

COMUNE DI SOLIERA
PROVINCIA DI MODENA

DENOMINAZIONE:

NUOVA COSTRUZIONE DI FABBRICATO INDUSTRIALE
ART. 53 - VIA ARCHIMEDE - SOLIERA (MO)

OGGETTO:

PROGETTO DEFINITIVO ESECUTIVO
RETI DI FOGNATURA ACQUE METEORICHE E NERE

TITOLO:

RELAZIONE TECNICO-ILLUSTRATIVA

DATA:

Luglio 2023

SCALA:

-

ELABORATO:

E.01

PROPRIETA':

C.B.M S.r.l.

COMMITTENZA:

Chimar S.p.A.

PROGETTO ARCHITETTONICO:

PROGETTO SPECIALISTICO:

Ing. Andrea Artusi
c/o SINERGIA s.r.l.
Via Paganelli, 20 41122 Modena
Tel 059/8752988 Fax 059/4823606
Email info@sinergia-srl.net



Approvato				Firma
Controllato				Firma
Redatto	ING.A.ARTUSI			Firma
Collab. Proget.	ING.D.PAGANELLI	Data	07/2023	
Cod. Doc.		Scala	-	

INDICE

1	RETI DI FOGNATURA	3
1.1	Descrizione dell'intervento	3
1.2	Progetto delle reti di fognatura a servizio del comparto	5
2	LA STRUTTURA DELLE RETI A SERVIZIO DELL'INSEDIAMENTO IN PROGETTO	9
3	DEFINIZIONE DELLA RETE DI DRENAGGIO DELLE ACQUE METEORICHE	11
3.1	Elementi di idrologia	11
3.1.1	Piogge intense	11
3.1.2	Caratteristiche del bacino	14
3.2	Dimensionamento e verifica idraulica della rete di drenaggio delle acque meteoriche	16
3.2.1	Progettazione preliminare	16
3.3	Modalità di posa in opera e particolari costruttivi	17
3.4	Volume di invaso e laminazione delle portate di origine meteorica	21
3.4.1	Premessa	21
3.4.2	Descrizione del fenomeno della laminazione	21
3.4.3	Metodo delle sole piogge	22
3.4.4	Caratteristiche dell'invaso di laminazione	23
3.4.5	Scarico in pubblica fognatura acque meteoriche	24
3.4.6	Accessibilità e sicurezza	24
3.4.7	Piano di manutenzione dei dispositivi di invarianza idraulica	24
3.1	Impianto di sollevamento acque meteoriche	25
3.1.1	Portata dell'elettropompa	25
3.1.2	Perdite di carico riferite all'esercizio della premente	26
3.1.3	Prevalenza dell'elettropompa	28
3.1.4	Caratteristiche dell'elettropompa	28
3.2	Volume utile di accumulo	29
4	DEFINIZIONE DELLA RETE DI RACCOLTA E ALLONTANAMENTO DELLE ACQUE REFLUE	31
4.1	Quadro generale degli elementi di progettazione delle reti di allontanamento delle acque reflue	31
4.1.1	Determinazione delle portate e delle velocità di scarico	31
4.2	Modalità di posa in opera e particolari costruttivi	32
4.3	Trattamento acque reflue	33
4.3.1	Vasca Imhoff	33

1 RETI DI FOGNATURA

La presente relazione tecnica ha lo scopo di inquadrare le soluzioni progettuali relative al sistema di drenaggio acque meteoriche e nere a servizio dell'intervento ai sensi dell'Art. 53 per la nuova costruzione di un fabbricato industriale e realizzazione di nuovo parcheggio di proprietà comunale, ubicato nel comune di Soliera, Provincia di Modena, avente ingresso principale da Via Archimede.

1.1 Descrizione dell'intervento

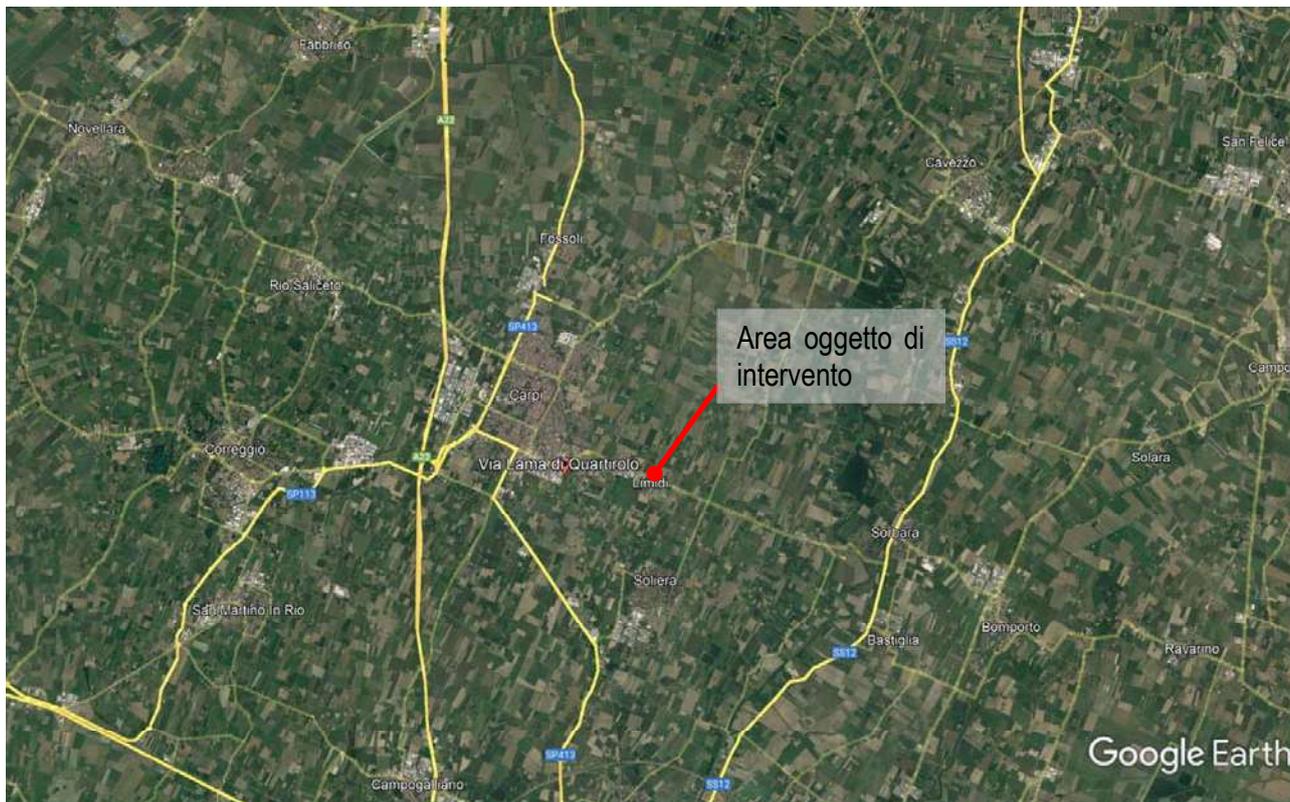


Figura 1: Inquadramento territoriale area di intervento.

L'area oggetto di intervento si trova in contesto di tipo urbano, all'interno del perimetro produttivo, a Ovest del centro abitato. Il lotto in oggetto è delimitato a Ovest da un tratto di Via Archimede di futura cessione, a Sud da un'area verde confinante con Via Montecuccoli. Si tratta della costruzione di un edificio produttivo e delle relative pertinenze esterne intese come viabilità e piazzali.

Completano l'intervento la realizzazione di circa 3'114 mq di area destinata a parcheggio pubblico da realizzarsi sul lato Nord di Via Archimede.

Inoltre, come richiesto dall'Ente gestore Consorzio di Bonifica dell'Emilia Centrale, sarà tombinato il tratto di lunghezza pari a circa 60 metri di Cavo Spinetta I che divide il lotto privato in due parti.



Figura 2: Inquadramento di dettaglio area di intervento.

Allo stato di fatto il lotto privato si presenta interamente come di tipo agricolo. Al contempo, l'area destinata a parcheggio pubblico risulta in parte già pavimentata con finitura asfaltata e attualmente utilizzata a parcheggio. In posizione baricentrica è presente una antenna della telefonia che permarrà in sito invariata.

Si precisa che entrambi i lotti saranno dotati di un sistema di drenaggio acque meteoriche indipendente tra loro, afferente ciascuno alla rete di pubblica fognatura acque meteoriche / miste di Via Archimede, nel tratto prospiciente i rispettivi accessi carrabili. In particolare, il lotto privato recapperà in regime di invarianza idraulica mentre il parcheggio di proprietà comunale scaricherà la propria rete di caditoie in maniera diretta.

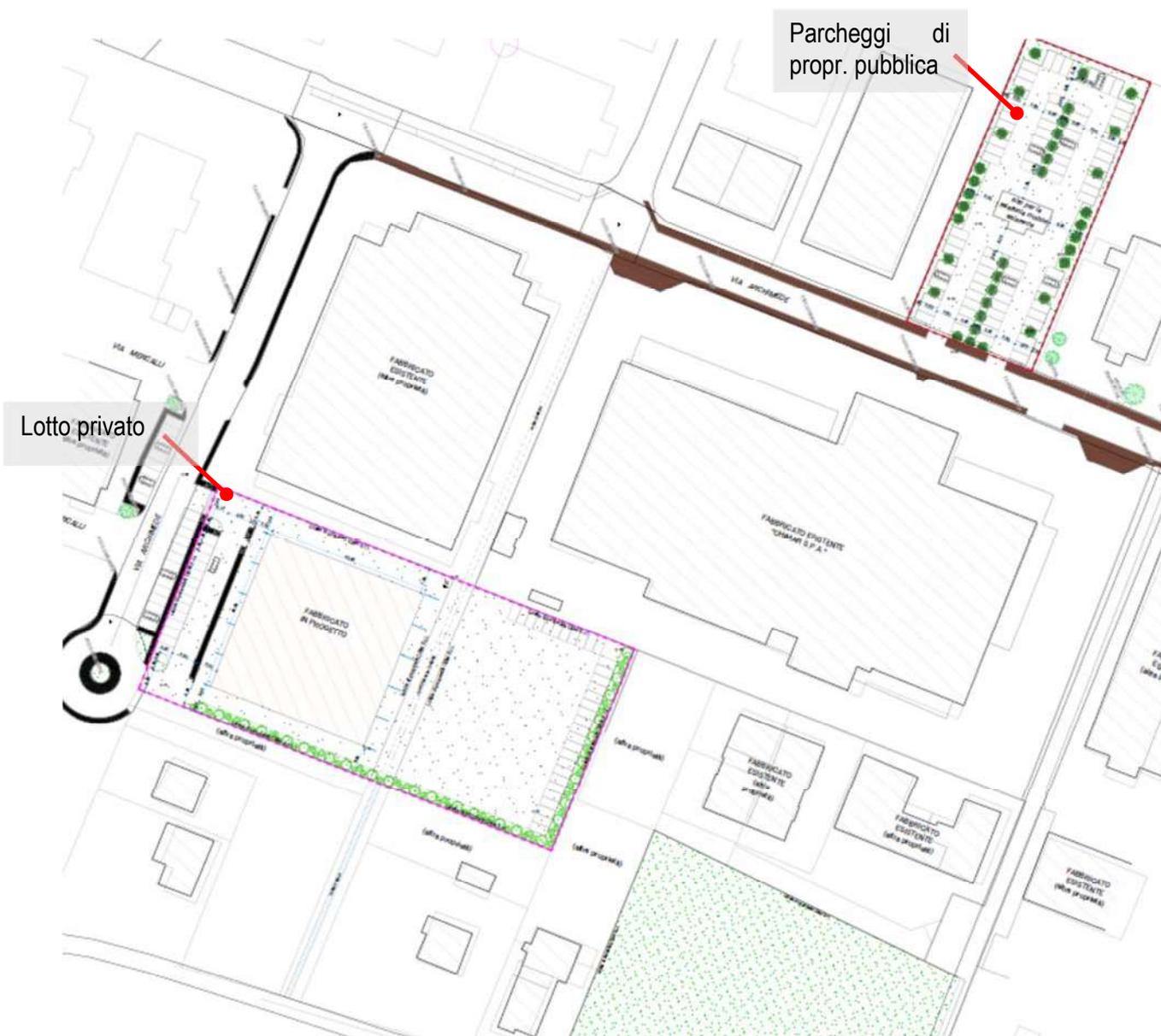


Figura 3: Planimetria generale dell'area – stato di progetto.

