

DATA	ALLEGATO	TITOLO
Luglio 2012	DOC. 7b	RELAZIONE DI COMPATIBILITA' IDRAULICA

dr.geol. luca zanoni
via luzzatti, 15 – 37131 verona
tel e fax 045 8402812
e-mail geologozanoni@gmail.com
PEC l.zanoni@epap.sicurezzapostale.it
www.geologozanoni.eu

Falezza Alberto - Az.Agricola San Felice

PIANO URBANISTICO ATTUATIVO PER L'URBANIZZAZIONE DI UN AREA SITA
ALL'INTERNO DELLA ATO 6 - SAN FELICE EXTRA - VERONA, VIA BELVEDERE
SCHEDA NORMA 432.

Relazione di compatibilità idraulica

Provincia: Verona	Comune: Verona
Il Committente:	Il Tecnico:
L'impresa:	Il direttore Lavori:
Luogo e data: Verona, Giugno 2012	Revisione:

PIANO URBANISTICO ATTUATIVO PER L'URBANIZZAZIONE DI UN AREA SITA
ALL'INTERNO DELLA ATO 6 - SAN FELICE EXTRA - VERONA, VIA BELVEDERE
SCHEMA NORMA 432.

Relazione di compatibilità idraulica

Indice:

1.	Generalita'	pag. 3
2.	Ubicazione dell'area	pag. 3
3.	Inquadramento geomorfologico ed idrogeologico	pag. 4
4.	Valutazione di compatibilità idraulica	pag. 7
4.1	<i>Definizione delle criticità idrauliche</i>	<i>pag. 7</i>
4.2	<i>Determinazione della superficie scolante</i>	<i>pag. 8</i>
4.3	<i>Individuazione precipitazioni di riferimento</i>	<i>pag. 9</i>
4.4	<i>Calcolo max portata defluente</i>	<i>pag. 12</i>
4.5	<i>Valutazioni sulla capacità di dispersione</i>	<i>pag. 13</i>
4.6	<i>Dimensionamento delle opere di infiltrazione</i>	<i>pag. 14</i>
4.7	<i>Dimensionamento delle opere di compensazione</i>	<i>pag. 15</i>
4.8	<i>Indicazioni normative del Piano degli Interventi</i>	<i>pag. 16</i>
5.	Conclusioni	pag. 17

PIANO URBANISTICO ATTUATIVO PER L'URBANIZZAZIONE DI UN'AREA SITA ALL'INTERNO DELLA ATO 6 - SAN FELICE EXTRA - VERONA, VIA BELVEDERE SCHEDA NORMA 432.
--

Relazione di compatibilità idraulica

1. **GENERALITA'**

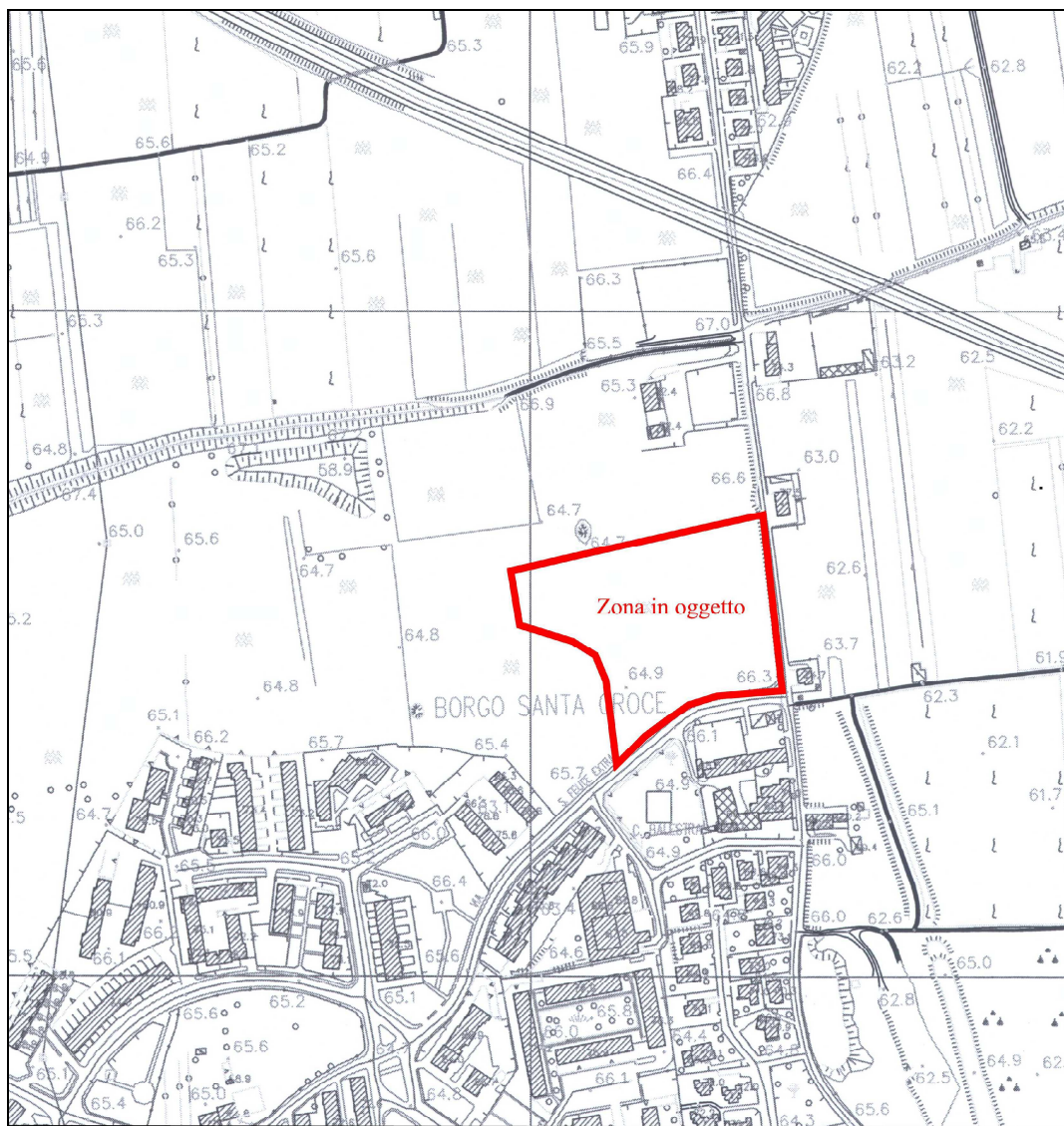
Su incarico e per conto del sig. Falezza Alberto e della Az.agr. San Felice, è stata eseguita un'indagine idrogeologica ed idraulica su un'area sita tra via Belvedere e via San Felice Extra, con lo scopo di verificare la possibilità di urbanizzazione dell'area stessa sita all'interno della ATO 6 - San Felice Extra del P.I. del Comune di Verona, in rapporto alle problematiche di carattere idrogeologico ed idraulico che esso può comportare.

