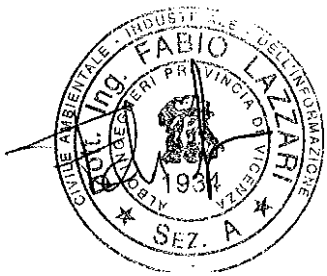
FABIO LAZZARI
INGEGNERE GEOTECNICO

GEOTECNICA suoloesottosuolo

REGIONE	**VENETO**
PROVINCIA	**VICENZA**
COMUNE	**SCHIAVON**
PROGETTO	**"P.D.L. VIA SANTA ROMANA" AI SENSI DELLA L.R. 61/85 E SUCCESSIVE MODIFICHE - APP_08**
ELABORATO	**VALUTAZIONE DI COMPATIBILITA' IDRAULICA**
COMMITTENTE	**LA LOGGIA COSTRUZIONI S.R.L. NOVELLO LEONARDO E FIGLI**
DATA	**CALDOGNO, GENNAIO 2019**



IL TECNICO	**FABIO LAZZARI – INGEGNERE GEOTECNICO**

Indice

1 - PREMESSA 3
2 - NORMATIVE DI RIFERIMENTO 3
3 - INQUADRAMENTO GENERALE DELL'AREA 3
4 - DESCRIZIONE DEL PROGETTO 15
5 - VALUTAZIONE DI COMPATIBILITA' IDRAULICA - CALCOLI IDRAULICI 17
6 - POZZI DISPERDENTI 22
7 - CALCOLI IDRAULICI 24
8 - CONCLUSIONI 27

1 – PREMESSA

1.1 La presente relazione analizza l'aspetto idraulico (smaltimento acque meteoriche) relativo al progetto "*P.D.L. VIA SANTA ROMANA ai sensi della l.r. 61/85 e successive modifiche*", in Via Santa Romana nel Comune di Schiavon. Fg. 1 - mapp. 1459 (parziale) e 1460.
Vista la mancanza di un corpo recettore idoneo e le caratteristiche di permeabilità dei suoli, si prevede di smaltire le acque meteoriche nel sottosuolo mediante pozzi perdenti.
Per la caratterizzazione idrogeologica dei suoli si fa riferimento alla "*Relazione geologica e idrogeologica finalizzata allo smaltimento delle acque meteoriche nel sottosuolo*" redatta dallo studio Ingeo di Torri di Quartesolo in data 13.12.2018.

2 – NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- L. n° 267 del 3/08/1998
- D.G.R. n° 3637 del 13.12.2002
- L.R. n° 11 del 23.04.2004
- D.Lgs. n. 152 del 03.04.2006
- D.G.R. n° 1841 del 19.06.2007
- D.G.R. n° 2948 del 06.10.2009

3 – INQUADRAMENTO GENERALE DELL'AREA

3.1 Il territorio comunale di Schiavon (VI) ha un'estensione di circa 12km^2 e si colloca nella parte orientale della provincia di Vicenza, confinando a nord con i comuni di Marostica, Mason Vicentino e Nove, a est con il comune di Pozzoleone, a sud con quello di Sandrigo e a ovest con il comune di Breganze.

La lottizzazione è situata a Nord del territorio Comunale, presenta una forma sub rettangolare ed una estensione di 4852.50mq circa.
Dal punto di vista urbanistico si sviluppa lungo una strada di penetrazione lunga circa 60m al termine della quale è prevista una rotatoria.
Ai lati della strada di penetrazione, nella quale ci si immette da Via Santa Romana, saranno realizzate le unità abitative e le relative pertinenze.
A Sud della lottizzazione, in prossimità di Via Santa Romana, saranno realizzate le zone a verde ed a parcheggio.
La strada di penetrazione alla lottizzazione è posta a q=+(0.00÷0.20)m rispetto al C.S.=0.00m di riferimento assunto a livello del centro strada di Via Santa Romana.

LE ACQUE METEORICHE ALLO STATO ATTUALE DEFLUISCONO TRAMITE PERCOLAZIONE DIRETTA NEL TERRENO, E NEL RETICOLO IDROGRAFICO SUPERFICIALE CHE LAMBISCE LA LOTTIZZAZIONE.
IL PROGETTO PREVEDE DI REALIZZARE UN NUOVO SISTEMA DI SMALTIMENTO DELLE ACQUE METEORICHE MEDIANTE INFILTRAZIONE NEL SOTTOSUOLO TRAMITE POZZI PERDENTI.

Al fine di meglio identificare le zone d'intervento si riportano un ortofoto (figura 1) ed un estratto della C.T.R. (figura 2) con evidenziata in rosso la lottizzazione di progetto.

3.2 Il territorio del Comune di Schiavon è pianeggiante, leggermente inclinato verso sud, percorso da canali di scolo e canali di irrigazione che, con i loro percorsi, sottolineano la direzione dell'inclinazione della superficie

topografica. La distribuzione delle pendenze presenta un andamento regolare, con qualche avvallamento poco significativo e alcune aree che presentano una quota lievemente superiore alla media circostante.

3.3 Dal punto di vista idrografico, la parte occidentale del territorio comunale di Schiavon ricade nell'ambito del bacino Astico-Tesina, mentre quella orientale nel bacino del Bacchiglione.
La rete idrografica superficiale del territorio di Schiavon è situata nel comprensorio di bonifica "Pedemontano-Brenta".
I torrenti maggiori che caratterizzano la rete idrografica di Schiavon sono il Laverda e il Ghebo, di cui alcuni tratti fungono da confine occidentale del comune, la roggia Isacchina ad Est e la Grimana che attraversa il territorio con direzione NE-SO. Tali torrenti rappresentano i canali principali dell'importante sistema irriguo locale che si articola in numerosissimi canali minori.

FIGURA 1 - ORTOFOTO

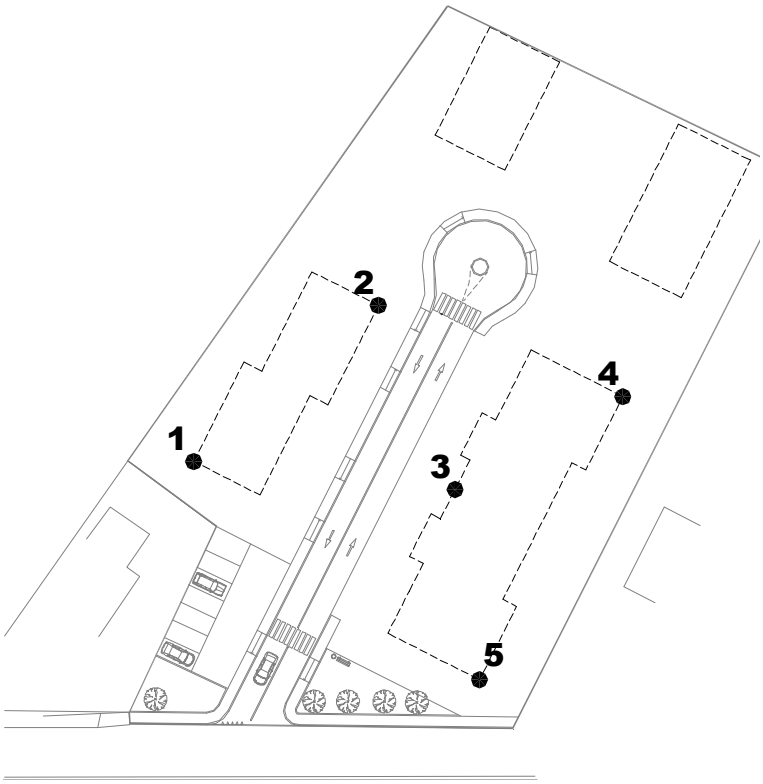
FIGURA 2 - ESTRATTO DA C.T.R.

