

REGIONE PIEMONTE
CITTÀ METROPOLITANA DI TORINO
COMUNE DI CHIVASSO

REDAZIONE DI STUDIO IDRAULICO E IDROLOGICO DI VERIFICA DI INVARIANZA IDRAULICA INERENTE AL P.E.C. 4.9 LOCALIZZATO IN CORSO GALIELO FERRARIS NEL COMUNE DI CHIVASSO

CONSULENZA

RELAZIONE IDRAULICA



I progettisti:

Dott. Ing. Bartolomeo VISCONTI

Dott. Ing. Chiara PALESE

Dott. Geol. Mauro CASTELLETTO



EDes Ingegneri Associati P.IVA 10759750010
Via Postumia 49, 10142 Torino Tel. +39 011.0262900
www.studioedes.com info@studioedes.com

Elaborato	Revisione		Redatto	Controllato e approvato	
1	0	AGO.2024	Prima emissione	Geom. Aurel HOXHAI	Ing. Bartolomeo VISCONTI
	1	DIC.2024	Seconda emissione	Ing. Francesca D'EMILIO	Ing. Bartolomeo VISCONTI
	2	DIC.2025	Terza emissione	Ing. Francesca D'EMILIO	Ing. Bartolomeo VISCONTI
Scala	-				
Codice	24025-C01-2_REL				

COMMITTENTE

RELAZIONE IDRAULICA

REGIONE PIEMONTE

CITTÀ METROPOLITANA DI TORINO

COMUNE DI CHIVASSO

ING. ARCH. MANZONI NICOLA

*REDAZIONE DI STUDIO IDRAULICO E IDROLOGICO DI VERIFICA DI INVARIANZA
IDRAULICA INERENTE AL P.E.C. 4.9 LOCALIZZATO IN CORSO GALIELO FERRARIS NEL
COMUNE DI CHIVASSO*

RELAZIONE IDRAULICA

INDICE

1.	<i>PREMESSA</i>	2
2.	<i>RETE DI SMALTIMENTO DELLE ACQUE METEORICHE</i>	3
2.1.	<i>CARATTERIZZAZIONE PRELIMINARE DELL'AREA DI INTERVENTO</i>	3
2.1.1.	<i>DETERMINAZIONE COEFFICIENTI DI DEFLUSSO</i>	3
2.1.2.	<i>DETERMINAZIONE AREE DI ATTRIBUZIONE</i>	4
2.2.	<i>DETERMINAZIONE DEGLI AFFLUSSI METEORICI</i>	5
2.3.	<i>DETERMINAZIONE DELLE PORTATE</i>	6
2.4.	<i>DIMENSIONAMENTO DELLA RETE DI FOGNATURA BIANCA</i>	7
3.	<i>VALUTAZIONE DEL VOLUME DI INVASO PER INVARIANZA IDRAULICA</i>	11
4.	<i>DIMENSIONAMENTO DELLE TRINCEE DRENANTI</i>	12
5.	<i>RETE DI SMALTIMENTO REFLUI (ACQUE NERE)</i>	15
6.	<i>ELENCO ELABORATI</i>	19

RELAZIONE IDRAULICA

7. ALLEGATO 2: Dati di calcolo del volume di invarianza per le singole Aree comuni

1. PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto la definizione dei parametri di dimensionamento delle reti di smaltimento delle acque bianche e reflue del nuovo complesso residenziale in progetto (P.E.C. 4.9) nel Comune di Chivasso.

In generale l'area è complessivamente servita da reti di fognatura mista, presenti lungo le viabilità esterne alla stessa.

I principi base che sono utilizzati per la definizione dei parametri progettuali sono i seguenti:

- La progettazione viene sviluppata per l'intero comparto di nuova realizzazione, che è a sua volta suddiviso in unità di intervento (UMI), che verranno realizzate secondo un certo cronoprogramma temporale (suddivisione in lotti);
- In fase progettuale, pertanto, si individuano le reti complessive, dimensionate con riferimento alle previsioni generali di intervento, in modo da garantire la piena funzionalità delle opere anche per fasi;
- Per quanto riguarda le opere di collettamento delle acque meteoriche si procede alla valutazione degli apporti idrologici e idraulici delle sole superfici di uso comune, suddivise secondo parametri di permeabilità specifica nel seguito illustrati; inoltre su esplicita richiesta del comune tali reti afferiscono a specifici elementi drenanti, dimensionati in modo tale da garantire la completa infiltrazione della portata in arrivo e collegate solo come troppo pieno al collettore di acque meteoriche di cui si prevede il rifacimento al di sotto del marciapiede lato nord di corso Galileo Ferraris;
- Si applica quindi il criterio di invarianza idraulica, valutando gli apporti connessi anche con la maggiore impermeabilizzazione finale dell'area, definendo i volumi di accumulo necessari per garantire lo scarico per infiltrazione per aree omogenee e funzionali sotto questo aspetto; in questa fase progettuale si attribuisce quindi a ciascuna area la volumetria che dovrà essere rispettata, rimandando alle progettazioni dei lotti esecutivi la soluzione tecnica e l'ubicazione della o delle volumetrie previste per ciascuna UMI;
- Inoltre, per quanto riguarda la rete bianca relativa alle opere di urbanizzazione, si prevede di collettare le acque all'interno di appositi trincee drenanti perdenti situati all'interno dell'area residenziale;
- Per quanto riguarda la fognatura nera le reti vengono dimensionate in questa fase tenendo conto del numero di abitanti equivalenti previsti per ciascuna UMI, e adottando i consueti parametri previsti dalla letteratura (dotazione idrica giornaliera, coefficienti di contemporaneità e ritardo, etc.), dettagliatamente indicati nel seguito;
- Infine, si propone il dimensionamento preliminare della rete, basato sui valori di portata previsti e calcolati.

Questi criteri sono stati condivisi con l'ufficio tecnico comunale; in particolare si precisa che è previsto il rifacimento della condotta di scarico attualmente presente sotto il marciapiede lato nord di corso Galileo Ferraris, che attualmente risulta una tubazione in calcestruzzo D 400 mm, con una nuova tubazione D 630 mm in PVC SN 8 con scarico nella roggia posta ad ovest della zona di intervento; si segnala che il comune valuterà con propria iniziativa la necessità di migliorare l'immissione di tale tubazione nella roggia a valle del corso.

Come detto lo scarico delle parti comuni avverrà con recapito in 3 trincee drenanti, dimensionate in modo da recepire l'intero volume atteso e consentirne l'infiltrazione diretta nel sottosuolo. La modalità di scarico anche con opere disperdenti nel sottosuolo è normale prassi adottata sul territorio comunale di Chivasso, e garantisce di evitare un sovraccarico della rete esistente; in merito alle prescrizioni normative citate è noto che vi è una discordanza interpretativa tra il Dlgs 152/2006 e i Regolamenti Regionali; in particolare il citato art. 8 del Regolamento Regionale 1/R 2006 (poi integrato con il 7/R 2006), non esclude la possibilità anche di scarico nel suolo o sottosuolo, vincolando tale possibilità "in assenza di alternative tecnicamente ed economicamente realizzabili" (punto c) dell'art. 8); nel caso specifico tale possibilità come detto consentirebbe di non aggravare il carico nel collettore principale e nella successiva roggia.

RELAZIONE IDRAULICA

Si precisa che lo scarico avverrebbe senza interessare le falde profonde, e con opere posizionate ad una quota tale da garantire comunque tra fondo scavo e quota falda superficiale un adeguato franco.

2. RETE DI SMALTIMENTO DELLE ACQUE METEORICHE

Il dimensionamento della rete di acque bianche e le tecniche costruttive dell'intero sistema di raccolta e regimazione è stato progettato con l'obiettivo di garantire la minimizzazione degli apporti alla rete esistente.

L'area di studio è stata caratterizzata da un punto di vista idrologico e idraulico. In particolare, per ogni area individuata sono state calcolate le portate di afflusso meteorico prevedibili in rapporto al tempo di ritorno 20 anni, utilizzato normalmente per il dimensionamento delle reti fognarie bianche e adottato anche nel caso in esame. Ricordiamo a questo proposito che la letteratura tecnica indica in 10/20 anni il tempo di ritorno di riferimento per la progettazione delle reti meteoriche. Nel caso specifico si assume il limite superiore (20 anni) a favore di sicurezza.

2.1. CARATTERIZZAZIONE PRELIMINARE DELL'AREA DI INTERVENTO

2.1.1. DETERMINAZIONE COEFFICIENTI DI DEFLUSSO

L'area in oggetto è perimetralmente confinata tra Corso G. Ferraris (a Sud), i fabbricati residenziali della strada interna di corso Galileo Ferraris (ad Ovest), la linea ferroviaria TO-MI (a Nord) e il cavalcavia che collega le due rotonde presenti a Nord e a Sud della linea ferroviaria (Cavalcavia della Prealpina) ad Est. Essa è caratterizzata da due comparti principali (A e B). Si evidenzia allo stato di fatto la presenza di aree a verde in tutta la zona di interesse.

L'estensione dell'area di intervento del progetto complessivo è pari a circa 43.400 mq, di cui circa 38.000 mq per il Comparto B e circa 5.396 mq per il Comparto A.

Al fine del calcolo dei deflussi superficiali ad ogni tipologia di superficie è stato attribuito un coefficiente di deflusso, come sintetizzato di seguito e rappresentato nell'immagine.



RELAZIONE IDRAULICA

Figura 1. Individuazione delle aree in funzione del coefficiente di deflusso adottato.

Tale suddivisione è stata effettuata con riferimento alle tavole urbanistiche-architettoniche di progetto, mentre per le condizioni di stato di fatto si assume un coefficiente di deflusso pari a 0.30 per l'intera area.

Coefficienti di deflusso adottati:

- Coperture (sup. impermeabili)	1.00	in viola in <i>Figura 1</i>
- Strade (sup. impermeabili)	0.90	in grigio in <i>Figura 1</i>
- Aree a verde	0.30	in verde in <i>Figura 1</i>

Essendo inoltre presenti alcune aree di terreno di proprietà privata e quindi potenzialmente pavimentabili a discrezione del proprietario, è stato previsto anche un valore intermedio del coefficiente di deflusso per queste aree, pari a 0.60.

- Aree di terreno privato	0.60	in arancio in <i>Figura 1</i>
---------------------------	------	-------------------------------

2.1.2. DETERMINAZIONE AREE DI ATTRIBUZIONE

Ai fini del dimensionamento della rete e della valutazione dell'invarianza idraulica, si è proceduto effettuando due step consecutivi, il primo in riferimento alle aree private e il secondo riferito alle aree comuni del complesso residenziale in progetto:

- **Step 1:** definizione delle portate ante e post-operam in corrispondenza di ogni UMI (proprietà private) e definizione del volume di invarianza idraulica; in particolare, tenuto conto delle prescrizioni dell'ufficio tecnico, si assume che a seguito della realizzazione del complesso, la portata di deflusso dovrà essere smaltita all'interno di ogni area privata tramite soluzioni previste nelle fasi successive di progettazione (es. pozzi o trincee perdenti) senza gravare sul sistema fognario esistente.
- **Step 2:** definizione delle portate ante e post operam in corrispondenza delle aree comuni (proprietà comune del complesso residenziale) e definizione del volume di invarianza idraulica; anche in questo caso la portata di deflusso sarà gestita tramite la realizzazione di trincee drenanti, poste al di sotto delle aree comuni.

Si riporta di seguito uno schema della suddivisione in UMI e in aree comuni.

