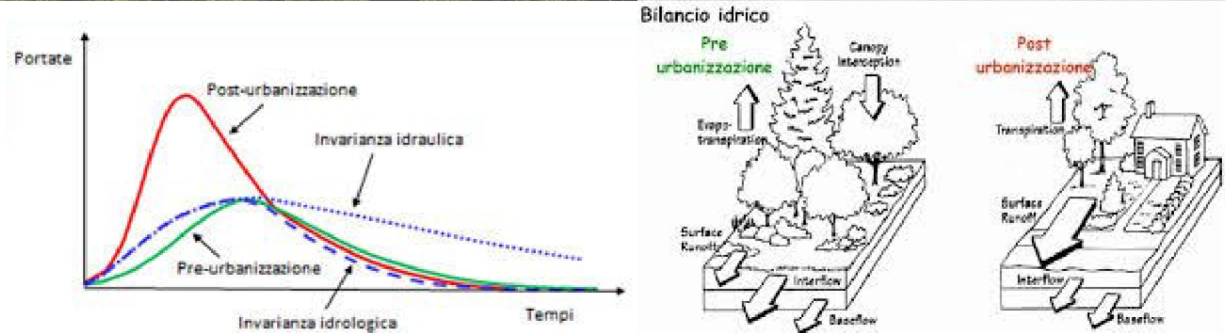


RELAZIONE DI INVARIANZA IDRAULICA

Piano di Recupero

SIG. SALVATORE GARGANO C.F. GRGSVT79H04M102H

Sede intervento: località Pirenei – Pozzolengo (BS)



INDICE

1. Premessa	2
2. Linee guida della valutazione di invarianza idraulica	2
3. Contesto geologico ed idrogeologico	2
4. Calcolo delle precipitazioni meteoriche di riferimento	7
5. Stima dei coefficienti di afflusso pre e post trasformazione	8
6. Stima del volume idrico in eccesso	9
7. Stima del coefficiente di permeabilità del terreno	13
8. Dimensionamento del bacino	14
9. Verifica bacino	17
10. Manutenzione	17
11. Conclusioni	18

1. PREMESSA

Il sig. Salvatore Gargano ha presentato un Piano di Recupero per la costruzione di un edificio residenziale e la ristrutturazione di un immobile esistente in località Pirenei a

Pozzolengo (BS). L'obiettivo che ci si prefigge con questa relazione è quello di dimensionare la rete delle acque meteoriche e dei relativi sistemi di smaltimento, con lo scopo di garantire il principio di invarianza idraulica. Il progetto insiste in un **ambito caratterizzato** dal punto di vista della gestione delle acque meteoriche dai seguenti aspetti:

1. **Terreno mediamente permeabile** ($k \leq 2 \text{ E}^{-5} \text{ m/s}$),
2. **falda piuttosto profonda**, collocabile a circa $\sim 8 \text{ m}$ da pc attuale

In base a quanto sopra illustrato si provvederà a creare un sistema di dispersione delle acque meteoriche a mezzo di due pozzi disperdenti, collocati in adiacenza alle nuove strutture, in grado di poter **scaricare completamente tramite infiltrazione** nel terreno i volumi idrici accumulati.

2. LINEE GUIDA DELLA VALUTAZIONE DI INVARIANZA IDRAULICA

Il concetto di invarianza idraulica presuppone la realizzazione, nelle aree che subiranno una perdita di permeabilità in seguito alle trasformazioni in progetto, di interventi il cui scopo è quello di mantenere invariata la portata superficiale defluente verso l'esterno. Questo risultato si può ottenere agevolando l'infiltrazione nel terreno dei volumi idrici in eccesso, rispetto alle condizioni pre-trasformazione, o laminando le portate. Nel primo caso si opera praticamente realizzando pozzi disperdenti, la cui funzione è quella di agevolare l'infiltrazione nel sottosuolo dell'acqua che defluisce in superficie durante gli eventi meteorici. Si è proceduto secondo il seguente schema:

- calcolo delle precipitazioni di riferimento attraverso le curve segnalatrici di possibilità climatica per un tempo di ritorno uguale a 50 anni;
- stima dei coefficienti di afflusso pre e post trasformazione;
- calcolo del volume idrico in eccesso;
- dimensionamento dei pozzi disperdenti;
- dimensionamento delle aree verdi ribassate

Normativa di riferimento: **Regolamento Regionale 23 novembre 2017 n. 7, Regione Lombardia così come modificato dal RR 8/2019.**

3. CONTESTO GEOLOGICO E IDROGEOLOGICO

L'area oggetto dello studio si colloca a Nord del centro storico di Pozzolengo (BS), ad una altitudine di circa 100 m s.l.m. Il territorio comunale occupa una superficie complessiva pari a 21.08 km²; dal punto di vista geografico risulta in generale appartenere alla bassa pianura bresciana, caratterizzato da una configurazione plano-altimetrica variabile con rilievi a vario grado di acclività e aree pianeggianti o blandamente ondulate. Il paesaggio è tipico dell'ambiente collinare morenico, con quote che variano da un minimo di 72 a un massimo di 143 m s.l.m.. Nell'ambito del territorio comunale può essere individuata la zona maggiormente urbanizzata in corrispondenza dell'abitato di Pozzolengo a cui si contrappone nella gran parte del territorio il paesaggio rurale che comprende spazi destinati principalmente all'uso agricolo. Dal punto di vista geologico, **il territorio comunale di Pozzolengo** è riferibile alle numerose avanzate glaciali e ritiri (Quaternario), nei mesi climatici miti, determinando l'anfiteatro morenico. Le cerchie moreniche segnano le diverse fasi di espansione dei ghiacciai; da un punto di vista cronostratigrafico le cerchie moreniche possiedono in linea generale età crescente allontanandosi dalla linea di riva del Garda. Vengono individuati 5 differenti avanzate glaciali lasciandovi altrettante serie di depositi correlati. L'ultima avanzata glaciale

quaternaria, avvenuta nella fase terminale del pleistocene superiore, ha creato il sistema di cerchie moreniche presente nel comune di Pozzolengo.



Fig. 1 estratto carta geologica d'Italia scala 1:100000

Durante lo scioglimento delle masse glaciali si originavano torrenti fluvio-glaciali che smantellavano i cordoni morenici già formati e deponevano il materiale nelle depressioni rimaste entro le diverse cerchie. Tra i rilievi morenici sono presenti ampi ripiani, delimitate da scarpate, che corrispondono a terrazzi di *Kame* formati durante le fasi di ritiro del ghiacciaio. Il dilavamento del fronte delle masse di ghiaccio ad opera delle acque di fusione, ha determinato l'accumulo di materiali a contatto con le stesse masse glaciali. In alcuni casi il modellamento dei cordoni morenici è avvenuto ad opera degli scaricatori fluvio-glaciali, in grado di smantellare parzialmente i rilievi morenici precedentemente depositi. Talora le cerchie moreniche appaiono discontinue a seguito dell'azione di sfondamento praticata dagli stessi corsi d'acqua fluvio-glaciali. È preponderante il ritrovamento, nel territorio comunale, di depositi incoerenti di natura glaciale, organizzati morfologicamente in cordoni morenici, terrazzi di *Kame* e piane retromoreniche. I sedimenti trasportati e depositati da un ghiacciaio si presentano poco selezionati, costituiti da un miscuglio eterogeneo di massi, ghiaia, sabbia e sedimenti fini; mentre i depositi fluvio-glaciali si presentano geometricamente ordinati e sottoposti a una cernita granulometrica.

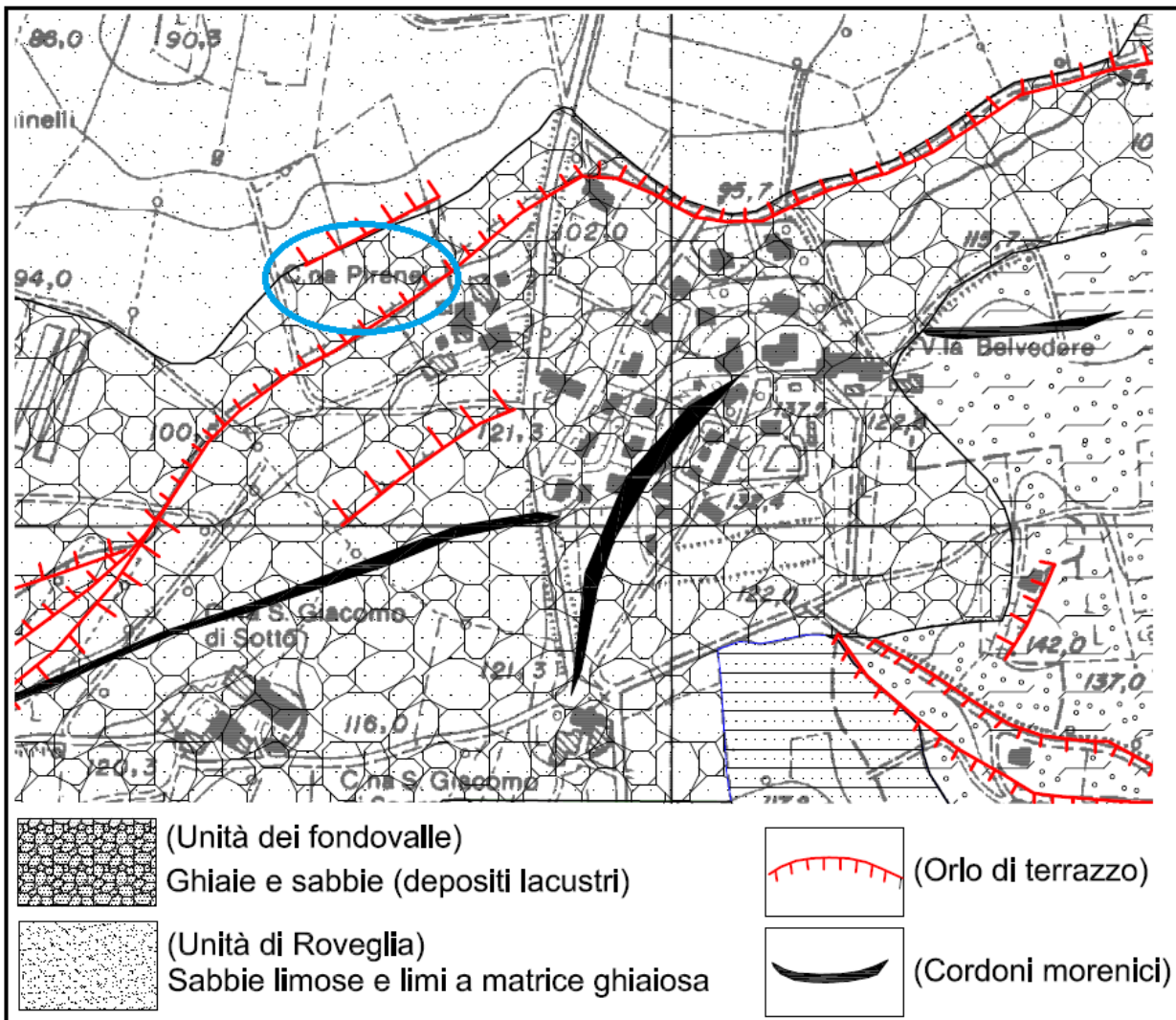


Fig. 2 estratto carta geo litologica da PGT

L'intero territorio comunale, **dal punto di vista idrografico**, appartiene al bacino del Fiume Mincio; nonostante ciò una parte del territorio posta a nord del cordone morenico (da S. Martino della Battaglia a V. la Belvedere), ha un drenaggio verso il Lago di Garda. Il reticolo idrografico è estremamente complicato e soffre della mancanza di una cadente naturale sufficiente ad asportare l'acqua dai suoli nelle zone più basse in cui si suddivide il Torrente Redone, che rappresenta l'elemento idrografico principale. Le paludi di Pozzolengo sono originate dal giustapporsi dei cordoni che ha prodotto molte situazioni in cui, non essendo presenti corsi d'acqua sufficientemente alimentati in grado di incidere i materiali morenici, intere porzioni di queste vallecole sono state saturate, creando aree umide. Nella zona delle paludi il corso del Redone si divide all'altezza di C. na Colombara Florio, un ramo risale verso nord-ovest sino alla palude Mantellina per fermarsi contro il gradino di C. na Cobue di sotto evidenziando così la funzione di scaricatore svolta al momento della deposizione della morena di C. na Vestona da parte del ghiacciaio.