Il presente studio entrerà quindi nel merito di verificare l'idoneità della zona prescelta dal punto di vista idraulico ed idrogeologico nella nuova situazione di trasformazione idraulica che si verrà a creare a lavori ultimati, e costituisce pertanto, ai sensi delle Delibere della Giunta Regionale n.1322/2006, 19 Giugno 2007 n.1841, e n.2948 del 06.10.2009, supporto tecnico al progetto di realizzazione delle opere.

2. **UBICAZIONE DELL'AREA**

L'area d'indagine è situata tra via Belvedere, via San Felice e via Pontedera, nel Comune di Verona, ed è individuata nella tavoletta I.G.M. "Verona" alla scala 1.25000 - Foglio 49, Quadrante III, Orientamento NO.

Nella Cartografia Tecnica Regionale in scala 1:5000, l'area è individuata sull'elemento n.124093 "Poiano". In allegato è riportato uno stralcio della C.T.R. con l'ubicazione dell'area.



Stralcio C.T.R. 1:5000, elemento n.124093 "Poiano"

3. **CARATTERI GEOMORFOLOGICI ED IDROGEOLOGICI**

L'area d'indagine è ubicata nel Comune di Verona in via S. Felice Extra e dal punto di vista geomorfologico è interessata da forme di accumulo originate dai principali processi fluviali, fluvio-glaciali che hanno modellato negli anni le zone pedemontane e l'alta pianura veronese.

La natura, l'intensità e lo stadio evolutivo raggiunto in passato dai processi suddetti, consentono, attraverso il riconoscimento sul territorio delle forme, dei lineamenti e dei caratteri geoidrologici, la classificazione geologica delle diverse aree.

Enorme importanza assunsero le variazioni climatiche Pleistoceniche che provocarono il susseguirsi di fasi glaciali ed interglaciali. In particolare durante l'Età del Ferro, si instaurò un clima fresco e umido che portò alla circolazione di enormi masse d'acqua che contribuirono a modellare sia le zone di pianura che le aree prealpine.

Dal punto di vista geomorfologico, il sito in esame si colloca sul conoide del progno di Valpantena allo sbocco della valle stessa, in una zona di transizione dove lo stesso si raccorda al conoide antico dell'Adige. I depositi presenti in zona sono quindi caratterizzati da alluvioni prevalentemente argillo-limose dei torrenti lessinei, interdigitate in profondità con le ghiaie atesine del conoide antico dell'Adige. A livello superficiale, la zona appare totalmente pianeggiante con pendenze valutabili sull'ordine del 1-2% e quote variabili attorno ai 65 metri slm.

Dal punto di vista idrogeologico l'assetto stratigrafico evidenzia una successione di strati argillosi e ghiaiosi in letti sovrapposti sede di acquiferi confinati o semiconfinati, sino ad oltre 100 metri di profondità.

Le trincee esplorative hanno evidenziato nei primi 4.5 metri la presenza di sedimenti argillosi e limo-argillosi di medio-buona consistenza, che tende a migliorare con la profondità.

In nessun caso la profondità di scavo ha permesso di individuare i depositi ghiaiosi sottostanti. Raccordando però gli spessori individuati a nord e sud della lottizzazione si può affermare che nell'ambito del PUA, l'interfaccia argille-ghiaie passa dai 5 metri circa lungo via San Felice, ai 7 metri circa lungo il vigneto a nord.

Alcune colonne stratigrafiche di pozzi esistenti, evidenziano che verso Nord i depositi argillosi tendono ad aumentare ancora di spessore, fino a circa 20 metri nei pressi di contrada Moranda, mentre poco a sud e sud-ovest del sito in oggetto, gli stessi tendono ad assottigliarsi (1-3 m), lasciando spazio alle ghiaie fino a circa 26 m di profondità dal p.c.

Più in profondità si rinvenivano ancora depositi argillosi fino a circa 40 metri dal p.c. e poi di nuovo ghiaie e sabbie fino a 60 m. La situazione stratigrafica si ripete con una successione di livelli argillosi e ghiaiosi sino a 160 m dal p.c.

