

COMUNE DI VERONA

ACCORDO PUBBLICO-PRIVATO

Stip. il 18.04.2013-Rep.n.13914

Integraz. stip. il 21.10.2013 - Rep. n. 14370

COMUNE DI VERONA

DITTA SPERONI-SANNAZZARO

**Attuazione Ambito di Intervento PUA definito dalla Scheda
Norma 114 - ATO 3**

PIANO URBANISTICO ATTUATIVO

NUOVI DISEGNI

Rif. nota del Comune di Verona, Prot. 206016/12.07.2016

VALUTAZIONE DI COMPATIBILITA' IDRAULICA

PROPRIETA': f.to Speroni Daniela
f.to Speroni Fabrizia
f.to Sannazzaro Giannina

PROGETTAZIONE.: Arch. Renzo Andreoli
Ing. Sara Pozzerle

DATA: 29.09.2016

TAV. 6.2

COMUNE DI VERONA
PROVINCIA DI VERONA

ACCORDO PUBBLICO-PRIVATO
Stip. il 18.04.2013-Rep.n.13914
Integraz. stip. il 21.10.2013 - Rep. n. 14370
COMUNE DI VERONA
DITTA SPERONI-SANNAZZARO

Attuazione Ambito di Intervento PUA definito dalla Scheda Norma 114 - ATO 3

PIANO URBANISTICO ATTUATIVO

NUOVI DISEGNI

Rif. Nota del Comune di Verona, Prot. 206016/12.07.2016

VALUTAZIONE DI COMPATIBILITA' IDRAULICA



Sara Pozzerle
ingegnere

The image shows a handwritten signature in blue ink over a circular blue stamp. The stamp contains the text 'ORDINE INGEGNERI VERONA E PROVINCIA' around the top and 'Dott. Ing. SARA POZZERLE' around the bottom. The signature is written over the stamp.

Verona, settembre 2016

INDICE

1	PREMESSA	3
2	SINTESI DELLE CARATTERISTICHE DEI LUOGHI.....	4
2.1	PROVE DI PERMEABILITA'	6
3	ANALISI IDROLOGICA	8
3.1	GENERALITA'	8
3.2	CURVE DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA	9
4	ANALISI IDRAULICA	11
4.1	STIMA DELL'IDROGRAMMA DI PIENA	11
4.2	STIMA DEI VOLUMI SPECIFICI DI INVASO	13
4.3	VERIFICA VOLUMI CON IL METODO DELL'INVASO	14
4.4	VERIFICA VOLUMI CON IL METODO CINEMATICO	16
5	DIMENSIONAMENTO MISURE COMPENSATIVE.....	18
5.1	PREMESSA	18
5.2	CALCOLO IDROGRAMMI DI PIENA	18
5.3	CALCOLO VOLUMI DI LAMINAZIONE CON IL METODO RAZIONALE	21
5.4	VERIFICA VOLUMI CON IL METODO DELL'INVASO	23
5.5	VERIFICA VOLUMI CON IL METODO CINEMATICO	24
6	CONCLUSIONI	27

ELENCO ALLEGATI

1.	TOPOGRAFIA	scala 1:25.000
2.	CARTA TECNICA REGIONALE	scala 1:5.000
3.	PLANIMETRIA CATASTALE	scala 1:2.000
4.	CARTA IDROGEOLOGICA	scala 1:30.000
5.	PLANIMETRIA DI PROGETTO	scala 1:500
6.	DATI PLUVIOMETRICI	
7.	UBICAZIONE MISURE COMPENSATIVE	scala 1:500

1 PREMESSA

Per incarico delle Sig.re Speroni Daniela, Speroni Fabrizia e Sannazzaro Giannina sono state eseguite indagini idrauliche ed idrogeologiche sui terreni interessati dal Piano Urbanistico Attuativo Scheda Norma 114, in Comune di Verona -si vedano **allegati 1 «Topografia scala 1:25.000» e 2 «Carta Tecnica Regionale scala 1:5.000»** -.

Il piano in esame interessa un'area di circa 2.250 m², dei quali 160 m² sono di proprietà comunale e circa 720 m² già attualmente occupati da edifici esistenti e loro pertinenze.



Ubicazione del PUA in esame su foto aerea

Catastralmente l'ambito di intervento interesserà i terreni censiti al Foglio 201, mappale 132 - si veda **allegato 3 «Planimetria catastale scala 1:2.000»** -.

Attualmente l'area è in parte incolta e in parte destinata all'area di pertinenza dell'edificio esistente che verrà inserito nel P.U.A.

La presente relazione ottempera a quanto definito, nella scheda norma n°114, nelle NTA del P.I. del Comune di Verona, nonché alle prescrizioni evidenziate dalla stessa Valutazione di Compatibilità Idraulica.

2 SINTESI DELLE CARATTERISTICHE DEI LUOGHI

L'area interessata dal PUA, da un punto di vista geologico e geomorfologico appartiene all'alta pianura veronese, costituita da conoidi fluvioglaciali e fluviali sovrapposte e terrazzate, depositate dal Fiume Adige, nei periodi interglaciali e postglaciali; essa si presenta pianeggiante con lieve pendenza verso Sud ed è posta ad una quota di circa 80 metri s.l.m.

Ad Est, a circa 300 metri dal sito in esame, parallelamente al rilevato ferroviario, il piano campagna è interrotto da un salto morfologico che costituisce la scarpata di terrazzo che separa il conoide alluvionale dal sottostante piano di divagazione dell'Adige, posto a quote medie di circa 65 metri s.l.m. Il confine tra le due unità geomorfologiche presenta andamento sinuoso, rappresentando antichi percorsi meandriformi del fiume Adige, in successive fasi erosive dei sedimenti alluvionali dallo stesso depositati.

Il sottosuolo è costituito prevalentemente da materiali a granulometria grossolana - ghiaie e sabbie con ciottoli e, talora, blocchi -, con locali intercalazioni conglomeratiche, per uno spessore accertato superiore ai 150 metri. I singoli clasti provengono dall'erosione dei rilievi posti lungo il bacino dell'Adige e sono rappresentati da calcari, porfidi, gneiss e quarziti. Tali litotipi si presentano superiormente alterati per uno spessore di circa 50÷100 cm in paleosuolo a granulometria argillo-sabbiosa di colore rossastro o bruno-rossastro, databile all'interglaciale Riss-Würm.

Il corso d'acqua di maggiore entità è il fiume Adige, che scorre circa 1.0 km a Nord dell'area di intervento.

L'area non è stata interessata da esondazioni o allagamenti e non è a rischio idraulico.

Anche per il "Piano Stralcio per la Tutela dal Rischio Idrogeologico del bacino idrografico del Fiume Adige - Regione Veneto" e s.m.i. questa porzione del territorio comunale non è considerata a pericolosità o a rischio idraulico.

La consultazione della bozza delle mappe di allagabilità e rischio del Piano di Gestione delle Alluvioni del Distretto Idrografico delle Alpi Orientali, in recepimento alla Direttiva 2007/60 (D. Lgs. n°49/2010) confermano la non esondabilità dell'area dell'intervento, anche per eventi meteorici con tempo di ritorno di 300 anni.

Le condizioni idrogeologiche sono legate alla permeabilità dei litotipi presenti nel sottosuolo, all'assetto stratigrafico ed alla morfologia locale; questi fattori determinano ovviamente anche i caratteri della rete idrografica superficiale ed il deflusso delle acque meteoriche.

Per quel che concerne le caratteristiche idrogeologiche, poiché il sottosuolo è costituito almeno per i primi 100 metri, da depositi sciolti a granulometria prevalentemente grossolana, ci si trova in presenza dell'*acquifero freatico indifferenziato* degli Autori. Locali e modeste falde sospese possono essere sostenute, in profondità, da livelli conglomeratici, che comunque hanno estensione molto limitata.

I fattori di ricarica principali sono stati individuati nelle dispersioni della falda di subalveo della grande vallata montana dell'Adige, nelle infiltrazioni degli afflussi meteorici diretti, nelle dispersioni delle falde di subalveo delle valli lessinee e dei rilievi morenici e nelle infiltrazioni di acque irrigue.

Nell'Alta Pianura Veronese, data l'assenza di orizzonti impermeabili continui che si interpongano nelle alluvioni grossolane permeabili, detta falda presenta carattere freatico - acquifero indifferenziato degli Autori.

Il regime della falda è caratterizzato da un'unica fase di piena (tarda estate, inizio autunno) e da un'unica fase di magra (primavera); la direzione di deflusso generale avviene da N.N.O. verso S.S.E. e la profondità media della superficie freatica varia da valori massimi di 40÷50 metri, al limite settentrionale (territorio di Bussolengo e Pescantina) fino a raggiungere i valori minimi di 1÷2 metri al limite meridionale, dove le acque vengono a giorno nei punti più depressi della fascia detta delle "risorgive".

Le oscillazioni freatiche variano da valori massimi di oltre 10 metri al limite settentrionale, fino a valori minimi inferiori ad 1 metro lungo la fascia delle risorgive.

Più in particolare, per quanto riguarda la zona di interesse del presente studio, il livello statico misurato nel periodo di piena (fine agosto - inizio settembre 1986) secondo i rilievi riportati nella carta citata più oltre nell'area in studio risulta ad una quota di circa 52 metri s.l.m., cioè a circa 28 metri dal piano campagna. La direzione di deflusso sotterraneo è circa da N.N.O. verso S.S.E. ed il gradiente locale è pari a circa lo 0,3 ‰ - si veda l'**allegato 4 «Carta idrogeologica alla scala 1:30.000»**, tratto da A. Dal Prà e P. De Rossi "Carta idrogeologica dell'alta pianura dell'Adige" (1989); l'escursione media annua è pari a qualche metro.

2.1 PROVE DI PERMEABILITA'

Per valutare la capacità d'infiltrazione del terreno dell'area in esame, in data 13.11.2014 ad una profondità di circa 2.5 metri in corrispondenza delle alluvioni ghiaio sabbiose naturali è stata condotta una prove di permeabilità con metodo dell'infiltrometro.

L'infiltrometro ad anello singolo, realizzato in opera, è costituito da una tubazione in pvc del diametro di 20 cm e con altezza di 2,0 metri, con infissione nel terreno di circa 10 cm.

