



COMUNE DI PONZANO VENETO
(PROVINCIA DI TREVISO)

COMMITTENTE:

DE MARCHI SANTE E FACCIN GINO

PONZANO VENETO (TV)

PROGETTO:

LOTTIZZAZIONE RESIDENZIALE PLURIABITATIVA IN VIA GOBBATO NEL
COMUNE DI PONZANO VENETO (TV)

OGGETTO:

RELAZIONE PER LA VALUTAZIONE DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA



STUDIO DI GEOLOGIA APPLICATA ET IDROGEOLOGIA
45021 BADIA P.(RO) – PIAZZA VITTORIO E. , 142 B
35040 CASALE DI SCODOSIA (PD) – VIA CAODALBERO, 173

vox 0425 59.48.42 - fax 0425 59.58.00
web site: www.hgeo.it - email: hgeo@hgeo.it



BARATTO FILIPPO - GEOLOGO

REV.	DATA	CODICE PROGETTO	ELABORATO	CONTROLLATO	APPROVATO
00	GIUGNO 2012	708-12 B	BF	BF	BF

AUTOCERTIFICAZIONE AI SENSI DELL'ART.46 DEL D.P.R. N. 445 DEL
28/12/2000

OGGETTO: Studio di Compatibilità Idraulica relativo al Progetto di
Lottizzazione residenziale lungo via Gobbato nel Comune di Ponzano
Veneto (TV)

Il sottoscritto dott. BARATTO FILIPPO, geologo, con studio in Badia
Polesine (RO) piazza Vittorio E. Il n°142B, iscritto all'Ordine dei Geologi
della Regione Veneto al n. 276, sotto la propria personale
responsabilità, ai sensi e per gli effetti del D.P.R. n. 445/2000, per le
finalità contenute nella D.G.R.V. 1322/2006 con successiva D.G.R.V.
1841/2007 e D.G.R.V. 2948/2009, nonché sulla base delle sentenze del
Consiglio di Stato nr.309/09 e 5013/09

DICHIARA

di avere conseguito laurea di 2° livello in scienze geologiche presso
l'Università degli Studi di Ferrara, con piano di studi comprendente i settori
dell'idrologia e dell'idrogeologia, e di aver maturato, nel corso della propria
attività professionale, esperienza nei settori analoghi a quanto contenuto
nell'Oggetto.

Badia Polesine, 15.06.2012



Baratto Filippo - geologo

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
5 AZIONI PER INVARIANZA IDRAULICA.....	8
5.1 SOLUZIONI	8
6 PRESCRIZIONI IN FASE DI PROGETTAZIONE.....	9
7 PRESCRIZIONI IN AMBITO COMUNALE	10

SCHEDE 1÷9

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 tale 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 aggravii 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 progettuale si trova prospiciente la via Pietro Gobbatto nel Comune di Ponzano Veneto (TV). Essa ricade nel Foglio 38 quadrante II SO, denominazione "Treviso Nord" della Carta I.G.M. a scala 1:25.000. Nella cartografia regionale CTR appartiene all'Elemento n°105072; mentre in quella catastale appartiene al Foglio nr. 26 ai mappali 1195-1196-1200-1201. La quota media della zona è di 28,5 m sim degradante verso Sud– **Scheda 1.**

Dalla documentazione del PAT la zona ricade nell'ATO n. 10: Nucleo Urbano Centrale (superficie territoriale di 359,53 ha). Questo è "l'ambito collocato centralmente al territorio, caratterizzato da aree di urbanizzazione consolidata, dalla presenza di centri storici e di servizi di interesse comune. È l'ambito in cui sono inserite le linee preferenziali di sviluppo insediativo (gran parte delle quali si configurano come aree di 'completamento' e di 'ricongiungimento' tra aree già edificate. In esso è stato individuato un contesto destinato alla realizzazione di programmi complessi (terziario, servizi, residenziale) avente una superficie di circa 205.000 m²".

*L'area in oggetto ha una superficie di 5'914,00 m², suddivisa in aree edificate, a verde, di parcheggio e di viabilità. Si veda la **Scheda 2**.*

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 coni 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 CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE LOCALI

Il territorio è caratterizzato in prevalenza da ghiaie sabbiose e sedimenti grossolani in genere ed ospita un acquifero unico, libero, avente uno spessore di alcune centinaia di metri e supportato dal substrato roccioso

Il drenaggio delle acque meteoriche e delle acque di scorrimento superficiale locale avviene soprattutto attraverso il percolamento nel sottosuolo e/o per l'azione drenante della rete scolante minore e poi consorziale.

Nel sottosuolo del Comune esiste una falda freatica, che ha sede nel materasso ghiaioso-sabbioso, usata anche per scopi idropotabili. La profondità della falda è di circa 35 metri dal piano campagna nell'estremo NW del Comune e scende a 1÷2 metri nel settore SE, dove si segnalano alcune polle di risorgiva.

La tavola d'acqua superficiale non è stata riscontrata durante le indagini geognostiche, ma dati pregressi derivanti da studi in loco, permettono di affermare che mediamente si assesta, qui, almeno a -5,0 m da piano campagna attuale. Essa può subire oscillazioni stagionali di circa $\pm 0,7$ m.

La direzione del flusso sotterraneo locale è da NEN verso SWS, legata all'andamento della circolazione regionale.

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, mentre diventa basso ($K = 10^{-6} \div 10^{-10}$ m/s) nei termini coesivi presenti come lenti o matrice nel sottosuolo investigato- **Scheda 3 - fig. 2**.

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.

3.4 CONDIZIONI IDRAULICHE E CRITICITA' LOCALI

L'asta naturale in territorio comunale è rappresentata dal torrente Giavera che scorre in direzione Nord-Sud nella fascia orientale del comune. Questo è stato oggetto di un'opera di regimazione delle piene, attraverso la realizzazione di una cassa di laminazione posta al confine Est del Comune in territorio di Villorba. Si tratta di un'asta di origine carsica (sorgente del Forarne), situata alla base del versante meridionale del Montello. Le portate della sorgente hanno regime estremamente variabile, passando da circa 100 l/s medi ad un massimo di 4.500 l/s, in concomitanza con piogge intense

La restante rete idrografica nel Comune è costituita da canali consorziali e non, ad uso irriguo, che coprono tutto il settore occidentale del territorio comunale: La gestione della rete consorziale è affidata al Consorzio di Bonifica "Piave" che ha inglobato l'ex C.B. "Destra Piave".

Nell'area in studio non sono presenti scoli consorziali, ma scoli e scoline interpoderali che recapitano, poi, nei primi. Vedasi la **Scheda 4 - fig. 1**.

Dalla relazione di compatibilità idraulica redatta per il PAT emerge che in ambito comunale, in caso di piogge intense, la rete irrigua manifesta alcuni problemi di smaltimento delle acque che possono creare episodi di esondazione sui terreni circostanti.

Per quanto riguarda le zone oggetto di pericolosità idraulica per esondazione e/o ristagno idrico il PAT ha evidenziato la loro distribuzione in ambito comunale, basandosi sul PAI e sui dati consorziali.

Nelle zone indicate dal Consorzio di Bonifica le esondazioni si limitano a ristagni e battenti d'acqua più o meno persistenti in relazione alla durata dell'evento meteorico, creando soprattutto disagio ai fini di mobilità e di convivenza residenziale. Le criticità sono da imputare a locali insufficienze della rete di smaltimento o da interruzioni del collettore.

In relazione al PAI (Piano Stralcio di Assetto Idrogeologico) redatto dalla competente Autorità di Bacino, nel territorio comunale sono presenti aree con una probabilità media di inondazione (P2) e con probabilità moderata (P1). Parimenti, per quanto riguarda in rischio idraulico il PAI individua, per il comune di Ponzano Veneto, in corrispondenza delle aree con pericolo di inondazione, un livello di rischio moderato (R1), con esclusione dell'area lungo il confine sud, in prossimità delle risorgive, dove è stata inserita una zona a rischio medio (R2).

