

COMUNE DI S. GIORGIO DI PIANO

(Città metropolitana di Bologna)

PIANO URBANISTICO ATTUATIVO relativo al primo POC "Sub Ambito 4.1"

N° PROT. U.T.:

Proprietà:

GIABER S.r.l.
Via Nazionale, 134
40051 Malalbergo fraz. Altedo (Bo)
cod. fisc. e P.I. 02641631201

Progettazione Generale e Coordinamento:

ARCH. VITTORIO BONVICINI
Via San Mamolo, 155 - 40136 Bologna
studiovittorio.bonvicini@gmail.com

Progettazione reti tecnologiche:

ING. CARLO BAIETTI
Via Mercadante, 4 - 40141 Bologna
c.baietti@prismaing.it

Revisione:

Rev. 01
Rev. 02

Note PUA:

Data :

Ottobre 2018

Oggetto:

C - OPERE DI URBANIZZAZIONE PRIMARIA
RETI FOGNARIE
RELAZIONE TECNICA-ILLUSTRATIVA ED IDRAULICA

Elab. :

C.04.04

Scala :

Cod : 2589

INDICE

1	PREMESSA.....	2
2	INQUADRAMENTO DEL COMPARTO	3
3	FOGNATURA BIANCA	3
3.1	RETE ESISTENTE E CANALI ESISTENTI	3
3.2	CONFIGURAZIONE DI PROGETTO E CARATTERISTICHE COSTRUTTIVE	4
3.3	CALCOLO VOLUME DI LAMINAZIONE.....	5
3.4	DIMENSIONAMENTO RETE FOGNATURA BIANCA.....	6
3.4.1	Stima del valore dei coefficienti di afflusso	6
3.4.2	Stima della pendenza dei tronchi della rete	6
3.4.3	Caratteristiche dei condotti e del coefficiente di scabrezza.....	6
3.4.4	Stima del volume specifico di invaso	7
3.4.5	Curve segnalatrici di possibilità pluviometrica per diverso tempo di ritorno	8
3.4.6	Metodi di calcolo adottati per le verifiche idrauliche	14
3.4.7	Risultati dei calcoli idraulici	15
4	FOGNATURA NERA	15
4.1	RETE ESISTENTE	15
4.2	RETE DI PROGETTO	15
4.2.1	Caratteristiche costruttive fognatura nera	16
4.2.2	Dimensionamento idraulico fognatura nera	16

1 PREMESSA

La presente relazione descrive le caratteristiche e il dimensionamento del sistema di gestione delle acque bianche e delle acque nere di progetto relativo alla nuova lottizzazione facente parte del Primo POC del "Sub Ambito 4.1" previsto nel comune di San Giorgio di Piano (BO) con accesso dalla via Stalingrado.

La progettazione delle reti di smaltimento delle acque è stata effettuata seguendo le seguenti linee guida principali:

- Le reti di acque bianche e nere di progetto saranno reti separate e tra loro indipendenti

- Le reti di acque nere avranno come recapito la fognatura pubblica mista

- Le acque bianche saranno scaricate in corpo idrico superficiale

- Le portate di acque bianche date dalle acque meteoriche scolanti sulle nuove superfici impermeabili di progetto saranno laminate mediante sistemi che garantiscano la restituzione al sistema di acque superficiali di una portata pari a quella ad oggi restituita dalla stessa superficie a verde rispettando così il concetto dell'invarianza idraulica del sistema.

2 INQUADRAMENTO DEL COMPARTO

L'intervento si sviluppa nel comune di San Giorgio di Piano, in provincia di Bologna, in un'area situata a nord della via Stalingrado. L'area di intervento è attualmente a verde e all'interno di essa e lungo la via Selvatico è presente una rete di fossi di scolo diretti allo scolo Riolo.



Figura 1 – Inquadramento geografico dell'area di intervento.

3 FOGNATURA BIANCA

3.1 RETE ESISTENTE E CANALI ESISTENTI

Come sopra anticipato e come visibile nella planimetria di progetto delle reti fognarie, l'area oggetto di intervento è costeggiata e attraversata da fossi di scolo dell'area a verde nella quale si inserisce e delle strade al contorno. Il sistema di fossi esistente è diretto verso nord-est ed ha come recapito finale lo Scolo Riolo

In particolare il fosso esistente al confine di proprietà a sud sarà il recapito

diretto delle acque bianche del comparto (dopo opportuna laminazione). Tale fosso sarà riprofilato fino al suo sbocco nel fosso esistente lungo la via Selvatico diretto verso nord-est (e quindi verso lo scolo Riolo).