Da un punto di **vista geomorfologico** il comune di Pozzolengo è inserito nel contesto dell'anfiteatro morenico del Lago di Garda. I lineamenti morfologici sono la diretta conseguenza sia delle glaciazioni sia dall'azione erosiva provocata dai corsi d'acqua. I cordoni morenici rappresentano le morfologie più rilevanti nel territorio; un esempio, di notevole pregio ambientale, è rappresentato dal rilievo che va dal Monte degli Olivi fino al Monte Torricelle; tale cordone viene interrotto dalla incisione della Fossa del Redone. Da un attento rilievo morfologico emergono delle forme minori come quello su cui sorge C. na Facchinetto o il rilievo a nord di C. na Campagnola. A nord, lungo una fascia che va da

C.na Celadina fino a C.na Tosini, si estende la piana retromorenica, con notevole presenza di depositi morenici di fondo (limo-argilloso). Vengono riscontrate delle morfologie subpianeggianti o con blande ondulazioni che rappresentano delle terrazze di Kame, formatesi nelle zone antistanti la fronte glaciale, mentre a nord dell'abitato di Pozzolengo si estende la piana retromorenica ricoperta da depositi morenici (limo-argilloso).

Il territorio, in relazione alle aree morfogenetiche omogenee, è stato suddiviso in diverse Unità e Sottunità di Paesaggio che sono:

1. **Cordoni morenici** (Si caratterizzano per la presenza di versanti con acclività variabili (5% - 70%) e superfici subpianeggianti. Molti versanti presentano gradonature per un maggior utilizzo nella coltivazione dei luoghi, mentre le superfici piatte, localizzate sulle creste moreniche, sono di origine antropica). **L'area in esame si trova all'interno di questo contesto**
2. **Terrazzi fluvioglaciali** (Aree costituite da blande ondulazioni appartenenti alle zone interne delle cerchie moreniche; tali superfici costituiscono il 10% del territorio e hanno natura alluvionale e fluvioglaciali, i terreni vengono utilizzati per l'attività agricola);
3. **Pianura di Rovaglia** (Superficie con bassa pendenza costituita da depositi colluviali, fluvioglaciali o di conoide);
4. **Fondovalle** (Aree a morfologia piatta formate da depositi trasportati dalle acque lungo gli scaricatori fluvioglaciali; successivamente le piane fluvioglaciali sono state incise dall'azione erosiva dei corsi d'acqua costituendo l'attuale reticolo drenante);
5. **Paludi** (Aree molto depresse morfologicamente, rappresentano cavità dovute all'attività estrattiva della torba e costituenti conche lacustre caratterizzate da fenomeni di ristagno idrico).

Riassumendo, la superficie comunale si caratterizza per una morfologia influenzata principalmente da processi legati all'azione glaciale, fluviale e antropica.

Dal punto di vista idrogeologico, nel territorio di Pozzolengo si possono distinguere due unità che presentano diverso comportamento e diverse caratteristiche di permeabilità:

- a) **Unità delle argille e ghiaie argillose** - Tale unità, costituita da potenti successioni di argille e ghiaie in matrice argilloso-limosa, si riscontra omogeneamente in tutto il sottosuolo del territorio comunale, con spessori massimi di 100-200 m. La circolazione idrica è generalmente scarsa, ad eccezione delle subordinate intercalazioni di ghiaia e conglomerati in cui sono presenti falde libere o semiconfinate, generalmente non utilizzate per scopi potabili a causa delle mediocri caratteristiche idrochimiche e della loro elevata vulnerabilità agli inquinamenti provenienti dalle superficie.
- b) **Unità delle ghiaie e sabbie prevalenti** - Costituita da litologie con ghiaie, ciottoli, trovanti e conglomerati, a cui si intercalano subordinati orizzonti limoso-argillosi e torbe. L'unità è sede di falde profonde confinate caratterizzate da elevate portate specifiche. I pozzi ad uso idropotabile comunale captano gli acquiferi profondi contenuti nell'unità delle ghiaie e delle sabbie

La struttura del sistema idrogeologico è contraddistinta da una bassa permeabilità in generale e soprattutto in senso verticale, per la presenza di livelli impermeabili che fungono da ripartitori delle falde. **I depositi morenici discontinui** in superficie sono disposti in strutture a catino, accresciute via via all'interno una dell'altra, ma separate parallelamente da depositi di contatto glaciale di spessore estremamente variabile. Questi depositi in profondità danno luogo ad acquiferi con capacità produttive estremamente diverse; infatti, il Till glaciale, in particolare nella fascia più interna del morenico gardesano, è caratterizzato da forti contenuti in limo ed è spesso compattato dal ghiacciaio; i depositi di contatto, ed ancor più quelli fluvioglaciali, essendo legati ad acque che hanno cernito i materiali, sono caratterizzati da depositi che possono costituire acquiferi estremamente produttivi. Si possono distinguere, nel settore

morenico, acquiferi superficiali generalmente discontinui lateralmente e strettamente collegati alle precipitazioni.

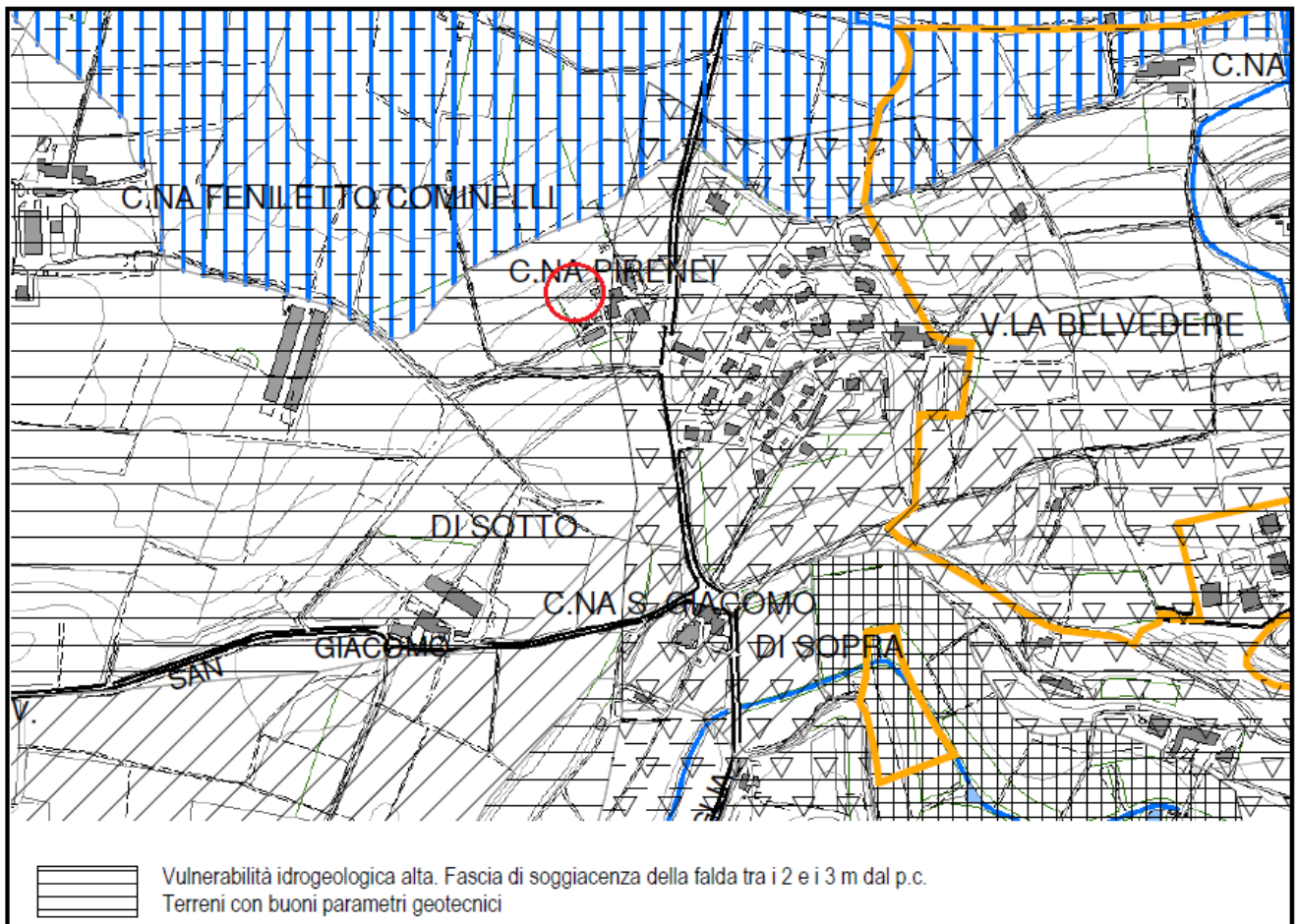


Fig. 3 estratto carta vulnerabilità PGT

Gli acquiferi produttivi e con buona protezione sono localizzati a profondità superiori e risultano in pratica isolati dalle falde superficiali da successioni a granulometria fine. In relazione alle unità litologiche, contenenti i corpi idrici sotterranei, è possibile schematizzare i valori di soggiacenza:

- i depositi fluvioglaciali presenti nelle valli intramoreniche sono sede di falde freatiche superficiali continue e con profondità variabile a seconda delle zone. La piezometrica è bassa mentre la soggiacenza è in media di pochi metri;
 - i depositi morenici sono sede di falde sospese a profondità variabili di pochi m dal p.c. essendo alimentate dalle precipitazioni;
 - aree torbose si caratterizzano per la presenza di affioramento delle falde;
- il sistema acquifero multistrato circolante nei depositi morenici, è caratterizzato da falde semi artesiane localizzate in orizzonti ghiaioso-sabbiose confinate in successioni limoso-argillose.

Nel sito in esame **non si rileva presenza di acqua nei fori prova** (settembre 2023) per crollo pareti a circa 2 m da pc attuale.

4. Calcolo delle precipitazioni meteoriche di riferimento

Le curve che descrivono l'altezza delle precipitazioni (h) in funzione della loro durata (t) prendono il nome di *curve segnalatrici di possibilità climatica o pluviometrica (LSPP)*. L'equazione che collega queste due variabili ha la seguente forma:

$$h \text{ (mm)} = a t^n = a_1 W_T t^n$$

dove

a_1 = altezza di precipitazione con $t=1$ ora e tempo di ritorno $T=1$ anno;

w_T = fattore di frequenza in funzione del tempo di ritorno T scelto;

n = fattore di scala in funzione della durata dell'evento meteorico.