In particolare, la pericolosità perimetrata si trova nella parte inferiore del Giàvera, per una lunghezza di circa 1,5 km e, nello specifico, l'area a pericolosità media (P2) si estende su entrambe le rive del Giàvera tra Via Pola e Borgo di Fontane. L'area a pericolosità moderata (P1) è esterna alla P2 e si estende lungo il corso d'acqua dalla località Sabbioni (lungo Via del Giavaretto) fino a Via Fontane -Via del Pegorile - Villaggio Florida.

Le aree inondabili indicate dal Consorzio Destra Piave hanno tempo di ritorno compreso tra 3 e 10 anni e, in base alla precedente classificazione del PAI, esse ricadono quindi tutte nella classe di pericolosità P3 di grado elevato.

Si tratta di zone lontane dal sito in oggetto (Scheda 4 - fig. 2) e concentrate soprattutto lungo il torrente Giavera e nella parte Sud-Est del territorio (PAI) o lungo via Volpago Sud (C.B. Piave).

La zona interessata dal progetto non è segnalata, infatti, come area soggetta ad allagamenti periodici, secondo gli elaborati del PAI dell'Autorità di Bacino competente. Si rimanda, comunque, agli elaborati del PAT e PI comunale.

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 modesta 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 e dove è opportuno che le luci di scarico non eccedano le dimensioni di un tubo di diametro 200 mm, con tiranti idrici nell'invaso non eccedenti il metro.

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 secondo l'espressione:

$$h = at^n \quad (1)$$

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.

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

$$n' = n + 0,14 \cdot \left(\frac{S}{100} \right) \quad (3)$$

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.

Tipo di superficie	Coefficiente di deflusso (ϕ)
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:

$$\overline{\Phi} = \frac{\sum_i S_i \Phi_i}{S} \quad (4)$$

La zona interessata dal progetto è attualmente adibita ad uso agrario. Pertanto, nella **situazione ante-operam**, il coefficiente di deflusso (Φ) è pari a **0,10**.

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 **0,48**, come da tabella sottostante:

		γ	0,9	0,6	0,6	0,9	0,2		
Lotto nr	Destinazione	Nr. Edifici	Strade e piazzali per la lottizzazione m ²	Parcheggi afferenti alla lottizzazione m ²	Aree semi-permeabili interne ai Lotti m ²	Tetti m ²	Area verde complessive m ²	Superficie totale m ²	γ medio
1+2	Residenziale	5	450,00	229,00	1.258,00	1.467,00	1.019,00	5.917,00	0,48
Coefficiente di deflusso medio (γ) =									0,48

Tabella 2: Coefficiente di deflusso medio della zona di progetto

Non si è considerato il "verde residuo" inserito nel progetto (~200 m²), ma solo quello all'interno del perimetro di lottizzazione.

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.

E' 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:

$$t_c = t_r + t_0 \quad (5)$$

Per il calcolo di t_0 , si usa la formula proposta da Boyd¹:

$$t_0 = t_c = k \times S^\delta \quad (6)$$

Per il calcolo di t_r si usa la formula:

$$t_r = \frac{\sqrt{1.5 \times S}}{v} \quad (7)$$

dove:

- $k = 2.51$
- S è la superficie del bacino (S) espressa in km², assunta pari a 0,001505 Km² (1'505 m²)
- $\delta = 0.38$
- v = velocità media nella rete assunta pari a 1 m/s in bacini pianeggianti

¹ Boyd M. J., 1978, A storage-routing model relating drainage basin hydrology and geomorphology, Water Resources Research, 14 (5), 921-928.

Dalla (5) risulta che il tempo di corrivazione t_c è di **0,45** ore, come mostrato nella tabella sottostante.

Superficie trasformata m^2	Superficie trasformata Km^2	t_0 ore	t_0 min	t_r ore	t_r min	t_c ore	t_c min	t_c giorni
5.917,00	0,00592	0,36	21,44	0,09	5,65	0,45	27,09	0,019

Tabella 3: Tempo di corrivazione (t_c) per l'area di progetto

Con tale dato si deduce, secondo l'equazione di possibilità pluviometrica adatta per l'area in studio e secondo i calcoli eseguiti nella VCI di supporto al PAT, l'altezza d'acqua e la portata massima attesa:

$$h = 53,69t^{0,341} \quad (8)$$

Per il tempo t_c calcolato, l'altezza della lama d'acqua (**h**), con $T_r = 50$ anni, risulta pari a **41 mm (Scheda 4 abc)**.

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*". E' 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:

$$\bar{Q} = \frac{\Phi S h}{(t_p + t_c)} \quad (9)$$

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.

La (9) allora assume la forma:

$$Q_{\max} = \frac{\Phi S h}{(t_c)} \quad (10)$$

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:

$$Q_{\max} = \Phi \frac{10^4 S \cdot 10^{-3} h}{86400 \cdot t_c} \quad (11)$$

da cui, svolgendo i calcoli:

$$Q_{\max} = 0,1157 \cdot 10^{-3} \Phi \frac{Sh}{t_c} (m^3/s) \quad (12)$$

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 71,505 L/s (0,072 m^3/s) per l'area trasformata. Si veda la Scheda 5a.

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 (9):

$$u = 0,1157 \cdot \Phi \frac{h}{t_c} \quad (\text{L/s hm}^2) \quad (13)$$

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 **121 L/s ha**, per l'area trasformata. Si veda la **Scheda 5b**.*

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 deve 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.

I dati d'ingresso ed i calcoli per l'area interessata dal progetto sono riportati nelle **Schede 4abc**. Per una maggiore chiarezza del procedimento si riportano, là, anche i passaggi di calcolo intermedi, già illustrati nei paragrafi precedenti.

Nella parte finale della sezione di calcolo (**Scheda 5c**) è riportato anche il calcolo del diametro della bocca tassata, ipotizzando l'uso di una tubazione ai fini dello stoccaggio. Questa è solo una delle soluzioni possibili. Altre sono illustrate nei paragrafi successivi anche se si lascia al progettista, trattandosi questa di una Relazione di valutazione, la più idonea scelta progettuale ed il relativo dimensionamento.

*Dai calcoli eseguiti emerge che il volume idrico (V_c) da mitigare per l'area interessata dalla lottizzazione ($5'917,00 \text{ m}^2$) risulta essere di **116 m³**, cui corrisponde un volume specifico (V_{sp}) di **195 m³/ha**.*

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 lungo via Gobbato.

E' chiaro che le acque provenienti dalle nuove aree urbanizzate non dovranno essere convogliate direttamente al corpo idrico ricettore (deflusso immediato), al fine di non incrementare possibili situazioni di piena in formazione nell'alveo durante eventi meteorici critici.

E' quindi necessario considerare un modello afflussi-deflussi che consenta di prolungare i tempi di consegna nel corpo ricettore (tramite "immagazzinamento" dell'acqua) andando così a diminuire il valore di colmo della portata nell'idrogramma di piena: si parla quindi di intervento di laminazione della piena.

Si tratta in pratica di ottenere quella "invarianza idraulica" il cui raggiungimento è lo scopo richiesto dalla normativa regionale in materia.

5.1 SOLUZIONI

La rosa entro cui scegliere appare relativamente ampia ed in particolare si sottolinea che i sistemi indicati possono essere usati in maniera combinata e complementare, oppure singolarmente, in funzione dei volumi in gioco e delle peculiarità delle aree.

1. Come detto, nelle schede di calcolo sopra illustrate (**Schede 5abc**), si è ipotizzato che tali volumi vengano invasati entro tubazioni di diametro 120 cm e con lunghezza variabile in funzione del volume da mitigare.

