

PROVINCIA DI TREVISO
COMUNE DI VOLTAPAGO DEL MONTELLO

PIANO DI RECUPERO /



VALUTAZIONE DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA

LAS / Living Architecture Studio

Arch. Marco Salvador,
Arch. Eros Conte
Geom. Morris Conte

Rev. 001
del 29/05/2019

INDICE

1 PREMESSA	1
2 NORMATIVA.....	1
3 INQUADRAMENTO DEL TERRITORIO	1
3.1 LOCALIZZAZIONE DELL'AREA	1
3.2 CONDIZIONI GEOLOGICHE LOCALI	2
3.3 CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE LOCALI	2
3.4 CONDIZIONI IDRAULICHE E CRITICITA' LOCALI.....	3
4 METODI PER LA VALUTAZIONE IDROLOGICA - IDRAULICA.....	3
4.1 ANALISI DELLE PRECIPITAZIONI	4
4.2 COEFFICIENTE DI DEFLUSSO	4
4.3 TEMPO DI CORRIVAZIONE	5
4.4 CALCOLO DELLA PORTATA	6
4.5 COEFFICIENTE UDOMETRICO	7
4.6 VOLUME DI INVASO DI PROGETTO	7
4.7 DIMENSIONAMENTO TRINCEA DRENANTE E INVASO.....	7
5 AZIONI PER INVARIANZA IDRAULICA.....	8
5.1 SOLUZIONI	8
6 PRESCRIZIONI IN FASE DI PROGETTAZIONE	9
7 PRESCRIZIONI IN AMBITO COMUNALE.....	10

SCHEDA

1 PREMESSA

Con D.G.R. n. 3637 del 12 dicembre 2002 la Giunta Regionale del Veneto ha disposto che per gli strumenti urbanistici generali, le relative varianti e ogni altro cambiamento d'uso del territorio debba essere redatta una specifica "Valutazione di compatibilità idraulica" sia per valutare le interferenze o modifiche che le nuove previsioni urbanistiche possono causare al regime idraulico esistente, sia per indicare le misure di compensazione da adottare per non aggravare l'esistente livello di rischio idraulico.

Con questa relazione si illustrano i risultati emersi dall'analisi dei dati disponibili per ottenere una "Valutazione di Compatibilità Idraulica" redatta secondo le indicazioni riportate nella D.G.R. 2948/2009 e nell'allegato alla D.G.R.V. n. 1841 del 19 giugno 2007 che sostituisce la D.G.R. n. 3637/2002 e la successiva D.G.R. n. 1322/2006.

In base a tali deliberazioni la presente relazione procede nella valutazione delle attuali condizioni di possibile rischio idraulico e le confronta con le nuove previsioni urbanistiche: al termine dell'analisi ed elaborazione dei dati sarà possibile indicare gli eventuali aggravi del livello di rischio idraulico ed anche i possibili interventi atti a mitigare o non aggravare le condizioni di pericolosità esistenti.

L'area è quella interessata dal Progetto di lottizzazione residenziale nel Comune di Ponzano Veneto (TV). Per una dettagliata descrizione delle opere si rimanda agli Elaborati progettuali.

2 NORMATIVA

Si riporta di seguito una sintesi delle normative attinenti agli argomenti trattati in questo scritto.

- L.R. 3/1976 recante "Comprensori di bonifica idraulica".
- D.C.M. 04.02.1977 All.4 e ss.mm.ii – *Criteri, metodologie e norme tecniche generali di cui all'art. 2, lettere b), d),e), della legge 10 maggio 1976, n. 319.*
- L.R. 93/1983.
- D.G.R. 2705/1983.
- L.R. 42/1984.
- L.R. 61/1985 recante "Norme per l'assetto e l'uso del territorio"
- L.R. del 01/03/1986, n. 9, recepimento regionale della allora legge Galasso.
- D.G.R. 7090 del 23/12/1986 – Piano Territoriale Regionale di Coordinamento (PRTC) - in revisione.
- Legge 18 maggio 1989, n. 183, recante "Norme per il riassetto organizzativo e funzionale della difesa del suolo", successivamente modificata dalle leggi n. 253/90, n. 493/93, n. 61/94 e n. 584/94.
- Legge 3 agosto 1998, n. 267, scaturita dal ripetersi di gravi fenomeni di dissesto idrogeologico che hanno portato alla emanazione del decreto legge 11 giugno 1998, n. 180, convertito in legge.
- D.G.R. 962 del 01/09/1998 recante "Definizione della rete idrografica regionale principale".
- L.R. del 03/08/1998, n. 267, recante "Individuazione e perimetrazione delle aree a rischio idraulico e idrogeologico. Indicazioni per la formazione dei nuovi strumenti urbanistici".
- D.G.R. 3637/2002 conseguente alla L.R. 267/98.
- D.G.R. n. 3637 del 13.12.2002 - *Indirizzi operativi e le linee guida per la verifica della compatibilità idraulica delle previsioni urbanistiche*
- Progetto di Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico dei Bacini Idrografici dei Fiumi Isonzo, Tagliamento, Piave e Brenta-Bacchiglione, predisposto ai sensi dell'art. 1, comma 1, della Legge 267/98, e della Legge 365/2000
- Progetto di Piano per l'Assetto Idrogeologico del bacino idrografico del Fiume Adige (Legge n. 267/98 e Legge n. 365/00) [
- L.R. 11/2003 - Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale
- L.R. 23.04.2004 n. 11 - *Nuova disciplina regionale per il governo del territorio.*
- D.G.R. n. 4453 del 29 dicembre 2004 - *Piano di Tutela delle Acque.*
- D.G.R. 1322/2006 modifica al D.G.R. 3637/2002 alla luce della nuova legge urbanistica 11/2004.
- D. Lgs. n.152 del 11.05.2006 ss.mm.ii. - *Norme in materia ambientale.*
- D.G.R.V. n.1322 del 10.05.2006 L.3 agosto 1998, n.267- Individuazione e perimetrazione delle aree a rischio idraulico e idrogeologico. Nuove indicazioni per la formazione degli strumenti urbanistici.
- All. A D.G.R. n. 1322 del 10 maggio 2006: Valutazione di compatibilità idraulica per la redazione degli strumenti urbanistici
- D.G.R. 1841/2007 modifica al D.G.R. 1322/2006 con aggiornamenti normativi e metodologici.
- D. L. n. 152 del 3 aprile 2006, Norme in materia ambientale
- D.G.R. 2948/2009 Nuove indicazioni per la formazione degli strumenti urbanistici. Modifica delle delibere n. 1322/2006 e n. 1841/2007 in attuazione della sentenza del Consiglio di Stato n. 304 del 3 aprile 2009.

