

Comune di SUSEGANA

OGGETTO

Piano Urbanistico Attuativo "Via SARTOR"

COMMITTENTE

Norbert Le Gallais

Bruno Zambon

Maurizio Granziera

Luciano Zambon

Sestiere San Marco 3051
31021 Venezia

via Garibaldi, 19
31058 Susegana (TV)

via Distrettuale, 166 int. 2
31025 Santa Lucia di Piave (TV)

PROGETTAZIONE



d-recta srl

via Villa Liccer, 14
31020 San Fior (TV) - Italia
t. 0438.1710037 - f. 0438.1710109
info@d-recta.it - www.d-recta.it

PROGETTISTA

Arch. Dino De Zan

DIRETTORE TECNICO

Arch. Marco Pagani

STUDIO DI COMPATIBILITÀ
IDRAULICA e GEOLOGICA

Dott. Geol. Filippo Torresan

ELABORATO

18

Studio di compatibilità idraulica

scala

-

codice

DR20210024UAR00PI002

EMISSIONE

rev	data	descrizione	redatto	controllato
02	maggio 2023	Elaborati per adozione	FT	FT
01	febbraio 2023	Elaborati adeguati alle integrazioni Prot. 295/2023 - Rif. 18045/2022	FT	FT
00	settembre 2022	Elaborati per adozione	FT	FT



Il presente documento è di proprietà di d-recta srl. Ogni utilizzo non autorizzato sarà perseguito a norma di legge.

certificato norma UNI EN ISO 9001:2015 n. 17180-I

certificato norma UNI ISO 45001:2018 n. 17180-I

INDICE

1. PREMESSA.....	2
2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE	4
3. INQUADRAMENTO PIANIFICATORIO.....	6
4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO ED IDROGEOLOGICO	9
5. MODELLO GEOLOGICO LOCALE	15
6. MODELLO IDROGEOLOGICO LOCALE.....	17
6.1 Prova di permeabilità K1 (DPSH1).....	19
6.2 Prova di permeabilità K2 (DPSH4).....	21
7. ANALISI IDROLOGICA ED IDRAULICA: CALCOLO DELL’AFFLUSSO METEORICO	23
7.1 Determinazione afflusso meteorico lordo	23
7.1.1 Tempo di ritorno.....	23
7.1.2 Curve di possibilità pluviometrica	23
7.2 Determinazione afflusso meteorico netto.....	25
7.3 Trasformazione afflussi in deflussi.....	27
7.3.1 Tempo di corrivazione	27
8. MITIGAZIONE IMPATTO IDRAULICO	29
8.1 Premesse	29
8.2 Valutazione volumi di invaso	29
8.3 Volumi di invaso.....	31
8.4 Smaltimento acque meteoriche	33
9. VERIFICA SISTEMA DISPERDENTE.....	35
10. GESTIONE DELLE ACQUE METEORICHE IN RIFERIMENTO ALLA NORMATIVA VIGENTE	37
11. CONCLUSIONI	40
12. BIBLIOGRAFIA	42
13. SITOGRAFIA.....	42
14. CARTOGRAFIA.....	42
15. ALLEGATI.....	42

Il presente studio è stato redatto in ottemperanza alla **D.G.R. del Veneto n°3637 del 13/12/2002** "L. 3 agosto 1998, n. 267 - Individuazione e perimetrazione delle aree a rischio idraulico e idrogeologico. Indicazioni per la formazione dei nuovi strumenti urbanistici", le cui modalità operative sono state fissate dalla **D.G.R. del Veneto n° 2948 del 2009** "Valutazione di compatibilità idraulica per la redazione degli strumenti urbanistici - Modalità operative ed indicazioni tecniche"; tale normativa individua i seguenti scopi nell'ambito delle trasformazioni urbanistiche:

"Lo studio idraulico deve verificare l'ammissibilità delle previsioni contenute nello strumento urbanistico considerando le interferenze che queste hanno con i dissesti idraulici presenti o potenziali e le possibili alterazione del regime idraulico che le nuove destinazioni o trasformazioni d'uso del suolo possono venire a determinare;"

"Nella valutazione devono essere verificate le variazioni della permeabilità e della risposta idrologica dell'area interessata conseguenti alle previste mutate caratteristiche territoriali nonché devono essere individuate idonee misure compensative, come nel caso di zone non a rischio di inquinamento della falda, il reperimento di nuove superfici atte a favorire l'infiltrazione delle acque o la realizzazione di nuovi volumi di invaso, finalizzate a non modificare il grado di permeabilità del suolo e le modalità di risposta del territorio agli eventi meteorici. Deve essere quindi definita la variazione dei contributi specifici delle singole aree prodotte dalle trasformazioni dell'uso del suolo e verificata la capacità della rete drenante di sopportare i nuovi apporti. In particolare, in relazione alle caratteristiche della rete idraulica naturale o artificiale che deve accogliere le acque derivanti dagli afflussi meteorici, dovranno essere stimate le portate massime scaricabili e definiti gli accorgimenti tecnici per evitarne il superamento in caso di eventi estremi."

"Lo studio di compatibilità può altresì prevedere la realizzazione di interventi di mitigazione del rischio, indicandone l'efficacia in termini di riduzione del pericolo".

Lo studio in esame si è articolato nei seguenti punti:

- acquisizione ed esame degli elaborati progettuali preliminari;
- acquisizione di fonti bibliografiche e cartografiche a carattere geologico, idrogeologico ed idrologico;
- acquisizione dati ed indicazioni di carattere idraulico dagli enti competenti;
- acquisizione dati pluviometrici;
- acquisizione dati relativi alla rete idrografica;
- stesura relazione finale;

2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE

Il sito in esame si colloca nel settore centro-orientale del territorio comunale di Susegana, a sud del centro comunale, tra Via Egidio Sartor e la lottizzazione di Via Sergio Bertazzoni (Figura 2). Esso si colloca a sud dei rilievi collinari del Trevigiano ad est del rilievo collinare del Montello (Figura 3).

Le quote del piano campagna, definite a seguito del rilievo topografico di dettaglio eseguito presso le aree in esame, si attestano su valori compresi tra un massimo di circa 71,9 m s.l.m. ed un minimo di circa 68,8 m s.l.m. Nello specifico si segnala che il settore del sito in studio localizzato a sudest è posto in posizione ribassata rispetto alla restante area di lottizzazione.

La rete idrica superficiale individua come elemento idrico principale il Fiume Piave il quale scorre a circa 3,0 km in direzione ovest – sudovest. Corsi idrici minori sono rappresentati dal Torrente Ruio e dal Fosso Tombin i quali scorrono a nord delle aree di indagine (Figura 4).

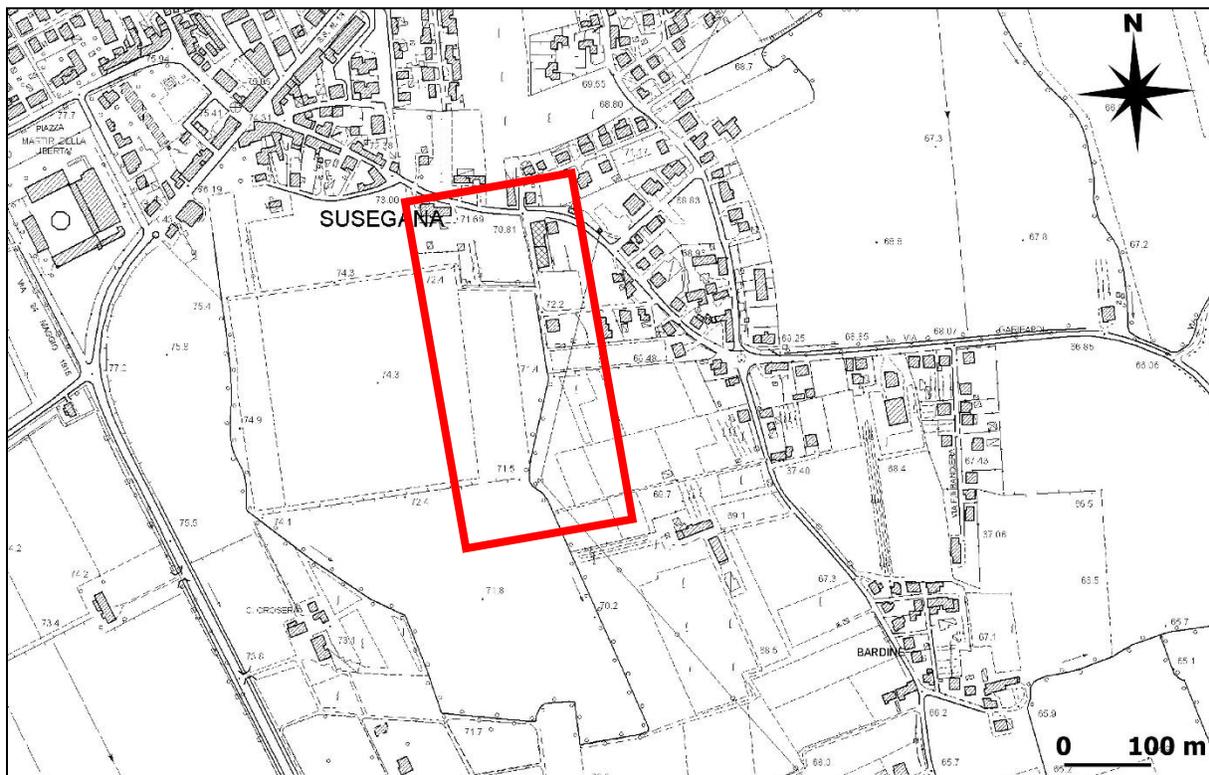


Figura 2. Estratto da Carta Tecnica Regionale (CTR) Elemento n. 084110-084120-084150-084160 della Regione del Veneto. Il poligono rosso indica l'area in studio.



Figura 3. Immagine ottenuta da QGIS mediante servizio QMS "Google.cn Satellites". Il poligono rosso indica l'area in studio.

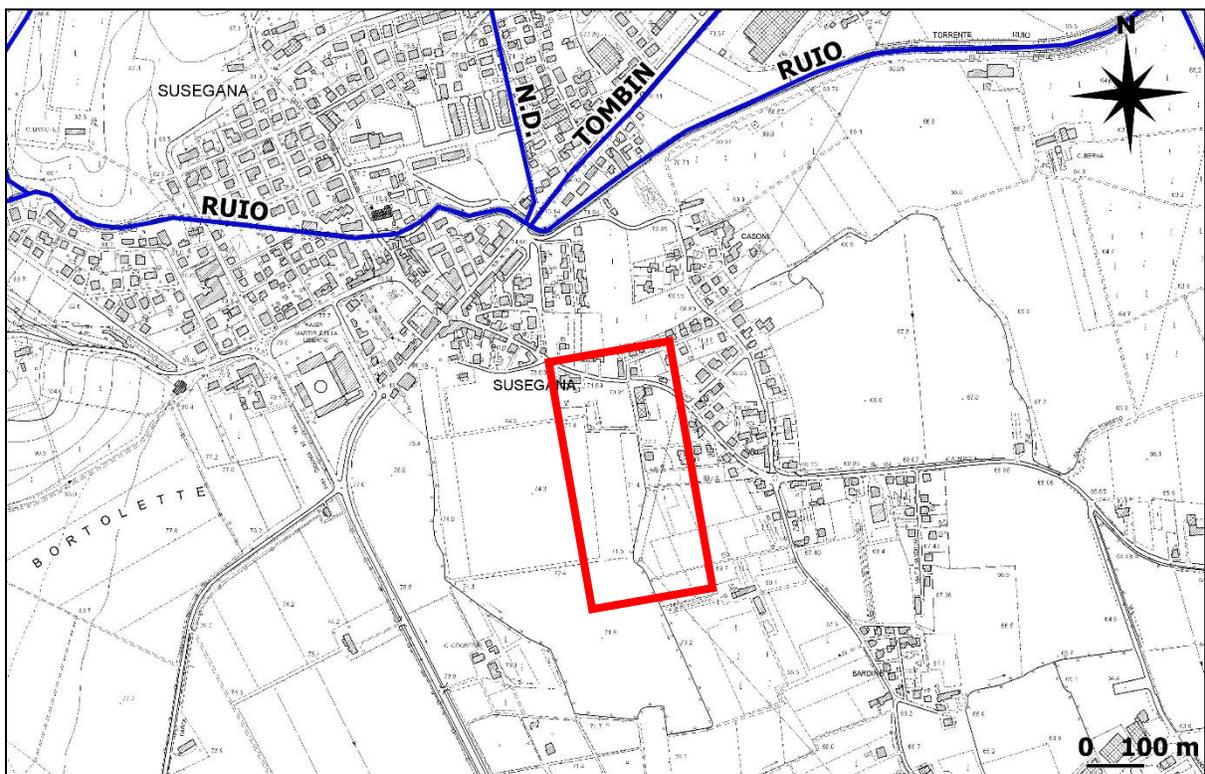


Figura 4. Inquadramento idrografico ottenuto da Geoportale Regione del veneto (<https://idt2.regione.veneto.it/>). Il poligono rosso indica l'area in studio.

3. INQUADRAMENTO PIANIFICATORIO

Al fine di valutare le condizioni idrauliche e geologiche del territorio in esame, per quanto riguarda la pericolosità idraulica e geologica, sono state analizzate le informazioni contenute nei seguenti strumenti di pianificazione territoriale:

- *Carta delle Fragilità, Tavola 3 alla scala 1:10.000 del Piano di Assetto del Territorio (PAT) del Comune di Susegana, adottato con Delibera del Consiglio Comunale n. 12 del 20 marzo 2012, ratificato con Deliberazione di Giunta Provinciale n. 139 del 20/04/2015 e divenuto efficace dal 31/05/2015 (Figura 5);*
- *Carta delle Fragilità, Tavola 2-1-B alla scala 1:50.000 del Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale (PTCP) della Provincia di Treviso, approvato con D.G.R. n° 1137 del 23 marzo 2010 (Figura 6);*
- *Carta della Pericolosità Idraulica, Riquadro Y25 del Piano di Gestione del Rischio Alluvioni, adottato dalla Conferenza Istituzionale Permanente del 21 dicembre 2021 e con avviso di adozione pubblicato in G.U. n. 29 del 4 febbraio 2022 (Figura 7).*

Dall'analisi congiunta di tali elaborati si evince che il sito oggetto di studio si colloca in un contesto di terreni idonei a condizione di tipo "A", in termini di compatibilità geologica ai fini urbanistici, non interessato da pericolosità idraulica e/o geologica.

