 scavo di alloggiamento pozzi perdenti con dimensioni 3.5x22 metri, battente di 2.00 metri, con riempimento in ghiaia grossolana senza sabbia e materiali fini con porosità del 30% per un totale di circa 66 m<sup>3</sup>
- n. 2 scavo di alloggiamento pozzi perdenti con dimensioni 3.5x22 metri, battente di 2.50 metri, con riempimento in ghiaia grossolana senza sabbia e materiali fini con porosità del 30% per un totale di circa 83 m<sup>3</sup>
- n. 2 scavo di alloggiamento pozzi perdenti con dimensioni 3.5x10 metri, battente di 2.50 metri, con riempimento in ghiaia grossolana senza sabbia e materiali fini con porosità del 30% per un totale di circa 38.4 m<sup>3</sup>
- n. 1 bacini su piazzale con superficie di 1200 m<sup>2</sup> e battente medio di 4 cm per un totale di 60 m<sup>3</sup>

Il volume totale è pari a 492.32 m<sup>3</sup> quindi sufficiente a garantire i minimi richiesti da Regolamento (480). Nel calcolo non è stata considerata in via conservativa la quota immagazzinata nelle caditoie, gronde, tubazioni etc. **Le aree verdi dovranno mantenere una quota leggermente ribassata rispetto alle soglie delle pavimentazioni.** In questo modo le aree verdi funzioneranno come rain garden (Figura 29). Essendo ribassate potranno raccogliere le acque meteoriche e disperderle poi per infiltrazione diretta.

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Luglio 2020	1	41 di 50
A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900				

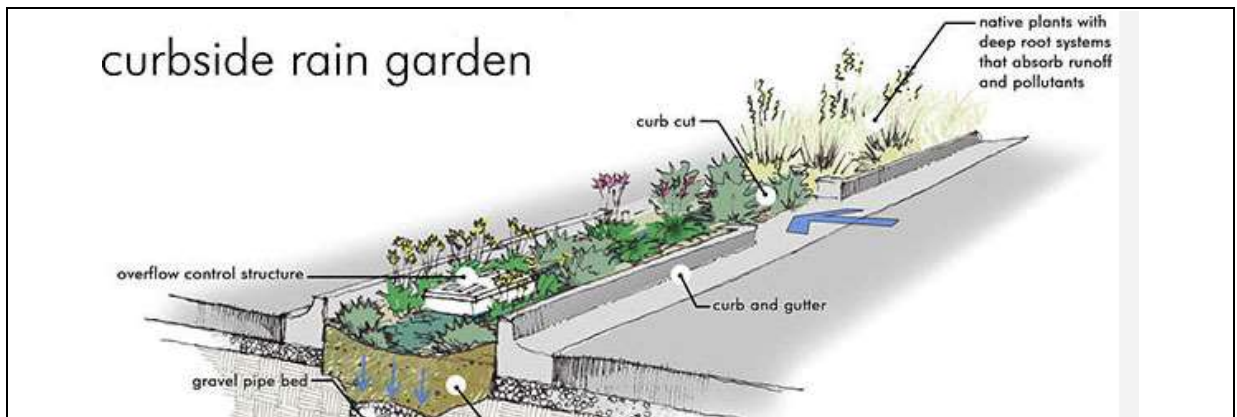


Figura 29 – Schema rain garden

## 9.1. Descrizione del bacino

Il bacino sarà realizzato nella fascia ovest del piazzale realizzando semplicemente un cordolo rialzato 10 cm rispetto alla quota del piazzale lungo il limite della zona verde. Al piazzale sarà data pendenza in direzione ovest con un gradiente di circa 1%. In questo modo potrà allagarsi una superficie di almeno 1200 m<sup>2</sup> con un battente medio di 5 cm. Lungo il lato ovest saranno posizionate le caditoie per raccogliere le acque e smaltirle attraverso i pozzi perdenti.