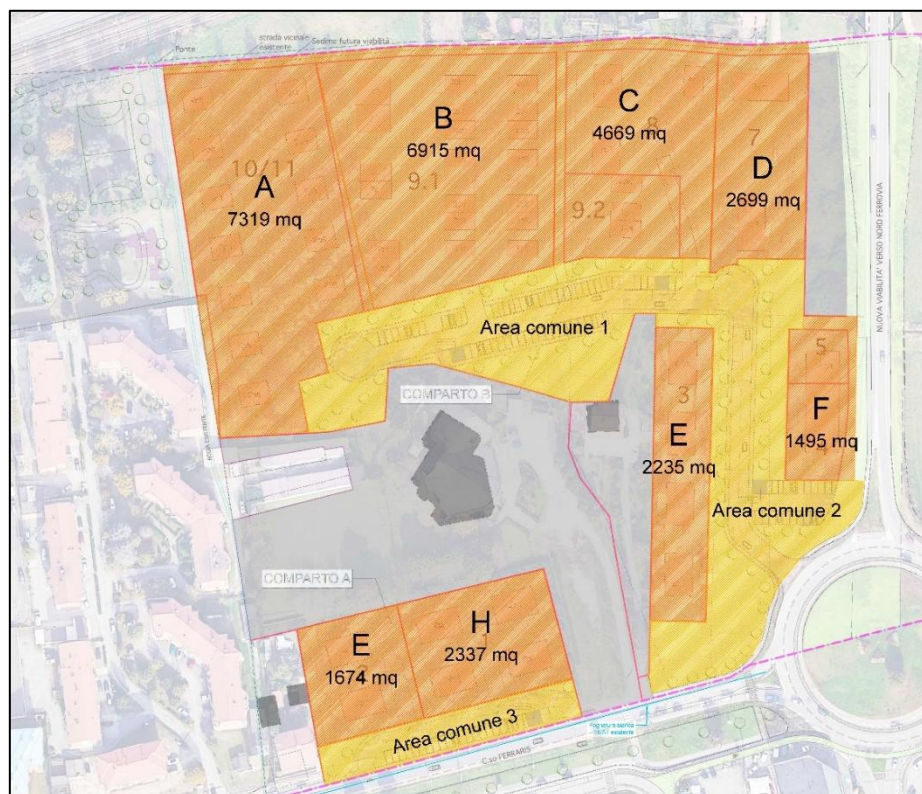


Figura 2. Individuazione delle aree comuni (in giallo) e delle UMI (in arancio).

RELAZIONE IDRAULICA

Si riporta di seguito uno schema riepilogativo della suddivisione in aree di attribuzione all'interno di ogni UMI e di ogni area comune.

Tabella 1. Aree di attribuzione per ogni UMI, nella condizione di progetto.

UMI	Area a verde (mq)	Area terreno privato (mq)	Area Viabilità (mq)	Area Coperture (mq)	Area tot (mq)
A	0	5548	723	1048	7319
B	0	3902	1466	1547	6915
C	0	3865	195	609	4669
D	0	2286	0	413	2699
E	0	1590	0	645	2235
F	0	1041	0	454	1495
G	0	1197	163	314	1674
H	0	1547	163	627	2337
Coefficiente di deflusso	0.3	0.6	0.9	1.0	

Tabella 2. Aree di attribuzione per ogni Area comune, nella condizione di progetto.

Area comune	Area a verde (mq)	Area Viabilità (mq)	Area tot (mq)
1	2512	2558	5070
2	3490	1883	5373
3	217	1160	1377
Coefficiente di deflusso	0.3	0.9	

2.2. DETERMINAZIONE DEGLI AFLUSSI METEORICI

Il dimensionamento e la verifica della rete sono stati effettuati su un evento di pioggia gravoso della durata di 15 minuti con un tempo di ritorno di 20 anni. Per piogge con maggiori intensità si ammette la possibilità di accettare una situazione critica della rete fognaria bianca.

La previsione quantitativa delle piogge intense in una determinata area è effettuata tramite la determinazione della curva di probabilità pluviometrica, cioè la relazione che lega l'altezza di precipitazione alla sua durata, per un assegnato tempo di ritorno.

Il tempo di ritorno è direttamente legato alla probabilità di accadimento di un certo evento ed è espresso in anni. L'altezza di precipitazione in un punto è comunemente misurata in mm ed è l'altezza d'acqua che si formerebbe al suolo su una superficie orizzontale ed impermeabile, in un certo intervallo di tempo (durata della precipitazione) ed in assenza di perdite.

La curva di possibilità pluviometrica è comunemente espressa da una legge di potenza del tipo:

$$h(t) = at^n K_T$$

dove:

a è un parametro espresso in mm;

RELAZIONE IDRAULICA

t è il tempo in ore;

KT è il fattore di crescita, adimensionale, che dipende dallo specifico tempo di ritorno assegnato.

Il portale webgis dell'Atlante delle Piogge di ARPA Piemonte mette a disposizione i parametri a, n, KT sia per la distribuzione di probabilità GEV che la distribuzione Gumbel, oltre ai dati di pioggia di assegnato tempo di ritorno per durate da 10 minuti a 24 ore, che rappresentano il campo entro il quale sono da ricercare le durate critiche per la maggior parte dei corsi d'acqua, per i quali la stima della portata di piena può essere effettuata tramite l'utilizzo delle linee segnalatrici di probabilità pluviometrica. Tali dati definiscono una distribuzione spaziale delle piogge intense nei punti privi di misure dirette, mediante un'interpolazione spaziale con una discretizzazione di celle di 250 m di lato.

In questa analisi sono stati presi in considerazione i parametri di una distribuzione GEV in quanto caratterizzati da fattori di crescita più elevati rispetto a quelli della distribuzione di Gumbel, e pertanto maggiormente cautelativi.

I valori utilizzati per il calcolo dell'altezza di pioggia sono stati ottenuti dalla media dei valori relativi alle celle interessanti l'area oggetto di studio, così come riportato nella tabella seguente.

Tabella 3. Parametri idrologici delle celle di riferimento.

ID CELLA	a	n	K20
152106	28.75	0.28	1.689
152107	28.88	0.27	1.691
152622	28.75	0.27	1.688
152623	28.88	0.27	1.690
VALORE MEDIATO	28.82	0.27	1.690

Ipotizzando un tempo di corrvazione relativo alle aree in oggetto di 15 minuti (0.25 ore) si ottengono i seguenti valori di altezza e intensità di pioggia.

Tabella 4. Altezza e intensità di pioggia media per l'intera area di studio.

	TR20 anni
h_{progetto} (mm)	33.37
i_{progetto} (mm/h)	133.47

2.3. DETERMINAZIONE DELLE PORTATE

Il modello assunto a base progettuale per la determinazione della portata di piena, che tiene conto di una durata critica di precipitazione, come illustrato nel paragrafo precedente, assume la seguente formulazione:

$$Q_{MAX} = \frac{C \cdot h \cdot S}{3.6 \cdot T_C}$$

dove:

- C è il coefficiente di deflusso (definito come illustrato nel paragrafo dedicato)
- h è l'altezza di pioggia dedotta dalle curve di possibilità pluviometrica per un tempo t=t_c (tempo di corrvazione in ore);
- S è la superficie del bacino in km².

RELAZIONE IDRAULICA

Sulla base della precedente formulazione, e facendo riferimento ai valori calcolati nella *Tabella 3* e *Tabella 4*, sono state definite le portate delle singole aree individuate.

Tabella 5. Portate delle singole UMI.

	Sup tot	STATO DI FATTO		PROGETTO		PORTATA		
		perm	imp	perm	imp	Stato di fatto	Stato di progetto	Eccesso
	mq					l/s		
UMI A	7319	7319	0	0	7319	81.5	186.4	104.9
UMI B	6915	6915	0	0	6915	77.0	193.1	116.1
UMI C	4669	4669	0	0	4669	52.0	115.1	63.1
UMI D	2699	2699	0	0	2699	30.1	66.2	36.1
UMI E	2235	2235	0	0	2235	24.9	59.3	34.4
UMI F	1495	1495	0	0	1495	16.7	40.0	23.3
UMI G	1674	1674	0	0	1674	18.7	43.8	25.1
UMI H	2337	2337	0	0	2337	26.0	63.1	37.1

Tabella 6. Portate delle singole Aree comuni.

	Sup tot	STATO DI FATTO		PROGETTO		PORTATA		
		perm	imp	Perm	Imp	Stato di fatto	Stato di progetto	Eccesso
	mq					l/s		
Area comune 1	5070	5070	0	2512	2558	56.4	113.3	56.9
Area comune 2	5373	5373	0	3490	1883	59.8	101.7	41.9
Area comune 3	1377	1377	0	217	1160	15.4	41.2	25.8

Nelle precedenti tabella risulta evidenziata la portata in eccesso che dovrebbe essere gestita secondo il concetto classico di invarianza idraulica. Come già indicato in precedenza si ricorda tuttavia che l'ufficio tecnico ha prescritto di garantire lo stoccaggio e lo scarico mediante infiltrazione dell'intera portata calcolata, per cui il riferimento per il dimensionamento delle opere di accumulo e drenaggio è la colonna "Portata – Stato di progetto".

2.4. DIMENSIONAMENTO DELLA RETE DI FOGNATURA BIANCA

A seguito di quanto descritto sopra, il dimensionamento della rete di fognatura bianca adibita allo scarico in rete fognaria pubblica è stato realizzato sulla base dei seguenti valori di portata.

Tabella 7. Portate per dimensionamento fognatura bianca in progetto.

Area comune	Portata pari a quella dello stato di fatto (l/s)	Contributo derivante da UMI (l/s)	Portata complessiva da smaltire in fognatura bianca (l/s)	Portata da smaltire in fognatura bianca (mc/s)
1	56.4	210.5	266.9	0.267
2	59.8	97.7	157.5	0.158
3	15.4	44.7	60.1	0.060

L'area comune 1 riceve i contributi delle UMI A,B,C; l'area comune 2 delle UMI D,E,F; l'area comune 3 delle UMI G,H.

Tenendo conto delle prescrizioni definite all'Art. 32 del Regolamento del servizio idrico integrato di SMAT S.p.A. è consigliabile utilizzare tubazioni di diametro non inferiore a 200 mm così da limitare possibili intasamenti dovuti a materiale solido non appropriato recapitato nella rete date le dimensioni delle aree servite, facilitare la realizzazione di video ispezioni e semplificare gli eventuali interventi futuri di manutenzione della rete.

RELAZIONE IDRAULICA

Il valore della pendenza della tubazione in progetto è stato dimensionato sulla base delle quote assolute di piano campagna dell'area in esame estrapolate dalla Carta Tecnica della Provincia di Torino alla scala 1:5.000 (CPT), corrispondenti a circa 181.44 m slm per il punto di inizio della tubazione nel comparto A e circa 182.87 m slm per il comparto B (Figura 3); per quanto riguarda la quota di piano campagna in corrispondenza dello sbocco in fognatura mista, si è fatto riferimento alle quote fornite dal cartiglio SMAT e pari a 181.03 m slm per il comparto A e 181.06 m slm per il comparto B.

Si prevede che le tubazioni siano poste interamente al di sotto del piano della viabilità comune del complesso residenziale in progetto per poi allacciarsi alla rete fognatura mista SMAT esistente su Corso Ferraris, per cui i dislivelli massimi sfruttabili sono i seguenti:

- Comparto A: $181.44 - 181.03 = 0.41$ m;
- Comparto B: $182.87 - 181.06 = 1.81$ m.

Assumendo di dare una pendenza pari a 0.4% alle tubazioni in progetto, il dislivello atteso sarà pari a 1.4 m per il comparto B e 0.32 m per il comparto A, ovvero accettabile e compatibile con la morfologia del territorio.

