

A	Aprile '21	Accordo Operativo_Area Ex SFIR			
REV.	DATA	DESCRIZIONI	GRAFICA	RESPONSABILE	CONTROLLO

Provincia di Forlì Cesena ACCORDO OPERATIVO ai sensi dell' ATTO DI INDIRIZZO approvato con Delibera di consiglio Comunale n° 72 del 28/11/2018 AREA EX - SFIR	Comune di Forlimpopoli 	N. ALLEGATO/TAVOLA ALL.07 RI- 01
--	--	--

Committente:

S.F.I.R. - Società Fondiaria Industriale Romagnola S.r.l. IN LIQUIDAZIONE

Progettisti:  ARVALLI STUDIO ASSOCIATO Ing. Arch. ALBERTO ARVALLI Palazzo Papafava dei Carraresi Via Marsala 59 - 35122 Padova (PD) TEL 049-8774693 FAX 049-8219189	Collaboratori:
	Progettista reti fognarie: <i>Proteo Ingegneria s.r.l.</i> Ing. VALENTINA PONZETTA Via Buozzi 90 - 59100 Prato (PO) Tel. 339 5466408

DATA: APRILE 2021	SCALA: -
-----------------------------	-------------

TITOLO: **RELAZIONE IDRAULICA**

COMMESSA	LIVELLO	TAVOLA			
59_09_S	PP	TIPO	CODICE	ALL/TAV	REVISIONE
		U	RI	01	A

INDICE

1	PREMESSA.....	2
2	INQUADRAMENTO DEL COMPARTO.....	3
3	LAMINAZIONE DELLE ACQUE METEORICHE.....	4
4	DIMENSIONAMENTO FOGNATURA BIANCA.....	8
4.1	RETE ESISTENTE.....	8
4.2	STATO DI PROGETTO E CARATTERISTICHE COSTRUTTIVE	8
4.3	DIMENSIONAMENTO RETE FOGNATURA BIANCA	9
4.3.1	Determinazione della portata di acque bianche	9
4.3.2	Stima del volume specifico di invaso.....	10
4.3.3	Formula adottata per le verifiche.....	10
4.3.4	Calcolo delle portate e verifica delle sezioni di chiusura.....	11
5	FOGNATURA NERA	12
5.1	RETE ESISTENTE.....	12
5.2	RETE DI PROGETTO	12
5.2.1	Dimensionamento fognatura nera	12

1 PREMESSA

La presente relazione descrive le caratteristiche e il dimensionamento del sistema di gestione delle acque bianche e delle acque nere di progetto relative alle opere di urbanizzazione per la proposta di accordo operativo ai sensi dell'atto di indirizzo approvato con Delibera di consiglio Comunale n°72 del 28/11/2018.

Le reti fognarie sono state progettate considerando la necessità di prevedere:

- Reti di acque bianche e nere di progetto separate e tra loro indipendenti;
- Reti di acque nere recapitanti in pubblica fognatura;
- Laminazione delle acque meteoriche scolanti sulle nuove superfici impermeabili di progetto, provvedendo alla graduale restituzione alla rete di fognatura bianca esistente.

2 INQUADRAMENTO DEL COMPARTO

L'intervento si sviluppa all'interno del territorio urbanizzato di Forlimpopoli, in un'area industriale dismessa, estesa per 12,20 ettari delimitata ad est da via Togliatti, a nord e ad ovest da altre aree a carattere principalmente industriale mentre sul confine sud comprende la via Amendola, già parte della viabilità ordinaria.

L'area di intervento risulta già urbanizzata ed in buona parte già impermeabilizzata; l'intervento vedrà la realizzazione di 3 lotti, oltre a tre lotti che costituiranno le opere di urbanizzazione interne al comparto (strade, parcheggi, aree verdi).



Figura 1 – Inquadramento geografico dell'area di intervento

3 LAMINAZIONE DELLE ACQUE METEORICHE

Per l'intera area di intervento la rete di gestione delle acque meteoriche è stata progettata in modo da rispettare il principio dell'invarianza idraulica, garantendo così un non aggravio in termini di immissione di acque meteoriche nel sistema di deflusso delle acque superficiali al contorno. Il principio di invarianza idraulica è stato rispettato creando un volume di invaso che andrà a compensare l'incremento di impermeabilizzazione dovuto al nuovo intervento che, come si vedrà, insisterà su un solo lotto. Il dimensionamento di tale volume è stato effettuato seguendo gli indirizzi del "Piano Stralcio per il Rischio Idrogeologico dei Bacini Regionali Romagnoli".

