

Provincia di Forlì - Cesena

COMUNE DI FORLIMPOPOLI

PROPRIETA':

VIOCAR S.p.A., con sede a Forlimpopoli, via Duca d'Aosta n. 44

Matteini Home S.r.l., con sede a Forlimpopoli, via Duca d'Aosta n. 70

**ACCORDO OPERATIVO AI SENSI ART. 38 LR 24/2017 Piano Urbanistico Attuativo
Insediamento residenziale Ambito A12-5 Comparto Urbano Est Zona SS9
2° STRALCIO - Scheda n. 51**

RELAZIONE FOGNATURE E INVARIANZA IDRAULICA

Allegato n. 15

Forlì, 28/12/2021

Progettisti del Piano Urbanistico
Arch. Maurizio Vitali
Ing. Roberto Santolini

Progettista idraulico
Ing. Massimo Plazzi

0. PREMESSA

Nella presente relazione specialistica vengono espone le scelte metodologiche e progettuali adottate per il dimensionamento della rete di drenaggio pubblica delle acque meteoriche, a servizio dell'intervento urbanistico in oggetto da realizzarsi in Comune di Forlimpopoli – ambito A12-05 – con particolare attenzione al dimensionamento dei dispositivi atti a garantire l'invarianza idraulica (in osservanza all'Art. 9 "Invarianza idraulica" delle Norme di Piano del vigente Piano Stralcio di bacino per il Rischio Idrogeologico). Verranno inoltre descritte le scelte adottate per la progettazione e il dimensionamento della rete fognaria pubblica di acque nere (acque reflue).

Di seguito si riporta una veduta su base fotografica aerea dell'area.



Il progetto consiste nella realizzazione di 30 lotti privati a destinazione residenziale, unitamente alla realizzazione di tre aree dedicate a parcheggi pubblici di modesta dimensione di due aree di verde pubblico. Si prevede inoltre la realizzazione di una viabilità interna di collegamento tra i lotti di progetto e le vie Ilaria Alpi e Rita Levi Montalcini, la prima adiacente al comparto in esame a Sud e la seconda adiacente al comparto Ovest dello stesso.

Per ulteriori dettagli e per una più chiara comprensione di quanto di seguito esposto si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

Nei capitoli seguenti vengono riportate le scelte progettuali adottate ed i calcoli per il dimensionamento delle reti fognarie per acque meteoriche e per acque nere a servizio dell'area di intervento.

Si evidenzia che tutte le grandezze in gioco sono state stimate cautelativamente al fine di dimensionare l'intervento con un buon margine di sicurezza idraulica.

Inoltre, l'iter progettuale ha sempre tenuto in debita considerazione tutte le indicazioni e/o le regole di buona pratica costruttiva fornite dal Consorzio di Bonifica della Romagna e dall'ente gestore delle fognature nere/miste, HERA.

1. STATO ATTUALE DEL SISTEMA FOGNARIO

Per poter avere tutti gli elementi utili necessari per descrivere in modo esaustivo le scelte metodologiche e progettuali adottate per la rete fognaria di progetto (vedi capitoli successivi), vengono di seguito riportate le principali caratteristiche della rete fognaria bianca e nera esistente a servizio dell'area di interesse.

Per una più chiara comprensione di quanto di seguito esposto si rimanda agli elaborati grafici di progetto, tra i quali quello relativo alle reti fognarie a servizio dell'area in esame, di cui successivamente se ne riporta un estratto.

Fognatura bianca

Attualmente il lotto in esame risulta totalmente sprovvisto di una dorsale fognaria per la raccolta e lo smaltimento delle acque meteoriche, sia pubblica che privata, in quanto attualmente l'area di intervento risulta totalmente verde agricola. Il recettore ottimale è rappresentato dallo scolo Consorziale Ausetta 5° ramo il quale scorre lungo i lati Sud e Est del comparto oggetto di intervento e con scorrimento in direzione Nord dove confluisce nello Scolo Ausetta, all'altezza di via Papa Giovanni XXIII.

Fognatura nera

Attualmente il lotto in esame risulta totalmente sprovvisto di una dorsale fognaria per la raccolta e lo smaltimento delle acque reflue, in quanto attualmente l'area di intervento risulta totalmente verde agricola. Per quanto riguarda la fognatura nera si individua un recettore ottimale "obbligato", rappresentato dalla dorsale di fognatura nera esistente DN200 PVC con sedime lungo la via Rita Levi Montalcini e con scorrimento verso Nord.

2. STATO DI PROGETTO DEL SISTEMA FOGNARIO

Fognatura bianca

La rete di fognatura bianca verrà realizzata con uno scatolare di dimensione 1.2x0.8 m, con pendenza costante 0.1% a differenza della sola parte terminale che avrà pendenza dello 0.15 %. La rete di fognatura bianca avrà sedime lungo le nuove strade di comparto.

In particolare, per quanto concerne lo scolo consorziale 5° Ramo Ausetta, avente sedime ovunque su aree private e non demaniali, si evidenzia che esso è oggetto delle seguenti richieste presentate, in sede di incontro tecnico, al competente Consorzio di Bonifica della Romagna:

- 1) Declassifica a fognatura pubblica comunale del primo tratto tombinato dello scolo Consorziale 5° Ramo Ausetta sul lato sud-ovest del comparto. Tale tratto infatti verrà intercettato della fognatura bianca di progetto.
- 2) Declassifica e dismissione del secondo tratto tombinato dello scolo Consorziale 5° Ramo Ausetta sul lato sud-est del comparto. Tale richiesta è giustificata in quanto nel verde pubblico del presente PUA, nello standard di verde pubblico sul fronte sud-est, l'Amministrazione Comunale prevede l'ampliamento futuro del complesso scolastico Gianni Rodari; tale ampliamento sarebbe da effettuarsi proprio sopra lo Scolo Consorziale 5° Ramo Ausetta.
- 3) Declassifica dello Scolo Consorziale 5° Ramo Ausetta su tutto il lato nord-est del comparto, nel tratto già tombinato sottostante alla pista ciclabile di via Rita Levi Montalcini. Infatti tale porzione dello scolo consorziale, se il primo tratto sarà declassificato a fognatura pubblica comunale con immissione nella nuova rete fognaria del 2° stralcio Ambito A12-05, rimarrà priva di apporti di acqua.

Per una più chiara comprensione della richiesta descritta si rimanda alla relazione tecnica generale.

Fognatura nera

La fognatura nera di progetto sarà caratterizzata da una condotta DN200 PVC con pendenza pari allo 0.2% e si svilupperà lungo le nuove strade di comparto, con innesto nella fognatura esistente DN200 di via Rita Levi Montalcini.

Per una più chiara comprensione di quanto esposto si rimanda agli elaborati grafici di progetto, ed in particolare a quello relativo alle reti fognarie a servizio dell'area in esame, di cui di seguito se ne riporta un estratto.

Si evidenzia che nella realizzazione della tavola di progetto è stato utilizzata come base di dettaglio per la rete esistente la tavola "as built" relativa alla recente realizzazione del 1° stralcio.

3. INVARIANZA IDRAULICA

3.1 Metodo di calcolo dei volumi di compensazione idraulica

Lo scopo principale di questo paragrafo è quello di riassumere le valutazioni inerenti le modifiche prodotte dall'intervento di progetto al regime idraulico esistente, al fine di dimensionare i dispositivi atti a garantire l'invarianza idraulica secondo la normativa vigente. La normativa di riferimento è rappresentata dall'Art. 9 "Invarianza idraulica" delle Norme di Piano del vigente Piano Stralcio di bacino per il Rischio Idrogeologico (PSRI).

Il calcolo dei volumi di stoccaggio temporaneo dei deflussi ai fini dell'invarianza idraulica è stato svolto impiegando i parametri predisposti dall'Autorità di Bacino, secondo il metodo di calcolo contenuto nella normativa del vigente Piano Stralcio per il Rischio Idrogeologico.

In particolare il Comma 5 dell'Art. 9 del Piano Stralcio per il Rischio Idrogeologico indica *"Il volume minimo di cui ai commi precedenti deve essere calcolato secondo la procedura riportata nel capitolo 7 della "Direttiva per le verifiche e il conseguimento degli obiettivi di sicurezza idraulica", approvata con Delibera Comitato Istituzionale n. 3/2 del 20/10/2003 e s. m. e i., che vale ai fini del presente articolo come Regolamento di Attuazione. I Comuni, nell'approvare gli interventi previsti dagli Strumenti urbanistici e regolamenti comunali, secondo le vigenti norme e in base alle procedure correnti, verificano la rispondenza dei piani attuativi e dei progetti ai requisiti di volume di invaso. In base alle indicazioni tecniche di cui al capitolo 7 alla citata Direttiva idraulica, sono fissati i criteri per considerare nel computo del volume richiesto anche il contributo delle reti fognarie. Le caratteristiche funzionali dei sistemi di raccolta delle acque piovane sono stabilite, anche in caso di scarico indiretto nei corsi d'acqua o nei canali di bonifica, dall'Autorità idraulica competente con la quale devono essere preventivamente concordati i criteri di gestione e alla quale dovrà essere consentito il controllo funzionale nel tempo dei sistemi di raccolta"*.