3.4 Le alluvioni risultano costituite da terreni ghiaiosi che contengono una falda acquifera non confinata alimentata principalmente dal Fiume Brenta.
I terreni alluvionali sono prevalentemente formati da ghiaie sciolte più o meno grossolane a matrice sabbiosa, a cui si alternano spesso livelli di ghiaie sabbiose cementate (conglomerati), di sabbie limo argillose e rare lenti di argilla. La parte più superficiale di questo materasso alluvionale (primi 30 metri) comprende prevalentemente ghiaie e ghiaie-sabbiose sotto circa un metro di terreno agrario di copertura. Tali litologie sono accompagnate verso il basso, da livelli di ciottoli e di sabbie grossolane e da lenti sabbioso-argillose poco potenti. I depositi in esame sono formati da clasti rotondeggianti, con diametro compreso tra 5 e 7 centimetri; prevalgono i materiali di natura calcarea e calcareo-dolomitica, raramente si rinvengono ciottoli di natura vulcanica (graniti, porfidi) e metamorfica. La matrice di fondo è, invece, formata da sabbie sciolte in genere grossolane, di natura prevalentemente silicea, a cui si alternano anche sabbie più minute, raramente accompagnate da limi ed argille. Nell'insieme il materiale appare asciutto, omogeneo, privo di classazioni, di stratificazioni e di strutture orientate; la sua porosità efficace è valutabile attorno al 18% e la permeabilità compresa tra 10^{-2} e 10^{-3} cm/s definibili come terreni ad alta permeabilità.

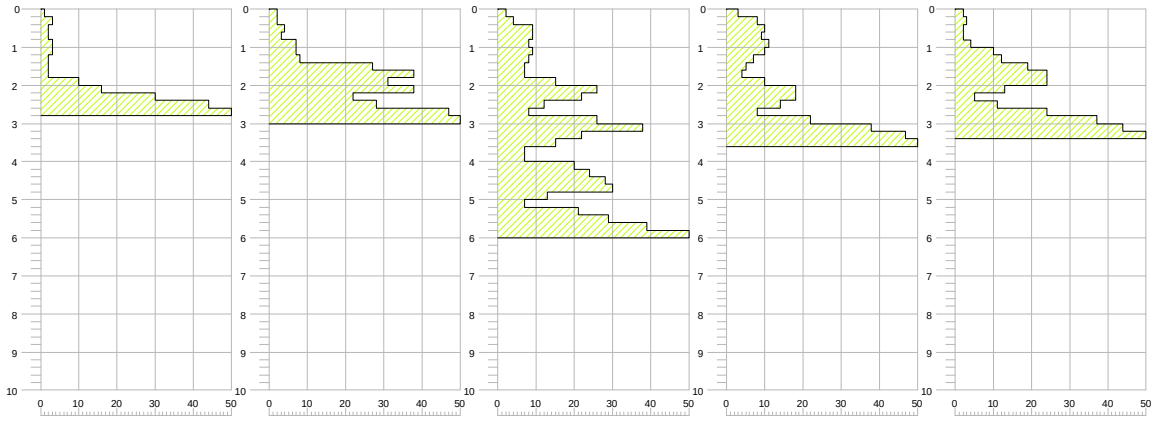
La situazione stratigrafica sopra descritta è confermata dalle prove penetrometriche dinamiche effettuate per la caratterizzazione geomeccanica dei terreni di fondazione degli edifici che verranno realizzati nella lottizzazione.
Si riportano di seguito le caratteristiche del penetrometro utilizzato, l'ubicazione delle prove in sito e i diagrammi di prova.

Caratteristiche del penetrometro.

Caratteristiche Tecniche-Strumentali Sonda:	DPSH TG 63-200 PAGANI
Rif. Norme	DIN 4094
Peso Massa battente	63.5 Kg
Altezza di caduta libera	0.75 m
Peso sistema di battuta	0.63 Kg
Diametro punta conica	51.00 mm
Area di base punta	20.43 cm²
Lunghezza delle aste	1 m
Peso aste a metro	6.31 Kg/m
Profondità giunzione prima asta	0.40 m
Avanzamento punta	0.20 m
Numero colpi per punta	N(20)
Angolo di apertura punta	90 °



Ubicazione prove in sito

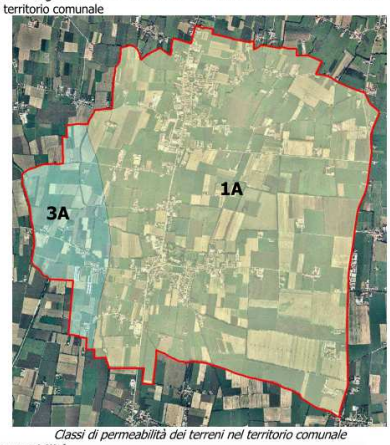


Diagrammi di prova

Fino alla profondità indagata non è stata rilevata presenza di falda.
Dall'esame della cartografia tematica del PAT si può ipotizzare che la falda si localizzi a profondità superiori a 5.00m dal p.c. e che i terreni siano caratterizzati da elevata permabilità come evidenziato dalle immagini di seguito riportate.
Tale ipotesi è stata confermata dalla relazione geologica e idrogeologica redatta dallo studio Ingeo.

Litologia	Descrizione	Classe di permeabilità	Valore di permeabilità
Materiali granulari fluviali e/o fluvioglaciali antichi a tessitura prevalentemente ghiaiosa e sabbiosa più o meno addensati	Depositi molto permeabili per porosità	1A	K>1 cm/s
Materiali alluvionali, fluvioglaciali, morenici o lacustri a tessitura prevalentemente limo-argillosa	Depositi poco permeabili per porosità	3A	10^{-4} cm/s<K< 10^{-6} cm/s

Nella seguente immagine è visibile la distribuzione dei terreni delle diverse classi di permeabilità all'interno del territorio comunale

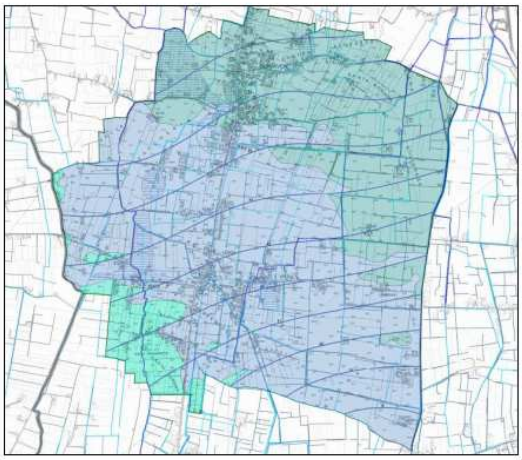


Classi di permeabilità dei terreni nel territorio comunale

Classi di permeabilità

Depositi molto permeabili per porosità (K>1 cm/s)