La prova effettuata è a carico variabile e la permeabilità viene ricavata dalla formula (US Navy Bureau, 1972) di seguito riportata:

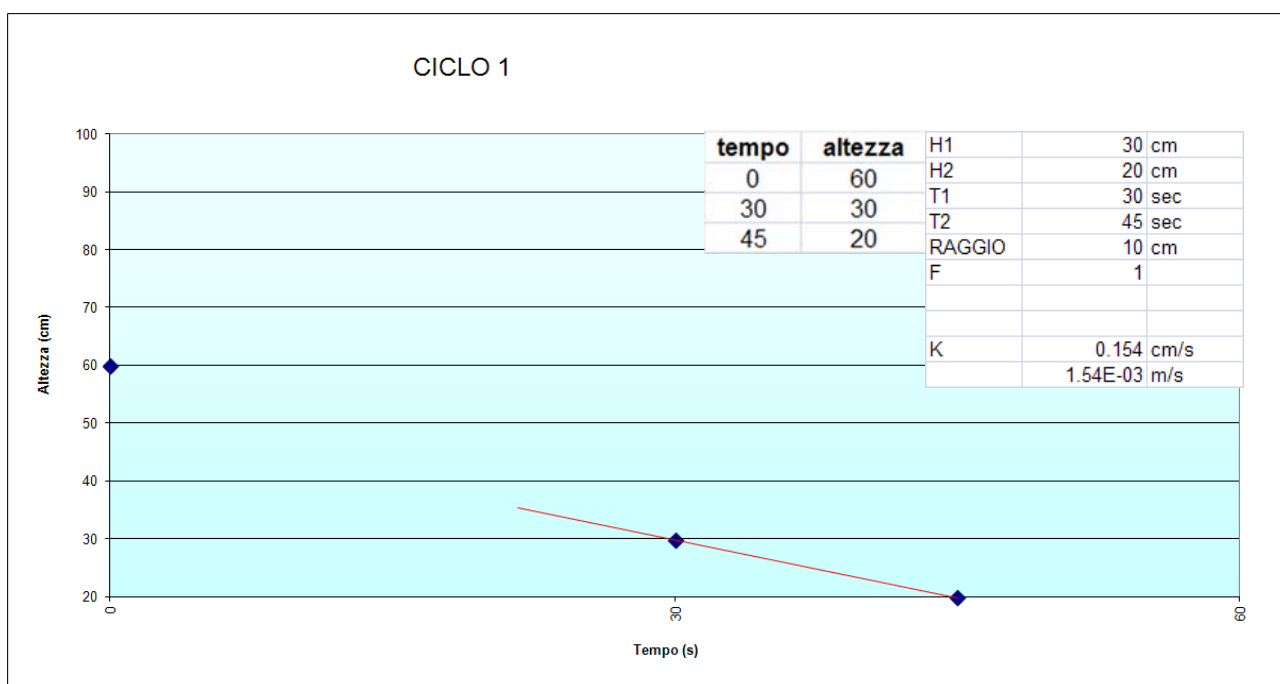
$$K = \frac{2 \cdot \pi \cdot R \cdot f}{11(t_2 - t_1)} \cdot \ln\left(\frac{h}{H}\right)$$

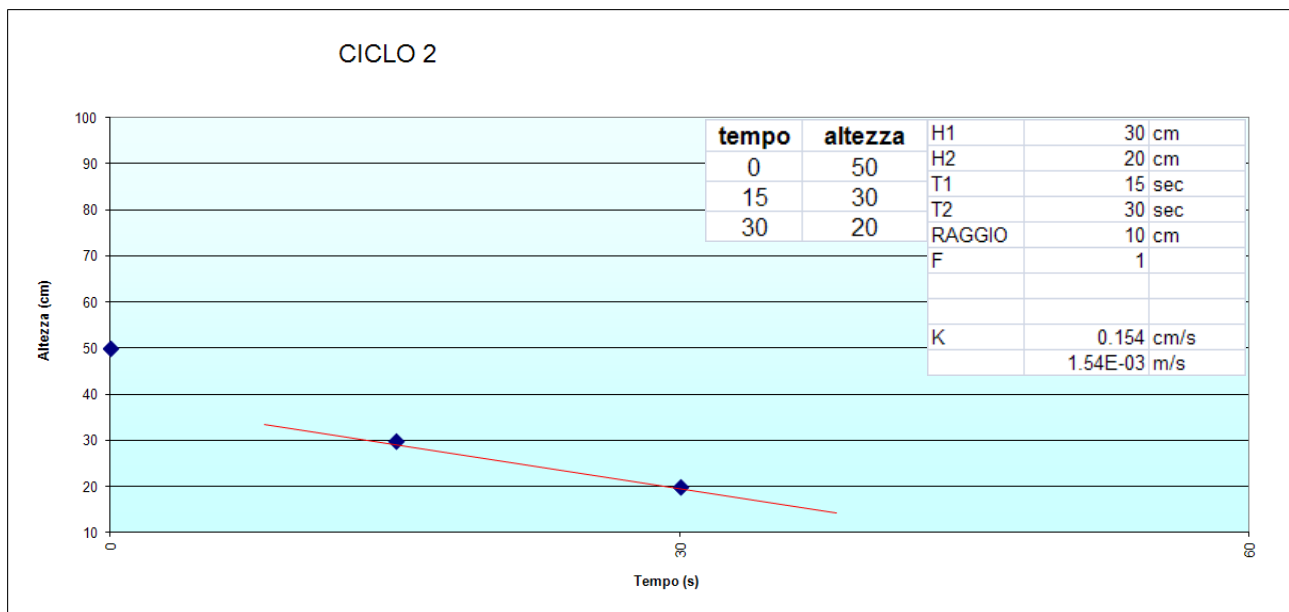
dove:

- K = conducibilità idraulica calcolata (cm/s);
- R = raggio interno dell'infiltrometro (cm);
- $t_2 - t_1$ = tempi (s)
- h e H = altezze (cm)
- f = fattore di forma ottenuto dal rapporto $C_u/5$ dove C_u è il coefficiente di uniformità del terreno dato da (d_{60}/d_{10}) .

Al fine di ottenere un risultato statisticamente significativo la prova è stata ripetuta per 2 cicli successivi di carico, considerata anche la difficoltà di registrazione dei dati dovuta alla rilevante capacità di assorbimento del sottosuolo investigato

I valori di K per ogni ciclo di carico sono di seguito riportati:





Il coefficiente di permeabilità K medio per la alluvioni ghiaio sabbiose risulta dell'ordine di 10^{-3} m/s.

3 ANALISI IDROLOGICA

3.1 GENERALITA'

Per caratterizzare il comportamento idrologico dell'area oggetto d'intervento, con la determinazione della portata, che la rete di drenaggio deve essere in grado di convogliare e smaltire, si utilizzano opportuni metodi di trasformazione afflussi-deflussi, che consentono di associare ad una determinata grandezza idrologica un'assegnata probabilità di accadimento a partire da eventi pluviometrici caratterizzati dalla medesima probabilità.

Lo scopo dell'elaborazione statistica dei dati è la determinazione dei coefficienti a (mm/ore) e n che compaiono nelle equazioni di possibilità pluviometrica:

$$h = a t^n$$

dove: h = altezza di pioggia in mm
 t = tempo in ore

Il concetto di rischio idraulico è quantificato dal tempo di ritorno Tr , definito come l'inverso della frequenza media probabile del verificarsi di un evento maggiore, ossia il periodo di tempo nel quale un certo evento è mediamente uguagliato o superato.

$$Tr = 1 / [1 - P(h \leq H)]$$

L'equazione di possibilità pluviometrica fornisce, per un fissato tempo di pioggia t , il massimo valore di h nel periodo pari al tempo di ritorno Tr e viene utilizzata, nei modelli afflussi-deflussi, per la determinazione della portata afferente all'area interessata.

La ricerca presso gli enti dei dati pluviometrici ha portato all'individuazione della stazione pluviometrica di Verona, la più prossima all'area in esame e gestita da ARPAV.

Per l'elaborazione dell'indagine idrologica sono stati raccolti i dati pluviometrici delle serie storiche del valore di altezza di precipitazione di durata pari a 1, 3, 6, 12, 24 ore, fornite dal Centro Meteorologico ARPAV di Teolo – si veda **allegato 5 «Dati pluviometrici»**.

3.2 CURVE DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA

La regolarizzazione statistico-probabilistica, impiegata per il calcolo dei tempi di ritorno, fa riferimento alla distribuzione di Gumbel. Tale legge si basa sull'introduzione di un'ipotesi relativa al tipo di distribuzione dei più grandi valori estraibili da più serie costituite da osservazioni tra loro indipendenti. La distribuzione cumulata di probabilità è descritta dalla seguente funzione:

$$F(x) = \exp(-\exp(-\frac{x-u}{\alpha}))$$

dove x e u rappresentano rispettivamente i parametri di concentrazione e della tendenza centrale stimati con il metodo dei momenti:

$$\mu_x = mx = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N x_i$$

$$\sigma_x = sx = \sqrt{\frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^N (x_i - mx)^2}$$

$$\alpha = \frac{\sqrt{6} \cdot sx}{\pi} \quad \text{misura della dispersione attorno al valore medio;}$$

$$u = mx - \lambda \cdot \alpha \quad \text{moda;}$$

con $\lambda = 0,5772$ costante di Eulero.