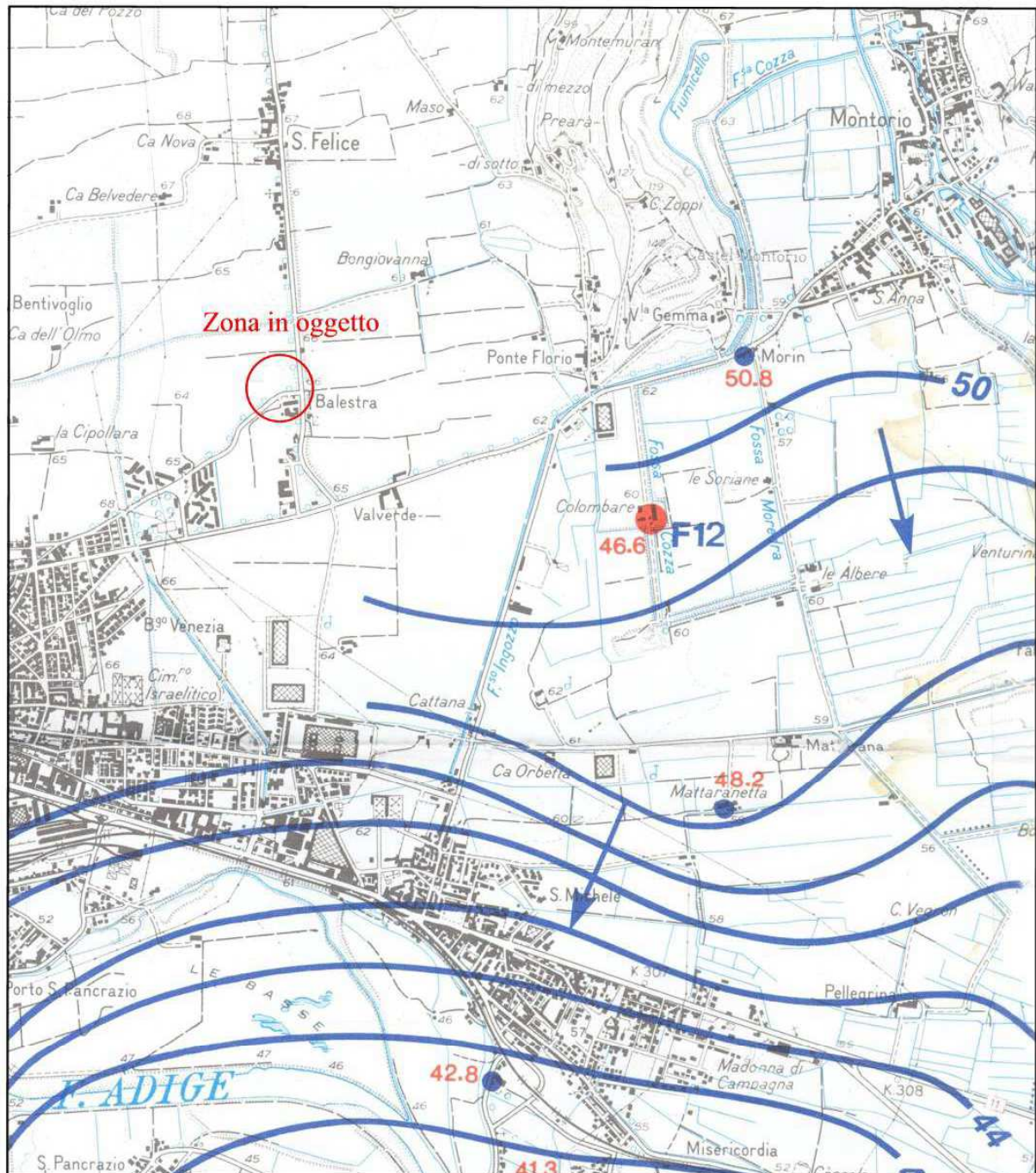
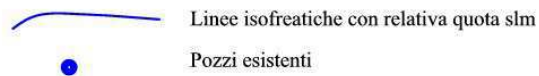
Entro la profondità massima investigata nell'area di circa 10 metri, non è presente la falda, che dovrebbe attestare il suo livello piezometrico a circa 15-16 m dal p.c.

Limitatamente all'area in oggetto, l'elemento idrografico di maggiore rilievo, è individuato, nel corso del progno di Valpantena che funge da asse principale di drenaggio di tutta l'omonima valle, che scorre 700 m ad Ovest del sito in oggetto.

Esso esprime un regime tipicamente torrentizio e quindi risulta privo di deflusso idrico per la maggior parte dell'anno. Soltanto in occasione di eventi meteorologici importanti il torrente è interessato da una presenza idrica che occasionalmente può raggiungere portate di un certo rilievo.

Stralcio Carta Idrogeologica dell'Alta Pianura dell'Adige

Dipartimento di Geologia dell'Università di Padova



4. VALUTAZIONE DI COMPATIBILITA' IDRAULICA

Secondo le Delibere della Giunta Regionale 1322/2006, n.1841 del 19.06.2007 e 2948 del 06.10.2009, per gli strumenti urbanistici generali o varianti generali che comportino una trasformazione territoriale che possa modificare il regime idraulico, dovrà essere redatta una specifica valutazione di compatibilità idraulica dalla quale si desuma, in relazione alle nuove previsioni urbanistiche, che non viene aggravato l'esistente livello di rischio, ne viene pregiudicata la possibilità di riduzione anche futura di tale livello.

Lo scopo dello studio consiste quindi nel garantire l'invarianza idraulica della zona individuando tutti quegli accorgimenti necessari al rispetto delle condizioni esistenti.

In generale l'urbanizzazione di un'area agricola produce essenzialmente tre tipi di alterazioni:

- Per la minore infiltrazione delle acque meteoriche nel sottosuolo e per i contemporanei diffusi prelievi di acqua di falda, si produce una modifica nel bilancio idrologico delle acque superficiali e sotterranee;
- Per la maggiore impermeabilizzazione e per la maggiore velocità dei deflussi superficiali, durante le piogge, aumentano le portate idrauliche consegnate ai ricettori, aggravando quindi i problemi connessi al controllo delle esondazioni;
- La qualità delle acque meteoriche che percorrendo i bacini urbani si deteriora a tal punto che il problema del trattamento delle acque meteoriche assume un'importanza analoga a quella del trattamento degli scarichi dei reflui civili ed industriali.