Depositi poco permeabili per porosità (10^-4 cm/s<K< 10^-6 cm/s)



Acque sotterranee

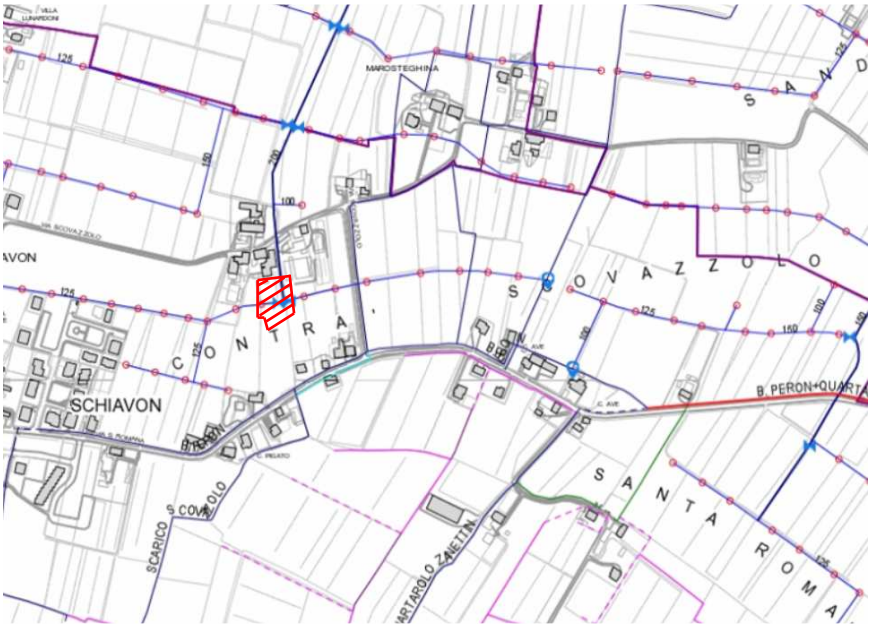
Area con profondità falda freatica compresa tra 0 e 2 m. dal p.c.

Area con profondità falda freatica compresa tra 2 e 5 m. dal p.c.

Area con profondità falda freatica compresa tra 5 e 10 m. dal p.c.

Carta idrogeologica del territorio comunale di Schiavon con indicazione

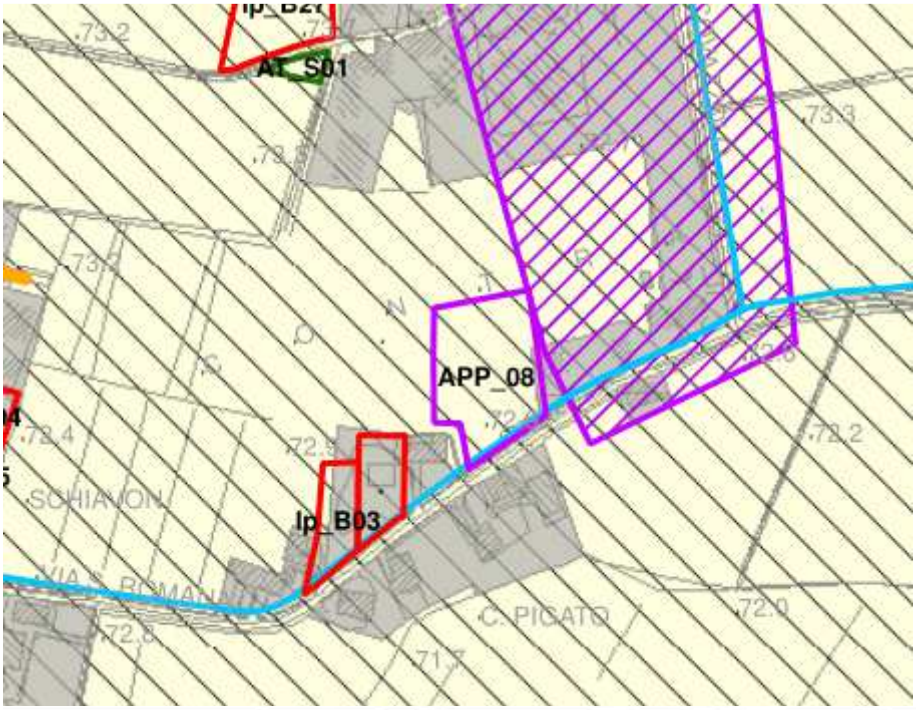
3.5 – CARTOGRAFIA TEMATICA

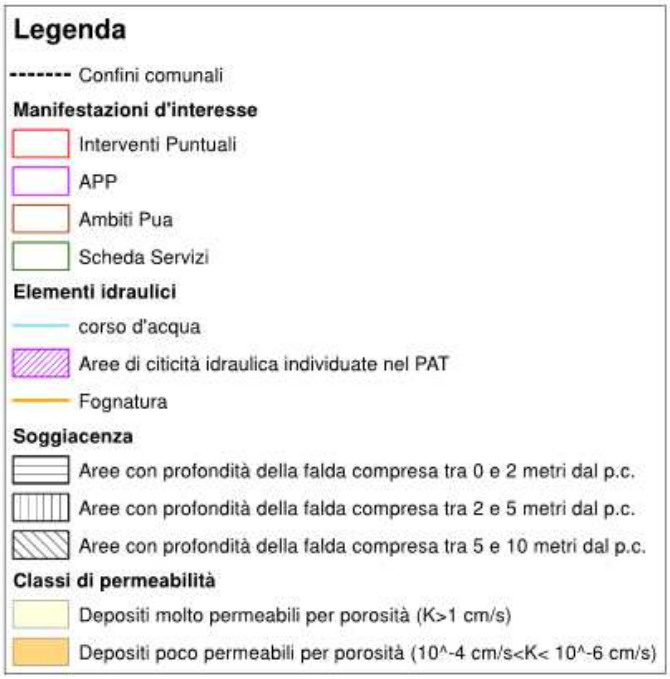


Estratto cartografico in scala 1:10.000 (1 cm = 100 m)

Impianti	Canali	Comuni
Manufatti pluvirrigui	Condotte pluvirrigue	Confini Consorzi Re

CARTOGRAFIA REPERITA SUL SITO DEL CONSORZIO DI BONIFICA BRENTA





ESTRATTO PI - TAVOLA DELLE CRITICITA' IDRAULICHE

8.5.1 Volumi di invaso calcolati per un tempo di ritorno pari a 50 anni

DATI URBANISTICI				METODO INVASO		METODO RAZIONALE	
TIPO	azione	ATO	TOTALE SUPERFICI MASSIME TEORICHE IN TRASFORMAZIONE MQ	VOLUME SPECIFICO (m^3/ha)	VOLUME INVASO (m^3)	VOLUME SPECIFICO (m^3/ha)	VOLUME INVASO (m^3)
APP	APP_01	1	2203,1	369	81	417	92
	APP_02	3	1322,8	369	49	417	55
	APP_03	1		0	0		
	APP_04	2	2321,0	369	86	417	97
	APP_05	1	22865,6	523	1.196	592	1.353
	APP_06	1	2470,0	444	110	502	124
	APP_07	5	635,0	523	33	592	38
	APP_08	3	4224,7	444	187	502	212
	APP_09	5	1644,6	369	61	417	69
	APP_10	2	1240,0	369	46	417	52
	APP_11	6	2770,4	369	102	417	116

8.6 SCELTA DEI VOLUMI DI INVASO

In considerazione del trend meteorologico che sta comportando un parossismo degli eventi, si ritiene di applicare in maniera cautelativa le indicazioni prescritte dal Consorzio di bonifica del Brenta, prendendo in considerazione il tempo di ritorno pari a 200 anni come si evince dalle tabelle sotto riportate che verranno prese come riferimento per li volumi di invaso da realizzare nei diversi interventi proposti.