Nell'area in esame, ricadente all'interno del territorio comunale di **Pozzolengo**, per piogge orarie con tempo di ritorno uguale a 50 anni, si può porre:

a_1	= 26,85
w_{50}	= 1,98313
a_{50}	= 53,24717
n	=0,2624

fonte dati: A.R.P.A. Lombardia

5. Stima dei coefficienti di afflusso pre e post trasformazione.

I coefficienti di afflusso pre e post trasformazione, per eventi meteorici con tempo di ritorno annuale, possono essere dedotti dalla seguente tabella (Chow et al., 1988):

Tipo di superficie	C_a
Asfalto	0.657
Calcestruzzo, tetti	0.657
Coltivazioni($i=0-2\%$)	0.375
Coltivazioni($i=2-7\%$)	0.395
Coltivazioni($i>7\%$)	0.401
Pascoli($i=0-2\%$)	0.349
Pascoli($i=2-7\%$)	0.381
Pascoli($i>7\%$)	0.395
Boschi($i=0-2\%$)	0.316
Boschi($i=2-7\%$)	0.368
Boschi($i>7\%$)	0.381

Per ottenere i corrispondenti valori di c_a per tempi di ritorno superiori a 1 anno, i dati della tabella devono essere moltiplicati per un fattore di frequenza. Il fattore di frequenza può essere ricavato dal seguente schema:

Tempo di ritorno	k_f
10	1.23
20	1.33
30	1.38
50	1.42
100	1.47
200	1.50
500	1.52

Questo parametro consente di tenere in considerazione nel calcolo la variazione del coefficiente di afflusso del bacino con il variare dell'altezza meteorica. La grandezza c_a infatti dipende da fenomeni, come l'infiltrazione nel terreno e l'evapotraspirazione, che sono a loro volta funzione del volume d'acqua precipitato e dell'intensità della pioggia. Maggiore è l'altezza di precipitazione, e quindi il volume affluito e l'intensità meteorica, minore è la quantità d'acqua, in proporzione, che viene trattenuta dal bacino, cioè maggiore è l'afflusso superficiale. Poiché ad altezze meteoriche più elevate corrispondono tempi di ritorno maggiori, anche c_a deve essere posto in funzione del

tempo di ritorno dell'evento piovoso. I dati possono essere interpolati per ottenere i valori di k_r corrispondenti a tempi di ritorno intermedi. Il **Regolamento Regionale 23 novembre 2017 n. 7 e smi** suggerisce invece l'utilizzo dei seguenti valori di coefficiente di deflusso:

- pari a 1.0** per tutte le sotto-aree interessate da tetti, coperture, tetti verdi e giardini pensili sovrapposti a solette comunque costituite e pavimentazioni continue quali strade, vialetti, parcheggi;
- pari a 0.7** per le pavimentazioni drenanti o semipermeabili, quali strade, vialetti, parcheggi;
- pari a 0.3** per le sotto-aree permeabili di qualsiasi tipo, escludendo dal computo le superfici incolte e quelle di uso agricolo;

Nel caso in esame sono state considerate le aree relative alla copertura dei nuovi capannoni, marciapiedi perimetrali e zona d'ingresso allevamento secondo quanto comunicato dal progettista geom. Daniele Tempesta di Volta Mantovana (MN):

	Area verde mq ($\varphi=0,3$)	Area semi permeabile mq ($\varphi=0,7$)	Area impermeabile mq ($\varphi=1$)
Area intervento	1186	354	855
Totale	356	248	855

Il coefficiente di deflusso medio ponderale è stato quindi ricavato come segue:

$$\varphi \text{ (medio)} = (1186 \times 0,3 + 354 \times 0,7 + 855 \times 1) / 2395 = \mathbf{0,61}$$

6. Stima del volume idrico in eccesso

In base all'allegato C del Regolamento Regionale 23 novembre 2017 n. 7 e smi, il **Comune di Pozzolengo (BS)** ricade nella classe di criticità idraulica **B**, per cui i calcoli sono eseguiti facendo riferimento a questa classe. Trattandosi però di un Piano di recupero, ai sensi dell'art. 7 comma 5° si farà riferimento nei calcoli ai limiti e alle procedure indicati per le aree A di cui al comma 3 dello stesso articolo. La superficie interessata dall'intervento è compresa fra 0,1 e 1 ha e possiede un coefficiente di deflusso medio ponderale φ pari a **0,61** inteso come rapporto tra il volume defluito attraverso un'assegnata sezione in un definito intervallo di tempo ed il volume di pioggia precipitato nell'intervallo stesso, per cui il sito rientra nella **classe d'intervento 2 (impermeabilizzazione potenziale media)**. Nel caso in cui superfici scolanti di diversa natura (caratterizzate da diversi valori del coefficiente di deflusso φ), siano afferenti al medesimo scarico (tubazione o terreno), è necessario calcolare la media ponderale di φ ; detto φ_i il coefficiente di deflusso relativo alla superficie S_i , sarà:

$$\bar{\varphi} = \frac{\sum \varphi_i S_i}{\sum S_i}$$

Il Regolamento in questo caso prevede, come modalità di calcolo, una procedura basata sul **metodo delle sole piogge**. Nell'applicare questo metodo si considerano trascurabili gli effetti del processo di trasformazione afflussi-deflussi. Si parte quindi dal presupposto

che contemporaneamente all'inizio dell'evento meteorico si abbia la massima portata di afflusso. Nell'applicazione del metodo delle sole piogge si fanno solitamente due ipotesi:

1. che la precipitazione meteorica netta abbia intensità costante (ietogramma rettangolare);
2. che il deflusso avvenga a portata costante ($Q_u = \text{cost}$).

Partendo da queste due ipotesi semplificatrici, all'istante t il volume accumulato all'interno dell'area trasformata, dato dalla differenza fra il volume idrico entrante e quello uscente, può essere descritto dalla seguente relazione:

$$(1) W(mc) = c_a A h - Q_u t$$

in cui:

c_a	= coefficiente di afflusso;
A	= superficie dell'area trasformata;
a	= parametro a della curva di possibilità pluviometrica;
n	= parametro n della curva di possibilità pluviometrica.
h	= altezza pluviometrica ricavata dalla LSPP

La durata di pioggia che genera un volume massimo d'invaso ($t_r = \text{durata critica}$) è quella per la quale la portata di afflusso Q uguaglia quella in uscita Q_u . Inserendo quindi il valore di t_r ricavato nella (1) si calcola il volume d'invaso massimo.

Coerentemente con le disposizioni contenute nel Regolamento, nel calcolo si è fatto riferimento a un tempo di ritorno delle piogge di 50 anni. Il parametro Q_u è stato posto uguale a **10 l/s per ettaro**, valore fissato dal Regolamento per le aree **A**. Si sono ottenuti quindi i seguenti valori di volumi idrici massimi in eccesso, confrontati con i volumi minimi previsti dal Regolamento per le aree di criticità **A (800 mc per ettaro scolante impermeabile)**. Le superfici di calcolo, coerentemente con le indicazioni del Regolamento, corrispondono alle aree trasformate, cioè a quelle che hanno subito modifiche rispetto alla situazione pregressa. Il valore del volume di afflusso idrico massimo considerato è quello previsto dal Regolamento per la classe di criticità **A (800 mc per ettaro impermeabile)**. L'area impermeabile equivalente risulta uguale a:

$$A_{\text{imp}} = (1186 \times 0,3 + 354 \times 0,7 + 855 \times 1) = 1459 \text{ mq}$$

Il volume d'afflusso secondo i Requisiti minimi è dato quindi da:

$$\text{Volume minimo} = 800 \times 1459 / 10000 = 117 \text{ mc}$$

mentre il parametro Q_u è stato stimato come segue:

$$Q_u(\text{mc/s}) = 10 \times 1459 / 10000 = 1,46 \text{ l/s} = 0,00146 \text{ mc/s}$$

Tempo di ritorno	Area impermeabile (mq)	$Q_u(\text{mc/s})$	Volume calcolato(mc)	Volume minimo (mc)
50	1459	0,00146	81	117
100			95	117

Nella figura sottostante è rappresentato l'andamento cumulativo delle precipitazioni calcolato sull'intero lotto in studio.

CLASSE DI INTERVENTO		SUPERFICIE IMPERMEABILE INTERESSATA DALL'INTERVENTO	COEFF. DEFLUSSO φ_{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)	$\varphi \leq 0.4$	Requisiti minimi art.12 comma 2	
2	Impermeabilizzazione potenziale media	Da > 0.03 a ≤ 0.1 ha (da > 300 a ≤ 1.000 mq)	$\varphi > 0.4$	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)	φ qualsiasi		
		Da > 1 a ≤ 10 ha (da > 10.000 a ≤ 100.000 mq)	$\varphi \leq 0.4$		
3	Impermeabilizzazione potenziale alta	Da > 1 a ≤ 10 ha (da > 10.000 a ≤ 100.000 mq)	$\varphi > 0.4$	Procedura dettagliata (vedi articolo 11 e allegato G)	
		> 10 ha (> 100000 mq)	φ qualsiasi		

Fig. 3 Classi di criticità secondo il Regolamento Regionale 23 novembre 2017 n. 7 e smi

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 della figura sottostante 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%.

La riduzione del tempo di corrivazione determina invece una maggiore velocità delle acque di ruscellamento e quindi colmi di piena più rapidi ed importanti. 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 nel terreno**. 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.

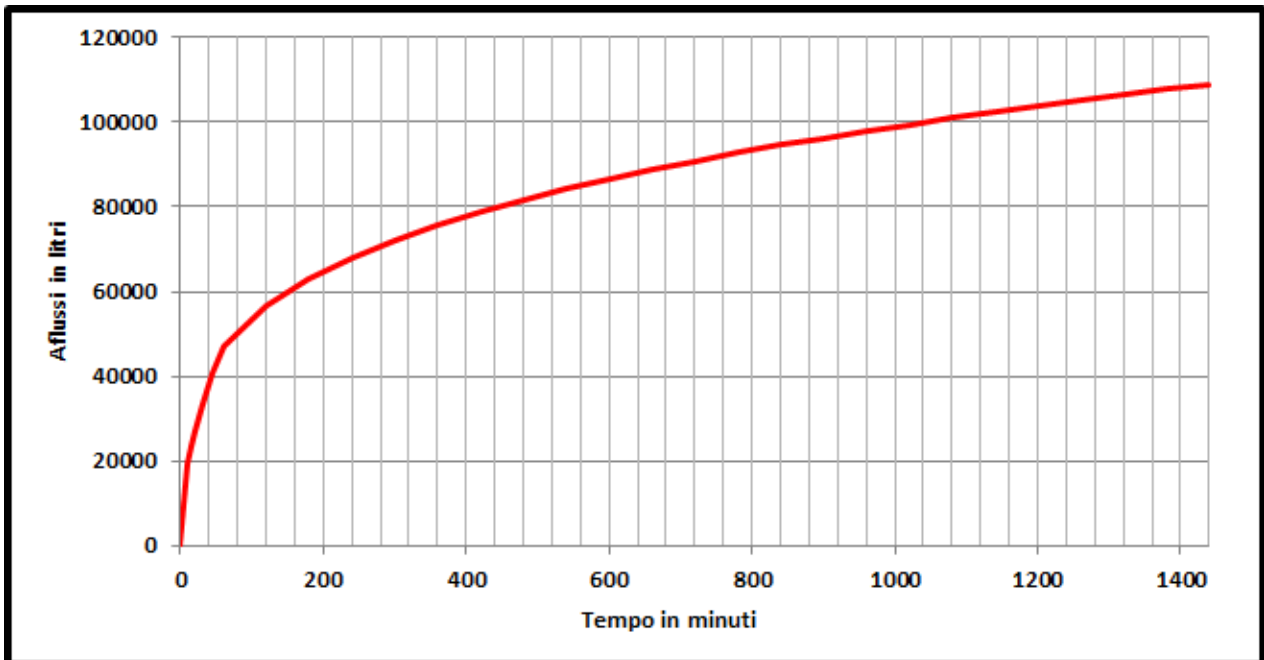


Fig. 4 Andamento degli afflussi in 24 h sul lotto con tempo di ritorno pari a 50 anni