3 INQUADRAMENTO DEL TERRITORIO

3.1 LOCALIZZAZIONE DELL'AREA

L'area d'intervento si trova tra via Ugo Gobatto e Via San Pio X, nel Comune di Volpago del Montello (TV). Identificata al catasto al Foglio nr. 22 ai mappali 351.

Dalla documentazione del P.I. la zona ricade in Z.T.O A/91.

L'area in oggetto ha una superficie di 2394,40 m², suddivisa in aree edificate, a verde, di parcheggio.

3.2 CONDIZIONI GEOLOGICHE LOCALI

Dal punto di vista geologico l'area è dominata, in superficie, da depositi quaternari più o meno sciolti, appartenenti al materasso alluvionale della pianura veneta. Tali sedimenti, nell'alta pianura, sono di natura prevalentemente ghiaiosa, con matrice sabbiosa, e derivano dall'azione di trasporto e deposizione del materiale sotto forma di conii detritici, da parte dei corsi d'acqua in uscita dalle catene montuose.

Nello specifico, l'area interessata dal progetto appartiene al sistema di Conoide di Montebelluna, rappresentato da elementi ghiaiosi e da ciottoli, prevalentemente di natura calcareo-dolomitica, con diametro variabile tra 5 e 10 cm. In genere tali depositi hanno un cappello superficiale di alterazione denominato "ferretto", avente uno spessore variabile da pochi centimetri ad un massimo di 50 cm - Scheda 3 - fig. 1.

Le ghiaie hanno matrice localmente più sabbiosa, anche limosa, e spostandosi verso NE per l'influenza della più recente Conoide di Nervesa, caratterizzata da depositi alluvionali, composti da scheletro ghiaioso, con clasti di diametro compreso tra 2 e 5 cm, in matrice fine sabbioso-limosa e argillosa, che caratterizza la fascia orientale del territorio comunale.

I dati qui sinteticamente illustrati sono dedotti dalle indagini pregresse e da quelle eseguite per la componente geotecnica del progetto.

3.3 - 3.4 CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE LOCALI e CONDIZIONI IDRAULICHE E CRITICITA' LOCALI

Dal punto di vista idrogeologico poiché si assiste alla presenza di uno spesso materasso alluvionale con buona permeabilità, con l'esclusione di alcune eccezioni che vedremo in seguito, e con la falda freatica situata ad una profondità elevata rispetto al piano campagna. La superficie freatica si pone infatti tra i 40 ed i 50 metri al di sotto della superficie topografica, non mancano però situazioni locali come quelle descritte in precedenza, nelle fasce di terreno più prossime alle propaggini collinari. Purtroppo all'interno del territorio comunale e nelle adeguate vicinanze (dal punto di vista geologico) non vi sono pozzi della rete di monitoraggio quantitativa della Regione e quindi non si possono effettuare allo stato attuale valutazioni dinamiche sulle variazioni della geometria della superficie freatica, dai dati disponibili risulta comunque una pendenza media di circa il 6,6 ‰ con una continua diminuzione verso meridione ed una direzione generale NNO-SSE. La presenza di alcuni paleovalvei e dossi alluvionali può modificare localmente le condizioni idrogeologiche di permeabilità superficiale sempre però nell'ambito di terreni ad elevato assorbimento. L'area di pianura risente poi di un modesto rischio di carattere idraulico sia per inondazioni periodiche che per deflusso difficoltoso che interessa una rilevante parte di questo territorio; questi elementi sono stati ricavati dalla cartografia di PTCP che ha raccolto le segnalazioni provenienti dai Consorzi di Bonifica.

I terreni sciolti sono dotati di permeabilità primaria per porosità. Il loro grado di permeabilità (K) può essere interpretato come medio ($K = 10^{-1} \div 10^{-5}$ m/s) nei termini ghiaiosi e sabbiosi.

Secondo i risultati del Piano di Assetto del Territorio comunale, l'area è inserita in una "area idonea" alla edificazione. Si rimanda, comunque, alle NTA del PAT per le azioni di supporto all'edificazione in progetto.

4 METODI PER LA VALUTAZIONE IDROLOGICA – IDRAULICA

In ottemperanza alla normativa in materia viene chiesta una valutazione delle condizioni idrogeologiche ed idrauliche in relazione al progetto di edificazione residenziale al fine di ottemperare al concetto di invarianza idraulica.

E', infatti, da sottolineare che, come indicato dalla DGR n. 1322/2006 e ss.mm.ii. la necessità dell'invarianza idraulica richiede al progettista del cambiamento dell'uso del suolo di provvedere a mitigare o sanare il consumo del suolo ante operam mediante la messa in opera di azioni (es. invaso di laminazione, etc) atte a regolare le piene e quindi a mantenere le condizioni di sicurezza territoriale nel tempo. Questo deve essere supportato da calcoli dei volumi idrici da invasare.