Lungo la via Ossola scorre in direzione del comparto una fognatura bianca che ha come recapito un fosso esistente presente nell'area di intervento che verrà eliminato. Tale fognatura verrà intercettata e deviata nel fosso limitrofo agli orti comunali a sud del comparto con una tubazione $\Phi 315$ mm in PVC

3.2 CONFIGURAZIONE DI PROGETTO E CARATTERISTICHE COSTRUTTIVE

La rete di fognatura bianca di progetto, avente funzione di raccolta delle acque meteoriche ricadenti nel lotto in oggetto, avrà come recapito finale indiretto, dopo opportuna laminazione, lo Scolo Riolo.

All'interno dell'Ambito di intervento sarà realizzata lungo la strada pubblica di progetto una dorsale di fognatura bianca con pendenza dello 0,2% diretta verso nord.

In tale rete saranno recapitate tutte le acque scolanti sulle nuove superfici impermeabili del comparto e in essa vi sarà la predisposizione per l'allacciamento in futuro anche delle acque provenienti dal lotto di futura realizzazione di altra proprietà sito a ovest del comparto stesso.

La rete sarà costituita principalmente da condotti in CLS circolari (materiale scelto per il poco ricoprimento delle condotte, di circa 50 cm), posati su sottofondo rinfiando e copertura in sabbia. Le tubazioni in CLS di progetto avranno sezioni comprese fra $\emptyset 400$ mm e $\emptyset 500$ mm.

La parte finale della rete, che richiede sezioni idrauliche maggiori, è stata prevista con sezioni scatolari per riuscire a garantire un sufficiente ricoprimento delle condotte. Le sezioni scatolari utilizzate saranno in CLS prefabbricato con giunti a perfetta tenuta ed avranno dimensioni interne 70x40 cm, 100x50 cm e 100x80 cm.

La sezione finale di dimensioni 100 x 80 cm avrà come recapito la vasca di laminazione in terra da realizzarsi al limite nord dell'area di intervento.

La tubazione di scarico della vasca sarà di diametro $\Phi 250$ mm in PVC e costituirà la bocca tarata del sistema di laminazione permettendo lo scarico di una portata massima pari a 10 l/s per ciascun ettaro di superficie impermeabile.

La vasca di laminazione di progetto verrà realizzata al momento al limite nord

dell'area di intervento (come richiesto dal comune per permettere un agevole accesso per la manutenzione) e verrà in futuro spostata più a nord (quando andranno avanti le future urbanizzazioni relative al secondo ed eventualmente terzo POC del presente ambito).

In tutti i punti di deviazione e confluenza della rete fognaria di progetto a sezione circolare sono stati previsti pozzetti di ispezione in elementi prefabbricati di cls circolari a perfetta tenuta di diametro interno $\Phi 800$ e $\Phi 1000$ mm a seconda del diametro delle tubazioni in essi confluenti (il dettaglio è visibile nella planimetria di progetto), nei punti di confluenza delle sezioni scatolari sono previste invece camerette di dimensioni 120x120 cm e 150x150 cm.

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.

I lotti privati siti in fronte alla strada di progetto si allacceranno direttamente alla fognatura pubblica di progetto previa installazione sul confine di proprietà di sifone di tipo "Firenze" e valvola a clapet di tipo "Redi".

3.3 CALCOLO VOLUME DI LAMINAZIONE

L'ambito oggetto di intervento ricade nel territorio soggetto all'"Articolo 20 – Controllo degli apporti d'acqua" del PSAI elaborato dall'autorità di bacino, che impone, per le nuove edificazioni, di rispettare il principio dell'invarianza idraulica andando a creare volumi di accumulo per le acque meteoriche dimensionati nella misura di 500 mc per ettaro di superficie di intervento ad esclusione del verde compatto. Da tali volumi di accumulo le acque meteoriche dovranno essere restituite al reticolo di acque superficiali nella misura massima di 10 l/s/ha.

La superficie oggetto di intervento ad esclusione del verde compatto (verde pubblico), compresa oltre all'area del presente intervento (primo POC), anche l'area di futura espansione di altra proprietà situata a ovest e evidenziata in rosa nelle planimetrie di progetto, è pari a circa 47.680 mq.