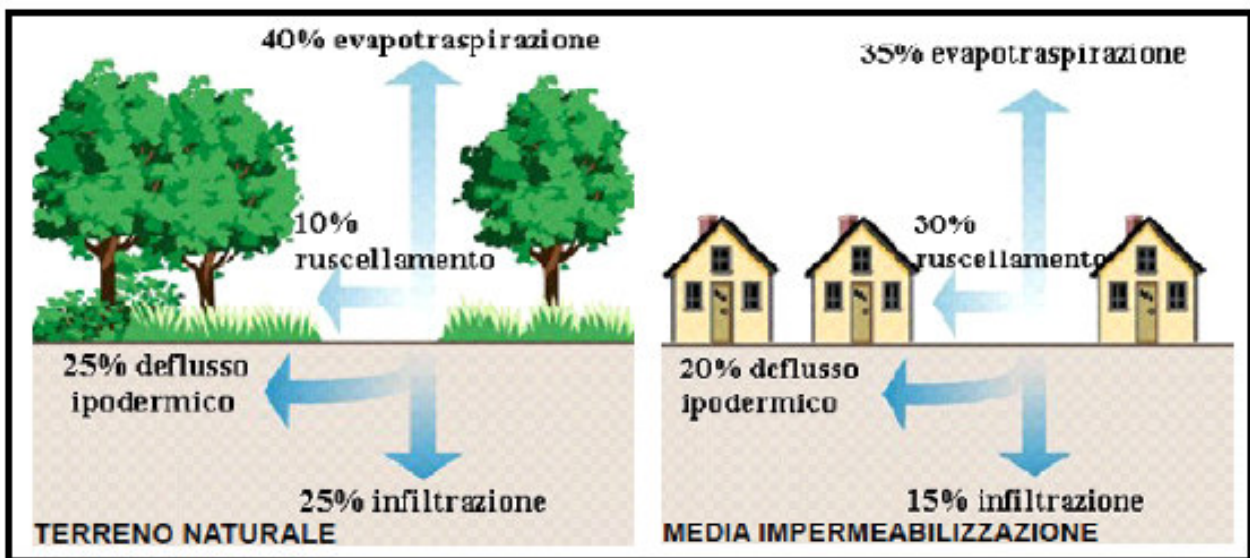


Fig. 5

Con questa ipotesi semplificativa il volume entrante nell'invaso (W_e) per effetto di una pioggia di durata (d) è pari a: $W_e = A_{tot} \Phi_{mp} a d^n$

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

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

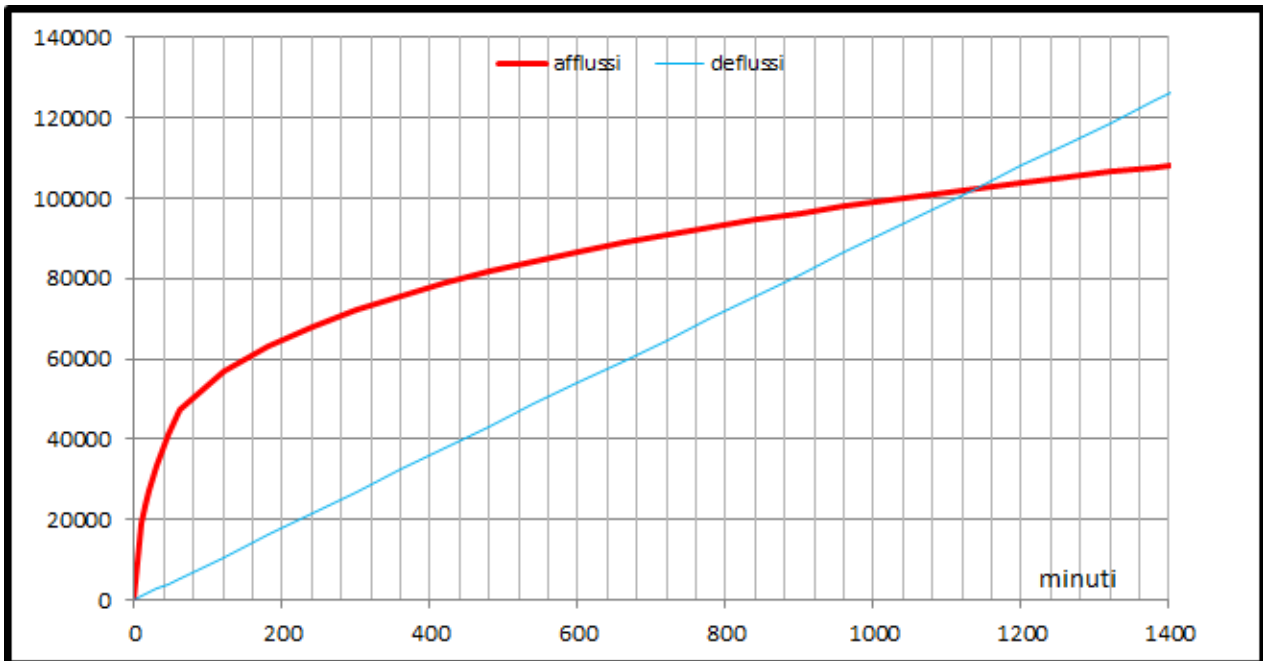


Fig. 6 Andamento degli afflussi-deflussi sul lotto con tempo di ritorno pari a 50 anni

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

Le differenze tra afflussi e deflussi è stata diagrammata in un ulteriore grafico in modo da rendere più chiaro ed evidente il volume minimo del bacino di laminazione necessario. Il **volume critico** si ha per eventi di durata di **circa 3 ore**.

Il **volume minimo** da Regolamento risulta **superiore** a quello calcolato sia nel caso di $Tr=50$ anni sia nel caso con $Tr=100$ anni, per cui è stato quindi adottato il primo (**117 mc**) come parametro di riferimento per il dimensionamento delle opere.

7. Stima del coefficiente di permeabilità del terreno

Per poter decidere quale sia la miglior tecnica di gestione delle acque meteoriche al fine di ottenere l'invarianza idraulica, tra le quattro seguenti, si **dovrebbe provvedere** alla stima del coefficiente di permeabilità del primo sottosuolo:

1. vasche di laminazione impermeabili;
2. aree verdi ribassate;
3. trincee drenanti;
4. pozzi filtranti.

Allo scopo è stata eseguita **una prova di permeabilità in foro ad abbassamento (lefranc)**. Con i misurati in sito è stato calcolato un valore medio del coefficiente di permeabilità $\sim 2,1 \times 10^{-5} \text{ m/s}$, valore che permette un **lento svuotamento** del bacino allo scopo costruito come nel seguito illustrato grazie a n. 2 pozzi perdenti.

D	0,02	m
Z1	0,15	m
Z2	0,04	m
t2	4	minuti
t1	0	minuti
A	0,000314	m ²
F	0,055	m
k _{1cal}	3,14E-05	m/s
K _{1eff}	2,10E-05	m/s
FS	1,5	

$$k = \frac{A \ln(z_1) - \ln(z_2)}{F (t_2 - t_1)}$$

Caso	Espressione di I'	
	Terreno isotropo (k _r /k = 1)	Terreno anisotropo (√k _r /k = m)
1. Filtro sferico in terreno uniforme	2πD	2πD ln(m + √(1+m ²))
2. Filtro emisferico a tetto di uno strato confinato	πD	πD ln(m + √(1+m ²))
3. Fondo filtrante piano a tetto di uno strato confinato	2D	$\frac{2D}{m}$
4. Fondo filtrante piano in terreno uniforme	2,75D	$\frac{2,75D}{m}$
5. Tubo parzialmente riempito a tetto di uno strato confinato	$\frac{2D}{1 + \frac{8Lk_s}{\pi Dk_r}}$	$\frac{2D}{m + \frac{8Lk_s}{\pi Dk_r}}$
6. Tubo parzialmente riempito in terreno uniforme	$\frac{2,75D}{1 + \frac{11Lk_s}{\pi Dk_r}}$	$\frac{2,75D}{m + \frac{11Lk_s}{\pi Dk_r}}$
7. Filtro cilindrico a tetto di uno strato confinato	$\frac{3\pi L}{\ln\left(\frac{3L}{D} + \sqrt{1 + \frac{3L}{D}}\right)}$	$\frac{3\pi L}{\ln\left(\frac{3mL}{D} + \sqrt{1 + \frac{3mL}{D}}\right)}$
8. Filtro cilindrico in terreno uniforme	$\frac{3\pi L}{\ln\left(\frac{1,5L}{D} + \sqrt{1 + \frac{1,5L}{D}}\right)}$	$\frac{3\pi L}{\ln\left(\frac{1,5mL}{D} + \sqrt{1 + \frac{1,5mL}{D}}\right)}$
9. Filtro cilindrico in uno strato doppiamente confinato	$\frac{2\pi L}{\ln\frac{R}{r}}$	$\frac{2\pi L}{\ln\frac{R}{r}}$



k (m/s)	1	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸	10 ⁻⁹	10 ⁻¹⁰	10 ⁻¹¹
GRADO DI PERMEABILITÀ	alto			medio		basso	molto basso		impermeabile			
DRENAGGIO	buono				povero			praticamente impermeabile				
TIPO DI TERRENO	ghiaia pulita		sabbia pulita e miscele di sabbia e ghiaia pulita		sabbia fine, limi organici e inorganici, miscele di sabbia, limo e argilla, depositi di argilla stratificati			terreni impermeabili argille omogenee sotto la zona alterata dagli agenti atmosferici				

8. DIMENSIONAMENTO VOLUME DI LAMINAZIONE E SISTEMA DI SCARICO

La gestione delle acque meteoriche è ottenuta creando un sistema di contenimento (volume ≥ 119 mc) ed infiltrazione totale così strutturato:

- un bacino di accumulo (area verde ribassata) all'interno del giardino con dimensioni pari a 230 mq e scarpata di circa 0,4m (volume invasato 90 mc)
- n. 2 pozzi perdenti con dimensioni diametro = 2,5 m e profondità 3 m per un volume invasato complessivo di 29,43 mc