8.7 TABELLA DI SINTESI CON INDICAZIONE DI INVASO E SMALTIMENTO DELLE ACQUE

Nella seguente tabella, per ogni azione sono indicati:

- L'idoneità dei sistemi di scarico delle acque meteoriche utilizzando i codici A (sistema maggiormente idoneo) e B (sistema meno idoneo) secondo quanto esposto nel capitolo 11, cui si rimanda
- La presenza aree soggette a criticità idraulica individuate nel PAT
- Il volume di invaso da considerare, secondo le considerazioni espresse nei paragrafi precedenti

DATI URBANISTICI			Classe di permeabiltà terreno	TIPOLOGIA DEI SISTEMI IDONEI PER LO SCARICO					Volume di invaso *
TIPO DI AZIONE	AZIONE	ATO		pozzi disperdenti, trincee drenanti	subirrigazione	corso d'acqua	sistema di smaltimento preferenziale	Presenza di criticità idraulica §	
APP	APP_01	1	1A	A	A	A	dispersione al suolo o scarico nel corso d'acqua	-	123
	APP_02	3	1A	A	A	A	dispersione al suolo o scarico nel corso d'acqua	-	74
	APP_03	1	1A	A	A	B	dispersione al suolo	-	
	APP_04	2	1A	A	A	B	dispersione al suolo	-	129
	APP_05	1	1A	A	A	B	dispersione al suolo o scarico nel corso d'acqua	-	1.805
	APP_06	1	1A	A	A	B	dispersione al suolo	-	165
	APP_07	5	1A	A	A	B	Auspicabile realizzazione di rete acque meteoriche, oppure in corso d'acqua previo adeguata indagine geologico	in parte interferisce	50
	APP_08	3	1A	A	A	A	dispersione al suolo o scarico nel corso d'acqua	-	283
	APP_09	5	3A	B	B	A	Auspicabile realizzazione di rete acque meteoriche, oppure in corso d'acqua previo adeguata indagine geologico		92
	APP_10	2	1A	A	A	A	dispersione al suolo o scarico nel corso d'acqua	-	69
	APP_11	6	3A	B	B	A	scarico nel corso d'acqua	-	154

ESTRATTO RELAZIONE IDRAULICA PI

3.6 – DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

Vista lottizzazione da Via Santa Romana

Canale pluvirriguo antistante la lottizzazione lungo Via Santa Romana

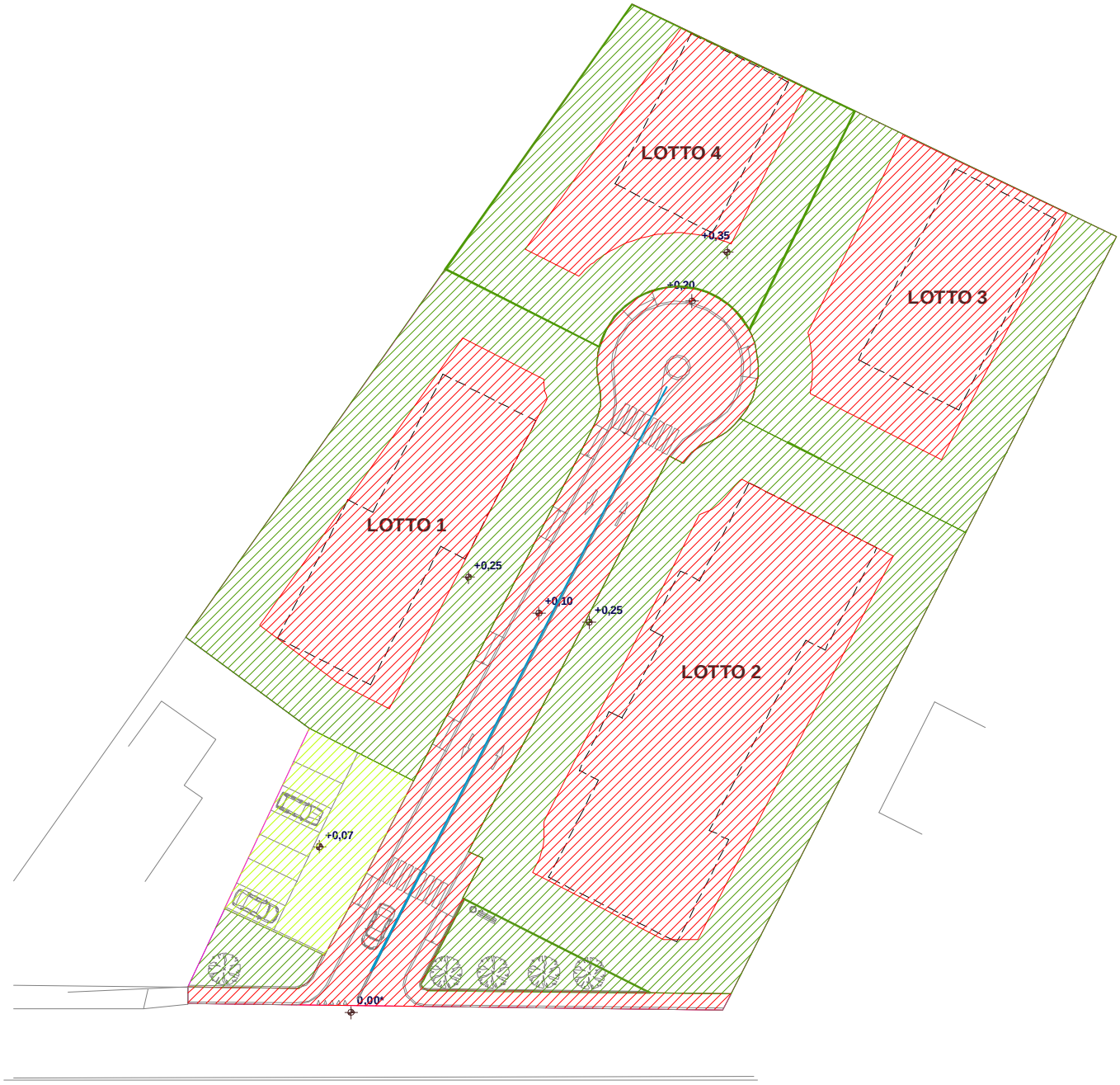
4 – DESCRIZIONE DEL PROGETTO

4.1 L'intervento di progetto si sviluppa all'interno di un lotto con planimetricamente forma sub rettangolare che si estende su una superficie complessiva di 4852.50mq.
E' prevista la realizzazione di unità abitative con parcheggi pubblici e privati e di aree verdi.

La suddivisione in zone a permeabilità omogenea è stata effettuata sulla base degli elaborati ed indicazioni forniti dal Sig. Progettista. Tale suddivisione viene riassunta in tabella 1; nello schema grafico di figura 3 si riporta la configurazione di progetto.