Il volume di laminazione minimo necessario per il Comparto in esame è quindi pari a circa $(47.680 \text{ mq}) / (10.000 \text{ mq/ha}) \times (500 \text{ mc/ha}) \approx 2.384 \text{ mc}$.

Tale volume è ricavato all'interno della vasca di laminazione in terra prevista sul confine nord dell'area di intervento che con un franco di 30 cm ha un volume di invaso pari a 2.400 mc.

3.4 DIMENSIONAMENTO RETE FOGNATURA BIANCA

Per poter effettuare la progettazione delle reti in tempo di pioggia è stato necessario procedere all'assegnazione dei seguenti parametri:

- a) stima del valore dei coefficienti di afflusso;
- b) pendenza dei tronchi della rete;
- c) caratteristiche dei condotti e del coefficiente di scabrezza;
- d) stima del valore del volume specifico di invaso;
- e) curve segnalatrici di possibilità pluviometrica per diverso tempo di ritorno.

3.4.1 *Stima del valore dei coefficienti di afflusso*

Il coefficiente di afflusso ψ che, come è noto, sta ad indicare il rapporto fra la quantità di acqua che arriva alla fognatura da una data area e quella totale di pioggia caduta sull'area stessa, è stato scelto in base alla quantità delle aree coperte o pavimentate rispetto all'area totale.

Si sono quindi scelti valori di ψ di 0,70 su tutto il comparto, essendo i lotti in esame solo parzialmente impermeabilizzati.

3.4.2 *Stima della pendenza dei tronchi della rete*

Dato che la zona è ubicata nella bassa pianura, la rete di fognatura bianca è stata progettata assegnando ai vari tronchi una pendenza dello 0,2%.

3.4.3 *Caratteristiche dei condotti e del coefficiente di scabrezza*

Le sezioni della rete di fognatura sono state verificate, in ciascun tronco con pendenza e sezione costante, in condizioni idrauliche di moto uniforme utilizzando la relazione di Chèzy:

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

dove

- Q: portata massima transitante nel condotto in esame (m³/s)
- S: sezione di deflusso del condotto (m²)
- x: 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 ($m^{1/3}/s$) è il coefficiente di scabrezza di della condotta secondo Gaukler e Strickler, il cui valore è in funzione del tipo di materiale e dello stato di conservazione è stato stimato, a titolo cautelativo, pari a 70 per i condotti di progetto che sono tutti in CLS.

Caratteristiche geometriche dei condotti

Sezioni circolari

N.	Nome	Diametro	Formula	Scabrezza
		[m]		
1	Cls 300	0.30	GS	70.00
2	Cls400	0.40	GS	70.00
3	Cls500	0.50	GS	70.00

Sezioni scatolari

N.	Nome	Tipo	Base	Altezza	Formula	Scabrezza
			[m]	[m]		a
1	Cls100x50	0	1.00	0.50	GS	70
2	Cls100X80	0	1.00	0.80	GS	70
3	Cls70x40	0	0.70	0.40	GS	70

3.4.4 Stima del volume specifico di invaso

Il valore del volume specifico di invaso "Wo" risulta somma di tre termini che, in base alle caratteristiche della zona (pendenza e coefficiente di afflusso), ed è in

sostanza il volume dei piccoli invasi dovuti a pozzetti, caditoie, grondaie, fognoli privati, etc. pari a 30 m³/ha;

L'invaso totale dei collettori a monte della sezione della verifica è variabile con le dimensioni della sezione e la lunghezza dei collettori stessi.

Il valore di quest'ultimo viene calcolato automaticamente dal programma di calcolo utilizzato, che provvede a mettere in conto, all'atto della verifica di una delle sezioni idrauliche disponibili ad essere assegnata ad un determinato ramo, il contributo del condotto al volume totale invasabile nei collettori di monte.

3.4.5 Curve segnalatrici di possibilità pluviometrica per diverso tempo di ritorno

Premessa

Le curve segnalatrici di possibilità pluviometrica della zona interessata possono essere rappresentate dalla seguente equazione geometrica:

$$h = a \cdot t^n$$

dove a ed n sono due parametri che vengono determinati in relazione ai campioni di precipitazioni esaminati.

Il numero di osservazioni a disposizione, rilevate dagli annali idrologici, consente di servirsi di metodi statistici con finalità probabilistiche, ormai di uso comune in idrologia, al fine di poter determinare con prefissato "tempo di ritorno Tr" la curva segnalatrice di possibilità pluviometrica.