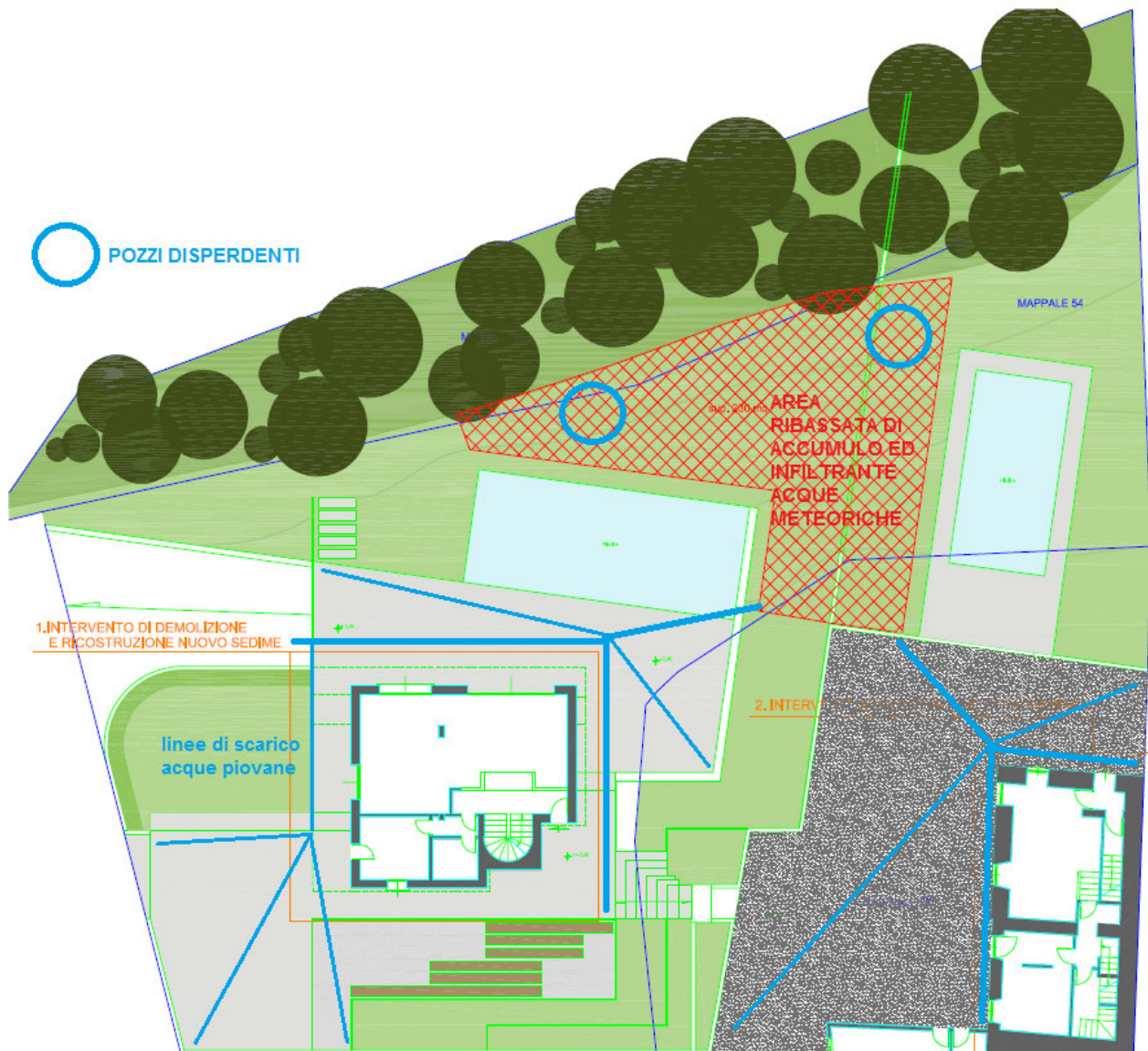


fig. 7 schema esemplificativo bacini di accumulo ed infiltrazione

Il dimensionamento di **pozzi filtranti** consiste nella determinazione del volume minimo che essi devono possedere per essere in grado di smaltire le acque meteoriche affluenti. Il pozzo deve quindi consentire l'infiltrazione in profondità delle acque defluenti in superficie e permettere l'invaso dell'afflusso in eccesso fino all'esaurimento dell'evento piovoso. I volumi di laminazione saranno convogliati per la totalità all'interno di tali pozzi i quali verranno posizionati nell'area prospiciente l'abitazione. Per la realizzazione dei pozzi perdenti possono essere usati anelli prefabbricati componibili realizzati in

calcestruzzo armato vibrato e dotati di fori conici passanti sulle pareti perimetrali, impiegati per disperdere nel terreno le acque.

Gli elementi sono solitamente muniti di incastro a bicchiere per facilitarne la messa in opera. A chiusura dei pozzi perdenti sono disponibili coperchi pedonali e carrabili, muniti di fori di ispezione. Il calcolo della portata drenata dal pozzo viene calcolata studiando il fenomeno come un moto permanente a simmetria radiale con una superficie libera di forma incognita, che si raccorda alla falda esistente quando questa sia relativamente elevata, oppure che affondi in modo sostanzialmente verticale in una falda profonda. Considerato in modo cautelativo un coefficiente di permeabilità pari a $2,1 \times 10^{-5}$ m/s, una condizione di **falda mediamente profonda** (> 5 da p.c.), due pozzi di **diametro 2,5 m** e **profondità 3,0 m**, utilizzando il metodo di **Stephen e Neuman 1982**, hanno una capacità di infiltrazione complessiva di circa **0,98 l/s**.

Considerato che un pozzo così dimensionato come minimo avrà una corona drenante di almeno 50 cm m a cui possiamo assegnare una porosità del 50%, possiamo attribuire al sistema un volume accumulabile di acqua di circa **19 m³**.

Note le condizioni di permeabilità del sottosuolo che assumiamo essere pari a $K = 0,000021$ m/s è possibile risalire alla portata assorbita da un pozzo drenante di dimensioni standard, vale a dire diametro $D = 2,5$ m ed altezza $H = 3,0$ m, utilizzando la seguente relazione :

$$Q_a = K * f * (D/2) * H$$

dove il parametro f dipende dalle dimensioni del pozzo secondo la formula di *Stephens e Neuman* (1982)

$$\log_{10}(f) = 0,769 \rightarrow f = 5,877$$

$$Q_a = K * f * (D/2) * H = 0,44 \text{ l/s}$$

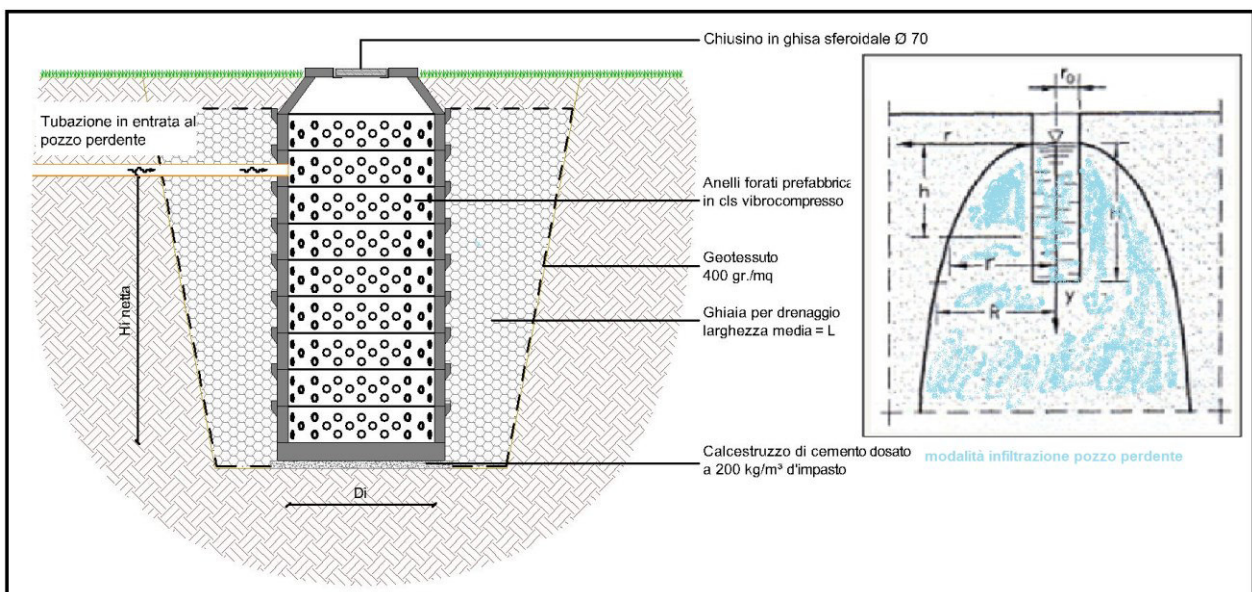


fig. 8 modalità infiltrazione di un pozzo perdente

Il tempo di svuotamento è stato calcolato, considerando una portata in uscita costante determinata **dalla velocità di infiltrazione uguale** a 0,0015 mc/s

Tempo di ritorno	Qu(mc/s)	Volume invaso (mc)	Tempo di svuotamento (ore)
100	0,0015(**)	117	~ 23 < 48 (*)

(*) considerati 2 pozzi (**) e area di base bacino

Il volume massimo di invaso (117 m^3) potrà essere svuotato in circa **23 ore** e quindi entro i termini previsti dalla normativa.