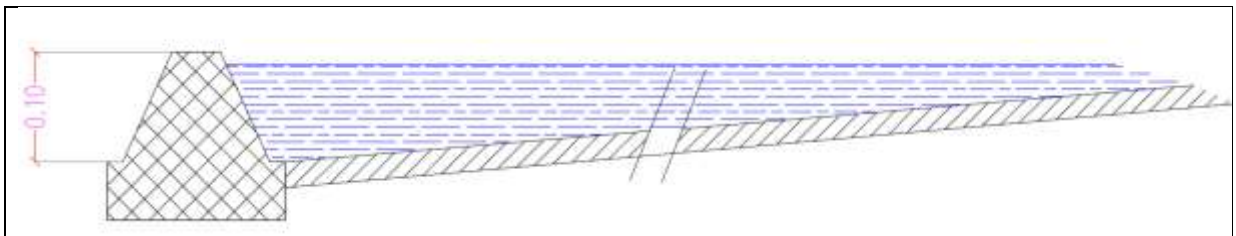


Figura 30 – Schema bacino

## 10. VERIFICA BACINO

L'art. 11 del Regolamento Regionale prevede la verifica dei franchi di sicurezza delle opere realizzate con un tempo di ritorno pari a 100 anni. Al fine di verificare la rispondenza alla normativa vigente è stata valutata la curva delle differenze positive tra afflussi e deflussi (Figura 31) e il dettaglio delle sole differenze positive (Figura 32). Si nota che il volume di laminazione necessario assomma a circa 442.0 m<sup>3</sup>, minore del massimo invaso previsto di 492.32 m<sup>3</sup>. Il bacino è verificato ai fini del regolamento Regionale.

