

# NUOVA COSTRUZIONE AD USO ARTIGIANALE DESE 30030 FAVARO VENETO (VE) - VIA ALTINIA

## VALUTAZIONE DI COMPATIBILITA' IDRAULICA REVISIONE DI PARERE

### All.01 - Relazione idraulica

<b>COMMITTENTE:</b> MA.VI.VE ESTATE S.R.L. Via Altina, 298/B 30173 Venezia (Dese)	<b>PROGETTISTA:</b>  Ing. Giuseppe Baldo	<b>GRUPPO DI LAVORO:</b>  Ing. Francesco Guidolin Dott. Davide Leonori
<b>REDAZIONE:</b>  Dott. Davide Leonori  25   07   22	<b>CONTROLLO INTERNO:</b>  Ing. Francesco Guidolin  25   07   22	<b>APPROVAZIONE INTERNA:</b>  Ing. Giuseppe Baldo  25   07   22
<b>PERCORSO DIGITALE:</b>  ...\P1606-consegna	<b>PROGETTO ARCHITETTONICO:</b> Arch. Claudio Pepe via G.Breda 24 30174 Mestre (VE)	<b>DATA:</b>  luglio 2022



AEQUA ENGINEERING S.R.L.  
C.F. e P.IVA 03913010272  
**SEDE LEGALE ED OPERATIVA**  
Via Veneto 1  
30030 Martellago (VE)  
Tel./Fax +39 041 5831982  
www.aequaeng.com

Il presente documento, elaborato per il committente da **AEQUA ENGINEERING S.R.L.**, non può essere riprodotto o comunicato a terzi senza preventiva autorizzazione scritta.



Sommario

1	PREMESSA .....	1
2	ELABORAZIONE DEI DATI IDROLOGICI .....	7
3	ANALISI DELLO STATO DI FATTO .....	12
3.1	Inquadramento generale.....	12
3.2	Valutazione del coefficiente di deflusso allo stato di fatto .....	19
4	ANALISI DELLO STATO DI PROGETTO .....	20
4.1	Descrizione del planivolumetrico generale .....	20
4.2	Valutazione del coefficiente di deflusso di progetto.....	23
5	CALCOLO DEI VOLUMI DISPONIBILI PER LA LAMINAZIONE .....	24
6	INDIVIDUAZIONE DEI VOLUMI DI LAMINAZIONE .....	27
6.1	Bacino di invaso a cielo aperto .....	27
7	DESCRIZIONE MANUFATTO DI LAMINAZIONE .....	29
8	ULTERIORI COMPENSAZIONI IDRAULICHE .....	31
9	PERCORSO DI SCARICO.....	36
10	RETE DI COLLETTAMENTO.....	39
10.1	Dimensionamento rete a terra.....	39
10.2	Verifiche idrauliche .....	40
10.3	Dimensionamento pluviali .....	43
11	RETE DI SMALTIMENTO ACQUE REFLUE .....	44
11.1	Destinazioni d'uso previste.....	44
11.2	Recapito delle portate raccolte.....	44
11.3	Stima del carico fognario mediante calcolo portata probabile .....	45
12	SINTESI DELLA VALUTAZIONE.....	48

NUOVA COSTRUZIONE AD USO ARTIGIANALE  
VIA ALTINIA - DESE 30030 FAVARO VENETO (VE)  
Valutazione di Compatibilità Idraulica

## 1 PREMESSA

La presente relazione riguarda lo studio idrologico per la valutazione della compatibilità idraulica afferente al Piano di Lottizzazione Z.T.O. D4.b n. 6.1 situata in Via Altinia località Dese, Favaro Veneto Comune di Venezia. È individuata evidenziata in rosso in Figura 1.1, mediante immagine satellitare tratta da Google Earth.



Figura 1.1. Inquadramento geografico dell'area di studio (fonte: Google Maps).

L'area è individuata catastalmente alla sezione di Favaro Veneto figura 4 mappali 408, 409, 411, 412, 413, 419 (v. Figura 1.3), mentre nel P.R.G. variante per la Terraferma del Comune di Venezia, attualmente vigente, è individuata alla Tavola 13.1a numero 8 come area Z.T.O. D4.b n. 6.1 "Zona attrezzature economiche varie di espansione: standard relativi" (v. Figura 1.4).

Si precisa che l'intervento aveva già ricevuto parere favorevole da parte del Consorzio di Bonifica Acque Risorgive in data 16 febbraio 2022 (Prot. N. 2249/DD POS 765/2021), ma a seguito di alcune modifiche al progetto si chiede revisione del parere idraulico già rilasciato.

La revisione è resa necessaria dall'aggiunta di un'area a parcheggio a occidente dell'edificio.



Figura 1.2. Estratto da Carta Tecnica Regionale scala 1:5000 (fonte: Geoportale Regione Veneto)

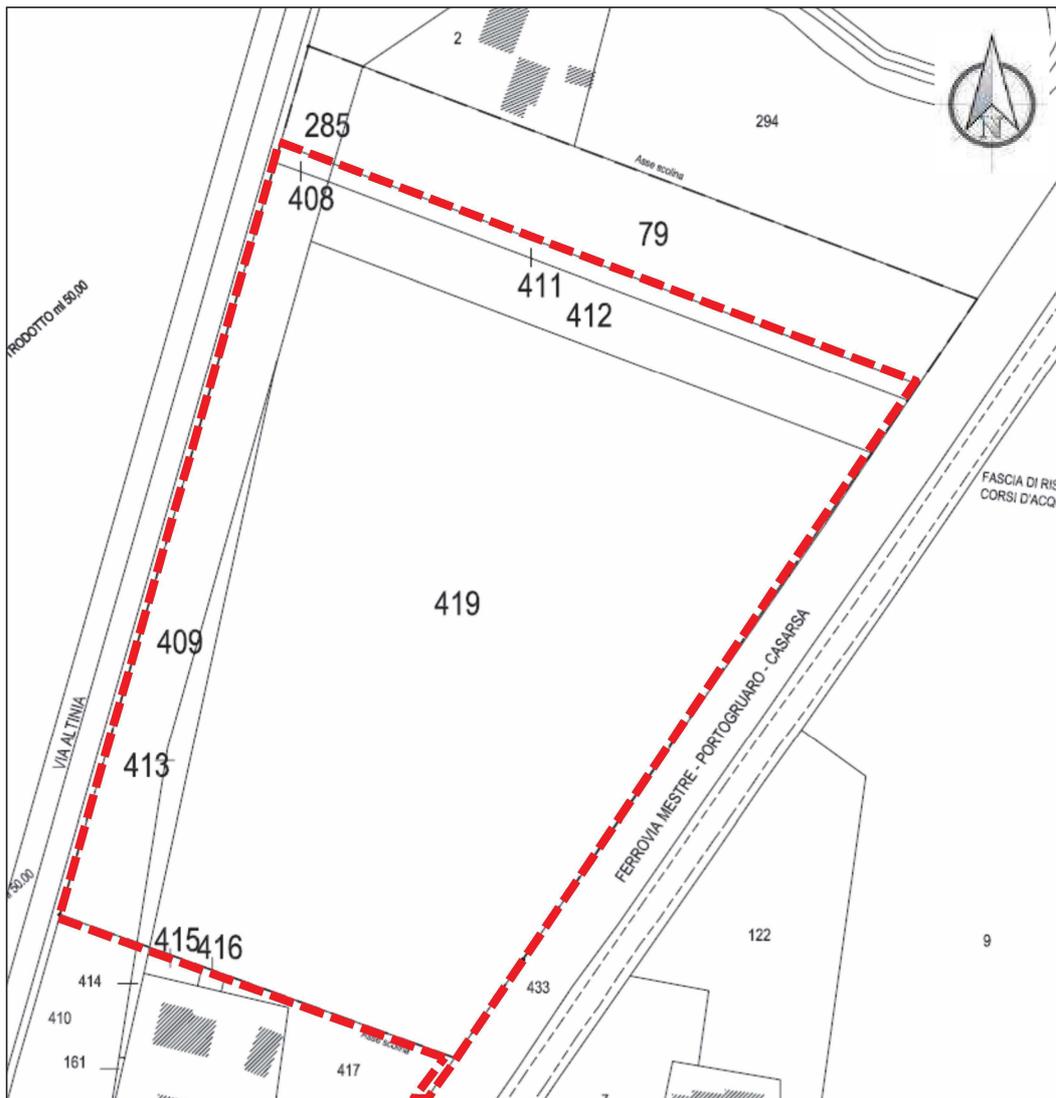


Figura 1.3. Estratto catastale: in rosso l'area di intervento (fonte: Agenzia delle Entrate)



Figura 1.4. Estratto da Variante al Piano Regolatore Generale vigente per la Terraferma del Comune di Venezia; in rosso l'area di intervento (fonte: Comune di Venezia)

Il presente studio idrologico è volto all'individuazione delle misure compensative da realizzare al fine di non aggravare, con le opere di progetto, l'equilibrio idraulico dell'area in cui l'opera va ad inserirsi garantendo il principio dell'invarianza idraulica.

La normativa a cui si riferisce la presente Valutazione è fornita dalla D.G.R.V. N. 1322 del 10.05.2006.

In seguito all'evento alluvionale del Settembre 2007, è stato nominato un Commissario Delegato che aveva il compito di provvedere "alla pianificazione di azioni ed interventi di mitigazione del rischio conseguente all'inadeguatezza dei sistemi preposti all'allontanamento e allo scolo delle acque superficiali in eccesso, al fine della riduzione definitiva degli effetti dei fenomeni alluvionali ed in coerenza con gli altri progetti di regimazione delle acque, predisposti per la tutela e la salvaguardia della terraferma veneziana, nel territorio provinciale di Venezia e negli altri territori comunali del Bacino Scolante in Laguna individuati dal "Piano direttore 2000".

Nell'ambito della propria attività, il Commissario Delegato, con la collaborazione degli enti preposti alla gestione delle acque superficiali (Comuni e Consorzi di Bonifica), ha emanato una serie di Ordinanze (Ordinanze n. 2, 3 e 4 del 22 gennaio 2008) che impongono la redazione di relazioni di compatibilità idraulica a tutti gli interventi edificatori che comportano un'impermeabilizzazione superiore a mq 200; quindi ponendo un limite maggiormente restrittivo di quello della norma Regionale.

Nel rispetto delle ex ordinanze, si utilizza la seguente tabella, che ne riassume i contenuti rendendo immediata, in funzione delle soglie dimensionali, l'individuazione nella necessità o meno di redazione di Valutazione di Compatibilità Idraulica nonché del soggetto competente al rilascio del parere.

Tabella 1.1. Riassunto delle ordinanze Commissariali

Ordinanza n.2 <i>Disposizioni inerenti l'efficacia dei titoli abilitativi relativi ad interventi edilizi non ancora avviati</i>	
Quando si applica	Per tutti gli interventi edilizi approvati, e già in possesso del titolo abilitativo rilasciato, <u>la cui costruzione non è ancora stata avviata</u>
Ordinanza n.3 <i>Disposizioni inerenti il rilascio di titoli abilitativi sotto il profilo edilizio ed urbanistico</i>	
Quando si applica	Per tutti i <u>nuovi</u> interventi edilizi soggetti al rilascio di titolo abilitativi, secondo i campi d'applicazione sotto riportati
Ordinanza n.4 <i>Disposizioni inerenti gli allacciamenti alla rete di fognatura pubblica</i>	
Quando si applica	<u>Esclusivamente</u> per gli interventi edilizi rientranti nelle Ordinanze nr. 2 e nr.3
Campi d'applicazione Ordinanze (V = volume; S = superficie) (VCI = Valutazione di Compatibilità Idraulica)	<b>V &lt; 1000 mc:</b> non è richiesta alcuna valutazione idraulica
	<b>1000 &lt; V &lt; 2000 mc</b> necessaria la redazione della VCI, che andrà trasmessa al Comune senza il parere del Consorzio
	<b>V &gt; 2000 mc:</b> necessaria la redazione della VCI con il parere del Consorzio di Bonifica competente
	<b>S &lt; 200 mq:</b> non è richiesta alcuna valutazione idraulica
	<b>200 &lt; S &lt; 1000 mq:</b> necessaria la redazione della VCI, che andrà trasmessa al Comune senza il parere del Consorzio
	<b>S &gt; 1000 mq:</b> necessaria la redazione della VCI con il parere del Consorzio di Bonifica competente

Per i comuni che hanno recepito le ordinanze risulta necessario rivedere come segue la classificazione degli interventi indicata nella D.G.R.V. 1322/06 e s.m.i. Per ogni classe d'intervento viene suggerito un criterio di dimensionamento da adottare per l'individuazione del volume d'invaso da realizzare al fine di limitare la portata scaricata ai ricettori finali (fognature bianche o miste, corpi idrici superficiali): metodo dell'invaso (criterio 1), metodo delle piogge critiche (criterio 2) e modello approfondito (criterio 3).

Tabella 1.2. Soglie dimensionali per gli interventi urbanistici indicate nella D.G.R.V 1322/06 riviste secondo ordinanze commissariali.