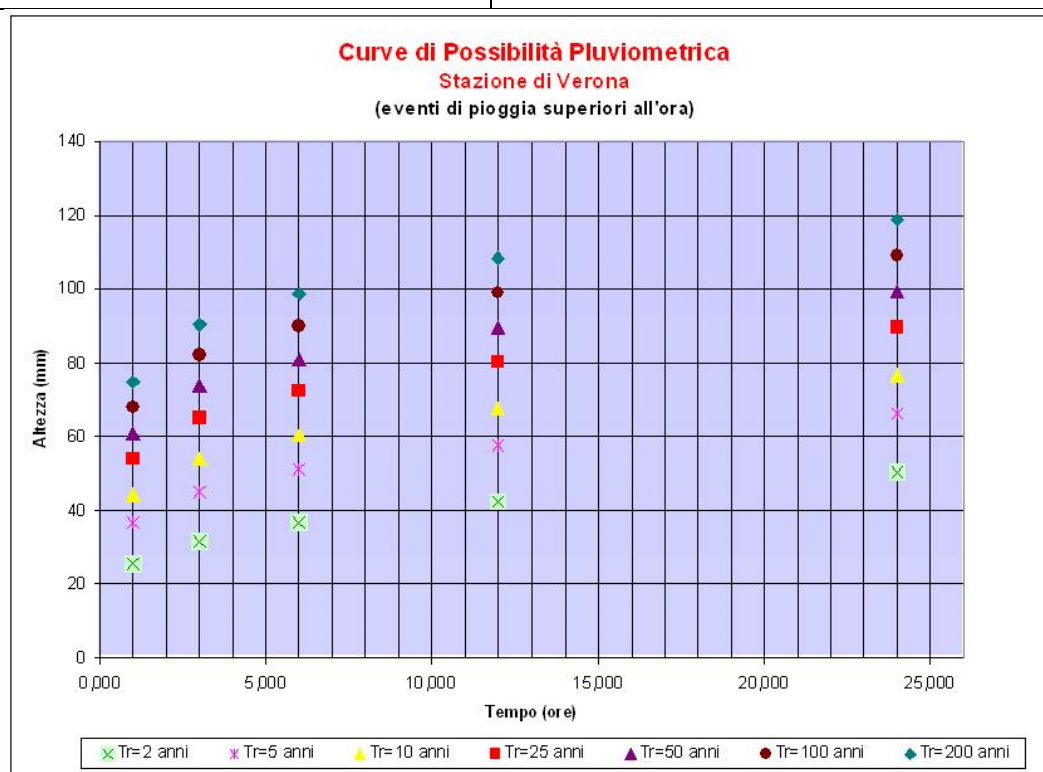
Indicando con $F(x)$ la probabilità di non superamento del valore x , il tempo medio di ritorno è calcolato dalla relazione:

$$Tr = \frac{1}{(1-F(x))}$$

dove Tr rappresenta quindi il numero medio di anni durante i quali il valore x viene superato una sola volta.

Di seguito si riportano i parametri calcolati a seguito dell'elaborazione statistica secondo Gumbel relativi alle precipitazioni massime annue effettive della durata da 1 a 24 ore per la stazione di misura di Verona.

VERONA	
Tempo di ritorno (anni)	Curva di possibilità (h [mm], t [h])
5	$h = 36.79 \cdot t^{0.183}$
10	$h = 44.49 \cdot t^{0.171}$
25	$h = 54.24 \cdot t^{0.159}$
50	$h = 61.48 \cdot t^{0.153}$
100	$h = 68.66 \cdot t^{0.148}$
200	$h = 75.83 \cdot t^{0.144}$



Nel campo bilogaritmico la curva ha forma lineare con coefficiente angolare pari ad “n” ed ordinata corrispondente ad un tempo unitario pari ad “a”.

Considerata la modesta estensione del bacino di scolo, e prevedendo pertanto un modesto tempo di corrivazione, la curva è stata discretizzata con una monomia, che caratterizza eventi di durata superiore all'ora, periodo solitamente considerato nella pratica professionale per determinare i volumi di invaso necessari alla laminazione delle portate generate dagli eventi piovosi più gravosi.

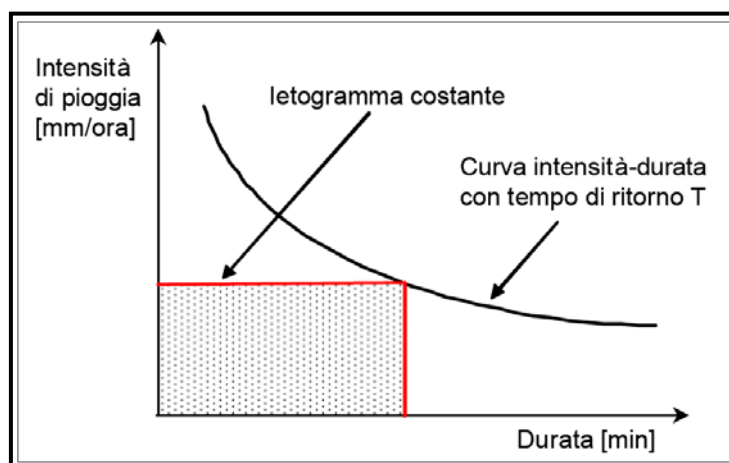
Come prescritto nella D.G.R.V. 2941 del 9 ottobre 2009 “in relazione all’applicazione del principio dell’invarianza idraulica lo studio dovrà essere corredato di analisi pluviometrica con ricerca delle curve di possibilità climatica per durate di precipitazione corrispondenti al tempo di corrivazione critico per le nuove aree da trasformare. Il tempo di ritorno cui fare riferimento viene definito pari a 50 anni.”

4 ANALISI IDRAULICA

4.1 STIMA DELL'IDROGRAMMA DI PIENA

Per la definizione dell'idrogramma di piena ci si è avvalsi di un software applicativo (UrbisPro del Centro Studi Idraulica Urbana) che tramite processi di tipo iterativo consente di stimare la portata confluyente generata da piogge reali o simulate su bacini naturali o urbani. In questo caso l'evento piovoso è stato simulato sinteticamente con l'obiettivo di pervenire ad un corretto dimensionamento dei volumi di invaso necessari alla laminazione delle portate di piena.

La prima fase di quest'analisi ha comportato la definizione di uno ietogramma costante. Questo ietogramma, sicuramente il più diffuso nell'ambito progettuale, è dedotto dalle curve di possibilità pluviometrica con l'ipotesi che l'andamento temporale dell'intensità di pioggia sia costante in tutta la durata. Per la sua definizione è necessario quindi specificare la durata dell'evento. Quest'ultima risulterà funzione delle portate in ingresso al sistema di laminazione, prodotte dall'evento piovoso, e di quelle in uscita, proporzionali alla superficie dell'area da servire. Il metodo adottato per la stima della durata dell'evento piovoso è di tipo iterativo e conduce, caso per caso, a risultati diversi, massimizzando comunque ogni volta i volumi prodotti.



Non tutto il volume affluito durante una precipitazione giunge alle canalizzazioni per essere convogliato verso il recapito finale. I fenomeni idrologici che avvengono sulla superficie del bacino scolante modificano sostanzialmente sia la distribuzione temporale che il volume della pioggia utile ai fini del deflusso nella rete di drenaggio. Se si prescinde dall'evapotraspirazione e dall'intercettazione (del tutto trascurabili in un bacino durante un evento di pioggia particolarmente intenso) i fenomeni idrologici che intervengono sono sostanzialmente legati all'infiltrazione e immagazzinamento di acqua nelle depressioni superficiali esistenti.

Questi processi, in realtà molto complessi, sono normalmente trattati con un approccio di tipo concettuale, basato cioè su equazioni empiriche e non derivanti dalla modellazione rigorosa del fenomeno fisico.

Il valori dei coefficienti di deflusso utilizzati sono quelli indicati nell'Allegato A della D.G.R.V. n.2948 del 6 ottobre 2009 – indicazioni operative per la redazione dei nuovi strumenti urbanistici – proposti nella letteratura di settore e adottati nella normale pratica progettuale, in mancanza di una descrizione dettagliata della copertura del suolo.

Tipologia area	Coefficiente di deflusso
Agricola	0,1
Permeabili (aree verdi)	0,2
Semi-permeabili (grigliati drenanti con sottostante materasso ghiaioso, strade in terra battuta o stabilizzato)	0,6
Impermeabili (strade, tetti, marciapiedi)	0,9

L'ultima fase dell'analisi porta alla creazione dell'idrogramma di piena.

Tra i diversi metodi a disposizione, si è scelto il “metodo lineare della corrivazione – metodo razionale –”. Tale metodo schematizza il bacino come un insieme di canali lineari, tale cioè che il tempo di percorrenza del bacino sia un'invariante. È possibile quindi, almeno in via concettuale, tracciare le così dette linee isocorrive che uniscono i punti del bacino ad ugual tempo di corrivazione. Da esse, infine, è possibile costruire la curva aree-tempi che rappresenta in ordinate le aree del bacino comprese tra la sezione di chiusura e la linea isocorriva relativa al generico tempo di corrivazione, rappresentato in ascissa. Quest'ultimo, per una data superficie totale S, si definisce semplicemente tempo di corrivazione del bacino in esame t_c . Dalla curva aree-tempi è possibile dedurre l'IUH – Idrogramma Unitario Istantaneo – che assume la forma:

$$h(t) = \frac{1}{S} \cdot \frac{dS}{dt}$$

dove dS/dt è la derivata dalla curva aree tempi medesima.

Il tempo di corrivazione del bacino è il tempo necessario perché la goccia d'acqua caduta nel punto idraulicamente più lontano possa raggiungere la sezione di chiusura del bacino stesso.

Esso è valutato indipendentemente dalla possibile interferenza nel deflusso della goccia con altre particelle d'acqua.

Per bacini artificiali il tempo di corrivazione t_c può, in prima approssimazione, essere valutato come somma di due termini

$$t_c = t_i + t_r$$

dove:

t_i = tempo di ingresso, cioè il tempo che impiega la particella d'acqua a giungere alla più vicina canalizzazione scorrendo in superficie,

t_r = è il tempo di trasferimento lungo i canali della rete di drenaggio fino alla sezione di chiusura.

Per la determinazione dei valori di t_i si può far uso della tabella di Fair del 1966:

Descrizione del Bacino	t_i [min]
Centri urbani intensivi con tetti collegati direttamente alle canalizzazioni e frequenti caditoie stradali	<5
Centri commerciali con pendenze modeste e caditoie stradali meno frequenti	10 – 15
Aree residenziali estensive con piccole pendenze e caditoie poco frequenti	20 – 30

Per la determinazione del tempo t_r si accetta normalmente che esso si possa calcolare sulla base della velocità di moto uniforme dell'acqua nelle canalizzazioni – pari a 1 m/s –, ipotizzate piene ma non in pressione.

A questo punto è possibile a partire dai parametri pluviometrici (a, n) di progetto, dal coefficiente di deflusso e dal tempo di corrivazione, ottenere per il tempo di ritorno di 50 anni i volumi necessari alla laminazione delle portate di pioggia.

4.2 STIMA DEI VOLUMI SPECIFICI DI INVASO

Il dimensionamento del bacino di laminazione può essere effettuato a partire dalle curve di possibilità pluviometrica; anche in questo caso si considera un tempo di ritorno pari a 50 anni.