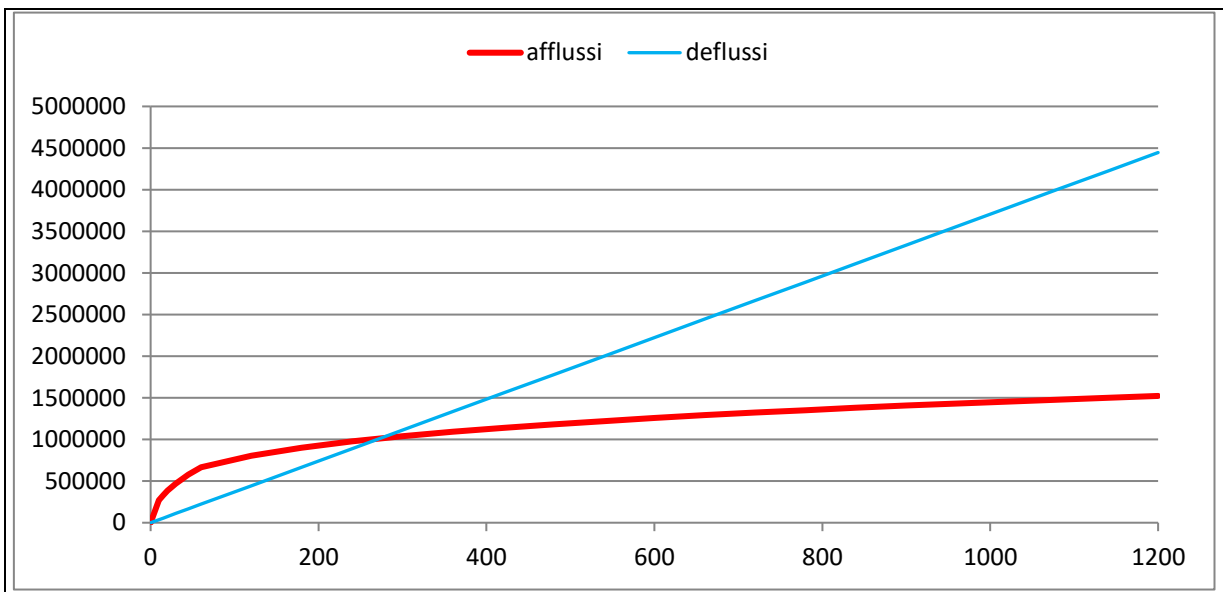


Figura 31 - Andamento afflussi-deflussi con Tr=100 anni

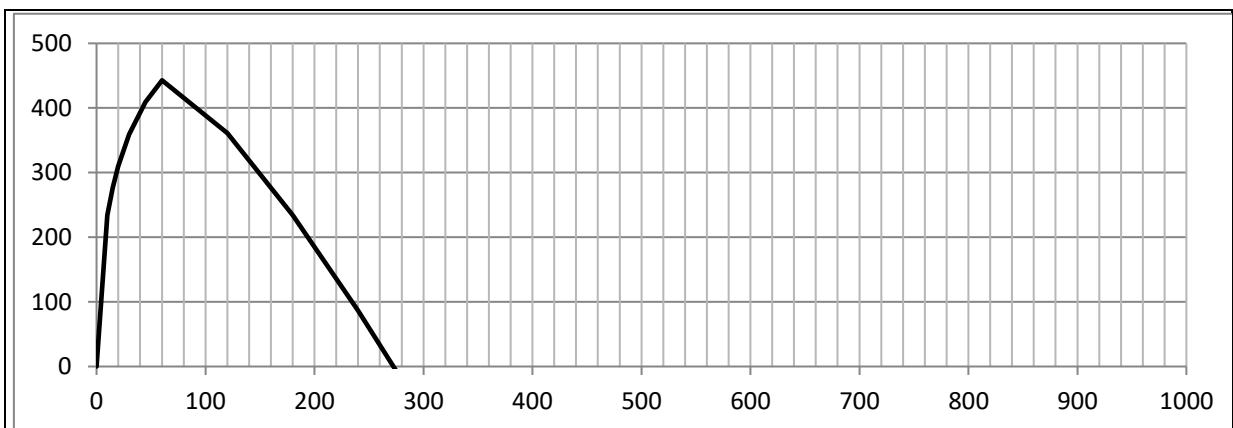


Figura 32 - Volume di invaso necessario per Tr=100 anni

## 11. STRADA - CALCOLO DEI DISPOSITIVI PER L'INVARIANZA

L'intervento in progetto prevede la realizzazione di una porzione di sede stradale e parcheggi esterni che verranno ceduti al comune di Castel Mella. Ovviamente i dispositivi per l'invarianza dovranno essere separati in quanto gestiti da attori diversi. Di seguito sono calcolati e descritti i dispositivi previsti per la quota di superficie ceduta al comune. Il sistema di calcolo utilizzato è il metodo delle sole piogge e i parametri sono i seguenti:

- 1109 m<sup>2</sup> superficie impermeabile (x1) – strada e parcheggi
- 37 m<sup>2</sup> superficie permeabile non collettata (x0.0) - aiuole
- Coefficiente di deflusso medio ponderale pari a 1.
- Dispersione mediante n.6 pozzi perdenti diametro 2.00 metri e altezza utile pari a 2.5 metri
- Portata in deflusso pari a 12.12 l/s (2.02x6)
- Volume totale dei pozzi perdenti compreso il dreno al 30% pari a 85.5 m<sup>3</sup> (47.1+38.4)

Il metodo delle sole piogge fornisce una valutazione del volume d'invaso dell'opera di mitigazione sulla base della sola conoscenza della curva di possibilità pluviometrica e della portata massima, ipotizzata costante, che si vuole in uscita dall'opera stessa, nel caso specifico per infiltrazione. Con questo metodo viene trascurata completamente, ad eccezione delle perdite idrologiche, la trasformazione afflussi-deflussi che si realizza nell'area scolante a monte dell'opera. Con questa ipotesi semplificativa il volume entrante nell'invaso ( $W_e$ ) per effetto di una pioggia di durata (d) è pari a  $W_e = A_{tot} \times \Phi_{mp} \times a \times d^n$

Il volume in uscita ( $W_u$ ) dall'invaso sarà invece dato dall'Equazione  $W_u = Q \times d$

Il volume invasato ( $W_d$ ) sarà dato dall'Equazione  $W = (W_e - W_u)_d$

Il volume da assegnare all'invaso è il valore massimo di W, che si ottiene per una precipitazione di durata critica (d). La determinazione di d e W può essere ottenuta anche per via grafica valutando la massima distanza che intercorre tra la curva di possibilità pluviometrica

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Luglio 2020	1	44 di 50
A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900				

depurata dalle perdite idrologiche e quella in uscita dal bacino ipotizzata costante, come illustrato in Figura 33 (in ordinate sono indicati i litri in ascisse minuti).