Ciò premesso, si specificheranno nella presente relazione solamente gli elementi di valutazione ed i riferimenti più importanti, fatto salvo tutto quanto è prescritto e definito nelle norme, articoli e pubblicazioni succitate.

Di seguito si riporta uno stralcio fondamentale del Cap. 7 della Direttiva Idraulica e citato dall'Art. 9 del Piano Stralcio per il Rischio Idrogeologico *"La misura del volume minimo d'invaso da prescrivere in aree sottoposte a una quota di trasformazione I (% dell'area che viene trasformata) e in cui viene lasciata inalterata una quota P (tale che I + P = 100%) è data dal valore convenzionale:*

$$W = w^{\circ} \left(\frac{\phi}{\phi^{\circ}} \right)^{\frac{1}{1-n}} - 15 I - w^{\circ} P$$

Essendo $w^{\circ} = 50 \text{ mc/ha}$, 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 – orientativamente – da vari studi sperimentali; si veda ad es. CSDU, 1997), ed I e P espressi come frazione dell'area trasformata.

Il volume così ricavato è espresso in mc/ha e deve essere moltiplicato per l'area totale dell'intervento (superficie territoriale, St), a prescindere dalla quota P che viene lasciata inalterata.

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

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

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

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 °).

Il calcolo del volume di invaso richiede quindi la definizione delle seguenti grandezze:

- quota dell'area di progetto che viene interessata dalla trasformazione (I); è da notare che anche le aree che non vengono pavimentate con la trasformazione, ma vengono sistemate e regolarizzate, devono essere incluse a computare la quota I.*
- quota dell'area di progetto non interessata dalla trasformazione (P): essa è costituita solo da quelle parti che non vengono significativamente modificate, mediante regolarizzazione del terreno o altri interventi anche non impermeabilizzanti”.*

Le varie tipologie di superficie vengono ulteriormente chiarite e specificate nella Direttiva Idraulica che cita testualmente:

“Si pone il problema di valutare che cosa sia permeabile. In generale, ogni tipo di copertura che consenta la percolazione nel suolo almeno ai tassi di infiltrazione propri del suolo "naturale" in posto è da considerare permeabile.

Sono quindi certamente permeabili tutte le superfici mantenute a verde, a meno dell'ovvio controesempio di verde al di sopra di elementi interrati quali scantinati e similari, e di giardini pensili. Le coperture del suolo che possono essere considerate permeabili comprendono il caso delle griglie plastiche portanti e di dispositivi similari. Si tratta di strutture di pavimentazione costituite da elementi a griglia con percentuale di vuoti molto alta, e con caratteristiche tali da non indurre una compattazione spinta del terreno.

Nel caso invece di elementi di pavimentazione tipo “Betonella” e similari, occorre valutare caso per caso il grado di impermeabilizzazione indotto, anche tenendo conto che, essendovi una percentuale di vuoti molto minore e una forte possibilità di compattazione del terreno al di sotto e negli interstizi degli elementi di pavimentazione si può configurare una situazione di impermeabilità di fatto.

Con le stesse cautele devono essere trattate le superfici in misto granulare stabilizzato e altri materiali analoghi.

In linea di massima, si può considerare superfici di queste ultime due tipologie come permeabili al 50%.

Sono invece certamente impermeabili le superfici asfaltate e cementificate, oltre alle coperture degli edifici anche qualora presentino elementi a verde, giardini pensili ecc”.

A seguito di quanto riportato nella Direttiva Idraulica del Piano Stralcio, di cui alcuni stralci sopra riportati, si deduce che la grandezza più importante da valutare per il computo dei volumi di compensazione idraulica è rappresentata dall'incidenza delle superfici permeabili e impermeabili ante operam e post operam.

3.2 Calcolo dei volumi per l'invarianza idraulica

Per la determinazione dei volumi da garantire per l'invarianza idraulica sono stati condotti i calcoli riportati nella "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". Si provvederà successivamente anche al progetto dello scarico strozzato, prima della relativa immissione sull'attuale scolo consorziale Ausetta 5° ramo (oggetto di contestuale richiesta di sclassifica a fogna bianca comunale).

La grandezza fondamentale da valutare per il computo dei volumi minimi di compensazione idraulica da reperire ai fini dell'invarianza idraulica è rappresentata dall'incidenza delle superfici permeabili e impermeabili pre e post intervento. Per determinare i volumi invarianti sono stati svolti due calcoli differenti: nel primo sono state considerate complessivamente la porzione privata e la futura porzione pubblica, dunque l'intero comparto nella sua interezza, senza suddividere pubblico e privato, mentre nel secondo si sono considerati separatamente le nuove porzioni pubbliche e private. Si riportano le tabelle con il confronto delle superfici costituenti le aree in esame, caratterizzanti lo stato ante e post operam. La prima tabella rappresentata riporta le superfici complessive (pubblico e privato insieme), invece le due successive riportano le superfici pubbliche e private considerate separatamente. **Si sottolinea che per quanto concerne la superficie fondiaria, in essa è stata considerata una porzione "idraulicamente" permeabile minima pari al 30 % (da indice edilizio di permeabilità minimo autoimposto del 40%, di cui almeno il 20% a verde ed il restante con pavimentazioni permeabili, assunte qui cautelativamente semipermeabili!); di conseguenza la superficie impermeabile del fondiario risulta essere pari al massimo al 70% (tale stima di prima battuta è assai cautelativa, poiché spesso i progetti dei permessi di Costruire prevederanno tassi di permeabilità ben maggiori e saranno quindi oggetto di riconteggio dei volumi invarianti da reperire in sede di richiesta del relativo titolo edilizio).**

	STATO ATTUALE	STATO DI PROGETTO
Superficie permeabile	29719 mq	8780.8 mq
Superficie semipermeabile	0 mq	533.7 mq
Superficie impermeabile	0 mq	20404.5 mq
TOTALE	29719 mq	29719 mq

Superfici complessive ante e post opera

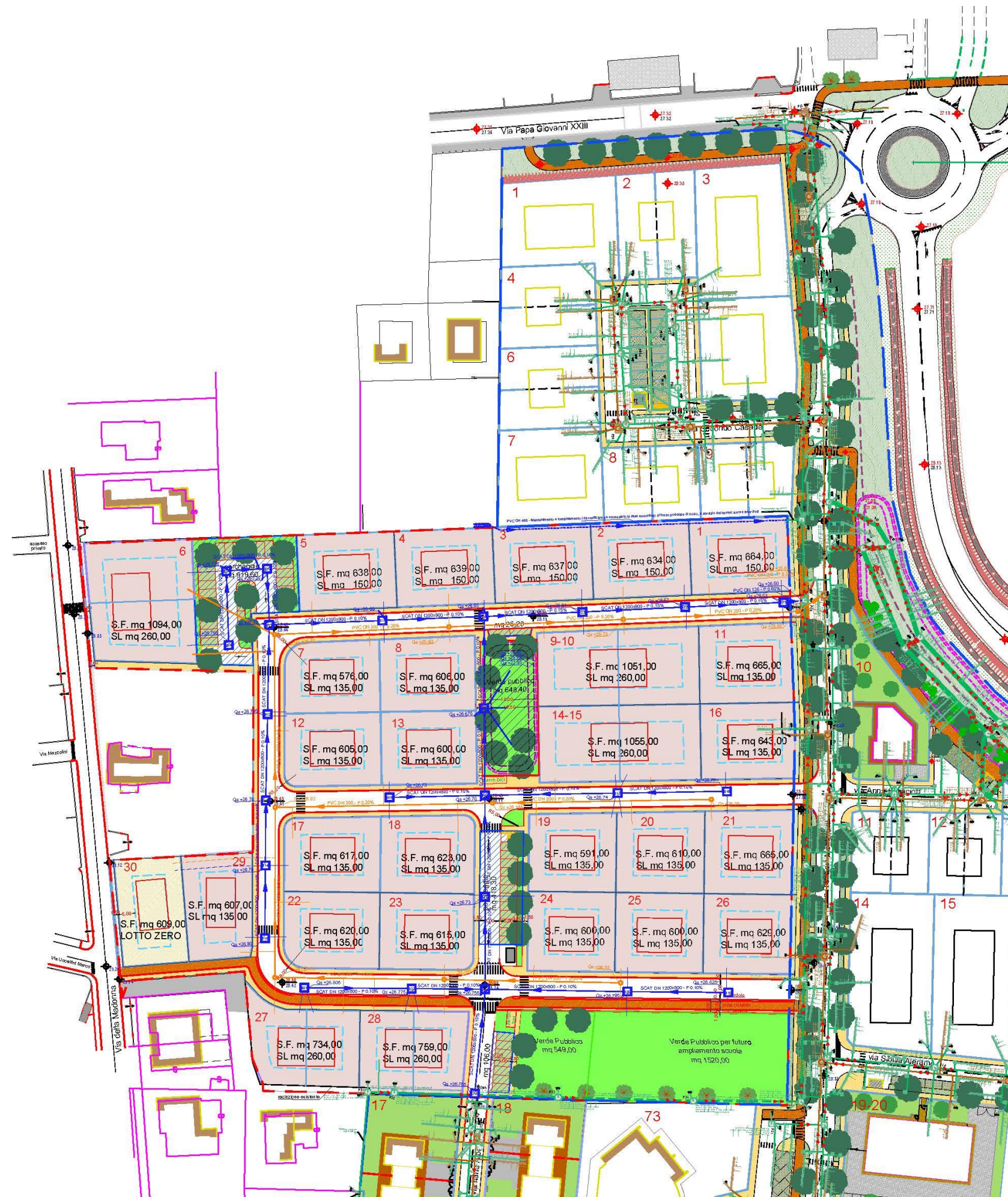
	STATO ATTUALE	STATO DI PROGETTO
Superficie permeabile	10733 mq	3085 mq
Superficie semipermeabile	0 mq	533.7 mq
Superficie impermeabile	0 mq	7114.3 mq
TOTALE	10733 mq	10733 mq