Secondo quanto contenuto nelle Norme di Attuazione del Piano di Assetto del Territorio del Comune di Susegana, all'Art. 13 – Compatibilità geologica, comma 4 si definiscono i terreni idonei a condizione come:

“Terreni idonei a condizione in cui i presupposti geologici, puntuali o complessivi, determinano elementi di riduzione alle possibilità edificatorie perché soggette a problematiche geomorfologiche (inclinazione dei versanti vicina al 20%, esistenza di forme carsiche superficiali, possibili forme carsiche sepolte), geologiche (movimenti franosi di limitata entità che non compromettono, se non superficialmente, la stabilità dell'area), geotecniche (presenza di rilevanti spessori di copertura con caratteristiche geotecniche mediocri), idrauliche (aree esondabili e/o deflusso difficoltoso). Nella fascia di pianura, sia pur limitatamente alle zone dove affiorano facies alluvionali di origine fluviale o fluvioglaciale aventi caratteristiche di alta permeabilità, la falda freatica è esposta ad alta vulnerabilità intrinseca in previsione di possibili fenomeni d'inquinamento e sconsigliano l'installazione di attività a rischio di spandimenti di materiali pericolosi.”

Per i terreni idonei a condizione, in generale, vigono le seguenti prescrizioni (comma 5):

“Qualsiasi progetto, la cui realizzazione preveda un’interazione con i terreni e con l’assetto idraulico presente, è sottoposto alle disposizioni presenti nel cap. 6 “Progettazione geotecnica” delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” del DM Infrastrutture del 14 gennaio 2008 e successive modifiche e aggiornamenti, di cui si richiamano alcuni punti:

- *le analisi di progetto devono essere basate su modelli geotecnici dedotti da specifiche indagini e prove che il progettista deve definire in base alle scelte tipologiche dell’opera o dell’intervento e alle previste modalità esecutive;*
- *in funzione del tipo di opera e della complessità del contesto geologico, specifiche indagini saranno finalizzate alla documentata ricostruzione del modello geologico, che deve essere sviluppato in modo da costituire un utile elemento di riferimento per il progettista per inquadrare i problemi geotecnici e per definire il programma delle indagini geotecniche;*
- *le opere geotecniche devono essere verificate nei confronti dei possibili stati limite ultimi (SLU), stati limite di esercizio (SLE) e di sollevamento e sifonamento;*
- *le strutture di fondazione devono rispettare le verifiche agli stati limite ultimi e di esercizio e le verifiche di durabilità;*
- *devono essere valutati gli effetti della costruzione dell’opera sui manufatti attigui e sull’ambiente circostante;*
- *nel caso di fondazioni su pali, le indagini devono essere dirette anche ad accertare la fattibilità e l’idoneità del tipo di palo in relazione alle caratteristiche dei terreni e delle acque del sottosuolo.”*

Nello specifico, i terreni idonei a condizione di tipo A sono definiti al comma 6 lettera a) dell’Art.13 come:

“aree della fascia di pianura dove sono presenti terreni aventi caratteristiche geomeccaniche mediocri. Le penalizzazioni si riferiscono alla riduzione delle caratteristiche meccaniche nei primi metri sotto il p.c. che divengono localmente mediocri e variabili, in relazione alla quantità di presenza di matrice fine entro lo scheletro ghiaioso (ghiaie sporche) che conferisce minore compressibilità e possibilità di saturazione in periodi piovosi con conseguente decadimento dei parametri fisico-meccanici.”

Per tale categoria di terreni sono definite le seguenti prescrizioni

“Gli interventi dovranno prevedere accurate indagini geologico-geotecniche puntuali, e la stabilità e salubrità dei manufatti in progetto dovrà essere assicurata da interventi di bonifica e/o prevedendo idonee opere di drenaggio. È opportuno che l’incremento sismico locale sia sempre valutato puntualmente all’interno della relazione geologica richiesta, in particolare per quanto riguarda la risposta morfotettonica.”

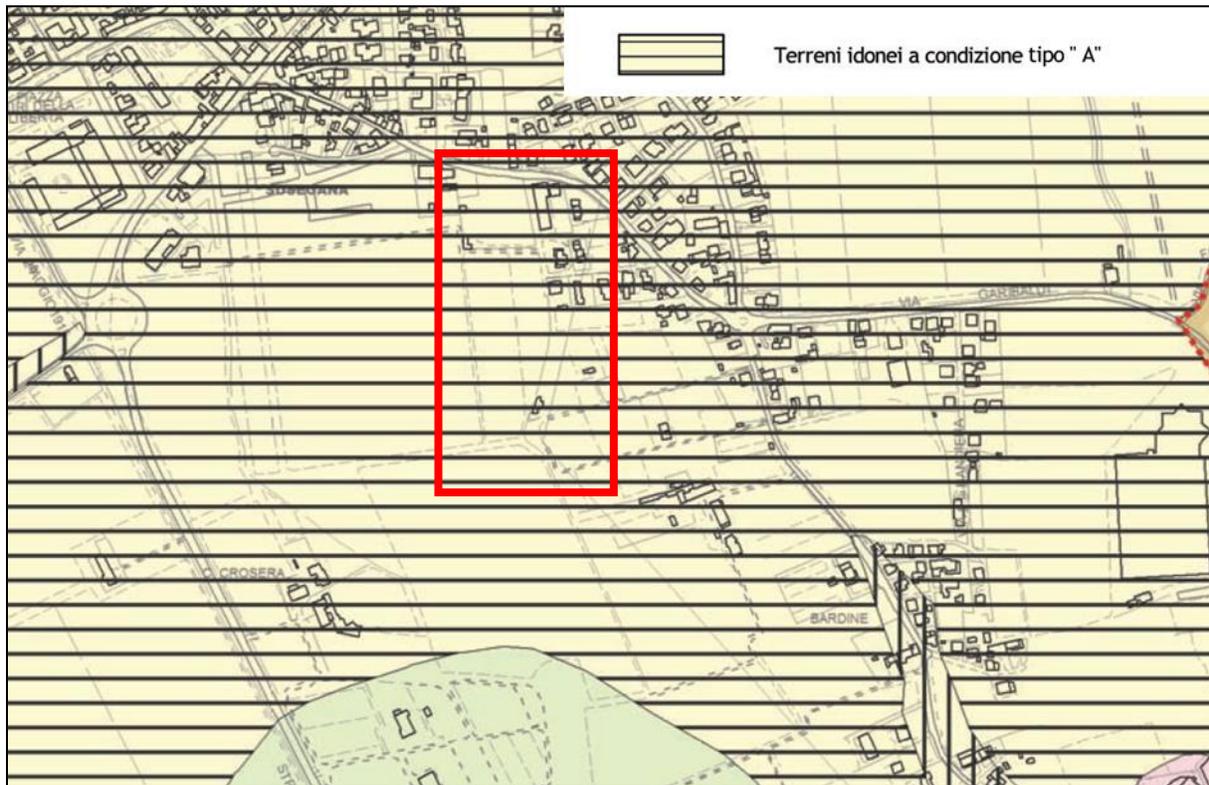


Figura 5. Estratto da Carta delle Fragilità del Piano di Assetto del Territorio (PAT) del Comune di Susegana. Il poligono rosso indica l'area in studio.

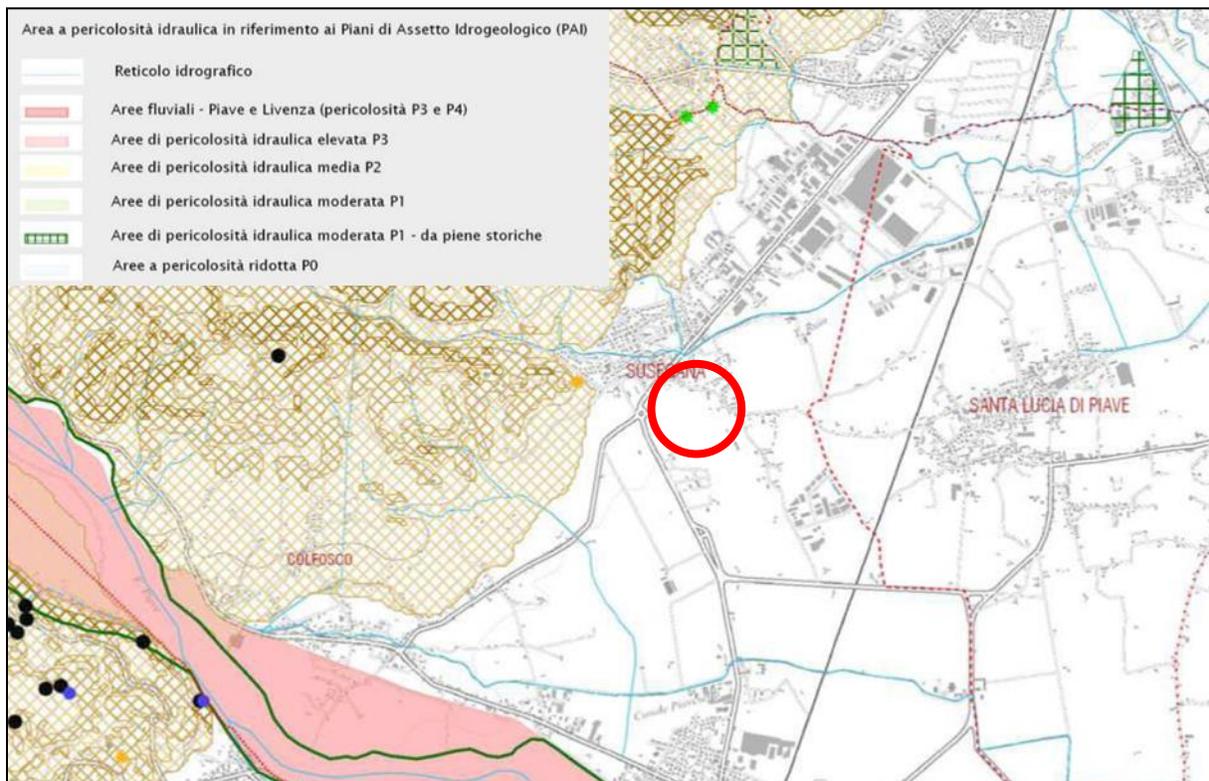


Figura 6. Estratto da Carta delle Fragilità del Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale (PTCP) della Provincia di Treviso. Il cerchio rosso indica l'area in studio.

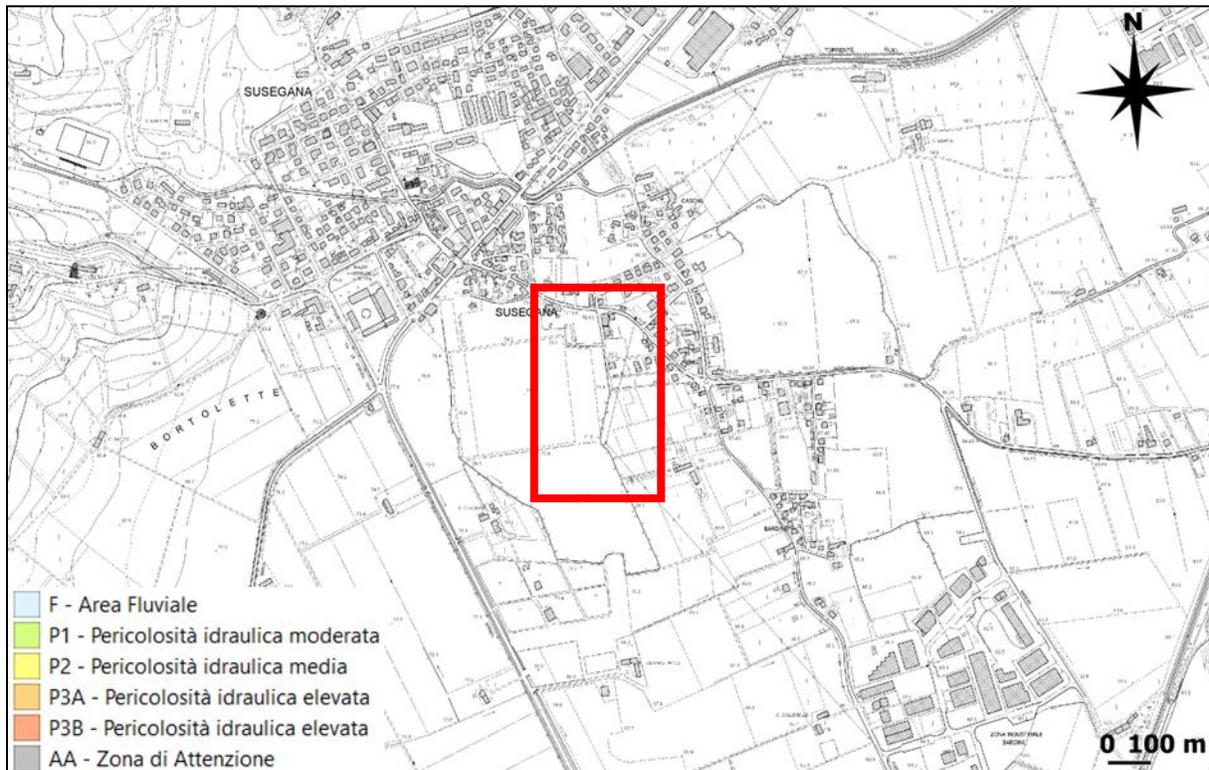


Figura 7. Estratto da Carta della Pericolosità Idraulica del Piano di Gestione del Rischio Alluvioni. Il poligono rosso indica l'area in studio.

4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO ED IDROGEOLOGICO

Il sito oggetto del presente studio si colloca a sud dei rilievi collinari del Trevigiano, in corrispondenza del settore dell'alta pianura Veneta. Nello specifico le aree di indagine si inseriscono nel settore apicale del conoide deposizionale del Fiume Piave in corrispondenza del *megafan di Nervesa* in contatto con i *conoidi dei fiumi Monticano, Cervada e Meschio*, e degli *scaricatori glaciali di Vittorio Veneto* (Figura 8).

In questo settore il conoide del Piave presenta una superficie che evidenzia una limitata inclinazione verso S, SSW e SSE e con pendenze della superficie topografica modeste, in genere tra 0,4 e 0,7 %, arrivando al massimo al 2%.