4.1 DEFINIZIONE DELLE CRITICITA' IDRAULICHE

Con la legge del 3 agosto 1998, n. 287 e successive modifiche e integrazioni le Autorità di Bacino di rilievo nazionale e interregionale e le Regioni per i restanti bacini adottano, ove non si sia già provveduto, i Piani stralcio di bacino per l'Assetto Idrogeologico che contengono in particolare l'individuazione delle aree di rischio idrogeologico e la perimetrazione delle aree da sottoporre a misure di salvaguardia.

Il territorio del Comune di Verona sul quale insiste il progetto in esame, non rientra tra gli ambiti definiti a rischio né a pericolo idraulico, indicati nei Piani Stralcio per l'Assetto Idrogeologico delle Autorità di bacino dell'Adige e del Fissero-Tartaro-Canalbianco.

4.2 DETERMINAZIONE SUPERFICIE SCOLANTE

L'intervento di progetto interesserà un'area agricola di complessivi 16480 mq, dei quali 8210 mq saranno occupati dai lotti, e 8270 mq dalle opere di urbanizzazione.

La superficie occupata sarà soggetta a trasformazione come di seguito evidenziato:

Superficie coperta	mq. 4115
Strade	mq. 1480
Marciapiedi e parcheggi	mq. 400
Aree verdi	mq. 6370
Aree verdi lotti	<u>mq. 4115</u>
Totale	mq. 16480

Applicando gli appropriati coefficienti di deflusso alle superfici individuate, si otterranno le superfici impermeabilizzate che contribuiranno alla formazione del deflusso superficiale delle acque:

Superficie coperta	mq. 4115 x 0.9 =	3703.5
Strade	mq. 1480 x 0.9 =	1332
Marciapiedi e parcheggi	mq. 400 x 0.6 =	240
Aree verdi	mq. 6370 x 0.2 =	1274
Aree verdi lotti	<u>mq. 4115 x 0.2 =</u>	<u>823</u>
Totale	mq.	7372.5

Considerando che attualmente la superficie che contribuisce al massimo deflusso superficiale è pari a:

$$\text{mq } 14680 \times 0.1 \text{ (area agricola)} = 1468 \text{ mq}$$

L'incremento di portata effettivo sarà determinato da una superficie pari a:

$$\text{mq } 7372.5 - 1468 = 5904.5$$

4.3 INDIVIDUAZIONE PRECIPITAZIONI DI RIFERIMENTO

La progettazione dei sistemi di smaltimento delle acque meteoriche, prevede l'individuazione preliminare delle precipitazioni che possono porre in condizioni critiche le opere da progettare. Questo si fa attraverso la determinazione delle curve di possibilità pluviometrica che si ricavano tramite elaborazioni statistiche dei dati pluviometrici riportati sugli annali.

Per la stazione pluviometrica di Verona si osservano i seguenti dati:

<i>durata</i>	<i>15'</i>	<i>30'</i>	<i>45'</i>	<i>1 h</i>	<i>3 h</i>	<i>6 h</i>	<i>12 h</i>	<i>24 h</i>
<i>anno</i>								
1960	17,0		27,4	23,8	24,0	30,0	31,6	35,2
1961	16,4		16,4	22,2	31,4	31,4	31,4	34,0
1962	11,6	21,2	24,4	30,0	38,2	45,2	49,0	71,8
1963	8,6	11,0	42,0	11,0	14,0	25,0	39,6	49,6
1964	12,2	16,4	26,4	17,2	21,0	27,0	41,6	50,0
1965	10,2	14,6	31,0	16,8	20,6	24,0	35,0	41,8
1966	11,0	20,0	21,8	26,4	33,2	35,0	36,0	44,8
1967	37,4	6,4	47,6	12,0	15,0	18,2	24,2	29,2
1969	8,8	39,0	49,4	43,6	55,6	59,2	63,0	63,0
1971	16,4	10,8	31,0	28,0	29,6	29,8	48,6	51,4
1973	21,6	21,2	19,8	31,0	33,8	33,8	33,8	54,8
1974	20,0	23,4	21,6	32,0	38,2	39,0	45,6	53,4
1975	21,2	30,0	29,6	21,8	34,0	34,4	34,4	39,8
1976	20,0	21,8	29,6	52,6	57,6	59,4	60,0	69,6
1977	24,4	44,6	15,0	49,8	53,4	56,2	62,4	70,4
1978	16,0	41,4	28,0	20,0	21,6	22,0	25,4	31,4
1979	14,0	19,0		22,6	25,8	27,4	33,4	60,2
1980	17,8	19,0		29,8	31,0	54,0	58,4	58,4
1981	22,0	18,8		24,2	27,2	35,0	48,0	67,4
1982	22,0	29,4		15,0	15,0	28,0	30,4	48,0
1983	12,0	29,4		52,6	61,0	70,6	88,4	88,6
1987	49,6	13,4		23,8	31,6	35,2	49,6	50,6
1988	11,6	20,6		31,0	51,2	61,4	65,6	74,0
1989	13,4	25,6						

Tabella 1: altezze di pioggia per le diverse durate orarie

I dati sono stati elaborati tramite la distribuzione di Gumbel, determinando per i diversi tempi di ritorno i valori di precipitazione mediamente più elevati.