Superfici pubbliche ante e post opera

	STATO ATTUALE	STATO DI PROGETTO
Superficie permeabile	18986 mq	5695.80 mq
Superficie semipermeabile	0 mq	0 mq
Superficie impermeabile	0 mq	13290.20 mq
TOTALE	18986 mq	18986 mq

Superfici private ante e post opera

Si riporta di seguito la planimetria dello stato di progetto per una maggiore comprensione della natura delle superfici.



Nel foglio di calcolo allegato di seguito si riporta la stima del volume minimo d'invaso necessario per garantire l'invarianza idraulica svolto considerando complessivamente la porzione pubblica e privata (totalità lotto).

Lo stato pre intervento del comparto è costituito da una superficie permeabile di 29719 mq, corrispondente alla totalità del lotto in esame e da una superficie impermeabile nulla e con assenza di superfici semipermeabili; invece, nello stato post intervento si individua una superficie permeabile pari a 8780.8 mq, una porzione di 20404.5 mq impermeabile e aree semipermeabili pari a 533.7 mq. L'area

Si ottiene così:

$$W_{\text{tot}} = 1549.47 \text{ mc}$$

CALCOLO DEI VOLUMI MINIMI PER L'INVARIANZA IDRAULICA (inserire i dati esclusivamente nei campi cerchiati)										
Superficie fondiaria		=	29'719.00	mq	inserire la superficie totale scolante all'interno del nuovo scarico acque meteoriche di progetto					
ANTE OPERAM										
Superficie impermeabile esistente		=	0.00	mq	inserire il 100 % della superficie impermeabile e il 50% della superficie di stabilizzato/betonella etc.					
Imp°		=	0.00							
Superficie permeabile esistente		=	29'719.00	mq	inserire il 100 % della superficie permeabile (verde o agricola) e il 50% della superficie di stabilizzato/betonella etc.					
Per°		=	1.00							
Imp°+Per°		=	1.00		corretto: risulta pari a 1					
POST OPERAM										
Superficie impermeabile di progetto		=	20'671.35	mq	inserire il 100 % della superficie impermeabile e il 50% della superficie di stabilizzato/betonella etc.					
Imp		=	0.70							
Superficie permeabile progetto		=	9'047.65	mq	inserire il 100 % della superficie permeabile (verde o agricola) e il 50% della superficie di stabilizzato/betonella etc.					
Per		=	0.30							
Imp+Per		=	1.00		corretto: risulta pari a 1					
INDICI DI TRASFORMAZIONE DELL'AREA										
Superficie trasformata/livellata		=	29'719.00	mq	inserire la superficie di tutte le aree non agricole di progetto. Comprese aree verdi					
I		=	1.00							
Superficie agricola inalterata		=	0.00	mq	inserire la superficie agricola di progetto (ovvero la superficie agricola inalterata)					
P		=	0.00							
I+P		=	1.00		corretto: risulta pari a 1					
CALCOLO DEI COEFFICIENTI DI DEFLUSSO ANTE OPERAM E POST OPERAM										
ϕ° = 0.9 x Imp° + 0,2 x Per° =		0.9	x	0.00	+	0.2	x	1.00	= 0.20	ϕ°
ϕ = 0.9 x Imp + 0,2 x Per =		0.9	x	0.70	+	0.2	x	0.30	= 0.69	ϕ
CALCOLO DEL VOLUME MINIMO DI INVASO										
w=w° (f/f°) ^{1/(1-n)} - 15 I - w°P =		50	x	10.73	-	15	x	1.00	- 50 x 0.00 =	521.37 mc/ha w
W = w x Superficie fondiaria (ha) =								521.37 x 29'719 :	10'000 =	1'549.47 mc W

Le linee guida del Piano Stralcio per il Rischio Idrogeologico forniscono una classificazione degli interventi di trasformazione delle superfici, che permette di definire soglie dimensionali in base alle quali applicare considerazioni differenziate in relazione all'effetto atteso dell'intervento. La classificazione è riportata nella seguente tabella:

Classificazione degli interventi di trasformazione delle superfici ai fini dell'invarianza idraulica

Classe di Intervento	Definizione
Trascurabile impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici di estensione inferiore a 0.1 ha
Modesta impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici comprese fra 0.1 e 1 ha
Significativa impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici comprese fra 1 e 10 ha; interventi su superfici di estensione oltre 10 ha con $Imp < 0,3$
Marcata impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici superiori a 10 ha con $Imp > 0,3$

L'intervento in esame ricade nel caso degli interventi a *"significativa impermeabilizzazione potenziale"* in quanto la superficie di estensione è compresa tra 1 ha e 10 ha: è necessario dunque procedere ad un'ulteriore verifica. È stata quindi svolta la verifica della volumetria per piogge con tempo di ritorno pari a 30 anni e durata di due ore. Viene riportato di seguito il foglio di calcolo della verifica svolta. Come si evince dall'immagine, con tale metodo di calcolo si ottiene un volume nettamente inferiore a W (938.79 mc) e pertanto il volume da reperire risulta essere confermato cautelativamente in **1549.47 mc**.

VERIFICA DELLA VOLUMETRIA PER PIOGGE CON TR 30 ANNI E DURATA d 2h				
Da effettuarsi per casi di Superficie fondiaria > 1 ha				
Inserire dati esclusivamente nei campi cerchiati				
Superficie fondiaria	2.97 ha	superficie totale dell'intervento		
TR	30 anni	tempo di ritorno di riferimento		
a	48	inserire parametro di zona (vedi tabella)		
n	0.30	inserire parametro di zona (vedi tabella)		
tp	2.00 ore	durata di pioggia		
ϕ	0.69	coeff. di deflusso dopo la trasformazione		
h	59.09 mm	altezza pioggia in tp		
Vp	1'756.24 mc	Volume piovuto in tp		
Ve	1'206.35 mc	Volume effluente in vasca in tp		
Qu	37.16 l/sec	Portata scaricabile dalla strozzatura adottata		
Vu	267.56 mc	Volume scaricato dalla vasca nel ricettore in tp		
Ve-Vu	938.79 mc	Volume da laminare per evento TR 30 d 2 ore		
W	1'549.47 mc	Volume di laminazione (formula del w)		
VERIFICATO				
W FINALE da adottare= 1'549.47 mc				
Per Tp>1h e TR 30 anni	RIMINI	CESENA	FORLI	RAVENNA
a	51	51	48	51
n	0.27	0.29	0.30	0.28

Lo stesso calcolo è stato poi svolto considerando la porzione pubblica e la porzione privata separatamente. Si riportano di seguito i due fogli di calcolo.

La superficie totale delle future aree di cessione pubblica risulta essere pari a 10733 mq.

Allo stato attuale la futura porzione pubblica del lotto si presente completamente permeabile, invece nello stato post intervento la superficie permeabile è pari a 3085 mq, quella semipermeabile è pari a 533.7 mq ed infine la porzione impermeabile sarà di 7114.3 mq.