E' prevista la realizzazione di un sistema di drenaggio delle acque meteoriche del lotto privato, con funzione di raccolta e laminazione del colmo di piena, così che l'urbanizzazione in progetto possa recapitare in regime di invarianza idraulica al recapito, costituito dalla rete di fognatura acque meteoriche di futura cessione esistente su Via Archimede. Il parcheggio di proprietà pubblica invece scaricherà in pubblica fognatura acque miste di Via Archimede in maniera diretta, ovvero non in regime di invarianza idraulica.

1.2 Progetto delle reti di fognatura a servizio del comparto

La presente relazione tecnica ha lo scopo di inquadrare le soluzioni progettuali relative al sistema di drenaggio acque meteoriche e nere a servizio dell'intervento ai sensi dell'Art. 53 per la nuova costruzione di un fabbricato industriale e realizzazione di nuovo parcheggio di proprietà pubblica, ubicato nel comune di Soliera, Provincia di Modena, avente ingresso principale da Via Archimede, tenendo conto delle problematiche legate all'idraulica del territorio e relativa sostenibilità.

Per idraulica del territorio si intende quella disciplina che si occupa del governo delle acque superficiali in relazione alle peculiarità antropiche e alle condizioni fisiche del territorio in cui si trovano a fluire.

Le soluzioni tecniche previste per le reti di drenaggio urbano del lotto in oggetto, hanno necessariamente implicato la diversificazione dei deflussi delle acque reflue di origine antropica dalle acque di origine meteorica, così che queste ultime possano essere temporaneamente invase in un bacino di laminazione per l'accumulo dei volumi necessari al rispetto dei principi di gestione del rischio idraulico del territorio.

Il rispetto di tali principi si rende necessario in virtù delle condizioni di criticità idraulica cui può essere sottoposto il corpo ricettore delle acque miste o meteoriche esistente.

La soluzione progettuale individuata recepisce le indicazioni e prescrizioni emesse dall'Ente gestore del reticolo fognario / idrografico superficiale di recapito (AIMAG SPA e Consorzio di Bonifica dell'Emilia Centrale), nonché degli Enti preposti alla tutela sanitaria ed ambientale del territorio (ARPAE, AUSL e ARPA).

In particolare, sono stati individuati i seguenti recapiti per le reti di drenaggio a servizio dell'area:

- acque meteoriche lotto privato: collettore esistente acque meteoriche PVC DN 500 sul sedime di un tratto di Via Archimede di futura cessione, defluente dapprima in direzione Nord e poi in direzione Ovest verso il recapito ultimo in acque superficiali costituito dal Cavo Lama. Il recapito avverrà in regime di invarianza idraulica con regolazione delle portate tramite sollevamento elettromeccanico secondo l'udometria massima fissata dal Consorzio di Bonifica.
- acque nere lotto privato: collettore esistente acque nere PVC DN 250 sul sedime di un tratto di Via Archimede di futura cessione, defluente in direzione Nord mediante allaccio PVC DN 160 SN8.
- acque meteoriche parcheggio di proprietà pubblica: collettore esistente acque meteoriche CLS DN 500 sul sedime di Via Archimede. Come espressamente previsto dall'Ente gestore AIMAG s.p.a., il recapito avverrà in maniera diretta senza regolazione e laminazione delle portate uscenti.

Sono state previste caratteristiche tipologiche e dimensionali di collettori fognari ed opere accessorie in conformità con quanto espresso dal Gestore delle reti. Per i dettagli si rimanda ad apposito paragrafo nel seguito della relazione.

Lo scarico delle portate meteoriche generate dal lotto è stato previsto nella suddetta rete pubblica esistente previa laminazione dei deflussi di piena.

L'obiettivo prefissato è infatti quello di contenere gli apporti udometrici al recettore delle aree afferenti che verranno urbanizzate, nell'ottica di ottimizzare la gestione del rischio idraulico sul territorio.

Nel quadro della progettazione del comparto si è provveduto a definire e dimensionare le opere e a verificare il funzionamento della rete di drenaggio delle acque meteoriche applicando una metodologia di lavoro largamente consolidata in materia.

La metodologia di lavoro applicata può essere sintetizzata in alcuni steps operativi:

definizione delle piogge critiche mediate sul territorio oggetto dell'intervento, ottenute elaborando le serie storiche reperite negli annali idrografici delle precipitazioni intense (cioè di forte intensità e breve durata). Con questa procedura di tipo statistico si ricava una legge rappresentativa degli eventi meteorici in funzione di un "tempo di ritorno" in genere assegnato. Il tempo di ritorno esprime la probabilità statisticamente determinata che un certo evento si presenti mediamente almeno una volta nel periodo considerato;

perimetrazione e caratterizzazione idrologica dei bacini in cui è possibile suddividere l'area in esame, che si traduce nello studio delle condizioni dei suoli e loro comportamento nei confronti delle acque che ivi defluiscono. In linguaggio tecnico si parla di calcolo delle perdite idrologiche, interpretando la reale capacità del bacino imbrifero di trattenere (in diversi modi) una quota parte delle precipitazioni che lo investono;

trasformazione afflussi-deflussi utilizzando modelli matematico-idraulici tradizionali, in grado di simulare il comportamento reale del bacino oggetto di verifica; tali strumenti consentono per ogni pioggia considerata di riprodurre le portate che si producono su un bacino di date caratteristiche.

progettazione di massima della rete utilizzando una metodologia “sintetica” basata sull’equazione di Chezy, supponendo, cioè, il funzionamento in moto uniforme della rete di drenaggio urbano;

verifica dell’officiosità idraulica dei collettori che drenano le portate prodottesi e calcolate per ogni sottobacino oggetto di studio. A questo proposito si adotta il motore di calcolo utilizzato dal modello matematico-idraulico M.A.R.TE. DEFLUX ovvero lo Storm Water Management Model SWMM, sviluppato dall’EPA statunitense. Tale motore di calcolo rappresenta lo stato dell’arte della modellazione di reti di deflusso urbano.

La presente Relazione contiene tutti gli elementi di calcolo per la verifica delle sezioni di interesse in corrispondenza di altrettanti sottobacini in cui è stato suddiviso il comparto in progetto.

Accanto alle caratteristiche delle sezioni sono riportate anche le portate defluenti, il grado di riempimento, le velocità e tutte le altre informazioni caratteristiche della progettazione e della verifica idraulica di collettori.

La disponibilità di dette grandezze, scaturenti dalle verifiche, consentirà agli Enti gestori del reticolo di recapito di valutare e validare le soluzioni progettuali proposte e da adottare per rendere compatibile dal punto di vista idraulico le nuove opere.

La tendenza attuale degli Enti competenti alla gestione idraulica territoriale più complessiva è quella di limitare il contributo in termini di portate di origine meteorica provenienti dai comparti di nuova urbanizzazione ad un valore prossimo a quello che il terreno agricolo produce sullo stesso bacino in assenza di impermeabilizzazioni.

Si vuole evidenziare in questa sede come l’Ente competente della gestione del ricettore finale delle acque meteoriche, cui saranno recapitate in definitiva le portate prodottesi nel lotto oggetto di intervento, abbia richiesto l’applicazione del “Principio di Invarianza Idraulica”, accertate le condizioni di potenziale carico idraulico in cui versa il corso d’acqua in questione. Nel caso specifico trattasi in realtà di attenuazione delle portate scaricate dall’area allo stato di fatto, con conseguente recupero di officiosità idraulica della rete di recapito.

Detto principio determina, nella sostanza, l’invarianza dei coefficienti udometrici di un comparto nell’ambito delle necessarie operazioni di impermeabilizzazione conseguenti alla realizzazione delle urbanizzazioni: ci si riferisce sostanzialmente alla possibilità di realizzare volumi di invaso e laminazione di capacità adeguata per ridurre il colmo di piena da immettere nel recapito finale che nel caso specifico della presente progettazione dovrà essere “tarato” mediante sollevamento elettromeccanico con portata nominale pari alla portata di invarianza idraulica ovvero 14,60 l/s pari a 20 l/s per ettaro di superficie territoriale afferente ovvero 0,731 ha.

Quest’ultimo parametro sarà adottato nella stima dei volumi di accumulo tramite il “metodo delle sole piogge” descritto in seguito.

La rete di drenaggio a servizio del lotto privato risulta sottesa da una superficie territoriale pari a 0,731 ha complessivi di cui 0,4316 ha di superficie impermeabile (ragguagliati mediante il coefficiente di deflusso), costituiti dalle coperture degli edifici, dalla viabilità semipermeabile pavimentata, da parcheggi e marciapiedi in autobloccanti. Ne consegue che le portate al colmo uscenti risulteranno contenute entro i 14,60 l/sec, con riferimento ad eventi pluviometrici con frequenza cinquantennale.

Tale valore, diviene il riferimento oltre il quale non sarà possibile scaricare dal nuovo insediamento e rappresenta un vincolo progettuale tale da imporre l’adozione di volumi di invaso variamente localizzati. Le portate meteoriche in esubero dovranno essere contenute all’interno di tali volumi.

Essi possono in generale essere ricavati in vari modi; ad esempio:

- incremento del sistema “maggiore”, ovvero l’insieme di quegli elementi che costituiscono il sistema di drenaggio superficiale (depressioni superficiali, capacità di laminazione ed invaso delle superfici impermeabilizzate quali tetti, piazzali regolati da caditoie nonché rugosità del suolo) che possono essere strutturati affinché l’acqua sia trattenuta il più a lungo possibile prima che raggiunga il sistema cosiddetto “minore”;

- incremento del sistema "minore", ovvero il complesso della rete di collettori e canalizzazioni realizzate per il trasporto delle acque; si tratta di intervenire con idonei e calibrati sovradimensionamenti delle geometrie costituenti le tubazioni così da creare un volume di invaso;
- realizzazione di vasche di laminazione di volume adeguato.

Il bacino di progetto drenato costituito da coperture, viabilità e parcheggi, per un totale che ammonta 0,731 ha complessivi di superficie territoriale del lotto sarà servito da un sistema di laminazione di tipo interrato costituito da un volume in linea realizzato mediante sovradimensionamento della rete con collettori circolari CLS DN 1000 per un volume di 272 mc (348 metri lineari di sviluppo) corrispondenti a circa 630 mc/ha imp, a fronte di una portata uscente dal sistema pari a 14,60 l/s.

Si precisa che nel calcolo del volume della rete non rientra, a favore di sicurezza, il volume per condotte di diametro inferiore al DN 800, né il volume dei pozzetti di ispezione.

Il volume così dimensionato risulta in grado di contenere eventi meteorici cinquantennali.

In questa sede si vuole altresì sottolineare che, sono state adottate piogge di progetto con tempo di ritorno ventennale -ietogramma sintetico "tipo Chicago" (fonte AIMAG S.p.A.)- per il dimensionamento dei collettori preposti al convogliamento delle acque meteoriche e tempo di ritorno cinquantennale -ietogramma sintetico "tipo rettangolare" di durata pari a 1,40 ore (fonte Consorzio di Bonifica Emilia Centrale)- per la determinazione dei volumi necessari alla laminazione dell'onda di piena generata dal lotto in oggetto.

La verifica idraulica, condotta tramite simulazione numerica, sia nel caso della pioggia breve e intensa con tempo di ritorno pari a 20 anni che in quello dell'evento critico per la vasca con frequenza cinquantennale, ha messo in evidenza che la rete nel suo complesso conserva una buona capacità di deflusso delle acque meteoriche, non verificandosi fenomeni di sovraccarico delle condotte con funzionamento in pressione, né di esondazione con allagamento superficiale sia nei tratti apicali della rete in corrispondenza delle superfici drenate, che nei tratti terminali in corrispondenza del punto di immissione nel reticolo di drenaggio esistente.

2 LA STRUTTURA DELLE RETI A SERVIZIO DELL'INSEDIAMENTO IN PROGETTO

Relativamente al drenaggio delle acque meteoriche del lotto privato, i circa 0,731ha complessivi di superficie territoriale del lotto di cui 0,4316 ha impermeabili (ragguagliati mediante il coefficiente di deflusso) di estensione dell'area oggetto di trasformazione, sono stati suddivisi in sottobacini idrologici afferenti ai singoli tronchi di fognatura bianca, il cui tracciato si sviluppa lungo la viabilità interna al lotto e seguendo la dislocazione delle caditoie ed i pluviali previsti per il drenaggio delle acque.