Per invasare temporaneamente il volume V_c calcolato con una tubazione di diametro 120 cm, la lunghezza totale della tubazione per l'area analizzata sarà di ~103 metri lineari.

Lo sviluppo della tubazione potrà essere fatto posizionandola nella fascia Est dell'area con recapito finale, regolamentato da bocca tassata, nel fossato limitrofo, o, in alternativa, in una zona artificialmente depressa posta sulle zone destinate a verde.

2. La soluzione che si propone, però, è la realizzazione di invaso superficiale di raccolta idrica nelle porzioni destinate a verde.

Optando per questa soluzione ed avendo stimato il volume compensativo totale in **116 m³** è necessario un bacino complessivo di **290 m²**. Infatti, posizionando il fondo bacino a -0,4 m (profondità utile) dai riferimenti quali il piano calpestio/marciapiedi e il piano stradale, e senza tener conto dei 0,10÷0,15 m di sovra-alzo che farà da "arginello" perimetrale di contenimento (anche per evitare deflussi in entrata di eventuali lame d'acqua), costruito in forma addolcita per rispettare la naturalità del sito, è sufficiente una superficie di 290 m²

Cautelativamente, visto che il sottosuolo ha una buona capacità di percolamento, ma prevedendo una diminuzione della capacità infiltrativa del fondo a causa del deposito di terreni fini nel tempo, sarà previsto anche uno scarico a bocca tassata che recapiti l'eventuale surplus nella rete scolante minore perimetrale all'area.

Una ipotesi è quella di posizionare tale vaso entro la superficie prativa posta ad Ovest del Lotto 1.

In realtà, poiché l'area in studio è suddivisa in due lotti (vedasi Scheda 2), si è optato per la costruzione di due invasi; sia per rendere autonomo ciascun lotto, sia per abbattere i costi di lunghe condotte e scavi.

Per il **Lotto nr.1** e le infrastrutture viarie, è previsto un incavo superficiale di **76 m³** nel parco posto ad Ovest; arrotondabili cautelativamente ad 80 m³, se non si vuol tener conto dell'effetto invasante prodotto dalla condotta adduttrice.

Per il **Lotto nr.2** e le infrastrutture viarie, è previsto un incavo superficiale di **40 m³** nel parco posto ad Ovest dell'area destinata a parcheggio, senza tener conto dell'effetto invasante prodotto dalla condotta adduttrice.

Si veda la **Scheda 6** per l'ubicazione e la **Scheda 7** per un esempio, mentre si rimanda alle Tavole di progetto per maggiori dettagli in merito.

L'allontanamento delle acque può essere facilitato garantendo una pendenza minima del fondo in direzione della re-immissione nella rete idrica principale, che le coletterà poi verso il recapito finale. Lo svuotamento avverrà in funzione del manufatto terminale di scarico che sarà dimensionato secondo il valore limite pari all'ordine di grandezza della portata defluita nella condizioni precedente alla urbanizzazione (vedasi **Schede 5abc**).

La "vasca" a cielo aperto sarà inerbita così da poter essere utilizzate anche come verde usufruibile, quando non esiste il pericolo di allagamento.

Non esiste al momento tale pericolo, trattandosi di terreni permeabili, ma se nel tempo la decantazione di materiale fine andrà a ridurre l'efficienza di percolamento, è auspicabile la messa in opera di un pozzetto di decantazione/dissabbiatore in entrata e di un pozzetto di ispezione in uscita prima dell'immissione nella rete pubblica. In questo ultimo, la limitazione di portata nella sezione terminale, prima dello scarico nella rete idrografica, sarà garantita da un manufatto di laminazione che funzioni preferibilmente in modo automatico e che limiti l'afflusso di portata ai valori corrispondenti alla situazione prima dell'intervento urbanistico. Tale manufatto idraulico per la laminazione delle acque meteoriche presenta nel fondo una apertura di dimensioni ridotte, tarata sul valore massimo di portata ammissibile, al fine di limitare la portata in uscita ai valori richiesti. I valori di portata ammissibili saranno valutati per ogni singolo caso. In questo tipo di dispositivo la portata che defluisce dalla luce di fondo è funzione dell'altezza idrica di monte (ed eventualmente di valle in caso di deflusso rigurgitato).

Se le portate in entrata sono superiori a quelle stimate per il tempo di ritorno assunto, il dispositivo di scarico presenta uno stramazzo che funziona come soglia sfiorante (**Scheda 8**). La portata che defluisce dallo stramazzo è valutata con l'espressione:

$$Q = Cq \times L \times h \times \sqrt{2 \times 9.81 \times h}$$

dove:

Cq = coefficiente di efflusso (adimensionale)

Q = portata di scarico concessa dal concessionario (5 L/s)

L = larghezza della soglia

h = tirante utile nella vasca di laminazione espresso in m, oppure, nel caso di vasca di laminazione dotata di pompa di sollevamento, tirante utile nel pozzetto con scarico di fondo tarato, espresso in m.

L'utilizzo delle cosiddette vasche di dispersione (vedasi Allegato A citato), qui fattibile vista la profondità della falda e la presenza di terreni permeabili rientra già nella soluzione mitigatrice illustrata nel punto 2. Bisogna, comunque, tener conto di quanto stabilito nell'Allegato A della DGR 2948/2009: "Questi sistemi, che fungono da dispositivi di re-immissione in falda, possono essere realizzati, a titolo esemplificativo, sotto forma di vasche o condotte disperdenti posizionati negli strati superficiali del sottosuolo in cui sia consentito l'accumulo di un battente idraulico che favorisca l'infiltrazione e la dispersione nel terreno. I parametri assunti alla base del dimensionamento dovranno essere desunti da prove sperimentali. Tuttavia le misure compensative andranno di norma individuate in volumi di invaso per la laminazione di almeno il 50% degli aumenti di portata".

3. I parcheggi in progetto saranno costruiti con pavimentazioni permeabili (come assunto nelle valutazioni dei volumi), che nei terreni permeabili, come in questo caso, avranno la funzione di aiutare l'azione drenante del suolo ghiaioso-sabbioso - **Scheda 9**.

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 desiderato di laminazione della piena.

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

- Utilizzare caditoie filtranti, ove i terreni lo permettono, per la raccolta delle acque provenienti dai tetti in modo che l'acqua venga scaricata dai pluviali all'interno di pozzetti con fondo drenante e da qui in piccole trincee drenanti collegate anche alla rete di fognatura per scaricare le portate in eccesso. Con questo sistema si va ad incrementare il tempo di corrivazione. Nei casi in cui il suolo sia poco permeabile, si

possono impiegare dei pozzi di infiltrazione in cui l'acqua convogliata dai pluviali venga "assorbita" da uno strato di accumulo con struttura a nido d'ape dotato di elevata porosità.

- Realizzare caditoie stradali, nella strada di accesso, di tipo filtrante, cioè con pozzetti a fondo aperto, e sottofondo drenante in modo da favorire l'infiltrazione e dispersione in profondità.
- 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.
- Sovradimensionare alcuni tratti di fognatura delle nuove reti di raccolta delle acque meteoriche per aumentare la loro capacità di invaso.
- Prevedere la realizzazione di disoleatori per il trattamento delle acque di prima pioggia che sono generalmente cariche di sostanze inquinanti di dilavamento delle strade, per salvaguardare la qualità delle acque del corpo ricettore. da posizionare a seconda della tipologia degli scarichi fognari esistenti.
- 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 +20÷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 il tempo di corrivazione ed a ritardare così la consegna al corpo ricettore, ma si riesce anche a disperdere parte del volume di pioggia perché si favorisce l'infiltrazione nel terreno.