Il "tempo di ritorno", detto anche intervallo di ricorrenza, rappresenta il periodo di tempo (espresso in anni) durante il quale un determinato valore x dell'evento preso in considerazione viene raggiunto o superato una sola volta.

Pertanto per la determinazione della suddetta curva ci si è serviti:

- del metodo di Gumbel (teoria degli estremi) per la regolarizzazione e la estrapolazione degli eventi di uguale durata, trattandosi di eventi pluviometrici massimi annuali;
- della teoria dei minimi quadrati per la regolarizzazione e la estrapolazione degli eventi di diversa durata, ma equiprobabili e con prefissato "tempo di ritorno" al fine di determinare l'equazione : $h = a \cdot t^n$.

I parametri "a" e "n" di tale equazione servono per la determinazione del coefficiente udometrico calcolato con il metodo del volume di invasato.

Dati disponibili

Per la determinazione delle curve di possibilità pluviometrica sono stati elaborati i dati riguardanti le piogge di massima intensità e di breve durata (da 10 minuti ad un'ora) disponibili presso la stazione di rilevamento pluviometrico del Servizio Idrografico di Bologna che forniva, rispetto agli altri osservatori presenti sul territorio bolognese, un maggior numero di registrazioni consentendo così una

maggiore attendibilità dei risultati. I dati disponibili coprono l'arco temporale che va dal 1934 al 2007.

Le registrazioni sono state oggetto di analisi statistica, intesa a determinare le curve di segnalatrici di possibilità climatica, relative ai tempi di ritorno di 10, 20, 25, e 50 anni.

Nella tabella seguente sono stati riportati i valori delle piogge massime registrate in ogni anno per i tempi di pioggia di 10', 15', 20', 30', 45', e 60'.

ANNO	10 min	15 min	20 min	30 min	45 min	60 min
1934						47.8
1935				33.0		35.0
1936	13.4		29.4			61.0
1937		12.0	14.0			18.2
1938	10.0	10.0	21.8			22.2
1939		18.8				27.0
940				20.2		30.8
1941	12.6	14.2				18.2
1942				18.0		21.0
1943				14.2		14.8
1944				21.2		21.2
1945				17.2		17.8
1946				14.4		19.6
1947				17.0		17.2
1948				11.6		13.6
1949				24.8		28.2
1950				9.8		11.6
1951						25.0
1952	13.2					18.6
1953	21.0					28.8
1954					29.0	32.2
1955	11.6					44.4
1956			17.8			26.6
1957						12.0
1958		12.8		18.0		18.2
1959			22.6			24.6
1960						27.6
1961		14.0	17.0	30.0		30.0
1962			18.2			18.2
1963		17.4		17.4		48.2
1964			13.2	21.8		22.6
1965						11.0
1966	12.0	18.4	18.4	19.4		20.6
1967		12.2				15.0
1968						18.0
1969						16.0
1970			10.6		22.2	22.2
1971						13.4
1972	10.2	13.4	15.4			20.0
1973		17.2				25.6
1974				32.0		38.8
1975			12.0			22.0
1976	10.6	12.2		13.6		15.6
1977				19.8		22.8
1978					18.2	18.6

ANNO	10 min	15 min	20 min	30 min	45 min	60 min
1979			16.4			27.8
1980						10.4
1981	11.4					25.0
1982			28.0	32.0		44.0
1983			21.0			27.0
1984		19.0		24.2		40.0
1985			14.0		20.6	22.6
1986			14.0	17.4		24.0
1987				12.6		14.0
1988		13.8		20.6		23.2
1989	11.6			19.8		25.0
1990		16.6		19.0	31.4	34.0
1991		11.4		17.4	22.4	26.8
1992		14.4		19.6	23.4	27.2
1993		8.8		16.4	24.0	29.8
1994		9.4		17.0	20.6	23.4
1995		14.4		19.6	24.6	28.6
1996		9.8		16.2	21.4	26.0
1997		11.0		12.2	13.4	14.8
1998		11.4		13.4	15.6	17.8
1999		12.8		17.6	21.2	22.8
2000		13.4		17.2	23.6	26.4
2001		22.2		24.0	26.0	26.8
2002		22.6		37.6	41.6	42.4
2003		5.8		9.2	12.6	14.6
2004		11.0		15.0	17.6	18.2
2005		7.4		11.8	16.2	17.6
2006		10.0		11.8	15.0	17.2
2007		18.6		24.4	28.8	31.6