Trattandosi di lottizzazione esclusivamente produttiva ma senza che avvengano lavorazioni di materiale o stoccaggio di componenti sui piazzali esterni esposti agli eventi meteorici, ai sensi dei criteri contenuti nella Deliberazione G.R. dell'Emilia Romagna N. 286 del 14/02/2005 "Direttiva concernente indirizzi per la gestione delle acque di prima pioggia e di lavaggio da aree esterne (art. 39, DLgs 11 maggio 1999, n. 152)" e nella Delibera G.R. dell'Emilia Romagna N. 1860 del 18/12/2006 "Linee Guida di indirizzo per la gestione acque meteoriche di dilavamento e acque di prima pioggia in attuazione della Deliberazione G.R. N. 286 del 14/02/2005", non è stato previsto alcun trattamento di sedimentazione e disoleatura delle acque di dilavamento di strade e piazzali.

Il sistema di drenaggio si avvarrà di un sistema di laminazione di tipo interrato, costituito da un volume in linea realizzato mediante sovradimensionamento della rete con collettori circolari in CLS DN 1000, per uno sviluppo di 348 metri lineari e volume complessivo di circa 272 mc, corrispondenti a circa 630 mc/ha impermeabile. Il funzionamento della rete sarà tale da consentire lo svuotamento totale per gravità al termine di ogni evento di pioggia, senza ricorrere a sollevamenti elettromeccanici.

Il volume così dimensionato risulterà in grado di contenere eventi meteorici cinquantennali con portate massime uscenti pari a 14,60 l/s ovvero 20 l/s ha di superficie territoriale.

I colmi di portata verranno convenientemente ridotti e contenuti tramite sollevamento elettromeccanico la cui portata al punto di funzionamento è pari alla portata di invarianza idraulica.

Il recapito in pubblica fognatura per il parcheggio di proprietà pubblica invece avverrà in maniera diretta senza dispositivi di regolazione e laminazione delle portate uscenti.

E' prevista la posa in opera di condotte in PVC, conformi a norma UNI EN 1401-1 tipo SN8 – SDR34, con diametri commerciali variabili dal DN 250 nei tratti apicali della rete fino al DN 500. Inoltre saranno posate condotte in calcestruzzo vibro compresse di sezione circolare DN 1000 conformi a UNI EN 1916.

Tutta la rete è prevista con funzionamento a gravità e pendenza media pari a 1 per mille.

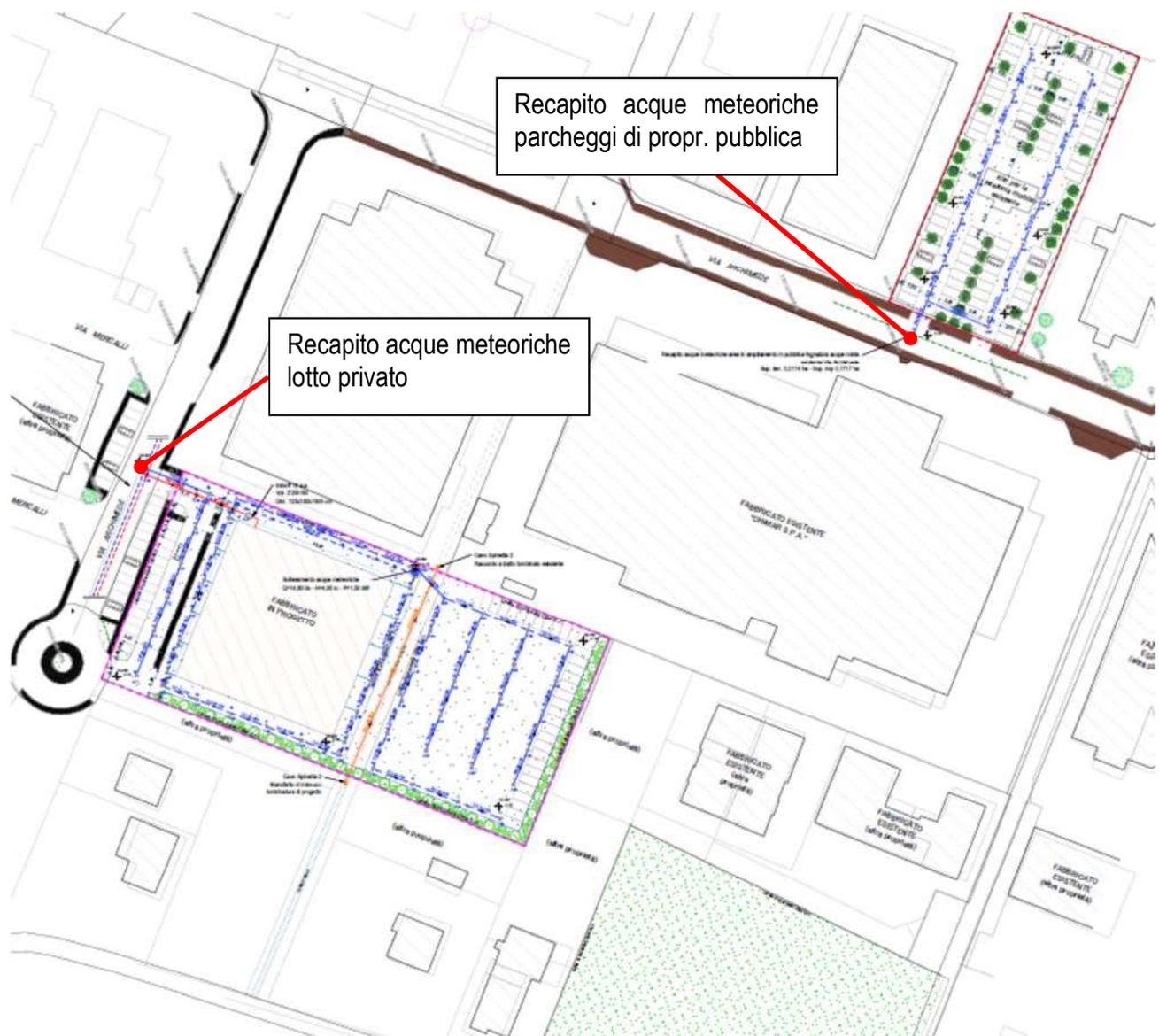


Figura 4: Planimetria generale della rete.

Per consentire una corretta modellazione del sistema idraulico progettato sono state effettuate differenti ipotesi di funzionamento ed esercizio così da consentire un dimensionamento più efficace dei diversi manufatti che concorrono a recapitare le acque meteoriche al ricettore con valori di portata prossimi a quelli dell'invarianza idraulica dell'intero insediamento.

3 DEFINIZIONE DELLA RETE DI DRENAGGIO DELLE ACQUE METEORICHE

3.1 Elementi di idrologia

3.1.1 Piogge intense

Il bacino oggetto di impermeabilizzazione, per dimensioni e caratteristiche altimetriche è destinato ad essere messo in crisi da piogge di forte intensità e breve durata.

il tempo di corrivazione di detto bacino si determina attraverso la relazione:

$$t_c = t_a + t_r$$

ove t_a è il *tempo di accesso alla rete* relativo al sottobacino drenato dal condotto fognario posto all'estremità di monte del percorso idraulico più lungo e t_r è il *tempo di rete*.

Il tempo di accesso t_a è sempre stato di incerta determinazione, variando con la pendenza dell'area, la natura della stessa ed il livello di realizzazione dei drenaggi minori, nonché dell'altezza della pioggia precedente l'evento critico di progetto; tuttavia il valore normalmente assunto nella progettazione è sempre stato compreso entro l'intervallo di 5 – 20 minuti (valori suggeriti da Centro Studi Deflussi Urbani nel Manuale di Progettazione – Sistemi di Fognatura); i valori più bassi essendo validi per le aree di minore estensione, più attrezzate e di maggior pendenza e i valori più alti nei casi opposti.

Analogamente Di Fidio nel testo "Fognature" suggerisce di adottare in zone fittamente edificate un valore del tempo di accesso alla rete pari a 5 minuti mentre in zone rade e piatte con pozzetti di introduzione in fognatura molto distanti valori variabili fra i 20 e i 30 minuti. Per zone mediamente edificate il valore più corrente è 15 minuti; nel caso in esame, per il calcolo della portata da scaricare a urbanizzazione realizzata, essendo il lotto caratterizzato dalla forte presenza di aree impermeabilizzate, si è adottato un tempo di accesso alla rete pari a 15 minuti.

Per quanto riguarda invece il *tempo di rete* t_r esso è calcolabile come somma dei tempi di percorrenza di ogni singola canalizzazione seguendo il percorso più lungo della rete fognaria in progetto. Per la velocità di percorrenza si è adottato un valore medio pari a 1 m/s; al fine dell'individuazione della lunghezza massima che l'acqua deve percorrere lungo la rete di progetto si è fatto riferimento alla geometria effettiva della rete (L_{max} pari a circa 400 m).

Nel caso specifico, adottando la formula del metodo cinematico, si ottiene:

$$T_c = \frac{L}{v} = \frac{120}{1} = 2,0 \text{ minuti circa}$$

Per semplificare lo sviluppo dei calcoli si è scelto di considerare il bacino costituente il lotto ed ai fini del dimensionamento e verifica della rete di drenaggio in progetto un **tempo di corrivazione complessivo di 30 minuti**.

Nell'analisi svolta sono state prese in considerazione le maggiori piogge di durata minore di 24 ore ovvero quelle specifiche precipitazioni che, per dimensioni e caratteristiche dell'area destinata ad ospitare le condotte per lo scolo delle acque meteoriche del sedime in oggetto sono destinate a mandare in crisi il sistema di drenaggio progettato.

In accordo con i tecnici Aimag coinvolti, per dimensionare e verificare la rete in oggetto si è ritenuto opportuno adottare un tempo di ritorno ventennale con uno ietogramma sintetico "tipo Chicago" di durata pari a 4 ore, come da dati forniti (Aimag spa):

dicembre 2019

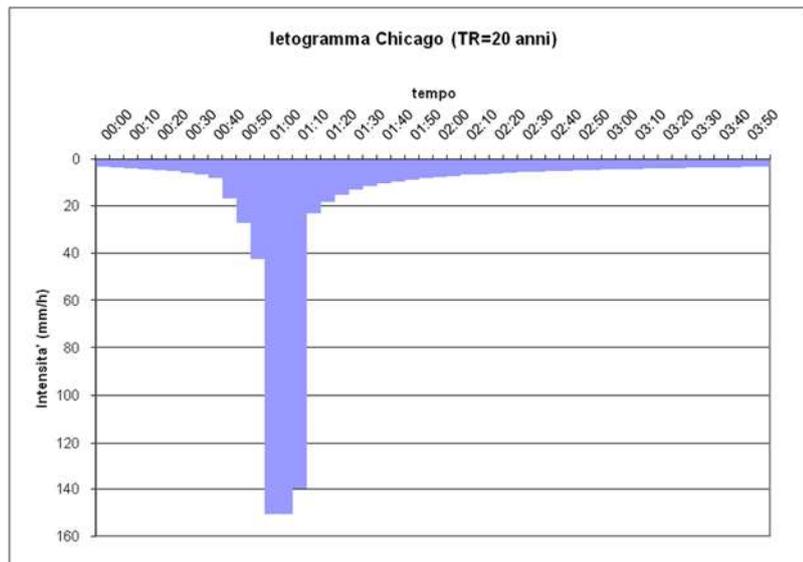
TR = 20 anni

	d ≤ 1 h	d > 1 h
a =	51,599	51,599
n =	0,401	0,182

durata [ore]	durata [min]	altezza [mm]	intensita' [mm/h]
0,08	5	19,0	228,6
0,17	10	25,2	150,9
0,25	15	29,6	118,4
0,33	20	33,2	99,6
0,50	30	39,1	78,2
0,75	45	46,0	61,3
1,00	60	51,6	51,6
2,00	120	58,5	29,3
4,00	240	66,4	16,6

Tabella 1: Parametri della curva di possibilità climatica adottata da Aimag spa sul territorio gestito.

dicembre 2019	
TR = 20 anni	
ora	intensita' (mm/h)
00:00	3,121104
00:05	3,351188
00:10	3,622741
00:15	3,948642
00:20	4,347863
00:25	4,849641
00:30	5,50166
00:35	6,387718
00:40	7,67102
00:45	16,84887
00:50	27,13595
00:55	42,19655
01:00	150,9254
01:05	150,9254
01:10	139,8468
01:15	23,09836
01:20	18,17204
01:25	15,10562



01:30	12,99528
01:35	11,44577
01:40	10,25522
01:45	9,309148
01:50	8,537569
01:55	7,895152
02:00	7,351188
02:05	6,884094
02:10	6,478238
02:15	6,122008
02:20	5,806587
02:25	5,525157
02:30	5,272354
02:35	5,043904
02:40	4,836353
02:45	4,646877
02:50	4,473149
02:55	4,313227
03:00	4,165483
03:05	4,028535
03:10	3,901209
03:15	3,782496
03:20	3,671524
03:25	3,567538
03:30	3,469879
03:35	3,37797
03:40	3,291303
03:45	3,209427
03:50	3,131945
03:55	3,058501

Tabella 2: Ietogramma “tipo Chicago” adottato da Aimag spa per il dimensionamento/verifica della rete.