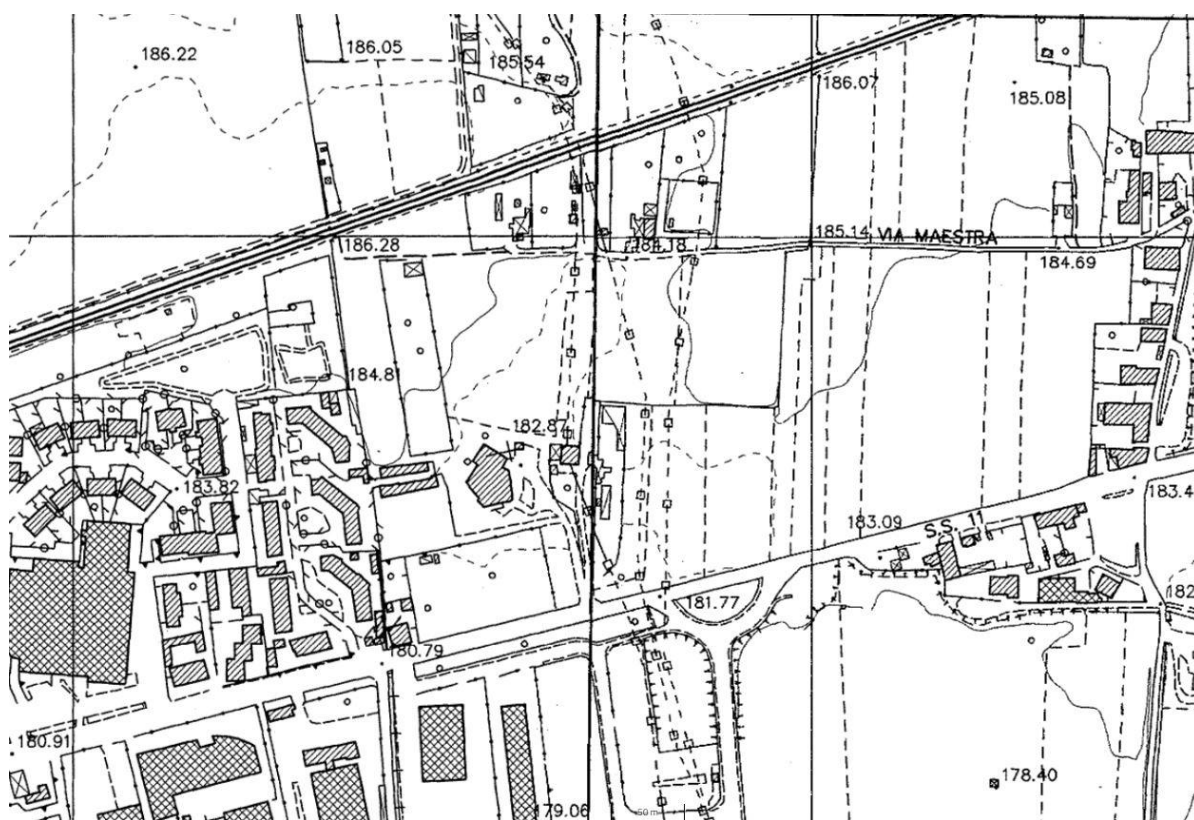


Figura 3. Estratto CTP (Carta Tecnica Provincia di Torino, alla scala 1:5.000) con indicazione delle quote altimetriche.

Le verifiche delle condotte in progetto sono state realizzate con formulazione di Chezy; per completezza si riporta di seguito le caratteristiche delle tubazioni previste in progetto e il valore del coefficiente di riempimento per ogni tratto.

Tabella 8. Caratteristiche delle tubazioni di fognatura bianca in progetto.

COMPARTO	AREA COMUNE	PORTATA (l/s)	MATERIALE	LUNGHEZZA	PENDENZA	DIAMETRO	RIEMPIMENTO
B	1	266.90	PVC SN4	145.00	0.4%	630	60%
	2	424.40	PVC SN4	195.00	0.4%	800	55%
A	3	60.10	PVC SN4	106.00	0.4%	400	52%

RELAZIONE IDRAULICA

Il valore del coefficiente di riempimento è sempre di molto inferiore al 70%, valore definito come massimo accettabile per garantire le migliori condizioni di deflusso.

Tenendo conto delle portate massime previste, la tubazione in progetto rispetta il diametro minimo prescritto ed è ampiamente sufficiente allo smaltimento delle portate di progetto. Si riporta di seguito le scale di deflusso delle tubazioni con evidenza del valore di portata previsto.

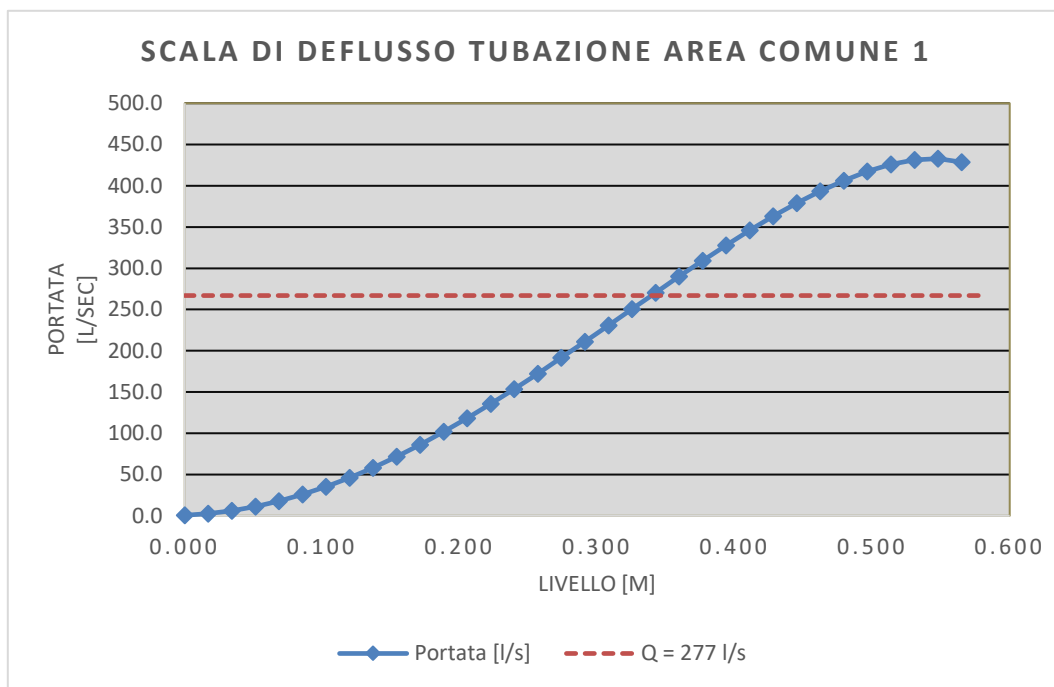


Figura 4. Scala di deflusso tubazione Area comune 1.

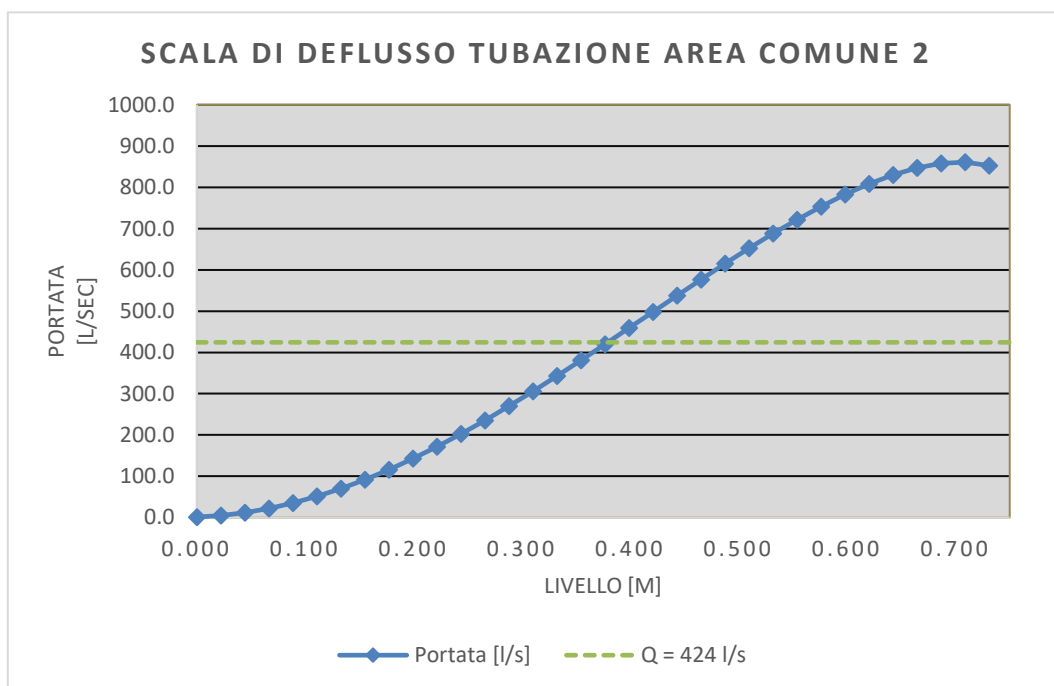


Figura 5. Scala di deflusso tubazione Area comune 2.

RELAZIONE IDRAULICA

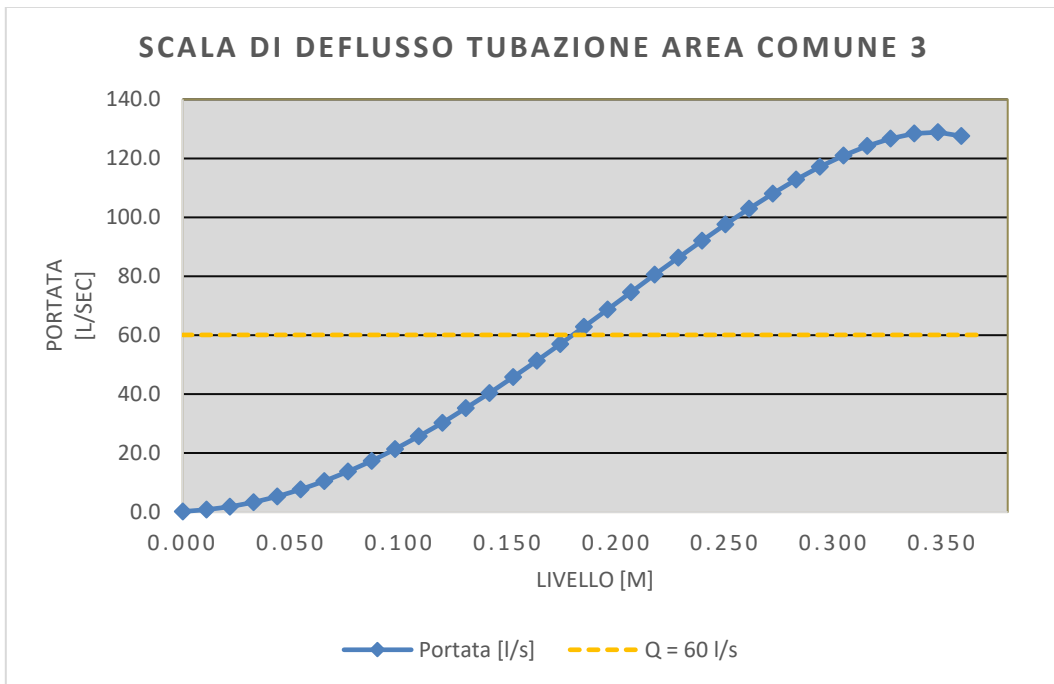


Figura 6. Scala di deflusso tubazione Area comune 3.