Per quanto riguarda le dinamiche che hanno portato alla formazione del settore di pianura del territorio comunale di Susegana, un ruolo predominante è stato sicuramente ricoperto dagli effetti delle correnti alluvionali dei principali corsi d'acqua, in primis il Piave ed a seguire i torrenti Rujo e Crevada, oltre ad altri corsi minori durante gli ultimi episodi di glaciazione del Quaternario. Con l'esaurimento dei fenomeni legati allo scioglimento dei ghiacciai i corsi d'acqua hanno invertito la tendenza, via via affievolendo la loro capacità deposizionale a favore del processo di erosione ed approfondimento avvenuto a spese dei loro stessi depositi, il tutto condizionato anche dalle variazioni dei livelli di base nonché dalle dinamiche

tettoniche. Tutto questo è praticamente cessato quando progressivamente il fiume Piave si è profondamente incassato nella pianura a nord del Montello (Quartier del Piave).

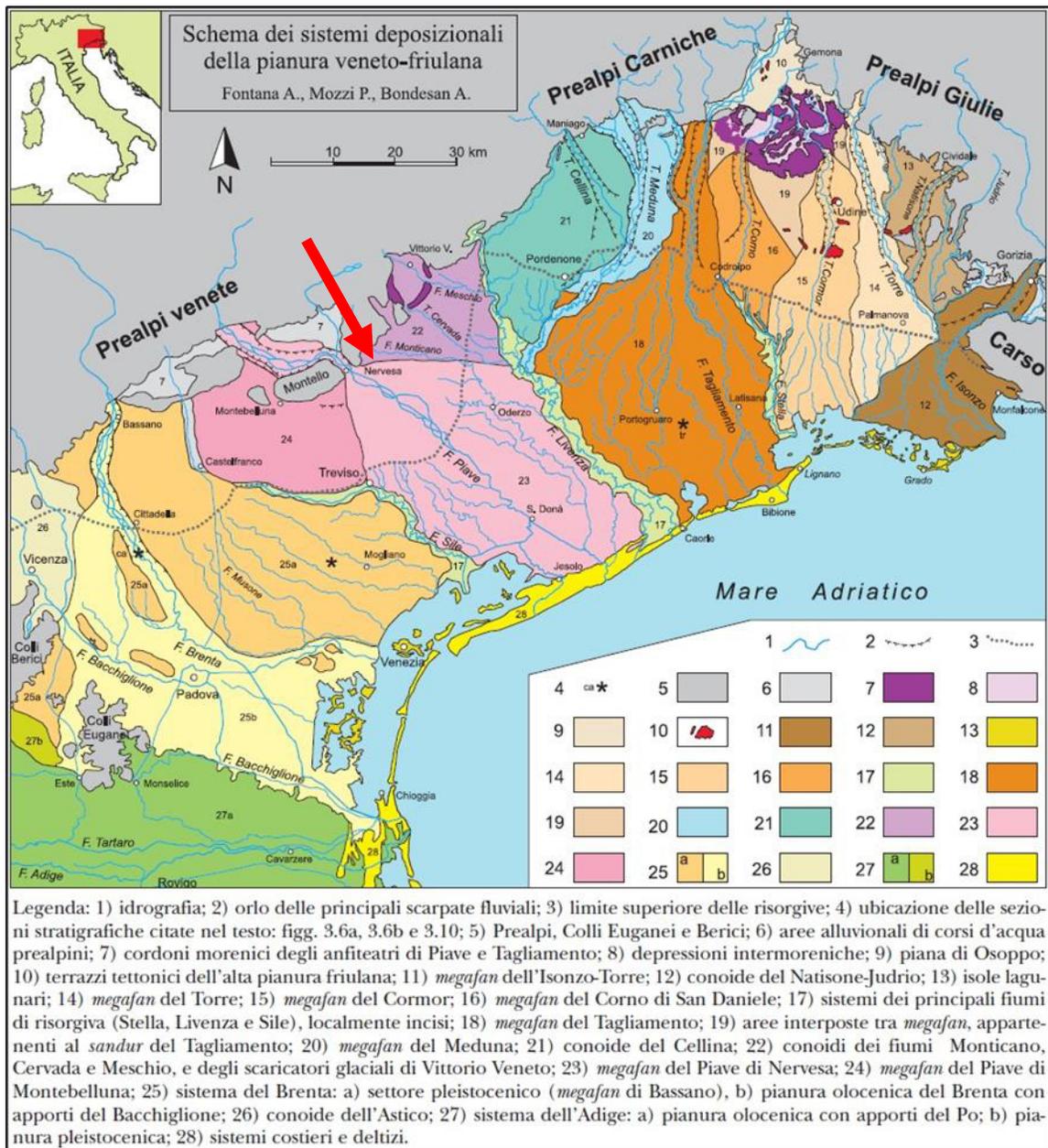


Figura 8. Estratto da *Modello delle unità geologiche della pianura veneta – Le acque sotterranee della pianura veneta*. La freccia rossa indica approssimativamente la posizione dell'area in esame.

Analizzando la *Carta geomorfologica del PAT del Comune di Susegana* (Figura 9) non si individuano criticità che interferiscono con il sito in esame. Si segnala a nord e ad est la presenza di traccia di corso fluviale estinto a livello di pianura o leggermente incassato a testimonianza delle divagazioni effettuate dai corsi idrici che interessavano il territorio. Tale evidenza potrebbe essere correlata ad un paleoalveo che serviva da scarico delle acque del bacino del Rujo.

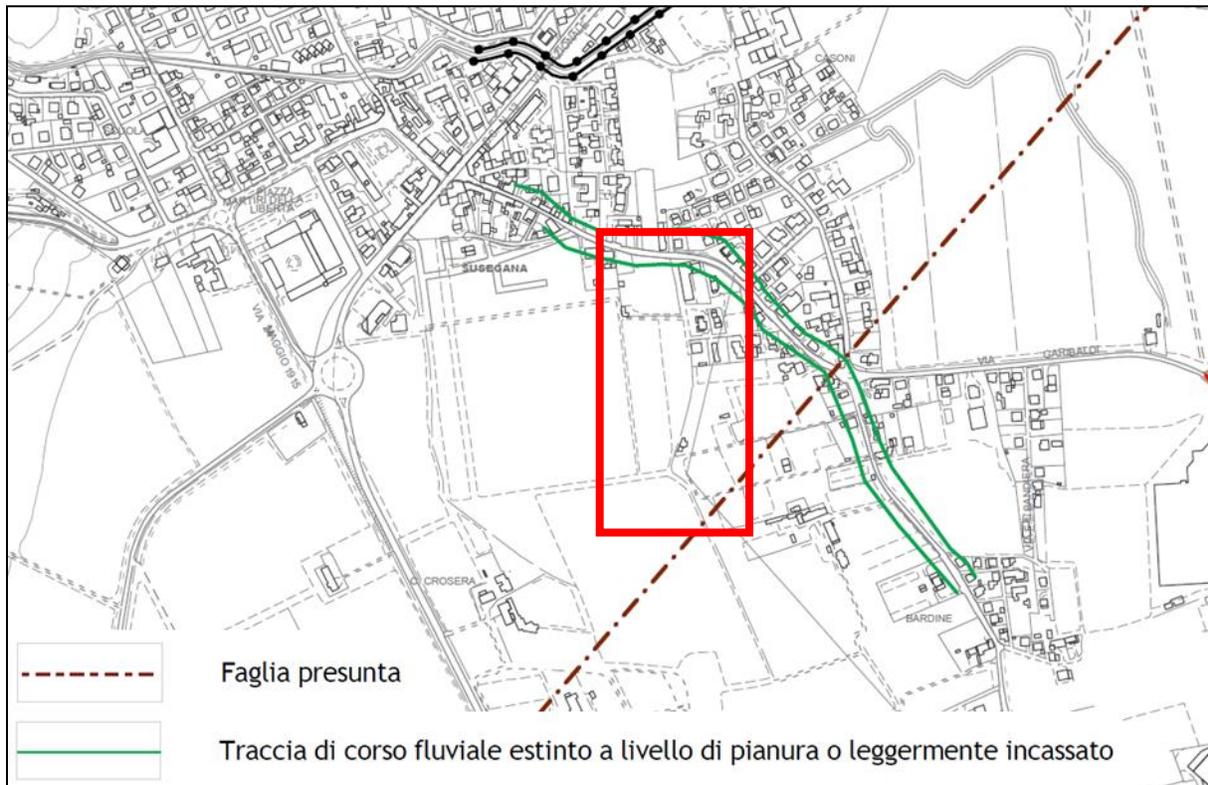


Figura 9. Estratto da Carta geomorfologica del Piano di Assetto del Territorio (PAT) del Comune di Susegana. Il poligono rosso indica l'area in studio.

Per quanto concerne l'assetto geologico locale, come indicato, il settore di pianura è il risultato dell'accumulo in tempi geologicamente recenti di materiali di origine glaciale e fluvioglaciale ad opera delle acque correnti. I materiali depositi sono generalmente grossolani e costituiti prevalentemente da ghiaie e ciottoli con variabile frazione sabbiosa; solo localmente ed in superficie compaiono limitati spessori di termini più fini. Questo perché l'area è collocata in corrispondenza di uno dei vertici della grande conoide deposizionale che si allarga in direzione di Treviso a sud e di Oderzo a est dove ha prevalso il trasporto in massa non selettivo.

Con riferimento alla *Carta Geologica del Veneto alla scala 1:250:000* (Figura 10), si definisce che il sito in esame si colloca in un contesto di depositi costituiti da ghiaie e sabbie prevalenti in contatto con depositi caratterizzati dall'alternanza di ghiaie e sabbie con limi e argille. Nello specifico la *Carta litologica del PAT del Comune di Susegana* (Figura 11) colloca il sito in esame in corrispondenza di materiali alluvionali, fluvioglaciali, morenici o lacustri a tessitura prevalentemente limo-argillosa. Si tratta di accumuli di materiali argillosi e limosi in parte legati alla locale degradazione ed alterazione dei conglomerati ed in parte trasportati per soliflusso o ad opera delle acque correnti. Di composizione eterogenea e variabile, localmente divengono più ghiaiosi. La morfologia di queste alluvioni è subpianeggiante, in quanto tende a coprire il fondovalle in origine erosivo e a forma di V.

Piu a sud i depositi limo-argillosi si sostituiscono a materiali granulari più o meno addensati dei terrazzi fluviali e/o fluvio-glaciali antichi a tessitura prevalentemente ghiaiosa e sabbiosa. Essi sono costituiti da ghiaie sabbiose (o con sabbia), debolmente limose. Rare e con limitata estensione le lenti a granulometria più fine: sabbia con ghiaia, sabbia fine, limo e sabbia. I ciottoli dello scheletro sono ben arrotondati, spesso mostrano una debole isorientazione che può simulare una pseudo-stratificazione. Localmente, a profondità rilevanti, sono presenti letti cementati, spesso descritti con il termine di conglomerato. Dal punto di vista geotecnico essi evidenziano ottime caratteristiche meccaniche, che migliorano con la profondità. La permeabilità di questi terreni è in genere elevata.



Figura 10. Estratto da Carta geologica del Veneto alla scala 1:250.000. La freccia rossa indica l'area in studio.

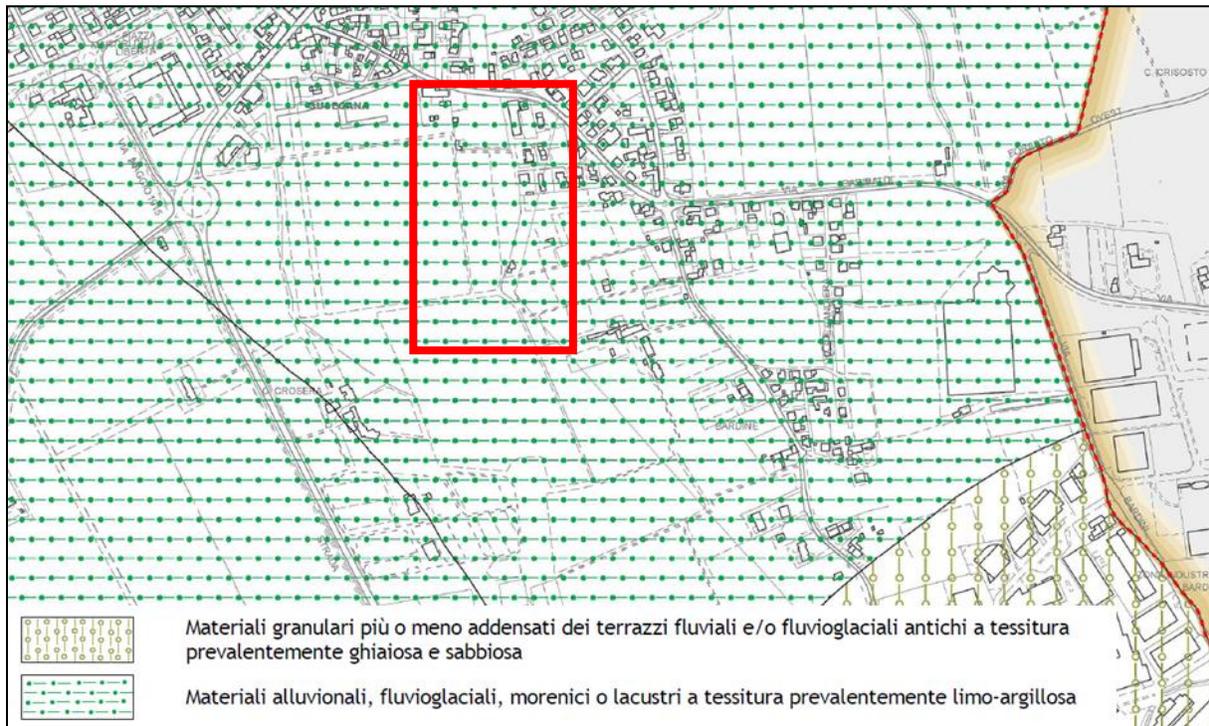


Figura 11. Estratto da Carta litologica del Piano di Assetto del Territorio (PAT) del Comune di Susegana. Il poligono rosso indica l'area in studio.

Nel sottosuolo della zona di pianura, a sud della fascia dei rilievi collinari, all'interno del materasso alluvionale ghiaioso è presente un acquifero freatico. Tale scenario è tipico del settore dell'alta pianura Veneta posta a monte idrogeologico del sistema multifalde della bassa pianura. I due settori sono separati dalla fascia delle risorgive (Figura 12).