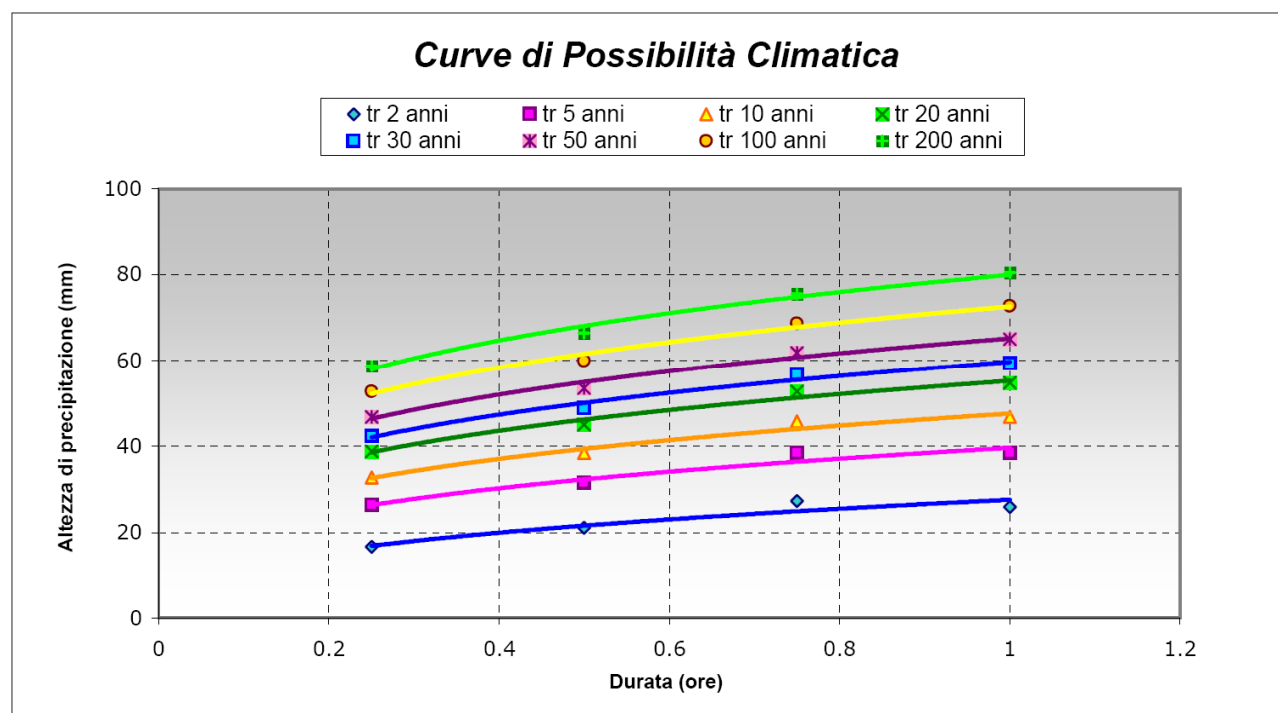
Impostando tempi di ritorno pari a 2, 5, 10, 20, 30, 50 e 100 anni, sono state determinate le massime altezze di pioggia, e quindi i parametri della curva di possibilità climatica per la stazione di misura, che assume la seguente forma:

$$h = a \cdot t^n; \quad h, \text{ altezza di pioggia in mm per un determinato } Tr$$

$$i = a / t^{1/n}; \quad i, \text{ intensità di pioggia in mm/h}$$

Altezze di precipitazione (mm)						
Tr	durata (ora)				a	n
anni	0.25	0.5	0.75	1		
2	16.75	21.12	27.36	25.92	27.600	0.3543
5	26.38	31.51	38.42	38.44	39.624	0.2944
10	32.76	38.40	45.74	46.74	47.590	0.2729
20	38.87	45.00	52.76	54.70	55.233	0.2584
30	42.39	48.79	56.80	59.27	59.630	0.2519
50	46.79	53.54	61.86	64.99	65.126	0.2451
100	52.72	59.94	68.67	72.71	72.541	0.2376
200	58.63	66.32	75.46	80.40	79.928	0.2315

Tabella 2: parametri della curva di possibilità pluviometrica per tempi di pioggia inferiori all'ora.



Altezze di precipitazione (mm)							
Tr	durata (ore)					a	n
anni	1	3	6	12	24		
2	25.92	31.12	36.12	42.68	51.51	25.166	0.2160
5	38.44	45.82	51.50	59.08	67.55	38.004	0.1776
10	46.74	55.55	61.68	69.94	78.17	46.547	0.1623
20	54.70	64.89	71.44	80.36	88.35	54.758	0.1516
30	59.27	70.26	77.06	86.36	94.21	59.487	0.1466
50	64.99	76.97	84.08	93.85	101.54	65.404	0.1413
100	72.71	86.03	93.56	103.95	111.42	73.389	0.1354
200	80.40	95.05	102.99	114.02	121.26	81.351	0.1305

Tabella 3: parametri della curva di possibilità pluviometrica per tempi di pioggia superiori all'ora