Per la porzione pubblica si ottiene il seguente volume:

$$W_{pub} = 550.76 \text{ mc}$$

CALCOLO DEI VOLUMI MINIMI PER L'INVARIANZA IDRAULICA																
(inserire i dati esclusivamente nei campi cerchiati)																
Superficie fondiaria		=	10'733.00	mq	inserire la superficie totale scolante all'interno del nuovo scarico acque meteoriche di progetto											
ANTE OPERAM																
Superficie impermeabile esistente		=	0.00	mq	inserire il 100 % della superficie impermeabile e il 50% della superficie di stabilizzato/betonella etc.											
Imp°		=	0.00													
Superficie permeabile esistente		=	10'733.00	mq	inserire il 100 % della superficie permeabile (verde o agricola) e il 50% della superficie di stabilizzato/betonella etc.											
Per°		=	1.00													
Imp°+Per°		=	1.00		corretto: risulta pari a 1											
POST OPERAM																
Superficie impermeabile di progetto		=	7'381.15	mq	inserire il 100 % della superficie impermeabile e il 50% della superficie di stabilizzato/betonella etc.											
Imp		=	0.69													
Superficie permeabile progetto		=	3'351.85	mq	inserire il 100 % della superficie permeabile (verde o agricola) e il 50% della superficie di stabilizzato/betonella etc.											
Per		=	0.31													
Imp+Per		=	1.00		corretto: risulta pari a 1											
INDICI DI TRASFORMAZIONE DELL'AREA																
Superficie trasformata/livellata		=	10'733.00	mq	inserire la superficie di tutte le aree non agricole di progetto. Comprese aree verdi											
I		=	1.00													
Superficie agricola inalterata		=	0.00	mq	inserire la superficie agricola di progetto (ovvero la superficie agricola inalterata)											
P		=	0.00													
I+P		=	1.00		corretto: risulta pari a 1											
CALCOLO DEI COEFFICIENTI DI DEFLUSSO ANTE OPERAM E POST OPERAM																
ϕ° = 0.9 x Imp° + 0.2 x Per° =		0.9	x	0.00	+	0.2	x	1.00	= 0.20	ϕ°						
ϕ = 0.9 x Imp + 0.2 x Per =		0.9	x	0.69	+	0.2	x	0.31	= 0.68	ϕ						
CALCOLO DEL VOLUME MINIMO DI INVASO																
w=w° (f/f°) ^{(1/(1-n))} - 15 I - w°P =		50	x	10.56	-	15	x	1.00	-	50	x	0.00	=	513.15	mc/ha	w
W = w x Superficie fondiaria (ha) =								513.15	x	10'733	:	10'000	=	550.76	mc	W

L'intervento in esame ricade nel caso degli interventi a "significativa impermeabilizzazione potenziale" in quanto la superficie di estensione è compresa tra 1 ha e 10 ha: è necessario dunque procedere ad un'ulteriore verifica.

E' stata quindi svolta la verifica della volumetria per piogge con tempo di ritorno pari a 30 anni e durata di due ore. Viene riportato di seguito il foglio di calcolo della verifica svolta.

Come si evince dall'immagine, con tale metodo di calcolo si ottiene un volume nettamente inferiore a W (354.91 mc) e pertanto il volume da reperire risulta essere confermato cautelativamente in **550.76 mc**.

VERIFICA DELLA VOLUMETRIA PER PIOGGE CON TR 30 ANNI E DURATA d 2h						
Da effettuarsi per casi di Superficie fondiaria > 1 ha						
Inserire dati esclusivamente nei campi cerchiati						
Superficie fondiaria	1.07	ha	superficie totale dell'intervento			
TR	30	anni	tempo di ritorno di riferimento			
a	48		inserire parametro di zona (vedi tabella)			
n	0.30		inserire parametro di zona (vedi tabella)			
tp	2.00	ore	durata di pioggia			
φ	0.68		coeff. di deflusso dopo la trasformazione			
h	59.09	mm	altezza pioggia in tp			
Vp	634.27	mc	Volume piovuto in tp			
Ve	432.19	mc	Volume effluente in vasca in tp			
Qu	10.73	l/sec	Portata scaricabile dalla strozzatura adottata			
Vu	77.27	mc	Volume scaricato dalla vasca nel ricettore in tp			
Ve-Vu	354.91	mc	Volume da laminare per evento TR 30 d 2 ore			
W	550.76	mc	Volume di laminazione (formula del w)			
	VERIFICATO					
	W FINALE da adottare=		550.76		mc	
Per Tp>1h e TR 30 anni	RIMINI	CESENA	FORLI	RAVENNA		
a	51	51	48	51		
n	0.27	0.29	0.30	0.28		

Infine si riporta il calcolo condotto per la solo porzione privata del lotto. La superficie totale dei futuri lotti privati risulta essere pari a 18986 mq. Allo stato attuale la futura porzione privata del lotto si presente completamente permeabile, invece nello stato post intervento la superficie permeabile è pari a 5695.8 mq, quella semipermeabile risulta nulla ed infine la porzione impermeabile sarà di 13290.2 mq.

Dalla porzione privata si ottiene il seguente volume:

W priv = 998.76 mc

CALCOLO DEI VOLUMI MINIMI PER L'INVARIANZA IDRAULICA (inserire i dati esclusivamente nei campi cerchiati)										
Superficie fondiaria		=	18'986.00	mq	inserire la superficie totale scolante all'interno del nuovo scarico acque meteoriche di progetto					
ANTE OPERAM										
Superficie impermeabile esistente		=	0.00	mq	inserire il 100 % della superficie impermeabile e il 50% della superficie di stabilizzato/betonella etc.					
Imp°		=	0.00							
Superficie permeabile esistente		=	18'986.00	mq	inserire il 100 % della superficie permeabile (verde o agricola) e il 50% della superficie di stabilizzato/betonella etc.					
Per°		=	1.00							
Imp°+Per°		=	1.00		corretto: risulta pari a 1					
POST OPERAM										
Superficie impermeabile di progetto		=	13'290.20	mq	inserire il 100 % della superficie impermeabile e il 50% della superficie di stabilizzato/betonella etc.					
Imp		=	0.70							
Superficie permeabile progetto		=	5'695.80	mq	inserire il 100 % della superficie permeabile (verde o agricola) e il 50% della superficie di stabilizzato/betonella etc.					
Per		=	0.30							
Imp+Per		=	1.00		corretto: risulta pari a 1					
INDICI DI TRASFORMAZIONE DELL'AREA										
Superficie trasformata/livellata		=	18'986.00	mq	inserire la superficie di tutte le aree non agricole di progetto. Comprese aree verdi					
I		=	1.00							
Superficie agricola inalterata		=	0.00	mq	inserire la superficie agricola di progetto (ovvero la superficie agricola inalterata)					
P		=	0.00							
I+P		=	1.00		corretto: risulta pari a 1					
CALCOLO DEI COEFFICIENTI DI DEFLUSSO ANTE OPERAM E POST OPERAM										
φ° = 0.9 x Imp° + 0.2 x Per° =		0.9	x	0.00	+	0.2	x	1.00	= 0.20	φ°
φ = 0.9 x Imp + 0.2 x Per =		0.9	x	0.70	+	0.2	x	0.30	= 0.69	φ
CALCOLO DEL VOLUME MINIMO DI INVASO										
w=w° (f/f°) ^{(1/(1-n))} - 15 I - w°P =		50	x	10.82	-	15	x	1.00	- 50 x 0.00 =	526.05 mc/ha w
W = w x Superficie fondiaria (ha) =								526.05 x 18'986	: 10'000 =	998.76 mc W

L'intervento in esame, come i precedenti, ricade nel caso degli interventi a "significativa impermeabilizzazione potenziale" in quanto la superficie di estensione è compresa tra 1 ha e 10 ha: è necessario dunque procedere ad un'ulteriore verifica.

È stata quindi svolta la verifica della volumetria per piogge con tempo di ritorno pari a 30 anni e durata di due ore.

Viene riportato di seguito il foglio di calcolo della verifica svolta.

Come si evince dall'immagine, con tale metodo di calcolo si ottiene un volume nettamente inferiore a W (637.46 mc) e pertanto il volume da reperire risulta essere confermato cautelativamente in **998.76 mc**.

VERIFICA DELLA VOLUMETRIA PER PIOGGE CON TR 30 ANNI E DURATA d 2h				
Da effettuarsi per casi di Superficie fondiaria > 1 ha				
Inserire dati esclusivamente nei campi cerchiati				
Superficie fondiaria	1.90 ha	superficie totale dell'intervento		
TR	30 anni	tempo di ritorno di riferimento		
a	48	inserire parametro di zona (vedi tabella)		
n	0.30	inserire parametro di zona (vedi tabella)		
tp	2.00 ore	durata di pioggia		
φ	0.69	coeff. di deflusso dopo la trasformazione		
h	59.09 mm	altezza pioggia in tp		
Vp	1'121.98 mc	Volume piovento in tp		
Ve	774.16 mc	Volume effluente in vasca in tp		
Qu	18.99 l/sec	Portata scaricabile dalla strozzatura adottata		
Vu	136.70 mc	Volume scaricato dalla vasca nel ricettore in tp		
Ve-Vu	637.46 mc	Volume da laminare per evento TR 30 d 2 ore		
W	998.76 mc	Volume di laminazione (formula del w)		
VERIFICATO				
W FINALE da adottare=		998.76 mc		
Per Tp>1h e TR 30 anni	RIMINI	CESENA	FORLI	RAVENNA
a	51	51	48	51
n	0.27	0.29	0.30	0.28

In conclusione considerando pubblico e privato separatamente si ottiene la seguente volumetria:

$$W_{pubb} + priv = 550.76 \text{ mc} + 998.76 \text{ mc} = 1549.52 \text{ mc}$$

In conclusione verrà considerato quest'ultima come volumetria da reperire.

Tale scelta progettuale risulta chiaramente a favore di sicurezza in quanto rappresenta il valore maggiore determinato nei calcoli svolti precedentemente.