TABELLA 1

	ATTUALE (mq)	PROGETTO (mq)
AREE AGRICOLE	4852.50	
SUPERFICI PERMEABILI		2110.10
SUPERFICI SEMIPERMEABILI		193.30
SUPERFICI IMPERMEABILI		2549.10
SUP COMPL. LOTTO	**4852.50**	**4852.50**



LEGENDA		
	SUPERFICI PERMEABILI (aree verdi)	2110.10 mq
	SUPERFICI SEMIPERMEABILI (parcheggi drenanti, strade in terra battuta, ecc.)	193.30 mq
	SUPERFICI IMPERMEABILI (coperture, viabilità, aree pavimentate, piazzali, ecc)	2549.10 mq
	TOT	4852.50 mq

FIGURA 3 - CONFIGURAZIONE DI PROGETTO

5 – VALUTAZIONE DI COMPATIBILITA' IDRAULICA - CALCOLI IDRAULICI

5.1 - PREMESSE

La valutazione di compatibilità idraulica studia le possibili alterazioni che la trasformazione del suolo, causata da nuove edificazioni e pavimentazioni, può causare e individua le possibili soluzioni da adottare per diminuirne l'impatto rispetto alla situazione esistente.

5.2 - TEMPO DI RITORNO

La scelta del tempo di ritorno (Tr) più adeguato allo scopo deve essere compatibile con la tipologia di opera in progetto.
Ancorché il D.P.C.M. 04/06/1996 prescriva che "ai fini del drenaggio delle acque meteoriche le reti di fognatura bianca o mista debbano essere dimensionate e gestite in modo da garantire che fenomeni di rigurgito non interessino il piano stradale o le immissioni di scarichi neri con frequenza superiore ad una volta ogni cinque anni per ogni singola rete" , in questa sede si considererà ai fini del calcolo un **tempo di ritorno pari a 200 anni**.

5.3 - EQUAZIONE DELLA CURVA DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA

Fissato un determinato tempo di ritorno, l'altezza di precipitazione "h" (in mm) che cade su una certa area è legata alla durata della precipitazione stessa "t" (in ore) da una relazione denominata **equazione di possibilità pluviometrica**:

$$h = a\tau^n$$

in cui *a* e *n* sono dei parametri risultanti dall'analisi statistica dei dati di precipitazione.

La relazione "*Valutazione di Compatibilità Idraulica*" allegata al PAT del comune di Schiavon fornisce i valori di ***a*** ed ***n***:

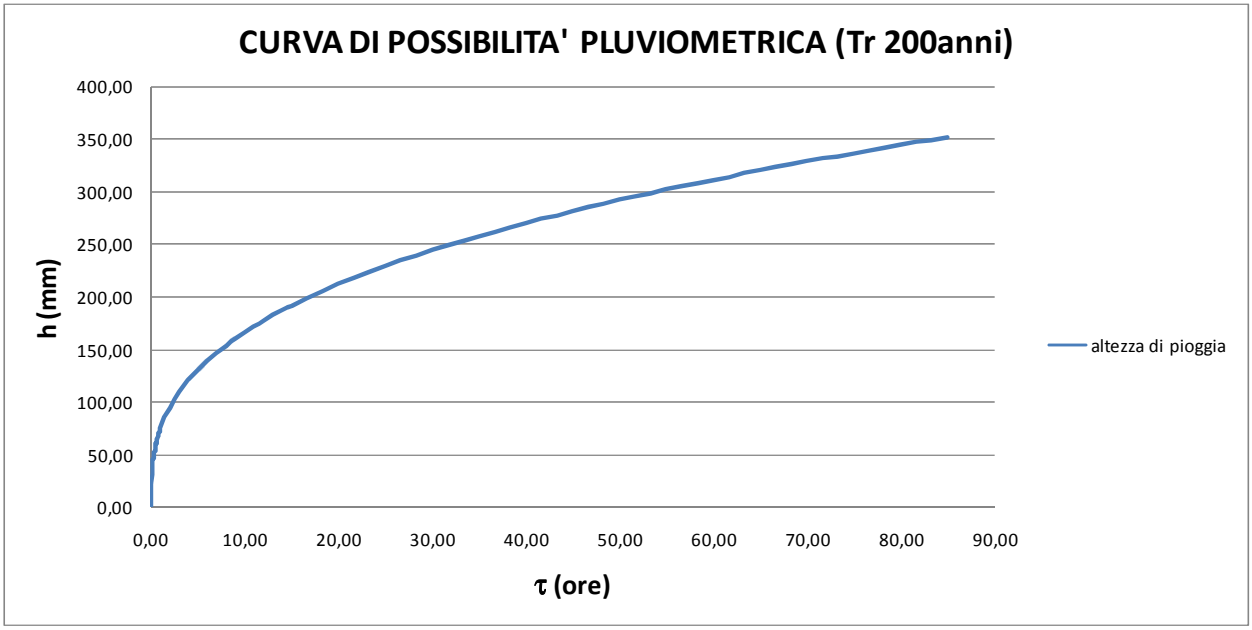
	Tr = 200 anni	
	t < 1h (piogge brevi)	t > 1h (piogge orarie)
a	74.19	74.19
n	0.35	0.35

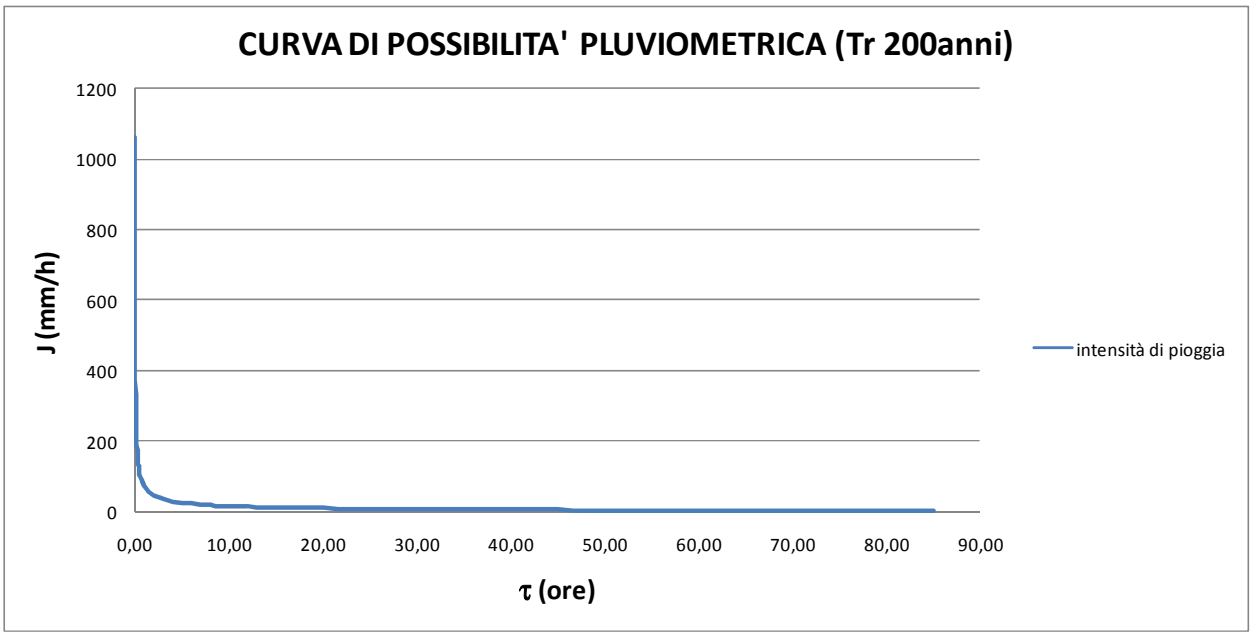
Si riportano le curve di possibilità pluviometriche relative al tempo di ritorno Tr = 200 anni.