Tale ietogramma è stato impiegato per il dimensionamento/verifica della rete affinché proponesse le intensità di picco proprie di un Chicago, essendo maggiormente severo rispetto ad uno ietogramma rettangolare.

Nell'analisi svolta sono state prese in considerazione le maggiori piogge di durata minore di 24 ore ovvero quelle specifiche precipitazioni che, per dimensioni e caratteristiche dell'area destinata ad ospitare le condotte per lo scolo delle acque meteoriche del sedime in oggetto sono destinate a mandare in crisi il sistema di drenaggio progettato.

Per il dimensionamento e la verifica delle reti e del volume di invaso e laminazione, in accordo con i tecnici dell'Ente gestore delle reti e del Consorzio di Bonifica dell'Emilia Centrale, sono state adottate le seguenti curve di possibilità climatica, adottando un tempo di ritorno caratteristico rispettivamente di 50 anni, per il territorio di bassa pianura.

Tempo di ritorno T	Alta pianura		Media pianura		Bassa pianura	
	a	n	a	n	a	n
10	43.27	0.21	49.12	0.23	56.85	0.17
25	51.44	0.21	58.93	0.23	69.09	0.17
50	57.50	0.21	66.21	0.23	78.16	0.16
100	63.50	0.21	73.44	0.23	87.16	0.16

Tabella 3: Parametri della curva di possibilità climatica caratteristici con il Consorzio di Bonifica Emilia Centrale.

Supponendo quindi un tempo di pioggia di 4 ore ed uno ietogramma di tipo Chicago sono state verificate le capacità idrauliche della rete. Al contempo, supponendo durata di pioggia pari a 1,40 ore ed uno ietogramma di forma rettangolare, si sono ricercate le condizioni critiche per il dimensionamento degli invasi di laminazione, applicando la relazione che lega altezza di pioggia a durata della medesima si ottiene:

d (h)	1,40
T (anni)	50
Ietogramma	rettangolare
a	66,21
n	0,23
c.p.c.	
h (mm)	71,53
l (mm/ora)	51,09

Tabella 4: Parametri curva di possibilità climatica.

3.1.2 Caratteristiche del bacino

Di seguito vengono riportati i parametri idrologici significativi relativi al bacino oggetto di verifica, allo stato di progetto, tenendo conto delle previsioni urbanistiche di massima edificabilità.

	CBM
Sezione	Recapito in fognatura acque meteoriche Via Archimede
Sup. tot (ha)	0,731
Sup. asfalto drenante + Autobloccante (ha)	0,4797
Sup coperture (ha)	0,2022

Sup. verde (ha)	0,0491
Incidenza (asfalto + autobloccante)	0,50
Incidenza (coperture)	0,9
Incidenza (verde)	0,2
Φ IMP	0,9
Φ PERM	0,2
Area imp [ha]	0,4316
Area perm [ha]	0,2993
Φ medio	0,613

Tabella 5: Parametri idrologici significativi relativi al bacino oggetto di verifica.

Per quanto attiene la formazione dell'onda di piena, il bacino interviene attraverso il grado di permeabilità e capacità invaso delle depressioni superficiali, nonché attraverso i tempi di corrivazione.

In riferimento al primo di tali due aspetti, non tutto il volume affluito durante una precipitazione giunge alla rete idrica superficiale: vi sono infatti fenomeni idrologici legati all'infiltrazione, all'evaporazione ed all'immagazzinamento di acque nelle depressioni superficiali che incidono sul volume d'acqua piovuta. Tali fenomeni possono essere convenientemente espressi attraverso l'impiego di un coefficiente " ϕ " detto coefficiente di deflusso, il cui valore può essere compreso tra 0 e 1 ed esprime la quota parte di volume affluito durante una precipitazione che giunge effettivamente alla rete idrica superficiale senza disperdersi.

Detto coefficiente è stato stimato partendo dalle stime del rapporto tra il totale della superficie territoriale (0,731 ha) e quanto di questo verrà impermeabilizzato, giungendo così ad un valore medio $\phi = 0,613$ supponendo così che il 61,3% del piovuto sarà smaltito dal reticolo di drenaggio, mentre il restante 38,7% continuerà a percolare in falda freatica.

3.2 Dimensionamento e verifica idraulica della rete di drenaggio delle acque meteoriche

L'approccio metodologico seguito ha portato a dimensionare la rete di drenaggio in via preliminare e a verificarne successivamente l'efficienza, in moto vario, mediante la simulazione numerica.

In seguito ai risultati della simulazione si è andati a rettificare i parametri idraulici caratteristici delle condotte supposte in esercizio verificandone la perfetta efficienza (grado di riempimento massimo < 80%) a fronte di un evento pluviometrico sintetico di frequenza ventennale e che nessuna parte di rete funzionasse in pressione per lunghe fasi scongiurando esondazioni sul piano stradale in progetto a fronte di un evento pluviometrico sintetico di frequenza ventennale.

3.2.1 Progettazione preliminare

Al fine di procedere ad un dimensionamento delle condotte di drenaggio delle acque meteoriche si è ipotizzato di voler assicurare condizioni di esercizio in moto uniforme e funzionamento non rigurgitato delle condotte stesse.

La scelta dei diametri delle tubazioni in funzione della scabrezza del materiale impiegato, della pendenza imposta, delle portate massime da smaltire determinate in precedenza e quindi del grado di riempimento, è stata effettuata sfruttando la formula inversa dell'equazione di Chezy:

$$Q = XA\sqrt{Ri}$$

con:

A = area della sezione occupata dall'acqua;

R = A/B Raggio idraulico;

B = Contorno bagnato;

i = pendenza di fondo;

X = $K_s (R^{1/6})$ coefficiente di scabrezza;

K_s = coefficiente di Gaukler-Strickler.

L'individuazione delle portate bianche defluenti da ciascun sottobacino è stata stimata, in questa prima fase, con il metodo cinematico, partendo dai dati pluviometrici e supponendo ciascun sottobacino come un "serbatoio" a se stante con una propria superficie, un proprio coefficiente di afflusso e un tempo di corrivazione caratteristico.

Stabiliti i fattori di cui sopra, si è applicato il metodo cinematico, e si è determinata la quota parte di portata chiara critica che ciascun i-esimo sottobacino dell'area analizzata convoglierà in rete:

$$Q_i = \varphi_i i_i A_i$$

dove:

φ_i = coefficiente di afflusso;

$i_i = dh/dt = a n T^{(-1)}$ intensità di pioggia critica per l'i-esimo sottobacino [mm/h];

a,n = parametri della curva di possibilità climatica

A_i = superficie scolante dell'i-esimo sottobacino [mq].

3.3 Modalità di posa in opera e particolari costruttivi

I tubi in PVC saranno conformi a norma UNI EN 1401-1 tipo SN8 – SDR34, diametro esterno compreso tra 250 e 500 mm. Le condotte in PVC verranno posate come da tavola dei particolari costruttivi allegata: è previsto letto di 20 cm di spessore, rinfianco e ricoprimento con pietrischetto di frantoio 3/9, ben costipato fino a 20 cm al di sopra dell'estradosso superiore della tubazione; la restante parte del ricoprimento è prevista in terreno di riporto dello scavo se in area verde o con inerte naturale misto granulometricamente stabilizzato o misto cementato su sede stradale; nel caso lo spessore complessivo dello strato di ricoprimento sottostante i percorsi carrabili sia inferiore ad 85 cm, dovrà essere interposta sotto la pavimentazione stradale soletta di cls armata di ripartizione dei carichi; in alternativa le tubazioni potranno essere rinfiancate con CLS RCK 250 da fondazione o direttamente sostituite da condotte in CLS.

Le condotte in calcestruzzo di sezione circolare DN1000 sono previste del tipo prefabbricate autoportanti in calcestruzzo di cemento ad alta resistenza ai solfati, giunzione a bicchiere e guarnizione di tenuta incorporata nel giunto conformi alle norme UNI EN 1916/2004.

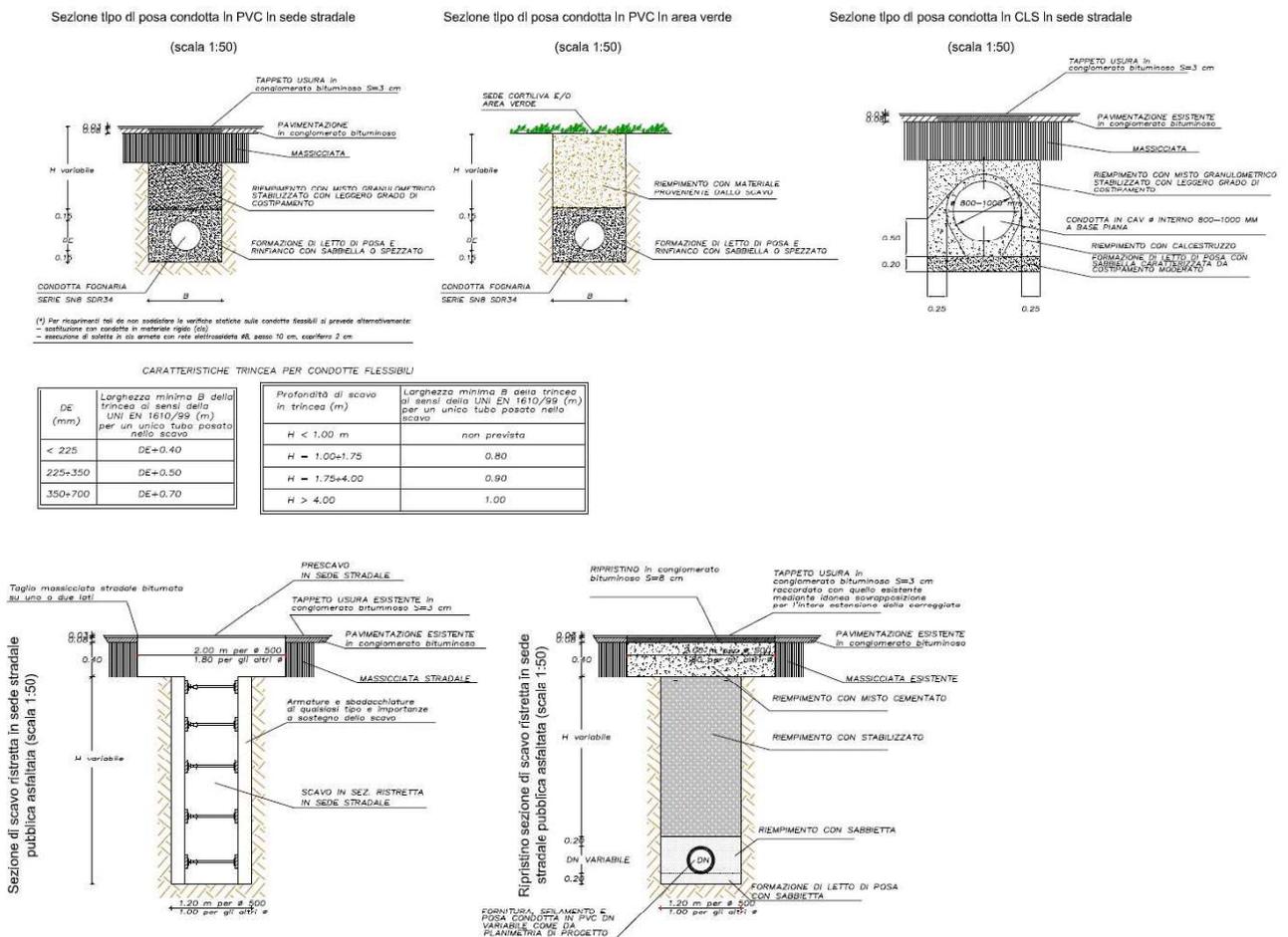


Figura 5: Sezioni tipiche di posa delle tubazioni adottate in progetto.