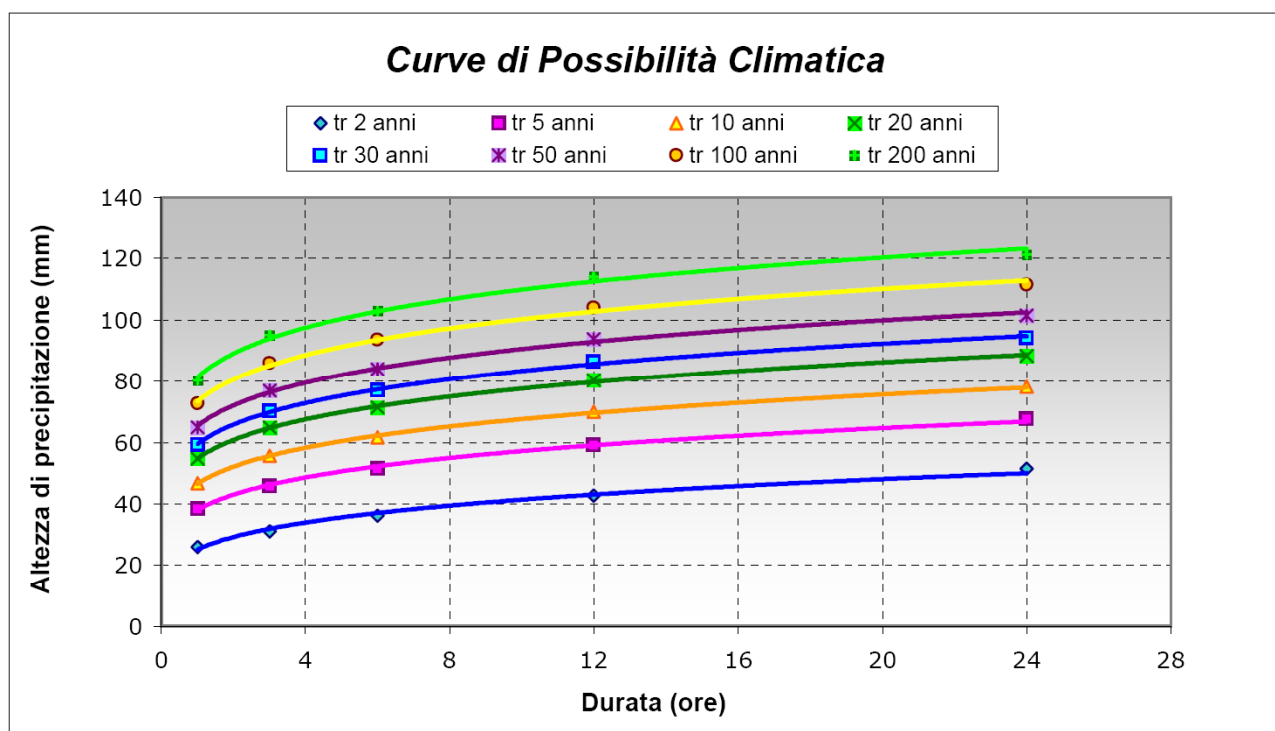


Figura 1: curve segnalatrici per piogge di durata superiore all'ora

Nel presente caso è stata adottata la curva di possibilità climatica caratterizzata da un tempo di ritorno di 50 anni, necessaria per il dimensionamento della rete di raccolta, e del sistema di compensazione. Per la definizione del problema è stato considerato un tempo di pioggia inferiore allora per il dimensionamento dei pozzetti di infiltrazione, e superiore all'ora per il dimensionamento dei volumi di laminazione, in quanto necessario alla creazione di un idrogramma sintetico in grado di massimizzare i volumi che si andranno ad invasare prima di essere smaltiti.

- $h = 65,126 t^{0.2451}$ per Tr 50 anni $t_p < 1h$
- $h = 65,404 t^{0.1413}$ per Tr 50 anni $t_p > 1h$

Dall'equazione proposta si ricava l'intensità di pioggia tramite la: $i = a \cdot t^{n-1}$;

La durata della pioggia di riferimento per il calcolo della portata di massima piena al colmo deve essere pari al tempo di corrivazione T_c del bacino scolante.

4.4 INDIVIDUAZIONE DELLA MASSIMA PORTATA DEFLUENTE

Il calcolo della portata di massima piena del deflusso è stato eseguito facendo riferimento al *metodo cinematico lineare o metodo della corrivazione*, che si basa sull'assunto che la portata di piena si raggiunga per un tempo pari al *tempo di corrivazione*. Questo, detto anche *tempo di concentrazione* è caratteristico del bacino e rappresenta il tempo necessario perché la goccia che è caduta nel punto più lontano del bacino raggiunga la sezione di chiusura.

Nel nostro caso, il T_c , è stato calcolato con il metodo di Giandotti:

$$T_c = (\sqrt{A} + 1.5 L) / 0.8 \sqrt{H_m}$$

A superficie del bacino
L lunghezza fino sezione considerata
 H_m dislivello medio del bacino

Sostituendo i valori nell'equazione si è ottenuto un T_c pari a 0,51 H

Nel caso specifico, dato che il sistema di invarianza idraulica sarà attuato tramite adeguato invaso, il calcolo della portata di massima piena è stato finalizzato al dimensionamento di un sistema di infiltrazione, che consenta di drenare le normali piogge di strade parcheggi e aree verdi comuni, senza deflusso nell'invaso ad ogni evento di pioggia, utilizzando pertanto la curva di probabilità pluviometrica con tempo di ritorno di 2 anni.

La portata al colmo sarà quindi data dalla seguente relazione:

$$Q_m = \varphi \cdot i \cdot A / 360; \quad \text{dove } \varphi = \text{coeff. di deflusso medio}$$

$A = \text{Sup. bacino (Ha)}$

Sostituendo i valori nell'equazione si otterrà una portata massima defluente pari a :

$$Q_m = 0,029 \text{ mc/s}, \quad \text{pari a } 29 \text{ l/s}$$

4.5 VALUTAZIONI SULLA CAPACITA' DI DISPERSIONE

La legge che esprime la proprietà fondamentale del moto dell'acqua in un mezzo poroso, saturo ed isotropo, è quella di Darcy:

$$Q = A \times K \times i; \quad \text{dove:}$$

Q = Quantità d'acqua che fluisce nell'unità di tempo (mc/sec)

A = Area ortogonale al flusso (mq)

K = Coefficiente di permeabilità (m/sec)

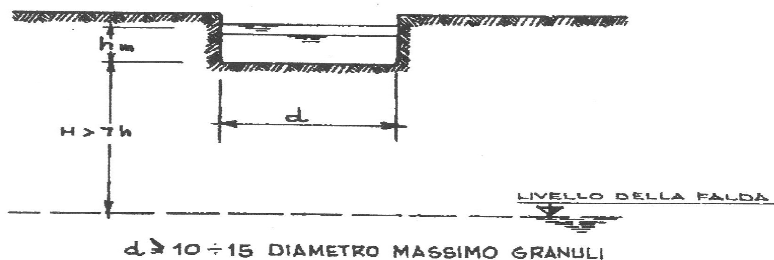
i = Gradiente idraulico. In questo caso particolare in cui la filtrazione avviene parallelamente al flusso, i esprime, in m, il carico idraulico.