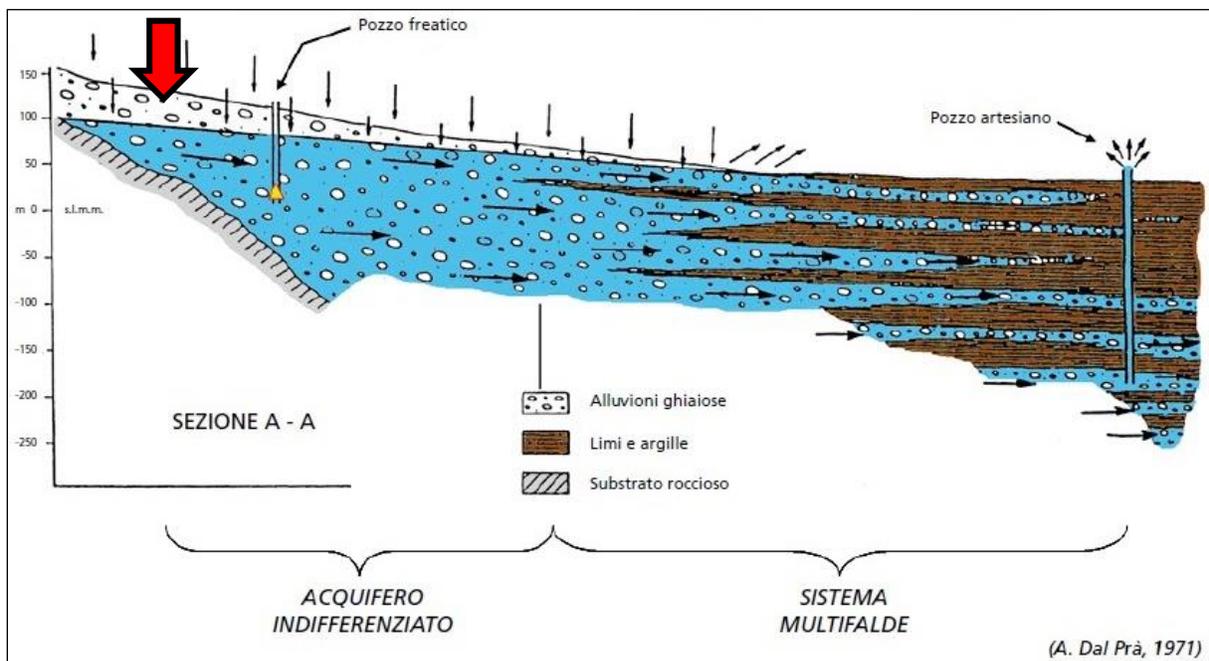


Figura 12. Modello idrogeologico della Pianura Veneta realizzato da A. Dal Prà, 1971 ed estratto da "ARPAV 2008 - Le acque sotterranee della pianura veneta". La freccia rossa indica la posizione approssimativa dell'area in studio.

Analizzando la *Carta idrogeologica del PAT del Comune di Susegana* (Figura 13) si definisce che il sito in esame si colloca in un contesto di area con falda freatica posta a profondità maggiori di 10 m dal p.c. Essa si colloca ad una quota assoluta compresa tra 50 e 60 m s.l.m. e con deflusso idrico sotterraneo orientato in direzione circa ONO-ESE. Inoltre la *Carta freatimetrica provinciale – deflussi di magra – rilievi freatimetrici Marzo 2002* (Mazzola, 2002) definisce che l'area di indagine si colloca in un contesto con falda freatica posta ad una quota compresa tra 38 e 40 m s.l.m. (Figura 14).

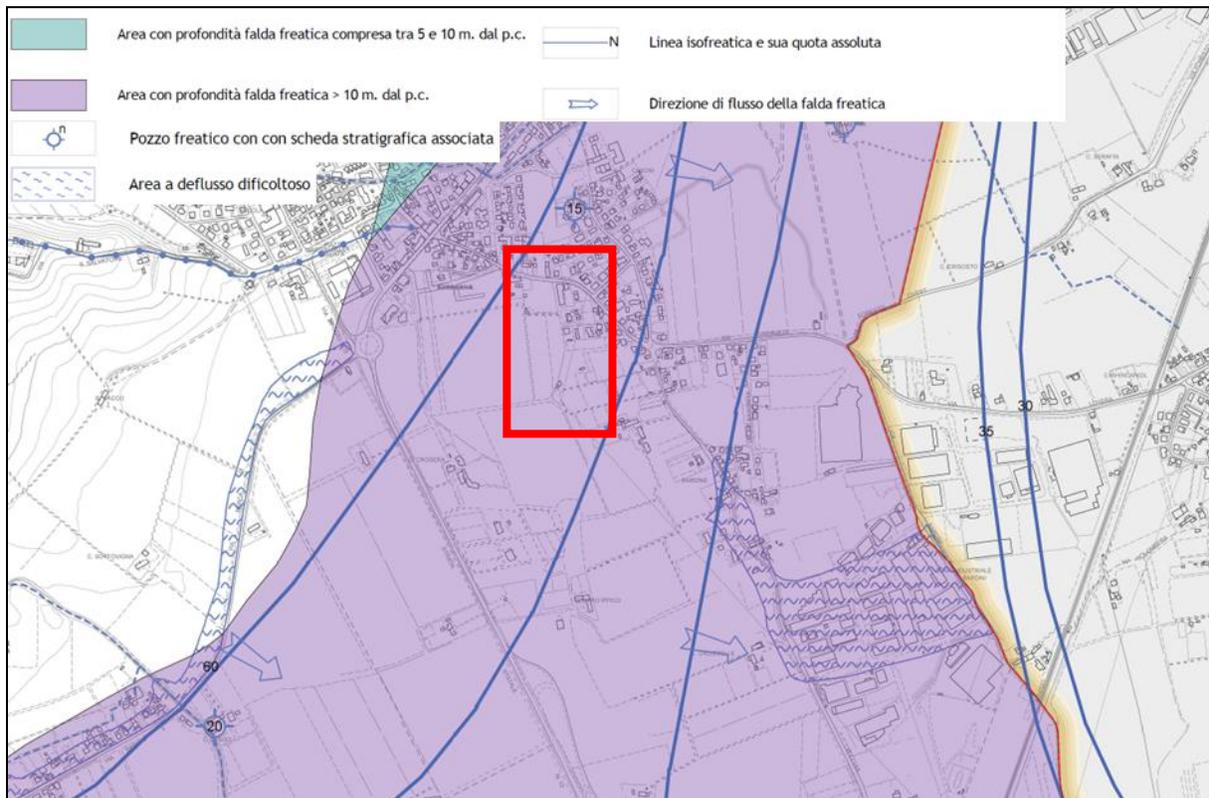


Figura 13. Estratto da Carta idrogeologica del Piano di Assetto del Territorio (PAT) del Comune di Susegana. Il poligono rosso indica l'area in studio.

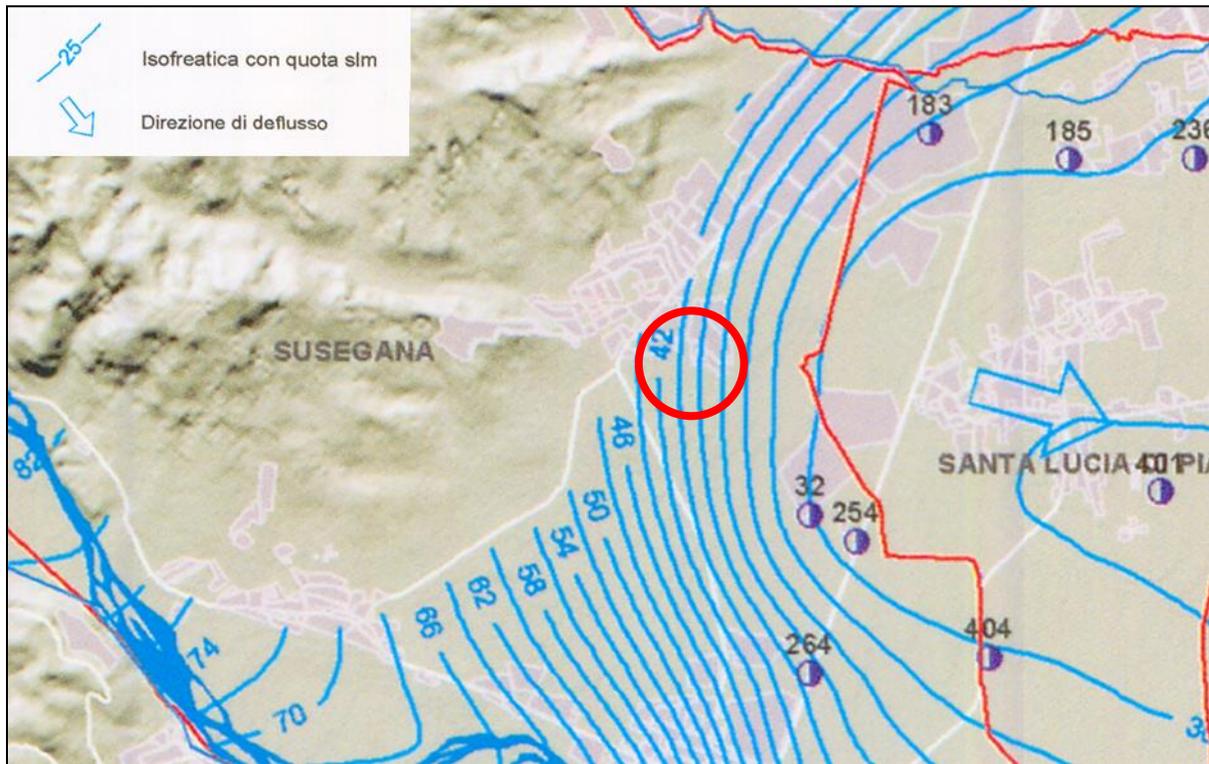


Figura 14. Estratto da Carta freaticometrica provinciale – deflussi di magra – Rilievi freaticometrici di marzo 2002, della Provincia di Treviso (Mazzola, 2002). Il cerchio rosso indica l'area in studio.

5. MODELLO GEOLOGICO LOCALE

Di seguito si riporta il modello geologico locale delle aree in studio estratto dallo *Studio di compatibilità geologica, idrogeologica e geomorfologica* redatto dallo scrivente.

L'elaborazione delle prove penetrometriche eseguite presso il sito in esame ha permesso di determinare l'assetto geolitologico caratterizzante il sottosuolo all'interno dell'intervallo di profondità investigate.

Si specifica che la prova denominata DPSH3 è stata realizzata ad una quota ribassata rispetto alle altre prove. Superficialmente si identifica la presenza di terreno vegetale (spessore circa 20 cm) a cui segue un orizzonte di argilla sabbiosa con base posta alla profondità di 1,0 – 1,40 m da p.c. In corrispondenza della prova DPSH3 tale orizzonte è sostituito da un livello di ghiaia argillosa con letto alla profondità di 1,20 m da p.c. Sottostante si ha un orizzonte poco competente costituito da argilla debolmente limosa che si sviluppa fino alla profondità di circa 3,0 – 4,60 m da p.c. Con la profondità si registra un incremento della frazione granulare marcato da un livello di ghiaia argillosa che dalla profondità di circa 4,0 – 5,80 m da p.c. passa a ghiaia sabbiosa con conseguente raggiungimento del rifiuto strumentale a diverse profondità (tra 4,20 e 7,20 m da p.c.).

L'ubicazione delle prove è riportata nello *Studio di compatibilità geologica, idrogeologica e geomorfologica* redatto dallo scrivente.

Di seguito si riporta l'elaborazione delle prove penetrometriche eseguite.

DPSH1

Orizzonte	Profondità (m)	Litologia correlata	N _{SPT} (media minima)
A	0,00 – 0,20	Terreno vegetale	3
B	0,20 – 1,00	Argilla sabbiosa	9
C	1,00 – 4,60	Argilla debolmente limosa	2
D	4,60 – 5,20	Ghiaia argillosa	13
E	5,20 – 5,60	Ghiaia sabbiosa	>50

DPSH2

Orizzonte	Profondità (m)	Litologia correlata	N _{SPT} (media minima)
A	0,00 – 0,20	Terreno vegetale	3
B	0,20 – 1,40	Argilla sabbiosa	8
C	1,40 – 4,60	Argilla debolmente limosa	2
D	4,60 – 5,80	Ghiaia argillosa	20
E	5,80 – 6,20	Ghiaia sabbiosa	49

DPSH3

Orizzonte	Profondità (m)	Litologia correlata	N _{SPT} (media minima)
A	0,00 – 0,20	Terreno vegetale	6
D	0,20 – 1,20	Ghiaia argillosa	15
C	1,20 – 3,00	Argilla debolmente limosa	3
D	3,00 – 4,00	Ghiaia argillosa	13
E	4,00 – 4,20	Ghiaia sabbiosa	>50

DPSH4

Orizzonte	Profondità (m)	Litologia correlata	N _{SPT} (media minima)
A	0,00 – 0,20	Terreno vegetale	3
B	0,20 – 1,40	Argilla sabbiosa	8
C	1,40 – 3,80	Argilla debolmente limosa	4
D	3,80 – 4,40	Ghiaia argillosa	13
E	4,40 – 5,00	Ghiaia sabbiosa	>50

DPSH5

Orizzonte	Profondità (m)	Litologia correlata	N _{SPT} (media minima)
A	0,00 – 0,20	Terreno vegetale	3
B	0,20 – 1,20	Argilla sabbiosa	9
C	1,20 – 4,40	Argilla debolmente limosa	3
D	4,40 – 5,80	Ghiaia argillosa	19
E	5,80 – 7,20	Ghiaia sabbiosa	46

6. MODELLO IDROGEOLOGICO LOCALE

Di seguito si riporta il modello idrogeologico locale delle aree in studio estratto dallo *Studio di compatibilità geologica, idrogeologica e geomorfologica* redatto dallo scrivente.

Si specifica che a seguito dell'esecuzione delle prove penetrometriche non è stata rilevata la presenza di circolazione idrica sotterranea all'interno delle profondità investigate. Tale risultato avvalorava quanto indicato nel Capitolo 4 in cui si definisce che la falda freatica è posta a profondità maggiori di 10,0 m da p.c. In corrispondenza del foro di sondaggio della prova penetrometrica DPSH1 e della prova DPSH4 sono state eseguite delle prove di permeabilità al fine di determinare le caratteristiche idrauliche dei terreni investigati. La permeabilità di un terreno, o conducibilità idraulica, è definita come la capacità nel farsi attraversare da un fluido, in questo caso acqua. Per una maggiore comprensione del fenomeno si evidenzia che elevati valori di permeabilità sono attribuibili a terreni con buone proprietà idrauliche che favoriscono il deflusso delle acque sotterranee, quali sabbie e ghiaie in depositi sciolti, mentre terreni a bassa permeabilità si

oppongono/limitano il deflusso idrico sotterraneo a causa del loro comportamento idraulico di tipo impermeabile, tipico di limi ed argille in depositi sciolti.