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:

- I fossati limitrofi, sia esistenti che nuovi, dovranno essere costantemente funzionanti e resi idonei allo smaltimento del deflusso idrico anche in caso di piena. Questo obiettivo sarà possibile grazie ad interventi di ordinaria manutenzione come lo sfalcio dell'erba dalle sponde e la sua rimozione, il taglio di eventuali arbusti che andrebbero a ridurre la sezione utile, ed anche interventi di risagomatura delle sezioni.
- Deve essere sempre garantita una via di accesso per la manutenzione e l'osservazione di canali e fossati.
- 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.
- La realizzazione di nuove strade deve assolutamente prevedere la realizzazione di ampie scoline laterali che siano in collegamento con i corpi ricettori principali. Sono da evitare tombini stradali che vadano a "strozzare" la sezione della scolina in caso di attraversamento del rilevato stradale.
- Sono da evitare i tombinamenti indiscriminati dei fossati e tali opere devono essere, comunque, correttamente dimensionate.
- 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.



Baratto Filippo

S C H E D E



1



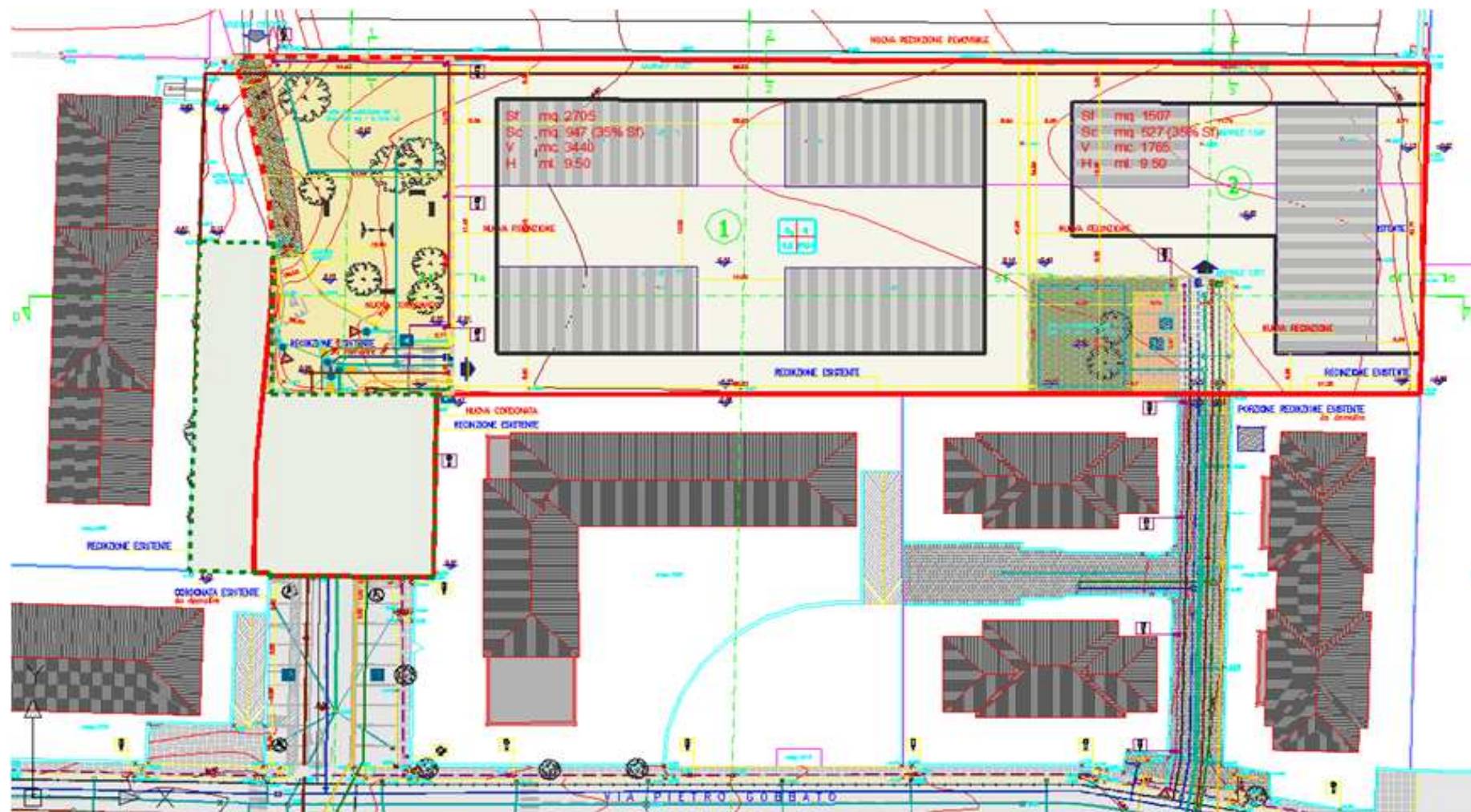
2

1 estratto da CTR Elemento 105072

2 estratto catastale foglio 26 mapp. 1200-1201-1195-1196

Planimetrie

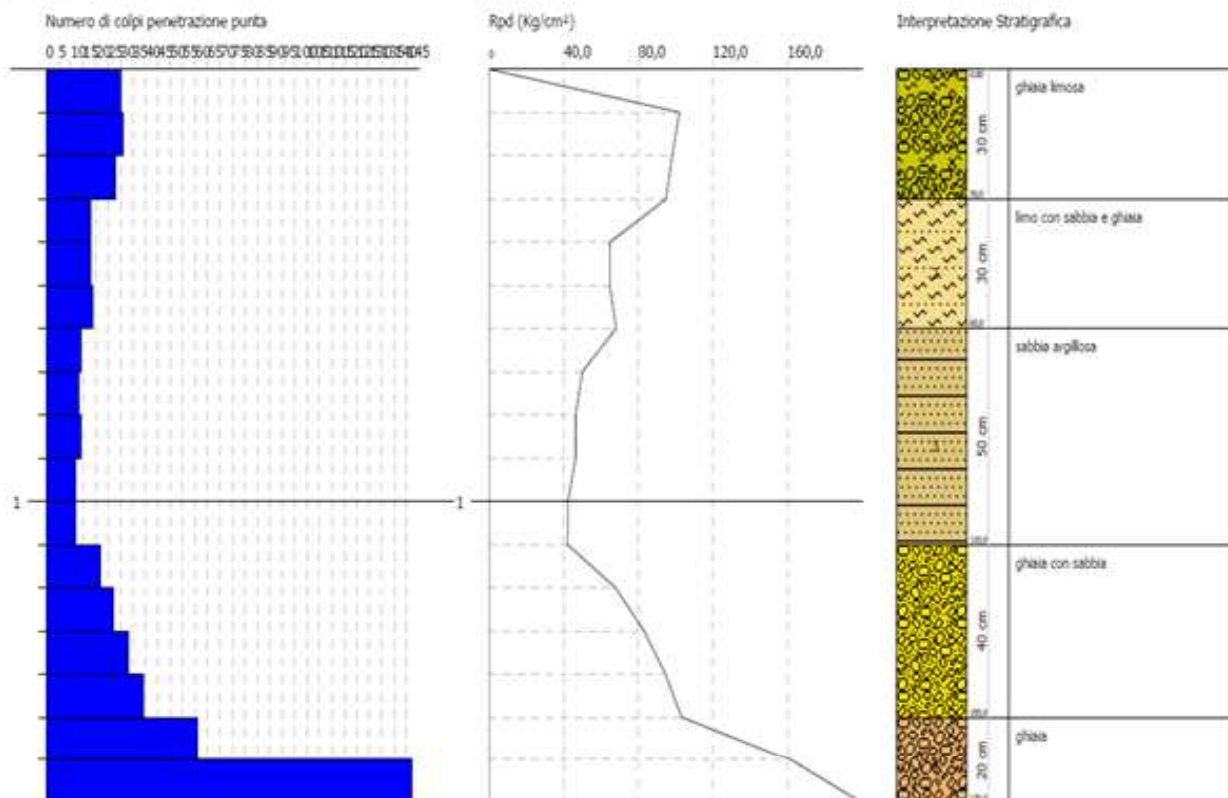
Scheda 1



— perimetro lottizzazione

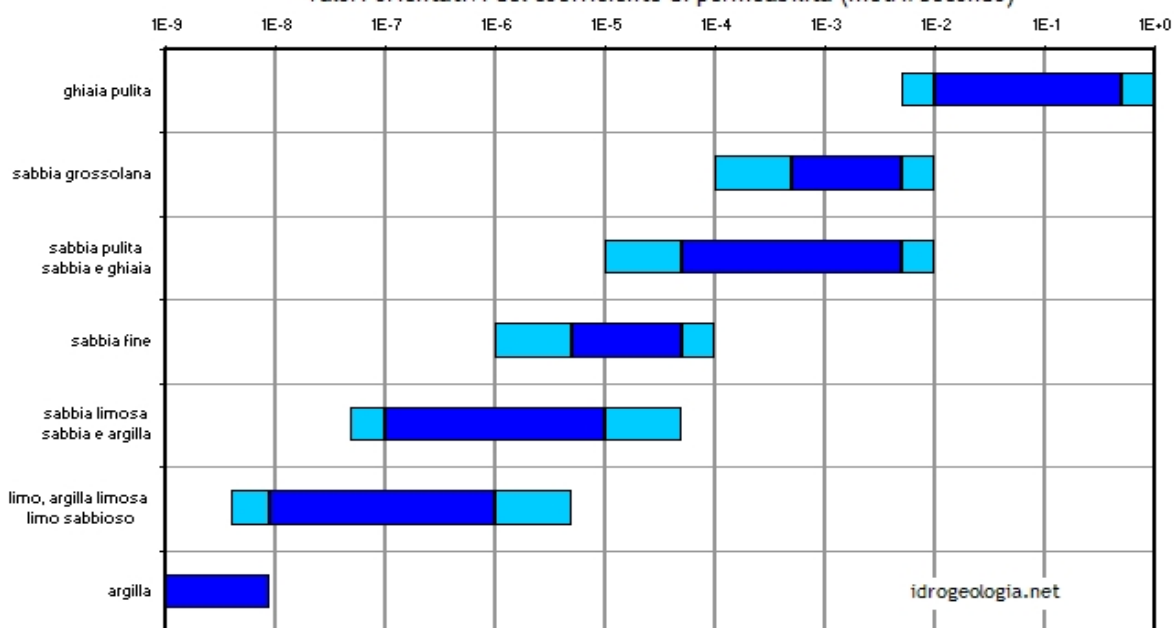
si vedano anche gli elaborati progettuali

Lottizzazione
(fuori scala)
Scheda 2



1

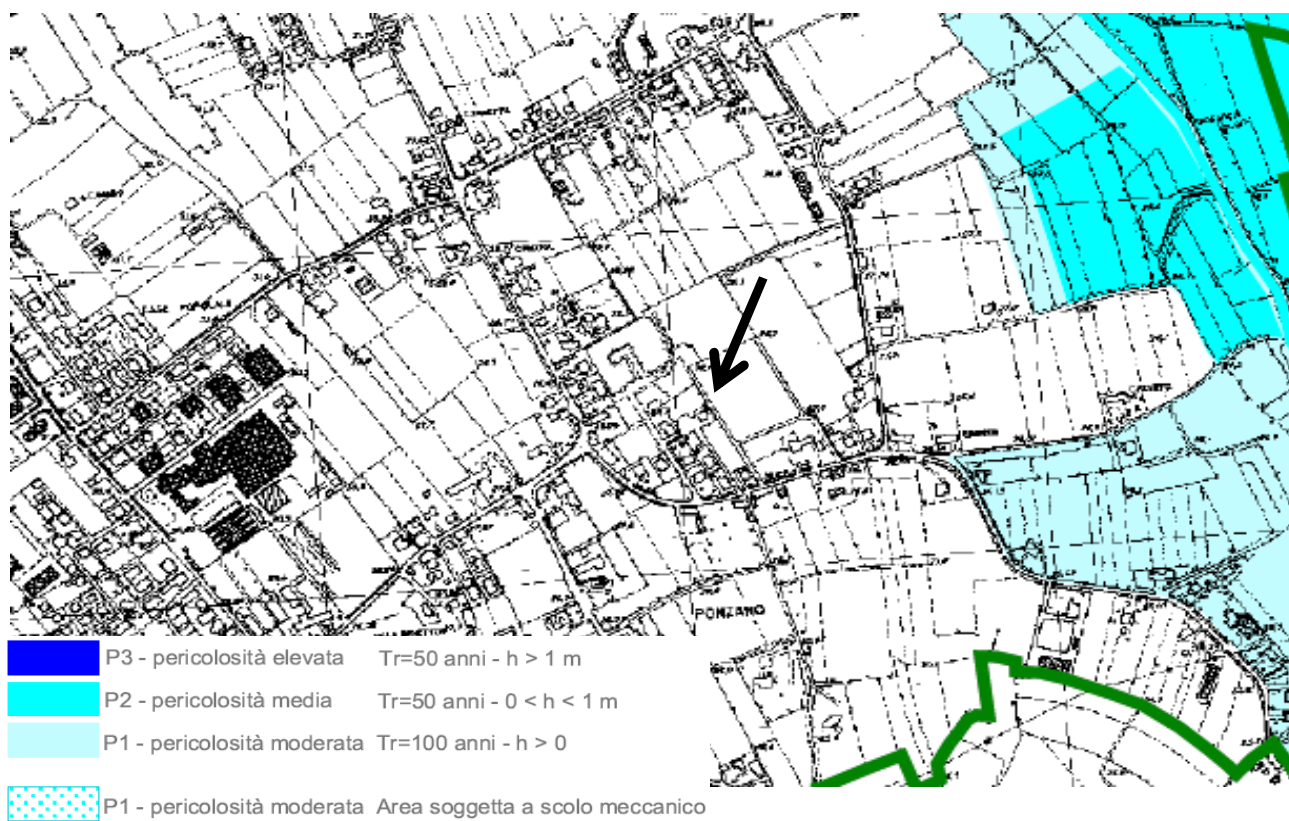
Valori orientativi del coefficiente di permeabilità (metri/secondo)



2



1



2

1= estratto da VCI PAT
2= estratto da PAI

Assetto idrografico e di pericolo idraulico