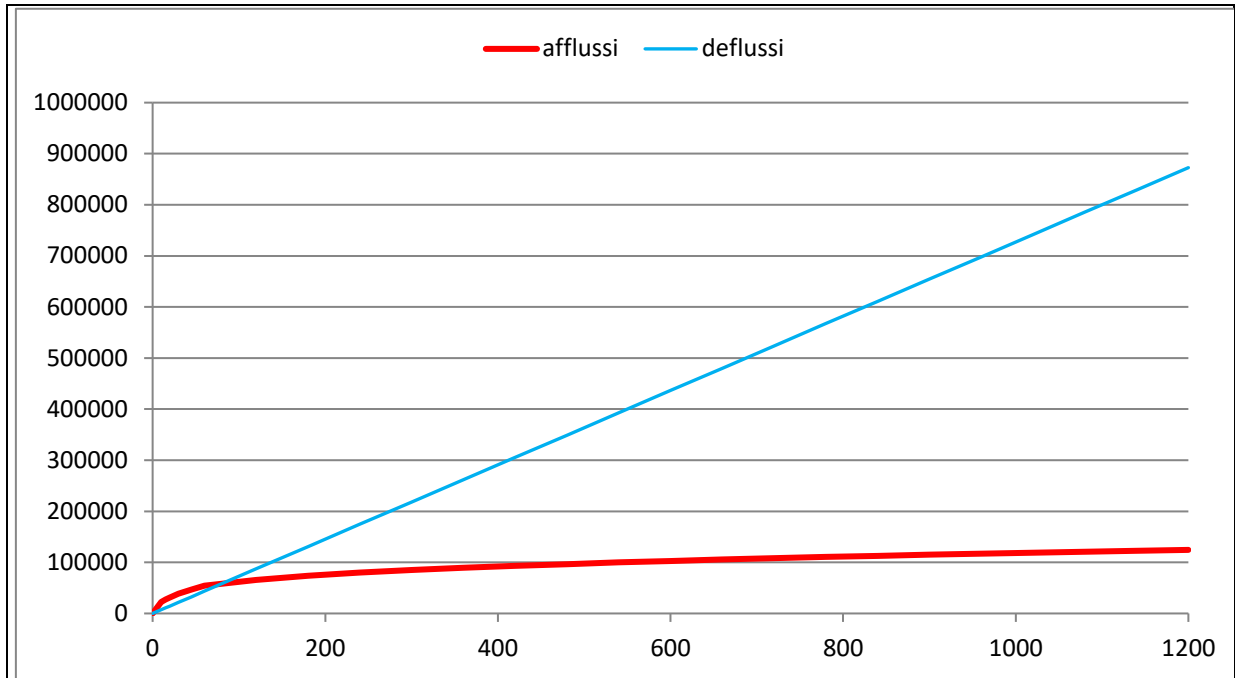


Figura 33 - Curve afflussi deflussi

Si può notare che il volume critico si ha per eventi di durata inferiori a 1.00 ore, dopo di che il sistema disperde un volume maggiore delle portate in ingresso. Il volume di laminazione necessario risulta pari a circa 26.2 m<sup>3</sup> calcolato sulla base della formulazione proposta dal Regolamento Regionale n.8 per il metodo delle sole piogge:

$$w_0 = 10 \cdot \varphi \cdot a \cdot D_w^n - 3.6 \cdot u_{\text{lim}} \cdot D_w$$

Sulla base dell'art 12 del regolamento Regionale i requisiti minimi delle vasche di laminazione per le aree A devono avere un volume minimo di 800 m<sup>3</sup> per ettaro di superficie scolante impermeabile, in questo caso ridotti al 80% e quindi di un ulteriore 30%. Nel caso in studio questo volume è pari a circa 49.68 m<sup>3</sup> (1109x1x800x0.8x0.7/10000). Il valore calcolato è inferiore ai minimi. Secondo i disposti normativi dovrà essere preso a riferimento il maggiore tra i due, quindi 49.68 m<sup>3</sup>. **Il volume dei pozzi perdenti è pari a 85.5 m<sup>3</sup>, quindi superiore al minimo richiesto. Il sistema è verificato anche in termini parziali.**

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Luglio 2020	1	45 di 50
A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900				

## 12. DIMENSIONAMENTO IMPIANTO DI RACCOLTA ACQUE

La planimetria degli scarichi e dei sistemi di raccolta è riportata nel seguente elaborato cartografico:

### Tavola 1 - Planimetria di progetto

Il sistema di raccolta acque è molto semplice e prevede la messa in opera di una gronda ed una condotta per raggiungere i bacini di laminazione. Come è noto la durata della pioggia di riferimento corrisponde al tempo di corrivazione, che in caso di bacini urbani generalmente è molto ridotto. Il tempo di corrivazione si definisce come il tempo necessario alla particella d'acqua di percorrere l'intero bacino fino alla sezione di chiusura dove viene eseguito il calcolo della portata seguendo il percorso idraulicamente più lungo. Nei sistemi di drenaggio urbano il tempo di corrivazione  $T_c$  viene generalmente definito come la somma di due contributi: il tempo di ingresso in rete  $T_i$  e il tempo di percorrenza della rete  $T_r$ :  $T_c = T_i + T_r$