Riferimento	Classificazione intervento	Soglie dimensionali	Criteri da adottare
Ordinanze	Trascurabile impermeabilizzazione potenziale	$S^* < 200 \text{ mq}$	0
	Modesta impermeabilizzazione	$200 \text{ mq} < S^* < 1.000 \text{ mq}$	1
D.G.R. 1322/06	Modesta impermeabilizzazione potenziale	$1.000 \text{ mq} < S < 10.000 \text{ mq}$	1
	Significativa impermeabilizzazione potenziale	$10.000 \text{ mq} < S < 100.000 \text{ mq}$	2
	Marcata impermeabilizzazione potenziale	$S > 100.000 \text{ mq}$ e $\Phi < 0,3$	2
		$S > 100.000 \text{ mq}$ e $\Phi > 0,3$	3

## 2 ELABORAZIONE DEI DATI IDROLOGICI

Lo studio di compatibilità idraulica viene redatto secondo i criteri stabiliti dalla D.G.R. 1322/2006 e ss. mm. ii., imponendo un Tempo di Ritorno di 50 anni ed utilizzando le curve di possibilità pluviometrica calcolate nello studio commissionato da ANBI Veneto "Analisi regionalizzata delle precipitazioni per l'individuazione di curve segnalatrici di possibilità pluviometrica di riferimento, aggiornamento 2019 con dati al 31/12/2017".

Le curve di possibilità pluviometrica contenute nello studio di ANBI Veneto sostituiscono le precedenti riportate nelle linee guida elaborate dalla Struttura Commissariale in data 3 agosto 2009. Rimangono comunque valide e attuali tutte le altre indicazioni e prescrizioni tecniche contenute nelle Linee Guida commissariali.

Le stazioni pluviometriche utilizzate per l'analisi pluviometrica sono state scelte in modo da circoscrivere completamente il comprensorio del Consorzio di bonifica Acque Risorgive.

Codice	Stazione	Prov	Quota [m s.m.]	Coordinata Est Gauss Boaga W [m]	Coordinata Nord Gauss Boaga W [m]	Attiva dal
179	Campodarsego	PD	16	1727659	5042149	03/02/92
110	Cittadella	PD	50	1717674	5059698	01/09/91
175	Codevigo	PD	0	1743297	5014716	01/02/92
177	Grantorto	PD	32	1714687	5052726	01/12/91
111	Legnaro	PD	7	1731296	5025799	01/07/91
122	Trebaseleghe	PD	23	1735991	5054349	11/07/95
102	Castelfranco Veneto	TV	49	1729533	5064401	01/08/89
227	Mogliano Veneto	TV	5	1758086	5052812	01/09/97
187	Roncade	TV	7	1764673	5059839	01/02/92
184	Zero Branco	TV	12	1747670	5053495	01/02/92
160	Cavallino Treporti	VE	1	1772599	5039846	01/02/92
167	Mira	VE	3	1743806	5036506	01/02/92
144	Rosa'	VI	88	1716095	5066330	01/11/91

Figura 2-1 - Analisi regionalizzata delle precipitazioni per l'individuazione di curve segnalatrici di possibilità pluviometrica di riferimento, aggiornamento 2019: stazioni pluviometriche considerate per il consorzio Acque Risorgive.

Come grandezza indice sito-specifica si è scelto di utilizzare la soglia che individua i valori estremi per ciascun valore della durata di pioggia. In particolare, le analisi condotte hanno permesso di identificare come idonea la soglia che, per ciascuna stazione e per ciascuna durata, individua in media 4 eventi estremi all'anno. Il valore della soglia così ottenuto è di conseguenza variabile tra le diverse stazioni e le diverse durate a disposizione, ma il criterio di individuazione del valore della soglia è il medesimo in tutto il dominio di analisi.

Le curve segnalatrici di possibilità pluviometrica, cioè le formule che esprimono la precipitazione  $h$  in funzione della durata  $t$ , sono calcolate con riferimento a sottoaree omogenee.

L'identificazione di aree omogenee prevede di associare ciascuna stazione pluviometrica a una stessa regione, in modo tale che il campione composto da tutti gli eventi estremi dei siti appartenenti alla regione, opportunamente scalati per la grandezza indice caratteristica di ciascun sito, siano caratterizzati dalla stessa distribuzione statistica.

Le aggregazioni di stazioni pluviometriche simili sono state ottenute attraverso metodologie matematiche di cluster analysis, basate sulle seguenti caratteristiche: le coordinate geografiche e le soglie che individuano gli eventi estremi per le stazioni pluviometriche.

Attraverso il metodo dei topoi, è stata identificata la superficie di territorio di maggiore influenza di ciascuna stazione di misura. Le stazioni pluviometriche che hanno quindi una area di influenza, anche minima, nel perimetro del Consorzio di bonifica Acque Risorgive sono state poi raggruppate per vicinanza geografica e pluviometria simile (da intendersi come similarità della grandezza indice sulle diverse durate analizzate).

*Tabella 2-1 - Analisi regionalizzata delle precipitazioni per l'individuazione di curve segnalatrici di possibilità pluviometrica di riferimento, aggiornamento 2019: Raggruppamento delle stazioni pluviometriche in sottozona omogenee per vicinanza geografica e similarità della grandezza indice alle diverse durate di precipitazione considerate.*

<b>Regione omogenea</b>	<b>Sottozona omogenea</b>	<b>Codice</b>	<b>Stazione</b>	<b>Provincia</b>
Acque Risorgive	1	110	Cittadella	PD
		102	Castelfranco Veneto	TV
	2	175	Codevigo	PD
		111	Legnaro	PD
		167	Mira	VE
	3	179	Campodarsego	PD
		177	Grantorto	PD
		122	Trebaseleghe	PD
		227	Mogliano Veneto	TV
		187	Roncade	TV
		184	Zero Branco	TV
			160	Cavallino Treporti

Le sottozone omogenee identificate sono state univocamente attribuite a ciascun comune presente, anche in maniera parziale, all'interno del comprensorio sulla base della superficie territoriale di influenza. Lo stesso procedimento è stato ripetuto considerando i bacini idraulici.

Sulla base di quanto sopra esposto, dall'analisi della documentazione a disposizione emerge che l'area d'intervento risulti inclusa all'interno dell'area omogenea identificata come "Sottozona omogenea 3"; a tal proposito saranno, pertanto, scelti i parametri specifici di questa zona nel calcolo degli afflussi meteorici di progetto.

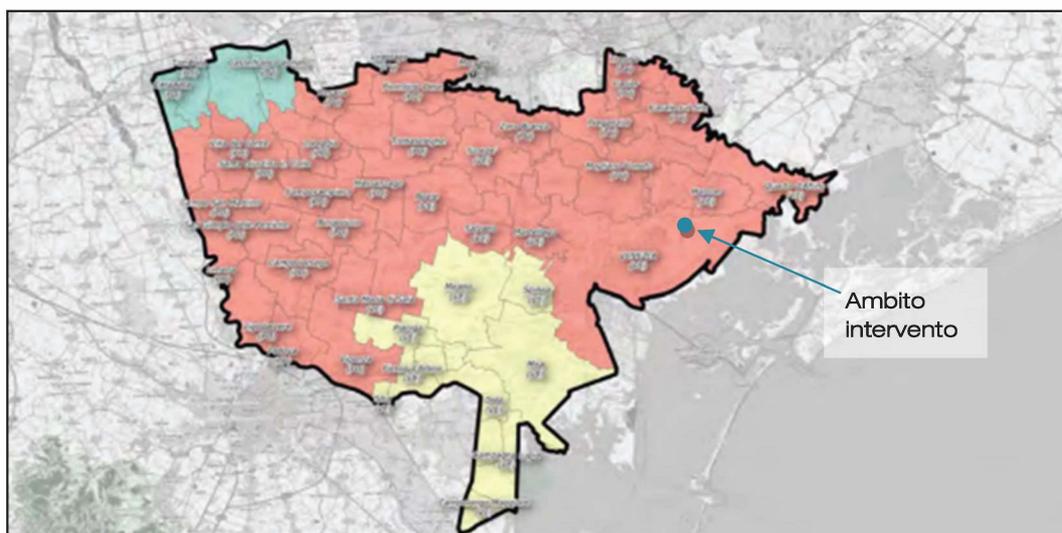


Figura 2-2 - Analisi regionalizzata delle precipitazioni per l'individuazione di curve segnalatrici di possibilità pluviometrica di riferimento, aggiornamento 2019: Attribuzione dei comuni nel comprensorio alle diverse sottozone omogenee.

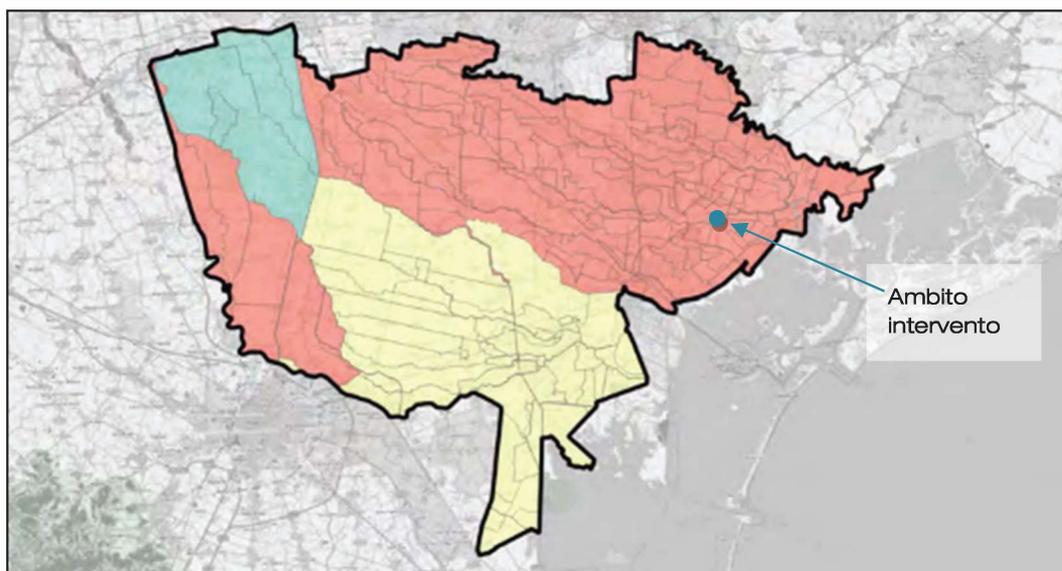


Figura 2-3 - Analisi regionalizzata delle precipitazioni per l'individuazione di curve segnalatrici di possibilità pluviometrica di riferimento, aggiornamento 2019: Attribuzione dei bacini idraulici nel comprensorio alle diverse sottozone omogenee.

Una volta individuati i macrogruppi, per ottenere le curve di crescita “denormalizzate” su ciascuna sottozona è stata calcolata una grandezza indice media caratteristica di ciascuna sottozona. Si è scelto di ricorrere a una media della grandezza indice nella sottozona pesata in base alla superficie del topoioto di ogni stazione pluviometrica componente la sottozona.

Gli elementi proposti dal citato studio permettono quindi una valutazione delle altezze di pioggia attese per ciascuna delle durate considerate. Da tali stime è necessario elaborare le curve segnalatrici di possibilità pluviometrica, cioè le formule che esprimono la precipitazione  $h$  in funzione della durata  $t$ .

Le formule più diffuse in letteratura sono le seguenti:

$$(1) h = \frac{a}{(t+b)^c} t$$

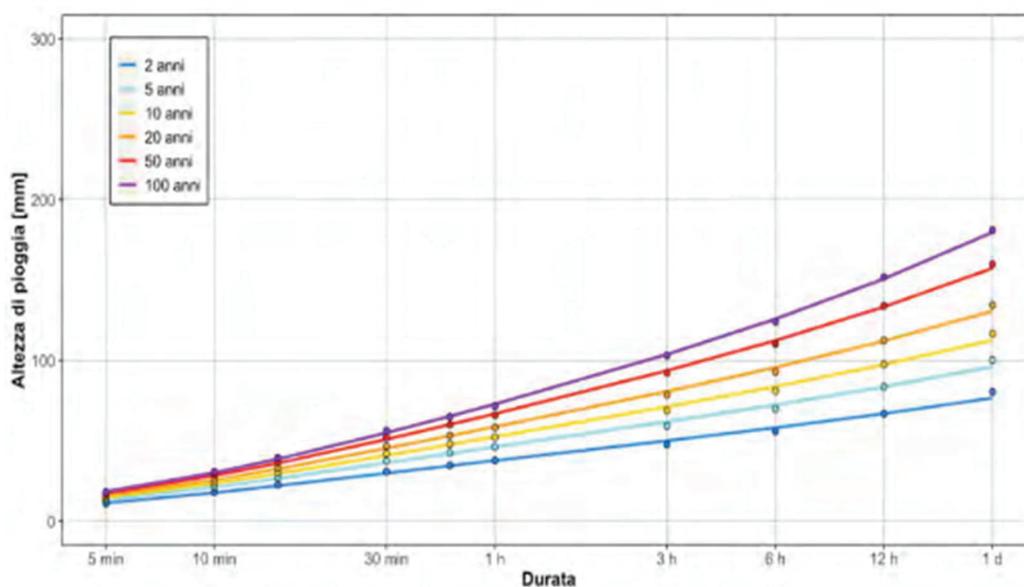
$$(2) h = a \cdot t^n$$

caratterizzate rispettivamente da 3 o 2 parametri che devono essere ottenuti per taratura.