(estratto da PAT)
Scheda 4

Equazione di possibilità pluviometrica:

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

con:

a= **53,69**n= **0,341**Coefficiente di deflusso area trasformata $\phi_2 =$ **0,48**Coefficiente di deflusso area prima della trasformazione $\phi_1 =$ **0,1**

Area oggetto di trasformazione (mq) =

5.917

Il tempo t viene assunto pari al tempo di corrivazione (t_c), ovvero il tempo che impiega una goccia d'acqua caduta nel punto più lontano (dell'area di trasformazione) rispetto alla sezione idraulica di uscita, ad arrivare alla sezione stessa

Si ritiene di calcolare il tempo di corrivazione con la seguente formula, come uno tra i metodi idonei per il calcolo del tempo di corrivazione per le aree urbanizzate

$$t_c = t_o + t_r$$

dove:

 t_o = Tempo di ruscellamento, ovvero il tempo necessario alla goccia d'acqua ad arrivare dal terreno alla rete fognaria t_r = Tempo di percorrenza della rete fognariaI valori di t_o e di t_r vengono calcolati con le seguenti formule:

$$(formula di Boyd) \quad t_o = k \times S^d \quad \text{con} \quad t_r = \frac{\sqrt{1.5 \times S_{urb}}}{v}$$

con

k= 2,51 costante

v(m/s)= 1 costante

d= 0,38 costante

S(kmq)= 0,005917 Valore dell'area di trasformazione

S (kmq)= 0,005917 Valore dell'area di trasformazione

trasformazione

to= espresso in ore		tr= espresso in ore		
to (minuti) =	21,44	tr (minuti) =	5,65	tc (minuti) = 27,09
to (ore) =	0,36	tr (ore) =	0,09	tc (ore) = 0,45
to (secondi) =	1286,40	tr (secondi) =	339,16	tc (secondi) = 1625,55
to(giorni) =	0,0148888	tr (giorni) =	0,0039254	tc (giorni) = 0,019

$$h = a \times t^n : \quad \mathbf{40,94} \text{ mm} \quad \text{con } t_c \text{ espresso in ore}$$