Le prove di permeabilità sono state eseguite seguendo quanto specificato nelle linee guida riportate nelle *“Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche (Associazione Geotecnica Italiana - AGI 1977)”* con riferimento alla Prove in fori di sondaggio mediante prove di immissione a carico variabile.

Peculiarità di queste prove è quella di determinare la permeabilità dei terreni al fondo dei fori di sondaggio.

Le prove sono state eseguite attraverso il riempimento del foro di sondaggio mediante l'uso di acqua pura e misurando gli abbassamenti nel tempo del livello, eseguendo pertanto una prova di abbassamento.

Le prove di permeabilità sono state eseguite mediante la realizzazione dei seguenti passaggi, come definito nelle linee guida AGI 1977:

- Esecuzione del foro di sondaggio realizzato mediante penetrometro dinamico superpesante;
- Misurazione della falda acquifera se presente;
- Immissione di acqua con conseguente riempimento del foro fino ad altezza prestabilita rispetto alla falda o al fondo foro di sondaggio;
- Interruzione dell'immissione d'acqua e misurazione dei progressivi abbassamenti del livello idrico all'interno della tubazione (foro di sondaggio) e i tempi necessari per abbassare il livello con riferimento al tempo trascorso dalla cessazione dell'immissione d'acqua;

I dati rilevati durante l'esecuzione delle prove sono stati successivamente elaborati ed utilizzati per la valutazione del coefficiente di permeabilità mediante l'utilizzo della formula proposta dall'AGI 1977, di seguito riportata:

$$k = \frac{A}{C_L(t_2 - t_1)} \ln \frac{h_1}{h_2}$$

dove:

k = coefficiente di permeabilità (m/s)

A = Area del sondaggio (m²)

h_1, h_2 = altezza dei livelli d'acqua (m) rispetto al livello della falda indisturbata o alla base del foro di sondaggio;

t_1, t_2 = tempi (s) in cui si misurano h_1, h_2 ;

C_L = coefficiente di forma dipendente dall'area del sondaggio e dalla lunghezza del tratto di foro scoperto;

Nella Figura seguente (Figura 15) si riporta uno schema relativo alla prova eseguita.

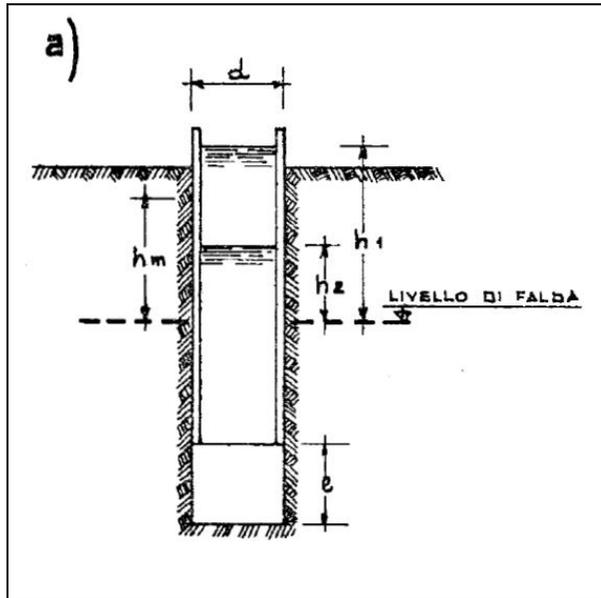


Figura 15. Schema relativo alla prova di immissione in fori di sondaggio. Immagine tratta da "Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche (Associazione Geotecnica Italiana - AGI 1977)".

6.1 Prova di permeabilità K1 (DPSH1)

Di seguito le caratteristiche della prova eseguita:

- o Esecuzione del foro di sondaggio: realizzato mediante penetrometro dinamico superpesante (prova DPSH1). Il tratto investigato si sviluppa da p.c. fino alla profondità di circa 4,0 m da p.c. (diametro di circa 5 cm);
- o Misurazione della falda acquifera se presente: Falda non presente;
- o Immissione di acqua con conseguente riempimento del foro fino ad altezza prestabilita rispetto alla falda o al fondo foro di sondaggio: riempimento fino alla profondità di 1,90 m da p.c.;
- o Interruzione dell'immissione d'acqua e misurazione dei progressivi abbassamenti del livello idrico all'interno della tubazione (foro di sondaggio) e i tempi necessari per abbassare il livello con riferimento al tempo trascorso dalla cessazione dell'immissione d'acqua: i progressivi abbassamenti del livello idrico nel foro di sondaggio sono stati misurati mediante freatimetro ad avvisatore ottico ed acustico mentre i tempi trascorsi tra i successivi abbassamenti sono stati misurati mediante cronometro digitale;

All'interno del foro di sondaggio è stato inserito un tubo in PVC di lunghezza pari a 3 metri al fine di investigare mediante prova di permeabilità i depositi posti nell'intervallo di profondità compreso tra 3,0 m e 4,0 m da p.c. Conseguentemente è stata stimata la permeabilità dei depositi costituiti da argilla debolmente limosa.

Il risultato della prova di permeabilità ha permesso di stimare un valore di conducibilità idraulica pari a 5,6 x 10⁻⁷ m/s.

Dati generali prova di permeabilità				Dati utilizzati per la stima del coefficiente di permeabilità			
Profondità foro	Altezza idrica iniziale	Altezza idrica finale	Durata prova	h_1	h_2	t_1	t_2
4,0 m	2,10 m	0,60 m	5400 s	0,73 m	0,60 m	1980 s	5400 s
Coefficiente di permeabilità K				5.6×10^{-7} m/s			

Per una migliore comprensione, di seguito si riportano alcune tabelle le quali correlano il coefficiente di permeabilità calcolato con la granulometria del terreno e con la tipologia di drenaggio che si manifesta.

Grado di permeabilità	Valore di K	
	(m/s)	(cm/s)
Alto	$K > 10^{-3}$	$K > 10^{-1}$
Medio	$10^{-3} < K < 10^{-5}$	$10^{-1} < K < 10^{-3}$
Basso	$10^{-5} < K < 10^{-7}$	$10^{-3} < K < 10^{-5}$
Molto basso	$10^{-7} < K < 10^{-9}$	$10^{-5} < K < 10^{-7}$
Impermeabile	$K < 10^{-9}$	$K < 10^{-7}$

K (m/s)	1	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}	10^{-10}	10^{-11}	
K (cm/s)		10	1	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}	
Drenaggio	Buono		Povero				Praticamente impermeabile						
	<i>Ghiaia pulita</i>	<i>Sabbia pulita e miscele di sabbia e ghiaia pulita</i>		<i>Sabbia fine, limi organici e inorganici, miscele di sabbia, limo e argilla, depositi di argilla stratificati</i>				<i>Terreni impermeabili, argille omogenee sotto la zona alterata dagli agenti atmosferici</i>					

Conseguentemente si definisce che i terreni costituiti da argilla debolmente limosa sono caratterizzati da un grado di permeabilità basso ed un drenaggio povero, come indicato nelle tabelle precedentemente riportate.

6.2 Prova di permeabilità K2 (DPSH4)

Di seguito le caratteristiche della prova eseguita:

- Esecuzione del foro di sondaggio: realizzato mediante penetrometro dinamico superpesante (DPSH4). Il tratto investigato si sviluppa da p.c. fino alla profondità di circa 5,0 m da p.c. (diametro di circa 5 cm);
- Misurazione della falda acquifera se presente: Falda non presente;
- Immissione di acqua con conseguente riempimento del foro fino ad altezza prestabilita rispetto alla falda o al fondo foro di sondaggio: Il foro non è stato saturato;
- Interruzione dell'immissione d'acqua e misurazione dei progressivi abbassamenti del livello idrico all'interno della tubazione (foro di sondaggio) e i tempi necessari per abbassare il livello con riferimento al tempo trascorso dalla cessazione dell'immissione d'acqua: i progressivi abbassamenti del livello idrico nel foro di sondaggio sono stati misurati mediante freatometro ad avvisatore ottico ed acustico mentre i tempi trascorsi tra i successivi abbassamenti sono stati misurati mediante cronometro digitale;

La prova di permeabilità eseguita ha permesso di investigare i depositi costituiti da ghiaia argillosa e ghiaia sabbiosa presenti dalla profondità di circa 3,80 m da p.c.

Si definisce che non è stato possibile raggiungere la saturazione dei terreni talmente elevata risultava la conducibilità idraulica, chiaramente di grado elevato ($k \gg 10^{-3}$ m/s), assunta ai fini dell'eventuale dimensionamento di sistemi di dispersione idraulica pari a 1×10^{-3} m/s.

Coefficiente di permeabilità K	1.0×10^{-3} m/s
---------------------------------------	--

Per una migliore comprensione, di seguito si riportano alcune tabelle le quali correlano il coefficiente di permeabilità calcolato con la granulometria del terreno e con la tipologia di drenaggio che si manifesta.

Grado di permeabilità	Valore di K	
	(m/s)	(cm/s)
Alto	$K > 10^{-3}$	$K > 10^{-1}$
Medio	$10^{-3} < K < 10^{-5}$	$10^{-1} < K < 10^{-3}$
Basso	$10^{-5} < K < 10^{-7}$	$10^{-3} < K < 10^{-5}$
Molto basso	$10^{-7} < K < 10^{-9}$	$10^{-5} < K < 10^{-7}$
Impermeabile	$K < 10^{-9}$	$K < 10^{-7}$

K (m/s)	1	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸	10 ⁻⁹	10 ⁻¹⁰	10 ⁻¹¹
K (cm/s)	10	1	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸	10 ⁻⁹	
Drenaggio	Buono			Povero				Praticamente impermeabile				
	<i>Ghiaia pulita</i>	<i>Sabbia pulita e miscela di sabbia e ghiaia pulita</i>		<i>Sabbia fine, limi organici e inorganici, miscela di sabbia, limo e argilla, depositi di argilla stratificati</i>				<i>Terreni impermeabili, argille omogenee sotto la zona alterata dagli agenti atmosferici</i>				

Conseguentemente si definisce che i terreni profondi costituiti da ghiaia argillosa e ghiaia sabbiosa sono caratterizzati da un grado di permeabilità alto ed un drenaggio buono, come indicato nelle tabelle precedentemente riportate.

Sulla base di quanto descritto e considerando anche quanto contenuto nello *Studio di compatibilità geologica, idrogeologica e geomorfologica* redatto dallo scrivente, risulta che i terreni superficiali a prevalente composizione argillosa non sono idonei per permettere lo smaltimento delle acque meteoriche mediante infiltrazione nel sottosuolo. Invece i terreni profondi costituiti da ghiaia argillosa e ghiaia sabbiosa sono dotati di un grado di permeabilità alto e da un drenaggio buono tali da renderli ideali per lo smaltimento delle acque meteoriche nel sottosuolo mediante sistemi di infiltrazione facilitata.

7. ANALISI IDROLOGICA ED IDRAULICA: CALCOLO DELL’AFFLUSSO METEORICO

Il calcolo della portata di pioggia passa attraverso tre fondamentali stadi processuali:

- Determinazione dell’afflusso meteorico lordo;
- Determinazione dell’afflusso meteorico netto;
- Trasformazione degli afflussi in deflussi.

7.1 Determinazione afflusso meteorico lordo

La determinazione dell’afflusso meteorico lordo è condotta con elaborazioni statistiche delle precipitazioni intense e di breve durata che portano alla costruzione delle curve di possibilità pluviometrica le quali esprimono il legame tra altezza di precipitazione, durata della precipitazione e tempo di ritorno.

7.1.1 Tempo di ritorno

Il tempo di ritorno Tr è definito come un intervallo medio di tempo espresso in anni in cui il valore Xt della variabile idrologica (altezza di precipitazione per un assegnato intervallo di tempo) viene superato una sola volta. Il tempo di ritorno non rappresenta una scadenza fissa ma un valore medio temporale nel quale probabilmente l’evento preso in considerazione potrà manifestarsi. La scelta del tempo di ritorno è condizionata dalla tipologia di opera da realizzare e dal grado di rischio ritenuto accettabile.

Nel caso in studio, considerando lo smaltimento delle acque meteoriche mediante infiltrazione nel sottosuolo, è stato scelto un **tempo di ritorno Tr pari a 200 anni** in accordo con l’*Allegato A alla Dgr. n. 2948 del 06 ottobre 2009* che definisce “*Qualora si voglia aumentare la percentuale di portata attribuita all’infiltrazione, fino ad una incidenza massima del 75%, il progettista dovrà documentare, attraverso appositi elaborati progettuali e calcoli idraulici, la funzionalità del sistema a smaltire gli eccessi di portata prodotti dalle superfici impermeabilizzate rispetto alle condizioni antecedenti la trasformazione, almeno per un tempo di ritorno di 100 anni nei territori di collina e montagna e di 200 anni nei territori di pianura*”.

7.1.2 Curve di possibilità pluviometrica

La determinazione dell’afflusso meteorico lordo passa attraverso la definizione delle curve di possibilità pluviometrica, le quali consistono in relazioni matematiche che legano le caratteristiche integrali delle precipitazioni massime (valori massimi annuali), ovvero, l’altezza complessiva della pioggia h , la sua intensità media i e la sua durata t , alla probabilità di accadimento.

Nel presente lavoro si è fatto riferimento allo studio “*Analisi regionalizzata delle precipitazioni per l’individuazione di Curve segnalatrici di possibilità pluviometrica di riferimento*” redatto da parte di *Nordest Ingegneria S.r.l. di Rubano (PD)* nel 2011.

Tale studio prevede che la distribuzione di probabilità dei valori massimi annui delle altezze di precipitazione di durata d sia invariante a meno di un fattore di scala dipendente dal sito di interesse, rappresentato dalla

grandezza indice. La stima dell'altezza di pioggia presso la j -esima stazione $h_j(d, T)$ si esprime allora come prodotto di due termini:

$$h_j(d, T) = m_{j,d} \cdot h_d(T)$$

La cui $m_{j,d}$ è la grandezza indice specifica per la stazione di interesse e per la durata considerata e $h_d(T)$ è un fattore adimensionale, chiamato *curva di crescita*, che esprime la variazione dell'altezza di precipitazione di durata d in funzione del tempo di ritorno T , indipendentemente dal sito. La curva di crescita assume validità regionale ed è comune a tutte le stazioni pluviometriche appartenenti ad una data zona omogenea.