Il volume specifico affluente, V_i , al bacino è:

$$V_i = S \cdot \varphi \cdot a' \cdot t^{n'} [m^3]$$

Il volume V_u , che s'infiltra nel terreno è:

$$V_u = Q_u \cdot t [m^3]$$

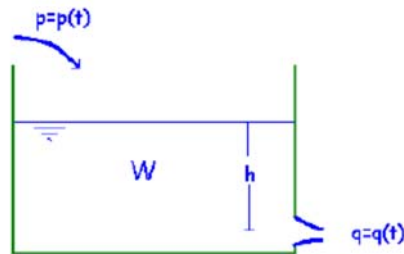
Risulta dunque che il volume specifico invasato, $V_{invasato}$, nel bacino di laminazione è dato dalla differenza:

$$V_{invasato} = V_i(t) - V_u(t) [m^3]$$

Come consigliato dalla delibera n°2948/2009, per l'area in esame, di cui sono note le distribuzioni delle superfici d'uso del suolo, si è proceduto alla verifica del volume di laminazione utilizzando anche i metodi dell'invaso e cinematico.

4.3 VERIFICA VOLUMI CON IL METODO DELL'INVASO

Il metodo dell'invaso lineare assimila il comportamento del bacino a quello di un serbatoio nel quale entra la portata p , che rappresenta la precipitazione meteorica che insiste sul bacino, e dal quale esce attraverso una luce la portata q , che rappresenta la portata uscente data dalla differenza tra la p e il volume W proprio del bacino.



Schematizzando un'area di trasformazione urbana come un invaso lineare, si può scrivere l'equazione di continuità della massa nei termini seguenti:

$$\frac{dW(t)}{dt} = P(t) - Q(t) = P(t) + kW(t)$$

essendo $p(t)$ la pioggia netta all'istante t e $q(t)$ la portata uscente, dipendente dal volume invasato $W(t)$.

La portata di picco è calcolata attraverso la formula:

$$Q_c = S \cdot 2.78 \cdot 0.65 \cdot \varphi \cdot a \cdot k^{n-1} [l/s]$$

con:	S	superficie scolante in ha;
	φ	coefficiente di afflusso;
	a, n	parametri curva di possibilità pluviometrica;
	k	costante d'invaso in ore.

La costante d'invaso k si determina con la formula URBISPRO dedotta con criteri empirici a seguito di numerosi riscontri in bacini urbani sperimentali:

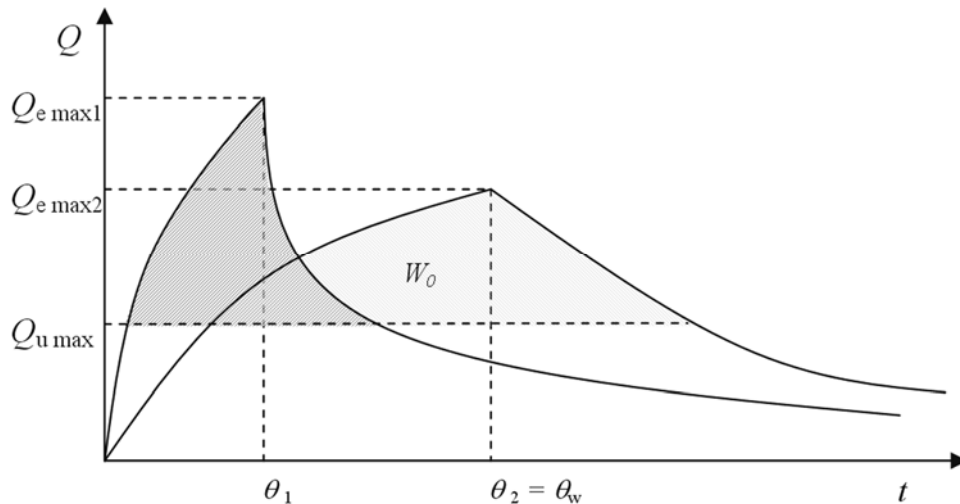
$$k = 0.7 \cdot t_c$$

dove k [ore] è il parametro del modello; t_c [ore] è il tempo di corrivazione del bacino.

Il volume da invasare all'interno dei bacini di laminazione si calcola in modo implicito in funzione delle grandezze adimensionali:

$$F(n, m) = \frac{\theta_w}{k} \quad G(n, m) = \frac{W_0}{k \cdot Q_c}$$

dove k è la costante d'invaso in ore del bacino, θ_w è la durata critica per i bacini (quella cioè che conduce al massimo volume d'invaso W_0), Q_c è la portata critica del bacino a monte.



Assegnato poi il rapporto $m = 1/\eta = Q_c/Q_{umax}$, le grandezze F e G sono calcolabili con le equazioni:

$$n \cdot F + (1-n) \cdot \ln \left(\frac{\frac{m}{D} \cdot F^{n-1}}{\frac{m}{D} \cdot F^{n-1} - 1} \right) - \frac{\frac{D}{m} \cdot F^{2-n}}{1 - e^{-F}} = 0$$

$$G(n, m) = \frac{F^n}{D} - \frac{F^{n-1}}{D} \cdot \ln \left(\frac{\frac{m}{D} \cdot F^{n-1}}{\frac{m}{D} \cdot F^{n-1} - 1} \right) - \frac{F}{m} - \frac{1}{m} \cdot \ln \left[\left(\frac{m \cdot F^{n-1}}{D} - 1 \right) \cdot (1 - e^{-F}) \right] = \frac{W_0}{k \cdot Q_c}$$

In particolare, trovato con la prima il valore di F , è immediato calcolare la durata critica $\theta_w = k \cdot F(n, m)$ e il volume da invasare $W_0 = k \cdot Q_c \cdot G(n, m)$. E' da notare che tali risultati sono validi solo nel caso in cui la durata critica θ_w della vasca e la durata critica $\theta_c = C \cdot k$ del bacino rientrino nel medesimo campo di validità del parametro n della curva di possibilità pluviometrica.

4.4 VERIFICA VOLUMI CON IL METODO CINEMATICO

Questo approccio schematizza un processo di trasformazione afflussi-deflussi nel bacino a monte di tipo cinematico. Le ipotesi semplificate adottate sono le seguenti:

- ❖ ietogramma netto di pioggia a intensità costante (ietogramma rettangolare);
- ❖ curva aree tempi lineare;
- ❖ svuotamento della vasca a portata costante pari a Q_u , (laminazione ottimale).

La portata di picco è calcolata con la formula:

$$Q_c = S \cdot 2.78 \cdot \varphi \cdot a \cdot t_c^{n-1} [l / s]$$

con:	S	superficie scolante in ha;
	φ	coefficiente di afflusso;
	a, n	parametri curva di possibilità pluviometrica;
	t_c	tempo di corrivazione in ore.

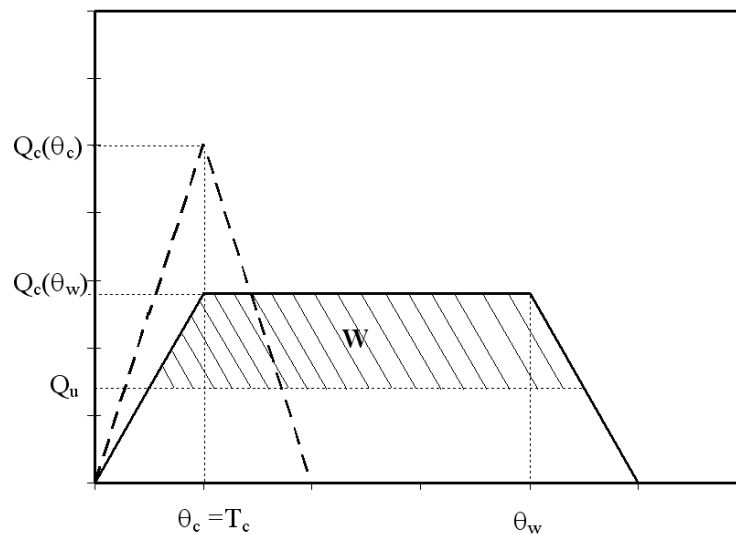
con queste ipotesi si può scrivere l'espressione del volume W invasato nei bacini in funzione della durata della pioggia $\mathcal{G}$, del tempo di corrivazione del bacino t_c , della portata uscente drenata massima dalla vasca Q_u , del coefficiente di afflusso φ , dell'area del bacino S e dei parametri a ed n della curva di possibilità pluviometrica:

$$W = \varphi \cdot S \cdot a \cdot \theta^n + t_c \cdot Q_u^2 \cdot \frac{\mathcal{G}^{1-n}}{\varphi \cdot S \cdot a} - Q_u \cdot \mathcal{G} - Q_u \cdot t_c$$

Imponendo la condizione di massimo per il volume W, cioè derivando l'espressione precedente rispetto alla durata θ ed eguagliando a zero si trova:

$$n \cdot \varphi \cdot A \cdot a \cdot \mathcal{G}_w^{n-1} + (1-n) \cdot T_c \cdot Q_u^2 \cdot \frac{\mathcal{G}_w^{-n}}{\varphi \cdot A \cdot a} - Q_u = 0$$

dalla quale si ricava la durata critica $\mathcal{G}_w$ per i bacini di laminazione, che, inserita nella precedente consente di stimare il volume W_0 da invasare.



Se si considerano per le varie grandezze le unità di misura solitamente utilizzate nella pratica, ossia: W in m^3 , S in ha, a in mm/ora^{-n} , θ in ore, t_c in ore, Q_u in l/s , le equazioni diventano:

$$W = 10 \cdot \varphi \cdot A \cdot a \cdot \theta^n + 1.295 \cdot T_c \cdot Q_u^2 \cdot \frac{\theta^{1-n}}{\varphi \cdot A \cdot a} - 3.6 \cdot Q_u \cdot \theta - 3.6 \cdot Q_u \cdot T_c$$

$$2.78 \cdot n \cdot \varphi \cdot A \cdot a \cdot \theta_w^{n-1} + 0.36 \cdot (1-n) \cdot T_c \cdot Q_u^2 \cdot \frac{\theta_w^{-n}}{\varphi \cdot A \cdot a} - Q_u = 0$$

5 DIMENSIONAMENTO MISURE COMPENSATIVE

5.1 PREMESSA

Il piano in esame occupa un'area di 2.250 m², dei quali 160 m² sono di proprietà comunale e circa 720 m² già attualmente occupati da edifici esistenti e loro pertinenze.

Come richiesto dall'amministrazione comunale la gestione delle acque meteoriche sarà suddivisa in:

- aree pubbliche
- aree private

Come riportato nella D.G.R.V. n°2948/2009, trattandosi di un intervento su superficie inferiore ad 1 ha, il grado di impermeabilizzazione è modesto.