Quest'ultimo, nel suo elaborato "Direttiva inerente le verifiche idrauliche e gli accorgimenti tecnici da adottare per conseguire gli obiettivi di sicurezza idraulica definiti dal Piano Stralcio per il Rischio Idrogeologico, ai sensi degli artt. 2 ter, 3, 4, 6, 7, 8, 9, 10, 11 del Piano" definisce la metodologia di calcolo da seguire per garantire l'invarianza idraulica del sistema. Quando avviene una trasformazione del territorio, comportando in particolare un aggravio della superficie impermeabilizzata, si devono prevedere sistemi che incamerino temporaneamente le acque meteoriche, garantendone poi il graduale rilascio al fine di non incrementare se non ridurre la portata di picco rilasciata dall'area al reticolo idrografico, al fine di non compromettere l'ufficiosità idraulica dei corpi recettori né di incrementare il rischio idraulico delle aree.

La citata norma adotta come misura del volume minimo specifico d'invaso da realizzare il valore convenzionale:

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

dove si ha:

w [mc/ha] = volume di laminazione per ettaro di superficie totale dell'area;

w[°] = 50 mc/ha;

φ = coefficiente di deflusso dopo la trasformazione;

φ[°] = coefficiente di deflusso prima della trasformazione;

n = 0.48, esponente delle curve di possibilità climatica di durata inferiore all'ora, stimato nell'ipotesi che le percentuali della pioggia oraria cadute nei 5', 15' e 30' siano rispettivamente il 30%, 60% e 75%, come risulta plausibile da numerosi studi sperimentali citati in letteratura – si veda ad es. Paoletti, 1996);

I [%] area trasformata rispetto alla situazione di partenza;

P [%] area inalterata pari a 1-I;

Per la stima dei coefficienti di deflusso φ e φ[°] si fa riferimento alla relazione convenzionale:

$$\phi^{\circ} = 0.9 I m p^{\circ} + 0.2 P e r^{\circ}$$

$$\phi = 0.9 I m p + 0.2 P e r$$

in cui Imp e Per sono rispettivamente le frazioni dell'area totale da ritenersi impermeabile e permeabile, prima della trasformazione (se connotati dall'apice°) o dopo (se non c'è l'apice°).

Si riporta di seguito una planimetria schematica dei lotti ai fini di una loro più agevole individuazione nella trattazione che segue. In particolare le aree 1U, 2U e 3U sono riferite alle aree di urbanizzazione, mentre i lotti 1a-2a-3a si riferiscono alle aree di natura privata. Per ciascuno dei lotti è indicata la superficie complessiva in mq.