Per le misure compensative e di mitigazione del rischio si riporta quanto stabilito dalla normativa vigente sopra citata con la specifica attenzione alle soglie dimensionali in base alle quali si devono applicare misure diverse in relazione all'effetto atteso dell'intervento.

L'area oggetto d'intervento progettuale ricade, secondo l'Allegato A della DGR 2948/2009, nella classe di Moderta impermeabilizzazione potenziale, cioè superfici comprese fra 0,1 e 1 ettaro per le quali, oltre alle indicazioni valide per area di inferiore estensione, dovranno essere calcolati i volumi di invaso secondo le indicazioni riportate nella norma precedentemente.

4.1 ANALISI DELLE PRECIPITAZIONI

Poiché l'area di progetto ricade nel territorio analizzato dal PAT anche da punto di vista del rischio idraulico mediante lo studio di Valutazione di Compatibilità Idraulica (VCI) e poiché si tratta di un documento comunale approvato/adottato sia da Comune, sia dagli altri enti sovra comunali, compreso il Consorzio di Bonifica competente territorialmente, si acquisiscono e si adottano, qui, le risultanze dei calcoli eseguiti per il PAT relativamente alle curve segnalatrici di possibilità pluviometrica che forniscono la relazione tra l'altezza di precipitazione h e la durata dell'evento di pioggia t per un prefissato tempo di ritorno T_r .

Nell'elaborato della VCI del PAT, viene assunto un tempo di ritorno (T_r) pari a 50 anni, come da normativa, dove per tempo di ritorno T_r s'intende il periodo di tempo in cui un dato evento può essere uguagliato o superato.

Si tralascia, qui, tutta la descrizione dell'analisi e l'elaborazione sulle curve di possibilità pluviometrica doppio esponenziale di Gumbel.

Sulla scorta delle precedenti serie storiche classiche ricavate dal Servizio Idrografico nazionale, il Consorzio di Bonifica Destra Piave ha ricavato una curva di possibilità pluviometrica con tempo di ritorno di 50 anni, come indicato nelle delibere regionali in materia di compatibilità idraulica.

Il Consorzio suggerisce di utilizzare tale curva, di equazione:

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

(con tempo di pioggia in ore e altezza di pioggia in millimetri) per ricavare le grandezze significative ai fini della valutazione della compatibilità idraulica delle modifiche di destinazione d'uso ed espansioni edificatorie previste dal Piano.

Per una esaustiva trattazione del metodo di calcolo si rimanda all'Allegato della Relazione di VCI allegata al PAT. Per estendere la validità dell'equazione di possibilità pluviometrica ad un'area più ampia di quella posta all'intorno della stazione di misura utilizzata, i valori di a ed n sono stati variare leggermente per effetto dell'aumento della superficie scolante. Le relazioni ricavate da Puppini, di seguito riportate, dimostrano anche la nota osservazione secondo la quale l'intensità media ragguagliata di una pioggia si riduce all'aumentare dell'area considerata.

$$a' = a \cdot \left(1 - 0,084 \cdot \left(\frac{S}{100} \right) + 0,007 \cdot \left(\frac{S}{100} \right)^2 \right)$$

$$n' = n + 0,14 \cdot \left(\frac{S}{100} \right)$$

4.2 COEFFICIENTE DI DEFLUSSO

Una volta determinata l'equazione di possibilità pluviometrica e quindi l'altezza della lama d'acqua che si stende sul terreno, resta da determinare quale frazione di essa vada a interessare l'area destinata alla sistemazione agraria e quale, invece vada dispersa in altro modo: per infiltrazione nel suolo, per evapotraspirazione, etc.

A questo punto si introduce il *coefficiente di deflusso* definito come il rapporto tra il volume defluito attraverso una sezione in un certo intervallo di tempo, ed il volume meteorico precipitato nello stesso intervallo.

I valori dei coefficienti di deflusso cui fare riferimento, secondo quanto riportato nell'allegato A al D.G.R. 1322/06 al capitolo "Indicazioni operative" relativi ad una pioggia di durata oraria, sono riportati in Tabella 1.

<i>Tipo di superficie</i>	<i>Coefficiente di deflusso (Φ)</i>
Aree agricole	0,1
Superfici permeabili (aree verdi...)	0,2
Superfici semi-permeabili (grigliati drenanti con sottostante materasso ghiaioso, strade in terra battuta o stabilizzato...)	0,6
Superfici impermeabili (tetti, terrazze, strade, piazzali...)	0,9

Tabella 1: Coefficienti di deflusso consigliato per piogge orarie (DGR 1322/06)

La superficie S attuale è composta da aree S_i caratterizzate da un omogeneo coefficiente di deflusso Φ_i , mentre quella di progetto sarà formata da diversi coefficienti di deflusso Φ_i . Si è calcolato il coefficiente medio ponderale tramite la relazione:

$$\bar{\Phi} = \frac{\sum_i S_i \Phi_i}{S}$$

La zona interessata dal progetto è attualmente adibita ad uso agrario. Pertanto, nella **situazione ante-operam**, il coefficiente di deflusso (Φ) è pari a **0,1**.