La formula (2) non consente una buona interpolazione dei dati per tutte le durate considerate: è bene pertanto riferirsi di norma all'espressione (1) con tre parametri.

#### Parametri della curva segnalatrice, sottozona omogenea 3

Tr [anni]	a	b	c
2	19.6	9.3	0.812
5	23.7	10.0	0.807
10	26.1	10.4	0.798
20	28.0	10.7	0.787
30	28.8	10.9	0.780
50	29.7	11.1	0.770
100	30.5	11.3	0.755
200	30.9	11.5	0.740



Lo ietogramma utilizzato per la presente relazione è lo ietogramma rettangolare, generalmente il più usato nei calcoli di dimensionamento e verifica di reti di fognatura bianca. La tabella seguente riporta per varie durate di pioggia l'altezza di precipitazione totale in millimetri e l'intensità di pioggia espressa in millimetri all'ora calcolate secondo gli ietogrammi rettangolari.

Tabella 2-2 - Altezza di precipitazione totale e intensità di pioggia espresse rispettivamente in millimetri e millimetri all'ora per varie durate di pioggia TR 50 anni, per la zona omogenea 3.

TEMPO DI PIOGGIA	ALTEZZA DI PRECIPITAZIONE	INTENSITÀ
minuti	millimetri	millimetri/ora
5	17.48	210
15	36.14	145
30	50.96	102
45	60.15	80
60	66.83	67
90	76.44	51
120	83.44	42
150	89.00	36
180	93.64	31

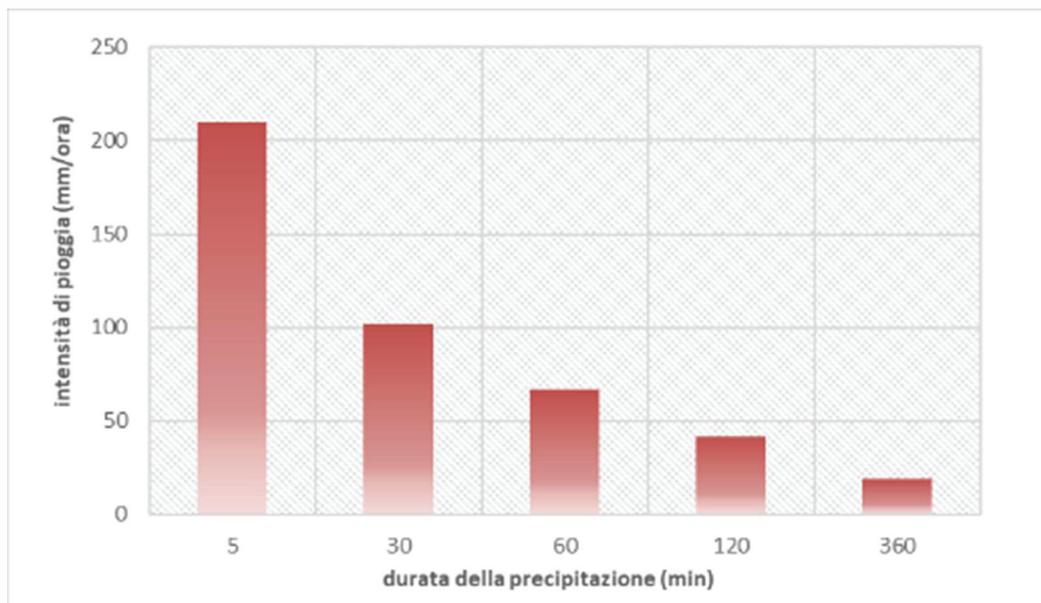


Figura 2-4 Ietogrammi rettangolari relativi a piogge di durata rispettivamente di 5, 30, 60, 120 e 360 minuti caratterizzate da un tempo di ritorno di 50 anni per la zona omogenea 3.

### 3 ANALISI DELLO STATO DI FATTO

#### 3.1 Inquadramento generale

Il lotto si presenta con una superficie di circa 27'248,00 mq coltivata a seminativo. Confina a Nord-Ovest con la SP40 (via Altinia), a Sud-Est confina con la ferrovia Mestre - Portogruaro - Casarsa. Sui lati a Nord, Sud ed Est sono presenti delle scoline di derivazione agricola.

Nei calcoli idraulici viene considerata anche un'appendici costituita da una stradina secondaria di accesso.



Figura 3.1. Rappresentazione su ortofoto dello stato di fatto (fonte: Google Maps)

Il piano campagna attuale presenta quote variabile tra circa -0.70 e -0.95 mentre le scoline hanno livellata degradante verso est..

Dal punto di vista idraulico, come è evidenziato in Figura 3.2, la scolina presente lungo il lato nord est del lotto defluisce poi verso nord e scarica le acque nella Fossa Storta tramite una tubazione provvista di clapet (Cono ottico 2). Lungo il tracciato che porta la scolina alla Fossa Storta si segnala la presenza di un manufatto che attraversa il rilevato della ferrovia Mestre-Portogruaro-Casarsa (Cono ottico 5 e Cono ottico 7) e sottopassa il vicino Collettore C.U.A.I. mediante una botte a sifone (Cono ottico 8).

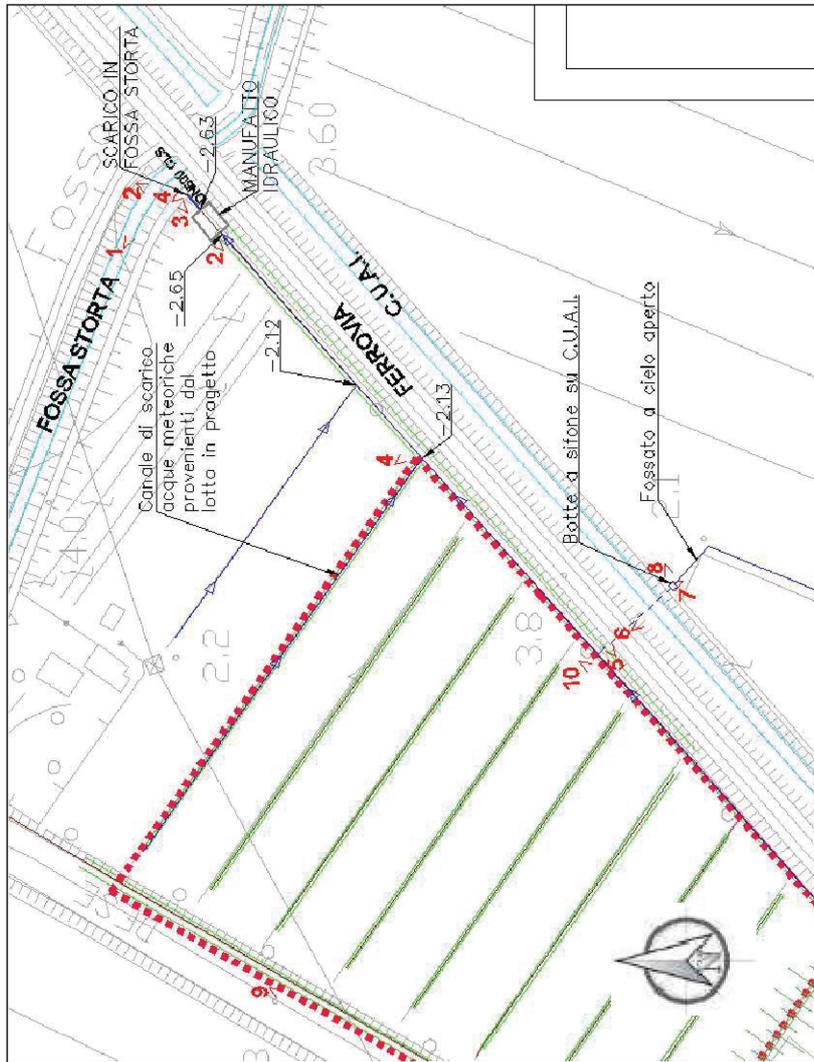


Figura 3.2. Rete idrografica superficiale e coni visuali; rappresentazione su Carta Tecnica Regionale (vedi All.06 – Percorso di scarico)



*Cono ottico 1* Fossa Storta: passaggio sotto ferrovia Mestre - Portogruaro - Casarsa



*Cono ottico 2* Scarico in Fossa Storta provvisto di clapet del fosso presente lungo il perimetro est del P. di L.



*Cono ottico 3 Confluenza del fosso presente ad Est nella Fossa Storta.*



Cono ottico 4 Confluenza della scolina presente a Nord nel fosso  
presente ad Est del P. di L.



*Cono ottico 5 Attraversamento ferroviario*



*Cono ottico 6 Canale C.U.A.I.*



*Cano ottico 7 Attraversamento ferroviario, manufatto in mattoni ad arco*



*Cano ottico 8 Botte a sifone su canale C.U.A.I.*



*Cono ottico 9 Fossato di guardia a lato di via Altinia*



*Cono ottico 10 Fossato di guardia a lato della ferrovia*

### 3.2 Valutazione del coefficiente di deflusso allo stato di fatto

Allo stato di fatto la superficie considerata si estende per 13'920mq ed è occupata completamente da area a verde adibita a uso agricolo. La superficie scolante risulta quindi completamente permeabile e presenta al suo interno scoline che permettono il deflusso delle acque superficiali all'interno dei fossati di guardia che circondano l'area.

Utilizzando i coefficienti di deflusso elencati in Tabella 3.1, è stato valutato il coefficiente di deflusso relativo alla superficie allo stato di fatto.

Tabella 3.1. Stima del coefficiente di deflusso relativo allo stato di fatto.

STATO DI FATTO		
Tipologia del suolo	superficie mq	$\phi$
impermeabile	0.00	0.9
semipermeabile	321.46	0.6
verde	13598.57	0.2
<b>Totale area</b>	<b>13920</b>	<b>0.21</b>

L'area efficace risulta essere pari a 2'912.59 mq.

## 4 ANALISI DELLO STATO DI PROGETTO

### 4.1 Descrizione del planivolumetrico generale

Il Piano di Lottizzazione prevede la realizzazione di un edificio e relativa area adibita a parcheggio (v. Figura 4.1).

Si reputa necessaria l'adozione di buoni criteri costruttivi per ridurre le superfici impermeabili. Le superfici destinate a parcheggio saranno realizzate con pavimentazione drenante o comunque semipermeabile. Infine, in fase di progettazione esecutiva si provvederà ad indagare con maggior dettaglio l'inserimento dell'intervento nell'area vasta. Si è valutata una quota di posa e un sistema di opere idrauliche atte a garantire la messa in sicurezza dal punto di vista idraulico del P. di L. in oggetto ma che allo stesso tempo non vada a compromettere l'equilibrio idraulico delle zone limitrofe.

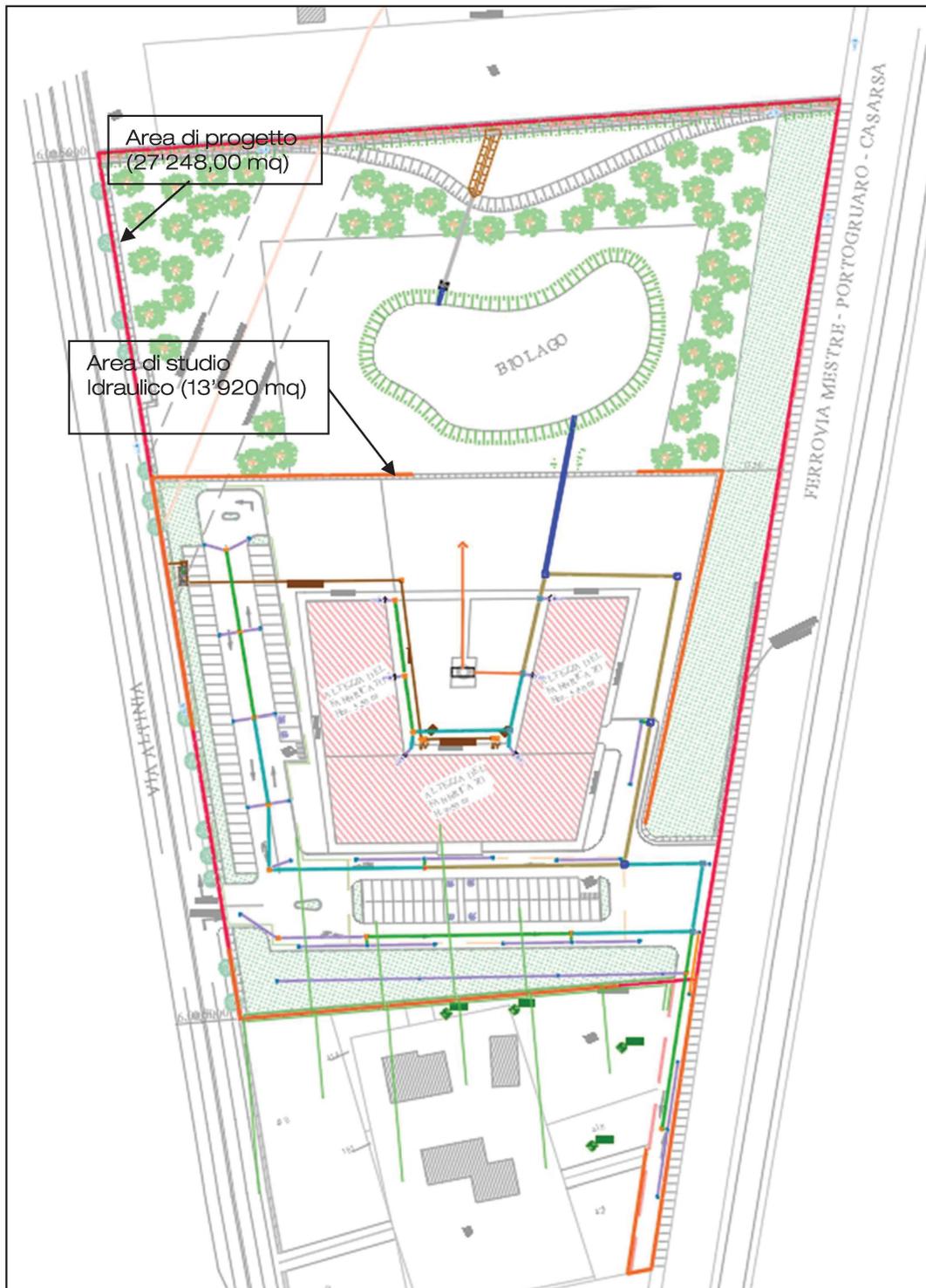


Figura 4.1. Planimetria dello stato di progetto (All.04 – Tavola della rete acque bianche e particolari costruttivi)