TEMPO DI RITORNO 200 ANNI

τ [minuti]	τ [ore]	h [mm]	j [mm/h]
0	0,00	0,00	0
1	0,02	17,70	1062
2	0,03	22,56	677
5	0,08	31,09	373
6	0,10	33,14	331
8	0,13	36,65	275
10	0,17	39,63	238
12	0,20	42,24	211
14	0,23	44,58	191
16	0,27	46,71	175
18	0,30	48,68	162
20	0,33	50,51	152
22	0,37	52,22	142
24	0,40	53,84	135
25	0,42	54,61	131
26	0,43	55,36	128
27	0,45	56,10	125
28	0,47	56,82	122
29	0,48	57,52	119
30	0,50	58,21	116
31	0,52	58,88	114
32	0,53	59,54	112
33	0,55	60,18	109
34	0,57	60,81	107
40	0,67	64,37	97
45	0,75	67,08	89
50	0,83	69,60	84
55	0,92	71,96	79
60	1,00	74,19	74
90	1,50	85,50	57
120	2,00	94,56	47
150	2,50	102,24	41
180	3,00	108,98	36
240	4,00	120,52	30
300	5,00	130,31	26
330	5,50	134,73	24
360	6,00	138,90	23
420	7,00	146,60	21
480	8,00	153,61	19
510	8,50	156,91	18
540	9,00	160,08	18
600	10,00	166,09	17
660	11,00	171,72	16
690	11,50	174,42	15
720	12,00	177,03	15
780	13,00	182,06	14
840	14,00	186,85	13
870	14,50	189,16	13
900	15,00	191,42	13
1000	16,67	198,61	12
1100	18,33	205,34	11
1200	20,00	211,69	11
1300	21,67	217,71	10
1400	23,33	223,43	10
1500	25,00	228,89	9
1600	26,67	234,12	9
1700	28,33	239,14	8
1800	30,00	243,97	8
1900	31,67	248,63	8
2000	33,33	253,14	8
2100	35,00	257,50	7
2200	36,67	261,72	7
2300	38,33	265,83	7
2400	40,00	269,82	7
2500	41,67	273,70	7
2600	43,33	277,48	6
2700	45,00	281,17	6
2800	46,67	284,77	6
2900	48,33	288,29	6
3000	50,00	291,73	6
3100	51,67	295,10	6
3200	53,33	298,40	6
3300	55,00	301,63	5
3400	56,67	304,80	5
3500	58,33	307,90	5
3600	60,00	310,96	5
3700	61,67	313,95	5
3800	63,33	316,90	5
3900	65,00	319,79	5
4000	66,67	322,64	5
4100	68,33	325,44	5

4200	70,00	328,19	5
4300	71,67	330,91	5
4400	73,33	333,58	5
4500	75,00	336,21	4
4600	76,67	338,81	4
4700	78,33	341,37	4
4800	80,00	343,90	4
4900	81,67	346,39	4
5000	83,33	348,84	4
5100	85,00	351,27	4





5.4 - COEFFICIENTE DI DEFLUSSO

Individuata l'equazione di possibilità pluviometrica e calcolata l'altezza di precipitazione per un evento con un tempo di ritorno di data durata, viene stimata la frazione di pioggia effettivamente raccolta dalla rete di collettori; a tal scopo si definisce il coefficiente di deflusso come il rapporto tra volume defluito attraverso una determinata sezione in un definito intervallo di tempo e volume meteorico affluito nello stesso intervallo. Per le reti destinate alla raccolta delle acque meteoriche si prendono in considerazione i coefficienti di deflusso fissati dalla DGR 1841/2007 e qui di seguito riportati.

TIPI DI SUPERFICIE	ϕ
Aree agricole	0,10
Superfici permeabili (aree verdi)	0,20
Superfici semi permeabili (grigliati drenanti con sottostante materasso ghiaioso, strade in terra battuta o stabilizzato,…)	0,60
Superfici impermeabili (tetti, terrazze, strade, piazzali,…)	0,90

Nel caso (come quello allo studio), in cui la superficie sia composta da componenti diverse, il coefficiente di deflusso è dato dalla media ponderata sulle aree:

$$\phi = (\Sigma\phi_i S_i)/(\Sigma S_i)$$

Il coefficiente di deflusso per l'area in oggetto nello stato atttuale (area interamente agricola) è pari a 0.10 , mentre il coefficiente di deflusso nello stato di progetto è pari a 0.58 come riportato in Tab. 2.

COEFFICIENTE DI DEFLUSSO

COEFF DI DEFLUSSO STATO DI PROGETTO	S (mq)	coeff di deflusso ϕ	S x ϕ
Aree agricole	0,00	0,1	0
Superfci permeabili	2110,10	0,2	422,02
Superfici semipermeabili	193,30	0,6	115,98
Superfici impermeabili	2549,10	0,9	2294,19
TOT	4852,5		2832,19
COEFF DI DEFLUSSO	0,58		

COEFFICIENTE DI DEFLUSSO

COEFF DI DEFLUSSO STATO ATTUALE	S (mq)	coeff di deflusso ϕ	S x ϕ
Aree agricole	4852,50	0,1	485,25
Superfci permeabili	0,00	0,2	0
Superfici semipermeabili	0,00	0,6	0
Superfici impermeabili	0,00	0,9	0
TOT	4852,5		485,25
COEFF DI DEFLUSSO	0,10		

TABELLA 2

<u>L'incremento del coefficiente di deflusso evidenzia come le opere in progetto apportino un'alterazione del regime idraulico in essere allo stato attuale.</u>

5.5 - TEMPO DI CORRIVAZIONE

Il tempo di corrivazione viene calcolato per la configurazione di progetto facendo riferimento alla somma:

$$tc = t_a + t_r$$

in cui t_a è il tempo d'accesso alla rete e t_r il tempo di rete.
Il tempo di accesso alla rete (t_a) è sempre di incerta determinazione, variando con la pendenza dell'area, la natura della stessa e il livello di realizzazione dei drenaggi minori, nonché alla altezza della pioggia precedente l'evento critico di progetto.
Recenti studi svolti presso il Politecnico di Milano (Mambretti e Paoletti, 1996) determinano una stima del tempo di accesso a mezzo del modello del condotto equivalente, sviluppato partendo dalla considerazione che il deflusso è in realtà un deflusso in una rete di piccole canalizzazioni incognite (grondaie, cunette, canalette, piccoli condotti) che raccolgono le acque scolanti lungo le singole falde dei tetti e delle strade. Tali studi hanno condotto, per sottobacini sino a 10 ettari, all'equazione:

$$t_{ai} = \left(\frac{3600^{(n-1)/4} \times 0.5 \times l_i}{\left(s_i^{0.375}(a \times \emptyset_i \times S_i)^{0.25}\right)^{4/(n+3)}} \right)$$

essendo:

- t_{ai} tempo d'accesso dell'i-esimo sottobacino
- l_i massima lunghezza del deflusso dell'i-esimo sottobacino
- s_i pendenza media dell'i-esimo sottobacino [m/m]
- f_i coefficiente di deflusso dell'i-esimo sottobacino [m/m]
- S_i superficie di deflusso dell'i-esimo sottobacino
- a, n coefficienti dell'equazione di possibilità pluviometrica

Per la determinazione di l viene proposta l'equazione:

$$l_i = 19{,}1 \times (100 \times S_i)^{0{,}548}$$

Il tempo di rete t_r, è dato dalla somma dei tempi di percorrenza di ogni singola canalizzazione seguendo il percorso più lungo della rete fognaria; t_r è quindi determinato dal rapporto tra la lunghezza della rete e la velocità della corrente

$$t_r = \frac{L}{V}$$

Sostituendo si ottiene:

TR 200 anni
ta = 341 sec
tr = 70 sec

per cui il tempo di corrivazione risulta

tc = (341+70)/60= 6.8 min che si approssima a 7.0min.

La portata affluita nella sezione di chiusura della lottizzazione si calcola con la formula:

$$Q = \frac{h \times S \times \emptyset}{\tau_c}$$

Considerando il tempo di corrivazione precedentemente calcolato, l'altezza di pioggia da tenere in considerazione è pari a:

TR = 200 anni h = 34.98 mm

Di conseguenza le portate risultano pari a:

TR = 200 anni Q_{PROG}=(0.03498m×4852.5mq×0.58)/(7min×60)×1000=234.4l/s

Q_{ATT} =(0.03498m×4852.5mq×0.10)/(7min×60)×1000=40.41l/s

Si riporta in tabella 3 uno schema riassuntivo delle verifiche effettuate.

TABELLA 3 - Portate e coefficienti udometrici con T_r = 100-200 anni e τ_c= 6min

Tr (anni)	Sup (mq)	U attuale (l/s×ha)	U futura (l/s×ha)	Q attuale (l/s)	Q futura (l/s)
200	4852.5	83.3	483.0	40.4	234.4

E' dunque dimostrato che le opere in progetto apportano un'alterazione del regime idraulico in essere allo stato attuale.

6 – POZZI DISPERDENTI

<u>Le acque bianche verranno disperse nel sottosuolo mediante pozzi disperdenti.</u>
Le motivazioni che hanno condotto ad effettuare questa scelta sono:

- la mancanza di un corpo recettore che possa garantire il recapito delle acque bianche della lottizzazione. Lungo via Santa Romana è presente un canale per irrigazione (rif. cartografia tematica par. 3.5) che però in alcuni periodi sarà utilizzata e quindi con battente d'acqua tale da non poter ricevere le acque che defluiscono dalla lottizzazione.
- la presenza di terreni ad elevata permeabilità. A tal proposito si fa riferimento alla cartografia tematica ESTRATTO PI - TAVOLA DELLE CRITICITA' IDRAULICHE di cui al par. 3.5, alle prove in sito effettuate per fini geotecnici (rif. par 3.4.) ed alla relazione geologica ed idrogeologica finalizzata allo smaltimento delle acque meteoriche nel sottosuolo effettuata dallo studio Ingeo di Torri di Quartesolo a firma della Dott.ssa Laura Armellini.

Essendo le acque bianche disperse nel sottosuolo per infiltrazione non è necessario prevedere dispositivi di invarianza.
Le quantità d'acqua che non potranno essere direttamente smaltite nel sottosuolo verranno comunque temporaneamente accumulate in volumi, nella fattispece le condotte della rete acque bianche ed i pozzi.
Tali volumi sono dimensionati così da poter trattenere tutto il volume eccedente alla portata che potrà defluire direttamente nel sottosuolo mediante i pozzi. L'acqua raccolta nell'invaso temporaneo defluirà nel sottosuolo, anch'essa tramite i pozzi perdenti, una volta terminato l'evento critico.

Test di permeabilità.

Sono stati condotti dallo Studio Ingeo di Torri di Quartesolo test di permeabilità su due pozzi denominati pozzo 1 e pozzo 2.
L'ubicazione dei pozzi è riportata nella figura a seguire (estratta dalla relazione Ingeo).

I pozzi hanno le seguenti caratteristiche geometriche:

Pozzo	Testa pozzo Profondità da p.c.	Base pozzo Profondità da p.c.	Altezza pozzo	Quota p.c.*	Testa pozzo*	Base pozzo*	Diametro Pozzo
(n°)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
1	0.60	4.90	4.30	+0.10	+0.50	-4.80	1.50
2	0.60	4.60	4.00	+0.20	+0.40	-4.40	1.50

* Quota rispetto allo 0.00m di progetto.

La relazione idrogeologica redatta dallo studio Ingeo ha stimato, per un battente d'acqua nel pozzo pari a 3.00m, le seguenti portate di infiltrazione:

pozzo 1 q = 9.60 l/s
pozzo 2 q = 5.25 l/s

Lo smaltimento delle acque bianche di lottizzazione nel sottosuolo avverrà mediante una batteria di 10 pozzi ubicati in prossimità del pozzo 1 (uno di essi sarà proprio il pozzo 1). A favore di sicurezza, nel calcolo si tengono in conto 8 pozzi perdenti.
Al sistema di smaltimento verrà collegato anche il pozzo 2 che però, a favore di sicurezza, non viene conteggiato nel calcolo.
Ai pozzi viene assegnata una portata di infiltrazione pari a 4.90 l/s.
Si fa presente come nei pozzi il battente idraulico sarà superiore a 3.00m.