Le curve di possibilità pluviometrica proposte sono espresse con la formula più generale a tre parametri (a , b , c):

$$h = \frac{a}{(t + b)^c} t$$

Dove

h : altezza di precipitazione in mm

t : durata precipitazione in minuti

a , b , c : parametri della curva forniti dalla elaborazione statistica in dipendenza della zona territoriale di riferimento e del tempo di ritorno assunto.

Nello specifico, il sito in esame ricade in corrispondenza della zona omogenea denominata Media sx Piave (Figura 16).



Figura 16. Estratto da *Analisi regionalizzata delle precipitazioni per l'individuazione di Curve segnalatrici di possibilità pluviometrica di riferimento*. La freccia rossa indica approssimativamente la posizione del sito in studio

Di seguito (Figura 17) si riportano i parametri a, b, c per l'area denominata Media sx Piave per i diversi tempi di ritorno.

Valori attesi			Intervallo																	
CZona	DZona	TR	5 minuti	10 minuti	15 minuti	30 minuti	45 minuti	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore	1 giorno	2 giorni	3 giorni	4 giorni	5 giorni	a	b	c
093	Media sx Piave	2	10,2	16,8	21,1	27,6	31,5	33,9	44,4	53,3	64,2	77,9	70,2	90,1	105,8	115,1	121,3	15,4	7,6	0,782
		5	12,6	20,9	26,5	35,2	40,5	43,8	57,3	68,9	82,9	101,6	92,1	116,3	137,9	148,6	155,4	19,8	8,3	0,780
		10	14,1	23,2	29,6	39,8	46,0	49,9	65,8	80,1	95,9	118,2	107,0	134,4	158,9	171,1	177,4	22,0	8,6	0,773
		20	15,4	25,2	32,4	43,8	51,1	55,5	74,0	91,5	108,8	135,0	121,7	152,1	179,1	192,8	198,1	23,5	8,8	0,764
		30	16,1	26,2	33,8	46,0	53,8	58,6	78,7	98,5	116,5	144,9	130,4	162,6	190,6	205,4	209,8	24,2	8,9	0,758
		50	17,0	27,4	35,6	48,7	57,2	62,4	84,6	107,5	126,2	157,8	141,3	175,9	205,0	221,2	224,2	24,9	9,0	0,749
		100	18,0	28,8	37,7	52,1	61,4	67,3	92,6	120,3	139,8	175,8	156,5	194,3	224,4	242,7	243,4	25,5	9,0	0,737
		200	19,0	30,1	39,7	55,2	65,5	71,9	100,6	133,9	153,8	194,5	171,9	213,0	243,6	264,4	262,1	25,9	9,1	0,724

Figura 17. Estratto da *Analisi regionalizzata delle precipitazioni per l'individuazione di Curve segnalatrici di possibilità pluviometrica di riferimento.*

Nel caso in studio considerando un tempo di ritorno pari a 200 anni si ottengono i seguenti valori per i parametri a, b, c

$$a = 25,9$$

$$b = 9,1$$

$$c = 0,724$$

Conseguentemente la curva di possibilità pluviometrica diviene:

$$h = \frac{25,9}{(t + 9,1)^{0,724}} t$$

7.2 Determinazione afflusso meteorico netto

Tipicamente la portata meteorica netta che affluisce alla rete di raccolta è inferiore rispetto alla portata meteorica lorda poiché una parte dell'acqua evapora, viene intercettata o trattenuta dal suolo, penetra per infiltrazione nel terreno e in alcuni casi riempie piccole cavità.

Pertanto, la determinazione dell'afflusso meteorico netto avviene attraverso la stima del coefficiente di deflusso ϕ che determina la trasformazione degli afflussi in deflussi. Esso è definito come il rapporto tra il volume defluito attraverso una data sezione in un dato intervallo di tempo e il volume meteorico totale precipitato nel medesimo intervallo temporale. Il coefficiente di deflusso è valutato considerando le caratteristiche di permeabilità delle superfici presenti all'interno del bacino considerato. Esso varia tra 0 ed 1 in cui $\phi=0$ caratterizza una superficie infinitamente permeabile che annulla il deflusso superficiale mentre $\phi=1$ rappresenta una superficie impermeabile che determina una infiltrazione nulla.

Di seguito si riportano i coefficienti di deflusso ϕ definiti nell'*Allegato A alla Dgr. n. 2948 del 06 ottobre 2009*:

Superficie	Coefficiente di deflusso ϕ
Aree agricole	0,10
Superfici permeabili (aree verdi)	0,20
Superfici semi-permeabili (grigliati drenanti con sottostante materasso ghiaioso, strade in terra battuta o stabilizzato)	0,60
Superfici impermeabili (tetti, terrazze, strade, piazzali)	0,90

Considerando l'obiettivo finale del presente lavoro, ovvero il dimensionamento della rete di smaltimento delle acque meteoriche, è stato definito un coefficiente di deflusso equivalente valutato considerando le informazioni desunte dall'ipotesi progettuale:

$$\phi = \frac{\sum_{i=1}^n \phi_i S_i}{S_{tot}}$$

Svolgendo i calcoli si ottengono quindi due coefficienti di deflusso, uno valido per lo stato attuale ed uno valido per lo stato di progetto.

STATO ATTUALE		
	Superficie (m ²)	Coefficiente deflusso
Aree agricole	17.885	0,1
Aree impermeabili (strade)	300	0,9
TOTALE	18.185	0,11

STATO DI PROGETTO		
	Superficie (m ²)	Coefficiente deflusso
Aree permeabili (aree verdi)	8.825	0,2
Aree semipermeabili (superfici drenanti)	42	0,6
Aree impermeabili (coperture edifici, aree pavimentate residenziali, strade, parcheggi, piste ciclabili, marciapiedi)	9.318	0,9
TOTALE	18.185	0,56

Dalle tabelle si denota come lo stato di progetto è caratterizzato da un valore del coefficiente di deflusso maggiore rispetto allo stato attuale (**0,56 > 0,11**) ad indicare un incremento del grado di impermeabilizzazione delle aree in esame.

7.3 Trasformazione afflussi in deflussi

La trasformazione degli afflussi in deflussi definisce l'insieme dei processi idrologici che concorrono alla formazione del deflusso, a partire dalla precipitazione meteorica, prima che il deflusso si incanali nella rete idrografica. I modelli di trasformazione degli afflussi in deflussi permettono di determinare le massime portate di progetto da assumere per il dimensionamento delle opere in esame.

Nel caso in studio la trasformazione degli afflussi in deflussi è stata eseguita attraverso il modello concettuale della corrivazione (o metodo cinematico lineare) il quale si basa sull'ipotesi che il sistema idrologico sia lineare e invariante nel tempo, ovvero che l'idrogramma relazionato ad un dato pluviogramma è solo funzione delle caratteristiche del bacino, stazionarie ed indipendenti dall'evento in esame o da quelli pregressi. Nello specifico, il metodo della corrivazione si basa sulle seguenti assunzioni:

- gocce di pioggia, cadute contemporaneamente in punti diversi del bacino, impiegano tempi diversi per arrivare alla sezione di chiusura;
- questo tempo, definito tempo di corrivazione, è caratteristico di ogni singolo punto ed invariante nel tempo, è, cioè, indipendente dalle singole condizioni di deflusso;
- il contributo di ogni singolo punto alla portata di piena è direttamente proporzionale alla pioggia caduta nel punto;

Conseguentemente il valore della portata meteorica massima relativa al bacino in esame calcolata con il metodo della corrivazione è data da:

$$Q_{max} = \frac{\Phi_{medio} \cdot S \cdot h}{t}$$

Dove:

Q_{max} portata meteorica massima

Φ_{medio} coefficiente di deflusso medio ponderato

S superficie scolante totale

h altezza di pioggia valutata mediante l'equazione relativa alla curva di possibilità pluviometrica

t tempo di pioggia assunto pari al tempo di corrivazione t_c

7.3.1 Tempo di corrivazione

Il tempo di corrivazione è definito come il tempo impiegato dalla particella d'acqua che cade nel punto idraulicamente più lontano del bacino per arrivare alla sezione di chiusura. Quando il tempo di precipitazione è pari al tempo di corrivazione tutto il bacino contribuisce al deflusso e si ha pertanto la condizione di massimo di portata.

Per una rete di drenaggio il tempo di corrivazione (t_c) è dato da:

$$t_c = t_a + t_r$$

Dove

t_a rappresenta il *tempo di accesso alla rete*, ovvero il tempo massimo che la goccia d'acqua impiega a percorrere il bacino e raggiungere un punto della rete

t_r rappresenta il *tempo di rete* impiegato dalla goccia per percorrere la rete fino alla sezione in esame.

Il tempo di accesso alla rete t_a è stato calcolato da valori tabellari considerando la destinazione d'uso delle aree in studio. Nello specifico si è fatto riferimento ai valori proposti da *Becciu e Paoletti, 2013*:

Tipi di bacini	T_a [min]
Centri urbani intensivi con tetti collegati direttamente alle canalizzazioni e con frequenti caditoie stradali.	5 ÷ 7
Centri urbani semi intensivi con pendenze modeste e caditoie stradali meno frequenti.	7 ÷ 10
Aree urbane di tipo estensivo con piccole pendenze e caditoie poco frequenti.	10 ÷ 15

Figura 18. Valori di accesso alla rete in funzione della tipologia di bacino proposti da *Becciu e Paoletti, 2013*. Tabella estratta da *Drenaggio urbano: il metodo dell'invaso lineare Urbis a calcolo numerico – Fanizzi Luigi (2016)*.

Il *tempo di rete* t_r è dato dalla somma dei tempi di percorrenza di ogni singola canalizzazione seguendo il percorso più lungo della rete alla velocità della corrente V_i moltiplicato per un coefficiente correttivo pari a 1,5 (*Becciu et al., 1997*):

$$t_r = \frac{l_i}{1,5 \cdot V_i}$$

Di seguito si riporta la stima del tempo di corrivazione per il caso in esame attraverso la determinazione del tempo di accesso alla rete e del tempo di rete.

Calcolo tempo di accesso alla rete

Bacino	t_a (min)	t_a (s)
Centri urbani intensivi con tetti collegati direttamente alle canalizzazioni e con frequenti caditoie stradali	6	360

Calcolo tempo di rete

Superficie (m ²)	S_i (ha)	l_i (m)	V_i (m/s)	t_r (s)
18.185,0	1,8185	330,64	0,8	275,53

Calcolo tempo di corrivazione

t_a (s)	t_r (s)	t_c (s)	t_c (min)	t_c (ore)
360	275,53	635,53	10,6	0,18

Per l'intervento in progetto si stima un tempo di corrivazione pari a circa 10,6 minuti (0,18 ore).

8. MITIGAZIONE IMPATTO IDRAULICO

8.1 Premesse

Per ottemperare alle finalità di uno studio di compatibilità idraulica è necessario realizzare dei volumi di accumulo superficiali o interrati in grado di invasare temporaneamente le maggiori quantità d'acqua derivanti dall'incremento dell'impermeabilizzazione delle aree.

Nel caso in studio le acque meteoriche saranno scaricate mediante infiltrazione nel sottosuolo, in accordo con quanto contenuto nello studio Valutazione di Compatibilità Idraulica del Piano di Assetto del Territorio del Comune di Susegana.

8.2 Valutazione volumi di invaso

Il predimensionamento dei volumi di accumulo e le verifiche idrauliche sono state condotte utilizzando il *modello delle sole piogge*, che si basa sul confronto tra la curva cumulata delle portate entranti e quella delle portate uscenti, ipotizzando che sia trascurabile l'effetto della trasformazione afflussi - deflussi operata dal bacino e dalla rete drenante. Per lo studio in oggetto si è calcolato, per il tempo di precipitazione considerato, il volume d'acqua affluito alla sezione di chiusura nella configurazione attuale e successivamente nella configurazione di progetto: la differenza tra le due quantità rappresenta il volume che risulta necessario invasare temporaneamente.

Nella modellizzazione considerata si ipotizza di concentrare i volumi d'acqua da invasare in corrispondenza della sezione di uscita del bacino dell'intervento in studio.

Il sistema determina, in funzione di una serie di eventi critici considerati (scansione temporale ponderata tra le piogge di varia durata) e della portata di deflusso (limitata teoricamente al valore costante relativo ad un coefficiente udometrico pari a 10 l/s-ha):

- altezza di pioggia (H) di durata oraria con $T_r=200$ anni
- portata di pioggia (Q_p) alla sezione di chiusura calcolata con il metodo cinematico
- portata di deflusso (Q_d)
- volume di pioggia ($V_p=Q_p \times T_{\text{pioggia}}$)

- volume di pioggia defluito ($V_d = Q_d \times T_{\text{pioggia}}$)
- volume d'invaso superficiale costituito dal velo idrico che scorre in superficie (1,0 – 2,5 mm di velo liquido) e l'acqua invasata dalle caditoie, grondaie, pozzetti, ecc. è stato assunto pari a zero in favore della sicurezza
- volume d'invaso temporaneo ($\Delta V = V_p - V_d$)

						Volume specifico m^3/ha	Volume invaso m^3
Superficie (m^2)	18185.00					507	922.1
Coefficiente di deflusso	0.56						
T (h)	H (mm)	J (mm/h)	Qp (l/s)	Qd (l/s)	Vp (m^3)	Vd (m^3)	ΔV (m^3)
0.10	21.77	217.71	615.84	18.19	221.70	6.55	215.16
0.20	34.17	170.87	483.36	18.19	348.02	13.09	334.92
0.30	42.77	142.55	403.26	18.19	435.52	19.64	415.88
0.40	49.34	123.34	348.89	18.19	502.41	26.19	476.22
0.50	54.66	109.32	309.25	18.19	556.66	32.73	523.92
1.00	72.39	72.39	204.77	18.19	737.17	65.47	671.71
2.00	92.08	46.04	130.24	18.19	937.72	130.93	806.78
3.00	104.77	34.92	98.79	18.19	1066.96	196.40	870.56
4.00	114.43	28.61	80.92	18.19	1165.30	261.86	903.44
5.00	122.35	24.47	69.22	18.19	1245.92	327.33	918.59
6.00	129.12	21.52	60.87	18.19	1314.90	392.80	922.10
7.00	135.08	19.30	54.59	18.19	1375.56	458.26	917.29
8.00	140.42	17.55	49.65	18.19	1429.94	523.73	906.21
9.00	145.27	16.14	45.66	18.19	1479.41	589.19	890.21
10.00	149.74	14.97	42.36	18.19	1524.89	654.66	870.23
11.00	153.88	13.99	39.57	18.19	1567.07	720.13	846.95
12.00	157.75	13.15	37.19	18.19	1606.48	785.59	820.89
13.00	161.39	12.41	35.12	18.19	1643.51	851.06	792.45
14.00	164.82	11.77	33.30	18.19	1678.47	916.52	761.95
15.00	168.08	11.21	31.70	18.19	1711.63	981.99	729.64

Volume d'invaso massimo ($T_r = 200$ anni) =	922,1 m^3
Volume d'invaso specifico ($T_r = 200$ anni) =	507 m^3/ha

GEOLOGO Filippo Torresan

Secondo quanto indicato nelle Norme Tecniche Operative del Piano Interventi del Comune di Susegana, l'area in esame ricade nella Scheda Normativa n. 32 per la quale si prescrive che *dovranno essere rispettate le prescrizioni idrauliche generali e puntuali (scheda n. 30) previste nella Valutazione di Compatibilità Idraulica redatta per la variante generale al PRG.*

Pertanto si definisce che per l'area in esame identificata dalla scheda n. 30 (rif. a *Valutazione di Compatibilità Idraulica redatta per la Variante Generale al PRG previgente nel 2005 e il relativo parere del Genio Civile del 08.08.2005 prot. 564180/46.14*) risulta necessario accumulare un volume di **499 m³** inferiore a quanto calcolato (**922,1 m³**).