Nello **scenario di progetto**, invece, considerando le destinazioni d'uso di progetto ed assegnando il corrispettivo coefficiente di deflusso come da DGR 1841/2007; il coefficiente di deflusso medio pesato (Φ) per l'intera area risulta pari a **0,52**, come da tabella sottostante:

Superfici	mq	coeff.defluss	S x coeff.
Sup.intervento	2394,4		
Sup.coperta (Coperture 0,35% dei lotti)	838,04	0,9	754,236
Sup.pavimentata 20% sup.intervento	239,44	0,9	215,496
Sup.semipermeabile	0	0,6	0
	1316,9		
Sup.verde	2	0,2	263,384
Sup.agricola	0	0,1	0
	1077,4		1233,11
Sup.impermeabile	8		6
Sup intervento ragguagliata	969,73	> 500 mq	
		0,52	
Coefficiente di deflusso		0,52	

$$\theta_{medio} = \frac{S_{agricola} * 0.1 + S_{verde} * 0.2 + S_{semi} * 0.6 + S_{imp} * 0.9}{S_{int}}$$

4.3 TEMPO DI CORRIVAZIONE

L'area di intervento è inserita in un contesto di pianura pianeggiante. Dopo tale osservazione diventa poco realistico utilizzare la formula classica per superfici di versante, cioè la formula di Giandotti, anche perché, comunque, l'area è molto piccola se confrontata con le superfici per le quali la formula ha valore.

È noto che una pioggia intensa, utile per i calcoli di un sistema di accumulo/smaltimento, ha una durata pari al *tempo di corrivazione* (t_c) della superficie in esame. Infatti, t_c è il tempo necessario affinché le acque di deflusso superficiale provenienti da tutta l'area considerata raggiungano la sezione di chiusura dell'area stessa, originando quindi la portata di massima piena definita all'interno della stessa.

Nello specifico, per ambienti urbani e mutuando le norme del PRRA della Regione Lombardia, si considera che il t_c sia uguale alla somma del tempo medio di residenza fuori rete (t_0) delle particelle d'acqua piovuta con quello della rete (t_r) seguendo il percorso più lungo secondo l'equazione:

$$t_c = t_r + t_0$$

Per il calcolo di t_0 , si usa la formula proposta da Boyd M. J. nel 1978, *A storage-routing model relating drainage basin hydrology and geomorphology*, *Water Resources Research*, 14 (5), 921-928.

$$t_0 = t_c = k \times S^\delta$$

$$t_r = \frac{\sqrt{1.5 \times S}}{v}$$

dove:

- $k = 2.51$
- S è la superficie del bacino (S) espressa in km^2 , assunta pari a 0,009098 Km^2 (9098,00 m^2)
- $\delta = 0.38$
- v = velocità media nella rete assunta pari a 1 m/s in bacini pianeggianti

risulta che il tempo di corrivazione t_c è di **0,675** ore, come mostrato nella tabella sottostante

SUP. TRASFORMATA MQ	SUP. TRASFORMATA KM2	t0 (h)	t0 (m)	tr (h)	tr (m)	tc (h)	tc (m)	tc (g)
2394,4	0,0023944	0,25337	15,2026	0,05993	3,59579	0,31330	18,7984	0,01305

$$h_t = \frac{31,5 t}{(11,3 + t)^{0,797}}$$

dove

h_t [mm] rappresenta l'altezza di pioggia prevista al suolo

t [minuti] rappresenta la durata dell'evento

Per il tempo t_c calcolato, l'altezza della lama d'acqua (**h**), con $T_r = 50$ anni, risulta pari a **36,14 mm**.

4.4 CALCOLO DELLA PORTATA

Esistono diversi metodi per il calcolo delle portate massime. Qui, si utilizza il metodo cinematico proposto da Turazza nel 1880, meglio noto nella letteratura anglosassone come "*metodo razionale*". È un metodo largamente usato per il calcolo della portata conseguente ad una assegnata precipitazione.

Se in un bacino di superficie S cade, per una pioggia di durata t_p , una precipitazione di altezza h , solo una frazione Φ del volume meteorico $S \cdot h$ risulta efficace agli effetti del deflusso dato che la frazione $1 - \Phi$ si perde per evapotraspirazione, infiltrazione nel terreno, etc..

La portata media efficace \bar{Q} è data dalla seguente espressione:

$$\bar{Q} = \frac{\Phi S h}{(t_p + t_c)}$$

in cui t_p è il tempo di pioggia, mentre t_c è il tempo di corrivazione.

Dallo studio degli idrogrammi di piena (vedasi le numerose pubblicazioni esistenti) risulta che, secondo il modello assunto, la portata massima si ha quando il tempo di pioggia è uguale al tempo di corrivazione. In questo caso, infatti, tutto il bacino contribuisce all'apporto alla sezione di chiusura.

L'espressione per il calcolo della portata media efficace allora assume la forma:

$$Q_{\max} = \frac{\Phi S h}{(t_c)}$$

Volendo esprimere la superficie S in hm^2 , l'altezza di precipitazione h in mm , il tempo di corrivazione t_c in giorni, la portata massima Q_{\max} in m^3/s è data dalla seguente relazione:

$$Q_{\max} = \Phi \frac{10^4 S \cdot 10^{-3} h}{86400 \cdot t_c}$$

da cui, svolgendo i calcoli:

$$Q_{\max} = 0,1157 \cdot 10^{-3} \Phi \frac{S h}{t_c} (\text{m}^3/\text{s})$$

Pertanto, tenendo conto dei valori e delle unità di misura sopra elencate la portata massima (Q_{\max}) attesa alla chiusura, per T_r e t_c sopra fissati, risulta:

*Risulta una portata massima (Q_{\max}) pari a **39,51 L/s** per l'area trasformata.*

4.5 COEFFICIENTE UDOMETRICO

Il contributo specifico di piena pari al rapporto tra la portata massima e la superficie considerata è detto *coefficiente udometrico* (u), la sua espressione discende dalla:

$$u = 0,1157 \cdot \Phi \frac{h}{t_c} \quad (\text{L/s hm}^2)$$

L'ordine di grandezza di u dipende dall'estensione del bacino, i valori minori corrispondono alle estensioni maggiori. Si fissa la portata che è possibile scaricare negli scoli consortili pari ad un coefficiente udometrico di 5 L/s hm^2 .