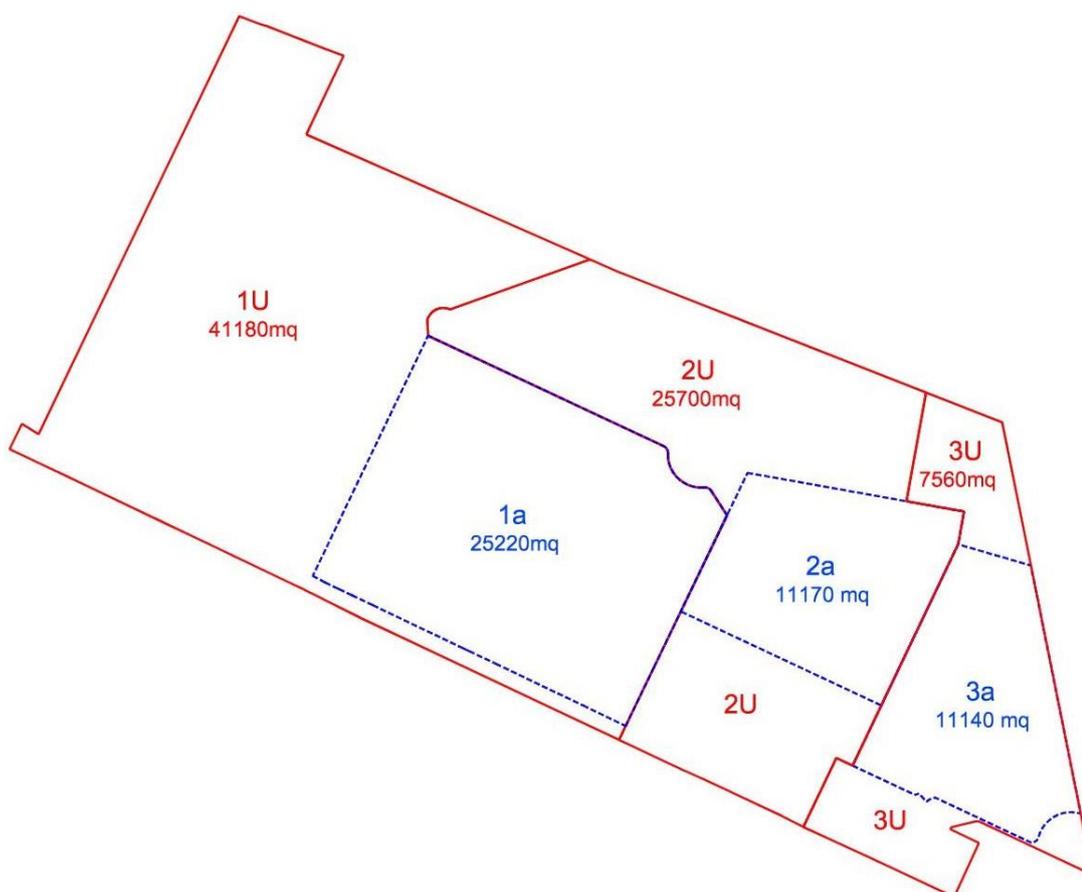


Figura 2: identificazione delle aree pubbliche (rosso) e private (blu)

Di seguito sarà esposta la procedura utilizzata per la valutazione delle superfici impermeabili allo stato di fatto e di progetto, nonché la conseguente quota soggetta ad una trasformazione. Si evidenzia che tale valutazione sarà effettuata per ogni singolo lotto distintamente, con l'obiettivo di garantire la laminazione delle acque internamente. Considerato lo stato di disuso e abbandono dell'area, che rende difficilmente distinguibili aree permeabili ed impermeabili, si è ricorso all'analisi di foto storiche nelle quali fosse più inequivocabile l'uso del suolo. Tale superficie è stata poi confrontata con lo stato di progetto, al fine di definire i diversi parametri richiesti dal metodo di calcolo del "Piano Stralcio per il Rischio Idrogeologico" dei Bacini Regionali Romagnoli. Nella pagina successiva le figure riportano la suddivisione dell'area fra area impermeabile e permeabile allo stato attuale e di progetto.