I pozzetti di raccordo e ispezione sono stati predisposti con distanze coerenti alle attività di lavaggio e ispezione, nonché in funzione delle dimensioni trasversali delle aree impermeabilizzate da drenare.

Tali pozzetti devono essere posati a regola d'arte, previo consolidamento del terreno di supporto e previa gettata di congruo spessore di cemento magro di sofondazione; le operazioni di consolidamento si rendono necessarie per evitare eventuali sfondamenti dovuti al traffico veicolare.

Detti pozzetti si intendono tutti di forma quadrata, del tipo prefabbricato in calcestruzzo vibrato, realizzato con l'impiego di cemento ad alta resistenza ai solfati, ispezionabile, e quindi delle dimensioni interne:

- 80x80 cm in corrispondenza di tutte le condotte di diametro minore a 500 mm;
- 100x100 cm in corrispondenza dei collettori DN 500 e 630 mm;
- 150x150 cm in corrispondenza dei collettori DN 1000 mm nei cambi di direzione;
- Tipo tubo pozzetto DN1000 con torrino di riporto in quota DN800 per le condotte DN1000 nei tratti rettilinei;

Tutti i pozzetti sopra citati sono previsti con fondo idraulicamente sagomato in opera con calotta tubo e getto in cls.

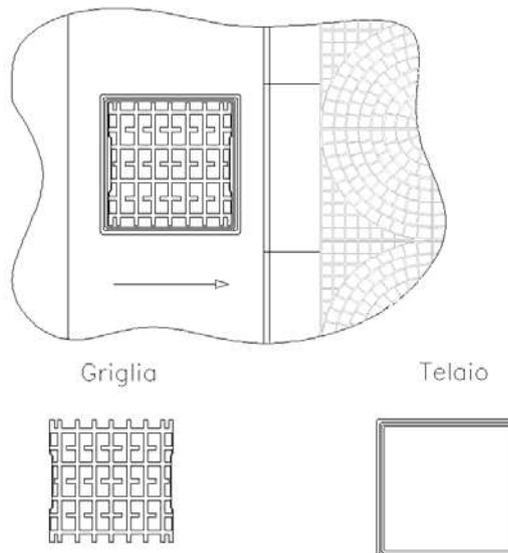
La predisposizione di eventuali organi idraulici di tipo meccanico (limitatori di portata, valvole di tipo clapet ecc.) potrebbe rendere necessaria la predisposizione di uno o più pozzetti di dimensioni diverse rispetto a quelle sopra citate.

I chiusini dei pozzetti di allaccio e di ispezione è previsto siano di regola in ghisa sferoidale di classe D400 (UNI EN124) ad esclusione di zone o punti dove tali classi sono inadeguate od eccessive in rapporto all'entità e alle caratteristiche dei carichi a cui sono, o possono essere, sottoposti.

La raccolta delle acque meteoriche sarà effettuata con griglie asolate rialzabili in ghisa sferoidale, classe di appartenenza non inferiore a C250, secondo la Norma EN 124, forza di controllo > 250 kN e telaio di dimensioni interne almeno 400 x 400 mm. In conformità con quanto consigliato dai principali costruttori, dovrà essere prevista la posa di una caditoia ogni 150 mq max di superficie stradale.

In corrispondenza della viabilità si ritiene opportuno adottare griglie in ghisa sferoidale di classe D400 Dn 600 con telaio ottagonale o con telaio circolare di diametro pari a 850 mm.

Particolari griglie piane in ghisa sferoidale
(waterway $W > 700$ cmq)



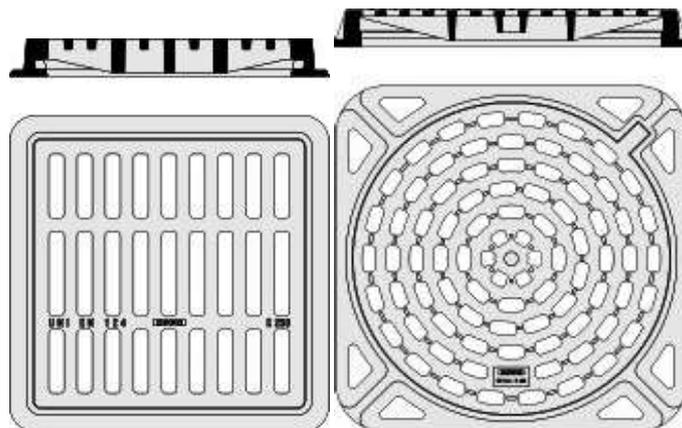


Figura 6: Tipologie di griglie di possibile adozione UNI EN 124 (waterway>700cmq).

Il pozzetto della caditoia si intende del tipo in cls prefabbricato di dimensioni interne 50x50 cm, privo di vaschetta di raccolta.

La tipologia standard, collegata dal fognolo alla rete acque meteoriche, non prevede sifone; la tipologia da adottarsi per piazzole di raccolta rifiuti, collegata dal fognolo alla rete acque nere, è dotata di sifone incorporato, in particolare il sifone sarà costituito da dispositivo amovibile interno al pozzetto di raccolta.

L'immissione dell'acqua raccolta dalla caditoia nella dorsale portante verrà realizzata con fognoli di diametro non inferiore a 160 mm, posti in esercizio con pendenza almeno pari all'1% (uno per cento), che si innesteranno direttamente ai pozzetti, mantenendo in tal modo l'integrità della dorsale stessa e le relative caratteristiche di tenuta idraulica.

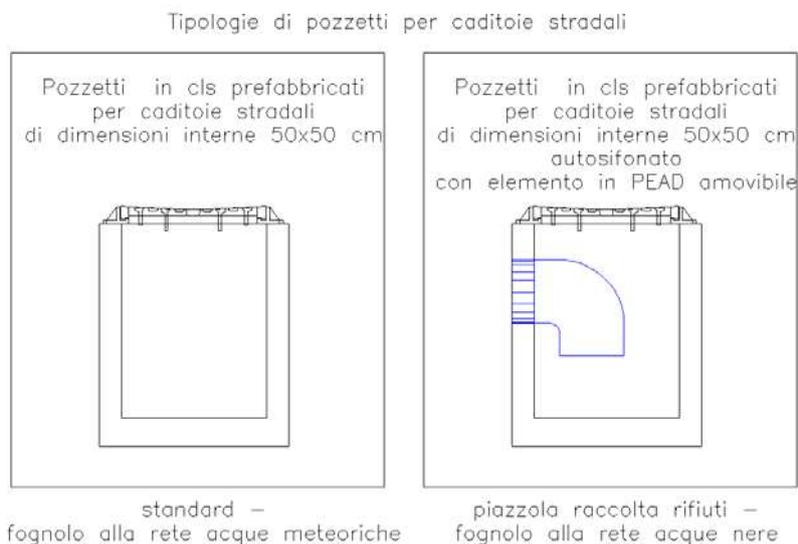


Figura 7: Tipologia di pozzetto autosifonato in polietilene di possibile adozione.

Qualora il fognolo proveniente dalla caditoia non recapiti in un pozzetto ispezionabile si procederà secondo una delle seguenti possibilità:

- predisposizione di opportuna braga di derivazione sulla condotta portante (vedi figura seguente);

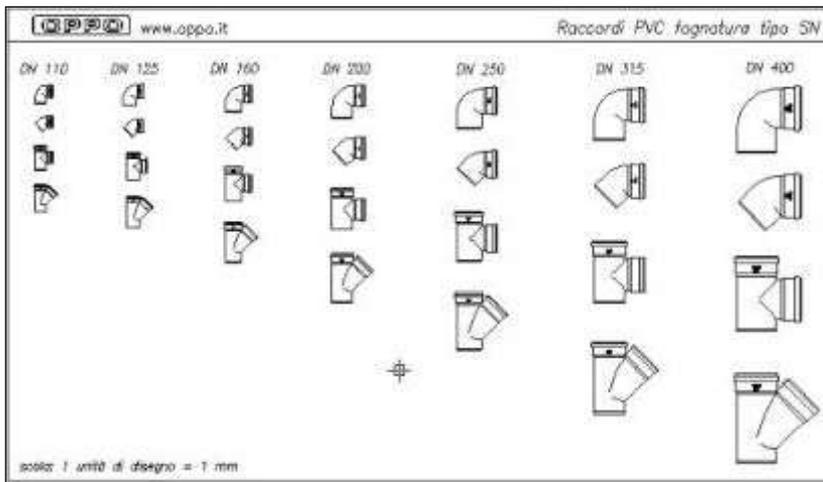


Figura 8: Raccordi per fognature in PVC.

- carotaggio della condotta portante e predisposizione di opportuna guarnizione con innesti (vedi figure seguenti);

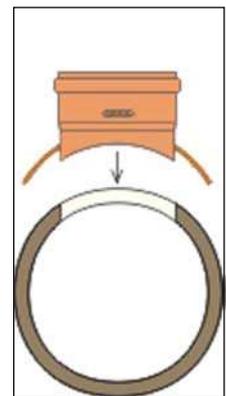
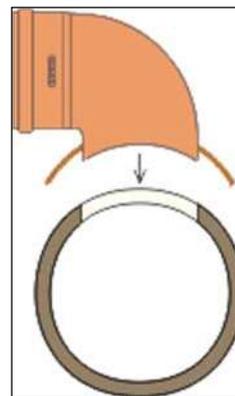
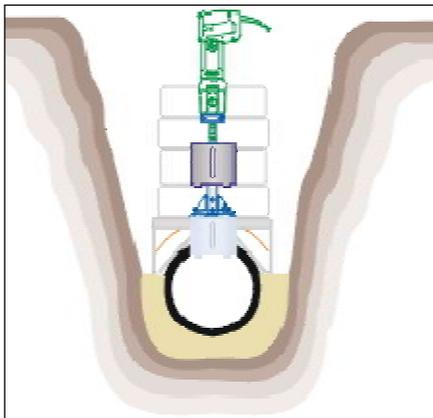


Figura 9: Carotatrice verticale per tubazioni / Innesto curvo e dritto

- predisposizione di pozzetto cieco (non ispezionabile superficialmente) di congrue dimensioni in funzione del diametro della condotta portante.

A ciascuna caditoia dovranno competere circa 5-6 l/s di portata massima da convogliare alle dorsali di drenaggio, perfettamente compatibile con il funzionamento a bocca piena del fognolo previsto in esercizio.

3.4 Volume di invaso e laminazione delle portate di origine meteorica

3.4.1 Premessa

Viene qui definito il volume da adibire alla laminazione delle portate meteoriche che, a seguito di realizzazione dell'urbanizzazione in oggetto, risulteranno essere convogliate alla fognatura acque meteoriche esistente.

Alla luce della portata massima scaricabile e della massima in arrivo calcolata risulta necessario prevedere un volume di invaso di dimensione idonea, localizzato a monte del recapito nella pubblica fognatura esistente, funzionale allo stoccaggio del volume di acqua in esubero ed al rilascio in tempi più lunghi di quello dell'evento di precipitazione con tempo di ritorno pari a 50 anni, in riferimento al regime idrologico delle precipitazioni sul territorio.

Il sottobacino drenato per una quota impermeabile pari a 0,4316 ha rispetto al totale della superficie territoriale del lotto di 0,731 ha, si avvarrà di un sistema di laminazione di tipo interrato, costituito da un volume in linea realizzato mediante sovradimensionamento della rete con collettori circolari DN 1000 mm, di sviluppo longitudinale pari a 348 m e per un volume di 272 mc, corrispondenti a 630 mc/ha impermeabile.

Tale volume interrato sarà ubicato sul sedime della viabilità carraia interna al lotto prevista a progetto.

Si precisa che nel calcolo del volume non rientra il volume delle condotte di rete inferiori al diametro 800 mm oltre che dei pozzetti di ispezione presenti sulla stessa.

Il funzionamento del sistema di drenaggio è previsto interamente a gravità.

Per tutta l'area oggetto di intervento, tale volume sarà sufficiente a contenere eventi sino a 50 anni di tempo di ritorno.

Indicazioni in merito ai criteri seguiti e ai calcoli effettuati per il dimensionamento di tale volume sono riportate nel paragrafo successivo.