Si riporta di seguito uno schema planimetrico della rete di fognatura bianca in progetto.

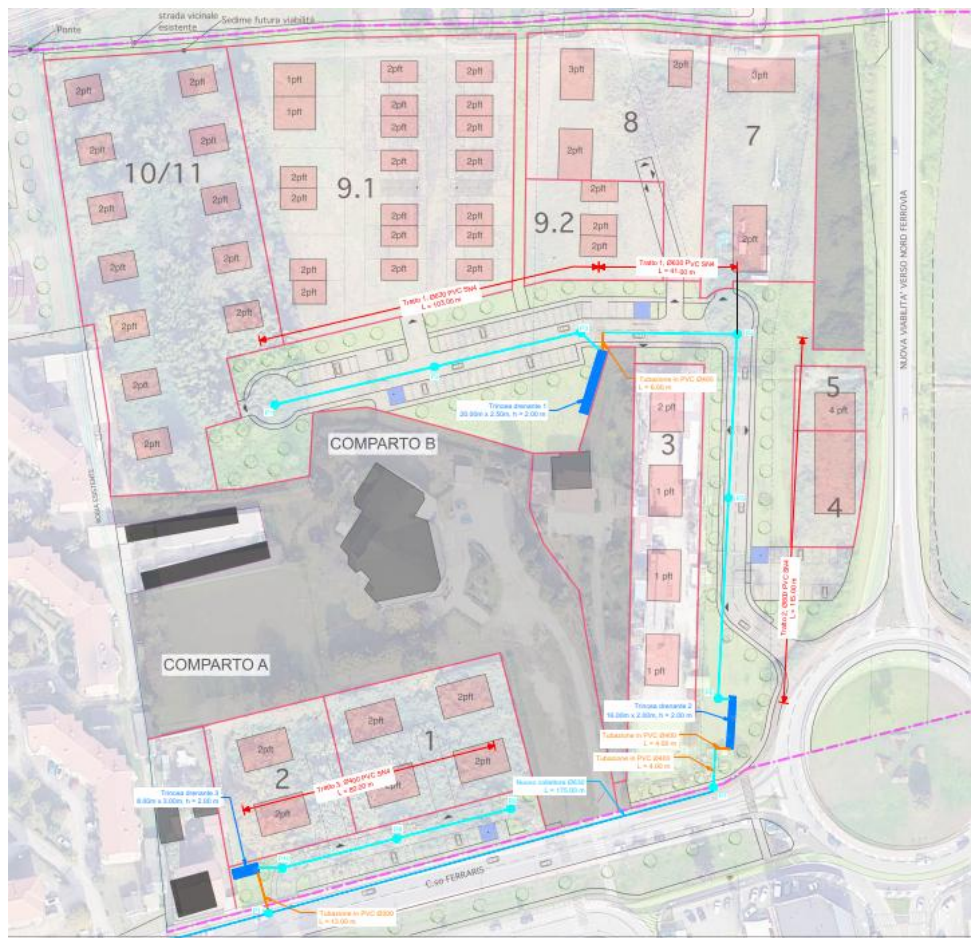


Figura 7. Schema planimetrico della rete di fognatura bianca in progetto.

RELAZIONE IDRAULICA

Nel rispetto delle prescrizioni riportate nel Regolamento SMAT precedentemente citato, si prevede di realizzare dei pozzetti di ispezione; questi sono posti a distanza massima di 50 m l'uno dall'altro, e comunque laddove siano presenti curve o diramazioni.

Per ulteriori dettagli si rimanda alla tavola grafica (Elaborato 2).

3. VALUTAZIONE DEL VOLUME DI INVASO PER INVARIANZA IDRAULICA

In merito all'invarianza idraulica il documento DS6 del PTCP2 della Città metropolitana di Torino specifica che *"a tutti gli interventi di nuova urbanizzazione o di trasformazione urbanistica si applica in generale il principio di invarianza idraulica. Per trasformazione del territorio a invarianza idraulica si intende la trasformazione di un'area che non provochi un aggravio della portata di piena del corpo idrico ricevente i deflussi superficiali originati dall'area stessa"*. Esso non fornisce tuttavia una metodologia di calcolo dell'invarianza idraulica, assente anche a livello regionale.

Si è pertanto fatto riferimento alla letteratura tecnica, adottando infine la seguente formulazione:

$$W = w^{\circ} (\emptyset / \emptyset^{\circ})^{(1/(1-n))} - 15T - w^{\circ}N$$

dove:

- T: percentuale dell'area di progetto che viene interessata dalla trasformazione, calcolata sull'area totale dell'intervento (aree pavimentate e aree anche non pavimentate ma che vengono significativamente modificate con riduzione delle scabrezze e delle depressioni superficiali);
- N: percentuale dell'area di progetto non interessata dalla trasformazione, calcolata sull'area totale dell'intervento (parti dell'area che non vengono significativamente modificate, così da preservarne un'elevata capacità di contenimento delle acque meteoriche);
- w° = coefficiente costante pari a 50 mc/ha da dati di letteratura;
- \emptyset : coefficiente di deflusso dopo la trasformazione = $0.9Imp + 0.2Per$;
- \emptyset° : coefficiente di deflusso prima della trasformazione = $0.9Imp^{\circ} + 0.2Per^{\circ}$;
- Per: percentuale dell'area permeabile, calcolata sull'area totale dell'intervento dopo l'intervento;
- Per° : percentuale dell'area permeabile, calcolata sull'area totale dell'intervento prima dell'intervento;
- Imp: percentuale dell'area impermeabile, calcolata sull'area totale dell'intervento dopo l'intervento;
- Imp° : percentuale dell'area impermeabile, sull'area totale dell'intervento prima dell'intervento;
- $n = 0.27$ (esponente delle curve di possibilità climatica, vedasi Capitolo 2.2 della presente relazione).

Il volume di invarianza specifico W così ricavato è espresso in mc/ha e deve essere moltiplicato per l'area totale dell'intervento.

Secondo quanto indicato in letteratura, convenzionalmente si assume il coefficiente di deflusso pari a 0.90 per superfici impermeabili e pari a 0.20 per superfici permeabili.

Sono definibili "superfici impermeabili" le aree con ridotti tempi di corrivazione che comprendono i tetti, le superfici asfaltate, quelle cementate, quelle pavimentate e le aree verdi o drenanti su soletta.

Sono definibili "superfici permeabili" le sole aree verdi su terrapieno.

L'invarianza idraulica tiene conto della tipologia di superfici allo stato di fatto; pertanto, considerando la presenza di sole aree a verde è stata ipotizzata una percentuale del 100% della superficie come area a verde.

Di seguito si riportano le superfici permeabili e impermeabili, nello stato di fatto e in progetto e il conseguente volume di invarianza. I singoli dati di calcolo utilizzati e ottenuti per ogni singola UMI sono riportati in Allegato 1, quelli relativi invece alle singole aree comuni sono riportati in Allegato 2.

RELAZIONE IDRAULICA

Tabella 9. Volumi di invarianza per ogni UMI.

	Sup tot	STATO DI FATTO		PROGETTO		VOLUME INVARIANZA
		Per°	Imp°	Per	Imp	
	mq	%		%		mc
UMI A	7319	100%	0%	0%	100%	278
UMI B	6915	100%	0%	0%	100%	263
UMI C	4669	100%	0%	0%	100%	178
UMI D	2699	100%	0%	0%	100%	103
UMI E	2235	100%	0%	0%	100%	85
UMI F	1495	100%	0%	0%	100%	57
UMI G	1674	100%	0%	0%	100%	64
UMI H	2337	100%	0%	0%	100%	89

I volumi di invarianza calcolati per le singole UMI saranno da considerare nelle successive fasi progettuali in riferimento alla realizzazione di ogni singola UMI e vengono calcolati nel presente studio solo per completezza di analisi; in particolare, tale volume dovrà essere gestito senza gravare sulla rete di fognatura pubblica, ad esempio tramite pozzi perdenti. Si rimanda alle successive fasi progettuali per ulteriori approfondimenti. Si precisa, come per altro riportato in precedenza, che sulla base di quanto prescritto dagli uffici tecnici comunali, i volumi precedenti sono stati calcolati nell'ipotesi di gestire l'intero volume meteorico, mediante trincee o pozzi drenanti, e utilizzare i collettori di nuova realizzazione esclusivamente con funzione di troppo pieno di emergenza.

Tabella 10. Volumi di invarianza per ogni Area Comune.

	Sup tot	STATO DI FATTO		PROGETTO		VOLUME INVARIANZA
		Per°	Imp°	Per	Imp	
	mq	%		%		mc
Area comune 1	5070	100%	0%	49.5%	50.5%	86
Area comune 2	5373	100%	0%	35.0%	100.0%	60
Area comune 3	1377	100%	0%	100.0%	0.0%	43

Per quanto riguarda i volumi di invarianza calcolati per le aree comuni, si prevede la realizzazione di n°3 trincee drenanti una per ogni area comune. Nel successivo capitolo sarà definito nel dettaglio il criterio di dimensionamento delle stesse.

4. DIMENSIONAMENTO DELLE TRINCEE DRENANTI

In corrispondenza delle aree comuni, si prevede di realizzare n°3 vasche drenanti per l'accumulo e la dispersione nel terreno dei volumi di invarianza calcolati al capitolo precedente.

Tabella 11. Volumi di invarianza per il dimensionamento delle trincee drenanti.

Area comune	Volume (mc)
1	86
2	60
3	43

RELAZIONE IDRAULICA

Ai fini del dimensionamento delle trincee drenanti, in via cautelativa, si è scelto di assumere il volume in uscita (ovvero il volume dell'acqua che va in dispersione nel terreno) pari a zero e dimensionare così le vasche sulla base dell'intero volume in ingresso.

In questa fase si propone di utilizzare delle vasche tipo Rigofill; costituite da materiale polimerico, questa soluzione consente la realizzazione di strutture modulari di facile adattamento a tutte le condizioni del terreno e geometriche.

Sono dotate di una capacità di riempimento pari a circa il 95% del volume della vasca e sono progettate per sopportare carichi del traffico fino a SLW 60 / HGV 60.

Infiltrazione

- ① Trincea Rigofill ST
- ② Tessuto non tessuto RigoFlor
- ③ Pozzetto di ispezione QuadroControl ST

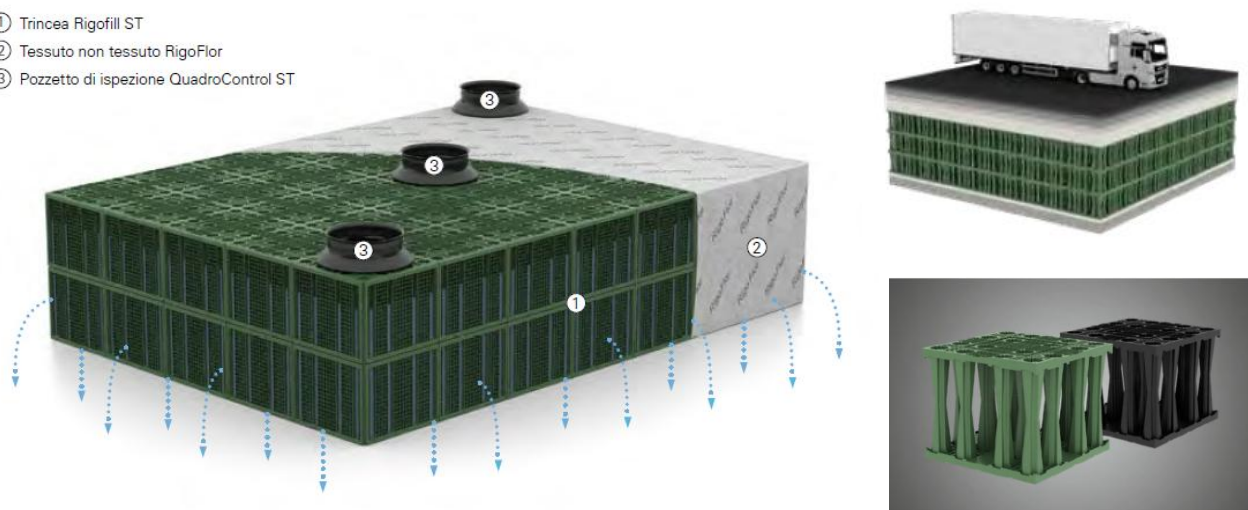


Figura 8. Vasche drenanti tipo Rigofill.