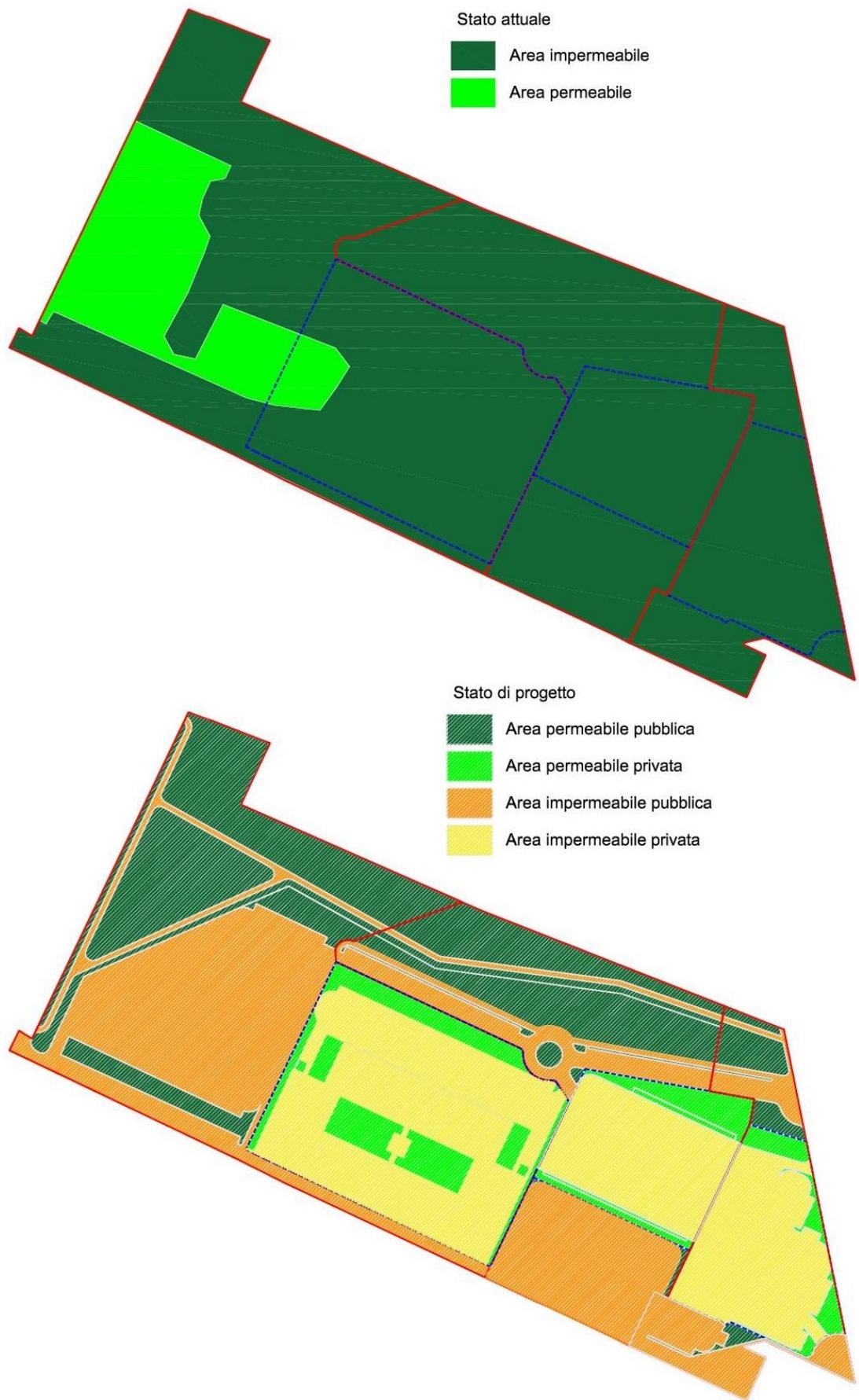


Figura 3 – Planimetria delle aree permeabili e impermeabile (a sinistra stato attuale, a destra stato di progetto)

Nella tabella di seguito si riportano, oltre all'estensioni delle superfici permeabili ed impermeabili, i coefficienti di permeabilità iniziali e di progetto per meglio identificare la variazione.

Superfici totali [mq]		Stato attuale			Stato di progetto		
		Permeabile [mq]	Impermeabile [mq]	Coeff. Φ^o	Permeabile [mq]	Impermeabile [mq]	Coeff. Φ
1U	41180	13790	27390	0,67	19080	22100	0,58
2U	25700	0	25700	0,90	11955	13745	0,57
3U	7560	0	7560	0,90	2320	5240	0,69
1a	25220	1720	23500	0,85	6550	18670	0,72
2a	11170	0	11170	0,90	2680	8490	0,73
3a	11140	0	11140	0,90	1610	9530	0,80

Dall'intersezione delle due planimetrie si ottiene una mappatura delle aree trasformate (sia in termini di impermeabilizzazione che di conversione a verde). Nella tabella indicata nella pagina successiva si riporta la valutazione dei quozienti I e P, con il conseguente calcolo del volume di invaso specifico per ciascuno dei lotti e, di conseguenza, il volume di laminazione complessivamente richiesto.