3.4.2 Descrizione del fenomeno della laminazione

Il progetto di una vasca volano è in generale legato alla determinazione della capacità di invaso W_m in funzione della portata massima accettabile all'uscita Q_{umax} atta a contenere l'evento meteorico critico di assegnato tempo di ritorno.

Le equazioni che permettono di descrivere il fenomeno della laminazione e quindi il funzionamento idraulico di una vasca volano sono tre:

l'equazione differenziale di continuità della vasca:

$$Q_e(t) - Q_u(t) = \frac{dW(t)}{dt}$$

in cui

$Q_e(t)$ è la portata in ingresso alla vasca al generico istante t ; essa dipende sia dall'evento meteorico considerato che dalle caratteristiche del bacino e della rete di drenaggio a monte della vasca stessa;

$Q_u(t)$ è la portata in uscita dalla vasca; essa dipende dal tipo di scarico che regola l'uscita dalla vasca;

$W(t)$ è il volume invasato nella vasca all'istante t .

la relazione funzionale tra il volume invasato e il livello idrico h nell'invaso:

$$W(t) = W(h(t))$$

che dipende esclusivamente dalla geometria della vasca.

la legge d'efflusso che governa l'uscita dalla vasca:

$$Q_u(t) = Q_u(t, h(t))$$

che dipende dal dispositivo idraulico che si utilizza per regolare la portata in uscita.

Nell'integrazione dell'equazione differenziale di continuità della vasca sono incognite le funzioni $Q_u(t)$, $W(t)$ o $h(t)$ in quanto è nota, per precedenti calcoli, l'onda di piena in ingresso alla vasca $Q_e(t)$.

La progettazione delle vasche di laminazione si fonda sulla determinazione del volume d'invaso W^* che consente di ridurre, con la minima capacità di invaso, la portata al colmo dell'evento critico di progetto di assegnato tempo di ritorno T_R .

Note la portata entrante $Q_e(t)$ e la portata massima $Q_{u\ max}$ che la rete di fognatura a valle della vasca è in grado di convogliare e definite la geometria della vasca e le caratteristiche dei dispositivi di scarico, ipotizzando che nell'intervallo di tempo (t_1, t_2) , durante il quale la portata in ingresso $Q_e(t)$ eccede la capacità della rete, la portata uscente $Q_u(t)$ sia costante e uguale alla massima $Q_{u\ max}$, si determina il minimo volume di invaso W^* che consente di ottenere la laminazione dell'onda di piena.

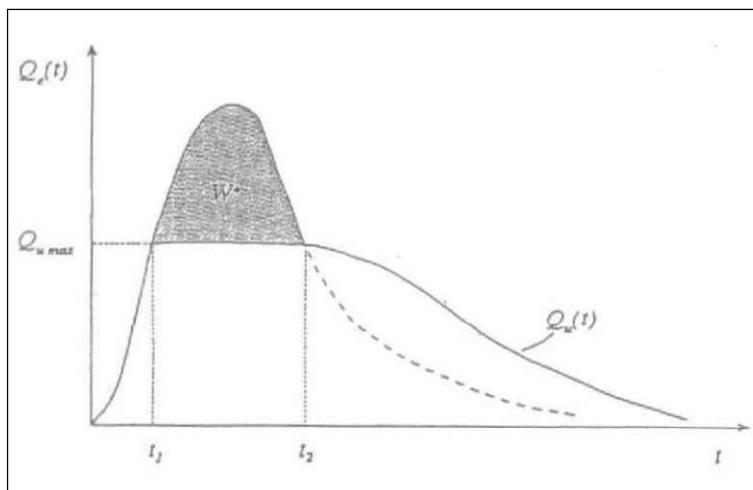


Figura 10: Processo di laminazione dell'onda di piena utilizzando dispositivi di scarico a portata costante.

La modellazione in moto vario eseguita al fine del dimensionamento della rete porta ad identificare il volume minimo complessivo da adibire alla laminazione delle portate meteoriche generate dal comparto in almeno 272 mc, corrispondenti ad un rapporto di circa 630 mc/ha impermeabile, mantenendo al contempo opportuni franchi di sicurezza in termini di battente massimo.

3.4.3 Metodo delle sole piogge

Volendo adottare il metodo delle sole piogge come indicato nelle linee guida del Consorzio della Bonifica dell'Emilia Centrale si ottiene il seguente dimensionamento del volume di invaso.

Posto:

S = Superficie territoriale drenata [ha] = 0,731 ha

U = coefficiente udometrico [l/s ha] = 20 l/s ha

Φ = coefficiente di deflusso [-] = 0,613

t = durata critica dell'evento [ore] = 1,40 ore

$h(t)$ = altezza di pioggia critica [mm] = 71,56 mm

Si ottiene secondo l'equazione:

$$V = V_{aff} - V_{defl} = 10 \cdot S \cdot F \cdot h(t) - 3.6 \cdot u \cdot S \cdot t$$

Che nel caso in esame conduce ad una stima del volume pari a 247 mc che costituisce dunque il volume di progetto minimo.

Nel dimensionamento geometrico delle componenti della rete, il volume di invaso interrato che viene adottato raggiunge i 272 mc.

Tale volume corrisponde a circa 630 mc/ha impermeabili.

3.4.4 Caratteristiche dell'invaso di laminazione

Come descritto nei paragrafi precedente è prevista la realizzazione di un invaso interrato di tipo in linea da realizzarsi lungo la viabilità interna di progetto, a servizio di un bacino idrologico afferente di superficie territoriale complessiva pari a 0,731 ha di superficie territoriale di cui 0,4316 ha impermeabili (ponderati secondo il coefficiente di deflusso).

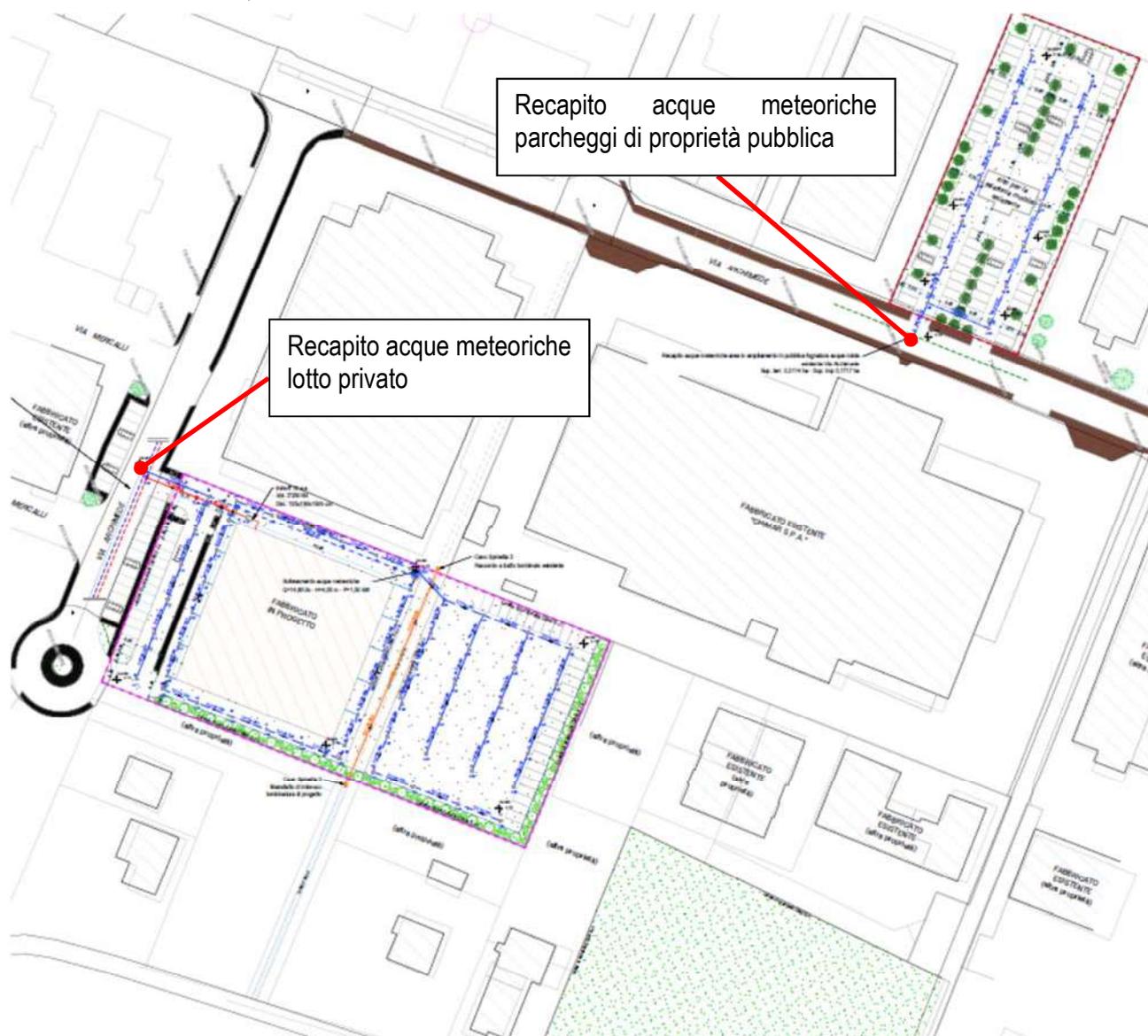


Figura 11: Caratteristiche dell'invaso di laminazione.

Il volume di laminazione delle portate meteoriche sarà costituito da un volume in linea realizzato mediante sovradimensionamento della rete di drenaggio stessa con collettori circolari DN 1000 per uno sviluppo longitudinale di 348 m e volume relativo di 272 mc.

Si osserva che nel calcolo dei volumi di accumulo consentiti dal sistema di drenaggio in progetto non si è fatto rientrare, a favore di sicurezza, il volume costituito dalle tubazioni della rete con diametri inferiori a 800 mm e dai pozzetti di ispezione che verranno predisposti.

3.4.5 Scarico in pubblica fognatura acque meteoriche

Lo scarico generale è previsto al nodo 56 in corrispondenza dell'esistente collettore PVC DN 500 SN8 in sul sedime di Via Archimede in tratto di futura cessione ed afferente al Cavo Lama.

La regolazione delle portate uscenti sarà affidata al idoneo impianto di sollevamento elettromeccanico.

3.4.6 Accessibilità e sicurezza

Sarà garantita la possibilità di accesso al volume di laminazione interrato da parte di personale tecnico mediante i pozzetti/torrini di ispezione previsti.

3.4.7 Piano di manutenzione dei dispositivi di invarianza idraulica

OP ER E	TIPO DI INTERVENTO	OBBLIG O	CADE NZA	RISCHI POTENZIALI	ATTREZZATURE E DISPOSITIVI DI SICUREZZA	NOTE E OSSERVAZIONI
FOGNATURE A GRAVITA'	Controllo visivo dello stato di pluviali, grondaie, chiusini e caditoie	si	1 anno	Contusioni e schiacciamenti Biologico Investimento	Piante e schemi delle fognature (elaborati grafici) DPI di uso comune	Manodopera idonea
	Controllo visivo dello stato interno dei collettori fognari (con videoispezione)	si	3 anni	Caduta dall'alto Scivolamenti, contusioni e schiacciamenti Biologico	Piante e schemi delle fognature (elaborati grafici) DPI di uso comune	Manodopera specializzata
	Pulizia pozzetti e caditoie	si	1 anno	Caduta dall'alto Scivolamenti, contusioni e schiacciamenti Biologico Investimento	Piante e schemi delle fognature (elaborati grafici) DPI di uso comune	Manodopera idonea
	Sostituzione e rifacimento di pluviali, grondaie, chiusini e caditoie	si	Quando serve	Caduta dall'alto Caduta di materiale dall'alto	Piante e schemi delle fognature (elaborati grafici) DPI di uso comune	Manodopera edile qualificata

			Contusioni e schiacciamenti Biologico Spazio confinato Investimento	Maschere e autorespiratori Tute impermeabili Dispositivi per ventilazione forzata Dispositivi di sollevamento di emergenza	
Risanamento pozzetti e manufatti in c.a. (armature scoperte, scrostamenti, cedimenti locali...)	si	Quando serve	Caduta dall'alto Caduta di materiale dall'alto Contusioni e schiacciamenti Biologico Spazio confinato Investimento	Piante e schemi delle fognature (elaborati grafici) DPI di uso comune Maschere e autorespiratori Tute impermeabili Dispositivi per ventilazione forzata Dispositivi di sollevamento di emergenza	Manodopera edile qualificata
Rifacimento rete di collettori di drenaggio acque meteoriche	no	30 anni	Caduta dall'alto Caduta di materiale dall'alto Contusioni e schiacciamenti Biologico Spazio confinato Investimento	Piante e schemi delle fognature (elaborati grafici) DPI di uso comune Maschere e autorespiratori Tute impermeabili Dispositivi per ventilazione forzata Dispositivi di sollevamento di emergenza	Manodopera edile qualificata

Tabella 6: Piano di manutenzione dell'opera

3.1 Impianto di sollevamento acque meteoriche

3.1.1 Portata dell'elettropompa

Come accennato nei paragrafi precedenti risulta necessario il ricorso ad un sistema di sollevamento elettromeccanico per lo svuotamento integrale del volume di laminazione.