Per la determinazione dei dispositivi si sottolinea che una quota importante dei volumi verrà reperita in dispositivi "pubblici" (depressione morfologica e fognatura bianca sovradimensionata), con un volume leggermente eccedente rispetto alle mere esigenze volumetriche delle aree di futura cessione pubblica, mantenendo poi all'interno dei singoli lotti pro-quota (proporzionale alla rispettiva superficie fondiaria) la parte rimanente dei volumi invariati. In pratica, la parte fondiaria privata andrà a fruire, almeno parzialmente, dei volumi invariati su sedime pubblico.

3.3 Reperimento dei volumi per l'invarianza idraulica

Definiti i volumi di compensazione idraulica da reperire al fine dell'invarianza idraulica, è necessario determinare in quali dispositivi individuare tali volumetrie.

In particolare il volume minimo da reperire per l'invarianza "pubblica" sarà individuato all'interno dei seguenti dispositivi compartecipi:

- Depressione morfologica nel verde pubblico;
- Dispositivi fognari all'interno delle condotte e dei pozzetti, i quali vengono conteggiati all'80% del loro volume complessivo.

Di seguito verranno quindi descritti i volumi reperiti di invarianza idraulica, individuati separatamente per le superfici pubbliche e private.

SUPERFICI PUBBLICHE

Il volume minimo da reperire ai fini dell'invarianza idraulica per la porzione pubblica di PUA risulta:

$$W_{\text{Pubblico}} = 550.76 \text{ mc}$$

DEPRESSIONE MORFOLOGICA NEL VERDE PUBBLICO

Per reperire il volume minimo utile ai fini dell'invarianza idraulica, la scelta progettuale seguita si basa sull'individuazione di un'area verde sfruttabile per la realizzazione di una depressione morfologica. Si prevede infatti la realizzazione di una depressione morfologica in corrispondenza della porzione di area verde interna alla superficie pubblica di PUA localizzata circa centralmente rispetto all'estensione dell'area di PUA; la depressione sarà atta ad invasare, in caso di necessità, una quota significativa ma non sufficiente del volume minimo da reperire al fine di garantirne il rispetto dell'invarianza idraulica. Prevedendo una depressione caratterizzata da una superficie al fondo di 360.1 mq circa ed una superficie in sommità di 512.5 mq circa (pendenza sponde 1:6), con un tirante idrico massimo di 30 cm, il volume utile reperibile al suo interno è pari a:

$$W_{\text{DEP}} = (360.1 + 512.5 \text{ mq}) / 2 \times 0.30 \text{ m} = 130.9 \text{ mc}$$

Il volume utile reperibile all'interno della depressione è quindi pari a 130.9 mc, a fronte dei 550.76 mc minimi da reperire per il rispetto dell'invarianza idraulica.

VOLUME INTERNO DELLA FOGNATURA BIANCA PUBBLICA

Ulteriore volume utile può essere reperito all'interno dei condotti fognari e dei pozzetti costituenti la rete fognaria bianca pubblica di progetto, conteggiati all'80% del loro volume.

All'interno della fognatura bianca pubblica di progetto il volume reperibile, dato dalla somma dei volumi utili stimati nelle condotte e nei pozzetti, è pari a:

$$W_{\text{FOG}} = 464.87 \text{ mc} + 124.00 \text{ mc} = 588.87 \text{ mc}$$

Di seguito si riporta un riassunto in forma tabellare delle condotte adottate ai fini del calcolo del volume reperito, stimato pari all'80% del volume effettivo, con le rispettive lunghezze e dimensioni interne, e dei pozzetti di ispezione previsti lungo la dorsale di progetto, anch'essi computati all'80% del loro volume effettivo.

Condotte di Fognatura Bianca PUBBLICO				
Ramo	L tubo (m)	A sezione tubo (mq)	Vol_80 (mc)	Materiale DN (mm)
B1-B2	26.7	0.96	20.51	SCAT 1.2X0.8 CLS
B2-B3	28.1	0.96	21.58	SCAT 1.2X0.8 CLS
B3-B4	26.9	0.96	20.66	SCAT 1.2X0.8 CLS
B4-B5	24.8	0.96	19.05	SCAT 1.2X0.8 CLS
B5-B6	23.4	0.96	17.97	SCAT 1.2X0.8 CLS
B6-B7	27.6	0.96	21.20	SCAT 1.2X0.8 CLS
B7-B8	25	0.96	19.20	SCAT 1.2X0.8 CLS
B8-B9	28.6	0.96	21.96	SCAT 1.2X0.8 CLS
B4-B10	27.5	0.96	21.12	SCAT 1.2X0.8 CLS
B10-B11	31.1	0.96	23.88	SCAT 1.2X0.8 CLS
B11-B12	24.1	0.96	18.51	SCAT 1.2X0.8 CLS
B12-B13	23.2	0.96	17.82	SCAT 1.2X0.8 CLS
B13-B14	17	0.96	13.06	SCAT 1.2X0.8 CLS
B14-B15	19.3	0.96	14.82	SCAT 1.2X0.8 CLS
B16-B17	30	0.96	23.04	SCAT 1.2X0.8 CLS
B17-B6	36.8	0.96	28.26	SCAT 1.2X0.8 CLS
B6-B18	25.8	0.96	19.81	SCAT 1.2X0.8 CLS
B19-B20	27.2	0.96	20.89	SCAT 1.2X0.8 CLS
B20-B8	39.4	0.96	30.26	SCAT 1.2X0.8 CLS
B21-B22	29.4	0.96	22.58	SCAT 1.2X0.8 CLS
B22-B8	19.4	0.96	14.90	SCAT 1.2X0.8 CLS
B23-B24	19.7	0.96	15.13	SCAT 1.2X0.8 CLS
B24-B25	9.9	0.96	7.60	SCAT 1.2X0.8 CLS
B25-B11	14.4	0.96	11.06	SCAT 1.2X0.8 CLS
			464.87	

Pozzetti di Fognatura Bianca PUBBLICO					
cod. pozz.	Num. Pozz.	Dim. int. (cm)	A (mq)	h (m)	Vol_80 (mc)
B1-B1-B3-B4-B5-B6-B7-B8-B9-B10-B11-B12-B13-B14-B15-B16-B17-B18-B19-B20-B21-B22-B23-B24-B25	25	200*200	4.00	1.55	124.00

Il volume totale reperito nella depressione morfologica e all'interno della dorsale fognaria bianca pubblica di progetto è quindi pari a 719 mc circa, per cui maggiore dei 550 mc circa minimi richiesti per garantire il rispetto dell'invarianza idraulica. Si sottolinea che nel conteggio del volume minimo reperito è stato trascurato cautelativamente il volume utile all'interno dei pozzetti a caditoia/bocche di lupo e dei fognoli di collegamento, i quali forniranno comunque ulteriore volume utile ad aumentare il grado di sicurezza idraulica dell'intervento.

$$W_{TOT} = 130.9 \text{ mc} + 588.87 = 719.77 \text{ mc} >> W = 550.76 \text{ mc}$$

SUPERFICI PRIVATE

Il volume minimo complessivo da reperire ai fini dell'invarianza idraulica per la porzione privata di PUA risulta:

$$W_{\text{Privato}} = 998.76 \text{ mc}$$

Come già anticipato precedentemente, il volume complessivo minimo da reperire per le superfici private verrà suddiviso tra i 30 lotti privati di progetto in funzione della loro superficie fondiaria: nella tabella di seguito sono indicati i volumi minimi di invarianza che dovranno essere garantiti per ogni singolo lotto privato di progetto, nell'ipotesi di minor tasso di permeabilità ammesso all'interno del lotto.

Si ritiene quindi adeguato considerare la quota parte del volume reperito per la porzione pubblica eccedente la richiesta minima come volume utile da attribuire alle superfici private.

Tale assunzione permetterà di ridurre il volume minimo che dovrà essere reperito all'interno di ogni singolo lotto, in quanto una parte dello stesso si otterrà sfruttando appunto il volume utile pubblico eccedente il minimo e ripartito tra i 30 lotti privati.

Essendo l'eccedenza pari a 169 mc circa, il volume minimo che dovrà reperire la porzione privata di PUA sarà quindi pari alla differenza tra il volume privato minimo stimato di 998.76 mc circa e il volume eccedente dal pubblico di quasi 169 mc: il volume che dovrà reperire il privato sarà perciò pari a poco più di 829 mc, sempre nell'ipotesi – per ora assunta – maggiormente cautelativa di massima impermeabilizzazione possibile del lotto (60% di coperture impermeabili) e di massimo sfruttamento della quota di pavimentazione permeabile (20%), a fronte di un verde interno "minimo" del 20%.

Se, come accennato in precedenza, i singoli lotti attueranno in fase esecutiva gradi di permeabilità maggiori al loro interno, essi potranno in sede di richiesta di titolo edilizio riconteggiare i volumi invariati finali e, mantenuta inalterata la quota di "sussidio" dato dal volume pubblico eccedente, ridefinire conseguentemente (per differenza) il reale volume da implementare all'interno del lotto in dispositivi di laminazione privati.