Il presente progetto prevede la costruzione di un lotto adibito alla produzione industriale la cui superficie totale di edificazione è di 13920 mq. L'area occupata dal sedime dell'edificio ammonta a 2'472,1 mq. L'area scoperta riguarderà invece camminamenti e

parcheggio nonché l'area a verde. L'accesso io avverrà principalmente dalla SP40 (via Altinia) mediante un ingresso che confluisce verso il parcheggio antistante l'edificio e da un accesso laterale posto a sud che collega il lotto in progetto con un lotto industriale già edificato.

Il piano campagna inerente allo stato di progetto (comprendente la sola superficie edificata analizzata di 13920 mq) subisce un innalzamento fino alla quota media di  $\pm 0,00$  m pari alle quote di asse strada di via Altinia.

La restante area a verde resterà alla quota dello stato di fatto (quote da -0,75 a -1,04 m) subendo solamente una livellazione a una quota media di -0,93 m rispetto al riferimento altimetrico.

Per quanto riguarda lo smaltimento delle acque meteoriche ricadenti sull'area in esame risulta possibile rilasciare le stesse, nell'esistente fossato a nord del lotto. Lo stesso fossato verrà ulteriormente risezionato per poter compensare il rialzo della superficie di progetto (v. Capitolo 8). Il punto di recapito nel suddetto canale (-1,98 m) sarà raggiunto mediante l'utilizzo di una condotta, appositamente dimensionata (v. Capitolo 7), in uscita dal bacino di laminazione atto a laminare le acque derivanti da eventi meteorici.

Nei pressi del fabbricato sarà posizionata una vera da pozzo (diametro interno 1,50 m) sovrastante un bacino interrato (5.00 m x 2.00 m) che attingerà acqua dalla rete dei pluviali in modo da invasare acqua da utilizzare a favore del sistema di irrigazione dell'area verde produttiva di progetto.

## 4.2 Valutazione del coefficiente di deflusso di progetto

Il P.d.L. prevede la realizzazione della superficie lorda di pavimento in una unica U.M.I. le aree al suo interno contengono la S.l.p. realizzabile e lo standard verde e parcheggio in relazione alle N.T.A. del P.R.G. e in conformità ai parametri dimensionali richiesti dallo stesso. Si tratta ovviamente dell'involuppo massimo del futuro progetto. In questa fase è stata considerata per la formazione dei deflussi la sola area interessata dalla lottizzazione.

Per il calcolo dei massimi volumi da rendere disponibili per l'invaso delle maggiori portate generate dall'incremento di impermeabilizzazione del suolo, si è fatto riferimento alle metodologie di calcolo riportate nel paragrafo successivo mediante il coefficiente di afflusso medio  $\varphi$ .

Nella suddivisione delle aree e nell'individuazione dei rispettivi coefficienti di deflusso si sono fatte le seguenti considerazioni:

- All'area occupata dal sedime dell'edificio, e comunque assimilabili a superfici impermeabili è stato attribuito un coefficiente di deflusso pari a 0,90;
- Alla superficie adibita a parcheggio auto (betonelle autobloccanti drenanti) è stato attribuito un coefficiente di deflusso pari a 0,70;
- All'area a verde è stato attribuito un coefficiente di deflusso pari a 0,20 attribuendo a queste la quasi totale permeabilità.

Ai fini della progettazione delle opere idrauliche oggetto della presente trattazione si riporta in Tabella 4.1 la valutazione del coefficiente di deflusso di progetto.

Tabella 4.1. Stima del coefficiente di deflusso relativo allo stato di progetto considerato ai fini del calcolo dei volumi di laminazione.

STATO DI PROGETTO (ai fini del calcolo dei volumi di laminazione)		
Tipologia del suolo	superficie mq	$\varphi$
Edificio (copertura)	2442,14	0,90
Impermeabile	4295,59	0,90
Semipermeabile (Betonelle autobloccanti)	1116,00	0,70
Verde	6067,16	0,20
Totale area	13'921	0,58

L'area efficace di progetto risulta essere pari a 8059 mq.

Secondo la D.G.R.V. 1322/06, rivista secondo le ordinanze commissariali, l'intervento rientra nella categoria significativa impermeabilizzazione potenziale e per il dimensionamento dei volumi di invaso impone l'utilizzo del criterio 2 "metodo delle piogge critiche".

## 5 CALCOLO DEI VOLUMI DISPONIBILI PER LA LAMINAZIONE

Nota il coefficiente di deflusso medio dell'area oggetto di studio e le curve segnalatrici di possibilità pluviometrica si sono calcolate per varie durate della precipitazione le altezze di pioggia efficaci e quindi i volumi di afflusso complessivi relativi alla superficie afferente.

In Figura 5.1 sono rappresentati i volumi affluiti alla sezione di chiusura della rete di raccolta delle acque meteoriche. La linea blu rappresenta i volumi ottenuti utilizzando curve di possibilità pluviometrica caratterizzate da un tempo di ritorno di 20 anni, la linea rossa invece rappresenta i volumi affluiti per un tempo di ritorno di 50 anni.

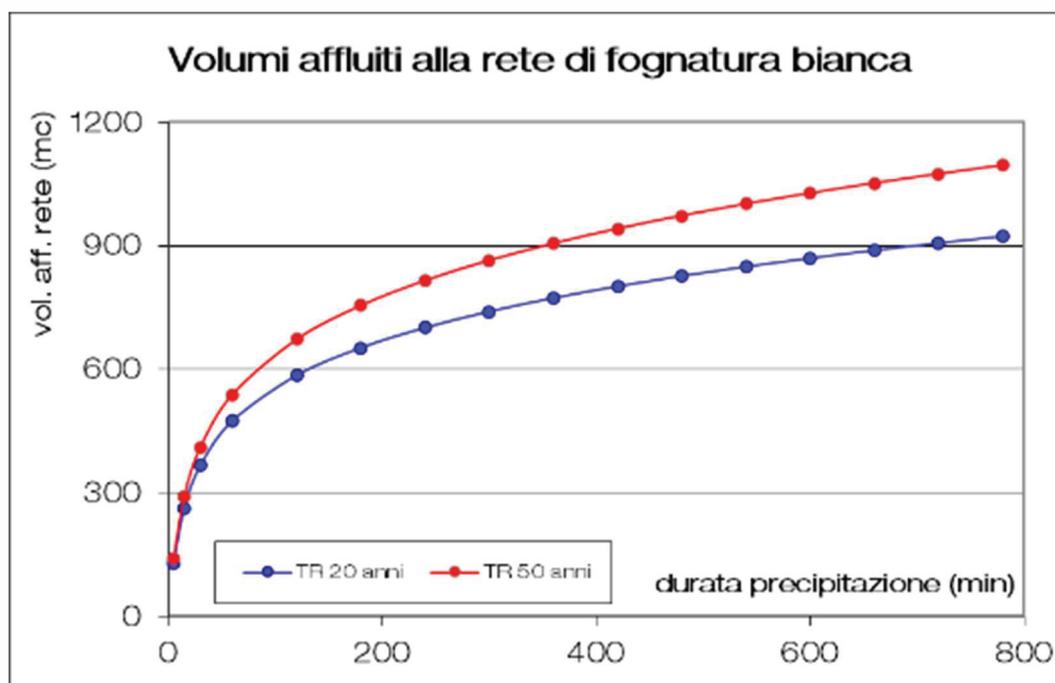


Figura 5.1. Volumi affluiti alla sezione di chiusura della rete di raccolta delle acque meteoriche per tempi di ritorno di 20 e 50 anni e per durate di pioggia crescenti da 5 minuti a 13 ore.

Al fine di non aggravare, con le opere di progetto, l'equilibrio idraulico dell'area si considera accettabile immettere alla rete idrografica una portata specifica invariata rispetto a quella che l'area scarica attualmente e pari a 10,00 l/s\*ha per un totale di 13,9 l/s.

Come già indicato nelle premesse, risulta necessario rivedere la classificazione degli interventi indicata nella D.G.R.V. 1322/06 e s.m.i. Per ogni classe d'intervento viene suggerito un criterio di dimensionamento da adottare per l'individuazione del volume d'invaso da realizzare al fine di limitare la portata scaricata ai ricettori finali (fognature bianche o miste, corpi idrici superficiali).

Nel caso specifico ricadiamo nella classe di significativa impermeabilizzazione potenziale, dove, per la determinazione del volume da invasare, sarà adottato il metodo delle piogge critiche.

Ipotizzando cautelativamente di scaricare una tale portata si possono calcolare, tramite l'equazione seguente, i massimi volumi di invaso relativi ad una determinata durata  $t$  della precipitazione.

$$W_i = W_e - W_u = S \cdot \varphi \cdot \left[ \frac{a}{(t+b)^c} \cdot t \right] - Q_u \cdot t$$

dove:

$W_i$  è il volume di invaso;

$W_e$  è il volume in ingresso;

$W_u$  è il volume in uscita;

$S$  è la superficie scolante;

$\varphi$  è il coefficiente di deflusso medio dell'area;

$t$  è la durata della precipitazione.

La durata critica, ossia la durata per la quale si ha il massimo volume di invaso da rendere disponibile, si ottiene ponendo nulla la derivata prima, in funzione del tempo, dell'equazione sopra riportata.

Si ottiene dunque:

$$t = \sqrt[c]{\frac{Q_u}{S \cdot \varphi \cdot a \cdot \left[ -\frac{c \cdot t}{t+b} + 1 \right]}} - b$$

che, a convergenza, porta a determinare:

$$t_{critico} = \sqrt[c]{\frac{Q_u}{S \cdot \varphi \cdot a \cdot \left[ -\frac{c \cdot t_{critico}}{t_{critico} + b} + 1 \right]}} - b$$

e conseguentemente:

$$W_i = W_e - W_u = S \cdot \varphi \cdot \left[ \frac{a}{(t_{critico} + b)^c} \cdot t_{critico} \right] - Q_u \cdot t_{critico}$$

L'applicazione di tale metodo, trascurando il processo di trasformazione afflussi - deflussi che avviene nel bacino scolante, comporta una sopravvalutazione delle portate di piena in ingresso alla rete e conseguentemente dei volumi in invaso.

L'applicazione delle equazioni sopra riportate al caso studio ha portato ad individuare:

portata consentita allo scarico	$Q = 13,9 \text{ l/s}$
durata critica	$t = 4,34 \text{ ore}$
massimo volume di invaso	$V = 615,5 \text{ mc}$
volume di invaso specifico	$v = 442,15 \text{ mc/ha}$

In Tabella 5.1 è riportato il calcolo dei volumi di invaso per diverse durate di precipitazione ed evidenzia che il volume massimo si ha proprio in corrispondenza di durate pari a **4,28 ore**.