Si riportano di seguito i volumi e le dimensioni delle trincee drenanti previste e un'ipotesi del loro posizionamento all'interno del complesso residenziale.

Dimensionamento trincea 1			Dimensionamento trincea 2			Dimensionamento trincea 3		
V da ottenere	86.00	mc	V da ottenere	60.00	mc	V da ottenere	43.00	mc
Lunghezza	20.00	m	Lunghezza	16.00	m	Lunghezza	8.00	m
Larghezza	2.50		Larghezza	2.00		Larghezza	3.00	
Altezza	2	m	Altezza	2	m	Altezza	2	m
Volume	100	mc	Volume	64	mc	Volume	48	mc
Verificato?	Volume tot trincea > V da ottenere?	Si	Verificato?	Volume tot trincea > V da ottenere?	Si	Verificato?	Volume tot trincea > V da ottenere?	Si

Figura 9. Parametri di dimensionamento delle trincee drenanti.

Nell'area in esame il terreno è caratterizzato dalla presenza di depositi ghiaioso sabbiosi con ciottoli a partire da circa 1.5/2 metri di profondità, quindi, materiale drenante ad alta permeabilità; mentre, il livello della falda acquifera è riscontrabile a profondità superiori a circa 5-6 m dal piano campagna. Dimensionando le trincee con un'altezza di 2 metri e ipotizzando un ricoprimento di circa 50-80 cm, si raggiungerebbero profondità al massimo di 3 metri. Si ritiene pertanto che anche in caso di risalita della falda (pari a circa 1-2 metri), non ci sia rischio di interferenza tra le trincee e il livello della falda acquifera.

Riassumendo le trincee drenanti avranno le seguenti caratteristiche geometriche:

Tabella 12. Dimensioni delle trincee drenanti.

TRINCEA DRENANTE	LUNGHEZZA (m)	LARGHEZZA (m)	ALTEZZA (m)	VOLUME (mc)
1	20.00	2.50	2.00	100.00

RELAZIONE IDRAULICA

2	16.00	2.00	2.00	64.00
3	8.00	3.00	2.00	48.00

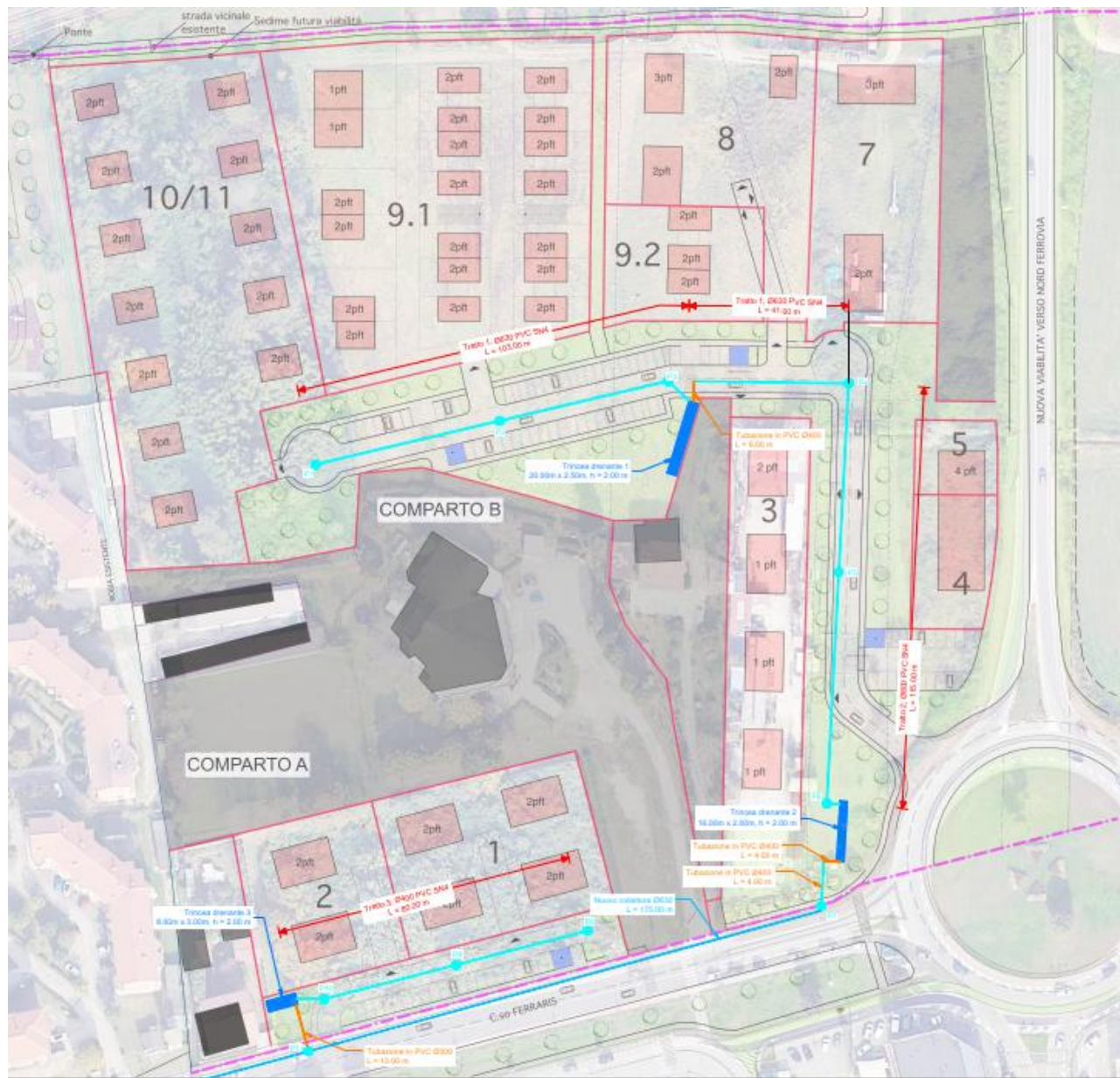


Figura 10. Ipotesi di posizionamento planimetrico delle trincee drenanti.

Come visibile dalla Figura 10, si prevede che vengano predisposte delle tubazioni per il collegamento della rete di fognatura bianca con le trincee drenanti. Il collegamento in dovrà essere posizionato ad una quota adeguata al fine da fungere da troppo pieno. Si rimanda alla progettazione esecutiva il dettaglio di tali soluzioni. Si riporta di seguito una tabella riepilogativa delle caratteristiche delle tubazioni di collegamento.

Tabella 13. Caratteristiche tubazioni di collegamento trincee drenanti.

COMPARTO	AREA COMUNE	COLLEGAMENTO A:	MATERIALE	LUNGHEZZA	PENDENZA	DIAMETRO
----------	-------------	-----------------	-----------	-----------	----------	----------

RELAZIONE IDRAULICA

B	1	Trincea 1	PVC SN4	13.00	1.00%	400
	2	Trincea 2	PVC SN4	12.50	1.00%	400
A	3	Trincea 3	PVC SN4	7.00	1.00%	200

5. RETE DI SMALTIMENTO REFLUI (ACQUE NERE)

Il dimensionamento della rete di fognatura nera si sviluppa a partire dal numero di abitanti previsti per l'area di intervento pari a 380 e della dotazione idrica giornaliera caratteristica della zona, pari a 350 l/ab g.

A partire dal numero complessivo di abitanti previsti per l'intera area residenziale (circa 380 ab) e dalla predisposizione delle abitazioni previste all'interno del complesso, è stato stimato un numero di abitanti equivalenti per ogni piano di abitazione, pari a 3.5 ab/pft; considerando le abitazioni e i piani fuori terra previsti per ogni singola UMI, sono stati calcolati gli abitanti equivalenti per ogni UMI.

Tabella 14. Numero di abitanti per UMI.

UMI	n. Case 1pft	n. Case 2pft	n. Case 3pft	n. Case 4pft	n. Abitanti
A	0	12	0	0	83.67
B	2	18	0	0	132.48
C	0	5	1	0	45.32
D	0	1	1	2	45.32
E	3	1	0	0	17.43
F	0	0	0	1	13.94
G	0	2	0	0	13.94
H	0	4	0	0	27.89

Assumendo un dato di dotazione idrica giornaliera di 350 l/ab g, tipica dei grandi centri urbani, è quindi possibile calcolare la portata media giornaliera di acque reflue competenti ad ogni singola UMI tramite la formula:

$$Q = \frac{\varphi \cdot d \cdot n}{1000} \text{ (m}^3\text{/gg)}$$

Dove:

- φ = coefficiente di ritardo = 1;
- d = dotazione idrica giornaliera = 350 l/ab g;
- n = popolazione servita.

La portata di massimo consumo sulla quale va effettuata la verifica si ottiene dividendo la portata media per il numero di ore β ($\beta=10$) in cui si suppone smaltita l'intera dotazione idrica di un giorno ed applicando il coefficiente moltiplicativo di "massimo consumo" pari a 2.25; si ottiene dunque:

$$Q_{\max} = 2.25 \cdot \frac{\varphi \cdot d \cdot n}{10 \cdot 3600} \text{ (l/s)}$$

Si riportano di seguito i valori calcolati.

RELAZIONE IDRAULICA

Tabella 15. Portata media e massima giornaliera per ogni UMI.

UMI	n. Abitanti	Q media giornaliera (mc/gg)	Q media giornaliera (l/s)	Q max (l/s)
A	83.67	29.28	0.339	1.83
B	132.48	46.37	0.537	2.90
C	45.32	15.86	0.184	0.99
D	17.43	6.10	0.071	0.38
E	17.43	6.10	0.071	0.38
F	13.94	4.88	0.056	0.31
G	13.94	4.88	0.056	0.31
H	27.89	9.76	0.113	0.61

Di seguito si riporta uno stralcio della rete di fognatura in progetto.