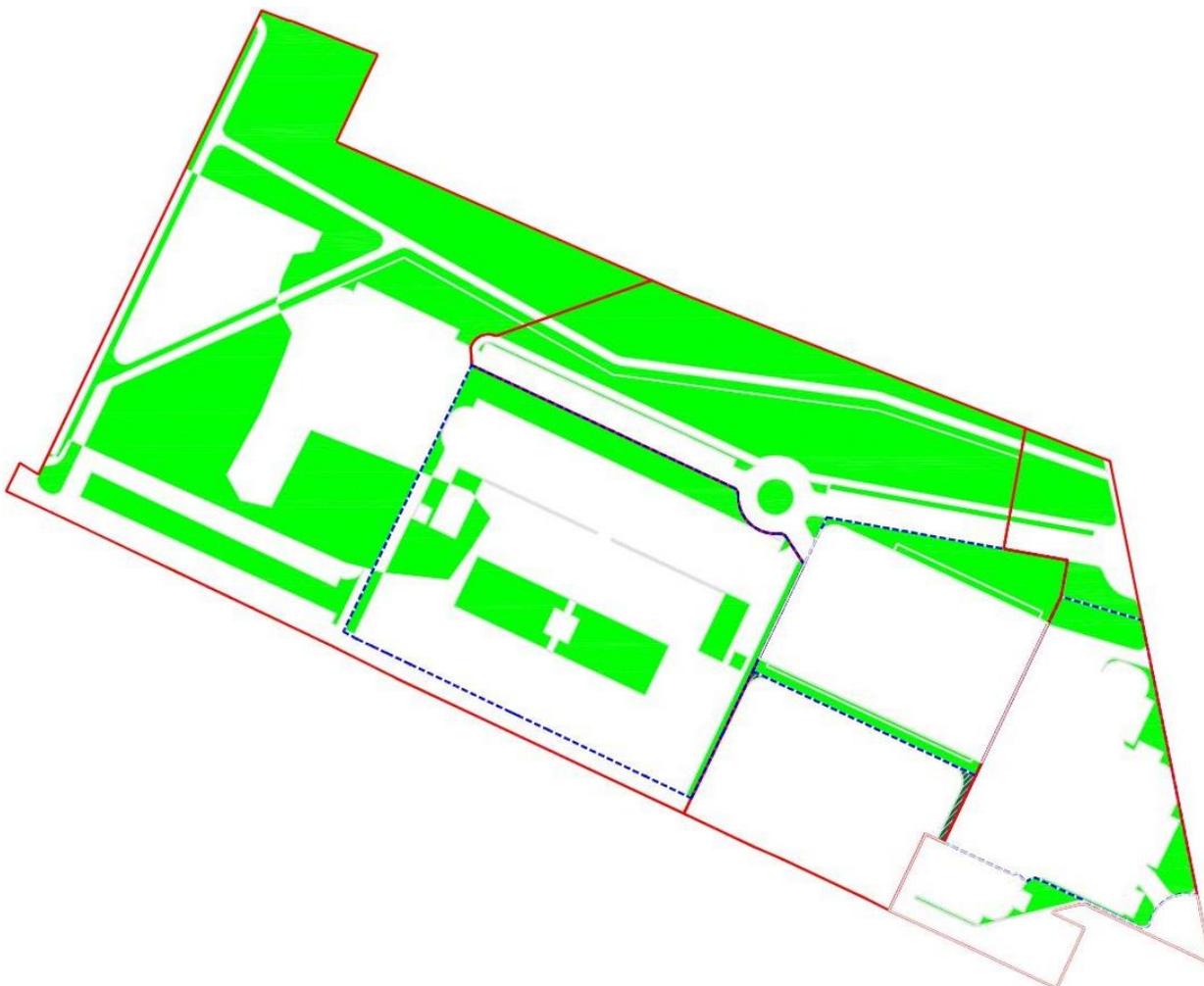


Figura 5: identificazione delle aree coinvolte dalla trasformazione

Lotto	Superficie trasformata [mq]	I [%]	P [%]	W [mc/ha]	Volume di laminazione minimo [mc]
1U	22569	55%	45%	7	29
2U	11959	47%	53%	-13	0
3U	2320	31%	69%	-10	0
1a	6588	26%	74%	-5	0
2a	2680	24%	76%	-8	0
3a	1610	14%	86%	-5	0

Nel paragrafo successivo saranno descritti i criteri progettuali per la rete di fognatura bianca, esponendo anche la soluzione individuata per garantire il volume minimo precedentemente calcolato.

4 DIMENSIONAMENTO FOGNATURA BIANCA

4.1 RETE ESISTENTE

In questa fase di progetto è stata individuata come recapito delle acque meteoriche ricadenti sul comparto la tubazione Ø1000 individuata lungo via Togliatti, avente scorrimento in direzione nord, ed il canale, sempre presente su via Togliatti, con scorrimento in direzione sud e sezione 1150x1700 cm.

4.2 STATO DI PROGETTO E CARATTERISTICHE COSTRUTTIVE

Per l'individuazione dei lotti che saranno di seguito indicati si rimanda alla Figura 2, al precedente paragrafo. La rete di raccolta delle acque meteoriche prevede la realizzazione di due dorsali principali, entrambe recapitanti su via Togliatti.

Ciascuno dei lotti privati avrà una propria rete interna di raccolta delle acque provenienti dai pluviali dei fabbricati e dalle reti di drenaggio dei piazzali, che saranno poi recapitate nella dorsale pubblica principale.

Dati i limitatissimi dislivelli a disposizione, nelle aree pubbliche le reti di fognatura bianca saranno previste con una pendenza dello 0,15%. Saranno utilizzati condotti in PVC serie SN8 di diametro compreso fra Ø315 (dimensione minima richiesta dal gestore del servizio idrico integrato Hera SpA) e Ø630. Per sezioni superiori si utilizzeranno condotti Ø800 in calcestruzzo prefabbricato. Le condotte saranno posate su letto e rinfiacco in sabbia, garantendo un ricoprimento minimo di un metro. Per il drenaggio delle acque meteoriche si utilizzeranno caditoie sifonate costituite da pozzetti in c.a. pref. con dimensioni interne di 45x45 cm e griglia in ghisa sferoidale 50x50 classe D400; il collegamento alla rete principale avverrà tramite condotti Ø160 e Ø200 in PVC serie SN8.