Di seguito dunque vengono illustrate le misure compensative per garantire la conservazione della portata massima defluente dall'area in trasformazione ai valori precedenti l'impermeabilizzazione.

5.2 CALCOLO IDROGRAMMI DI PIENA

Nel corso del processo di approvazione degli interventi urbanistico – edilizi è richiesta, con progressiva definizione, l'individuazione puntuale delle misure compensative.

Per l'area in esame, sono note le superfici a diversa destinazione d'uso del suolo ed è quindi possibile calcolare la portata in uscita allo stato attuale e di progetto noto il coefficiente di deflusso medio dell'area secondo i valori riportati nella D.G.R.V. n°2948/2009.

Di seguito si riportano i calcoli idraulici suddivisi per l'area pubblica e area privata:

Per lo stato attuale dell'intera area oggetto di P.U.A. il coefficiente è:

STATO ATTUALE - intero P.U.A.		
TIPOLOGIA	Superficie (m ²)	Coefficiente di deflusso
SEMIPERMEABILE (sterrato)	1.150	0,2
PERMEABILE (incolto)	380	0,6
IMPERMEABILE (edificio e pertinenze)	720	0,9
TOTALE	2.260	0,47

Per lo stato di progetto, dell'area pubblica, il coefficiente di deflusso è:

STATO PROGETTO - area pubblica		
TIPOLOGIA	Superficie (m ²)	Coefficiente di deflusso
SEMIPERMEABILE (area parcheggi)	176	0,6
IMPERMEABILE (strada, marciapiede)	390	0,9
TOTALE	566	0,80

Per lo stato di progetto, dell'area privata, il coefficiente di deflusso è:

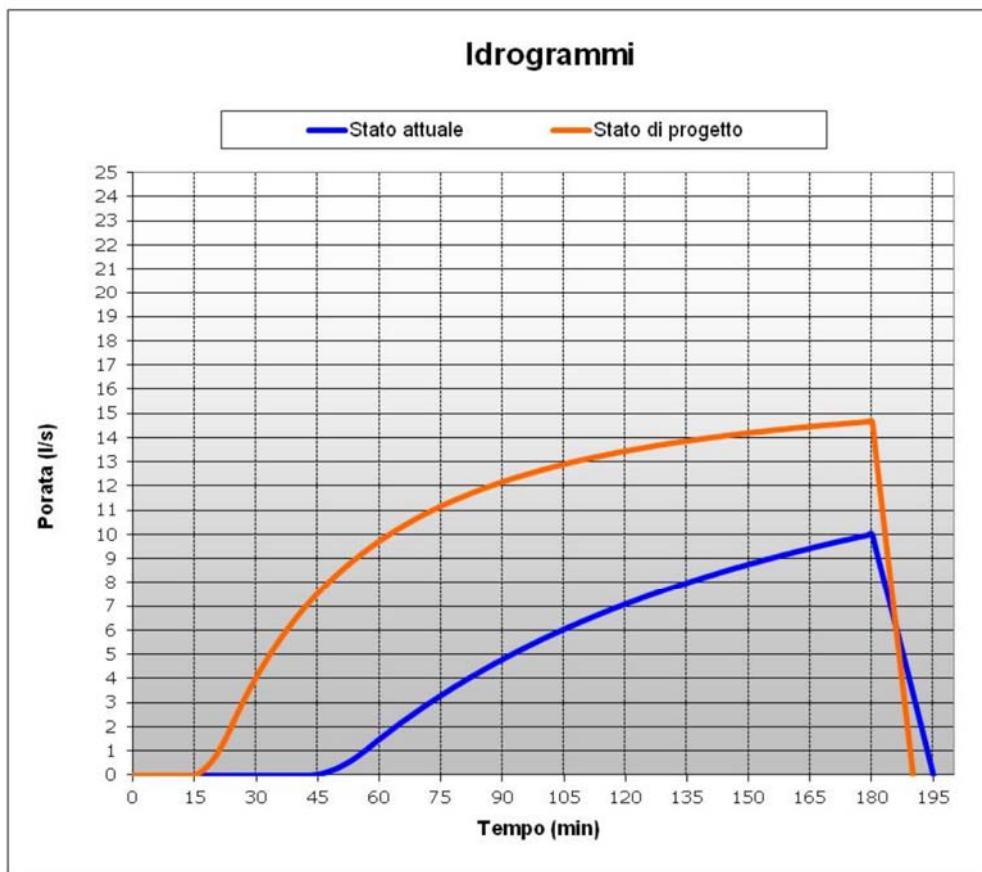
STATO PROGETTO - area privata – U.M. 1 e U.M. 2		
TIPOLOGIA	Superficie (m ²)	Coefficiente di deflusso
PERMEABILE (verde)	600	0,2
SEMIPERMEABILE (area parcheggi)	341	0,6
IMPERMEABILE (edifici, piazzali, rampe)	743	0,9
TOTALE	1.684	0,58

Per lo stato di progetto, dell'intera area di intervento, il coefficiente di deflusso è:

STATO PROGETTO – intero P.U.A.		
TIPOLOGIA	Superficie (m ²)	Coefficiente di deflusso
PERMEABILE (verde)	600	0,2
SEMIPERMEABILE (area parcheggi)	517	0,6
IMPERMEABILE (edifici, piazzali, rampe)	1133	0,9
TOTALE	2.250	0,64

Di seguito si riportano gli idrogrammi di piena per lo stato attuale e di progetto dell'intero PUA, in quanto per le ridotte superfici pubbliche la simulazione idraulica non è realistica.

Si è considerato una stessa durata di pioggia pari a 180 minuti ma diversi tempi di corrivazione e coefficienti di deflusso sono:



Come si può notare allo stato attuale il tempo di corrivazione più elevato fa traslare l'idrogramma nel tempo e il coefficiente di deflusso inferiore fa abbassare il picco della portata che massimizza i volumi.

La portata massima in uscita dallo stato attuale è di 10 l/s, ovvero, se rapportata all'intera area, pari a 41 l/s per ettaro di lottizzazione.

In via cautelativa nei calcoli che seguono sarà utilizzato un coefficiente pari a 10 l/s per ettaro di lottizzazione, da scaricare mediante infiltrazione.

5.3 CALCOLO VOLUMI DI LAMINAZIONE CON IL METODO RAZIONALE

Come premesso nel precedente capitolo, considerando le buone caratteristiche di permeabilità dei terreni si prevede di realizzare sistemi di laminazione disperdenti.

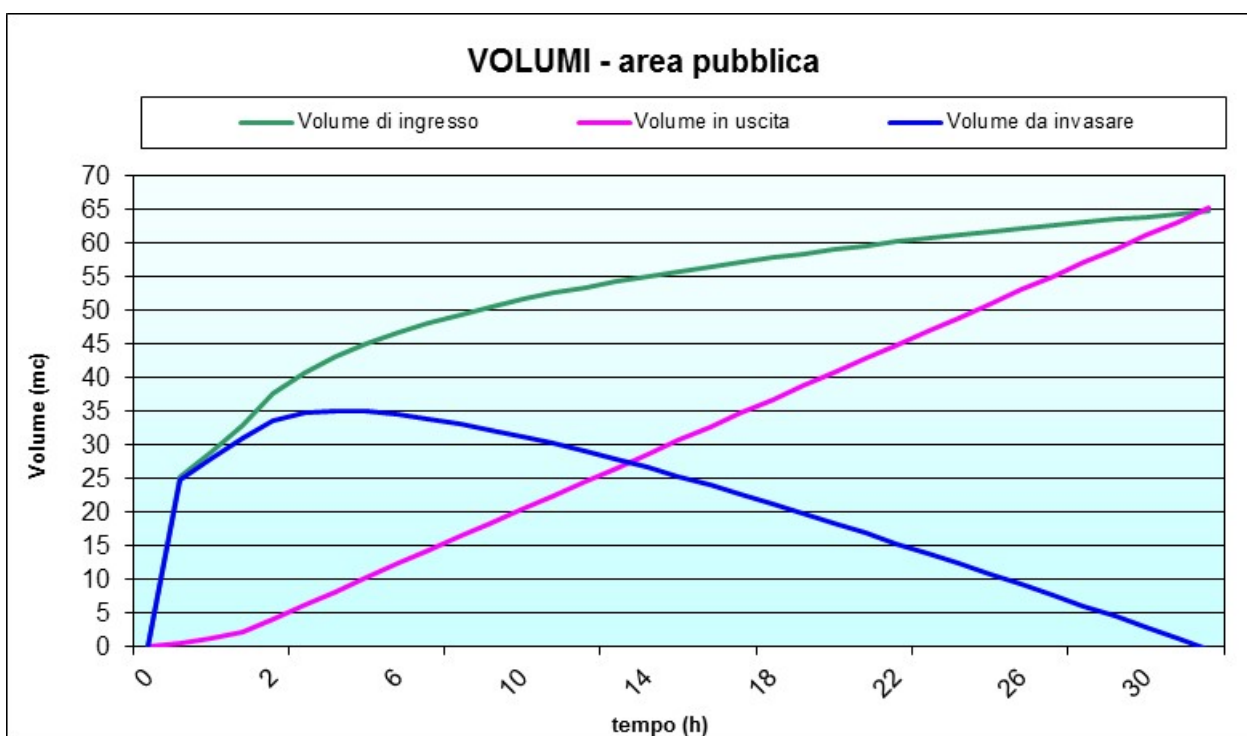
Come richiesto dall'amministrazione comunale la gestione delle acque meteoriche sarà separata tra aree pubbliche e private.