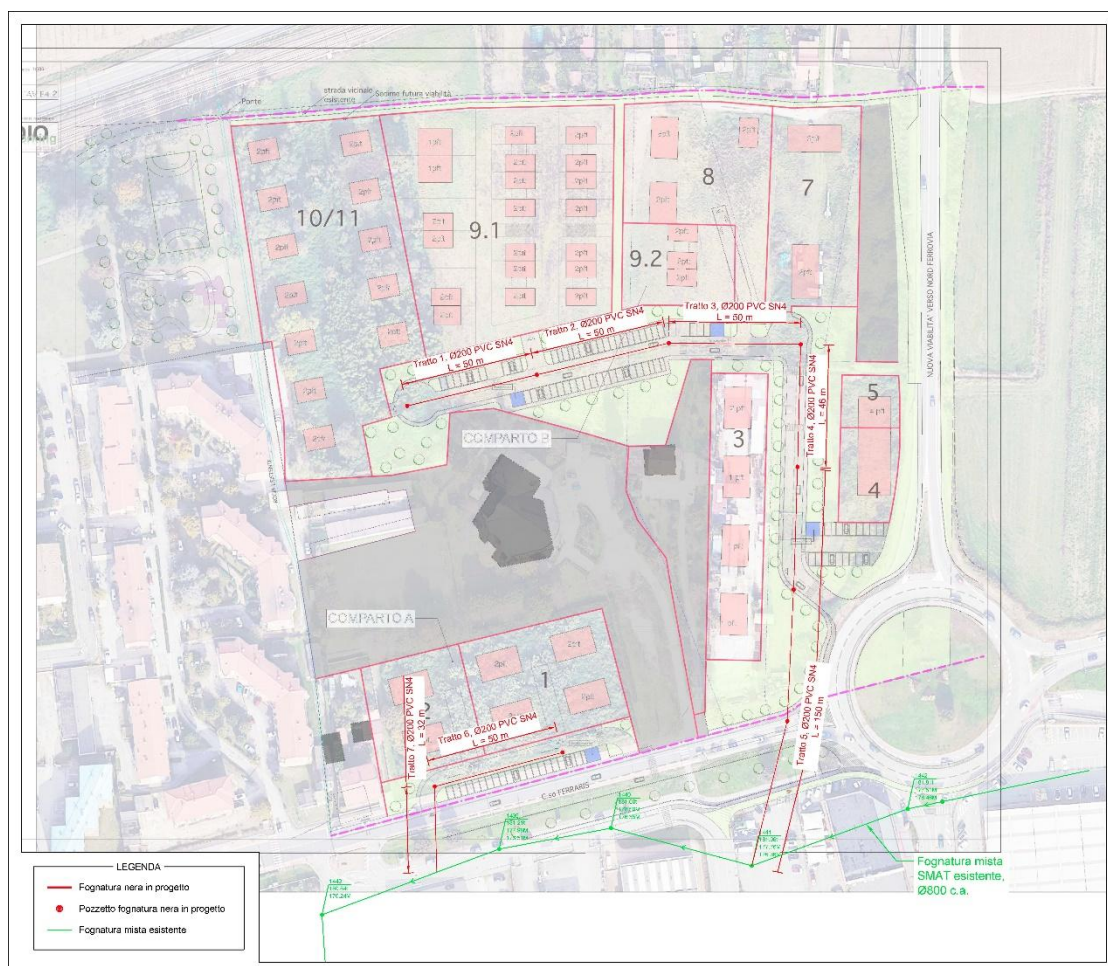


Figura 11. Planimetria di inquadramento dei tratti di rete fognaria in progetto.

Per ogni tratto di condotta è stata calcolata una portata derivante dalle UMI di cui si ipotizza l'allaccio, tenendo conto del numero di piani e del conseguente numero di abitanti.

La tabella riassuntiva di dimensionamento è riportata di seguito.

RELAZIONE IDRAULICA

Tabella 16. Parametri di portata utilizzati ai fini del dimensionamento della rete.

COMPARTO	TRATTO	UMI CONFLUENTI	Q media giornaliera (l/s)	Q max (l/s)
B	T1	A	0.339	1.830
	T2	T1+B	0.876	4.728
	T3	T2+C	1.059	5.720
	T4	T3+D	1.130	6.101
	T5	T4+E+F	1.257	6.787
A	T6	H	0.113	0.610
	T7	T6+G	0.169	0.915

Tenendo conto delle prescrizioni definite all'Art. 32 del Regolamento del servizio idrico integrato di SMAT S.p.A. è consigliabile utilizzare tubazioni di diametro non inferiore a 200 mm così da limitare possibili intasamenti dovuti a materiale solido non appropriato recapitato nella rete date le dimensioni delle aree servite, facilitare la realizzazione di video ispezioni e semplificare gli eventuali interventi futuri di manutenzione della rete; per tale ragione, si prevede di porre in opera tubazioni in PVC SN4 DN200 sia per il comparto A che per il comparto B.

Si riportano di seguito le caratteristiche delle tubazioni previste in progetto.

Tabella 17. Caratteristiche delle tubazioni in progetto.

COMPARTO	MATERIALE	LUNGHEZZA	PENDENZA	DIAMETRO	RIEMPIMENTO
B	PVC SN4	346.00	0.4%	200	43%
A	PVC SN4	82.00	0.4%	200	17%

Il valore della portata all'interno della tubazione cresce man mano che giunge il contributo di ogni singola UMI, fino ad arrivare al valore massimo riportato nella tabella sopra e usato al fine del dimensionamento in via cautelativa.

Il valore della pendenza della tubazione è stato definito analogamente a quanto descritto nel Capitolo 2.4 per la fognatura bianca in progetto, ed è pari a 0.4 %.

Le verifiche delle condotte in progetto sono state realizzate con formulazione di Chezy; per completezza si riporta di seguito il valore del coefficiente di riempimento della tubazione per ogni singolo tratto a portata omogenea.

RELAZIONE IDRAULICA

Tabella 18. Caratteristiche delle tubazioni di fognatura nera in progetto.

COMPARTO	TRATTO	UMI CONFLUENTI	Q max (l/s)	LUNGHEZZA	RIEMPIMENTO
B	T1	A	1.830	50.00	23%
	T2	T1+B	4.728	50.00	35%
	T3	T2+C	5.720	50.00	40%
	T4	T3+D	6.1011	46.00	43%
	T5	T4+E+F	6.787	150.00	46%
A	T6	H	0.610	50.00	15%
	T7	T6+G	0.915	32.00	17%

Il valore del coefficiente di riempimento è sempre di molto inferiore al 70%, valore definito come massimo accettabile per garantire le migliori condizioni di deflusso.

Tenendo conto delle portate massime previste, la tubazione in progetto rispetta il diametro minimo prescritto ed è ampiamente sufficiente allo smaltimento delle portate di progetto. Si riporta di seguito la scala di deflusso della tubazione con evidenza dei valori di portata previsti per ogni singolo tratto omogeneo.

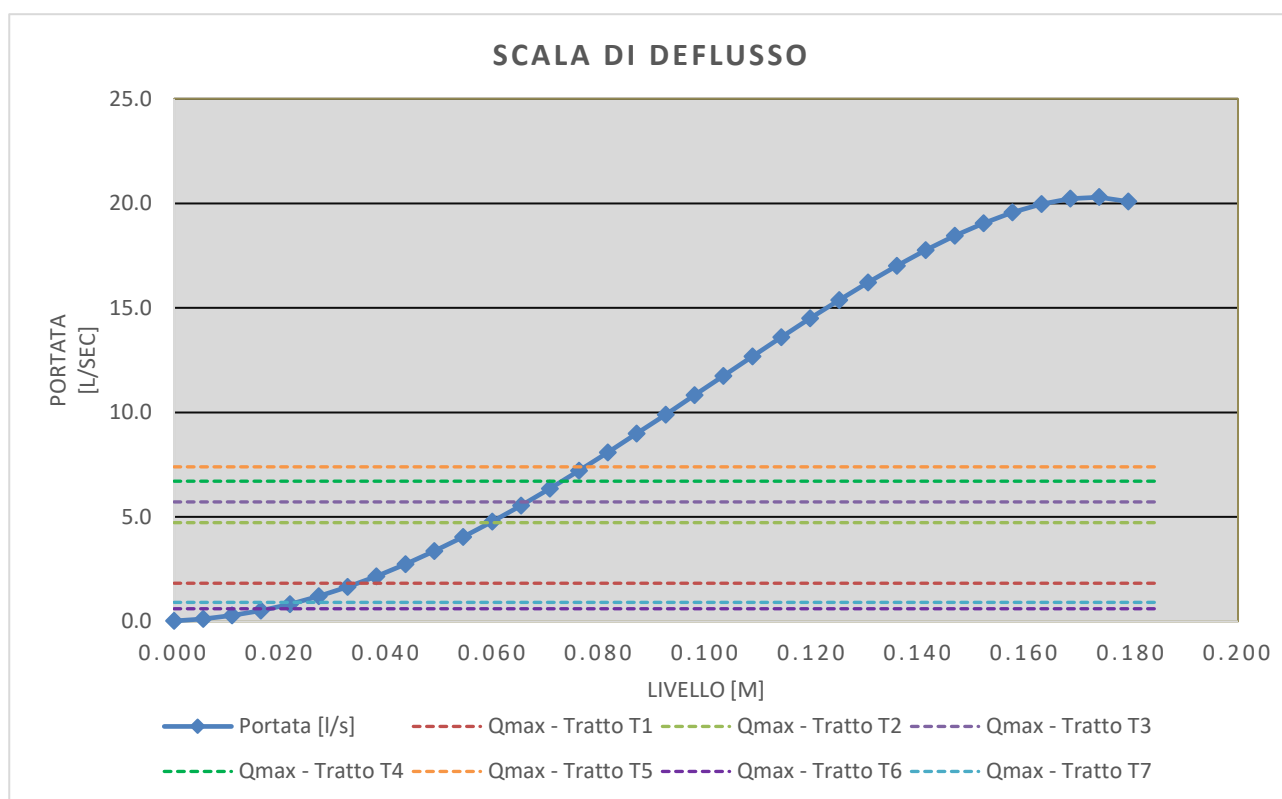


Figura 12. Scala di deflusso tubazione di fognatura nera.

Nel rispetto delle prescrizioni riportate nel Regolamento SMAT precedentemente citato, si prevede di realizzare dei pozzetti di ispezione; questi sono posti a distanza massima di 50 m l'uno dall'altra, e comunque laddove siano presenti curve o diramazioni.

I pozzetti previsti sono pari a n°7 lungo la tubazione nel comparto B e a n°2 per il comparto A, in quanto il pozzetto di allacciamento alla fognatura esistente coincide con quello previsto per l'allacciamento della rete fognatura bianca in progetto.

RELAZIONE IDRAULICA

Si riporta di seguito una sezione tipo del pozzetto di ispezione.

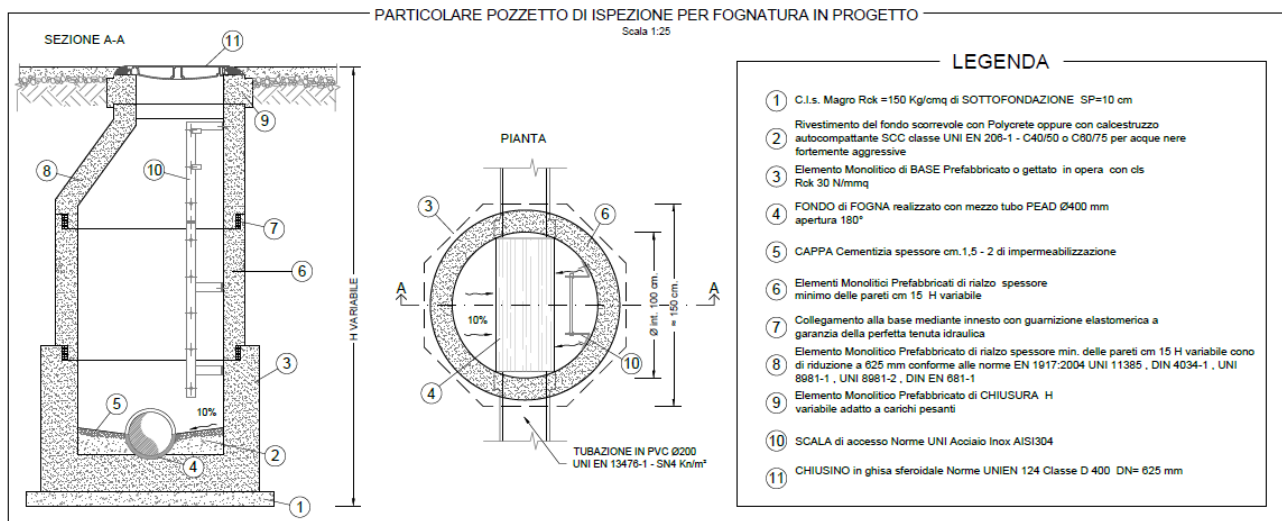


Figura 13. Sezione tipo del pozzetto di ispezione della fognatura nera.