Le ispezioni ed i raccordi saranno costituiti da pozzetti in elementi prefabbricati di cls a sezione circolare del diametro interno variabile da Ø800 a Ø1000mm, a seconda dei diametri delle tubazioni di

innesto; la chiusura dei pozzetti è stata prevista con chiusini in ghisa sferoidale, rispondenti alle norme UNI-ISO 1083 e conformi alle caratteristiche stabilite dalle norme UNI-EN e con resistenza a rottura superiore a 400 KN.

Il volume di laminazione calcolato per il lotto 1U, pari a 29 mc minimo, sarà ottenuto tramite la posa di scatolari in calcestruzzo prefabbricato a sezione interna di 200x100 cm fra due rami di dorsali interne al parcheggio per 18 mt, ottenendo un volume totale di 36 mc.

Nelle aree private la rete di acque meteoriche prevedrà l'utilizzo di condotti in PVC serie SN 8 del diametro compreso fra Ø250 e Ø400, con l'utilizzo di pozzetti e caditoie delle medesime caratteristiche indicate per le aree pubbliche. Come precedentemente calcolato, all'interno dei lotti privati non risulta necessario prevedere laminazione delle acque.

4.3 DIMENSIONAMENTO RETE FOGNATURA BIANCA

4.3.1 DETERMINAZIONE DELLA PORTATA DI ACQUE BIANCHE

Come metodo di calcolo si è scelto di stimare il coefficiente udometrico u (l/s ha), dal quale è possibile ricavare la portata dalla nota relazione:

$$Q(l/s) = u \cdot A$$

dove A è la superficie espressa in ha.

Per la superficie impermeabilizzata l'espressione utilizzata per la determinazione del coefficiente udometrico u è quella del metodo italiano o dell'invaso, con particolare riferimento a quello formulato per le reti di fognatura, è la seguente:

$$u = 2168 \cdot \frac{n^* \cdot (\psi_m \cdot a)^{1/n^*}}{W_0^{(1/n^*-1)}}$$

dove:

- u = coefficiente udometrico (l/s/ha)
- a, n = coefficiente ed esponente della curva segnalatrice di possibilità climatica
- W_0 = volume specifico di vaso (riferito cioè all'unità di superficie dell'area considerata) espresso in m^3/m^2
- ψ_m = coefficiente di deflusso medio dell'area considerata
- 2168 = coefficiente numerico, valore medio tra la legge lineare e non lineare di variazione della portata in funzione dell'area del collettore.

Le ipotesi alla base del metodo nella sua versione tradizionale sono quelle di autonomia dei deflussi (assenza di fenomeni di rigurgito) e di sincronia del riempimento dei condotti/canali costituenti la rete (il riempimento e lo svuotamento dei condotti/canali durante l'evento pluviometrico avviene in

maniera contemporanea in tutti i condotti).

Nell'ambito del metodo di calcolo utilizzato, il volume specifico d'invaso rappresenta il volume invasato nella rete di drenaggio a monte della sezione oggetto di verifica al momento del passaggio della massima piena nella sezione in esame.

Tale volume può essere scomposto in due contributi: il primo rappresenta quello invasato nella rete di drenaggio principale, il secondo contributo rappresenta il volume invasato nei rimanenti condotti/canali.

Infine per le verifiche in oggetto è stata utilizzata la curva di pioggia corrispondente ad un tempo di ritorno pari a 25 anni per il pluviometro di Ravenna per durate inferiori ad un'ora.

$$h = 42,12 \cdot t^{0,48}$$

4.3.2 STIMA DEL VOLUME SPECIFICO DI INVASO

Per il dimensionamento delle fognature sono state utilizzate le curve di pioggia relative ad un evento con tempo di ritorno pari a 25 anni di durata inferiore all'ora. Per quanto riguarda la scelta di W_0 Secondo Datei et al. (1997), nel caso delle zone di bonifica questo valore è dell'ordine dei 100-150 mc/ha (10-15 mm di velo idrico), comprendendo l'intero volume dei canali di drenaggio. Per gli stessi Autori, nel caso delle fognature in ambito urbano, quindi a superfici impermeabili, si può assumere un valore di 30-50 mc/ha, comprendente gli invasi di superficie e quelli corrispondenti a caditoie e similari.