7 – CALCOLI IDRAULICI

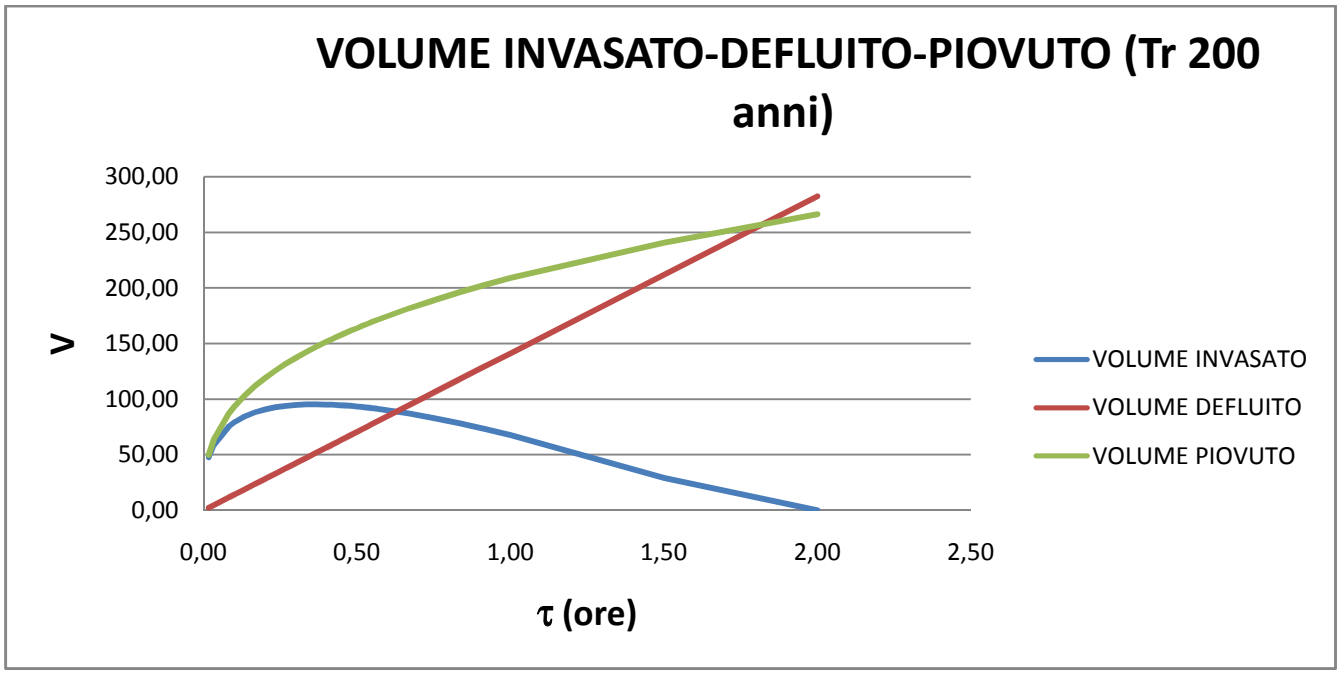
7.1 Dai calcoli idraulici di seguito riportati si evidenzia come, per il corretto funzionamento del sistema, sia necessario predisporre un volume di invaso pari ad almeno 95mc che corrispondono a 196mc/ha.

	TR 200anni			
a=	74,1900			
n=	0,3500	piogge con durata inferiore all'ora		
a=	74,1900			
n=	0,3500	piogge con durata superiore all'ora		
Qpozzo	4,9000	l/s	n° pozzi	8
Sup	4852,5	mq		
Sup	0,48525	ha		
ϕ prog	0,5800			

$$h = a\tau^n$$

V	**95**	**mc**
V	**196**	**mc/ha**
volume piovuto	volume defluito	volume invasato

τ [minuti]	τ [ore]	h [mm]	j [mm/h]	Q_{SdP} [l/s]	$Q_{scarico}$ [l/s]	V_{SdP} [mc]	$V_{scarico}$ [mc]	Vi [mc]
0	0,00	0,00	0					
1	0,02	17,70	1062	830,30	39,20	49,82	2,35	47,47
2	0,03	22,56	677	529,13	39,20	63,50	4,70	58,79
5	0,08	31,09	373	291,68	39,20	87,50	11,76	75,74
6	0,10	33,14	331	259,08	39,20	93,27	14,11	79,16
8	0,13	36,65	275	214,89	39,20	103,15	18,82	84,33
10	0,17	39,63	238	185,88	39,20	111,53	23,52	88,01
12	0,20	42,24	211	165,11	39,20	118,88	28,22	90,65
14	0,23	44,58	191	149,37	39,20	125,47	32,93	92,54
16	0,27	46,71	175	136,95	39,20	131,47	37,63	93,84
18	0,30	48,68	162	126,86	39,20	137,00	42,34	94,67
20	0,33	50,51	152	118,46	39,20	142,15	47,04	95,11
22	0,37	52,22	142	111,34	39,20	146,97	51,74	95,23
24	0,40	53,84	135	105,22	39,20	151,52	56,45	95,07
25	0,42	54,61	131	102,46	39,20	153,70	58,80	94,90
26	0,43	55,36	128	99,89	39,20	155,82	61,15	94,67
27	0,45	56,10	125	97,46	39,20	157,89	63,50	94,39
28	0,47	56,82	122	95,19	39,20	159,92	65,86	94,06
29	0,48	57,52	119	93,04	39,20	161,89	68,21	93,68
30	0,50	58,21	116	91,01	39,20	163,82	70,56	93,26
31	0,52	58,88	114	89,09	39,20	165,72	72,91	92,80
32	0,53	59,54	112	87,27	39,20	167,57	75,26	92,30
33	0,55	60,18	109	85,55	39,20	169,38	77,62	91,77
34	0,57	60,81	107	83,90	39,20	171,16	79,97	91,19
40	0,67	64,37	97	75,49	39,20	181,18	94,08	87,10
45	0,75	67,08	89	69,93	39,20	188,80	105,84	82,96
50	0,83	69,60	84	65,30	39,20	195,90	117,60	78,30
55	0,92	71,96	79	61,38	39,20	202,54	129,36	73,18
60	1,00	74,19	74	58,00	39,20	208,80	141,12	67,68
90	1,50	85,50	57	44,56	39,20	240,64	211,68	28,96


VOLUME INVASATO-DEFLUITO-PIOVUTO (Tr 200 anni)
300,00
250,00
200,00
150,00
100,00
50,00
0,00
V
0,00
0,50
1,00
1,50
2,00
2,50
τ (ore)
VOLUME INVASATO
VOLUME DEFLUITO
VOLUME PIOVUTO

7.2 - INVASO

Il volume di invaso necessario da calcolo sarà assicurato:

1) dalle tubazioni sovradimensionate in calcestruzzo DN 800 con lunghezza complessiva di 119 metri (si considera un grado di riempimento del 90%):

$$V_1 = \pi\left(\frac{D}{2}\right)^2 \cdot L = \pi\left(\frac{0.800}{4}\right)^2 \cdot 119 \cdot 0.9 = 53.8m^3$$

2) dalla capacità di invaso dei pozzi considerando un battente idraulico H=3.00m (valore cautelativo)

$$V_2 = \pi\left(\frac{D}{2}\right)^2 \cdot H \cdot n° = \pi\left(\frac{1.5}{4}\right)^2 \cdot 3 \cdot 8 = 42.4m^3$$

La somma di questi due contributi è superiore al volume di invaso che risulta necessario dai calcoli idraulici:

$$V_1 + V_2 = 53.8 + 42.4 = 96.20m^3 > V_{INVASO} = 95.20m^3$$

8 - CONCLUSIONI

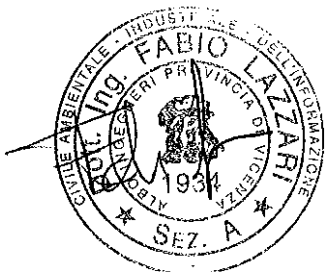
L'intervento in progetto, alla luce di quanto esposto, apporta un'alterazione della situazione attuale dal punto di vista dell'impatto idraulico nella misura sopra descritta.
Lo smaltimento delle acque bianche avverrà per dispersione nel sottosuolo mediante pozzi perdenti.

Alla luce delle verifiche idrauliche effettuate si può affermare che il progetto risulta **idraulicamente compatibile**.

A valle delle tubazioni, prima dei pozzi andrà predisposto un pozzetto dissabbiatore.

Per favorire il funzionamento nel tempo della rete di fognatura essa andrà ispezionata con cadenza almeno annuale ed evntualmente pulita per mezzo di dispositivi tipo canal jet.
Anche i pozzi andranno ispezionati e puliti.

Si allegano alla presente due tavole grafiche (tav 1/2 e tav 2/2) indicanti una rappresentazione schematica delle opere idrauliche.



Caldogno gennaio 2019