Altezza (in millimetri) della precipitazione per il tempo t pari al tempo di corrivazione e per tempi di ritorno di 50 anni

Calcolo della portata di piena in prima approssimazione (a valle)

Questo valore non entrerà nei calcoli successivi per la determinazione dell'invaso, ma è utile per una conoscenza di massima della portata dell'area dopo la trasformazione urbanistica

La formula è la seguente:

$$Q_{max} = 0.1157 \times \Phi \times \frac{S \times h}{t_c}$$

con:

Qmax= espresso in L/s

 ϕ = coefficiente di deflusso

S= espresso in ettometri quadri, ovvero in ettari (ovvero in kmq moltiplicati per 100)

tc= espresso in ore

Da cui:

Qmax= **71,505** L/s che equivalgono a **0,072** mc/s**Determinazione del coefficiente udometrico**

Il coefficiente udometrico è la portata massima per unità di superficie che defluisce da un'area (in questo caso dall'area oggetto di trasformazione).

Questo valore, analogamente alla Qmax calcolata in precedenza, non entrerà nei calcoli per la determinazione dell'invaso, ma è un dato utile e di rilevante significato idraulico, che serve per la comprensione della capacità di invaso (ovvero di drenaggio) dell'area oggetto di trasformazione

Il coefficiente udometrico si esprime in $L / s \times ha$

E' il rapporto tra la Portata massima e l'Area di trasformazione

CALCOLO DEL VOLUME DI INVASO

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.

In questa sede, non si ripetono i concetti di idraulica già espressi nella relazione, alla quale si rimanda.

E' sufficiente ricordare che 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)

a=	53,69	→	53,663		Puppini: $a' = a \cdot \left(1 - 0,084 \cdot \left(\frac{S}{100} \right) + 0,007 \cdot \left(\frac{S}{100} \right)^2 \right)$
n=	0,341	→	0,3418		
Ø1 =	0,1				
Ø2 =	0,48				
Area=	5.917 (mq)	=	0,5917		
tc=	27,09				$n' = n + 0,14 \cdot \left(\frac{S}{100} \right)$

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 raggiunta di una pioggia si riduce alla 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

Calcolo di QM1 =

$$Q_{M1} = \frac{a \times \left(\frac{tc}{60} \right)^{\frac{4n}{3}} - 1}{\frac{1000}{3600}} \times \Phi_1 \times A \times 1000$$

Calcolo di QM2 =

$$Q_{M2} = \frac{a \times \left(\frac{tc}{60} \right)^{\frac{4n}{3}} - 1}{\frac{1000}{3600}} \times \Phi_2 \times A \times 1000$$

Q_{M1} = 13,60 L/s

Q_{M2} = 65,26 L/s

La durata di pioggia critica Tr risulta:

tc= 27,09 min QM1 / QM2 0,208

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.

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

Tr / tc = 4,134 da cui Tr = **112** min

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:

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

Vcr = **116** mc Volume da invasare mediante collettori o altri metodi

Vspec = **195** (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.

DETERMINAZIONE DEL DIAMETRO DELLA BOCCA TASSATA

Si ipotizza l'uso di una tubazione circolare di diametro da definire, chiusa all'estremità di valle da una bocca tassata che dovrà essere dimensionata adeguatamente affinché la velocità in uscita dell'acqua non risulti superiore a **5 m/s** ha.

Inoltre, al fine di evitare possibili intasamenti della bocca tassata in uscita, è stato posto un limite minimo al diametro del tubo di uscita pari a **6 cm**.

Con le formule a seguire, valide per condotte circolari, una volta determinato il diametro del tubo di invaso, automaticamente verrà determinata la lunghezza del collettore da posare, facente le funzioni del bacino di invaso, e il diametro massimo della bocca tassata di valle, che impedisce il deflusso nel recettore di valle dell'acqua accumulata, in modo eccessivamente veloce.

La formula utilizzata per il calcolo del diametro della bocca tassata è:

$$Q = C_q \times \pi \times \sqrt{2 \times g \times h}$$

dove

Q = portata in uscita che può essere al massimo pari a 5 L/sha (L/s)

C_q = 0,61

D = Diametro della bocca tassata (m)

h = Diametro del collettore (m)

Diametro del collettore di invaso (D): **120** (cm)

Calcolo della lunghezza del collettore (L): **102,25** (m)

Calcolo del diametro della bocca tassata

Portata di laminazione massima consentita (Ql): **2,9585** (L/s)

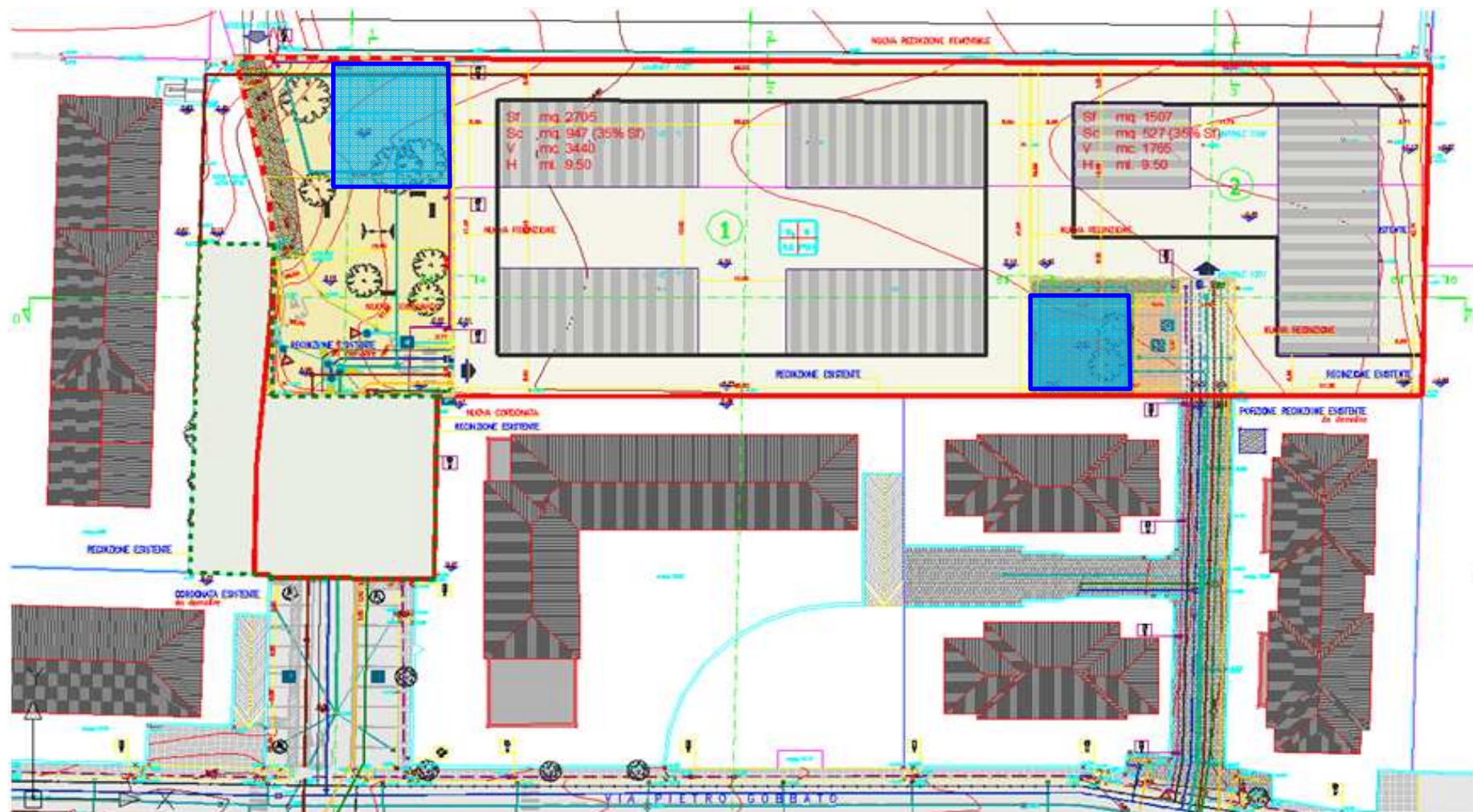
Invertendo la formula precedente, si determina il valore di D:

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Q}{C_q \times \pi \times \sqrt{2 \times g \times h}}}$$

Il risultato del calcolo per la determinazione del diametro della bocca tassata massima, derivante dall'implementazione della succitata formula, ponendo attenzione al rispetto delle corrette unità di misura è il seguente:

D_{bt} = **6,00** (cm)

Pertanto si deve realizzare una bocca tassata attraverso l'installazione di un tubo commerciale avente diametro immediatamente inferiore a quello del valore derivante dal calcolo.



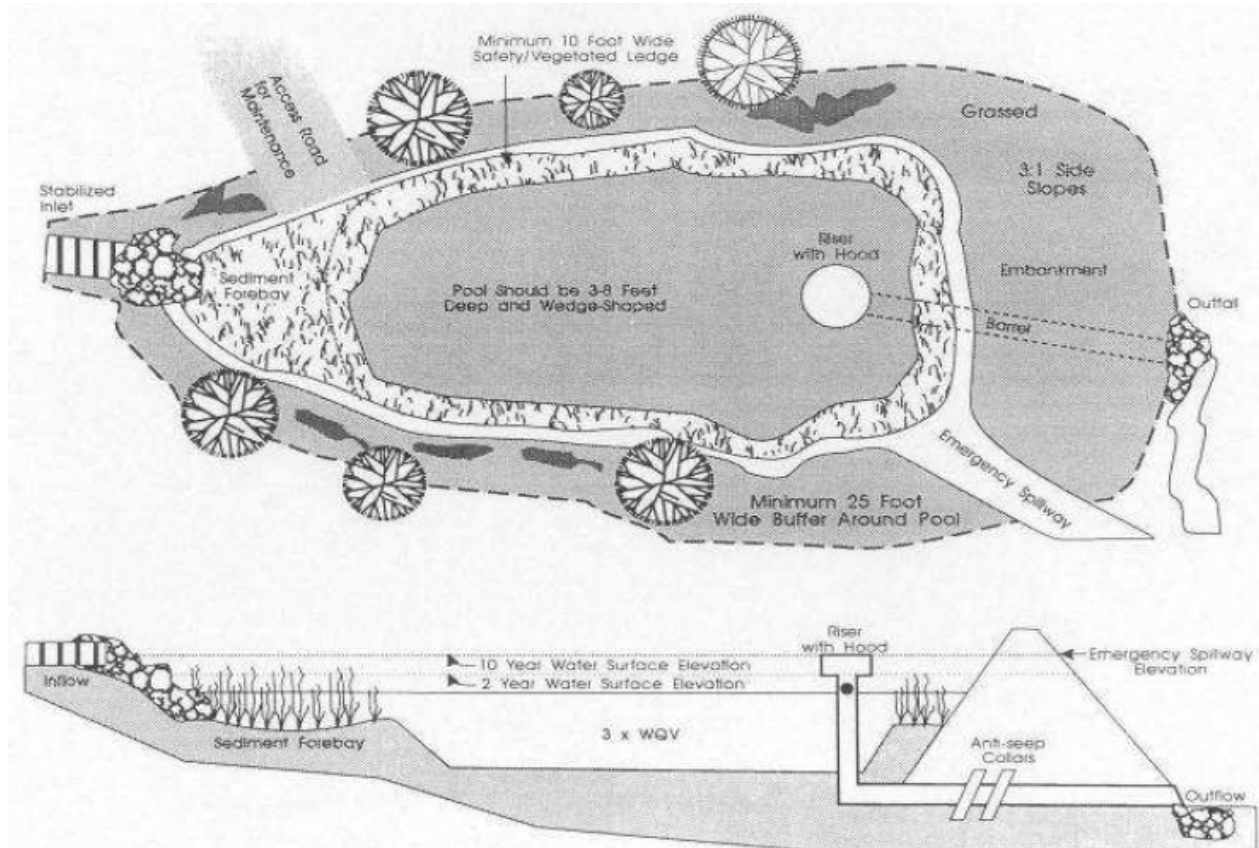
— perimetro lottizzazione



invasi superficiali di mitigazione : uno per il Lotto 1 ed uno per il Lotto 2

si vedano anche gli elaborati progettuali

Lottizzazione
(fuori scala)
Scheda 6

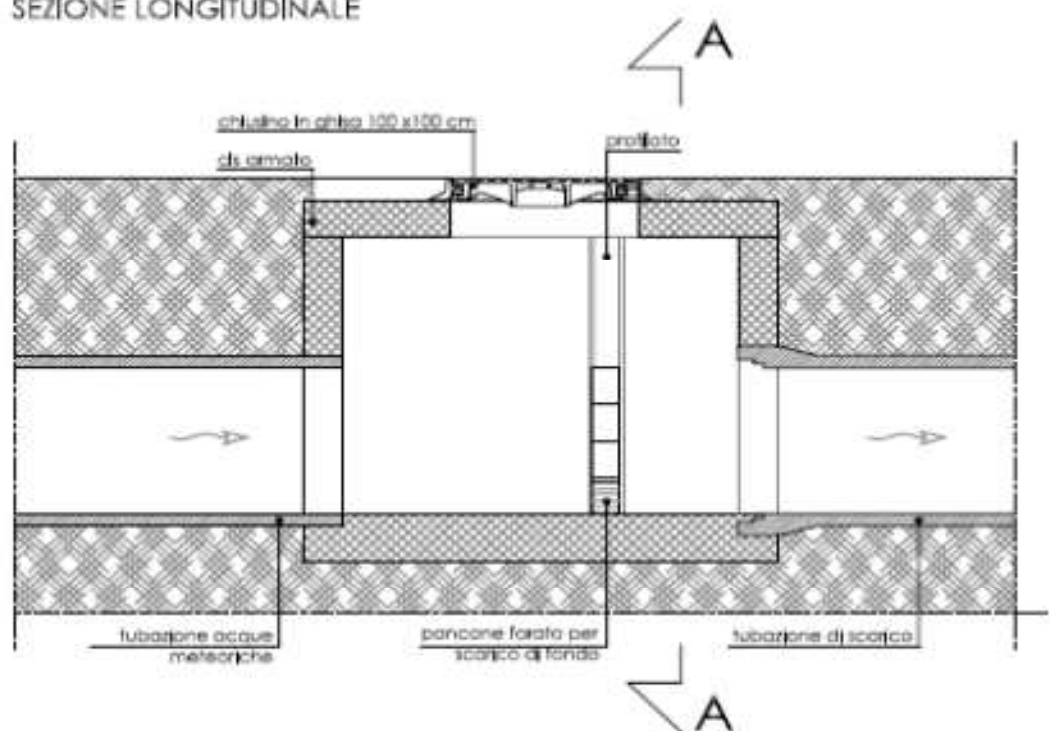


1 esempio di area a verde depressa (da Field 1993)