Nel caso in esame è stato scelto un valore di W_0 pari a 30 mc/ha, per cui sostituendo i valori della

curva di pioggia e del coefficiente di deflusso medio alla formula $u = 2168 \cdot \frac{n^* \cdot (\psi_m \cdot a)^{1/n^*}}{W_0^{(1/n^*-1)}}$ si ottiene il

valore per quanto riguarda il coefficiente idrometrico di $\sim 260 \text{ l/(s*ha)}$ per le superfici impermeabili.

4.3.3 FORMULA ADOTTATA PER LE VERIFICHE

La formula adottata per il calcolo della portata massima a bocca piena che un condotto è in grado di smaltire, ipotizzando il verificarsi del moto uniforme, è:

$$Q = S \cdot \chi \cdot \sqrt{(R \cdot i)}$$

Dove:

- Q: portata massima transitante nel condotto in esame (m^3/s)
- S: sezione di deflusso del condotto (m^2)
- χ : parametro di resistenza al moto
- R: raggio idraulico della sezione, $R=S/C$, con C il contorno bagnato della sezione
- i: pendenza del condotto.

Le condizioni di moto considerate sono quelle usuali di correnti assolutamente turbolente ossia per numero di Reynolds superiore a 2500, in queste situazioni il parametro di resistenza al moto χ , dipende solo dalla scabrezza relativa della condotta e non più dal numero di Reynolds.

Il parametro di resistenza al moto, χ , viene quindi calcolato tramite l'espressione di Gauckler e Strickler:

$$\chi = K \cdot R$$

dove k ($m^{1/3}/s^{-1}$) è il coefficiente di scabrezza di della condotta secondo Gauckler e Strickler, il cui valore è in funzione del tipo di materiale e dello stato di conservazione è stato stimato pari a 120 per i condotti in PVC.

4.3.4 CALCOLO DELLE PORTATE E VERIFICA DELLE SEZIONI DI CHIUSURA

Le portate in corrispondenza delle sezioni di chiusura dei diversi tratti di rete sono state calcolate considerando il coefficiente udometrico come sopra calcolato e i coefficienti di permeabilità allo stato di progetto, ottenendo una superficie equivalente in base alla quale stimare la portata di punta. Si evidenzia che, poiché l'intervento di progetto prevede un incremento della superficie permeabile, i coefficienti di permeabilità di progetto risultano sempre inferiori rispetto a quelli dello stato attuale (vedi tabella pag. 7). Si è dunque tralasciato un confronto con le portate allo stato attuale, sempre maggiori rispetto a quelle previste allo stato di progetto. Nel complesso si otterrà dunque una riduzione delle portate complessivamente rilasciate sul reticolo idrografico.

La tabella seguente riporta, per i tre lotti privati, la superficie equivalente (prodotto fra superficie reale e coefficiente di deflusso), la portata di punta allo stato di progetto, il condotto previsto in uscita dal lotto ed il grado di riempimento.

Lotto	Superficie equivalente [mq]	Portata di punta rilasciata allo stato di progetto [l/s]	Sezione in uscita dal lotto	Coefficiente di riempimento [%]
1a	18113	471	Ø630	95
2a	8177	213	Ø500	85
3a	8899	231	Ø500	95

Tale metodologia è stata applicata anche sui lotti di urbanizzazione 1U, 2U e 3U, considerando tuttavia che la portata alla sezione di chiusura sarà data dalla sommatoria della portata drenata sulla superficie del lotto pubblico e dalle portate in uscita dai lotti a monte. Il lotto 2U, inoltre, data la geometria della rete, è stato suddiviso in 2U-nord e 2U-sud, per distinguere le due porzioni che si trovano a nord e sud del lotto 2a, afferenti a distinte dorsali di fognatura bianca.

Lotto	Superficie equivalente [mq]	Portata di punta rilasciata dal lotto allo stato di progetto [l/s]	Portata di punta rilasciata complessivamente alla sezione di chiusura [l/s]	Sezione in uscita dal lotto	Coefficiente di riempimento [%]
1U	23706	616	616	Ø800	70
2U-nord	5828	152	1239	Ø800	95
2U-sud	6795	177	389	Ø630	80
3a	5180	135	755	Ø800	75

5 FOGNATURA NERA

5.1 RETE ESISTENTE

Dalla rete segnalata dal gestore del servizio idrico integrato, si rileva una fognatura del Ø250 su via Togliatti, con scorrimento in direzione sud ed un canale a sezione ovoidale ONI 500x750 cm, che scorre lungo via Amendola sul confine sud del comparto, in direzione ovest.