6. ELENCO ELABORATI

Il presente studio si compone dei seguenti elaborati:

Num. elaborato	Codice	Titolo
1	24025-C01-1_REL	Relazione idraulica
2	24025-C02-4_FB	Planimetria, sezioni e profilo fognatura bianca
3	24025-C03-2_FN	Planimetria, sezioni e profilo fognatura nera

RELAZIONE IDRAULICA

7. ALLEGATO 1: Dati di calcolo del volume di invarianza per le singole UMI

UMI A

PORTATA			
	STATO DI FATTO (mq)	PROGETTO (mq)	SUP. NON MODIFICATA (mq)
Coperture	0	1048	0
Viabilità	0	723	0
Terreni privati	0	5548	0
Aree verdi	7319	0	0
TOT	7319	7319	0

Superfici impermeabili	0.00	7,319	0
Superfici permeabili	7,319	0	0
AREA TOTALE (mq)	7,319	7,319	0

	Stato di fatto	Stato di progetto	Eccesso
PORTATA (l/s)	81.50	186.40	104.90
PORTATA (mc/s)	0.082	0.186	0.105

VOLUME DI INVARIANZA IDRAULICA

Percentuale dell'area di progetto che interessata dalla trasformazione calcolata sull'area totale dell'intervento	T =	100.0%
Percentuale dell'area di progetto non interessata dalla trasformazione calcolata sull'area totale di intervento	N =	0.0%
Percentuale dell'area permeabile calcolata sull'area di intervento - dopo	Per =	0.0%
Percentuale dell'area impermeabile calcolata sull'area di intervento - dopo	Imp =	100.0%
Percentuale dell'area permeabile calcolata sull'area di intervento - prima	Per° =	100%
Percentuale dell'area impermeabile calcolata sull'area di intervento - prima	Imp° =	0.0%

Coefficiente di deflusso dopo la trasformazione	Φ _i =	0.90
Coefficiente di deflusso prima della trasformazione	Φ _i ° =	0.20
Esponente delle curve di possibilità climatica di durata inferiore all'ora per l'area in esame	n =	0.27
50 mc/ha	w° =	50
Volume minimo d'invaso	w =	380.24 mc/Ha
Volume di invarianza	V =	278.00 mc

$$\Phi^{\circ} = 0.9 \text{ Imp}^{\circ} + 0.2 \text{ Per}^{\circ}$$

$$\Phi = 0.9 \text{ Imp} + 0.2 \text{ Per}$$

$$w = w^{\circ} (\Phi / \Phi^{\circ})^{(1/(1-n))} - 15 T - w^{\circ} N$$

$$V = wxAtot$$

UMI B

PORTATA			
	STATO DI FATTO (mq)	PROGETTO (mq)	SUP. NON MODIFICATA (mq)
Coperture	0	1547	0
Viabilità	0	1466	0
Terreni privati	0	3902	0
Aree verdi	6915	0	0
TOT	6915	6915	0

Superfici impermeabili	0.00	6,915	0
Superfici permeabili	6,915	0	0

AREA TOTALE (mq) 6,915 6,915 0

	Stato di fatto	Stato di progetto	Eccesso
PORTATA (l/s)	77.00	193.10	116.10
PORTATA (mc/s)	0.077	0.193	0.116

VOLUME DI INVARIANZA IDRAULICA

Percentuale dell'area di progetto che interessata dalla trasformazione calcolata sull'area totale dell'intervento	T =	100.0%
Percentuale dell'area di progetto non interessata dalla trasformazione calcolata sull'area totale di intervento	N =	0.0%
Percentuale dell'area permeabile calcolata sull'area di intervento - dopo	Per =	0.0%
Percentuale dell'area impermeabile calcolata sull'area di intervento - dopo	Imp =	100.0%
Percentuale dell'area permeabile calcolata sull'area di intervento - prima	Per° =	100%
Percentuale dell'area impermeabile calcolata sull'area di intervento - prima	Imp° =	0.0%

Coefficiente di deflusso dopo la trasformazione	φi =	0.90
Coefficiente di deflusso prima della trasformazione	φi° =	0.20
Esponente delle curve di possibilità climatica di durata inferiore all'ora per l'area in esame	n =	0.27
50 mc/ha	w° =	50

Volume minimo d'invaso

Volume di invarianza

$\phi^{\circ} = 0.9 \text{ Imp}^{\circ} + 0.2 \text{ Per}^{\circ}$
$\phi = 0.9 \text{ Imp} + 0.2 \text{ Per}$
$w = w^{\circ} (\phi / \phi^{\circ})^{1/(1-n)} - 15 T - w^{\circ} N$
$V = wxAtot$

w =	380.24	mc/Ha
V =	263.00	mc

UMI C

PORTATA			
	STATO DI FATTO (mq)	PROGETTO (mq)	SUP. NON MODIFICATA (mq)
Coperture	0	609	0
Viabilità	0	195	0
Terreni privati	0	3865	0
Aree verdi	4669	0	0
TOT	4669	4669	0

Superfici impermeabili	0.00	4,669	0
Superfici permeabili	4,669	0	0

AREA TOTALE (mq) 4,669 4,669 0

	Stato di fatto	Stato di progetto	Eccesso
PORTATA (l/s)	52.00	115.10	63.10
PORTATA (mc/s)	0.052	0.115	0.063

VOLUME DI INVARIANZA IDRAULICA

Percentuale dell'area di progetto che interessata dalla trasformazione calcolata sull'area totale dell'intervento	T =	100.0%	
Percentuale dell'area di progetto non interessata dalla trasformazione calcolata sull'area totale di intervento	N =	0.0%	
Percentuale dell'area permeabile calcolata sull'area di intervento - dopo	Per =	0.0%	
Percentuale dell'area impermeabile calcolata sull'area di intervento - dopo	Imp =	100.0%	
Percentuale dell'area permeabile calcolata sull'area di intervento - prima	Per° =	100%	
Percentuale dell'area impermeabile calcolata sull'area di intervento - prima	Imp° =	0.0%	
Coefficiente di deflusso dopo la trasformazione	Φi =	0.90	$\phi^{\circ} = 0.9 \text{ Imp}^{\circ} + 0.2 \text{ Per}^{\circ}$
Coefficiente di deflusso prima della trasformazione	Φi° =	0.20	$\phi = 0.9 \text{ Imp} + 0.2 \text{ Per}$
Esponente delle curve di possibilità climatica di durata inferiore all'ora per l'area in esame 50 mc/ha	n =	0.27	
	w° =	50	
Volume minimo d'invaso	w =	380.24 mc/Ha	$w = w^{\circ} (\phi / \phi^{\circ})^{1/(1-n)}$ - 15 T -
Volume di invarianza	V =	178.00 mc	V = wxAtot

UMI D

PORTATA			
	STATO DI FATTO (mq)	PROGETTO (mq)	SUP. NON MODIFICATA (mq)
Coperture	0	413	0
Viabilità	0	0	0
Terreni privati	0	2286	0
Aree verdi	2699	0	0
TOT	2699	2699	0

Superfici impermeabili	0.00	2 699	0
Superfici permeabili	2 699	0	0

AREA TOTALE (mq) 2 699 2 699 0

	Stato di fatto	Stato di progetto	Eccesso
PORTATA (l/s)	30.10	66.20	36.10
PORTATA (mc/s)	0.030	0.066	0.036

VOLUME DI INVARIANZA IDRAULICA

Percentuale dell'area di progetto che interessata dalla trasformazione calcolata sull'area totale dell'intervento	T =	100.0%
Percentuale dell'area di progetto non interessata dalla trasformazione calcolata sull'area totale di intervento	N =	0.0%
Percentuale dell'area permeabile calcolata sull'area di intervento - dopo	Per =	0.0%
Percentuale dell'area impermeabile calcolata sull'area di intervento - dopo	Imp =	100.0%
Percentuale dell'area permeabile calcolata sull'area di intervento - prima	Per° =	100%
Percentuale dell'area impermeabile calcolata sull'area di intervento - prima	Imp° =	0.0%

Coefficiente di deflusso dopo la trasformazione	φi =	0.90
Coefficiente di deflusso prima della trasformazione	φi° =	0.20
Esponente delle curve di possibilità climatica di durata inferiore all'ora per l'area in esame	n =	0.27
	w° =	50

Volume minimo d'invaso	w =	380.24	mc/Ha
Volume di invarianza	V =	103.00	mc

$$\phi^{\circ} = 0.9 \text{ Imp}^{\circ} + 0.2 \text{ Per}^{\circ}$$

$$\phi = 0.9 \text{ Imp} + 0.2 \text{ Per}$$

$$w = w^{\circ} (\phi / \phi^{\circ})^{1/(1-n)} - 15 T - w^{\circ} N$$

$$V = wxAtot$$

UMI E

PORTATA			
	STATO DI FATTO (mq)	PROGETTO (mq)	SUP. NON MODIFICATA (mq)
Coperture	0	645	0
Viabilità	0	0	0
Terreni privati	0	1590	0
Aree verdi	2235	0	0
TOT	2235	2235	0

Superfici impermeabili	0.00	2,235	0
Superfici permeabili	2,235	0	0

AREA TOTALE (mq) 2,235 2,235 0

	Stato di fatto	Stato di progetto	Eccesso
PORTATA (l/s)	24.90	59.30	34.40
PORTATA (mc/s)	0.025	0.059	0.034

VOLUME DI INVARIANZA IDRAULICA

Percentuale dell'area di progetto che interessata dalla trasformazione calcolata sull'area totale dell'intervento	T =	100.0%
Percentuale dell'area di progetto non interessata dalla trasformazione calcolata sull'area totale di intervento	N =	0.0%
Percentuale dell'area permeabile calcolata sull'area di intervento - dopo	Per =	0.0%
Percentuale dell'area impermeabile calcolata sull'area di intervento - dopo	Imp =	100.0%
Percentuale dell'area permeabile calcolata sull'area di intervento - prima	Per° =	100%
Percentuale dell'area impermeabile calcolata sull'area di intervento - prima	Imp° =	0.0%

Coefficiente di deflusso dopo la trasformazione	φ _i =	0.90
Coefficiente di deflusso prima della trasformazione	φ _i ° =	0.20
Esponente delle curve di possibilità climatica di durata inferiore all'ora per l'area in esame	n =	0.27
50 mc/ha	w° =	50
Volume minimo d'invaso	w =	380.24 mc/Ha
Volume di invarianza	V =	85.00 mc

$$\phi^{\circ} = 0.9 \text{ Imp}^{\circ} + 0.2 \text{ Per}^{\circ}$$

$$\phi = 0.9 \text{ Imp} + 0.2 \text{ Per}$$

$$w = w^{\circ} (\phi / \phi^{\circ})^{1/(1-n)} - 15 T - w^{\circ} N$$

$$V = wxAtot$$

UMI F

PORTATA			
	STATO DI FATTO (mq)	PROGETTO (mq)	SUP. NON MODIFICATA (mq)
Coperture	0	454	0
Viabilità	0	0	0
Terreni privati	0	1041	0
Aree verdi	1495	0	0
TOT	1495	1495	0

Superfici impermeabili	0.00	1,495	0
Superfici permeabili	1,495	0	0
AREA TOTALE (mq)	1,495	1,495	0

	Stato di fatto	Stato di progetto	Eccesso
PORTATA (l/s)	16.70	40.00	23.30
PORTATA (mc/s)	0.017	0.040	0.023