Nella tabella seguente sono confrontati, per ogni singolo lotto privato, i volumi minimi stimati per le superfici private da reperire ai fini dell'invarianza idraulica e i volumi da reperire ipotizzando la suddivisione del volume pubblico eccedente il minimo tra i 30 lotti.

Lotto	Sup. Fondiaria [mq]	Beneficio al lotto da volumi pubblici in eccesso [mc]	Volume da PSRI da reperire nel lotto con min permeabilità [mc]	Volume effettivo da reperire nel lotto con min permeabilità [mc]
1	664.00	5.91	34.93	29.02
2	634.00	5.64	33.35	27.71
3	637.00	5.67	33.51	27.84
4	639.00	5.69	33.61	27.93
5	638.00	5.68	33.56	27.88
6	1'094.00	9.74	57.55	47.81
7	576.00	5.13	30.30	25.17
8	606.00	5.39	31.88	26.48
9 - 10	1'051.00	9.36	55.29	45.93
11	665.00	5.92	34.98	29.06
12	605.00	5.39	31.83	26.44
13	600.00	5.34	31.56	26.22
14 - 15	1'055.00	9.39	55.50	46.11
16	643.00	5.72	33.83	28.10
17	617.00	5.49	32.46	26.97
18	623.00	5.55	32.77	27.23
19	591.00	5.26	31.09	25.83
20	610.00	5.43	32.09	26.66
21	665.00	5.92	34.98	29.06
22	620.00	5.52	32.62	27.10
23	615.00	5.47	32.35	26.88
24	600.00	5.34	31.56	26.22
25	600.00	5.34	31.56	26.22
26	629.00	5.60	33.09	27.49
27	734.00	6.53	38.61	32.08
28	759.00	6.76	39.93	33.17
29	607.00	5.40	31.93	26.53
30 Lotto zero	609.00	5.42	32.04	26.62
Totale	18'986.00	169.00	998.76	829.76

Ogni singolo lotto dovrà quindi garantire il reperimento, tramite la realizzazione di vasche/depressioni morfologiche private - se possibile – e/o all'interno della rete fognaria privata di progetto, la quota parte dei volumi da garantire rimanente rispetto al volume minimo stimato, ovvero il volume da reperire al netto della quota parte di volume pubblico contribuente.

Naturalmente, il volume da invariare in ogni lotto è al momento calcolato sulla massima impermeabilizzazione possibile. Nel caso in sede di richiesta di Permesso di Costruire di ogni singolo lotto dovesse essere presente una permeabilità di progetto maggiore, dovrà essere ricalcolato il suo specifico volume minimo di invarianza e, detratto il medesimo contributo "pubblico" pro quota, scenderà il volume residuo di invarianza realmente da individuare all'interno del lotto (i.e. riconteggio di quello riportato nell'ultima colonna).

4. VERIFICA IDRAULICA DELLA DIMENSIONE DELLA STROZZATURA FINALE

In ultimo, resta solamente da verificare l'efficacia idraulica della tubazione terminale, avente la funzione di "strozzatura limitatrice di portata" in uscita verso l'attuale scolo consorziale Ausetta 5° ramo.

L'obiettivo progettuale è di limitare il coefficiente udometrico post intervento delle aree passate da permeabili ad impermeabili a 10 l/s*ha, pari cioè a quello per aree agricole pre-intervento urbanistico stabilito dal Consorzio di Bonifica della Romagna competente per i territori NO della pianura romagnola. Per le aree già impermeabilizzate, se presenti, si considera un coefficiente udometrico cautelativo pari a 90 l/s*ha, valore suggerito dal Consorzio stesso.

La portata massima scaricabile in corrispondenza della condotta limitatrice di portata risulta pari a:

$$Q_{MAX} = 29.72 \text{ l/s}$$

Si evince dalla tabella di calcolo sottostante che, in presenza di un battente idraulico stimato preventivamente in circa 169 cm, sarebbe necessario un diametro di circa 104 mm; tuttavia, il diametro minimo funzionale previsto dal Consorzio di Bonifica competente territorialmente è un **DN125 PVC (diametro interno 117 mm)**, che consentirà il passaggio di una portata pari a:

$$Q_{uscente} = 37.16 \text{ l/s.}$$

DIMENSIONAMENTO STROZZATURA																			
Portata amm.le (Q _{agr.} =10 l/sec/ha*Perm _o +90l/sec/ha*Imp _o)	29.72	l/sec		portata ammissibile effluente al ricettore															
Battente massimo h	1.69	m		inserire il valore di progetto (calcolato esplicitamente in relazione) del battente sopra l'asse della strozzatura															
DN max condotta di scarico	104.65	mm																	
Si adotta condotta DN	117.00	mm		inserire il diametro della condotta scelta, che deve essere inferiore a DN max. Si consente un minimo funzionale DN 125															
Portata uscente con la condotta adottata	37.16	l/sec																	

Per stimare la portata defluente dalla strozzatura, si possono usare diverse formule, dipendenti dalle modalità idrauliche di funzionamento nel condotto e quindi dalle condizioni al contorno.

In particolare, ipotizzando (**molto cautelativamente**) un funzionamento a battente con tratto breve e sbocco libero, la portata è calcolabile mediante la seguente formula:

$$Q = \mu A (2 g h)^{0.5}$$

Con:

Q portata,

$$\mu = 0,6$$

h = battente.

mu = 0,6	Diametro tubo di scarico (mm)									
battente	80	100	120	150	160	180	200	250	296	315
h (ml)	portata defluente in l/sec									
0.2	5.97	9.33	13.44	20.99	23.88	30.23	37.32	58.31	81.75	92.58
0.3	7.31	11.43	16.45	25.71	29.25	37.02	45.71	71.42	100.12	113.38
0.4	8.44	13.19	19.00	29.69	33.78	42.75	52.78	82.47	115.61	130.92
0.5	9.44	14.75	21.24	33.19	37.77	47.80	59.01	92.20	129.25	146.38
0.6	10.34	16.16	23.27	36.36	41.37	52.36	64.64	101.00	141.59	160.35
0.7	11.17	17.45	25.14	39.27	44.68	56.55	69.82	109.09	152.93	173.20
0.8	11.94	18.66	26.87	41.99	47.77	60.46	74.64	116.63	163.49	185.15
0.9	12.67	19.79	28.50	44.53	50.67	64.13	79.17	123.70	173.41	196.39
1.0	13.35	20.86	30.04	46.94	53.41	67.59	83.45	130.39	182.79	207.01
1.1	14.00	21.88	31.51	49.23	56.02	70.89	87.52	136.76	191.71	217.11
1.2	14.63	22.85	32.91	51.42	58.51	74.05	91.42	142.84	200.24	226.77
1.25	14.93	23.33	33.59	52.48	59.71	75.57	93.30	145.78	204.37	231.44
1.3	15.22	23.79	34.25	53.52	60.89	77.07	95.15	148.67	208.41	236.03
1.4	15.80	24.69	35.55	55.54	63.19	79.98	98.74	154.28	216.28	244.94
1.5	16.35	25.55	36.79	57.49	65.41	82.79	102.21	159.70	223.87	253.53
1.6	16.89	26.39	38.00	59.38	67.56	85.50	105.56	164.93	231.21	261.85
1.7	17.41	27.20	39.17	61.20	69.64	88.13	108.81	170.01	238.33	269.91
1.8	17.91	27.99	40.31	62.98	71.65	90.69	111.96	174.94	245.24	277.73
1.9	18.40	28.76	41.41	64.70	73.62	93.17	115.03	179.73	251.96	285.34
2.00	18.88	29.50	42.49	66.38	75.53	95.59	118.02	184.40	258.50	292.76
2.1	19.35	30.23	43.54	68.02	77.40	97.95	120.93	188.96	264.89	299.99
2.2	19.80	30.94	44.56	69.62	79.22	100.26	123.78	193.40	271.12	307.04

In conclusione si dichiara che il tratto di fognatura a sezione ristretta terminale, che funge da limitatore di portata verso l'attuale scolo consorziale Ausetta 5° ramo (oggetto qui di contestuale richiesta di sclassifica a fogna bianca comunale), è stato correttamente dimensionato.

5. VERIFICA DELL'OFFICIOSITÀ IDRAULICA DELLA FOGNATURA BIANCA

Rimane ora da verificare idraulicamente la rete fognaria bianca di progetto; vengono di seguito verificati i seguenti tratti principali della rete di fognatura bianca pubblica di progetto:

- Tratto B2-B3: condotta SCATOLARE 1.2X0.8 m pendenza 0.15%;
- Tratto B4-B5: condotta SCATOLARE 1.2X0.8 m pendenza 0.10%.

L'officiosità è stata valutata prendendo a riferimento eventi di precipitazione caratterizzati da tempo da Tr 30 anni, disponendo dei coefficienti a ed n della curva di possibilità pluviometrica per precipitazione di durata inferiore all'ora e $Tr = 30$ anni per l'area di Forlì, di riferimento per il comparto in esame.

$$a = 47 - n = 0.48$$

L'officiosità di ogni singola condotta verificata verrà poi confrontata con la portata massima afferente alla stessa.