Facendo dunque riferimento alle portate di invarianza idraulica massime ammissibile pari a 14,6 l/s stimata come descritto nei paragrafi precedenti è stato possibile determinare le portate dell'elettropompa necessarie al sollevamento delle acque meteoriche.

E' prevista la posa di una coppia di pompe per ciascun vaso aventi una portata di progetto pari a quanto appena indicato, con logica di funzionamento alternata ovvero una di riserva all'altra e con una prevalenza tale da far fronte al dislivello geodetico più le perdite di carico concentrate e distribuite di cui al successivo paragrafo.

3.1.2 Perdite di carico riferite all'esercizio della premente

Facendo riferimento alla portata dell'elettropompa installata, noti il punto di ubicazione dell'impianto, del recapito in acque superficiali e relative quote altimetriche, nonché il tracciato della premente adottato, è possibile calcolare le perdite di carico che indicativamente si realizzano in un tubo di media rugosità, diametro interno predefinito, lunghezza pari a circa 60 m, che trasporta circa 14,6 l/s, verificando di contenere le velocità di deflusso nella premente all'interno del rango $0.5 < V_p < 2$ m/s in modo da non generare eccessive perdite di carico e scongiurando, nel frattempo, fenomeni di sedimentazione associati alla natura del reflu sollevato.

Si è scelto di predisporre in esercizio una condotta in HPDE PE100 DE160, ovvero DI 130,8 mm, pressione nominale di riferimento PN 16, che nell'esercizio supposto $Q_p = 14,60$ l/s determina perdite di carico e velocità interna del reflu come riportato in tabella.

Il quadro delle perdite di carico associate al tratto di condotta in pressione viene di seguito riportato in funzione dei differenti modelli di calcolo adottati.

Calcolo perdite di carico distribuite

Perdite di carico distribuite: Colebrook

T [C°]	Viscosità cinematica
15,00	1,14E-06

Q = [mc/s]	0,0146
D = [m]	0,1308
L = [m]	60
	[mm]
e =	1
	[m]
	1,00E-03

Tubo scabro e > 0.15			
A = [m^2]	0,0134		
U = Q/A [m/s]	1,0871		
Re =	1,25E+05		
e/D =	7,65E-03		
lamda =	0,0353	h1-h2 [m] =	0,974

Tubo liscio e < 0.15			
lamda =	0,0170	h1-h2 [m] =	0,492

Br corretto			
Br =	0,0029	h1-h2 [m] =	0,973

Perdite di carico distribuite:Gaukler-Stickler ($e>0.15$)

$K_s = [m^{1/3} / s]$ 90

Br = 0,0025 **$h_1-h_2 [m] = 0,837$**

Perdite di caricodistribuite:Darcy ($0.3<e<0.5$)

Br = 0,0020 **$h_1-h_2 [m] = 0,655$**

Tabella 7: Calcolo delle perdite di carico distribuite riferite all'esercizio della premente.

In funzione del modello di calcolo di riferimento (Gaukler-Strickler) si verificano dunque perdite di carico distribuite:

$H_1-H_2 [m] = 0,837 m$

Calcolo perdite di carico concentrate

		$x = 0,5$		$h_1-h_2 [m] = 0,030$
		$x = 1$		$h_1-h_2 [m] = 0,060$
	A1	A2		
		$x = 1$		$h_1-h_2 [m] = 0,060$
	A1	A2		
		$x = 0,4$		$h_1-h_2 [m] = 0,024$

	$x_{13} = 1,1$	$h_{1-h3} [m] = 0,066$						
	$x_{23} = 0,55$	$h_{2-h3} [m] = 0,033$						
	$x_{31} = 1,3$	$h_{3-h1} [m] = 0,078$						
	$x_{32} = 0,5$	$h_{3-h2} [m] = 0,030$						
	$x = 0,8$	$h_{1-h2} [m] = 0,048$						
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>r/D</th> <th>max</th> <th>min</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>x</td> <td>0,8</td> <td>0,05</td> </tr> </tbody> </table>	r/D	max	min	x	0,8	0,05	
r/D	max	min						
x	0,8	0,05						

Tabella 8: Calcolo delle perdite di carico concentrate riferite all'esercizio della premente.

Si verificano dunque perdite di carico concentrate:

N°1 brusco restringimento di sezione	$H1-H2 [m] = 0,060$
N°10 cambi di direzione (cautelativ. 90°)	$H1-H2 [m] = 10 \cdot 0,048 = 0,49$
N°1 sbocco	$H1-H2 [m] = 0,060$

Sommando alle perdite di carico distribuite quelle concentrate si verificano complessivamente perdite di carico pari a:

$$H1-H2 [m] = 0,837 + 0,57 = 1,40 \text{ m}$$

3.1.3 Prevalenza dell'elettropompa

Sommando alle perdite di carico così determinate la prevalenza geodetica dovuta alla differenza di quota tra il punto di partenza e di arrivo della premente si ottiene:

	m
Geodetica	2,50
Perdite di carico	1,40
TOTALE	3,90

Tabella 9: Calcolo della prevalenza dell'impianto di sollevamento.

3.1.4 Caratteristiche dell'elettropompa

Si verificano in questo modo le caratteristiche ottimali dell'impianto per il conseguimento delle prestazioni sopra individuate.

$h[m]$ $Q [mc/s]$

Punto di funzionamento	3,90	0.0146
Collettore HDPE	DE1600 PN16	DI 130,8 mm
Rendimento		50%
Densità	[Kg/mc]	1000
Potenza	[Kw]	1,15 (per singola pompa)

Tabella 10: Caratteristiche ottimali dell'impianto di sollevamento.

3.2 Volume utile di accumulo

Le dimensioni della vasca di sollevamento si determinano in base alla portata e alla frequenza di avviamento delle pompe.

Supposto che tutte le pompe installate abbiano la stessa portata e che siano in grado, funzionando contemporaneamente, di smaltire la portata massima di progetto, al fine di evitare sovraccarichi termici delle elettropompe stesse il volume di accumulo dovrà essere tale da evitare un numero eccessivo di avviamenti: tanto minore è il numero d'avviamenti orari prescelti, tanto maggiore risulterà il volume utile della vasca.

Si possono individuare i due seguenti metodi principali di funzionamento:

Metodo 1: Le pompe vengono avviate una dopo l'altra a mano a mano che il livello idrico si innalza e si arrestano una dopo l'altra all'abbassarsi del livello stesso.

Metodo 2: Le pompe vengono avviate come per il metodo 1, ma si arrestano contemporaneamente alla quota d'arresto della prima pompa.

Il metodo di funzionamento 1 consente un'erogazione di portata più regolare rispetto al metodo 2 ed è consigliabile nel caso di consistenti portate e potenze installate superiori a 22 kW: con arresti separati è possibile ridurre gli effetti di colpo d'ariete nella condotta di mandata al termine del ciclo di pompaggio, riducendo al contempo i periodi di incompleta sommergenza delle macchine, venendo incontro alle necessità di raffreddamento dei motori di potenza più elevata.

Per macchine di potenza installata inferiore, come il caso in questione, caratterizzate da valori di portata tali da non esporre la condotta premente al rischio di colpo d'ariete per l'arresto simultaneo di tutte le pompe, il metodo 2 viene normalmente utilizzato come soluzione standard più semplice ed economica, quando è necessario ridurre al minimo le dimensioni della vasca.

Tenendo conto delle raccomandazioni d'installazione e della sommergenza minima ammessa, è possibile determinare il volume utile della vasca limitando la quota di volume non utilizzabile, compatibilmente con la sommergenza minima prevista per ogni pompa.

Considerati dunque un numero di avviamenti massimi pari a 6 ogni ora si ottiene un tempo di ciclo TC=600sec. In base al metodo 2, dunque, il volume utile (in mc) richiesto per la prima pompa può essere calcolato con la formula:

$$V_1 = \frac{0.9 \times Q}{n}$$

dove Q è la portata massima della pompa in l/s e n il numero di avviamenti orari previsti.

Il volume utile richiesto dalla seconda pompa è dato invece dalla relazione empirica:

$$V_2 = 0.392 \frac{0.9 \times Q}{n}$$

Il volume utile minimo complessivo della vasca è dato quindi dalla somma dei volumi parziali ottenuti, ossia, nel caso di 2 pompe:

$$V_{\text{utile}} = 1.392 \frac{0.9 \times Q}{n}$$

Gli impianti di progetto sono previsti tutti caratterizzati dalla presenza di due pompe posate in parallelo tra loro ma con schema di funzionamento alternato. In particolare si vedrà il funzionamento unicamente di una sola pompa alla volta con funzionamento alternato per garantire un tempo di ciclo maggiore e dunque una maggiore durabilità. Il volume da attribuire al sollevamento è dunque da stimarsi con riferimento ad una sola pompa ovvero dato dalla seguente formula:

$$V = \frac{0.9 \times Q}{n} \text{ [mc]}$$

Ipotesizzando un numero di avviamenti orari pari a 6 ed un valore della Q_p pari 14,6 l/s il valore del volume utile minimo calcolato con il Metodo 2 è pari a 2,19 mc.

Considerando che la vasca di accumulo corrisponde nella realtà dei fatti al volume dell'invaso di laminazione, il volume minimo di cui sopra resta sempre garantito.

4 DEFINIZIONE DELLA RETE DI RACCOLTA E ALLONTANAMENTO DELLE ACQUE REFLUE

4.1 Quadro generale degli elementi di progettazione delle reti di allontanamento delle acque reflue

La raccolta delle acque reflue a servizio del lotto sarà costituita da condotte in PVC con diametro commerciale DN 160 SN8.

Si prevede un funzionamento della rete privata per gravità con pendenza minima del 3 per mille fino alla sezione di valle e dunque all'allaccio in pubblica fognatura sulla Via Archimede, ove si rileva la presenza di un collettore di pubblica fognatura acque nere PVC DN 250.

4.1.1 Determinazione delle portate e delle velocità di scarico

Per il dimensionamento della rete di acque nere e dei suoi componenti si è fatto affidamento alle indicazioni di progetto in merito a destinazione d'uso dei singoli ambienti nonché alla massima capacità in termini di affluenza e superficie a disposizione, mantenendo comunque un certo margine di capacità nel caso dovessero mutare alcuni parametri di calcolo.

Al fine del calcolo delle portate scaricate in rete la dotazione idrica giornaliera assunta in zona a destinazione produttiva/servizi è stata:

$$d_p = 250 \frac{l}{ab.g}$$

Lo scarico si è assunto di durata pari a 8 h/g (scarico continuo).

Per il calcolo delle portate derivanti dalla presenza di addetti sono state adottate le seguenti relazioni:

$$Q_{N8} = \frac{N \cdot d_p}{8 \cdot 3600}$$

(portata nera media sulla durata dello scarico espressa in l/s)

con:

N = numero di utenti equivalenti

d_p = dotazione idrica giornaliera

Per il calcolo della portata nera di punta scaricata si è adottata la formula seguente:

$Q_{Npta} = K \cdot Q_{N24}$ portata nera di punta espressa in (l/s): definisce il valore della portata scaricabile nell'ora di massimo consumo del giorno di massimo consumo.

dove con K si indica il coefficiente di punta per gli scarichi calcolato secondo l'espressione suggerita da Rich (1980) e riportata in Luigi Masotti – "Depurazione delle acque" ed. Calderini, 2002:

$$K = 15.85 \cdot N^{-0.167}$$

nel calcolo del quale si assume per N la somma del numero di A.E. relativi a tutte le aree afferenti a monte del punto di immissione.

Assumendo cautelativamente un numero di abitanti equivalenti pari a 10 (ovvero 20 addetti), si ottiene una portata di punta pari a 0,93 l/s ed una portata media pari a 0,086 l/s.