*Risulta un coefficiente "u" pari a **65,026 L/s ha**, per l'area trasformata.*

I valori sino a qui determinati sono sicuramente a favore di sicurezza, nel senso che si è sempre tenuto conto delle "variabili" peggiorative, ma non si è invece considerato il contributo riduttivo dei valori di massima portata dovuti all'evapotraspirazione nelle aree a verde e all'invaso superficiale che corrisponde al velo d'acqua che si deposita sulla superficie, negli avvallamenti e nelle caditoie e può assumere valori di $40 \div 50 \text{ m}^3/\text{hm}^2$.

4.6 VOLUME DI INVASO DI PROGETTO

Secondo il principio dell'invarianza idraulica la massima portata da smaltire non può superare quella che attualmente è scaricata dalle aree in studio.

Lo scarico delle acque meteoriche può essere controllato da un manufatto adeguatamente dimensionato al fine di garantire che la portata in uscita non superi quella attuale.

Il calcolo del volume compensativo di invaso deve essere fatto ricercando la durata di precipitazione che massimizza la differenza tra volume attuale ed il volume che verrà scaricato in seguito all'attuazione del nuovo intervento di urbanizzazione.

Nello specifico, si è determinato il massimo deflusso atteso e il volume compensativo di invaso da prevedere per garantire l'invarianza idraulica.

Il calcolo è stato sviluppato per una precipitazione con tempo di ritorno $T_r = 50$ anni.

La quantità idrica in ingresso è stata calcolata con la formula del Metodo Razionale, come visto sopra, moltiplicata per il tempo ed ottenendo così il volume in ingresso cercato.

Il volume uscente, invece, è di norma dato dall'aliquota dovuta allo scarico nei corpi idrici superficiali, e dall'aliquota dovuta alla filtrazione nel terreno del fondo dell'invaso.

Gli enti preposti al governo del territorio prescrivono che la portata diretta ai corpi idrici superficiali (Q_{scarico}) non sia mai superiore ai 5 L/s hm^2 : valore rappresentativo di un'area antropizzata a bassa percentuale di impermeabilizzazione. Questo valore, moltiplicato per la superficie oggetto di variazione di permeabilità e per il tempo, fornisce il volume in uscita dallo scarico superficiale.

Conservativamente, nel calcolo del volume d'invaso, l'aliquota di infiltrazione nel terreno non è stata considerata, nella tipologia delle piogge intense. Parimenti non si sono considerate le aliquote perse per evapotraspirazione.

Il Piano, in piena sintonia con le prescrizioni provenienti da leggi di ordine superiore, prescrive che ogni intervento di trasformazione idraulica, come minimo, non vada ad aggravare la situazione preesistente.

Poiché ogni intervento di trasformazione del suolo va a modificare la capacità dell'area di invasare (cioè drenare) acqua, devono essere, eventualmente, previsti dei bacini o dei sistemi idraulici tali da compensare l'acqua non più trattenuta in modo naturale.

La formula prevede la laminazione con andamento lineare.

Deve essere calcolata la "durata di precipitazione critica", ovvero la durata di precipitazione (in genere $>$ del tempo di corrivazione, che massimizza la differenza tra il volume di invaso prima della trasformazione, e quello dopo la trasformazione).

In altre parole, variando il tempo di durata della pioggia, bisognerebbe calcolare i diversi invasi (prima e dopo la trasformazione) e prendere quello più grande di tutti.

Questa operazione viene fatta con l'ausilio dell'analisi differenziale, ovvero scrivendo una funzione che contempli i due diversi invasi e ne faccia la differenza, e che dipenda dal tempo di pioggia. Poi si calcola la derivata e la si pone $= 0$ calcolandone i massimi.

La formula che segue consente di determinare il tempo di pioggia critico, considerando una portata di laminazione lineare.

Si riprendono i valori riportati in precedenza (che sono costanti a parte la superficie oggetto di trasformazione)

Valori di riferimento

a	53,69		
n	0,341		
$\emptyset 1$	0,10	Coefficiente di deflusso prima della trasformazione	
$\emptyset 2$	0,52	Coefficiente di deflusso area trasformata	
Area	2394,4		0,23944
tc	18,80		

$$a' = a \cdot \left(1 - 0,084 \cdot \left(\frac{S}{100} \right) + 0,007 \cdot \left(\frac{S}{100} \right)^2 \right)$$

$$n' = n + 0,14 \cdot \left(\frac{S}{100} \right)$$

I coefficienti a ed n sono stati ricalcolati con le espressioni di Puppini citate per estendere la validità dell'equazione di possibilità pluviometrica ad un'area più ampia di quella prossima alla stazione di misura usata. Le espressioni di Puppini dimostrano anche la osservazione che l'intensità media ragguagliata di una pioggia si riduce all'aumentare dell'area considerata.