Di seguito verrà descritto il procedimento di calcolo per la stima della portata meteorica massima afferente ad ogni singola condotta da verificare.

Si richiede di fissare alcuni parametri idrologici/idraulici: innanzitutto si deve determinare il coefficiente di deflusso (medio) che rappresenta la quota parte di precipitazione che si trasforma in deflusso superficiale e raggiunge la rete fognaria; tale parametro dipende dalle percentuali di aree permeabili e impermeabili che insistono sui bacini afferenti ai tratti fognari da verificare. Tale coefficiente è stato preso pari a 0.69 ed è stato dedotta dal foglio di calcolo riportato in precedenza relativo al calcolo dei volumi invarianti ed è conseguenza della natura delle superfici di progetto (permeabili e impermeabili) del lotto in esame.

Un ulteriore parametro da definire è il tempo di corrivazione, ossia il tempo impiegato dalla goccia d'acqua caduta nel punto idraulicamente più lontano per raggiungere la sezione di chiusura. La portata massima defluente da un bacino, secondo la teoria del metodo cinematico, è quella generata da una pioggia di intensità costante e durata pari al tempo di corrivazione t_c del bacino stesso. Per precipitazione con durata inferiore di t_c solo una porzione di bacino contribuirà alla formazione dei deflussi in corrispondenza della sezione di chiusura (ossia i punti del bacino per i quali t_c è inferiore o uguale alla durata dell'evento meteorico).

Per precipitazioni con durata superiore a t_c , tutto il bacino contribuirà invece alla formazione dei deflussi in corrispondenza della sezione di chiusura, ma il valore della portata si manterrà costante una volta superato un tempo pari a t_c e l'intensità di pioggia risulterà inferiore a quella corrispondente a t_c .

Il tempo di corrivazione è ottenibile dalla somma del tempo di accesso alla rete (tempo necessario a raggiungere i collettori fognari, solitamente compreso tra i 10 e i 15 minuti) e del tempo di rete (tempo di percorrenza all'interno dei collettori fognari). Il tempo di accesso alla rete è stato assunto pari a 10 minuti, mentre il tempo di rete viene stimato applicando il rapporto L/v , con L la lunghezza dell'asta principale [m] e v la velocità all'interno della rete [m/s] ipotizzata pari a 1 m/s.

Come visto precedentemente, i coefficienti a ed n della curva di possibilità pluviometrica saranno necessari per calcolare l'altezza e l'intensità di pioggia di riferimento di durata d :

$$h_d(Tr) = a \times d^n$$

$$i_d(Tr) = h_d(Tr) / d = a \times d^{n-1}$$

A questo punto la stima delle portate meteoriche da considerare è data dalla formula:

$$Q_{max} = C \times i_d(Tr) \times A$$

Con C il coefficiente di deflusso medio del bacino, A l'estensione areale del bacino e i l'intensità dell'evento di pioggia di riferimento.

Nella tabella di seguito allegata sono riassunti i valori di portata massima afferenti ad ogni singolo tratto fognario oggetto di verifica, stimati con il metodo sopra esposto.

Nella tabella seguente è presente anche l'officiosità degli stessi tratti fognari.

Tratto dorsale	Area (mq)	Area (ha)	ϕ medio (-)	t_c (min)	h_c (mm)	i_c (mm/ora)	Q (l/ora)	Q (l/s)	DN (mm)	p (%)	Qoff (l/s)
TRATTO B2-B3	29719	2.97	0.69	15	24.16	96.64	1981766	550	SCAT. 1.2X0.8	0.15	890
TRATTO B4-B5	20803	2.08	0.69	15	24.16	96.64	1387236	385	SCAT. 1.2X0.8	0.10	730

Si riportano – nelle pagine seguenti - i calcoli svolti utilizzando il foglio di calcolo del Consorzio di bonifica per determinare la portata che può essere smaltita (officiosità) dallo scatolare di dimensione 1.2x0.8 m con pendenza pari a 0.15% e 0.1 % e con un franco di sicurezza pari a 15 cm (grado di riempimento ottimale pari circa all'80%).

Si sottolinea che l'area del bacino afferente alla condotta B4-B5 corrisponde a circa il 70 % della totalità del comparto in esame, mentre alla condotta B2-B3 terminale ovviamente l'intera area trasformata.

Si può quindi affermare, visti i notevoli margini differenziali tra la portata idrologica al picco e l'officiosità idraulica dei condotti scatolari, che la dorsali di fognatura previste sono state correttamente dimensionate.

Manufatto rettangolare

Formula di Bazin II

$$Q = AV$$

$$V = K \sqrt{RJ}$$

$$K = \frac{87 \sqrt{R}}{\sqrt{R} + \gamma}$$

A = Area tombinata
 R = A/C
 C = Contorno bagnato
 J = Pendenza dello scatolare
 γ = coefficiente di scabrezza

franco = 0.15 m

J = 0.00150 m/m

Canali con pareti lisce in cemento ▼

$\gamma = 0.36 \text{ m}^{1/2}$

SCATOLARI PREFABBRICATI (franco F)						
base (mm)		altezza (mm)	Area (mq)	R	K	V (m/sec)
1000	x	800	0.65	0.28	51.87	1.07
1200	x	800	0.78	0.31	52.90	1.14
1200	x	1000	1.02	0.35	54.14	1.24
1500	x	1000	1.28	0.40	55.40	1.35
1600	x	1000	1.36	0.41	55.74	1.39
1750	x	1000	1.49	0.43	56.19	1.43
2000	x	1000	1.70	0.46	56.82	1.49
2500	x	1000	2.13	0.51	57.76	1.59
2100	x	1100	2.00	0.50	57.63	1.58
2000	x	1250	2.20	0.52	58.10	1.63
2250	x	1250	2.48	0.56	58.68	1.69
2500	x	1250	2.75	0.59	59.16	1.75
3000	x	1250	3.30	0.63	59.92	1.85
2000	x	1500	2.70	0.57	58.98	1.73
2500	x	1500	3.38	0.65	60.13	1.88
3000	x	1500	4.05	0.71	60.96	1.99
3500	x	1500	4.73	0.76	61.60	2.08
2200	x	1700	3.41	0.64	60.05	1.87
2500	x	1750	4.00	0.70	60.85	1.97
2750	x	1750	4.40	0.74	61.33	2.04
3000	x	1750	4.80	0.77	61.74	2.10
3500	x	1800	5.78	0.85	62.56	2.23
2500	x	2000	4.63	0.75	61.41	2.05
2750	x	2000	5.09	0.79	61.91	2.13
3000	x	2000	5.55	0.83	62.34	2.20
3250	x	2000	6.01	0.87	62.72	2.26
3000	x	2250	6.30	0.88	62.82	2.28
3750	x	2000	6.94	0.93	63.36	2.37
4000	x	2000	7.40	0.96	63.63	2.42
3500	x	2250	7.35	0.95	63.57	2.41
3750	x	2250	7.88	0.99	63.89	2.46
4000	x	2200	8.20	1.01	64.07	2.50
4000	x	2250	8.40	1.02	64.17	2.52
4000	x	2500	9.40	1.08	64.62	2.60
4500	x	2500	10.58	1.15	65.13	2.70
5000	x	3000	14.25	1.33	66.31	2.96
6000	x	3000	17.10	1.46	67.04	3.14

Dimensione scelta (standard o utente):

1200	x	800	0.78	0.31	52.90	1.14	0.89
------	---	-----	------	------	-------	------	------

Manufatto rettangolare

Formula di Bazin II

$$Q = AV$$

$$V = K \sqrt{RJ}$$

$$K = \frac{87 \sqrt{R}}{\sqrt{R} + \gamma}$$

A = Area tombinata
R = A/C
C = Contorno bagnato
J = Pendenza dello scatolare
 γ = coefficiente di scabrezza