Inoltre il Consorzio di Bonifica Piave definisce i volumi di invaso compensativi per garantire l'invarianza idraulica dell'intervento. Nello specifico il volume di invaso da garantire per gli insediamenti residenziali è di 500 m³/ha, minore di quello calcolato (**507 m³/ha**).

Conseguentemente il volume da invasare ai fini dell'invarianza idraulica è pari a 922,1 m³ assunto pari a 923 m³ ai fini dei calcoli.

8.3 Volumi di invaso

Risulta necessario intervenire mediante apposite opere di mitigazione idraulica che permettano di non aumentare la quantità di volume di acqua meteorica scaricate nel corpo ricettore.

Le opere di mitigazione previste sono state definite considerando la situazione logistica dell'intervento con le relative caratteristiche geologiche ed idrogeologiche, nello specifico sono state considerate:

- La conducibilità idraulica pari a $1,0 \times 10^{-3}$ m/s relativa ai depositi costituiti da ghiaia argillosa e ghiaia sabbiosa presenti dalla profondità di 3,0 – 4,60 m da p.c. (Capitolo 6.2);
- La presenza di falda acquifera posta a profondità maggiori di 10,0 m da p.c. locale (Capitolo 4);
- Assenza di recettori superficiali nelle vicinanze delle aree oggetto di intervento;

Sulla base di quanto definito nel capitolo precedente, le opere di mitigazione idraulica devono garantire un volume di invaso temporaneo di almeno 923 m³.

Le opere di mitigazione previste sono le seguenti:

- **n° 36 pozzi disperdenti:** localizzati nei lotti residenziali (2 pozzi disperdenti per ciascun lotto) aventi le seguenti caratteristiche:
 - Altezza totale: 6,0 metri
 - Altezza invaso: 4,0 metri
 - Diametro: 1,50 metri
 - Colonna circolare in materiale arido con porosità del 25% e spessore di 1,0 metri;

Ciascun pozzo disperdente garantirà i seguenti volumi di invaso temporaneo:

- Volume di invaso pozzo: 7,07 m³
- Volume di invaso colonna circolare: 7,85 m³
- Volume invaso totale pozzo: 14,92 m³

Ottenendo un volume complessivo di invaso per i 36 pozzi:

- **Volume totale invaso 36 pozzi: 537,21 m³**
- **Tubazione con elementi in calcestruzzo con diametro di 800 mm:** la quale andrà a scaricare nel bacino di laminazione (previo idoneo trattamento in continuo di sedimentazione/disoleazione) avente una lunghezza complessiva di 261,6 m la quale permette di invasare un volume di

- **Volume invaso tubazione ($\phi = 800$ mm): 131,43 m³**

- **Bacino di laminazione** avente le seguenti dimensioni

Superficie sommitale	Superficie di fondo	Superficie bagnata	Altezza bacino	Altezza acqua	Scarpata	Volume acqua
664 m ²	72 m ²	252 m ²	2,00 m	1,50 m	1/2	243,0 m ³

Il bacino così dimensionato permette di garantire un **volume di invaso di 243,0 m³**

- **n° 6 pozzi disperdenti:** posti alla base del bacino di laminazione aventi le seguenti caratteristiche:
 - Altezza totale: 4,0 metri
 - Altezza invaso: 4,0 metri
 - Diametro: 1,50 metri
 - Colonna circolare in materiale arido con porosità del 25% e spessore di 1,0 metri;

Ciascun pozzo disperdente garantirà i seguenti volumi di invaso temporaneo:

- Volume di invaso pozzo: 7,07 m³
- Volume di invaso colonna circolare: 7,85 m³
- Volume invaso totale pozzo: 14,92 m³

Ottenendo un volume complessivo di invaso per i 6 pozzi:

- **Volume totale invaso 6 pozzi: 89,54 m³**

La tabella seguente sintetizza i volumi di invaso garantiti dalle opere di mitigazione proposte.

Opera di mitigazione	Volume di invaso
n° 36 pozzi disperdenti (lotti residenziali)	537,21 m ³
Tubazione con elementi in calcestruzzo diametro 800 mm	131,43 m ³
Bacino di laminazione	243,00 m ³
n° 6 pozzi disperdenti (bacino di laminazione)	89,54 m ³
VOLUME TOTALE INVASO	1.001,18 m³

Le opere di mitigazione proposte permettono di invasare un volume temporaneo pari a 1.001,18 m³ maggiore del volume di invaso calcolato da garantire ai fini dell'invarianza idraulica pari a 923 m³.

Lo smaltimento delle acque meteoriche accumulate avverrà per infiltrazione nell'orizzonte ghiaioso presente dalla profondità di circa 3,0 – 4,60 m da p.c.

8.4 Smaltimento acque meteoriche

Come indicato precedentemente lo smaltimento delle acque meteoriche accumulate avverrà per infiltrazione nell'orizzonte ghiaioso presente dalla profondità di circa 3,0 – 4,60 m da p.c.

Il sistema di infiltrazione è costituito da 36 pozzi localizzati nei lotti residenziali (altezza totale 6,0 metri) e 6 pozzi posti alla base del bacino di laminazione (altezza totale 4,0 m) i quali presentano le medesime caratteristiche in termini di: (i) altezza efficace di invaso, (ii) diametro, (iii) spessore della colonna circolare, (iv) altezza efficace, (v) profondità massima raggiunta.

Il sistema disperdente è stato progettato in modo tale da fungere anche da invaso temporaneo delle acque meteoriche: la rete locale sarà in grado di stoccare temporaneamente il volume d'acqua in eccesso durante l'evento critico e disperderlo in tempi lunghi nel sottosuolo.

Per il calcolo delle portate di infiltrazione dei pozzi disperdenti si è fatto riferimento alla seguente formula (Da Deppo e Datej, 1999):

$$Q = C \cdot K \cdot r_0 \cdot H$$

Dove:

Q portata (m³/s)

r_0 raggio del pozzo

H altezza utile del pozzo

K conducibilità idraulica del terreno (m/s)

GEOLOGO Filippo Torresan

Il fattore C è dato da:

$$C = \frac{\left(\frac{2\pi H}{r_0}\right)}{\ln\left(\frac{R}{r_0}\right)}$$

Dove:

$$\frac{R}{r_0} = 3.828 \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{H}{r_0}} - 1 \right)$$

Conseguentemente, le caratteristiche del pozzo utilizzate nella fase di dimensionamento sono:

Permeabilità	K	$1,0 \times 10^{-3}$	m/s
Altezza efficace per l'invaso	H_i	4,0	m
Altezza efficace	H	1,0	m
Raggio pozzo	r_0	0,75	m
Calcolo portata pozzo disperdente			
	$\ln\left(\frac{R}{r_0}\right)$	0,70	
	C	11,92	
Portata pozzo	Q	8,94	l/s

Il numero totale dei pozzi è pari a 42 ottenendo pertanto una portata complessiva pari a $Q_{PZ} = 375,50$ l/s.

9. VERIFICA SISTEMA DISPEDENTE

La verifica del sistema di smaltimento delle acque meteoriche relative al sito in studio è stata eseguita confrontando il volume d'acqua affluito alla sezione di chiusura per il tempo di precipitazione calcolato ed il volume d'acqua invasato e smaltito dal sistema in progetto.

Il sistema di smaltimento può essere definito efficace quando il volume di pioggia alla sezione di chiusura risulta inferiore rispetto al volume d'acqua invasato e smaltito dal sistema stesso.

Il sistema determina, in funzione di una serie di eventi critici considerati (scansione temporale ponderata tra le piogge di varia durata) e della portata di deflusso (considerata pari a 0 l/s):

- altezza di pioggia (H) di durata oraria con $T_r=200$ anni
- portata di pioggia (Q_p) alla sezione di chiusura calcolata con il metodo cinematico
- portata smaltita dal sistema disperdente (Q_s)
- volume di pioggia ($V_p=Q_p \times T_{\text{pioggia}}$)
- volume di pioggia smaltito per dispersione ($V_s=Q_s \times T_{\text{pioggia}}$)
- Volume temporaneo invasato dai pozzi (V_{pz})
- Volume temporaneo invasato dalla tubazione in calcestruzzo ϕ 800 mm (V_{tb})
- Volume temporaneo invasato dal bacino di laminazione (V_{bc})
- Volume di pioggia defluito nella rete idrografica ($\Delta V=V_p - V_s - V_{pz} - V_{tb} - V_{bc}$)

T : tempo di pioggia (ore)

H : altezza di pioggia (mm)

J : Intensità di pioggia (mm/ora)

Q_p : Portata di progetto (l/s)

Q_s : Portata smaltita dal sistema disperdente (l/s)

V_p : Volume di pioggia (m^3)

V_s : Volume di pioggia smaltito per dispersione (m^3)

V_{pz} : Volume temporaneo invasato dai pozzi (m^3)

V_{tb} : Volume temporaneo invasato dalla tubazione in calcestruzzo ϕ 800 mm

V_{bc} : Volume temporaneo invasato dal bacino di laminazione

ΔV : $V_p - V_s - V_{pz} - V_{tb} - V_{bc}$

Superficie (m ²)	18185.00									
Coefficiente di deflusso	0.56									
T (h)	H (mm)	J (mm/h)	Qp (l/s)	Qs (l/s)	Vp (m ³)	Vs (m ³)	Vpz (m ³)	Vtb (m ³)	Vbc (m ³)	ΔV (m ³)
0.18	32.09	178.27	504.29	375.50	326.78	243.32	626.75	131.43	243.00	-917.72
0.20	34.17	170.87	483.36	375.50	348.02	270.36	626.75	131.43	243.00	-923.52
0.30	42.77	142.55	403.26	375.50	435.52	405.54	626.75	131.43	243.00	-971.20
0.40	49.34	123.34	348.89	375.50	502.41	540.72	626.75	131.43	243.00	-1039.48
0.50	54.66	109.32	309.25	375.50	556.66	675.90	626.75	131.43	243.00	-1120.42
0.60	59.15	98.59	278.89	375.50	602.39	811.08	626.75	131.43	243.00	-1209.86
0.70	63.05	90.06	254.77	375.50	642.03	946.25	626.75	131.43	243.00	-1305.40
0.80	66.49	83.11	235.10	375.50	677.08	1081.43	626.75	131.43	243.00	-1405.53
0.90	69.58	77.31	218.69	375.50	708.56	1216.61	626.75	131.43	243.00	-1509.23
1.00	72.39	72.39	204.77	375.50	737.17	1351.79	626.75	131.43	243.00	-1615.79
2.00	92.08	46.04	130.24	375.50	937.72	2703.58	626.75	131.43	243.00	-2767.04
3.00	104.77	34.92	98.79	375.50	1066.96	4055.38	626.75	131.43	243.00	-3989.59
4.00	114.43	28.61	80.92	375.50	1165.30	5407.17	626.75	131.43	243.00	-5243.04
5.00	122.35	24.47	69.22	375.50	1245.92	6758.96	626.75	131.43	243.00	-6514.21

Dall'analisi emersa si evince che il sistema proposto è in grado di invasare temporaneamente e successivamente disperdere il volume critico relativo a precipitazioni con tempo di ritorno T_r pari a 200 anni.

10. GESTIONE DELLE ACQUE METEORICHE IN RIFERIMENTO ALLA NORMATIVA VIGENTE

Lotti residenziali

Con riferimento all'Art. 39 (Acque meteoriche di dilavamento, acque di prima pioggia e acque di lavaggio) del Piano di Tutela delle Acque della Regione del Veneto le superfici impermeabilizzate dei lotti residenziali (superficie complessiva 4.714 m²) ricadono nella classificazione del comma 5 lettera e) tutte le altre superfici non previste ai commi 1 e 3, assoggettate pertanto alle seguenti prescrizioni:

“Le acque meteoriche di dilavamento e le acque di lavaggio, convogliate in condotte ad esse riservate, possono essere recapitate in corpo idrico superficiale o sul suolo, fatto salvo quanto previsto dalla normativa vigente in materia di nulla osta idraulico e fermo restando quanto stabilito ai commi 8 e 9. Nei casi previsti dal presente comma negli insediamenti esistenti, laddove il recapito in corpo idrico superficiale o sul suolo non possa essere autorizzato dai competenti enti per la scarsa capacità dei recettori o non si renda convenientemente praticabile, il recapito potrà avvenire anche negli strati superficiali del sottosuolo, purché sia preceduto da un idoneo trattamento in continuo di sedimentazione e, se del caso, di disoleazione delle acque ivi convogliate.”