Tabella 5.1. Volumi di invaso in funzione della durata di pioggia

tp		h	Vol in	Vol out	Vol inv	Vol spc
min	ore	mm	mc	mc	mc	mc/ha
15	0,25	36,14	291	13	279	200
30	0,50	50,96	411	25	386	277
45	0,75	60,15	485	38	447	321
60	1,00	66,83	539	50	488	351
90	1,50	76,44	616	75	541	389
120	2,00	83,44	672	100	572	411
180	3,00	93,64	755	150	604	434
240	4,00	101,18	815	200	615	442
<b>257</b>	<b>4,29</b>	<b>103,06</b>	<b>830</b>	<b>215</b>	<b>616</b>	<b>442</b>
300	5,00	107,24	864	251	614	441
360	6,00	112,34	905	301	605	434
420	7,00	116,78	941	351	590	424

## 6 INDIVIDUAZIONE DEI VOLUMI DI LAMINAZIONE

I volumi necessari alla laminazione, pari a 616 mc, verranno individuati in un bacino di laminazione.

### 6.1 Bacino di invaso a cielo aperto

L'opera di laminazione sarà realizzata all'interno dell'area a verde posta a nord-ovest del lotto che subirà l'innalzamento del p.c.. L'intero sistema sarà controllato da un manufatto di regolazione collocato prima dello scarico nel fosso presente lungo il perimetro nord dell'area indicata.

In accordo con quanto prescritto dal già citato parere Pos. N. 2249/DD POS 765/2021 rilasciato in data 16 febbraio 2022, la geometria del sistema di invaso rispetterà comunque il volume di invaso minimo pari a 682,05 mc; livello di invaso è fissato a -1,58 m e per un tirante di 0,40 m (rispettando così un franco idraulico di 0,65 m).

In Tabella 6.1 vengono riportate le geometrie di progetto del bacino a cielo aperto.

Tabella 6.1. Dimensionamento del volume afferente al bacino di invaso a cielo aperto.

BACINO DI LAMINAZIONE		
Volume minimo da invasare	615.50	mc
Area bacino su piano campagna	2159.26	mq
Scarpa O/V	3.00	
Franco di sicurezza su bacino	0.65	m
Quota media piano campagna bacino	-0.93	m
tirante h	0.40	m
Area fittizia di calcolo a metà tirante	1705.13	mq
<b>Volume invasato</b>	<b>682.05</b>	<b>mc</b>
Quota minimo invaso	-1.98	m
Quota massimo invaso	-1.58	m

Il sistema di captazione colleterà al bacino tramite una condotta principale di diametro 800 mm; il collegamento tra manufatto di laminazione e fossato recettore sarà di diametro 600 mm. Il condotto in uscita si andrà ad innestare con un'angolazione di circa 45° rispetto all'asse del fossato recettore in modo da favorire l'immissione delle acque di scarico e non gravare sulle condizioni idrauliche del canale in caso di evento meteorico eccezionale.

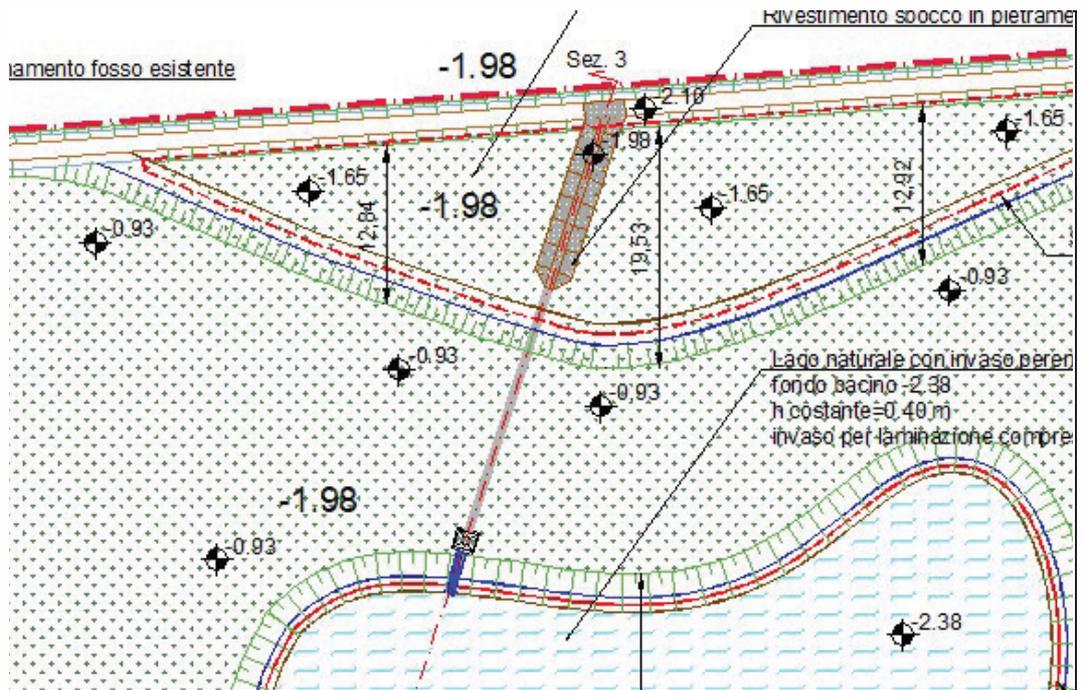


Figura 6.1. Planimetria dello stato di progetto del bacino di invaso a cielo aperto e relativo sistema di scarico acque; estratto "All. 04 - Tavola della rete acque bianche e particolari costruttivi".

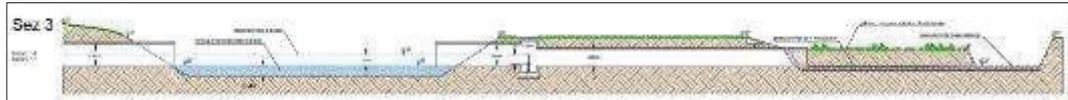


Figura 6.2. Sezione trasversale dello stato di progetto della rete di connessione al bacino di invaso; estratto "All. 04 - Tavola della rete acque bianche e particolari costruttivi".

## 7 DESCRIZIONE MANUFATTO DI LAMINAZIONE

Il manufatto di laminazione (pozzetto in c.a. 120x120 cm) sarà costituito da un setto in calcestruzzo sul quale troverà alloggio un pancone in acciaio forato sul fondo e sarà collocato a valle del bacino di laminazione.

La dimensione del foro della luce a battente è stata calcolata mediante le equazioni della foronomia  $Q = C_c \cdot A \cdot \sqrt{2gh}$  attribuendo al coefficiente di contrazione  $C_c$  un valore pari a 0,55 ed in modo da avere allo scarico una portata media nel tempo di pioggia prossima a 13,9 l/s; il diametro risultante è pari a 11 cm.

La Tabella 7.1 e la Figura 7.1 descrivono la scala delle portate del manufatto di regolazione evidenziando che per tiranti (calcolati con riferimento all'interasse del foro) inferiori a 0,34 m (corrispondente a quota -1,64 m) è attiva solo la luce a battente e permette di scaricare una portata massima di 13,89 l/s (con un coefficiente udometrico pari a 10,00 l/s\*ha) mentre per tiranti superiori a 0,34 m si attiva lo sfioratore di troppo pieno e la portata sfiorante è in grado di smaltire la portata massima generata dalla configurazione di progetto quando si verifichi un evento di precipitazione con un tempo di ritorno di 50 anni (242.49 l/s).

Tabella 7.1. Tabella riassuntiva della scala delle portate del manufatto di laminazione

tirante y (m)	luce di fondo		stramazzo		portata totale Q (l/s)
	Q (mc/s)	Q (l/s)	Q (mc/s)	Q (l/s)	
0.05	0.01	5.29	0.00	0.00	5.29
0.10	0.01	7.49	0.00	0.00	7.49
0.20	0.01	10.59	0.00	0.00	10.59
0.30	0.01	12.97	0.00	0.00	12.97
<b>0.34</b>	<b>0.01</b>	<b>13.89</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>13.89</b>
0.40	0.01	14.97	0.03	28.59	43.56
0.50	0.02	16.74	0.13	133.79	150.53
0.60	0.02	18.34	0.28	281.66	299.99
0.80	0.02	21.17	0.67	670.23	691.41
0.90	0.02	22.46	0.90	902.58	925.04
1.00	0.02	23.67	1.16	1156.91	1180.58
1.20	0.03	25.93	1.72	1724.80	1750.73
1.50	0.03	28.99	2.71	2707.32	2736.31

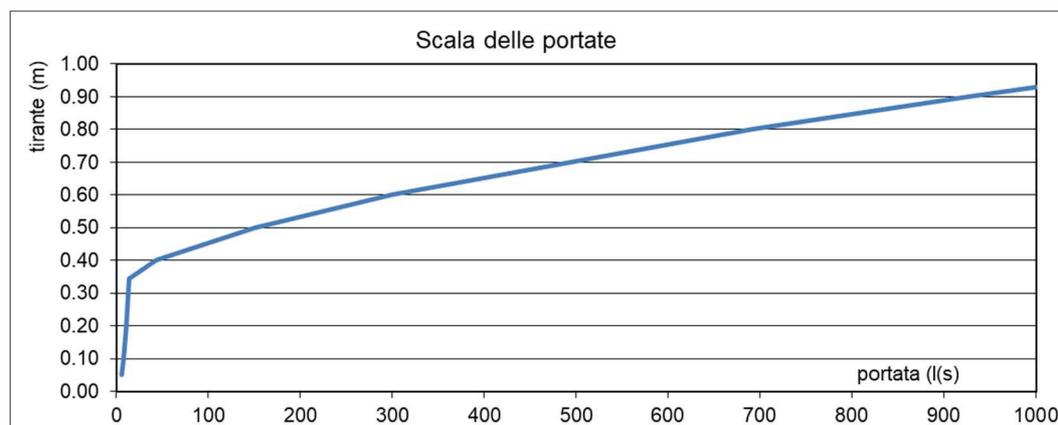


Figura 7.1. Scala delle portate scaricate dal manufatto di regolazione.

Nel caso in cui si verificassero successivi eventi di precipitazione particolarmente intensi e i volumi della rete fossero già completamente invasati, lo sfioro del manufatto di regolazione è in grado di smaltire efficientemente la portata generata con una precipitazione avente un tempo di ritorno di 50 anni.

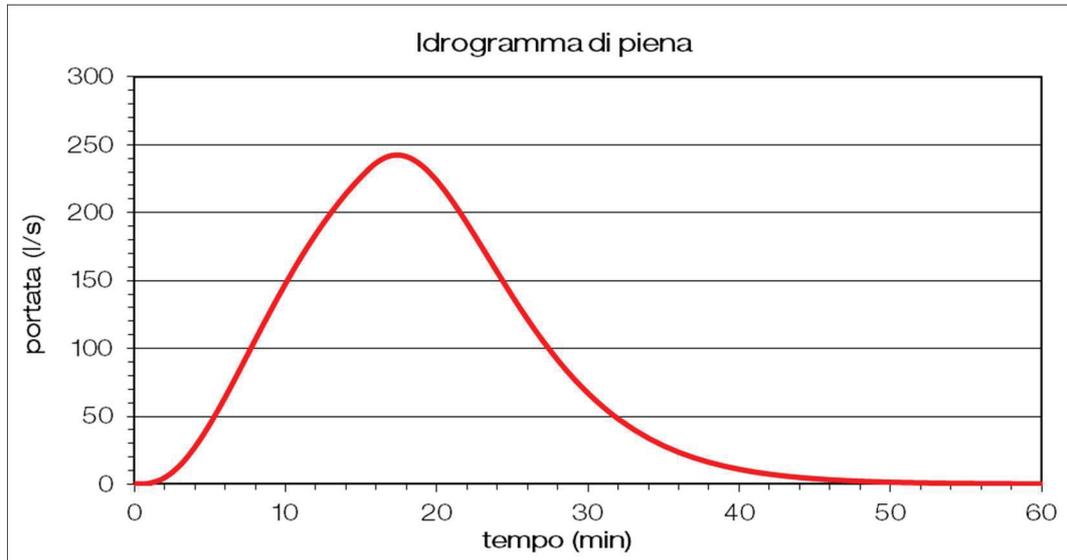


Figura 7.2. Onda di piena della configurazione di progetto per un TR50 e una durata di pioggia pari al tempo di corrivazione  $t_p = t_r = 15$  min.

Una tubazione in cls  $\varnothing$  600 mm è in grado di smaltire a moto uniforme, con un grado di riempimento pari al 95% ed una pendenza del 2,0‰, un deflusso di 306,70 l/s, di gran lunga superiore alla portata massima generata da un evento cinquantennale (242,49 l/s).

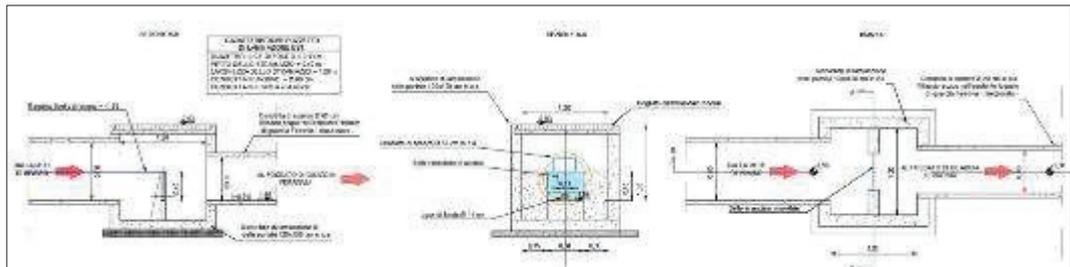


Figura 7.3. Particolare del sistema di scarico posto a valle dell'opera di invaso; estratto da "All. 04 – Tavola della rete acque bianche e particolari costruttivi".