Il volume specifico immagazzinato, $V_{\text{immagazzinato}}$, nei sistemi di laminazione è dato dalla differenza:

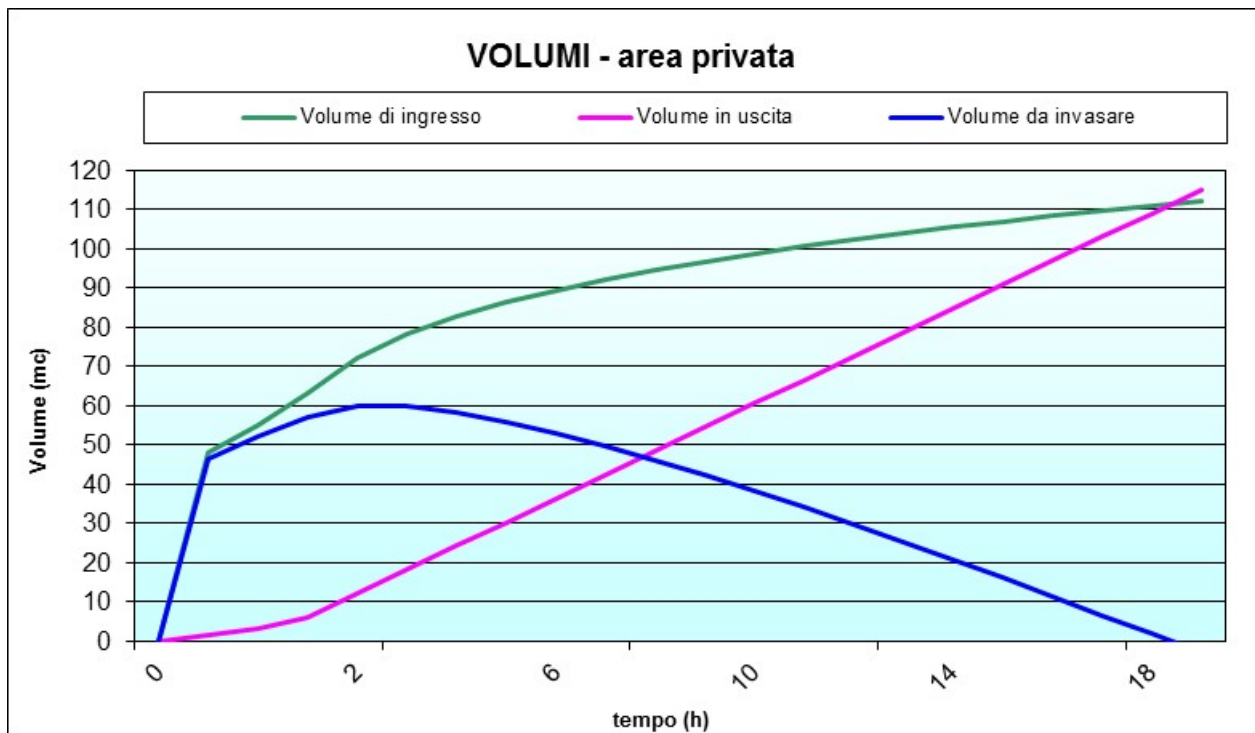
$$V_{\text{immagazzinato}} = V_i(t) - V_u(t) [m^3]$$

La portata in uscita per infiltrazione non dovrà essere superiore a quella definita in via cautelativa pari a 10 l/s ettaro.

Di seguito si riportano i grafici dei volumi generati dall'area pubblica e dall'area privata.



Per l'area pubblica, il massimo valore della differenza tra V_i e V_u è pari a **35 m³**, che se rapportato alla superficie oggetto di trasformazione urbanistica, determina un volume specifico pari a circa **620 m³/ha**.



Per l'area privata, il massimo valore della differenza tra V_i e V_u è pari a 60 m^3 , che se rapportato alla superficie oggetto di trasformazione urbanistica, determina un volume specifico pari a circa $356 \text{ m}^3/\text{ha}$.

Come consigliato dalla delibera n°2948/2009, per l'area in esame, di cui sono note le distribuzioni delle superfici d'uso del suolo, si è proceduto alla verifica del volume di laminazione utilizzando anche i metodi dell'invaso e cinematico.

5.4 VERIFICA VOLUMI CON IL METODO DELL'INVASO

La portata di picco è calcolata attraverso la formula:

$$Q_c = S \cdot 2.78 \cdot 0.65 \cdot \varphi \cdot a \cdot k^{n-1} [l/s]$$

con: S superficie scolante in ha;
 φ coefficiente di afflusso;
 a, n parametri curva di possibilità pluviometrica;
 k costante d'invaso in ore.

La costante d'invaso k si determina con la formula URBISPRO dedotta con criteri empirici a seguito di numerosi riscontri in bacini urbani sperimentali è pari a $k = 0.7 \cdot t_c$ dove k [ore] è il parametro del modello; t_c [ore] è il tempo di corrivazione del bacino.

La portata massima è:

$Q_c = 33,17$ l/s per l'area pubblica

$Q_c = 63,60$ l/s per l'area privata

Il volume da invasare all'interno dei bacini di laminazione si calcola in modo implicito in funzione delle grandezze adimensionali:

$$F(n, m) = \frac{\theta_w}{k} \quad G(n, m) = \frac{W_0}{k \cdot Q_c}$$

dove k è la costante d'invaso del bacino, θ_w è la durata critica per i bacini (quella cioè che conduce al massimo volume d'invaso W_0), Q_c è la portata critica del bacino a monte.

Assegnato poi il rapporto $m = 1/\eta = Q_c/Q_{umax}$, le grandezze F e G sono calcolabili con le equazioni:

$$n \cdot F + (1-n) \cdot \ln \left(\frac{\frac{m}{D} \cdot F^{n-1}}{\frac{m}{D} \cdot F^{n-1} - 1} \right) - \frac{\frac{D}{m} \cdot F^{2-n}}{1 - e^{-F}} = 0$$

$$G(n, m) = \frac{F^n}{D} - \frac{F^{n-1}}{D} \cdot \ln \left(\frac{\frac{m}{D} \cdot F^{n-1}}{\frac{m}{D} \cdot F^{n-1} - 1} \right) - \frac{F}{m} - \frac{1}{m} \cdot \ln \left[\left(\frac{m \cdot F^{n-1}}{D} - 1 \right) \cdot (1 - e^{-F}) \right] = \frac{W_0}{k \cdot Q_c}$$

In particolare, trovato con la prima il valore di F, è immediato calcolare la durata critica $\theta_w = k \cdot F(n, m)$ e il volume da invasare $W_0 = k \cdot Q_c \cdot G(n, m)$. E' da notare che tali risultati sono validi

solo nel caso in cui la durata critica θ_w della vasca e la durata critica $\theta_c = C \cdot k$ del bacino rientrino nel medesimo campo di validità del parametro n della curva di possibilità pluviometrica.

Nel caso in esame, ricordando che la portata in uscita non deve essere superiore a quella cautelativa di 10 l/s ha, si calcola il volume d'invaso pari a 59 m³ per l'area privata, pari a circa **350 m³/ha**, e un volume d'invaso pari a 34 m³ per l'area pubblica, pari a circa **613 m³/ha**.

5.5 VERIFICA VOLUMI CON IL METODO CINEMATICO

La portata di picco è calcolata con la formula:

$$Q_c = S \cdot 2.78 \cdot \varphi \cdot a \cdot t_c^{n-1} [l / s]$$

con: S superficie scolante in ha;
 φ coefficiente di afflusso;
 a, n parametri curva di possibilità pluviometrica;
 t_c tempo di corrivazione in ore.

La portata massima è dunque pari a

$Q_c = 38,36$ l/s per l'area pubblica

$Q_c = 73,55$ l/s per l'area privata

Se si considerano per le varie grandezze le unità di misura solitamente utilizzate nella pratica, ossia: W in m³, S in ha, a in mm/ora⁻ⁿ, θ in ore, t_c in ore, Q_u in l/s, le equazioni diventano:

$$W = 10 \cdot \varphi \cdot A \cdot a \cdot \theta^n + 1.295 \cdot T_c \cdot Q_u^2 \cdot \frac{\theta^{1-n}}{\varphi \cdot A \cdot a} - 3.6 \cdot Q_u \cdot \theta - 3.6 \cdot Q_u \cdot T_c$$

$$2.78 \cdot n \cdot \varphi \cdot A \cdot a \cdot \theta_w^{n-1} + 0.36 \cdot (1-n) \cdot T_c \cdot Q_u^2 \cdot \frac{\theta_w^{-n}}{\varphi \cdot A \cdot a} - Q_u = 0$$

Il volume da invasare è pari a $W_{0, cinematico} = 58$ m³ per l'area privata, pari a circa **346 m³/ha** e pari a 37,2 m³ per l'area pubblica, pari a circa **657 m³/ha**

Riassumendo per i vari metodi si ha:

AREA PUBBLICA		
Metodo razionale	Metodo dell'invaso	Metodo cinematico
620 m ³ /ha	613 m ³ /ha	657 m ³ /ha
AREA PRIVATA		
Metodo razionale	Metodo dell'invaso	Metodo cinematico
356 m ³ /ha	350 m ³ /ha	346 m ³ /ha

Come si può notare il metodo razionale fornisce il valore più elevato di volume da invasare.

Secondo quanto riportato nella Valutazione di Compatibilità del Piano degli Interventi del Comune di Verona per l'area in esame, il volume specifico da invasare è di **487,4 m³/ha**, dato ripreso dal PAT, che risulta essere cautelativo per l'area privata ma sottostimato per l'area pubblica (prevalentemente impermeabilizzata).

Come riferito dalla D.G.R.V. n°2948 del 6 ottobre 2009 “in caso di terreni ad elevata capacità di accettazione delle piogge, in presenza di falda freatica sufficientemente profonda, è possibile realizzare sistemi di infiltrazione facilitata [...] Le misure compensative andranno di norma individuate in volumi di invasore per la laminazione di almeno il 50% degli aumenti di portata”.

Nel caso in esame dunque il volume da invasare è pari a:

$$35 \text{ m}^3 / 2 = \mathbf{17,5 \text{ m}^3 \text{ per l'area pubblica}}$$

$$60 \text{ m}^3 / 2 = \mathbf{30 \text{ m}^3 \text{ per l'area privata}}$$

che sarà contenuto nei sistemi di laminazione – drenanti progettati.

Di seguito si riporta il dimensionamento delle misure compensative suddivise tra area privata e pubblica:

AREA PUBBLICA	
POZZI PERDENTI	
ALTEZZA UTILE INVASO	2 m
ALTEZZA DRENANTE	1 m
DIAMETRO	1,5 m
NUMERO POZZI	3
PERMEABILITA'	10^{-3} m/s
VOLUME INVASATO	10,6 m³
TUBAZIONI RETE PRINCIPALE	
DIAMETRO	0,5 m
LUNGHEZZA	52 m
RIEMPIMENTO	80%
VOLUME INVASATO	7,85 m³
TOTALE VOLUME INVASATO	18,45 m³

AREA PRIVATA	
BACINO DI LAMINAZIONE 1 - area verde Nord	
AREA DEL BACINO	35 m
MASSIMA ALTEZZA INVASO	0,5 m
SCARPATE	45°
VOLUME INVASATO	23 m³
POZZI PERDENTI	
ALTEZZA UTILE INVASO	2 m
ALTEZZA DRENANTE	1 m
DIAMETRO	1,5 m
NUMERO POZZI	2
PERMEABILITA'	10^{-3} m/s
VOLUME INVASATO	7 m³
TOTALE VOLUME INVASATO	30 m³

Per l'ubicazione dei pozzi e dei bacini di laminazione si veda l'**allegato 7 «Ubicazione misure compensative scala 1:500»**.