Sono definiti:

- QM1 = Portata dell'area prima della trasformazione (in L/s)
 QM2 = Portata dell'area dopo la trasformazione (in L/s)
 tc = Tempo di corrivazione dell'area dopo la trasformazione (in minuti)
 Ø1 = Coefficiente di deflusso prima della trasformazione
 Ø2 = Coefficiente di deflusso dopo la trasformazione

$$\text{Calcolo di QM1} = \frac{a \times \left(\frac{tc}{60} \right)^{\frac{4n}{3}} - 1}{\frac{1000}{3600}} \times \Phi_1 \times A \times 1000$$

$$\text{Calcolo di QM2} = \frac{a \times \left(\frac{tc}{60} \right)^{\frac{4n}{3}} - 1}{\frac{1000}{3600}} \times \Phi_2 \times A \times 1000$$

QM1 = Portata dell'area prima della trasformazione (in L/s)

QM1 = Portata dell'area prima della trasformazione (in L/s)

con tc in minuti

	18,80	
QM1	6,72	L/s
QM2	34,63	L/s

Durata di pioggia critica

tc in minuti	18,7985
QM1/QM2	0,1940
Tr/tc	4,567
da cui	
Tr	85,849 min

$$\frac{Tr}{tc} = \frac{\left(\frac{Q_{M1}}{Q_{M2}} \right)^{\left(\frac{-1}{0.7133} \right)}}{0.5733^{\left(\frac{-1}{0.7133} \right)}}$$

La formula deriva dall'interpolazione con una funzione a potenza del grafico per determinare la pioggia critica con invaso di detenzione regolato da una portata in uscita ad andamento lineare.

Da qui si calcola il Volume Critico di Invaso (espresso in metri cubi), cioè il volume di invaso che deve essere reperito in caso di trasformazione del suolo dell'area. La espressione usata è:

$$V_{cr} = \left(\frac{Q_{M2} \times tc \times 60}{1000} \right) \times \left[\left(\frac{Tr}{tc} \right)^{3.4} - \left(0.5 \times \frac{Q_{M1}}{Q_{M2}} \right) \times \left(\frac{Tr}{tc} + 1 \right) \right]$$

Vcr	56,875 mc	Volume da invasare mediante collettori o altri metodi
Vspec	237,53 mc/ha	Volume specifico di invaso (volume di invaso per ettaro)

Si fa notare, al termine della trattazione, che il metodo utilizzato, è indicato come "Stabilizzazione Idraulica Base". Esistono poi altri metodi definiti di "Stabilizzazione Idraulica Deduttiva" e anche quella "Induttiva".

Al fine di semplificare il calcolo si ritiene opportuno utilizzare sempre il metodo base con l'applicazione del tempo di corrivazione variabile.

*Dai calcoli eseguiti emerge che il volume idrico (**V_{cr}**) da mitigare per l'area interessata dalla lottizzazione (15927,95m²) risulta essere di **56,875 m³**, cui corrisponde un volume specifico (**V_{sp}**) di **237,53 m³/ha**.*

4.7 DIMENSIONAMENTO POZZI PERDENTI

Trovato il volume da mitigare si procede al dimensionamento dei pozzi drenanti data l'impossibilità di scaricare in un corpo ricettore nei pressi dell'area di intervento.

$$Q_{inf_pozzo} = 1'000 * C * K * r_0 * H$$

$$C = \frac{2.364 * \frac{H}{r_0}}{\log\left(\frac{2H}{r_0}\right)}$$

Essendo:

Q_{inf_pozzo}	[l/s]	la portata infiltrabile con un singolo pozzo
C	[-]	coefficiente adimensionale
K	[m/s]	la permeabilità del terreno
r_0	[m]	il raggio interno netto del pozzo
H	[m]	l'altezza utile del pozzo

Calcolo della portata infiltrabile

Pozzo drenante (Anelli perdenti)

Pozzetti drenanti lotti

H (m)	3
r0 (m)	1
C	9,113909406
K (m/s)	0,001
Cr	2,5

Portata infiltrabile (l/s)

Qinf_pozzo	10,94
	0,00
Vol Invaso	9,424777961

Si procede quindi con il metodo dell'invaso al dimensionamento dello stesso, tenuto conto della capacità di infiltrazione dei pozzi drenanti e trincea sotto strada come appena definiti.

La realizzazione di volumi di invasore di mitigazione idraulica si rende necessaria qualora la Superficie che a seguito dell'intervento subisce una variazione di permeabilità - Simp - sia superiore ai 500 mq.

L'evento meteorico più gravoso non necessariamente è quello che fa affluire la massima portata alla rete. Infatti il problema va più correttamente affrontato in termini di volume da invasare, definito come la differenza tra il volume in arrivo alla rete e quello scaricabili dalla rete stessa per un dato evento meteorico.

La legge che sta alla base di questo ragionamento, sostanzialmente, è la regola di riempimento dei serbatoi:

$$\frac{\partial V}{\partial t} = Q_{IN} - Q_{OUT}$$

Ovvero, fissata una sezione appena a monte dello scarico al ricettore:

$$V_{inv} = \max [V_{in} - V_{out}] = \max [S_{int} * \varphi * h_t - S_{int} * u * t - Q_{inf} * t]$$

Con:

S_{int} = Area intervento

φ = coefficiente di deflusso medio

h_t = altezza di pioggia al momento t

u = coefficiente udometrico

Q_{inf} = portata dispersa tramite pozzi o trincee drenanti

Per la determinazione del V_{OUT} va considerato solamente quello scaricabile nel terreno per infiltrazione data la mancanza di corpi ricettori adatti allo scopo (si fa riferimento alla curva di possibilità climatica con Tr pari a 200 anni).