franco = 0.15 m

J = 0.00100 m/m

Canali con pareti lisce in cemento

$\gamma = 0.36 \text{ m}^{1/2}$

SCATOLARI PREFABBRICATI (franco F)							
base (mm)		altezza (mm)	Area (mq)	R	K	V (m/sec)	Officiosità Q _M (mc/sec)
1000	x	800	0.65	0.28	51.87	0.87	0.57
1200	x	800	0.78	0.31	52.90	0.93	0.73
1200	x	1000	1.02	0.35	54.14	1.02	1.04
1500	x	1000	1.28	0.40	55.40	1.11	1.41
1600	x	1000	1.36	0.41	55.74	1.13	1.54
1750	x	1000	1.49	0.43	56.19	1.17	1.74
2000	x	1000	1.70	0.46	56.82	1.22	2.07
2500	x	1000	2.13	0.51	57.76	1.30	2.76
2100	x	1100	2.00	0.50	57.63	1.29	2.57
2000	x	1250	2.20	0.52	58.10	1.33	2.93
2250	x	1250	2.48	0.56	58.68	1.38	3.42
2500	x	1250	2.75	0.59	59.16	1.43	3.94
3000	x	1250	3.30	0.63	59.92	1.51	4.98
2000	x	1500	2.70	0.57	58.98	1.41	3.82
2500	x	1500	3.38	0.65	60.13	1.53	5.17
3000	x	1500	4.05	0.71	60.96	1.63	6.58
3500	x	1500	4.73	0.76	61.60	1.70	8.03
2200	x	1700	3.41	0.64	60.05	1.52	5.19
2500	x	1750	4.00	0.70	60.85	1.61	6.45
2750	x	1750	4.40	0.74	61.33	1.67	7.34
3000	x	1750	4.80	0.77	61.74	1.72	8.25
3500	x	1800	5.78	0.85	62.56	1.82	10.53
2500	x	2000	4.63	0.75	61.41	1.68	7.76
2750	x	2000	5.09	0.79	61.91	1.74	8.85
3000	x	2000	5.55	0.83	62.34	1.79	9.96
3250	x	2000	6.01	0.87	62.72	1.84	11.09
3000	x	2250	6.30	0.88	62.82	1.86	11.71
3750	x	2000	6.94	0.93	63.36	1.93	13.41
4000	x	2000	7.40	0.96	63.63	1.97	14.60
3500	x	2250	7.35	0.95	63.57	1.96	14.44
3750	x	2250	7.88	0.99	63.89	2.01	15.84
4000	x	2200	8.20	1.01	64.07	2.04	16.72
4000	x	2250	8.40	1.02	64.17	2.05	17.25
4000	x	2500	9.40	1.08	64.62	2.12	19.97
4500	x	2500	10.58	1.15	65.13	2.21	23.35
5000	x	3000	14.25	1.33	66.31	2.42	34.49
6000	x	3000	17.10	1.46	67.04	2.56	43.82

Dimensione scelta (standard o utente):

1200	x	800	0.78	0.31	52.90	0.93	0.73
------	---	-----	------	------	-------	------	------

6. DIMENSIONAMENTO DELLA FOGNATURA NERA

Per un corretto dimensionamento della rete fognaria nera è necessario innanzitutto definire la potenzialità dell'insediamento, ovvero la "sollecitazione" massima in termini di portata di acque reflue scaricate dalla lottizzazione di nuova realizzazione.

Il calcolo della portata reflua si basa sulla stima del numero di Abitanti Equivalenti (A.E.): il concetto di Abitante Equivalente consente infatti di stimare il contributo idraulico degli occupanti in relazione al tipo di attività svolta. Il PUA in esame prevede la realizzazione di 30 nuovi lotti a destinazione residenziale.

Per tale motivo il numero di A.E. verrà stimato facendo riferimento alla media – da ritenersi assai conservativa, vista la tipologia edilizia prevista - di 8 A.E. per ciascun lotto. A seguito di ciò, verranno quindi considerati 240 A.E. complessivi.

Successivamente al calcolo degli Abitanti Equivalenti si può quindi procedere alla stima della sollecitazione massima in termini di portata di acque reflue che verrà scaricata dalla futura lottizzazione nella rete fognaria nera pubblica esistente.

Il calcolo della portata massima giornaliera $Q_{\max}$, cioè la portata reflua di dimensionamento della rete fognaria nera di progetto a servizio dell'intervento in esame, viene eseguito utilizzando la seguente relazione:

$$Q_{\max} = C_{\max} \times Q_{\text{med}}$$

con $C_{\max}$ il coefficiente di punta per le portate nere massime e Q_{med} la portata media giornaliera [l/s].

Portata media giornaliera Q_{med}

Il calcolo della portata media giornaliera Q_m viene eseguito utilizzando il procedimento di seguito illustrato; si evidenzia che per il dimensionamento della fognatura si considera una dotazione idrica pari a 200 l/ab per gg, ipotizzando inoltre cautelativamente un coefficiente di rientro in fognatura pari all'unità (cioè che tutta l'acqua dell'acquedotto utilizzata venga scaricata in fogna nera).

$$Q_{\text{med}} = P \times d \times \phi / 86400$$

con P la popolazione prevista, cioè il numero di Abitanti Equivalenti, D la dotazione idrica giornaliera per abitante [l/ab x gg] e ϕ il coefficiente di afflusso alla rete di fognatura nera.

A seguito di quanto sopra, per un numero di Abitanti Equivalenti stimato pari a 240, fissata la dotazione idrica di 200 l/ab per gg e il coefficiente di afflusso in rete pari all'unità, la portata media giornaliera assume il valore di:

$Q_{\text{med}} = 0.555 \text{ l/s}$

Coefficiente di punta massimo $C_{\max}$

Per la determinazione del coefficiente di punta per le portate nere massime $C_{\max}$, esistono differenti formule per il calcolo di tale valore (es *Depurazione delle acque*, pag. 35, Masotti, Ten State Standard, ecc...) e viene qui adottata una stima media di tali formule.

Il coefficiente di punta risulta:

$$C_{\max} = 3.3$$

Portata massima giornaliera $Q_{\max}$

Nota la portata media giornaliera Q_{med} di 0.555 l/s ed il coefficiente di punta per le portate nere massime $C_{\max}$ di 3.3, la portata massima giornaliera $Q_{\max}$ – portata massima di progetto – assume un valore pari a:

$$Q_{\max} = 1.82 \text{ l/s}$$

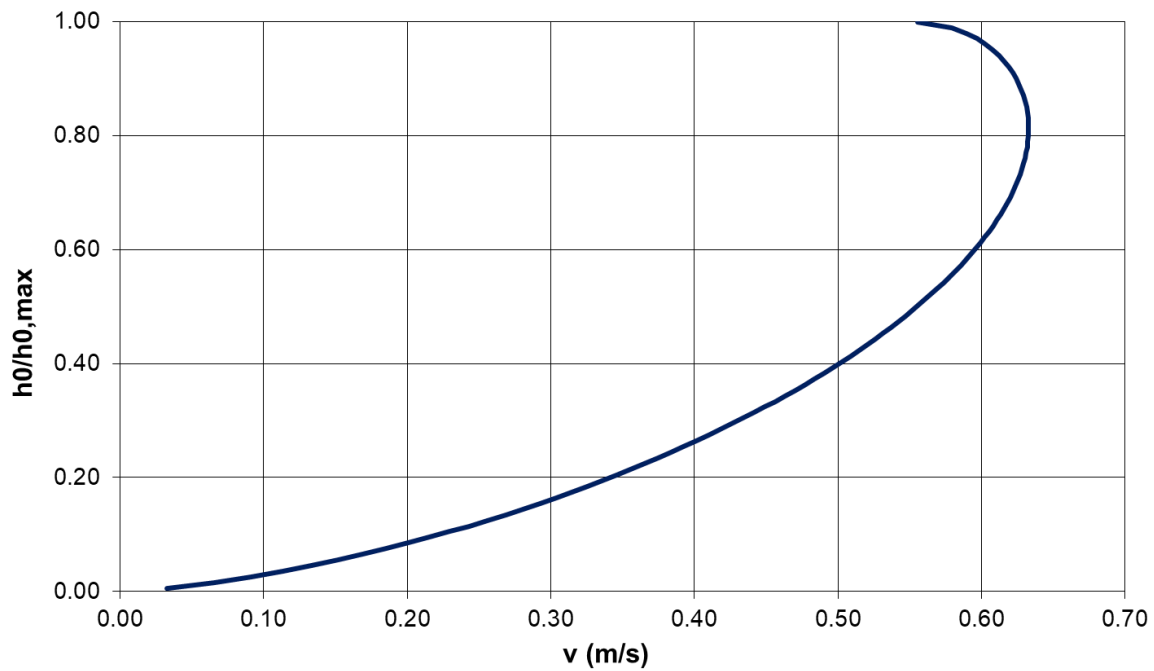
Per trasferire verso valle tale portata risulta senz'altro sufficiente una condotta in PVC DN200 con pendenza di posa pari allo 0.20%, in grado di trasferire verso valle in moto uniforme ed applicando la nota formula di Chézy circa 17 l/s a bocca piena, considerando un coefficiente di scabrezza di Manning di $0.0105 \text{ s/m}^{1/3}$, a fronte dei 1.82 l/s di progetto.

In particolare, la rete fognaria nera di progetto verrà totalmente realizzata impiegando tubazioni DN200 (diametro interno 188.2 mm) PVC – pendenza di posa 0.20% - classe di rigidità SN8, per condotte di reflui a pelo libero, che consente il passaggio dei previsti 1.82 l/s con grado di riempimento pari al 23% circa e velocità ottimali dell'ordine di 0,4 m/s.

La fognatura nera di comparto verrà realizzata inoltre conformemente alle prescrizioni tecnico-costruttive dettate dal Gestore HERA attraverso le Linee Guida per le urbanizzazioni, fornite ai progettisti e sempre richiamate nei pareri di competenza.

Di seguito si allega la scala della velocità e delle portate per la condotta costituente la rete fognaria nera di progetto, DN200 PVC con pendenza 0.20%.

Velocità idrica (m/s) - PVC DN200 - p = 0.20%



Scala delle portate Q (m³/s) - PVC DN200 - p = 0.20%