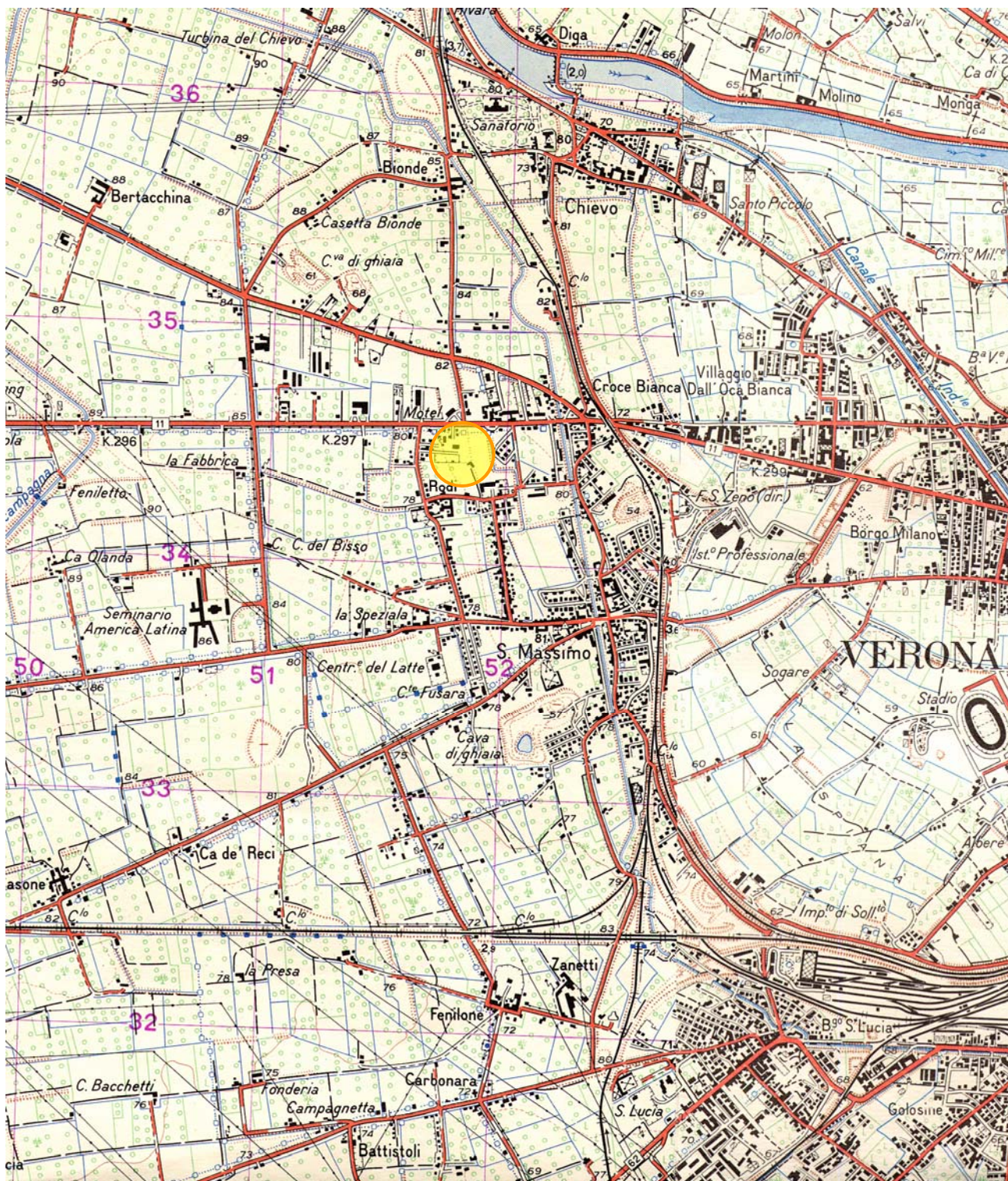
6 CONCLUSIONI

Lo studio eseguito secondo le indicazioni operative per la “Valutazione di compatibilità idraulica per la redazione degli strumenti urbanistici” contenute nella D.G.R.V. n°2948 del 6 ottobre 2009, ha rilevato che:

- ❖ il substrato dell'area in esame è costituito da ghiaie e sabbie alluvionali;
- ❖ l'intervento non andrà ad interessare l'idrografia superficiale;
- ❖ la falda freatica si attesta ad un ilvello di 28 metri di profondità dal p.c. attuale;
- ❖ la permeabilità degli strati costituenti il sottosuolo è buona;
- ❖ i coefficienti di deflusso da utilizzare nelle considerazioni tecniche sono quelli previsti dalla D.G.R.V. n°2948 del 6 ottobre 2009.

Per quanto riguarda le misure compensative in funzione delle prevedibili variazioni della permeabilità e della risposta idrologica dell'area d'intervento, nella relazione è stato illustrato il dimensionamento di pozzi perdenti e un bacino di laminazione, con gestione separata delle acque meteoriche tra parte pubblica e privata.

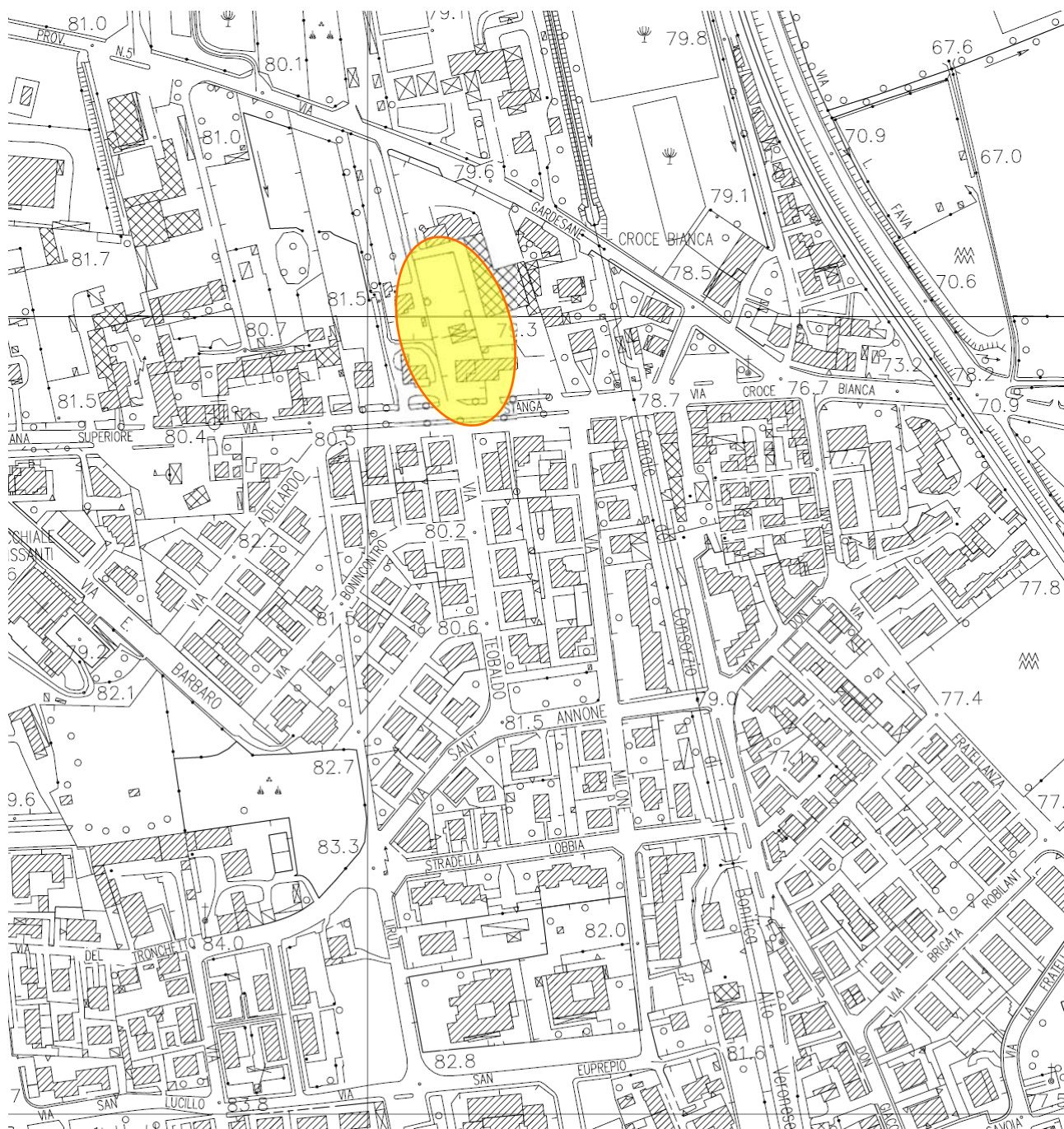
Essendo l'area destinata a strada, parcheggi e piazzali inferiore ai 2000 m², non si ritiene necessario il trattamento delle acque di prima pioggia, così come definito all'art. 39 comma 5 del Piano di Tutela delle Acque della Regione Veneto.