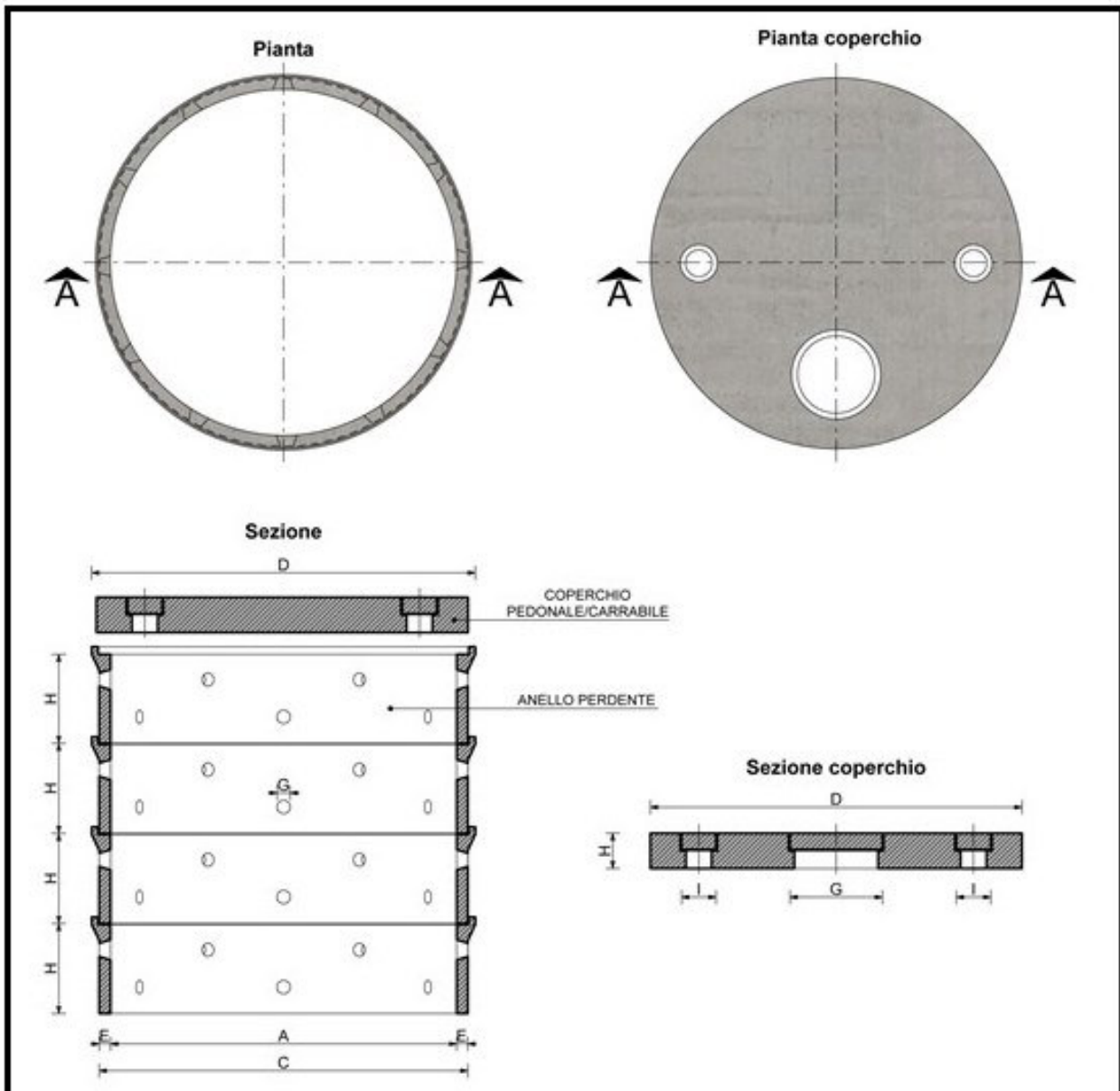


fig. 9 esempio costruttivo di un pozzo perdente

9. VERIFICA BACINO

L'art. 11 del Regolamento Regionale prevede la verifica del franco di sicurezza delle opere realizzate con un tempo di ritorno pari a **100 anni**. Si nota che il volume di laminazione necessario assomma a **95 m^3** , minore dell'invaso previsto con i criteri minimi di **117 m^3** : il dimensionamento dei volumi d'invaso è stato quindi calcolato tenendo conto del volume maggiore. **Il bacino è quindi verificato ai fini del regolamento Regionale n. 7/2017 e smi.**

10. 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 involucri 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. È opportuno inserire nelle grondaie dei filtri al fine di intrappolare particelle, foglie ed altri detriti. Esistono anche in commercio dei piccoli manufatti che si inseriscono nelle grondaie e consentono il transito dell'acqua e l'espulsione delle foglie. Per quanto 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;
- Verifica della pulizia interna degli elementi filtranti: ad esempio la manutenzione dei pozzi perdenti sarà svolta ogni semestre. Durante queste ispezioni si verificherà il livello raggiunto e il tempo dello svuotamento delle acque in ingresso, oltre a controllare ed asportare materiale come foglie, sabbia, limo ecc.. che creano un ostacolo all'acqua nel suo percorso verso la corona drenante (ghiaia, ciottoli, sassi...);
- Pulizia della rete di scorrimento;
- Piccola manutenzione edile
- Manutenzione periodica dell'area ribassata con taglio ed arieggiatura del prato

11. CONCLUSIONI

L'analisi dei risultati sul calcolo delle portate in arrivo e la determinazione dei dispositivi compensativi che verranno realizzati per far fronte alle modifiche dell'assetto idraulico, conseguenti alla variazione sulle destinazioni d'uso dei suoli, conducono al raggiungimento dell'**invarianza idraulica**, rendendo pertanto compatibile il progetto con quanto richiesto dal **Regolamento Regionale 23 novembre 2017 n. 7, Regione Lombardia e smi**.




geologo P.Pasini

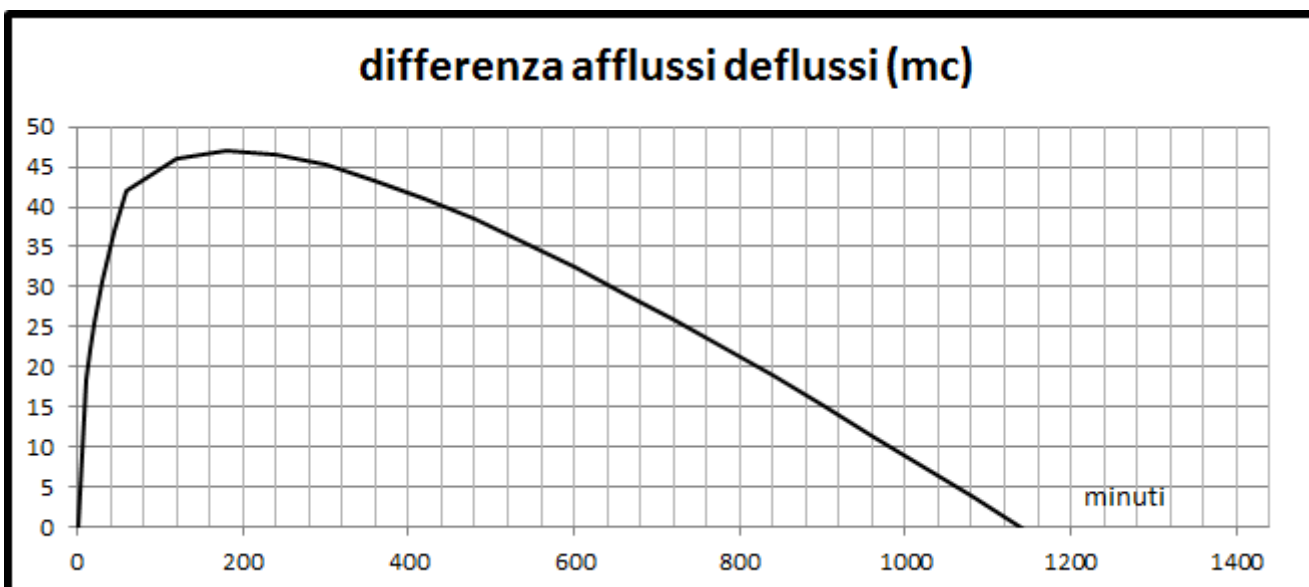
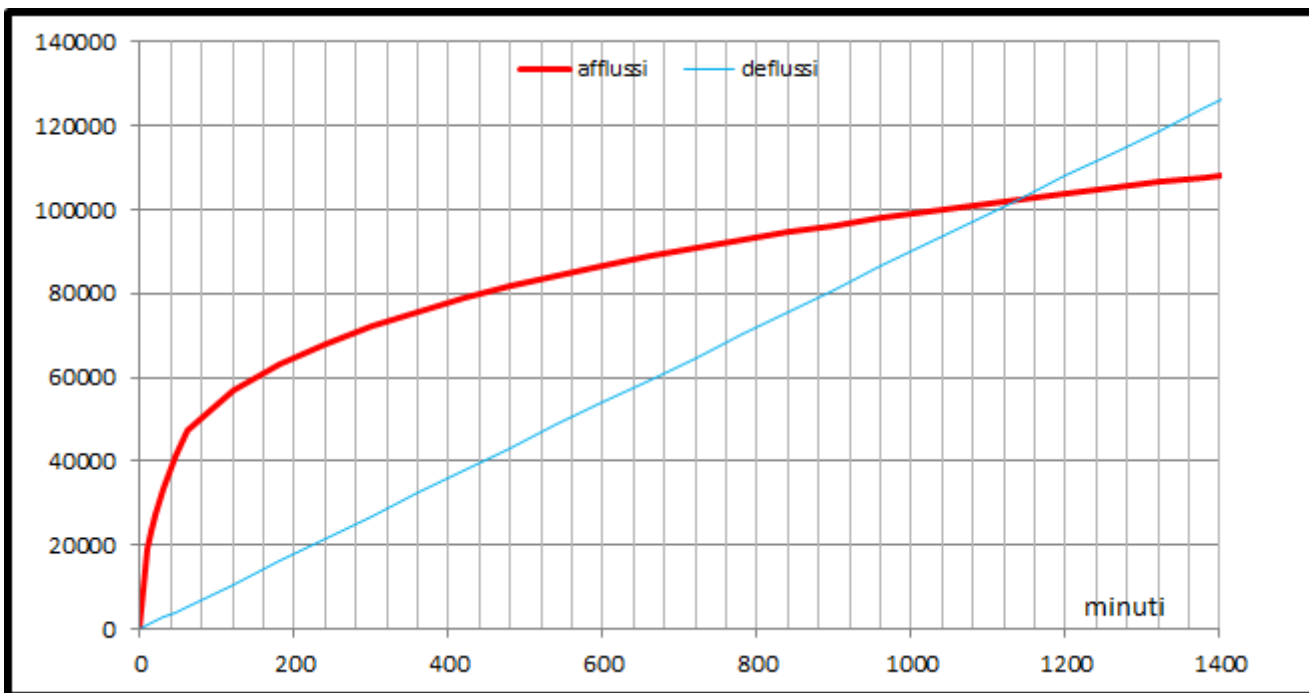
Visto, confermato, sottoscritto
Studio Contrini per elaborati grafici

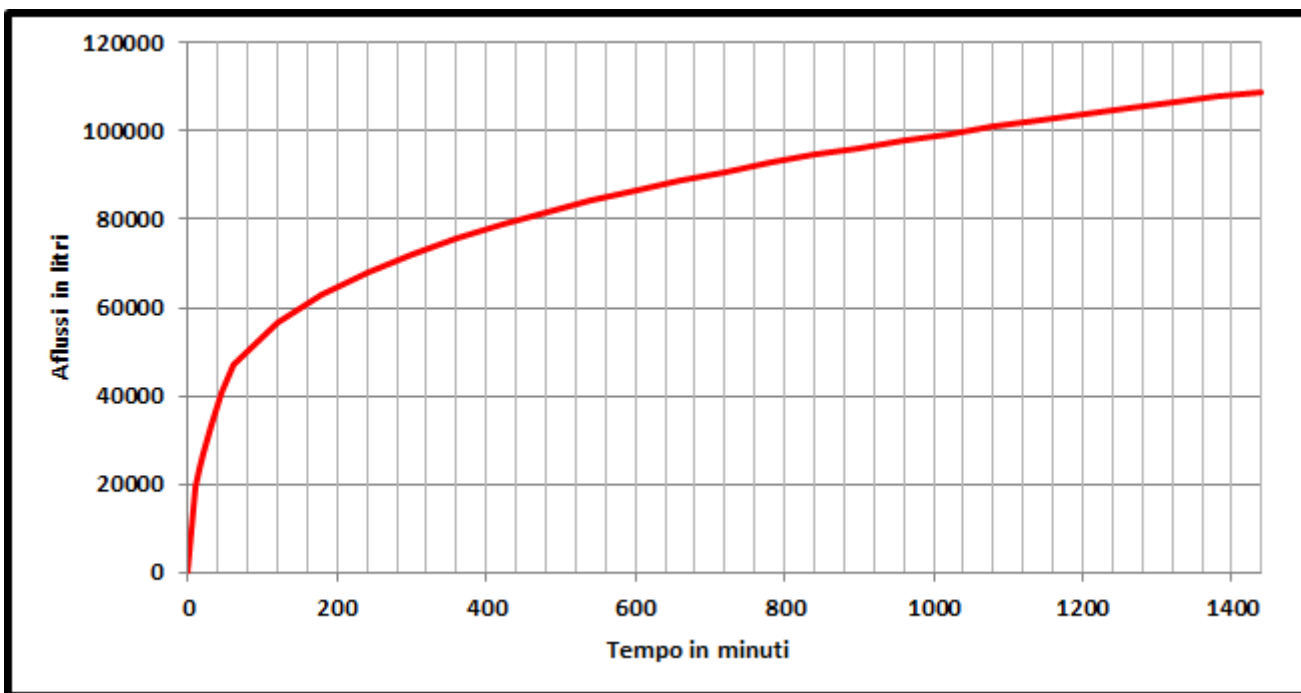
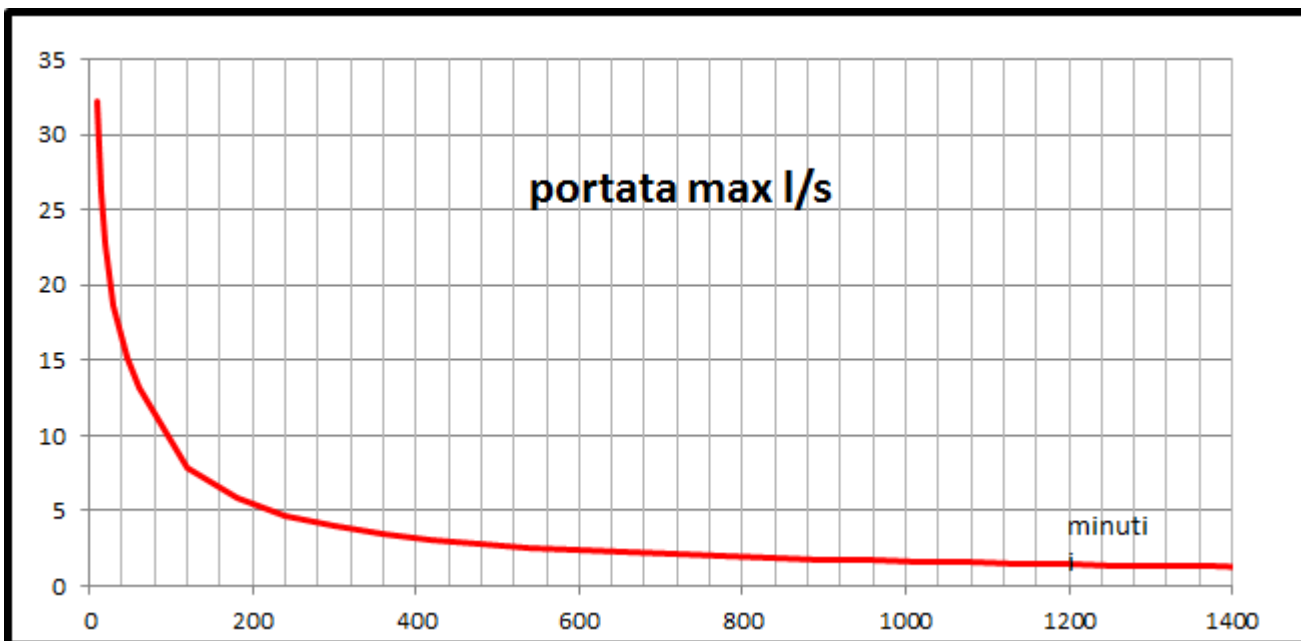
ALLEGATI