## 8 ULTERIORI COMPENSAZIONI IDRAULICHE

Per non compromettere l'equilibrio idraulico della zona si ritiene opportuno compensare i volumi idraulici derivanti dal rialzo del piano campagna allo s.d.p. e a causa del tombamento delle scoline idrauliche presenti attualmente all'interno dell'area.

- Compensazione rialzo del p.c.

Il rialzo del piano campagna, secondo le prescrizioni impartite dal Consorzio di Bonifica Acque Risorgive ai fini dell'invarianza idraulica, deve garantire un volume compensativo nella misura dei 150 mc/ha.

Superficie intervento = 27248 mq

Superficie caratterizzata da innalzamento = 13920 mq

Sulla base dell'estensione della superficie di intervento il volume da garantire è pari a 208.80 mc.

- Compensazione interrimento scoline idrauliche

All'interno dell'area, come già precedentemente esposto al capitolo 3, sono presenti alcune scoline idrauliche (v. da Figura 8.1 a Figura 8.3) derivanti dal precedente utilizzo agricolo dell'area. Tali fossati hanno come scopo quello di far defluire verso il canale recettore le acque meteoriche nei mesi invernali e le acque irrigue nei mesi estivi.

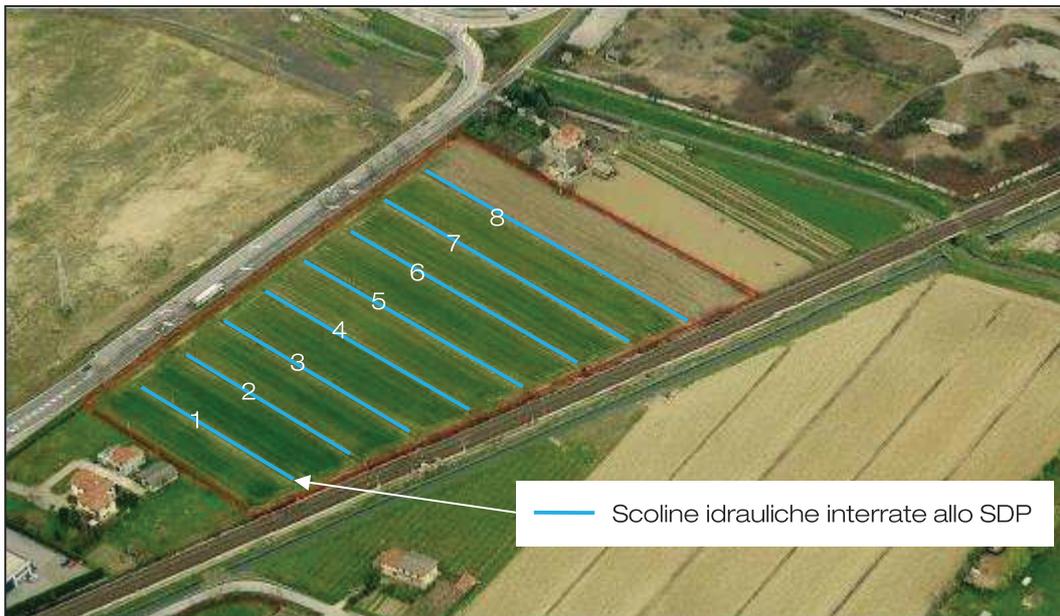


Figura 8.1. Rappresentazione delle scoline idrauliche computate per il calcolo dei volumi



Figura 8.2. Scolina idraulica numero 4



Figura 8.3. Scolina idraulica numero 6

A causa della nuova lottizzazione tali fossati saranno completamente interrati (ad eccezione del numero 8 (v. Figura 8.4) che verrà risagomato per contenere i volumi di compensazione).



Figura 8.4. Scolina idraulica numero 8

Tabella 8.1. Calcolo compensazione scoline idrauliche interrate

ID scolina	Sez.1	Sez.2	$A_{med}$ [mq]	L [m]	V [mc]
1	0.234	0.526	0.38	85.75	32.59
2	0.372	0.359	0.37	90.33	33.02
3	0.273	0.365	0.32	98.00	31.26
4	0.322	0.825	0.57	106.34	60.99
5	0.310	0.380	0.35	114.70	39.57
6	0.220	0.500	0.36	118.00	42.48
7	0.290	0.560	0.43	130.00	55.25
8	0.280	0.540	0.41	137.00	56.17
<b>Vtot [mc]</b>					<b>351.32</b>

- Recupero volumi

I volumi necessari ( $208.80+351.32=560.12$ ) saranno recuperati mediante la risagomatura della scolina posta lungo il confine nord del lotto in esame tramite la realizzazione di una golena di espansione in fregio ad essa.

Le caratteristiche del fossato di compensazione sono elencate nella seguente tabella:

FOSSATO DI COMPENSAZIONE	
lunghezza [m]	168
pendenza longitudinale media	0.001
larghezza fondo [m]	1.30
scarpa O/V	1
quota fondo di valle	-2.13
quota pc valle	-0.93
quota massimo invaso	-1.30
profondità di valle [m]	1.20
larghezza di valle al pc [m]	3.7
tirante di valle [m]	0.83
tirante medio [m]	0.75
B liquida media [m]	2.79
sezione media [mq]	1.53
volume di invaso [mc]	256.42

I restanti volumi saranno ricavati tramite golena di espansione:

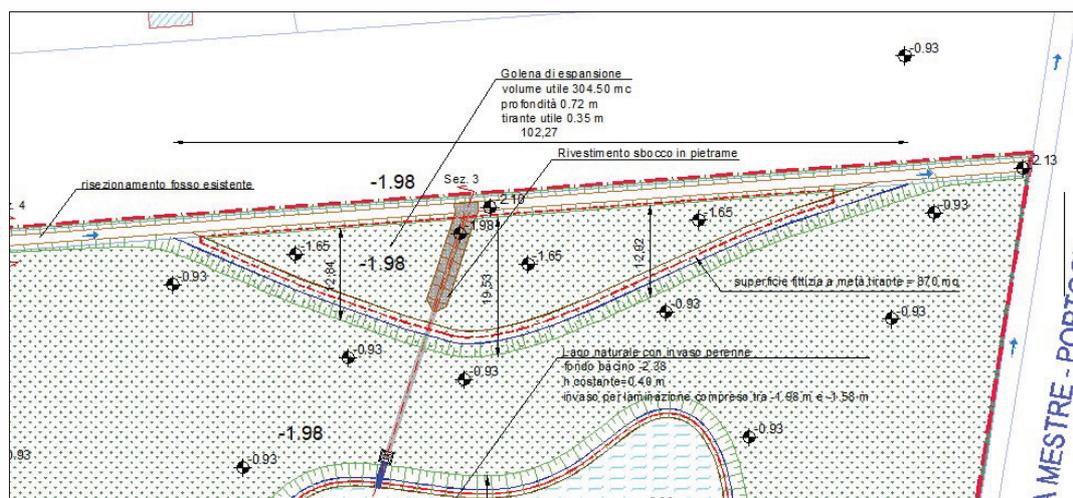


Figura 8.5 Area golendale per recupero dei volumi persi a causa dell'interramento scoline; estratto "All. 04 – Tavola della rete acque bianche e particolari costruttivi".

L'area avrà una forma naturalistica per potersi meglio inserire nel contesto e avrà le dimensioni esposte in Tabella 8.2.

Tabella 8.2. Caratteristiche area golenale di compensazione

GOLENA DI ESPANSIONE		
Area golena al piano campagna	1185.00	mq
Scarpa O/V	5.00	
Franco di sicurezza su bacino	0.37	m
Quota media piano campagna bacino	-0.93	m
tirante h	0.35	m
Area fittizia di calcolo a metà tirante	870.00	mq
<b>Volume invasato</b>	<b>304.50</b>	<b>mc</b>
Quota fondo bacino	-1.65	m
Quota massimo invasato	-1.30	m

Il volume di invasato complessivo tra fossato e golena ammonta a 560.90 mc.

## 9 PERCORSO DI SCARICO

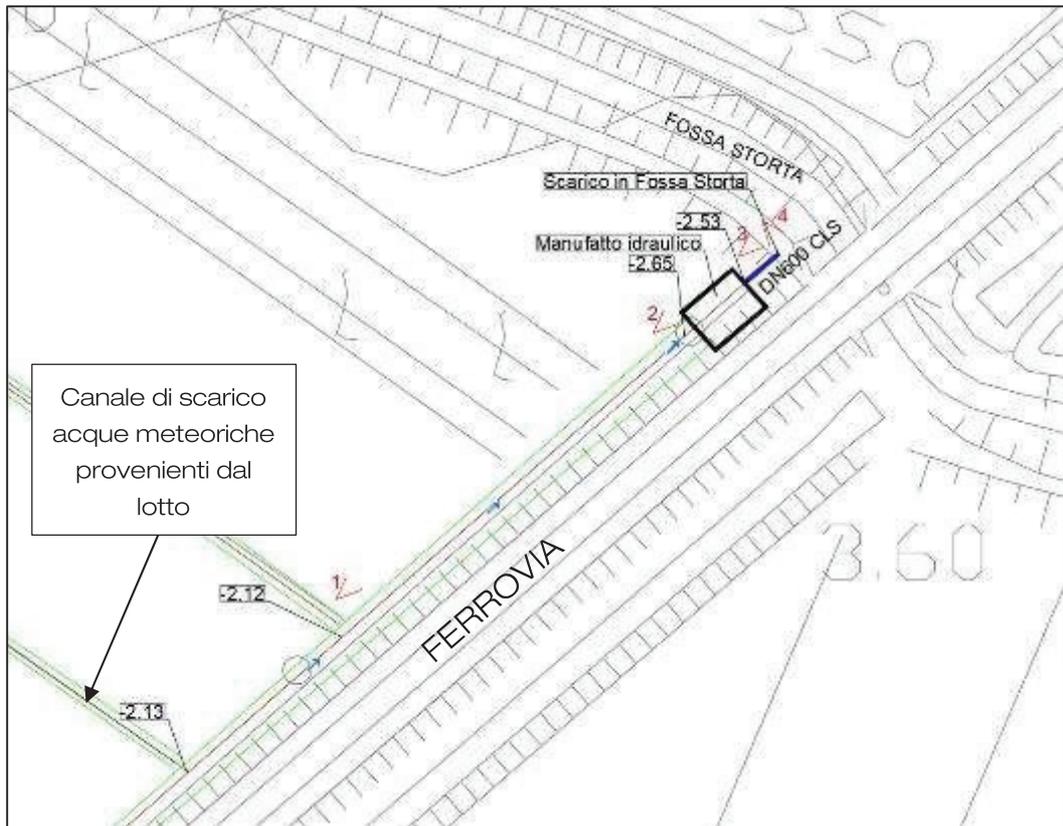


Figura 9.1. Percorso di scarico verso Fossa Storta con coni di visualizzazione (vedi All.06 Percorso di scarico)

Da Figura 9.1 è possibile visionare in maniera schematica come le acque meteoriche provenienti dal lotto in progetto, vengano scaricate in maniera naturale all'interno del fossato che corre parallelo alla ferrovia (v. Figura 9.2). Una volta giunte all'intersezione con il canale Fossa Storta (v. Figura 9.3) vengono recepite da un manufatto idraulico che provvede allo scarico all'interno del canale mediante un condotto in cls DN600.

Le acque sono poi scaricate in prossimità dell'attraversamento della ferrovia Mestre - Portogruaro - Casarsa al di sopra della Fossa Storta (v. Figura 9.4, Figura 9.5).