Con riferimento all'Allegato A della Dgr. n. 80 del 27 gennaio 2011 (Linee guida per l'applicazione di alcune norme tecniche di attuazione del Piano di Tutela delle Acque) – Art. 39 (Acque meteoriche di dilavamento, acque di prima pioggia e acque di lavaggio) commi 1, 2, 3 e 5: acque meteoriche di dilavamento dei tetti, si definisce che:

“..... omissis..... Nei casi di cui al comma 5, le acque meteoriche derivanti dai tetti, e recapitanti negli strati superficiali del sottosuolo, vanno trattate con sedimentazione (e se del caso disoleazione) prima dell'immissione negli strati superficiali del sottosuolo se si ritiene che possano dilavare sostanze pericolose o pregiudizievoli per le acque sotterranee provenienti da camini o punti di emissione appartenenti al medesimo insediamento o dal materiale di cui è costituito il tetto stesso; quindi occorre valutare caso per caso. Anche in relazione al recapito negli strati superficiali del sottosuolo, si ritiene che i tetti di edifici residenziali e commerciali non rientrino tra le superfici sulle quali possano essere presenti sostanze pericolose o pregiudizievoli per l'ambiente, quindi per essi il recapito negli strati superficiali del sottosuolo può avvenire senza trattamento.

GEOLOGO Filippo Torresan

Le acque meteoriche di dilavamento provenienti dai tetti che non rientrano tra le superfici sulle quali possano essere presenti sostanze pericolose o pregiudizievoli per l'ambiente (nei casi sopra specificati), possono essere, anzi è auspicabile che siano, riutilizzate per l'irrigazione di colture non alimentari, per uso antincendio o per lo sciacquone dei servizi igienici."

Pertanto le acque derivanti dai tetti degli edifici residenziali possono essere disperse negli strati superficiali del sottosuolo senza eseguire alcun trattamento.

Nel caso specifico si prevede di disperdere per infiltrazione le acque meteoriche mediante pozzi disperdenti profondi 6,0 metri. Tale soluzione è compatibile con le indicazioni normative.

Infatti, come riportato nell'*Allegato A della Dgr. n. 80 del 27 gennaio 2011 (Linee guida per l'applicazione di alcune norme tecniche di attuazione del Piano di Tutela delle Acque) – Art. 39 (Acque meteoriche di dilavamento, acque di prima pioggia e acque di lavaggio) – Comma 5:*

".....omissis.... È importante, al fine di garantire un'adeguata protezione delle acque sotterranee, definire in che cosa consistono e a quale profondità si possono estendere, caso per caso, in sede di valutazione urbanistica/edilizia dell'intervento, gli strati superficiali del sottosuolo, che non possono essere univocamente identificati per tutto il territorio regionale viste le caratteristiche molto diverse che presentano il suolo e il substrato geologico nelle diverse zone della regione."

Nel caso specifico, considerando l'assetto geologico locale caratterizzato da un materasso alluvionale ghiaioso-sabbioso (superficialmente presenza di depositi fini argilloso – limosi) e falda freatica posta a profondità maggiori di 10,0 m da p.c., si ritiene che la profondità di 6,0 m possa essere considerata come "strati superficiali del sottosuolo", in accordo con quanto riportato nella delibera di cui sopra.

Aree pertinenti impermeabili

Tale categoria racchiude le strade pubbliche, i parcheggi (superficie complessiva 3.058 m²), le aree adibite a pista ciclabile e marciapiedi (superficie complessiva 1.546 m²).

Con riferimento all'*Art. 39 (Acque meteoriche di dilavamento, acque di prima pioggia e acque di lavaggio) del Piano di Tutela delle Acque della Regione del Veneto* le aree pertinenti impermeabili ricadono nella classificazione del *comma 5 lettera a) strade pubbliche e private e lettera d) parcheggi e piazzali di zone residenziali, commerciali o analoghe, depositi di mezzi di trasporto pubblico, aree intermodali, di estensione inferiore a 5.000 m²*, assoggettate pertanto alle seguenti prescrizioni:

"Le acque meteoriche di dilavamento e le acque di lavaggio, convogliate in condotte ad esse riservate, possono essere recapitate in corpo idrico superficiale o sul suolo, fatto salvo quanto previsto dalla normativa vigente in materia di nulla osta idraulico e fermo restando quanto stabilito ai commi 8 e 9. Nei casi previsti dal presente comma negli insediamenti esistenti, laddove il recapito in corpo idrico superficiale o sul suolo

non possa essere autorizzato dai competenti enti per la scarsa capacità dei recettori o non si renda convenientemente praticabile, il recapito potrà avvenire anche negli strati superficiali del sottosuolo, purché sia preceduto da un idoneo trattamento in continuo di sedimentazione e, se del caso, di disoleazione delle acque ivi convogliate.

Nel caso specifico si prevede di disperdere per infiltrazione le acque meteoriche mediante pozzi disperdenti profondi 6,0 metri rispetto al p.c. locale (2,0 m profondità bacino di laminazione + 4,0 m profondità pozzi alla base del bacino di laminazione). Tale soluzione è compatibile con le indicazioni normative.

Infatti, come riportato nell' *Allegato A della Dgr. n. 80 del 27 gennaio 2011 (Linee guida per l'applicazione di alcune norme tecniche di attuazione del Piano di Tutela delle Acque) – Art. 39 (Acque meteoriche di dilavamento, acque di prima pioggia e acque di lavaggio) – Comma 5:*

“.....omissis.... È importante, al fine di garantire un'adeguata protezione delle acque sotterranee, definire in che cosa consistono e a quale profondità si possono estendere, caso per caso, in sede di valutazione urbanistica/edilizia dell'intervento, gli strati superficiali del sottosuolo, che non possono essere univocamente identificati per tutto il territorio regionale viste le caratteristiche molto diverse che presentano il suolo e il substrato geologico nelle diverse zone della regione.”

Nel caso specifico, considerando l'assetto geologico locale caratterizzato da un materasso alluvionale ghiaioso-sabbioso (superficialmente presenza di depositi fini argilloso – limosi) e falda freatica posta a profondità maggiori di 10,0 m da p.c., si ritiene che la profondità di 6,0 m possa essere considerata come “strati superficiali del sottosuolo”, in accordo con quanto riportato nella delibera di cui sopra.

Alla fine della valutazione si ritiene che le superfici oggetto di dilavamento attuali e future siano da inquadrare nell' articolo 39 del Piano di Tutela delle Acque della Regione del Veneto – comma 5 e che l'immissione delle acque meteoriche negli strati superficiali del sottosuolo (pozzi disperdenti profondi 6,0 metri) preceduto da un idoneo trattamento di sedimentazione/disoleazione sia compatibile con la normativa vigente.

11. CONCLUSIONI

L'obiettivo finale del presente studio di compatibilità idraulica è la definizione del volume di invaso di progetto con conseguente dimensionamento delle opere di laminazione e di smaltimento delle acque meteoriche.

Dai calcoli eseguiti, considerando precipitazioni con tempo di ritorno pari a 200 anni, si ottiene un volume di invaso pari a 923 m³.

Le opere di mitigazione proposte, al fine di utilizzare al meglio le superfici di progetto senza perturbare l'attuale assetto idraulico ed idrogeologico, sono le seguenti:

- **n° 36 pozzi disperdenti**: localizzati nei lotti residenziali (2 pozzi disperdenti per ciascun lotto) aventi le seguenti caratteristiche:

- Altezza totale: 6,0 metri
- Altezza invaso: 4,0 metri
- Diametro: 1,50 metri
- Colonna circolare in materiale arido con porosità del 25% e spessore di 1,0 metri;

Ciascun pozzo disperdente garantirà i seguenti volumi di invaso temporaneo:

- Volume di invaso pozzo: 7,07 m³
- Volume di invaso colonna circolare: 7,85 m³
- Volume invaso totale pozzo: 14,92 m³

Ottenendo un volume complessivo di invaso per i 36 pozzi:

- **Volume totale invaso 36 pozzi: 537,21 m³**

- **Tubazione con elementi in calcestruzzo con diametro di 800 mm**: la quale andrà a scaricare nel bacino di laminazione (previo idoneo trattamento in continuo di sedimentazione/disoleazione) avente una lunghezza complessiva di 261,6 m la quale **permette di invasare un volume di 131,43 m³**

- **Bacino di laminazione** il quale garantisce un **volume di invaso di 243,0 m³**

- **n° 6 pozzi disperdenti**: posti alla base del bacino di laminazione aventi le seguenti caratteristiche:

- Altezza totale: 4,0 metri
- Altezza invaso: 4,0 metri
- Diametro: 1,50 metri
- Colonna circolare in materiale arido con porosità del 25% e spessore di 1,0 metri;

Ciascun pozzo disperdente garantirà i seguenti volumi di invaso temporaneo:

- Volume di invaso pozzo: 7,07 m³
- Volume di invaso colonna circolare: 7,85 m³

GEOLOGO Filippo Torresan

- Volume invaso totale pozzo: 14,92 m³

Ottenendo un volume complessivo di invaso per i 6 pozzi:

- **Volume totale invaso 6 pozzi: 89,54 m³**

Le opere di mitigazione proposte permettono di invasare un volume temporaneo pari a 1.001,18 m³ maggiore del volume di invaso da garantire ai fini dell'invarianza idraulica pari a 923 m³.

Lo smaltimento delle acque meteoriche accumulate avverrà per infiltrazione, mediante pozzi disperdenti, nell'orizzonte ghiaioso presente dalla profondità di circa 3,0 – 4,60 m da p.c.

Marano Vicentino, 02 febbraio 2023

Geol. Filippo Torresan
(firmato digitalmente)

12. BIBLIOGRAFIA

Associazione Geotecnica Italiana, 1977, "Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche"

ARPAV, 2008, "Le acque sotterranee della pianura veneta – I risultati del progetto SAMPAS", Padova

Autorità di Bacino delle Alpi Orientali, 2021, "Piano di Gestione del Rischio Alluvioni – PGRA 2021-2027", Venezia

Becciu, G., Paoletti, A., 2005, "Esercitazioni di costruzioni idrauliche", CEDAM

Comune di Susegana, 2015, "Piano di Assetto del Territorio", Susegana

Da Deppo, L., Datei, C., 1996, "Fognature", Istituto di Idraulica "Poleni", Università degli Studi di Padova

Da Deppo, L., Datei, C., 1999, "Le opere idrauliche nelle costruzioni stradali", Editore Bios

Fanizzi Luigi, 2016, "Drenaggio urbano: il metodo dell'invaso lineare Urbis a calcolo numerico", Scienza & inquinamento (<http://www.ecoacque.it/>)

Nordest Ingegneria S.r.l., 2011, "Analisi regionalizzata delle precipitazioni per l'individuazione di Curve segnalatrici di possibilità pluviometrica di riferimento", Rubano (PD)

Provincia di Treviso, 2012, "Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale"

13. SITOGRAFIA

Regione del Veneto, Geoportale Regione del Veneto <https://idt2.regione.veneto.it/>

14. CARTOGRAFIA

Antonelli, R., Barbieri, G., Dal Piaz, G.V., Dal Pra, A., De Zanche, V., Grandesso, P., et al., 1990 "Carta Geologica del Veneto 1:250.000 e relative Note Illustrative" S.E.L.C.A., Firenze

Carta Tecnica Regionale della Regione del Veneto alla scala 1:10.000 elemento numero 084110-084120-084150-084160

Istituto Geografico Militare, Carta IGM alla scala 1:25.000

Mazzola, 2002 "Carta freaticometrica provinciale – deflussi di magra – Rilievi freaticometrici di marzo 2002, della Provincia di Treviso"

15. ALLEGATI

1. Autocertificazione di idoneità professionale
2. Autocertificazione sui dati studiati ed elaborati

GEOLOGO Filippo Torresan

Allegato n°1: Autocertificazione di idoneità professionale

Oggetto: Studio di compatibilità idraulica relativo al progetto «PIANO URBANISTICO ATTUATIVO “VIA SARTOR”» nei pressi di Via Egidio Sartor nel Comune di Susegana (TV). Autocertificazione ai sensi dell’art.46 del D.P.R. N°445 del 28/12/2000

AUTOCERTIFICAZIONE DI IDONEITA’ PROFESSIONALE

Il sottoscritto geologo Filippo Torresan avente studio in Marano Vicentino (VI), Via Guglielmo Marconi 30/B, iscritto all’Ordine dei Geologi del Veneto al n°909 sotto la propria personale responsabilità e per effetto del DPR 445/2000 per le finalità contenute nella DGRV 2948/2009

dichiara

di aver conseguito la Laurea Magistrale in Geologia e Geologia Tecnica (anno 2016) presso l’Università degli Studi di Padova e di aver maturato nel corso della propria attività professionale esperienza nei settori dell’idrologia e dell’idraulica.

Marano Vicentino, 02 febbraio 2023

Geol. Filippo Torresan



GEOLOGO Filippo Torresan

Allegato n°2: Autocertificazione sui dati studiati ed elaborati

Oggetto: Studio di compatibilità idraulica relativo al progetto «PIANO URBANISTICO ATTUATIVO “VIA SARTOR”» nei pressi di Via Egidio Sartor nel Comune di Susegana (TV). Autocertificazione ai sensi dell’art.46 del D.P.R. N°445 del 28/12/2000

AUTOCERTIFICAZIONE SUI DATI STUDIATI ED ELABORATI

Il sottoscritto geologo Filippo Torresan avente studio in Marano Vicentino (VI), Via Guglielmo Marconi 30/B, iscritto all’Ordine dei Geologi del Veneto al n°909 sotto la propria personale responsabilità e per effetto del DPR 445/2000 per le finalità contenute nella DGRV 2948/2009

dichiara

- di aver preso coscienza dello stato dei luoghi, delle condizioni locali e di tutte le circostanze generali e particolari che possono in qualsiasi modo influire sui contenuti e sulle verifiche dello studio in premessa;
- sono stati esaminati tutti i dati utili alla corretta elaborazione e stesura dei documenti imposti per la compatibilità idraulica nel rispetto di quanto indicato nell’allegato A della DGRV 2948 del 06-10-2009;
- sono state consultate e recepite appieno le perimetrazioni cartografiche relative alla pericolosità e rischio idraulico riportate nel PGRA e nel PTCP vigente redatto dalla Provincia di Treviso e si sono riscontrati ed evidenziati i casi in cui siano previste trasformazioni urbanistiche di Piano che le riguardino;
- sono state eseguite le elaborazioni previste dalla normativa regionale vigente su tutte le aree soggette a trasformazione attinenti alla pratica di cui all’oggetto, non tralasciando nulla in termini di superfici, morfologia, dati tecnico, rilievi utili e/o necessari e nella verifica della loro correttezza;

Marano Vicentino, 02 febbraio 2023

Geol. Filippo Torresan