Fissati quindi il tipo di tubazione impiegata e relative dimensioni (PVC DN 160), quote di scorrimento e pendenza (imposte dalle condizioni al contorno), scabrezza del materiale, è stata calcolata con la formula di Chezy la massima portata smaltibile e la velocità relativa alla portata di progetto in condizioni di moto uniforme per ogni ramo costituente la rete.

Si riportano di seguito le verifiche fatte in relazione alle basse velocità della corrente della rete acque nere per tratte significative.

Tratta di chiusura:

Tratta	Chiusura
Tubazione adottata	PVC DN 160
Diametro interno (DN)	150,6
Scabrezza (Ks)	$85 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$
Pendenza di posa (i)	0,003
Portata punta Qnpta (l/s)	0,93
Velocità punta (m/s)	0,33

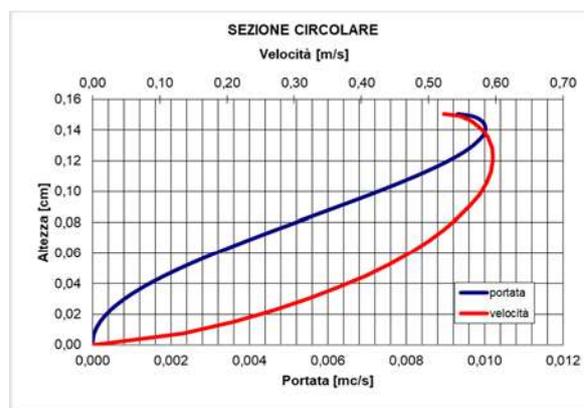


Tabella 11: Valori di velocità relativa alla portata di punta di progetto ricavati dalla scala di deflusso della tubazione adottata per la raccolta e collettamento di acque nere di comparto. Tratta di chiusura.

La velocità minima della corrente nelle tubazioni deve essere tale da evitare la formazione di depositi persistenti di materiali sedimentabili.

La normativa tecnica indica che per le acque nere la velocità relativa alle portate medie non deve generalmente essere inferiore a 50 cm/s, nei casi in cui tale valore non sia possibile rispettarlo, occorre comunque non avere valori inferiori ai 25-30 cm/s. Nel caso di fognature miste le velocità necessarie per rimuovere e trasportare i materiali sedimentati risultano superiori e sono dell'ordine di 60-70 cm/s.

Come deducibile dai risultati riportati nelle Tabelle sopra riportate, le velocità minime che si riscontrano in corrispondenza dei tratti di valle afferenti e del collettore ultimo risultano compatibili con i limiti di normativa. Al contempo è possibile che si verifichi per i tratti apicali della rete ed in alcuni casi anche le velocità di punta risultano inferiori ai limiti da rispettare; ciò a causa dei modesti contributi e delle pendenze limitate che, date le condizioni al contorno descritte, in taluni casi è stato inevitabile imporre.

4.2 Modalità di posa in opera e particolari costruttivi

I collettori di acque nere vengono previsti in PVC rigido conformi norma UNI EN 1401-1 tipo SN8 – SDR34, con giunzione a bicchiere e guarnizione elastomerica, di dimensione minima DN 250 mm e pendenza media di esercizio mai inferiore allo 0.3%, comunque in modo tale che il deflusso delle portate minime possa avvenire con una velocità tale da scongiurare gli effetti della legge di Stokes.

Per quel che riguarda le modalità di posa in opera si rimanda a quanto precisato all'interno del paragrafo dedicato della relazione sulle reti di drenaggio delle acque meteoriche.

I pozzetti di ispezione e raccordo sulla rete nera sono stati previsti a base quadrata, di dimensioni interne 60x60 cm, in calcestruzzo vibrocompresso di cemento ad alta resistenza, costituiti da: un elemento di base con canale di scorrimento liquami di altezza pari al 50% della condotta, pavimento circostante con pendenza verso il canale, superficie interna della base del pozzetto rivestita con malta a base di polimeri ad elementi silicei, un elemento di rialzo terminale ed eventuali elementi raggiungiquota di diametro interno utile di 625 mm.

Le giunzioni dei componenti e degli innesti saranno a tenuta ermetica con guarnizioni in elastomero resistenti ai liquami aggressivi conformi alle norme UNI 4920.

Sugli allacciamenti delle acque nere dovranno essere predisposte vasche di tipo biologico di congrua volumetria, di tipologia indicata nella tavola dei particolari costruttivi.

4.3 Trattamento acque reflue

4.3.1 Vasca Imhoff

Le Vasche Imhoff (o denominate anche Fosse Imhoff) in cemento prefabbricate da interrare, rappresentano il primo stadio di depurazione primaria per acque di scarico previsto dalle leggi vigenti: sono obbligatorie su tutto il territorio nazionale. Le vasche Imhoff in cemento sono formate da due comparti: uno superiore di sedimentazione ed uno inferiore di digestione. Il liquame arriva nel comparto di sedimentazione dove i solidi sospesi sedimentabili precipitano, lungo le pareti inclinate della tramoggia, nel sottostante comparto di accumulo e di digestione attraverso fessura longitudinale di comunicazione.

In una Vasca Imhoff le parti in sospensione si accumulano formando una spessa crosta che periodicamente deve essere rimossa, da 1 a 4 volte all'anno. L'acqua dopo un tempo di ritenzione esce chiarificata, non entrando in alcun modo in contatto con il comparto inferiore. Le sostanze sedimentate sul fondo della vasca vengono digerite da batteri anaerobici, i gas biologici prodotti dalla fermentazione si liberano dagli sfianti posti lateralmente al foro di entrata, i quali dovranno essere sempre collegati e portati sul tetto.

L'opportunità di un abbattimento preventivo (degrassatore-desaponatore) prima di procedere al trattamento nelle vasche Imhoff delle acque di rifiuto, risulta evidente se si considera che oli, grassi e detersivi, possono indurre gravi inconvenienti in tutte le varie fasi del trattamento. Inoltre per un corretto funzionamento della vasca stessa si rende necessario evitare di introdurre corpi grossolani di ogni genere quali: sacchetti di plastica, pannolini per bambini assorbenti igienici, cotton-fioc, ecc.

Normativa

Norme di riferimento

UNI EN 12566-1 Piccoli sistemi di trattamento delle acque reflue fino a 50 PT – Parte 1: Fosse settiche prefabbricate.

UNI EN 12566-3 Piccoli sistemi di trattamento delle acque reflue fino a 50 PT – Parte 3: Impianti di trattamento preassemblati e/o assemblati in sito delle acque reflue domestiche

D.L. 152/06 e delibera giunta regionale Emilia Romagna 1053/2003 Scarico di acque reflue domestiche non recapitanti nella pubblica fognatura, scarico in acque superficiali.

Le fosse Imhoff devono essere conformi alla norma uni en 12566-1 12566-3

I rendimenti depurativi delle fosse Imhoff sono quelli tipici delle vasche di sedimentazione primaria.

tabella rendimenti depurativi:

-bod-cod (dal 25- 35 %)

-solidi sospesi sedimentabili (dal 85- 90%)

-solidi sospesi totali (dal 55- 65%)

Dimensionamento

Nelle abitazioni come nelle attività produttive o di servizio, sarebbe necessario valutare l'effettiva produzione di liquame da smaltire per dimensionare correttamente l'impianto. Essendo praticamente impossibile, si deve fare riferimento al numero di Abitanti Equivalenti (A. E.) unità di misura standardizzata, che per l'insediamento in oggetto si può determinare nel seguente modo:

FABBRICHE O LABORATORI ARTIGIANI

1 A. E. ogni 2 addetti.

DITTE, UFFICI COMMERCIALI, NEGOZI

1 A. E. ogni 3 addetti.

n. 1 Vasca Imhoff per 20 addetti = 10 ae Vasca Imhoff cm.125x180xh.150 + 15cop. lt. 2'250 volume utile, in monoblocco cav da interrare, conforme alle norme UNI EN 12566-1 e UNI EN 12566-3, marcata CE, comparti separati, fornita completa di impronte in entrata/uscita DN.125, impronte sfiati posti lateralmente al foro di entrata DN.63, tramogge interne in cav, lastra di copertura carrabile traffico pesante h.2015 cm. con n.2 fori da cm.40x40 d'ispezione per ghisa (ghisa esclusa).

CARATTERISTICHE TECNICHE:

Volume utile (sed.+dig.) lt.5'000

12 A.E. con LT.185 x a.e.

11 A.E. con LT.200 x a.e.

9 A.E. con LT.250 x a.e.

Dimensioni: 125x180x150h cm

Peso: ql.27,8+8,4

VASCA IMHOFF H=150cm - VASCA MONOBLOCCO IN C.A.V.

10 ab. eq.

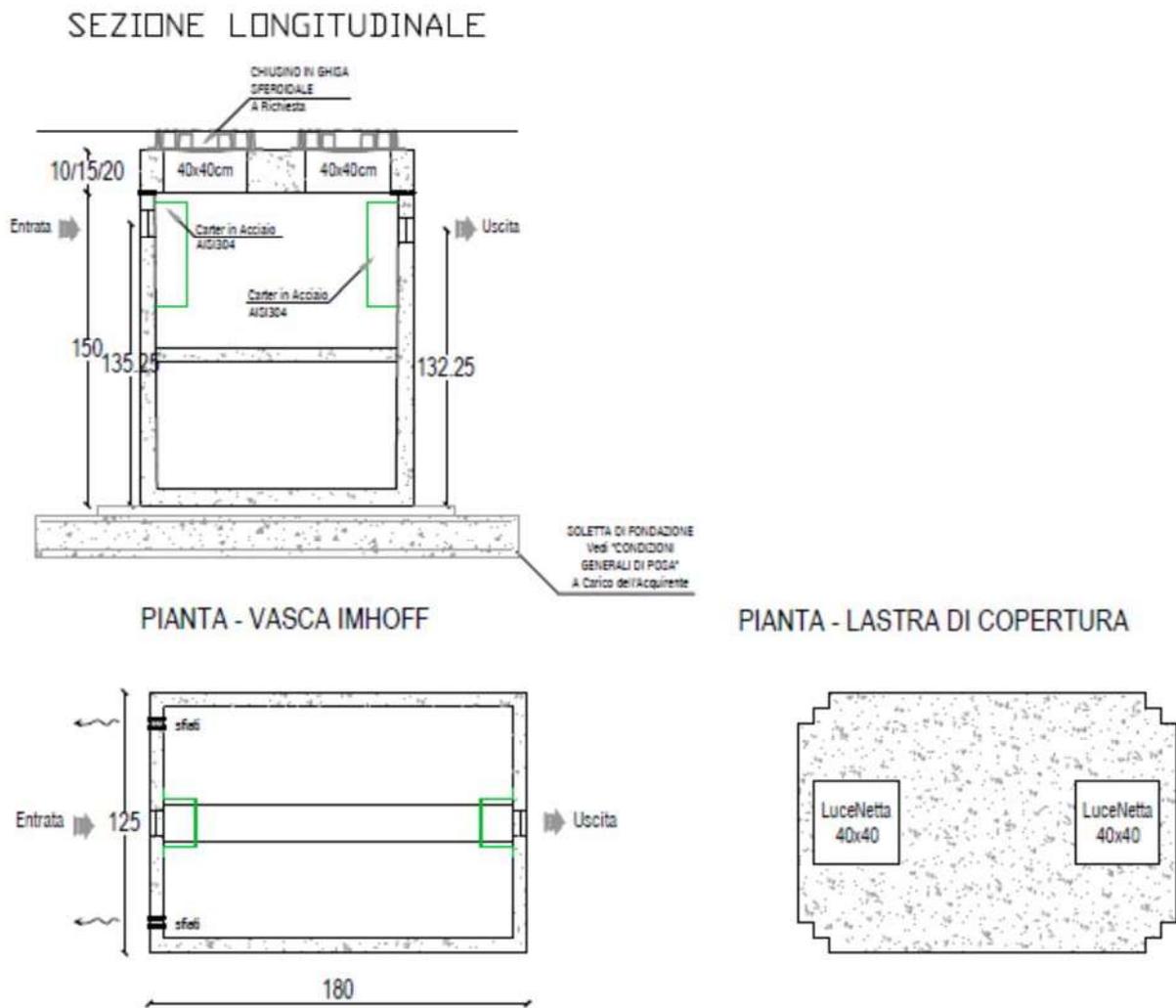


Figura 12: Tipologico Vasca Imhoff in cav prefabbricata.