Figura 9.2. Immagine numero 1

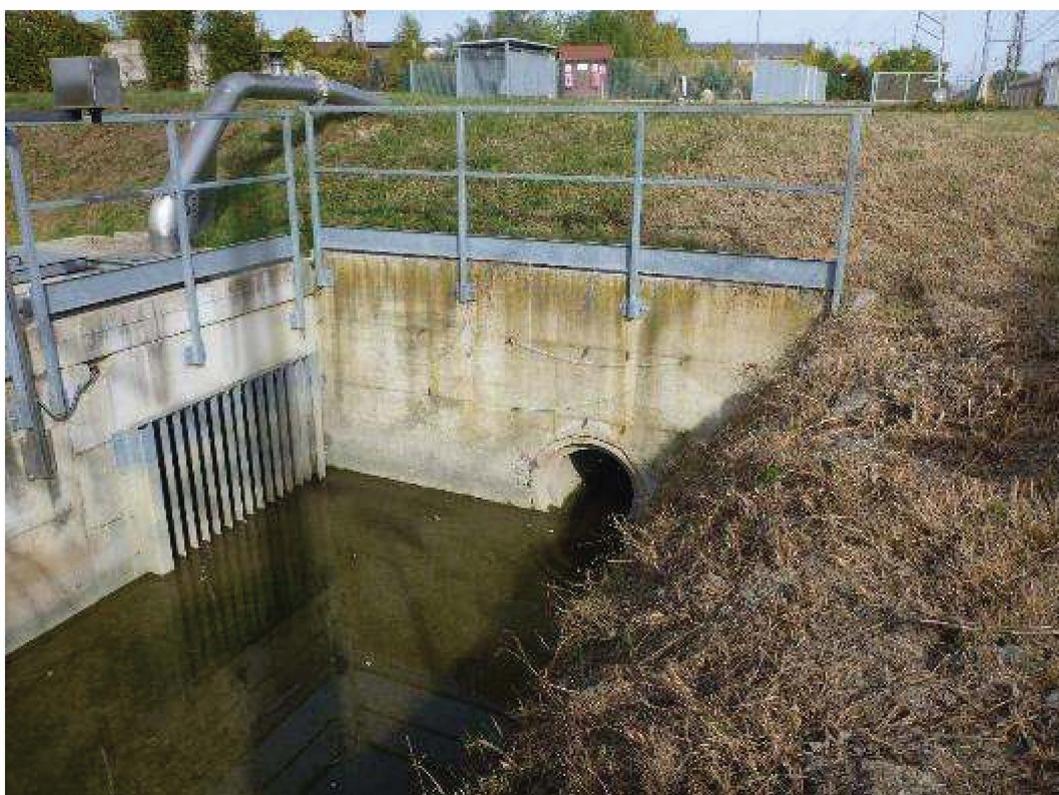


Figura 9.3. Immagine numero 2



Figura 9.4. Immagine numero 3



Figura 9.5. Immagine numero 4

## 10 RETE DI COLLETTAMENTO

### 10.1 Dimensionamento rete a terra

Il calcolo alla base della progettazione, per la definizione dei diametri delle condotte che andranno a costituire la rete delle acque bianche, è stato eseguito utilizzando il metodo cinematico.

Il metodo cinematico permette di calcolare la massima portata di acque meteoriche in funzione del sottobacino sotteso e di stabilire pertanto le caratteristiche geometriche della rete in progetto.

Propedeutica all'applicazione del metodo stesso (oltre che alla successiva modellazione dell'ambito, che sarà illustrata nei paragrafi successivi) è la suddivisione dell'area di intervento in sottobacini, ciascuno dei quali è afferente ad un tratto della rete oggetto di progettazione. Tale definizione è legata in particolar modo al piano quotato di progetto dell'ambito, che permette la definizione delle principali direzioni di drenaggio e l'individuazione di eventuali barriere al deflusso.

Vengono calcolate le seguenti grandezze:

$\varphi$  = coefficiente di afflusso ponderato;

$S_{tot}$  [ha] = area scolante totale;

$L$  [m] = lunghezza del tratto;

$D$  [m] = diametro della condotta, imposto per tentativi;

$i$  [m/m] = pendenza del tratto considerato, imposta per tentativi o vincolato dalle quote di scorrimento delle condotte esistenti;

$K_s$  [ $m^{1/3}s^{-1}$ ] = coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler (per tubazioni in materiali plastici si pone pari a 95 mentre per tubazioni in cemento armato pari a 80);

$R$  [m] = raggio idraulico, per una tubazione circolare completamente riempita si ha  $R = \frac{D}{4}$ ;

$V_p$  [m/s] = velocità a sezione piena, calcolata con la formula di Gauckler-Strickler:  $V_p = K_s R^{2/3} i^{1/2}$

$Q_p$  [l/s] = portata a sezione piena,  $Q_p = V_p \pi \left(\frac{D}{2}\right)^2$ ;

$i_c$  [mm/ora] = intensità dell'evento pluviometrico di durata pari al  $T_c$ :  $i_c = a' T_c^{n'-1}$ ;

$Q_b$  [l/s] = massima portata bianca, derivante dai soli eventi meteorici:  $Q_b = \varphi i S_{tot}$ .

Il confronto viene fatto tra la portata derivante dagli eventi meteorici e la portata convogliabile dalla condotta, le cui variabili dipendenti sono il diametro e la pendenza.

Il coefficiente d'afflusso è stato calcolato come media ponderata dei coefficienti di afflusso di ogni singola area componente con diversa destinazione d'uso (verde, copertura, parcheggio drenante, strade e piazzali) secondo la seguente relazione:

$$\varphi_{areaj} = \frac{\sum_i S_i \varphi_i}{\sum_i S_i}$$

con:

- $S_i$  = area della i-esima zona omogenea dal punto di vista dell'uso del suolo;
- $\varphi_i$  = coefficiente di deflusso relativo alla zona i-esima.

Il tempo di corrivazione è stato calcolato come somma del tempo di accesso alla rete  $t_a$  (assunto pari a 5 minuti, da letteratura vedi "Fognature" di L. Da Deppo e C. Datei) e del tempo in rete  $t_r$  calcolato con l'equazione (Becciu, Mambretti e Paoletti, 1997):

$$t_r = \frac{L}{1,5 \cdot V}$$

dove:

- $t_r$  = tempo di rete in secondi;
- $L$  = lunghezza della rete in metri;
- $V$  = velocità media nella rete.

## 10.2 Verifiche idrauliche

### Rapporto $Q_b/Q_p$

La prima verifica da effettuare è accertarsi che il rapporto tra la portata di progetto ( $Q_p$ ) e la portata a sezione piena ( $Q_b$ ) di ogni tratto sia inferiore a 1. Se ciò è verificato si può procedere con le altre verifiche.

$$\frac{Q_p}{Q_b} < 1 \quad (\text{verifica di partenza})$$

### Percentuale di riempimento ottimale

Affinché sia garantito un funzionamento ottimale della condotta è stato dimostrato che il valore del rapporto tra tirante idrico ( $h$ ) e diametro della condotta ( $D$ ) deve mantenersi attorno a 0.7. Ciò assicura la presenza di un franco libero per l'aerazione della condotta che, nel caso dell'instaurarsi di un moto ondoso, evita eventuali occlusioni momentanee della condotta stessa. Pertanto:

$$\frac{h}{D} \cong 0.7 \quad (1^\circ \text{ verifica})$$

### Velocità massima

La velocità massima raggiunta dal fluido all'interno della condotta non può superare i 4 m/s. Si considera il valore assunto dal rapporto  $Q_p/Q_b$  nei vari tratti e si interpola, nella scala di deflusso numerica, il corrispondente valore di  $V_p/V_b$  che, moltiplicato per la velocità a sezione piena  $v_b$ , fornisce la velocità massima raggiungibile del flusso all'interno della condotta. Se questa velocità risulta inferiore a 4 m/s la verifica è soddisfatta altrimenti dovranno essere modificati i valori del diametro e/o della pendenza del tratto.

$$V_{\max} < 4 \text{ m/s} \quad (2^\circ \text{ verifica})$$

### Verifica delle condotte

La verifica viene effettuata prendendo in considerazione precipitazione con durata inferiore all'ora (scrosci) e tempo di ritorno pari a 10 anni; per il Comune di Venezia, che

risulta incluso all'interno dell'area omogenea denominata "Sottozona omogenea 3", i parametri della curva segnalatrice di possibilità pluviometrica necessari per il calcolo degli afflussi meteorici di progetto sono stati presi pari a:

$$a = 73,20$$

$$n = 0,603$$

In Tabella 10.1 sono riportate le verifiche della rete effettuate con il modello cinematico.

Tabella 10.1. Verifica con metodo cinematico delle condotte di progetto.

Tratto in esame	$S_{verde}$ mq	$S_{semip}$ mq	$S_{impem}$ mq	$\phi_{pond}$	L m	D mm	$K_s$ $m^{1/3}s^{-1}$	$V_p$ m/s	$T_o$ min	$i_{Gumbel}$ mm/h	$Q_b$ l/s	h/d
C1a-C1b	190,50	92,90	266,60	0,62	18	315	95	0,75	5,27	192,35	18	0,41
C1b-C1	310,30	292,90	493,10	0,65	20	315	95	0,75	5,56	188,21	37	0,62
C1-C2a	420,40	494,90	731,70	0,66	20	400	95	0,88	5,82	184,92	56	0,54
C1 - C2	600,10	596,50	985,60	0,65	14	400	95	0,88	5,99	182,74	72	0,63
C2 - C3	655,92	596,50	1146,31	0,66	35	400	95	0,88	6,43	177,71	78	0,67
C3 - A5	655,92	838,00	1517,29	0,69	45	500	80	0,89	6,98	171,95	100	0,53
B1 - B2	45,51	0,00	84,25	0,65	19	250	95	0,64	5,82	184,93	4	0,26
B2 - B3	55,81	385,25	418,86	0,76	46	315	95	0,75	6,49	177,01	32	0,57
B3 -A3	65,89	832,68	696,53	0,77	27	400	95	0,88	6,83	173,48	59	0,55
A1 - A2	26,45	0,00	254,26	0,83	35	315	95	0,75	5,53	188,61	12	0,33
A2 - A3	696,47	0,00	254,26	0,39	9	315	95	0,75	8,30	160,60	16	0,38
A3 - A4	781,06	832,68	1151,86	0,64	15	400	95	0,88	8,49	159,16	79	0,67
A4 - A 5	793,90	832,68	1316,43	0,65	17	400	95	0,88	8,70	157,59	84	0,71
A5 - A6	1461,84	1670,68	3225,67	0,69	32	600	80	1,01	9,06	155,11	188	0,59
A6- A7	1605,54	1670,68	3496,87	0,68	33	600	80	1,01	9,42	152,68	197	0,60
A7 - A8	1605,54	1670,68	3496,87	0,68	29	600	80	1,01	9,74	150,66	194	0,60

Tabella 10.2. Verifica con metodo cinematico delle condotte della rete pluviale di progetto.

Tratto in esame	$S_{verde}$ mq	$S_{semip}$ mq	$S_{impem}$ mq	$\phi_{pond}$	L m	D mm	$K_s$ $m^{1/3}s^{-1}$	$V_p$ m/s	$T_o$ min	$i_{Gumbel}$ mm/h	$Q_b$ l/s	h/d
P1 - P2	0,00	0,00	329,86	0,90	17	315	95	0,75	5,25	192,59	16	0,37
P2 - P3	0,00	0,00	740,74	0,90	12	315	95	0,75	5,43	190,04	35	0,60
P3 - P4	0,00	0,00	1243,06	0,90	21	400	95	0,88	5,70	186,42	58	0,55
P4 - P5	0,00	0,00	1744,06	0,90	12	400	95	0,88	5,86	184,42	80	0,68
P5 - P6	0,00	0,00	2151,03	0,90	17	500	80	0,89	6,07	181,85	98	0,53
P6 - A8	0,00	0,00	2471,55	0,90	5	500	80	0,89	6,13	181,11	112	0,57

Infine, si dimensiona il condotto nel tratto finale che collega la rete delle acque meteoriche e dei pluviali al bacino di laminazione:

Tabella 10.3. Verifica con metodo cinematico della condotta finale della rete di progetto.

Tratto in esame	$S_{verde}$ mq	$S_{sempio}$ mq	$S_{inpeerm}$ mq	$\phi_{pond}$	L m	D mm	$K_s$ $m^{1/3}s^{-1}$	$V_p$ m/s	$T_c$ min	$I_{cambial}$ mm/h	$Q_b$ l/s	h/d
A8 - BACINO	1605,54	1670,68	6288,94	0,75	33	800	80	1,22	10,05	148,84	296	0,48

### 10.3 Dimensionamento pluviali

Per la verifica idraulica della copertura si considera un'intensità di precipitazione cautelativa di 200 mm/h, in accordo con la buona pratica progettuale dei sistemi pluviali (Libro "Fognature" Luigi Da Deppo e Claudio Datei Dipartimento di ingegneria idraulica Università degli Studi di Padova).

In Tabella 10.4 si riportano i calcoli effettuati per la determinazione della portata di progetto. La portata totale afferente alla singola falda viene divisa per il numero dei pluviali previsti per trovare la portata di progetto per il singolo scarico.

Tabella 10.4. Calcolo portate massime generabili in copertura e per ciascun punto di scarico.

Copertura	intensità di pioggia [mm/h]	coeff. $\phi$	superficie della falda [mq]	portata totale [l/s]	pluviali previsti sulla falda	portata per singolo pluviale [l/s]
Falda Ovest	200	1.0	1243.13	69.1	3	23.02
Falda Est	200	1.0	1229.01	68.3	3	22.76

La norma UNI EN 12056-3 tramite le equazioni di Wylie-Eaton permette di stabilire il diametro del pluviale per uno scarico verticale come funzione della portata generata sulla falda afferente.

$$Q_{RWP} = 2,5 \cdot 10^{-4} \cdot k_b^{-0,167} \cdot d^{2,667} \cdot f^{1,667}$$

dove:

- $Q_{RWP}$  è la capacità del pluviale, in litri al secondo (l/s);
- $k_b$  è la scabrezza del pluviale, in millimetri (considerata 0,25 mm);
- $d$  è il diametro interno del pluviale, in millimetri (mm);
- $f$  è il grado di riempimento, definito come proporzione della sezione trasversale riempita d'acqua, adimensionale.