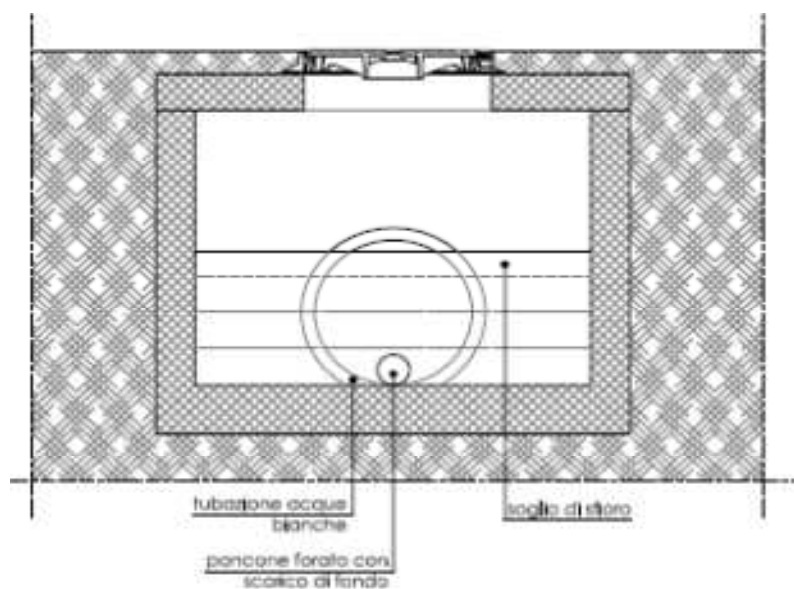


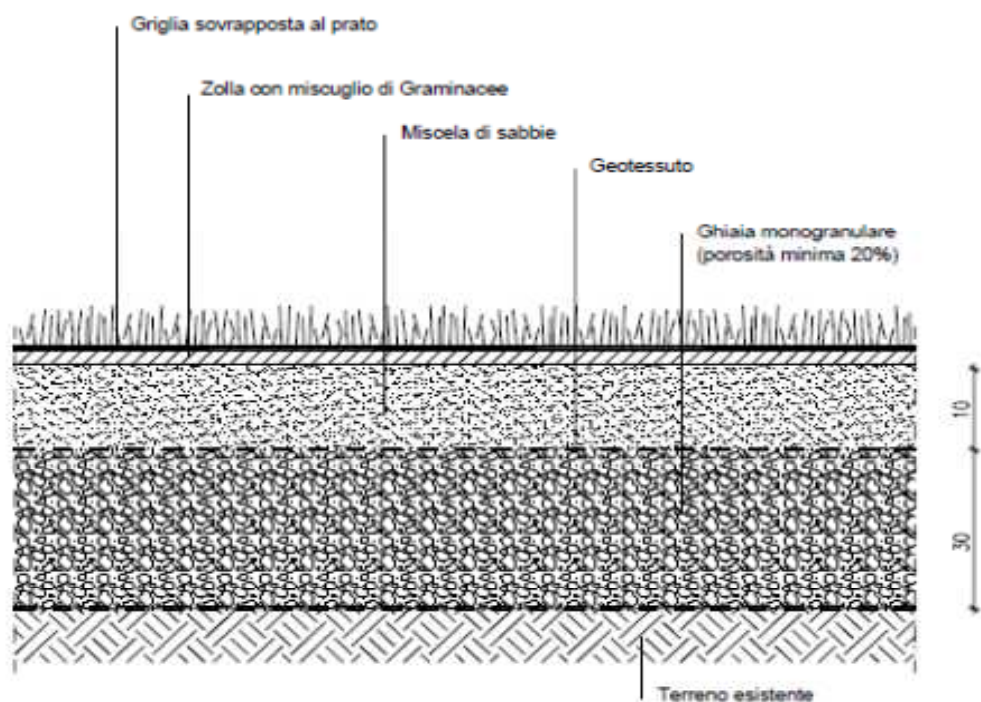
2 realizzazione di area di accumulo in zona residenziale (Davis - CA USA)

PARTICOLARE MANUFATTO DI LAMINAZIONE
SEZIONE LONGITUDINALE

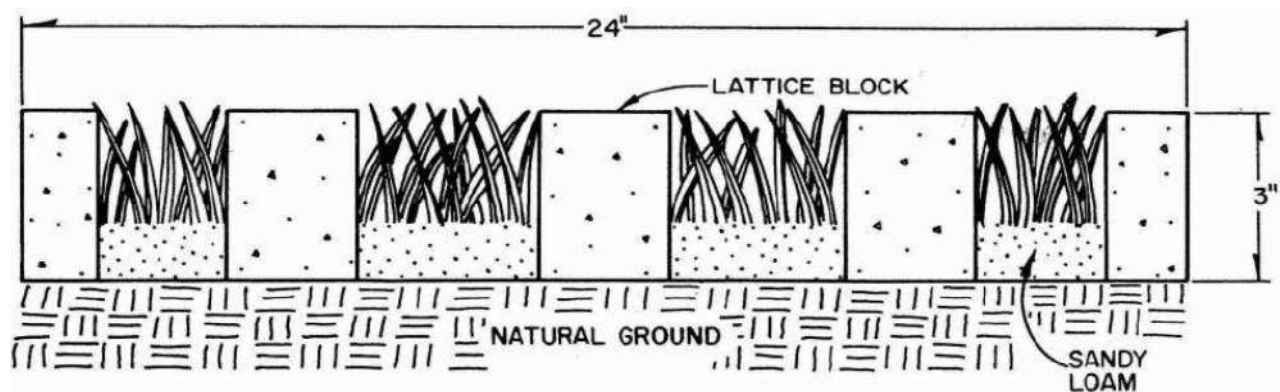


PARTICOLARE MANUFATTO DI LAMINAZIONE
SEZIONE TRASVERSALE A-A

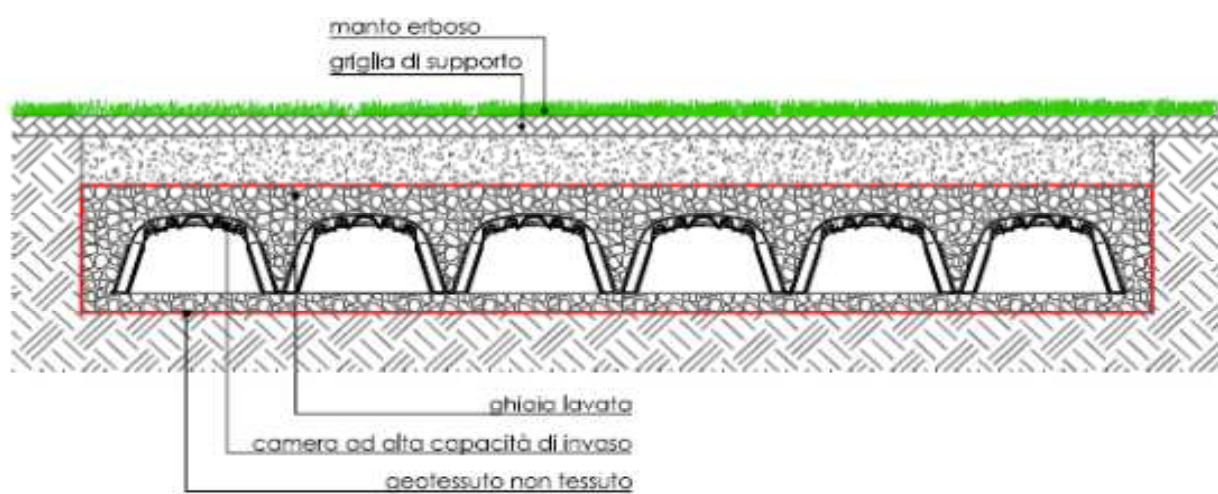




1 esempio di stoccaggio con materiale inerte



2 esempio di parcheggio drenante



3 esempio di celle ad elevato immaginamento idrico