5.2 RETE DI PROGETTO

Data la geometria del comparto non si rende necessario prevedere una nuova dorsale di collettamento delle acque nere. I lotti 1a e 3a conferiranno direttamente nel canale ovoidale di via Amendola, mentre per il lotto 2a si prevede un nuovo tratto di fognatura nell'area pubblica di progetto, comunque recapitante nella fognatura esistente di via Amendola. Le quote di scorrimento della condotta di recapito sono sufficientemente profonde da non creare problematiche di conferimento e tutte le tubazioni interne ed esterne ai lotti saranno previste con una pendenza dello 0,3%.

Tutti e tre gli allacci saranno previsti con sezione Ø250 in PVC, comprensivi di valvola clapet e sifone tipo Firenze. Le tubazioni saranno in PVC SN8 (8KN/m²) a norma UNI EN 1401-1 con marchio di conformità IIP, con giunto a bicchiere ed anello di tenuta elastomerica, posati su sottofondo, rinfiacco e copertura in sabbia; nei punti di deviazione saranno predisposti pozzetti di ispezione circolari a perfetta tenuta di diametro interno Ø800 mm. La chiusura dei pozzetti è stata prevista con boccaporti in ghisa sferoidale rispondenti alle norme UNI-ISO 1083 e conformi alle caratteristiche stabilite dalle norme UNI-EN 124/95 e con resistenza a rottura superiore a 400 KN. Non saranno previsti interventi sulla rete esistente in quanto l'allaccio avverrà sempre su pozzetti esistenti.

5.2.1 DIMENSIONAMENTO FOGNATURA NERA

All'interno dei lotti saranno prodotte acque reflue assimilabili alle domestiche. Come destinazione d'uso si prevede infatti la realizzazione di una media struttura di vendita alimentare (lotto 3a) e di fabbricati a destinazione di terziario direzionale (lotti 1a e 2a). In questa fase progettuale non risultano

ancora definite le caratteristiche architettoniche interne ai fabbricati, dunque si effettueranno delle stime di massima nella valutazione del carico.

Per i lotti 1a a e 2a (27.000 e 16.000 mq di superficie lorda) si stimano rispettivamente 250 e 150 addetti mentre per il lotto 3a (in cui è prevista una superficie di vendita di 3.000 mq) si stimano 50 addetti. Secondo le linee guida della Regione Emilia-Romagna (1 abitante equivalente ogni 3 addetti) si ottiene dunque un carico complessivo di 150 abitanti equivalenti.

La portata media (Q₂₄) scaricata nella fognatura nera è stata calcolata come prodotto della dotazione idrica pro-capite pari a 200 l/A.E./d, moltiplicata per il numero di AE gravanti, mentre la portata di progetto sarà pari alla portata di punta (Q_p) che è data dalla portata media moltiplicata per un certo coefficiente di punta, come mostrato di seguito.

$$Q_{24} = \frac{Dot \cdot A.E.}{86400} \text{ [l/s]}$$

$$Q_p = C_{max} \cdot Q_{24} \text{ [l/s]}$$

dove:

- Q₂₄ = portata nera media in l/s
- Q_p = portata nera di punta in l/s
- C_{max} = 3 coefficiente di punta
- A.E. = abitanti equivalenti
- Dot = Dotazione idrica giornaliera l/AE/d

Di seguito si riporta il calcolo delle portate medie e di punta in uscita da ciascun lotto. Riferendosi alla formula precedentemente esposta e considerando un coefficiente di scabrezza stimato, a titolo cautelativo, pari a 100 per i condotti in PVC, è stato calcolato il grado di riempimento considerando il diametro interno di 235,4 mm e la pendenza media dello 0,3%.

Allaccio	Abitanti equivalenti stimati	Portata media stimata	Portata di punta stimata	Grado di riempimento
1a	84	0,20	0,60 l/s	10%
2a	50	0,12	0,36 l/s	7%
3a	16	0,04	0,12 l/s	4%

Le condotte risultano dunque ampiamente verificate, considerando un buon margine di sicurezza da prevedersi per la possibile presenza di solidi, data l'assenza di pretrattamenti.

Prato, aprile 2021

La progettista
Ing. Valentina Ponzetta



Valentina Ponzetta