Tabella 10.5. Tabella riassuntiva caratteristiche pluviali

diámetro esterno $D_e$ [mm]	diámetro interno $D_i$ [mm]	capacità di portata $Q_{rwp}$ [l/s] 20%	capacità di portata $Q_{rwp}$ [l/s] 33%
160	150.6	13.9	31.9

La portata massima generabile sulle coperture analizzate, nell'ipotesi cautelativa di intensità pari a 200 mm/h, è in linea con la potenzialità di scarico dei pluviali previsti di diametro 160 mm, considerando un grado di riempimento pari al 33% come suggerito dalla normativa.

I pluviali confluiscono in un pozzetto in calcestruzzo prefabbricato per la dissipazione del getto prima del convogliamento nella linea di terra.

Per evitare sovraccarichi idraulici della rete di collettamento a terra, i pozzetti al piede dei pluviali saranno dotati di griglia superiore anziché di chiusino in modo tale da sfogare il surplus di portata e pressione in occasione degli eventi meteorici estremi.

## 11 RETE DI SMALTIMENTO ACQUE REFLUE

### 11.1 Destinazioni d'uso previste

I reflui provenienti dal fabbricato di progetto (v. Figura 11.1) saranno costituiti esclusivamente da quelli provenienti dai servizi igienici e saranno quindi assimilabili ai reflui civili; i soli reflui provenienti dai lavandini saranno preventivamente trattati mediante un sistema di “desaponificazione” (separatore di schiume), come esposto in Figura 11.2.

Le acque provenienti dalla rete di acque nere verranno successivamente scaricate all'interno di un fossato di guardia presente a ovest del lotto e pertanto dovranno essere trattate mediante un “impianto biologico di ossidazione totale” adeguatamente dimensionato ipotizzando un numero di 50 individui insediabili, stimando quindi un numero di abitanti equivalenti pari a 20.

Nessuna acqua di origine meteorica proveniente dal lotto verrà scaricata all'interno della rete fognaria delle acque reflue, in modo da non modificarne il carico computato rischiando così di modificare le operazioni di trattamento previste.

### 11.2 Recapito delle portate raccolte

Come già anticipato, la rete delle acque nere a servizio del lotto sarà fatta confluire all'interno del canale di guardia che corre parallelamente alla SP40 (via Altinia).

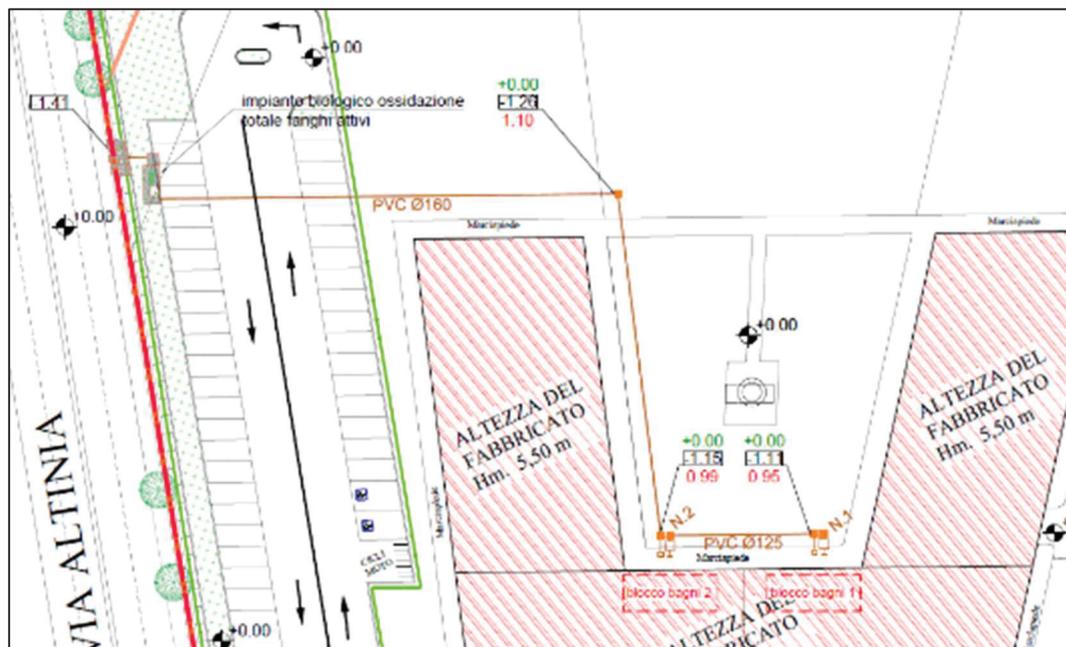


Figura 11.1. Rappresentazione planimetrica della rete acque reflue; estratto da “All. 05 – Tavola della rete acque nere e particolari costruttivi”.

### 11.3 Stima del carico fognario mediante calcolo portata probabile

Per il dimensionamento della rete acque nere di progetto sono state seguite le seguenti considerazioni progettuali: considerata una sezione di un collettore, la massima portata che può essere scaricata da monte dipende dal numero degli apparecchi presumibilmente in funzione in contemporanea, con riferimento anche alla destinazione d'uso del fabbricato. Detta  $Q_t$  la portata totale degli apparecchi allacciati a monte della sezione considerata, la portata probabile  $Q_p$  è data dalla relazione sperimentale:

$$Q_p = K_r \sqrt{Q_t}$$

essendo  $K_r$  un coefficiente di riduzione assunto pari a 0.5 per uffici, caratterizzati da portate scaricate variabili ma di breve durata.

Tabella 11.1. Valori della portata scaricata da apparecchi idrosanitari ad uso civile

Tipo di apparecchi idrosanitari	Portata di scarico Q in l/s
Lavamani, lavabo	0.50
w.c.	2.50

La rete acque nere riceve il carico fognario indicato in Tabella 11.2; questo è ricavato mediante il conteggio degli apparecchi idrosanitari afferenti ad ogni nodo della rete e associando ad ogni tipologia di apparecchio la relativa portata di scarico, ottenendo dapprima la portata totale e successivamente, sulla base della sopra richiamata relazione sperimentale, la portata probabile  $Q_p$ .

L'impianto, rappresentato in Figura 11.2 sarà composto da due colonne di carico: una che raccoglie le acque dei lavandini e lavabi, a cui sarà collegato un separatore di schiuma, e una che raccoglie le acque provenienti dai WC.

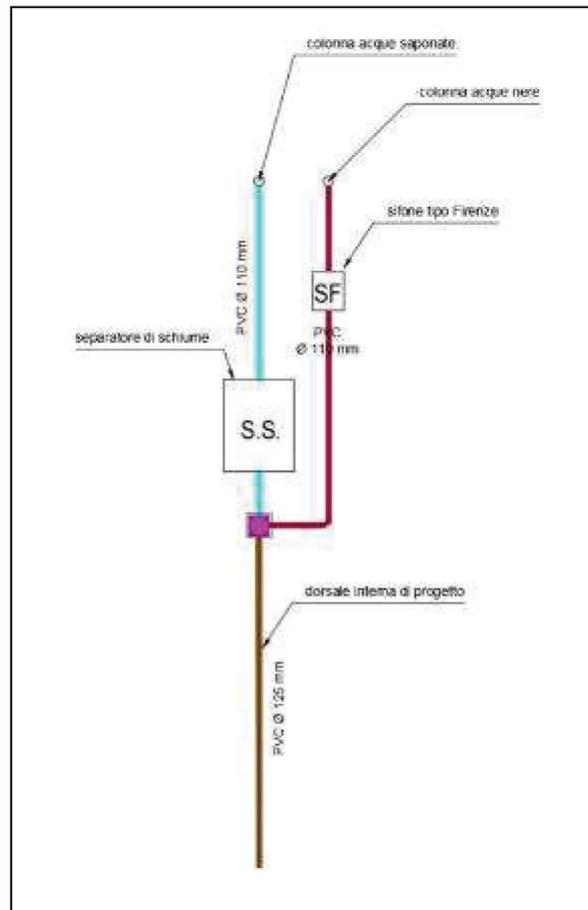


Figura 11.2. Rappresentazione schema rete acque nere

Tabella 11.2. Determinazione della portata probabile  $Q_p$  immessa nella rete acque nere

Nodo	tipo	num	q spec	Portata totale	Portata probabile
			(l/s)	$Q_t$ (l/s)	$Q_p$ (l/s)
N1	wc	8	2.5	20	2.2
	lavandini	8	0.5	4	1.0
N2	wc	8	2.5	20	2.2
	lavandini	8	0.5	4	1.0

Applicando il metodo della contemporaneità ad ogni sezione del collettore, in funzione delle portate probabili calcolate è stato infine dimensionato il diametro delle tubazioni in PVC verificando che le velocità e il rapporto di riempimento della dorsale assumano valori accettabili.

Nello specifico, per la rete di scarico in esame è necessaria la posa di condotti in PVC con livelletta dello 0,3 % e velocità raggiunte sono prossime a 0.60 m/s.

Nella tabella seguente vengono riportate le verifiche effettuate per il dimensionamento delle condotte di scarico delle acque nere.

Tabella 11.3. Valori di portata probabile relativi alla rete di acque nere.

Tratto condotta	Portata nera totale	Portata nera probabile	Diametro ipotizzato	Pendenza	Scabrezza	Velocità a sezione piena	Portata a sezione piena	Rapporto tra le portate	Rapporto tra le velocità	Percentuale di riempimento	Velocità per Qmax
	Qt l/sec	Qprob l/sec	D m	i m/m	ks m <sup>1/3</sup> s <sup>-1</sup>	Vp m/sec	Qp l/sec	Qprob/Qp	Vmax/Vp	h/d	Vmax m/sec
SS_N1	4.00	1.00	0.1036	0.3%	95	0.46	3.84	0.26	0.83	0.34	0.38
SF_N1	20.00	2.24	0.1036	0.3%	95	0.46	3.84	0.58	1.03	0.54	0.47
SS_N2	4.00	1.00	0.1036	0.3%	95	0.46	3.84	0.26	0.83	0.34	0.38
SF_N2	20.00	2.24	0.1036	0.3%	95	0.46	3.84	0.58	1.03	0.54	0.47
N1 - N2	24.00	3.24	0.1176	0.3%	95	0.50	5.38	0.60	1.04	0.55	0.52
N2 - SCARICO	48.00	6.47	0.1506	0.3%	95	0.58	10.41	0.62	1.05	0.57	0.62

## 12 SINTESI DELLA VALUTAZIONE

Configurazione e coefficienti di deflusso dello stato di progetto ai fini del calcolo dei volumi

STATO DI PROGETTO (ai fini del calcolo dei volumi di laminazione)		
Tipologia del suolo	superficie mq	$\phi$
Edificio (copertura)	2442,14	0,90
Impermeabile	4295,59	0,90
Semipermeabile (Betonelle autobloccanti)	1116,00	0,70
Verde	6067,16	0,20
<b>Totale area</b>	<b>13'921</b>	<b>0,58</b>

L'area efficace di progetto è complessivamente pari a 8058.59 mq.

Individuazione dei volumi di invaso:

portata consentita allo scarico	$Q = 13,9$ l/s
durata critica	$t = 4,35$ ore
massimo volume di invaso	$V = 615,5$ mc
volume di invaso specifico	$v = 442,15$ mc/ha

Geometria bacino di invaso:

BACINO DI LAMINAZIONE		
Volume minimo da invasare	651.00	mc
Area bacino su piano campagna	2159.26	mq
Scarpa O/V	3.00	
Franco di sicurezza su bacino	0.65	m
Quota media piano campagna bacino	-0.93	m
tirante h	0.40	m
Area fittizia di calcolo a metà tirante	1705.13	mq
<b>Volume invasato</b>	<b>682.05</b>	<b>mc</b>
Quota minimo invaso	-1.98	m
Quota massimo invaso	-1.58	m

In accordo con quanto prescritto dal parere oggetto di revisione Pos. N. 2249/DD POS 765/2021 rilasciato in data 16 febbraio 2022.

#### Ulteriori volumi di compensazione

- Volumi di compensazione rialzo p.c.  
Volume da garantire per rialzo p.c. = 150,00 mc/ha  
Superficie intervento = 1,362 ha  
Volume per rialzo piano campagna = 208.80mc
  
- Volumi di compensazione interrimento scoline idrauliche  
Volume da garantire per interrimento scoline = 351,32 mc
  
- Volumi fossato di invaso: 256.42 mc
- Volumi golena di espansione: 304.50

#### Condotto di scarico:

Condotto di diametro 600 mm in cls e protezione di sponda nel fosso recettore.

#### Recapito finale:

Canale di scolo del sottobacino idraulico del canale Fossa Storta (Consorzio di bonifica Acque Risorgive)

#### Rete acque reflue

Individui insediabili = 50

Numero di abitanti equivalenti = 20

Sistema di raccolta acque reflue con impianto "desaponificatore" per acque derivanti da lavabi/lavandini.

Smaltimento acque mediante "impianto di bioossidazione totale" per garantire scarico in canale recettore di acque bianche posto a ovest del lotto in progetto.