(stralcio delle Tavolette F°48 II N.E. «Pescantina» e F°49 III N.O. «Verona»)

TOPOGRAFIA scala 1:25.000

 ubicazione dell'area di intervento

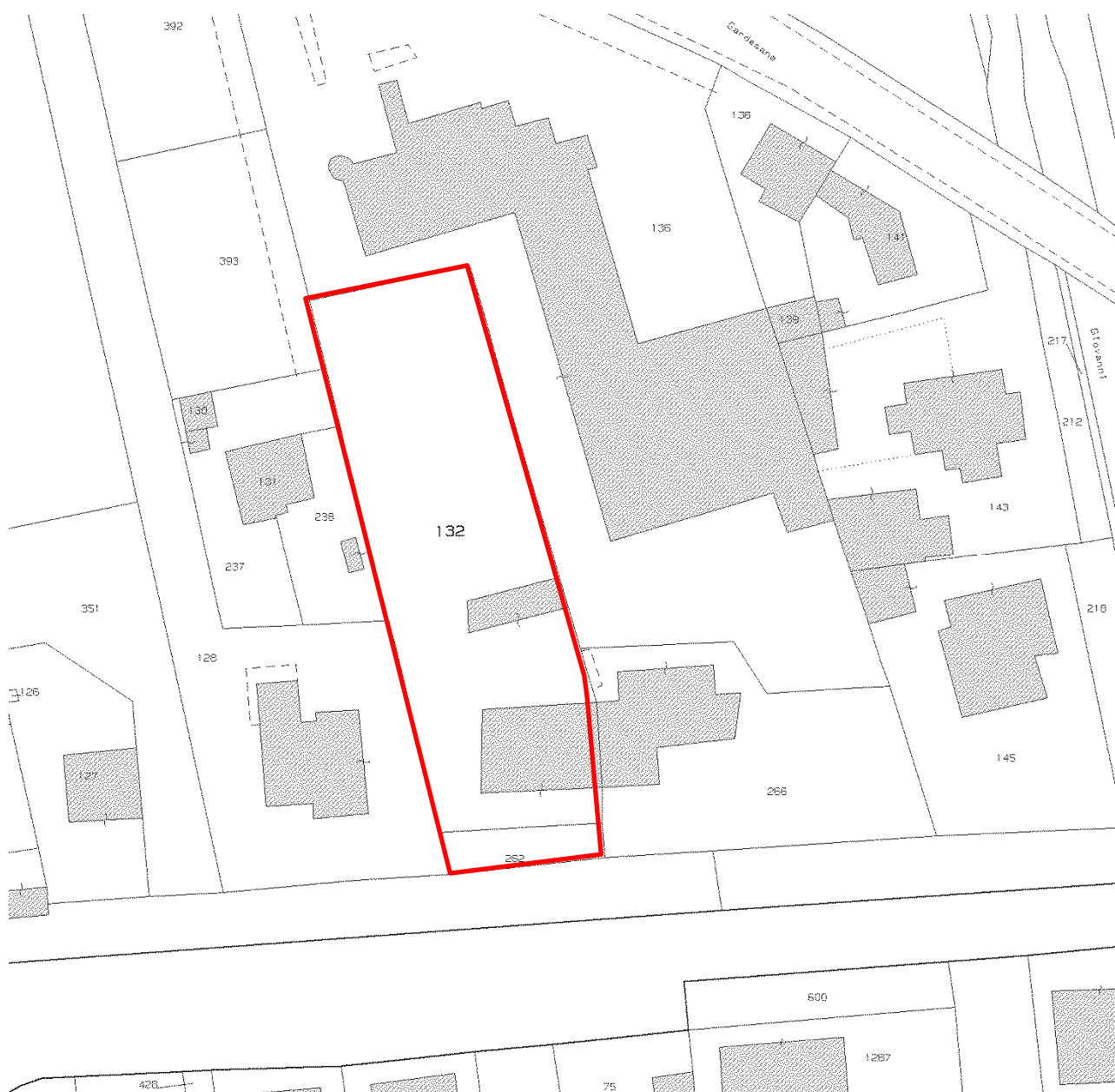


(stralcio dell'elemento n°123164 «San Massimo»)

CARTA TECNICA REGIONALE

scala 1:5.000

ubicazione dell'area in esame



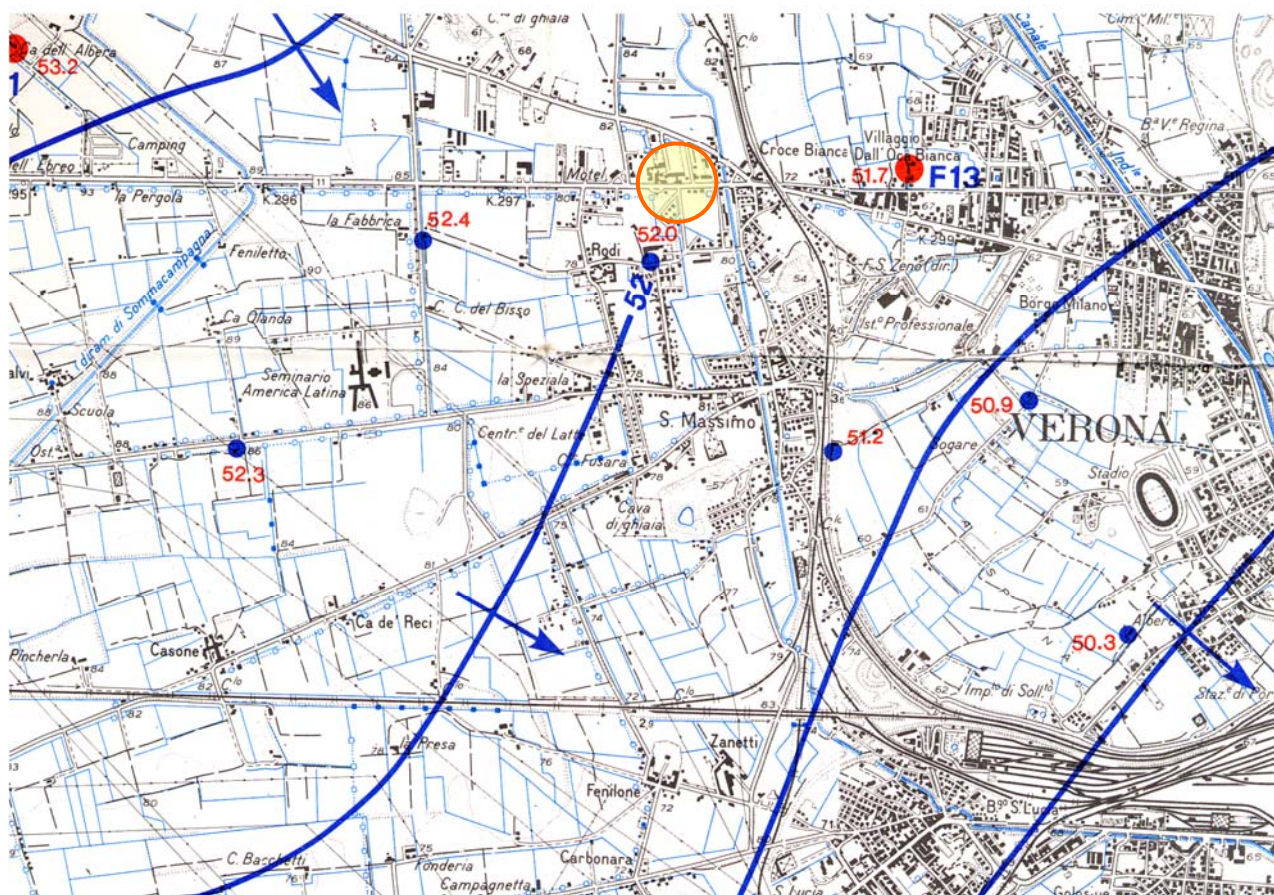
Estratto catastale N.C.T. del Comune di Verona Foglio 201, mappale 132

PLANIMETRIA CATASTALE

scala 1:2.000

LEGENDA

- 49.5 Pozzo con quota freatica
- F3 Pozzo in osservazione periodica
- 53 Isofreatica con quota s.l.m.
- Direzione del deflusso sotterraneo
- ubicazione dell'area in esame



(tratto da Dal Prà e De Rossi "Carta Idrogeologica dell'alta pianura dell'Adige", 1989)

CARTA IDROGEOLOGICA scala 1:30.000



PLANIMETRIA DI PROGETTO scala 1:500

 ubicazione prova di permeabilità

ALLEGATO 6

Stazione di VERONA

Parametri regolarizzazione dati di precipitazione

legge di GUMBEL

$$P(x) = e^{-e^{-\alpha * (x - \beta)}}$$

1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
N: 31 Media: 27.110 alfa: .100 beta: 21.713	N: 31 Media: 33.742 alfa: .084 beta: 27.374	N: 31 Media: 38.987 alfa: .080 beta: 32.261	N: 31 Media: 44.781 alfa: .075 beta: 37.611	N: 31 Media: 52.858 alfa: .072 beta: 45.419
Tr = 2 Xt = 25.40	Tr = 2 Xt = 31.72	Tr = 2 Xt = 36.85	Tr = 2 Xt = 42.50	Tr = 2 Xt = 50.50
Parametri curva H = a*T**n : a = 9.086 n = .238 (T = minuti)				
Tr = 5 Xt = 36.78	Tr = 5 Xt = 45.16	Tr = 5 Xt = 51.04	Tr = 5 Xt = 57.63	Tr = 5 Xt = 66.19
Parametri curva H = a*T**n : a = 14.696 n = .208 (T = minuti)				
Tr = 10 Xt = 44.32	Tr = 10 Xt = 54.05	Tr = 10 Xt = 60.44	Tr = 10 Xt = 67.65	Tr = 10 Xt = 76.58
Parametri curva H = a*T**n : a = 18.560 n = .196 (T = minuti)				
Tr = 25 Xt = 53.85	Tr = 25 Xt = 65.29	Tr = 25 Xt = 72.31	Tr = 25 Xt = 80.30	Tr = 25 Xt = 89.72
Parametri curva H = a*T**n : a = 23.545 n = .184 (T = minuti)				
Tr = 50 Xt = 60.92	Tr = 50 Xt = 73.63	Tr = 50 Xt = 81.12	Tr = 50 Xt = 89.69	Tr = 50 Xt = 99.46
Parametri curva H = a*T**n : a = 27.296 n = .177 (T = minuti)				
Tr = 100 Xt = 67.93	Tr = 100 Xt = 81.91	Tr = 100 Xt = 89.86	Tr = 100 Xt = 99.01	Tr = 100 Xt = 109.13
Parametri curva H = a*T**n : a = 31.051 n = .172 (T = minuti)				
Tr = 200 Xt = 74.92	Tr = 200 Xt = 90.16	Tr = 200 Xt = 98.57	Tr = 200 Xt = 108.30	Tr = 200 Xt = 118.76
Parametri curva H = a*T**n : a = 34.817 n = .168 (T = minuti)				

DATI PLUVIOMETRICI



UBICAZIONE MISURE COMPENSATIVE

scala 1:5 00