La conducibilità idraulica dei terreni suddetti è stata estrapolata da prove a carico variabile, effettuate dallo scrivente nell'area limitrofa. Le prove effettuate secondo lo schema allegato hanno fornito un coefficiente medio di permeabilità $K = 2 \cdot 10^{-3}$ m/sec.

PROVE PERMEABILITA' (pozzetto superficiale) (Raccomandazioni A.G.I. 1977)

$$k > 10^{-6} \text{ cm/s}$$

- 1- CARICO COSTANTE
- 2- CARICO VARIABILE



N.B.: SATURAZIONE PREVENTIVA

Pozzetto circolare :

— prove a carico costante

$$k = \frac{q}{d h_m} \quad \frac{1}{\pi} \quad [ms^{-1}]$$

— prova a carico variabile

$$k = \frac{d}{32} \frac{h_2 - h_1}{t_2 - t_1} \frac{1}{h_m} [ms^{-1}]$$

Pozzetto a base quadrata :

d	= diametro del pozzetto cilindrico	$[m]$
b	= lato della base del pozzetto a base quadrata	$[m]$
$t_2 - t_1$	= intervallo di tempo	$[s]$
$h_2 - h_1$	= variazione di livello dell'acqua nell'intervallo $t_2 - t_1$	$[m]$

4.6 DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE DI INFILTRAZIONE

La necessità di impedire l'afflusso delle acque meteoriche nella fognatura comunale, ha consigliato la progettazione di un sistema d'infiltrazione diretto al suolo tramite pozzi drenanti. Come già evidenziato nella trattazione geotecnica, il sottosuolo della zona di riferimento è caratterizzato da depositi ghiaiosi e ciottolosi profondi dotati di buone caratteristiche geotecniche ed elevata permeabilità. Da prove e valutazioni effettuate sugli scavi esplorativi nell'area limitrofa si è ricavato per i suddetti terreni un coefficiente di permeabilità $K = 2 \cdot 10^{-3}$ m/s.

Ipotizzando che i pozzetti abbiano altezza utile per il drenaggio di 3 m si ottengono dei pozzi perdenti lungo la rete aventi le seguenti caratteristiche:

- coefficiente di permeabilità $K = 2 \cdot 10^{-3}$ m/s che verrà ridotto a $K/2$ per tener conto delle condizioni parzialmente sature del terreno e della riduzione di permeabilità nel tempo;

- profondità utile del pozzo per il drenaggio $z=3$ m;

- diametro utile del pozzetto 120 cm;

- anello drenante di larghezza pari a $z/2$ (m) escludendo la capacità drenante del fondo pozzo per possibile occlusioni.

Con questi valori si determina la portata infiltrata con la formula proposta da Sieker [1984].

$$Q_f = \frac{K}{2} \left(\frac{L+z}{L+z/2} \right) A_f$$

dove L rappresenta il dislivello tra il fondo del pozzo e il sottostante livello di falda, considerato pari a 5 m, e A_f invece la superficie orizzontale drenante effettiva, calcolabile come quella di un anello di larghezza $z/2$ (in questo caso, non si fa conto sulla capacità drenante del fondo del pozzo, per via della sua possibile occlusione).

Per tener conto di alcune condizioni al contorno che possono col tempo modificarsi, quest'ultima è stata ipotizzata avere una superficie cautelativamente pari a 6.9 m^2 .

Si avrà quindi per ogni pozzo una portata infiltrata Q_f pari a: $Q_f = 8 \text{ l/s}$

La portata di smaltimento sarà in realtà maggiore poichè nel calcolo a scopo cautelativo non è stata presa in considerazione la superficie del fondo del pozzetto. Per consentire quindi lo smaltimento della portata di colmo calcolata di 33 l/s , dovranno essere realizzati almeno n.4 pozzetti. Essi saranno posizionati in serie lungo il collettore principale in modo da ridurre i deflussi in arrivo alla vasca di laminazione.

4.7 DIMENSIONAMENTO OPERE DI COMPENSAZIONE

Il progetto dei sistemi di compensazione prevede la realizzazione di un'area allagabile, sulla fascia di terreno posta a nord dell'area lottizzata.

Il calcolo del sistema di laminazione è stato eseguito con il metodo delle piogge che si basa sul confronto tra la curva cumulata delle portate entranti e quella delle portate uscenti ipotizzando che sia trascurabile l'effetto della trasformazione afflussi-deflussi operata dal bacino e dalla rete drenante. In tali condizioni applicando uno ietogramma netto di pioggia a intensità costante il volume entrante risulta pari a $W_e = A \cdot \varphi \cdot a \cdot \theta^n$, mentre il volume uscente con evacuazione della vasca a portata costante (laminazione ottimale), $Q_u = Q_{u,max}$ risulta:

$$W_u = Q_{u,max} \cdot \theta.$$

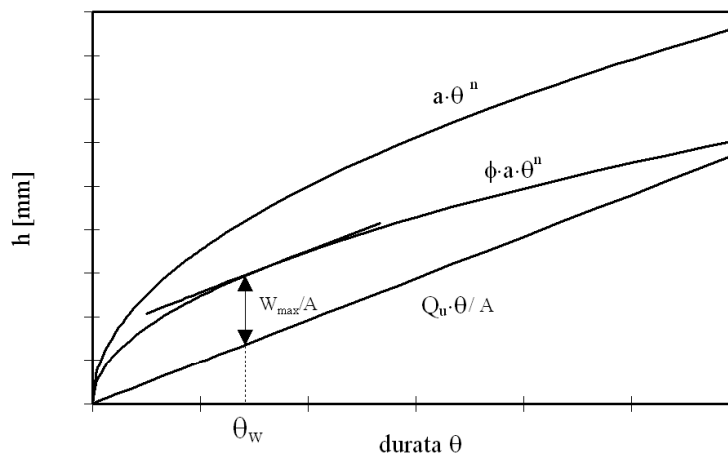
Il volume massimo da accumulare nel sistema risulta pari alla massima differenza tra le due curve e può essere individuato graficamente (figura in basso) riportando sul piano (h, θ) la curva di possibilità pluviometrica netta $h_{netta} = \varphi \cdot a \cdot \theta^n$ e la retta rappresentante il volume, riferito all'unità di area del bacino a monte, uscente dal sistema

$$h_u = \frac{Q_{u,max} \cdot \theta}{S}.$$

Esprimendo matematicamente la condizione di massimo, ossia derivando la differenza $\Delta W = h_{netta} - h_u$, si ricava la durata critica per il sistema θ_w (1) e il volume della vasca W_0 (2).