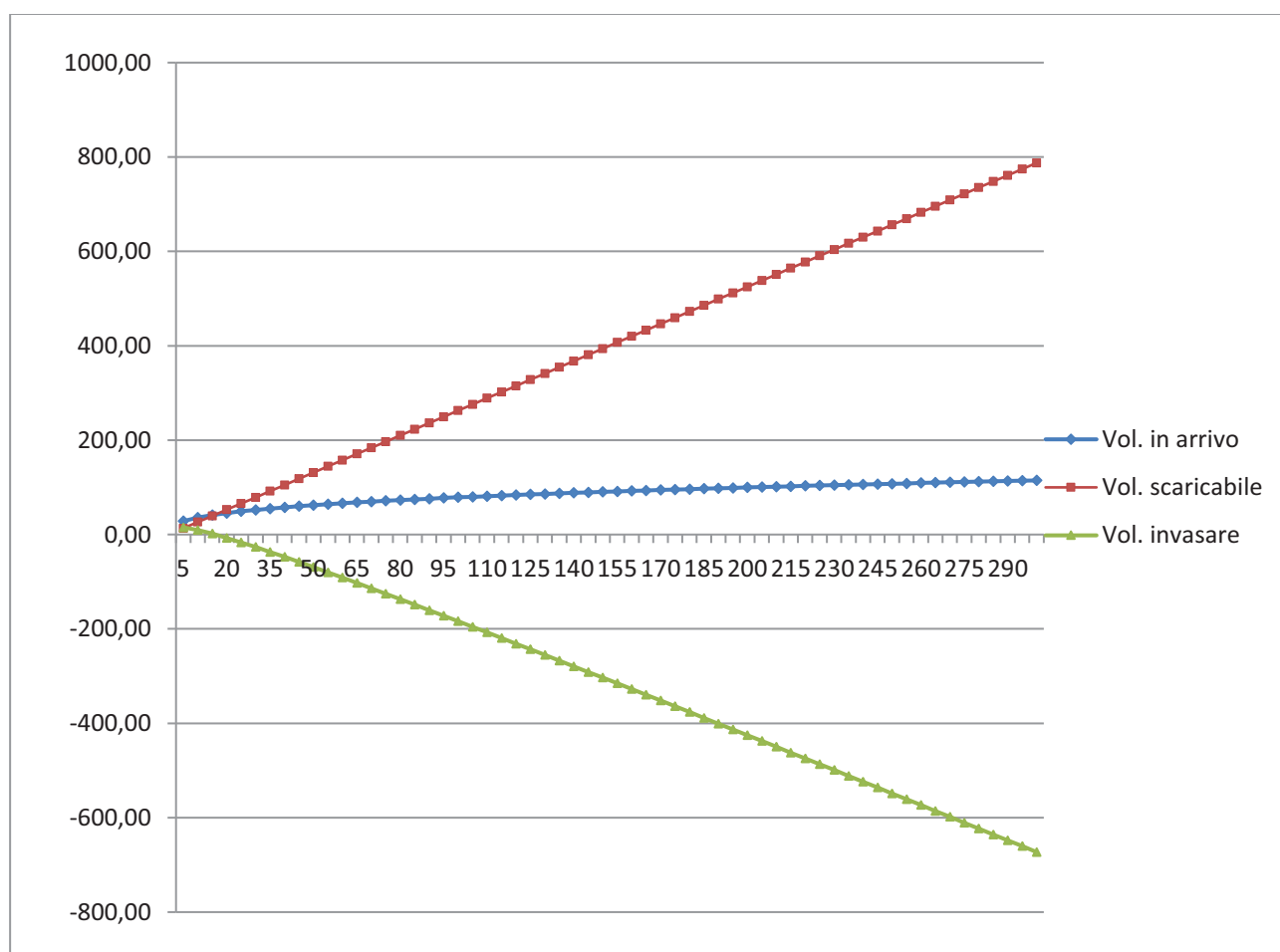
$$V_{out} = Q_{out} * T_{pioggia}$$

con

$$Q_{out} = Q_{inf_trincea}$$

Sup.intervento		2394,4 mq
Coeff. Deflusso		0,52
Altezza pioggia prevista al suolo		20,38 mm
Coefficiente udometrico max.		5 l/s*ha
Durata evento di pioggia [1 min a 24 ore]		5,0000 min
Portata infiltrabile attraverso pozzi	Nr. 4	43,75 l/s
V in		
		25,13 mc
V out (non presente corpo recettore)		
		0 mc
V out 2		
		43,75 mc
Invaso necessario		
		18,62 mc
Invaso presente		
		37,68 mc

Si riporta infine il grafico relativo all'andamento nel tempo dei volumi di invasore:



E relativa tabella dei valori:

Tabella Volumi in relazione al tempo

Min	Pioggia prev.	Vol. in arrivo	Vol. scaricabile	Vol. invasare
5	23,01	28,37	13,12	15,25
10	29,14	35,94	26,25	9,69
15	33,47	41,27	39,37	1,89
20	36,91	45,52	52,50	-6,98
25	39,83	49,12	65,62	-16,50
30	42,39	52,27	78,74	-26,47
35	44,68	55,09	91,87	-36,78
40	46,76	57,66	104,99	-47,34
45	48,67	60,02	118,12	-58,10
50	50,45	62,22	131,24	-69,03
55	52,12	64,27	144,36	-80,09
60	53,69	66,21	157,49	-91,28
65	55,18	68,04	170,61	-102,57
70	56,59	69,78	183,74	-113,96
75	57,93	71,44	196,86	-125,42
80	59,22	73,03	209,98	-136,95
85	60,46	74,56	223,11	-148,55
90	61,65	76,02	236,23	-160,21
95	62,80	77,44	249,36	-171,92
100	63,91	78,80	262,48	-183,68
105	64,98	80,13	275,60	-195,48
110	66,02	81,41	288,73	-207,32
115	67,03	82,65	301,85	-219,20
120	68,01	83,86	314,98	-231,12
125	68,96	85,03	328,10	-243,07
130	69,89	86,18	341,22	-255,05
135	70,79	87,30	354,35	-267,05
140	71,68	88,38	367,47	-279,09
145	72,54	89,45	380,60	-291,15
150	73,38	90,49	393,72	-303,23

5 AZIONI PER INVARIANZA IDRAULICA

Con i metodi ed i calcoli illustrati nei paragrafi precedenti si è ottenuto il volume da mitigare derivante dal cambiamento d'uso del suolo dell'area pertinente al progetto di lottizzazione residenziale nel comune di Ponzano Veneto.