Dimensionamento dei volumi di accumulo				
50 anni	53,247	a	0,262	n
Durata evento [ore]	Volume entrante [m ³]	Volume in [m ³]	Volume scaricato [m ³]	Volume da invasare [m ³]
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
1,0	77,67	11,98	5,25	60,44
2,0	93,17	11,98	10,50	70,69
4,0	111,75	11,98	21,01	78,77
6,0	124,29	11,98	31,51	80,81
8,0	134,04	11,98	42,01	80,05
10,0	142,12	11,98	52,51	77,63
12,0	149,09	11,98	63,02	74,10
14,0	155,24	11,98	73,52	69,75
16,0	160,78	11,98	84,02	64,78
18,0	165,82	11,98	94,52	59,32
20,0	170,47	11,98	105,03	53,47
22,0	174,79	11,98	115,53	47,28
24,0	178,83	11,98	126,03	40,82
26,0	182,62	11,98	136,54	34,11
28,0	186,21	11,98	147,04	27,19
30,0	189,61	11,98	157,54	20,09
32,0	192,85	11,98	168,04	12,83
34,0	195,94	11,98	178,55	5,42
38,0	201,74	11,98	189,77	0,00
40,0	204,48	11,98	192,50	0,00
42,0	207,11	11,98	195,14	0,00
44,0	209,66	11,98	197,68	0,00
46,0	212,12	11,98	200,14	0,00
48,0	214,50	11,98	202,52	0,00
Volume di accumulo richiesto:			[m ³]	81
Accumulo specifico:			[m ³ /ha]	337

Dimensionamento dei volumi di accumulo				
100 anni	59,373	a	0,262	n
Durata evento [ore]	Volume entrante [m ³]	Volume in [m ³]	Volume scaricato [m ³]	Volume da invasare [m ³]
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
1,0	86,61	11,98	5,25	69,38
2,0	103,88	11,98	10,50	81,40
4,0	124,61	11,98	21,01	91,62
6,0	138,59	11,98	31,51	95,11
8,0	149,46	11,98	42,01	95,47
10,0	158,47	11,98	52,51	93,98
12,0	166,24	11,98	63,02	91,25
14,0	173,10	11,98	73,52	87,61
16,0	179,27	11,98	84,02	83,28
18,0	184,90	11,98	94,52	78,40
20,0	190,08	11,98	105,03	73,08
22,0	194,90	11,98	115,53	67,39
24,0	199,40	11,98	126,03	61,39
26,0	203,63	11,98	136,54	55,12
28,0	207,63	11,98	147,04	48,62
30,0	211,42	11,98	157,54	41,91
32,0	215,03	11,98	168,04	35,02
34,0	218,48	11,98	178,55	27,96
38,0	224,95	11,98	199,55	13,43
40,0	228,00	11,98	210,05	5,97
42,0	230,94	11,98	218,96	0,00
44,0	233,78	11,98	221,80	0,00
46,0	236,52	11,98	224,54	0,00
48,0	239,17	11,98	227,20	0,00
Volume di accumulo richiesto:			[m ³]	95
Accumulo specifico:			[m ³ /ha]	399

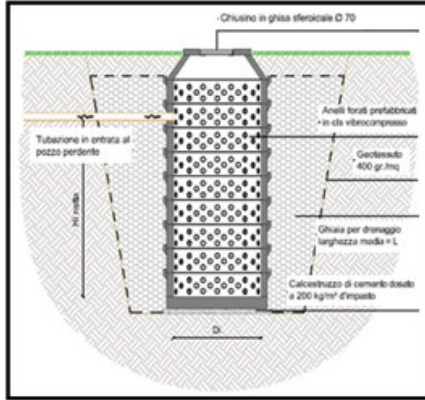
Caratteristiche bacino drenato						
		Superficie drenante		perdite superficiali		
		y [-]	Area [m ²]	Area impermeabile [m ²]	Specifico [m ³ /m ²]	Totale [m ³]
Aree a verde		0,30	1186,23	355,87	0,005	5,93
coperture totali		1,00	855,13	855,13	0,005	4,28
semi permeabile		0,70	353,87	247,71	0,005	1,77
Strade		1,00	0,00	0,00	0,005	0,00
Totali			2395,23	1458,71		11,98





24 ORE solo sup. laterale

Diametro interno pozzo
 Altezza totale pozzo
 Altezza utile pozzo
 Coeff. Permeabilità
 Larghezza corona esterna drenante
 Volume pozzo totale
 Volume assorbito da un pozzo
 Volume assorbito da un pozzo 24 ore
 Volume accumulato da un pozzo
 Volume totale per pozzo/24ore



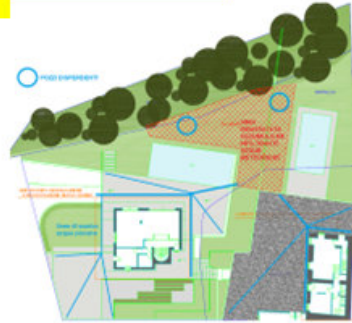
Di	2,5	m
Ht	3	m
Hi	2,95	m
K	2,10E-05	m/s
L	0,5	m
	14,7	mc
	0,49	l/s
	42,02	mc (*)
	18,96	mc
	60,97	mc

(*) $Qf = K/2 * [(D + H)^2 - D^2] * \pi/4 \text{ (mc/sec)}$

Volume bacino	117	mc		
Numero pozzi	1,92	2	volume + infiltrazione	
Numero pozzi	6,17	7	solo volume	
tempo svuotamento bacino [h]		23,01		
Numero giorni		0,40		
Volume tot. Ass. 24 h		294,12		
Vol. tot. Gestito 24 h		426,82		3,648

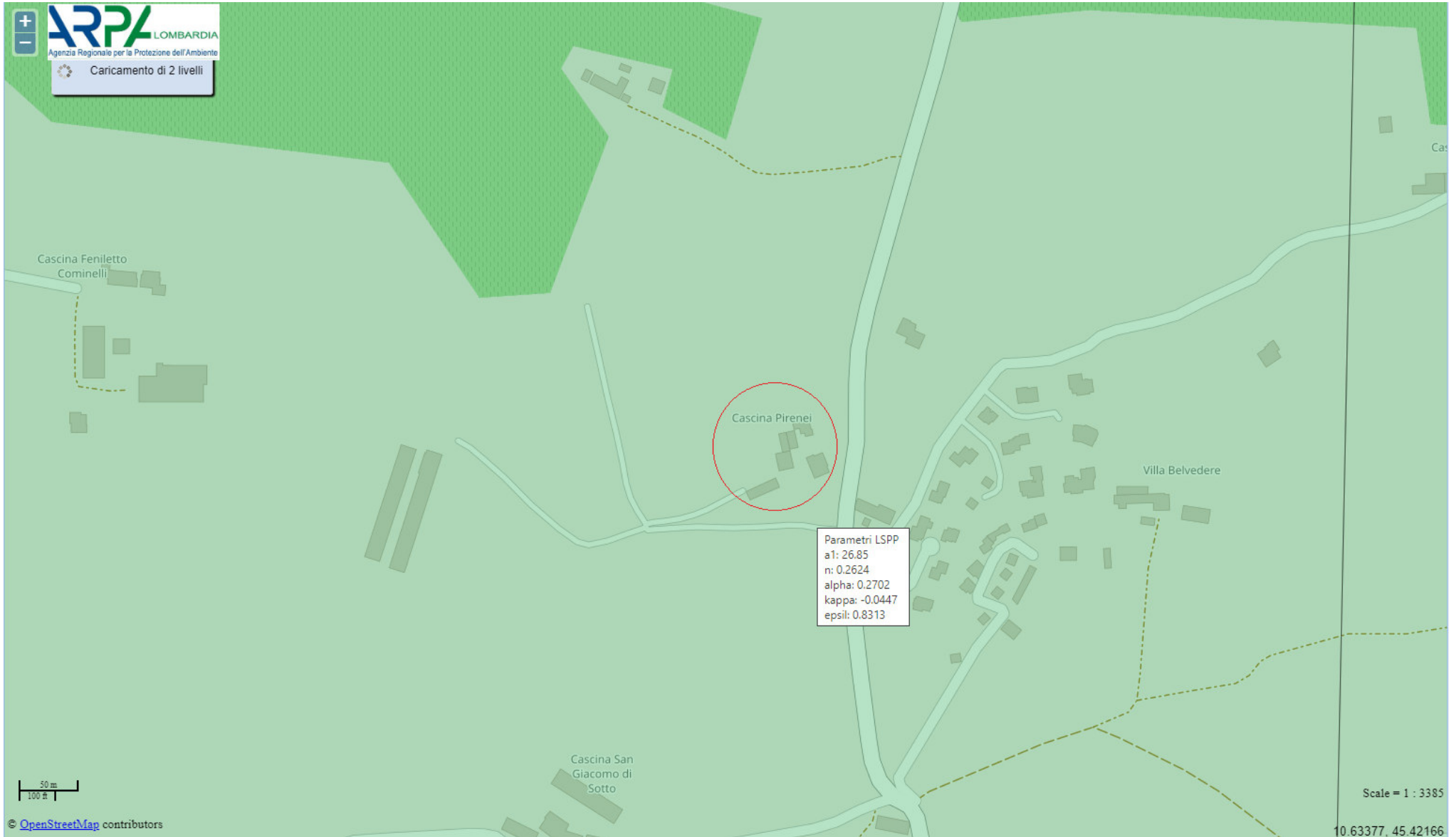
valori da inserire manualmente

Diametro interno pozzo
 Altezza totale pozzo
 Altezza utile pozzo
 Coeff. Permeabilità
 Larghezza corona esterna drenante
 Volume pozzo totale
 Volume assorbito da un pozzo
 Volume assorbito da un pozzo 24 ore
 Volume accumulato da un pozzo
 Volume totale per pozzo/24ore