$$\theta_w = \left(\frac{Q_{u,max}}{A \cdot \varphi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}} \quad (1)$$

$$W_0 = A \cdot \varphi \cdot a \cdot \theta_w^n - Q_{u,max} \cdot \theta_w \quad (2)$$



Il calcolo eseguito con il metodo delle piogge, per il caso specifico ha generato un volume di invaso pari a:

$$W_i = \boxed{393.5 \text{ m}^3}$$

Non essendoci la possibilità di smaltire le acque di accumulo in fognatura o in corso d'acqua, si provvederà a smaltire le acque di accumulo tramite la costruzione di pozzetti di infiltrazione da 2.0 m di diametro della profondità di circa 10 m, che avranno così la duplice funzione di drenaggio e invaso. Con tale geometria infatti i pozzetti assicurano un volume netto di circa 30 mc/cad, per cui per invasare il volume calcolato saranno necessari: $n. \text{ pozzi} = 393.5 / 30 = 13$

Le acque di deflusso prima di essere immesse nei pozzetti, dovranno passare attraverso una vasca di sedimentazione in continuo.

4.8 INDICAZIONI NORMATIVE DEL PIANO DEGLI INTERVENTI

Il Piano degli Interventi di Verona, alla Sez.8 del Repertorio Normativo, relativamente all'impatto idraulico, individua per la lottizzazione in oggetto un volume specifico d'invaso pari a **487.4 mc/ha**, ed indica le possibili soluzioni per la progettazione del sistema di accumulo.

In base al volume specifico previsto, nel caso in esame, si otterrà un volume di compensazione pari a:

$$W_i = 1.6480 \times 487.4 = \boxed{803,23 \text{ m}^3}$$

Per contenere tale volume sarà quindi realizzata un'area allagabile lungo via Belvedere di circa 1450 mq di superficie.

La necessità di contenere però al minimo il tirante idrico ammesso nell'invaso, ha consigliato di assegnare ad ogni lotto un volume d'invaso in proporzione alla sua superficie, come da tabella seguente.

Lotti	Sup. mq	V. s. invaso	V da invasare mc	n. pozzi
1	500	487.4	24.37	1Φ200 h=10 m
2	500	"	24.37	"
3	500	"	24.37	"
4	500	"	24.37	"
5	500	"	24.37	"
6a	450	"	21.93	"

6b	450		21.93	1 Φ200
7a	495	"	24.13	"
7b	495		24.13	"
8a	495	"	24.13	"
8b	495		24.13	"
9	500	"	24.37	"
10	500	"	24.37	1 Φ200
11	500	"	24.37	"
12	450	"	21.93	"
13	450	"	21.93	"
14	450	"	21.93	"
Totale			401.13 mc	"

Il volume da invasare sarà ottenuto con la costruzione di 1-2 pozzi per lotto, che così facendo saranno dal punto di vista idraulico, totalmente indipendenti. I pozzetti saranno realizzati del diametro di 200 cm e profondità di 10 m. che con tale geometria, considerando anche il volume laterale per porosità della ghiaia, assicureranno un volume di invaso di circa 30 mc/cad.

Il volume rimanente: $W_l = 803.23 - 401.13 = 402.1$, sarà invasato nell'area allagabile con un tirante idrico di:

$$H_l = 402.1/1450 = 0.28 \text{ m}$$

Un ulteriore volume di circa 120 mc resta a disposizione nei 4 pozzetti da realizzare lungo le strade di lottizzazione.

5. CONCLUSIONI

E' stato eseguito uno studio idrogeologico ed idraulico, su un'area agricola sita in tra via Belvedere e via San Felice, nel Comune di Verona, con lo scopo di verificare la compatibilità del progetto di un Piano Urbanistico Attuativo, in rapporto alle problematiche di carattere idraulico ed idrogeologico che esso può comportare.

Sulla base delle indagini eseguite e dalle considerazioni esposte ai paragrafi precedenti, si conclude quanto segue:

- L'assetto geologico-geomorfologico appare stabile e non sarà sostanzialmente modificato,
- non esistono movimenti gravitativi potenziali o in atto,
- non saranno influenzati assi di drenaggio o sorgenti,
- la falda acquifera attesta il suo livello a circa 15 m di profondità dal p.c.,
- i maggiori deflussi prodotti dalle acque meteoriche saranno infiltrati direttamente al suolo e quindi non andranno ad interferire con la rete idrica naturale o artificiale.
- la dispersione al suolo rispetto all'immissione nella rete di deflusso superficiale, favorirà anche la parziale ricarica della falda.
- il progetto delle opere di smaltimento è compatibile con i principali strumenti di pianificazione.

Quindi, considerato quanto sopra riportato, e realizzando i sistemi di compensazione ed infiltrazione previsti progettualmente, si può ragionevolmente affermare che le opere in progetto risultano compatibili dal punto di vista quantitativo con l'assetto geologico, geomorfologico, idrogeologico e idraulico della zona.

SCHEMA OPERE DI COMPENSAZIONE ED INFILTRAZIONE