VOLUME DI INVARIANZA IDRAULICA

Percentuale dell'area di progetto che interessata dalla trasformazione calcolata sull'area totale dell'intervento	T =	100.0%
Percentuale dell'area di progetto non interessata dalla trasformazione calcolata sull'area totale di intervento	N =	0.0%
Percentuale dell'area permeabile calcolata sull'area di intervento - dopo	Per =	0.0%
Percentuale dell'area impermeabile calcolata sull'area di intervento - dopo	Imp =	100.0%
Percentuale dell'area permeabile calcolata sull'area di intervento - prima	Per° =	100%
Percentuale dell'area impermeabile calcolata sull'area di intervento - prima	Imp° =	0.0%

Coefficiente di deflusso dopo la trasformazione	φi =	0.90
Coefficiente di deflusso prima della trasformazione	φi° =	0.20
Esponente delle curve di possibilità climatica di durata inferiore all'ora per l'area in esame	n =	0.27
	w° =	50
Volume minimo d'invaso	w =	380.24 mc/Ha
Volume di invarianza	V =	57.00 mc

$\phi^{\circ} = 0.9 \text{ Imp}^{\circ} + 0.2 \text{ Per}^{\circ}$
 $\phi = 0.9 \text{ Imp} + 0.2 \text{ Per}$
 $w = w^{\circ} (\phi / \phi^{\circ})^{(1/(1-n))} - 15 T - w^{\circ} N$
 $V = wxAtot$

UMI G

PORTATA			
	STATO DI FATTO (mq)	PROGETTO (mq)	SUP. NON MODIFICATA (mq)
Coperture	0	314	0
Viabilità	0	163	0
Terreni privati	0	1197	0
Aree verdi	1674	0	0
TOT	1674	1674	0

Superfici impermeabili	0.00	1,674	0
Superfici permeabili	1,674	0	0

AREA TOTALE (mq) 1,674 1,674 0

	Stato di fatto	Stato di progetto	Eccesso
PORTATA (l/s)	18.70	43.80	25.10
PORTATA (mc/s)	0.019	0.044	0.025

VOLUME DI INVARIANZA IDRAULICA

Percentuale dell'area di progetto che interessata dalla trasformazione calcolata sull'area totale dell'intervento	T =	100.0%
Percentuale dell'area di progetto non interessata dalla trasformazione calcolata sull'area totale di intervento	N =	0.0%
Percentuale dell'area permeabile calcolata sull'area di intervento - dopo	Per =	0.0%
Percentuale dell'area impermeabile calcolata sull'area di intervento - dopo	Imp =	100.0%
Percentuale dell'area permeabile calcolata sull'area di intervento - prima	Per° =	100%
Percentuale dell'area impermeabile calcolata sull'area di intervento - prima	Imp° =	0.0%

Coefficiente di deflusso dopo la trasformazione	φi =	0.90
Coefficiente di deflusso prima della trasformazione	φi° =	0.20
Esponente delle curve di possibilità climatica di durata inferiore all'ora per l'area in esame	n =	0.27
50 mc/ha	w° =	50

Volume minimo d'invaso

Volume di invarianza

w = 380.24	mc/Ha	$w = w^{\circ} (\phi/\phi^{\circ})^{(1/(1-n))} - 15 T - w^{\circ} N$
V = 64.00	mc	V=wxAtot

$$\phi^{\circ} = 0.9 \text{ Imp}^{\circ} + 0.2 \text{ Per}^{\circ}$$

$$\phi = 0.9 \text{ Imp} + 0.2 \text{ Per}$$

UMI H

PORTATA			
	STATO DI FATTO (mq)	PROGETTO (mq)	SUP. NON MODIFICATA (mq)
Coperture	0	627	0
Viabilità	0	163	0
Terreni privati	0	1547	0
Aree verdi	2337	0	0
TOT	2337	2337	0

Superfici impermeabili	0.00	2,337	0
Superfici permeabili	2,337	0	0

AREA TOTALE (mq) 2,337 2,337 0

	Stato di fatto	Stato di progetto	Eccesso
PORTATA (l/s)	26.00	63.10	37.10
PORTATA (mc/s)	0.026	0.063	0.037

VOLUME DI INVARIANZA IDRAULICA

Percentuale dell'area di progetto che interessata dalla trasformazione calcolata sull'area totale dell'intervento	T =	100.0%
Percentuale dell'area di progetto non interessata dalla trasformazione calcolata sull'area totale di intervento	N =	0.0%
Percentuale dell'area permeabile calcolata sull'area di intervento - dopo	Per =	0.0%
Percentuale dell'area impermeabile calcolata sull'area di intervento - dopo	Imp =	100.0%
Percentuale dell'area permeabile calcolata sull'area di intervento - prima	Per° =	100%
Percentuale dell'area impermeabile calcolata sull'area di intervento - prima	Imp° =	0.0%

Coefficiente di deflusso dopo la trasformazione	φ _i =	0.90
Coefficiente di deflusso prima della trasformazione	Φ _i ° =	0.20
Esponente delle curve di possibilità climatica di durata inferiore all'ora per l'area in esame	n =	0.27
50 mc/ha	w° =	50

Volume minimo d'invaso	w =	380.24	mc/Ha
Volume di invarianza	V =	89.00	mc

$$\phi^{\circ} = 0.9 \text{ Imp}^{\circ} + 0.2 \text{ Per}^{\circ}$$

$$\phi = 0.9 \text{ Imp} + 0.2 \text{ Per}$$

$$w = w^{\circ} (\phi / \phi^{\circ})^{(1/(1-n))} - 15 T - w^{\circ} N$$

$$V = wxAtot$$

RELAZIONE IDRAULICA

8. ALLEGATO 2: Dati di calcolo del volume di invarianza per le singole Aree comuni

AREA COMUNE 1

PORTATA			
	STATO DI FATTO (mq)	PROGETTO (mq)	SUP. NON MODIFICATA (mq)
Viabilità	0	2558	0
Aree verdi	5070	2512	2512
TOT	5070	5070	2512

Superfici impermeabili	0.00	2,558	0
Superfici permeabili	5,070	2,512	2,512
AREA TOTALE (mq)	5,070	5,070	2,512

	Stato di fatto	Stato di progetto	Eccesso
PORTATA (l/s)	56.40	113.30	56.90
PORTATA (mc/s)	0.056	0.113	0.057

VOLUME DI INVARIANZA IDRAULICA

Percentuale dell'area di progetto che interessata dalla trasformazione calcolata sull'area totale dell'intervento	T =	50.5%
Percentuale dell'area di progetto non interessata dalla trasformazione calcolata sull'area totale di intervento	N =	49.5%
Percentuale dell'area permeabile calcolata sull'area di intervento - dopo	Per =	49.5%
Percentuale dell'area impermeabile calcolata sull'area di intervento - dopo	Imp =	50.5%
Percentuale dell'area permeabile calcolata sull'area di intervento - prima	Per° =	100%
Percentuale dell'area impermeabile calcolata sull'area di intervento - prima	Imp° =	0.0%

Coefficiente di deflusso dopo la trasformazione	Φi =	0.55
Coefficiente di deflusso prima della trasformazione	Φi° =	0.20
Esponente delle curve di possibilità climatica di durata inferiore all'ora per l'area in esame	n =	0.27
	w° =	50
Volume minimo d'invaso	w =	170.10 mc/Ha
Volume di invarianza	V =	86.00 mc

$$\phi^{\circ} = 0.9 \text{ Imp}^{\circ} + 0.2 \text{ Per}^{\circ}$$

$$\phi = 0.9 \text{ Imp} + 0.2 \text{ Per}$$

$$w = w^{\circ} (\phi / \phi^{\circ})^{(1/(1-n))} - 15 T - w^{\circ} N$$

$$V = wxAtot$$

AREA COMUNE 2

PORTATA			
	STATO DI FATTO (mq)	PROGETTO (mq)	SUP. NON MODIFICATA (mq)
Viabilità	0	1883	0
Aree verdi	5373	3490	3490
TOT	5373	5373	3490

Superfici impermeabili	0.00	1,883	0
Superfici permeabili	5,373	3,490	3,490
AREA TOTALE (mq)	5,373	5,373	3,490

	Stato di fatto	Stato di progetto	Eccesso
PORTATA (l/s)	59.80	101.70	41.90
PORTATA (mc/s)	0.060	0.102	0.042

VOLUME DI INVARIANZA IDRAULICA

Percentuale dell'area di progetto che interessata dalla trasformazione calcolata sull'area totale dell'intervento	T =	35.0%
Percentuale dell'area di progetto non interessata dalla trasformazione calcolata sull'area totale di intervento	N =	65.0%
Percentuale dell'area permeabile calcolata sull'area di intervento - dopo	Per =	65.0%
Percentuale dell'area impermeabile calcolata sull'area di intervento - dopo	Imp =	35.0%
Percentuale dell'area permeabile calcolata sull'area di intervento - prima	Per° =	100%
Percentuale dell'area impermeabile calcolata sull'area di intervento - prima	Imp° =	0.0%

Coefficiente di deflusso dopo la trasformazione	Φi =	0.45
Coefficiente di deflusso prima della trasformazione	Φi° =	0.20
Esponente delle curve di possibilità climatica di durata inferiore all'ora per l'area in esame	n =	0.27
	w° =	50
Volume minimo d'invaso	w =	112.52 mc/Ha
Volume di invarianza	V =	60.00 mc

$$\phi^{\circ} = 0.9 \text{ Imp}^{\circ} + 0.2 \text{ Per}^{\circ}$$

$$\phi = 0.9 \text{ Imp} + 0.2 \text{ Per}$$

$$w = w^{\circ} (\phi/\phi^{\circ})^{1/(1-n)} - 15 T - w^{\circ} N$$

$$V = wxAtot$$

AREA COMUNE 3

PORTATA			
	STATO DI FATTO (mq)	PROGETTO (mq)	SUP. NON MODIFICATA (mq)
Viabilità	0	1160	0
Aree verdi	1377	217	217
TOT	1377	1377	217

Superfici impermeabili	0.00	1,160	0
Superfici permeabili	1,377	217	217
AREA TOTALE (mq)	1,377	1,377	217

	Stato di fatto	Stato di progetto	Eccesso
PORTATA (l/s)	15.40	41.20	25.80
PORTATA (mc/s)	0.015	0.041	0.026

VOLUME DI INVARIANZA IDRAULICA

Percentuale dell'area di progetto che interessata dalla trasformazione calcolata sull'area totale dell'intervento	T =	84.2%
Percentuale dell'area di progetto non interessata dalla trasformazione calcolata sull'area totale di intervento	N =	15.8%
Percentuale dell'area permeabile calcolata sull'area di intervento - dopo	Per =	15.8%
Percentuale dell'area impermeabile calcolata sull'area di intervento - dopo	Imp =	84.2%
Percentuale dell'area permeabile calcolata sull'area di intervento - prima	Per° =	100%
Percentuale dell'area impermeabile calcolata sull'area di intervento - prima	Imp° =	0.0%

Coefficiente di deflusso dopo la trasformazione	Φi =	0.79
Coefficiente di deflusso prima della trasformazione	Φi° =	0.20
Esponente delle curve di possibilità climatica di durata inferiore all'ora per l'area in esame	n =	0.27
	w° =	50
Volume minimo d'invaso	w =	309.70 mc/Ha
Volume di invarianza	V =	43.00 mc

$\phi^{\circ} = 0.9 \text{ Imp}^{\circ} + 0.2 \text{ Per}^{\circ}$
 $\phi = 0.9 \text{ Imp} + 0.2 \text{ Per}$
 $w = w^{\circ} (\phi / \phi^{\circ})^{(1/(1-n))} - 15 T - w^{\circ} N$
 $V = wxAtot$