Di	2,5	m
Ht	3	m
Hi	2,95	m
K	2,10E-05	m/s
L	0,5	m
	14,71875	mc
	0,486	l/s
	42,02	mc
	18,96	mc
	60,97	mc

Volume assorbito dal singolo pozzo		0,49	l/s	
Volume bacino	117	mc		
Numero pozzi	1,92	2		
Numero giorni		1,39		
Vol. tot. Ass. 24 h		84,03		
Vol. tot. Gestito 24 h		121,95		1,042

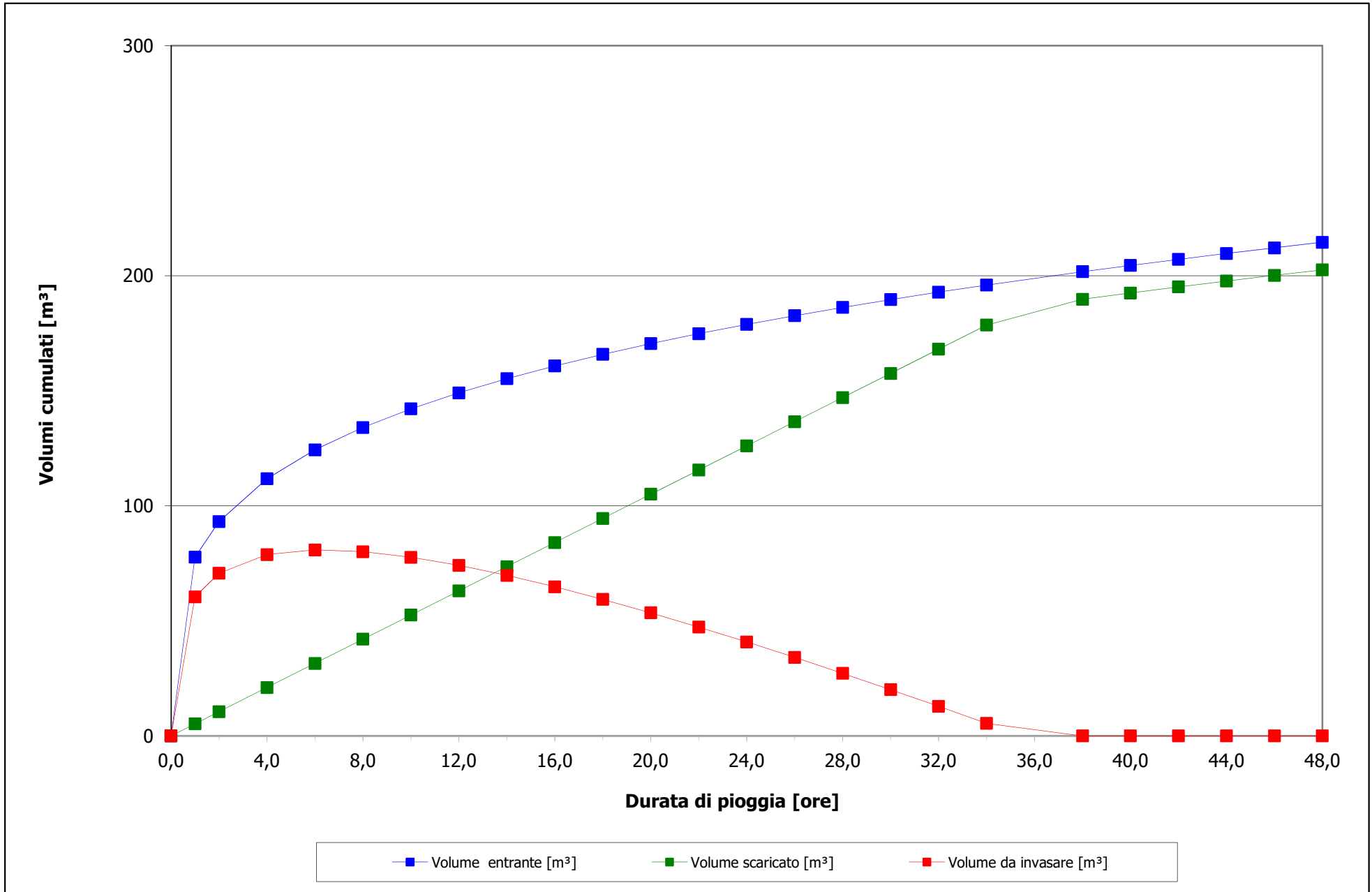


D	0,02	m
Z1	0,15	m
Z2	0,04	m
t2	4	minuti
t1	0	minuti
A	0,000314	m ²
F	0,055	m
k1cal	3,14E-05	m/s
K1eff	2,10E-05	m/s
FS	1,5	

$$k = \frac{A \ln(z_1) - \ln(z_2)}{F (t_2 - t_1)}$$

Caso	Espressione di F:	
	Terreno isotropo ($k_r/k_v = 1$)	Terreno anisotropo ($\sqrt{k_r/k_v} = m$)
1. Filtro sferico in terreno uniforme	$2\pi D$	$2\pi D \ln(m + \sqrt{1+m^2})$
2. Filtro emisferico a tetto di uno strato confinato	πD	$\pi D \ln(m + \sqrt{1+m^2})$
3. Fondo filtrante piano a tetto di uno strato confinato	$2D$	$\frac{2D}{m}$
4. Fondo filtrante piano in terreno uniforme	$2,75D$	$\frac{2,75D}{m}$
5. Tubo parzialmente riempito a tetto di uno strato confinato	$\frac{2D}{1 + \frac{8Lk_v}{\pi DK_v}}$	$\frac{2D}{m + \frac{8Lk_v}{\pi DK_v}}$
6. Tubo parzialmente riempito in terreno uniforme	$\frac{2,75D}{1 + \frac{11Lk_v}{\pi DK_v}}$	$\frac{2,75D}{m + \frac{11Lk_v}{\pi DK_v}}$
7. Filtro cilindrico a tetto di uno strato confinato	$\frac{3\pi L}{\ln\left(\frac{3L}{D} + \sqrt{1 + \frac{3L}{D}}\right)}$	$\frac{3\pi L}{\ln\left(\frac{3mL}{D} + \sqrt{1 + \frac{3mL}{D}}\right)}$
8. Filtro cilindrico in terreno uniforme	$\frac{3\pi L}{\ln\left(\frac{1,5L}{D} + \sqrt{1 + \frac{1,5L}{D}}\right)}$	$\frac{3\pi L}{\ln\left(\frac{1,5mL}{D} + \sqrt{1 + \frac{1,5mL}{D}}\right)}$
9. Filtro cilindrico in uno strato doppiamente confinato	$\frac{2\pi L}{\ln\frac{R}{R}}$	$\frac{2\pi L}{\ln\frac{R}{R}}$





Calcolo della linea segnatrice 1-24 ore

Località: **CASCINA PIRENEI - POZZOLENGO (BS)**
 Coordinate: **X 10,63377 - Y 45,42166**

Linea segnatrice

Tempo di ritorno (anni)

Parametri ricavati da: <http://idro.arpalombardia.it>

A1 - Coefficiente pluviometrico orario **26,85000**
 N - Coefficiente di scala **0,2624**
 GEV - parametro alpha **0,2702**
 GEV - parametro kappa **-0,0447**
 GEV - parametro epsilon **0,8313**

Evento pluviometrico

Durata dell'evento [ore]
 Precipitazione cumulata [mm]

Formulazione analitica

$$h_T(D) = a_1 w_T D^n$$

$$w_T = \sigma + \frac{\sigma}{k} \left\{ 1 \cdot \left[\ln \left(\frac{T}{T \cdot 1} \right) \right]^k \right\}$$

Bibliografia ARPA Lombardia:

<http://idro.arpalombardia.it/manual/lsp.pdf>
http://idro.arpalombardia.it/manual/STRADA_report.pdf

Tabella delle precipitazioni previste al variare delle durate e dei tempi di ritorno

Tr	2	5	10	20	50	100	200	50
wT	0,93115	1,25048	1,47098	1,68956	1,98313	2,21128	2,44579	1,98313489
Durata (ore)	TR 2 anni	TR 5 anni	TR 10 anni	TR 20 anni	TR 50 anni	TR 100 anni	TR 200 anni	TR 50 anni
1	25,0	33,6	39,5	45,4	53,2	59,4	65,7	53,2471717
2	30,0	40,3	47,4	54,4	63,9	71,2	78,8	63,8685146
3	33,4	44,8	52,7	60,5	71,0	79,2	87,6	71,0383985
4	36,0	48,3	56,8	65,3	76,6	85,4	94,5	76,6085225
5	38,1	51,2	60,3	69,2	81,2	90,6	100,2	81,2280961
6	40,0	53,7	63,2	72,6	85,2	95,0	105,1	85,2086006
7	41,7	55,9	65,8	75,6	88,7	98,9	109,4	88,7258708
8	43,1	57,9	68,2	78,3	91,9	102,5	113,3	91,8898108
9	44,5	59,8	70,3	80,7	94,8	105,7	116,9	94,774124
10	45,7	61,4	72,3	83,0	97,4	108,6	120,2	97,4308619
11	46,9	63,0	74,1	85,1	99,9	111,4	123,2	99,8982741
12	48,0	64,4	75,8	87,1	102,2	114,0	126,0	102,205367
13	49,0	65,8	77,4	88,9	104,4	116,4	128,7	104,37471
14	50,0	67,1	78,9	90,7	106,4	118,7	131,3	106,424236
15	50,9	68,3	80,4	92,3	108,4	120,8	133,7	108,368457
16	51,8	69,5	81,8	93,9	110,2	122,9	135,9	110,219295
17	52,6	70,6	83,1	95,4	112,0	124,9	138,1	111,986673
18	53,4	71,7	84,3	96,9	113,7	126,8	140,2	113,678949
19	54,1	72,7	85,5	98,2	115,3	128,6	142,2	115,303234
20	54,9	73,7	86,7	99,6	116,9	130,3	144,1	116,865633
21	55,6	74,6	87,8	100,8	118,4	132,0	146,0	118,371428
22	56,3	75,6	88,9	102,1	119,8	133,6	147,8	119,825226
23	56,9	76,4	89,9	103,3	121,2	135,2	149,5	121,231067
24	57,6	77,3	90,9	104,4	122,6	136,7	151,2	122,592521

Linee segnatrici di probabilità pluviometrica