Il tempo di ingresso in rete è il tempo che la particella d'acqua piovuta in un generico punto impiega per entrare nel sistema di drenaggio mentre il tempo di rete indica l'intervallo di tempo che la particella ormai entrata in rete impiega per raggiungere la sezione di chiusura, sulla base della velocità che la particella si suppone avere all'interno dell'impluvio. Per il progetto in questione, vista la dimensione modesta dell'edificio può essere convenzionalmente preso un tempo di corrivazione pari a 10 minuti. Per ottenere l'altezza di pioggia di un evento intenso di 10 minuti con tempo di ritorno di 50 anni si può ricorrere alla formula di Bell rappresentata dalla seguente espressione:

$$h_{dt}/h_{60t} = 0.56 \times d^{0.25} - 0.5$$

La portata massima in uscita dal bacino è stata calcolata nei capitoli precedenti ed il valore risultante è pari a **Q = 420 l/s (tempo di ritorno 50 anni)**. L'altezza di pioggia attesa in 10 minuti è stata calcolata pari a 22.80 mm. Il dimensionamento delle tubazioni a pelo libero è stato eseguito facendo riferimento alla scala di deflusso di moto uniforme per le correnti a pelo libero.

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Luglio 2020	1	46 di 50
A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900				

Tale ipotesi di lavoro è sufficientemente attendibile in quanto, per tratti omogenei di condotta, si ha uniformità di portata smaltita, diametro, pendenza del fondo, scabrezza, sempreché, come accade nel caso presente, le condizioni al contorno di valle non siano tali da generare significativi rigurgiti e la portata in ingresso da monte non determini la saturazione dell'imbocco. La formula di moto uniforme impiegata è quella di Chézy:  $V = \chi \cdot \sqrt{R \cdot i}$

dove:

V= velocità media (m/s)

R = A/P= raggio idraulico (m)

A= area bagnata, ovvero l'area della sezione trasversale della corrente (m<sup>2</sup>)

P= perimetro bagnato (m)

i= pendenza del fondo del canale

$\chi$ = coefficiente di scabrezza

il coefficiente di scabrezza è stato valutato secondo la formula di Gauckler-Strickler ovvero:  $\chi = K_s R^{1/6}$

dove K<sub>s</sub> rappresenta il parametro di scabrezza di Gauckler-Strickler. Si ottiene pertanto:

$$Q = c * A * R^{2/3} * i^{1/2}$$

Per il coefficiente di scabrezza c della tubazione in PVC si è utilizzato il valore di 120, valido per tubazioni di PVC, PE o plastica. Considerata la fase progettuale non è stata definita in modo dettagliato la rete di raccolta, ma è stata fornita un'indicazione di massima. Per i collettori che raccoglieranno settori con superficie non superiore a 1000 m<sup>2</sup> potranno essere utilizzate tubazioni DN250 con pendenza pari allo 0.2%. In questo modo è verificata la portata massima di circa 37 l/s che si otterrà con riempimento del 80 % (Figura 34). Considerata la suddivisione proposta le singole linee non dovrebbero superare i 1000 m<sup>2</sup> di raccolta.

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Luglio 2020	1	47 di 50
A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900				