È chiaro che le acque provenienti dalle nuove aree urbanizzate non saranno convogliate verso un corpo idrico ricettore (deflusso immediato), ma verranno infiltrate attraverso un sistema di pozzi drenanti capaci nella loro disposizione di fungere anche da sistema di invaso.

In riferimento a quanto scritto nell'allegato A alla Dgr n. 2948 del 06 ottobre 2009: ***" Qualora le condizioni del suolo lo consentano e nel caso in cui non sia prevista una canalizzazione e/o scarico delle acque verso un corpo recettore, ma i deflussi vengano dispersi sul terreno, non è necessario prevedere dispositivi di invarianza idraulica in quanto si può supporre ragionevolmente che la laminazione delle portate in eccesso avvenga direttamente sul terreno."***

L'invarianza idraulica viene quindi garantita dalla dispersione delle acque meteoriche per infiltrazione sul terreno dato che presenta permeabilità pari a $1,5 \cdot 10^{-3}$ m/s considerata una buona permeabilità.

5.1 SOLUZIONI

La soluzione che si propone è la realizzazione di una batteria di pozzi drenanti capace di smaltire le portate in arrivo secondo quanto prima calcolato, da realizzarsi all'interno dei lotti per la parte relativa allo smaltimento delle portate derivate dalle coperture dei nuovi edifici.

Un ulteriore aiuto viene dato dalla installazione di numero 4 pozzi drenanti all'interno della proprietà dei lotti, con dimensioni diam. 2 mt e altezza 3mt, che hanno capacità di infiltrazione pari a **9,42 l/s** per pozzo drenante; con un totale pari a **43,75 l/s**.

Le acque provenienti dalle coperture degli edifici e dalle superfici impermeabilizzate saranno quindi smaltite dalla batteria di pozzetti drenanti in proprietà.

Il volume dei pozzi drenanti assieme alla rete di tubazioni principali assolve anche alla funzione di invaso interrato con capacità di stoccaggio totale pari a **37,68 m3** che risulta maggiore del volume di invaso necessario con evento pioggia a 5min (che risulta l'invaso più gravoso).

La soluzione a pozzi drenanti ha una capacità d'infiltrazione molto alta, anche grazie alla buona permeabilità del terreno, non risulta quindi necessario la realizzazione di un invaso superficiale o sotto altra forma.

Si può evincere quindi che la portata massima sarà in ogni caso smaltita direttamente mediante infiltrazione e per tanto non si ritiene necessaria una soluzione di un invaso a cielo aperto anche per scelta architettonica e di disegno urbano.

Come prescritto dal consorzio di bonifica Piave si procede alla determinazione del numero di pozzi drenanti che risulta pari ad un pozzo di dimensioni diametro 2,00 mt per un'altezza di 3,00 mt ogni 500m² di superficie impermeabilizzata.

Risulta una superficie impermeabile di 1077,48 m2 che diviso i 500 determina il numero di pozzi da installare che risulta pari a 2,15 pozzi.

Si prevedono 4 pozzi in favore della sicurezza.

6 PRESCRIZIONI IN FASE DI PROGETTAZIONE

In base a quanto sopra riportato, sarà nella fase di costruzione esecutiva che si dovranno attuare gli interventi per ottenere l'effetto di infiltrazione.

Oltre alla scelta della soluzione indicata nel paragrafo precedente, si consiglia anche:

- Realizzare reti di raccolta differenziate per le acque nere e quelle bianche in modo che le acque nere vadano al depuratore e solo quelle bianche vengano indirizzate ai corpi ricettori.
- Prevedere la realizzazione di dissabbiatori per il trattamento delle acque di prima pioggia di dilavamento delle strade e dei parcheggi, per salvaguardare l'efficienza di smaltimento delle opere ad infiltrazione.
- Nella fase della progettazione esecutiva si deve adottare una distribuzione delle diverse tipologie di "strutture" per livelli altimetrici (tenendo sempre conto delle indicazioni delle NTO del Piano Interventi): le abitazioni saranno poste almeno a +40 cm rispetto al piano stradale, questo almeno a +10 cm rispetto ai parcheggi, e questi almeno a +10 cm rispetto ai giardini. In questo modo si vengono a creare zone di invaso che potranno essere anche soggette ad allagamento (giardini e parcheggi), che in caso di precipitazioni critiche andranno comunque a salvaguardare gli edifici sia civili che industriali.

Tenendo conto di queste indicazioni si riesce ad incrementare anche il tempo di corrivazione.

7 PRESCRIZIONI IN AMBITO COMUNALE

Una parte degli interventi necessari per incrementare l'effetto di laminazione sopra descritto è riferita alla manutenzione della rete idraulica esistente sul territorio:

- Mantenere le caditoie stradali in condizioni di efficienza provvedendo alla loro periodica pulizia. Le caditoie infatti, oltre che allontanare l'acqua dalle strade, funzionano anche come tanti piccoli invasi temporanei.

I bacini di raccolta temporanea dimensionati in base ai volumi in eccesso che non è stato possibile "invasare" precedentemente, devono essere tenuti sempre in perfetta efficienza da parte dei concessionari del servizio.

Povegliano, il 29/05/2020
Il progettista.