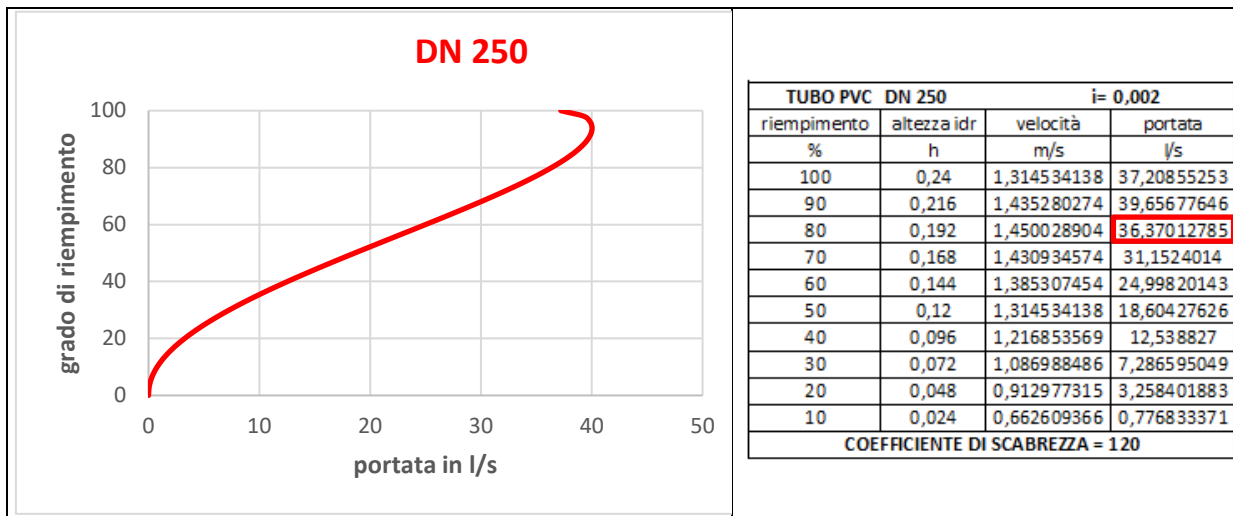


Figura 34 – Scala di deflusso DN250



## 13. MANUTENZIONE

In riferimento all'art.13 del Regolamento Regionale, la manutenzione è fondamentale per garantire il mantenimento in efficienza delle strutture e degli elementi realizzati per le funzioni di drenaggio delle acque meteoriche; serve ad assicurare alle strutture stesse un periodo di vita più lungo, permettendo di intervenire periodicamente nell'individuazione di eventuali malfunzionamenti che, se trascurati, ne potrebbero pregiudicare irrimediabilmente le funzioni. Si ricorda che i costi di gestione e manutenzione, sia ordinaria che straordinaria, ricadono interamente ed esclusivamente sul proprietario dell'opera.

A seconda delle tipologie di elementi di drenaggio si presentano ovviamente livelli differenti di complessità nella manutenzione. La prima e più semplice distinzione riguarda sicuramente gli **interventi ordinari**, da svolgersi periodicamente seguendo un calendario prestabilito, dagli **interventi straordinari**, necessari al ripristino delle funzioni in caso di malfunzionamento, guasto o successivamente ad eventi meteorici o di altra natura (per esempio terremoti, sversamenti abusivi, incidenti rilevanti) che interessino direttamente o indirettamente le strutture. Si possono inoltre distinguere, per alcune tipologie di soluzioni quali le aree di ritenzione vegetate e le fitodepurazioni, gli **interventi di supporto** necessari all'attecchimento delle essenze vegetate nelle primissime fasi della vita degli impianti, non più necessari quando gli invasi avranno raggiunto la fase in esercizio con il completo equilibrio delle componenti ecologiche presenti.

Per quanto riguarda gli interventi che prevedono la rimozione dei sedimenti occorrerà prevedere adeguate operazioni di pulizia *ad-hoc* in relazione alle caratteristiche fisico-chimiche del sedimento e alla sua potenzialità inquinante. Rispetto a quanto descritto, risulta evidente che a seconda del livello e complessità degli interventi di manutenzione gli stessi potranno essere svolti da personale con formazione adeguata. Tutto ciò dovrà essere realizzato seguendo un programma di manutenzione periodico strutturato secondo un piano nel quale siano individuate le diverse attività da svolgere e i relativi soggetti incaricati. Per quanto

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Luglio 2020	1	49 di 50
A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900				

concerne il progetto specifico le attività di verifica e controllo possono essere riassunte nei seguenti punti:

- Verifica del corretto afflusso delle acque
- Verifica dell'integrità degli elementi strutturali
- Pulizia scorrimento
- Piccola manutenzione edile

Di seguito è riportata la matrice del piano di manutenzione.

attività	cadenza	Esecutore	Osservazioni
Verifica corretto afflusso al pozzo perdente	Semestrale	Titolare	Verifica visiva
Verifica integrità strutturale pozzo perdente	Quinquennale	Titolare	Verifica visiva
Verifica integrità strutturale pozzetti	Quinquennale	Titolare	Verifica visiva
Rimozione detriti grossolani dai pozzetti	Annuale o su segnalazione	Titolare	
Rimozione detriti grossolani da pozzo perd.	Annuale o su segnalazione	Titolare	
Rimozione detriti fini e pulizia pozzo perdente	Triennale o su segnalazione	Personale specializzato	
Sostituzione elementi ammalorati	Su segnalazione	Personale specializzato	

**Dr. Geol. Corrado Aletti**

Seniga 11.07.2020

*Documento firmato digitalmente*

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Luglio 2020	1	50 di 50
A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900				