Calcolo delle curve segnalatrici di possibilità pluviometrica per diversi tempi di ritorno

Trattandosi di fenomeni estremi ed in particolare di massimi si può supporre che la distribuzione di probabilità della variabile casuale "altezza di pioggia" per ogni dato di pioggia sia riconducibile ad una funzione di tipo Gumbel; la legge dei valori estremi proposta da Gumbel, e utilizzata per il calcolo, ha la forma seguente:

$$P(h) = e^{[-e^{-y}]}$$

dove y è la variabile ridotta pari a:

$$y = \beta \cdot (h - N)$$

$$\text{con } \beta = \frac{1}{0.7797 \cdot SQM}$$

$$\text{e } N = m - 0.45 \cdot SQM$$

I due parametri che compaiono nella distribuzione sono funzione di m e di SQM , dove:

- m = valore medio della distribuzione
- SQM = scarto quadratico medio della distribuzione

In pratica, per ognuna delle serie di campioni di n osservazioni di dati meteorologici relativa ad ogni tempo di pioggia T_p , il primo passo compiuto è stato nella valutazione della media e dello scarto quadratico medio:

$$m = \frac{\sum h}{n}$$

$$SQM = \sqrt{\frac{\sum h^2}{n-1} - \frac{(\sum h)^2}{n \cdot (n-1)}}$$

d (min)	10'	15'	20'	30'	45'	60'
N° dati	11	32	17	43	22	74
M	12.509	13.637	17.870	19.055	22.245	24.470
	1	5	6	8	5	3
SQM	3.0297	4.0511	5.2834	6.4036	6.6281	9.6175

Fissati diversi “tempi di ritorno T_r ” (10, 20, 25, e 50 anni), si è calcola la probabilità cumulata $P(h)$ corrispondente:

$$P(h) = \frac{T_r - 1}{T_r}$$

Quindi si è determina la variabile ridotta (y):

$$y = -\ln[-\ln(P(h))]$$

Calcolata la variabile ridotta y , si è avuto immediatamente il corrispondente valore della altezza di pioggia h con tempo di ritorno pari a quello prefissato.

Tutti i valori sono stati riportati nella tabella seguente.

Durata (min)						
Tr	10'	15'	20'	30'	45'	60'
5	14.69	16.55	21.67	23.66	27.01	31.39
10	14.69	16.55	21.67	23.66	27.01	31.39
25	18.70	21.92	28.67	32.14	35.79	44.13
50	20.36	24.14	31.57	35.66	39.43	49.40
100	22.01	26.34	34.44	39.14	43.04	54.64

Infine quindi si sono ottenuti tanti valori dell'altezza di pioggia, uno per ciascun tempo di pioggia T_p di cui si avevano i dati storici, tutti relativi allo stesso tempo di ritorno T_r ; tali valori, avendo ipotizzato una legge di regressione del tipo $h(t) = a \cdot t^n$, (curva segnalatrice di possibilità climatica), sono stati raccordati mediante il metodo dei minimi quadrati, per dare in definitiva la curva di pioggia caratteristica del "tempo di ritorno T_r " prefissato.

Generalmente la curva viene interpolata in due tronchi distinti, uno per valori di t inferiori all'ora ed uno per i valori superiori.

Pertanto per ottenere a ed n , dopo aver dedotto per ogni durata T_p il valore della altezza di pioggia h relativo ad un assegnato "tempo di ritorno" T_r , è stato necessario passare ai logaritmi per cui si ha:

$$\log(h) = \log(a) + n \cdot \log(t)$$

cioè $Y = A + n \cdot X$

dove:

$$Y = \log(h)$$

$$A = \log(a)$$

$$X = \log(t)$$

Applicando il metodo dei minimi quadrati alla retta $Y-X$, ed indicando con N il numero delle coppie di valori $h-t$ ricavate per ogni durata T_p attraverso l'elaborazione dei valori estremi di Gumbel, si è ottenuto:

$$A = \left[X^2 \cdot Y - X \cdot \frac{XY}{N} \cdot X^2 - X^2 \right] \text{ e } n = \left[N \cdot XY - X \cdot \frac{Y}{N} \cdot X^2 - X^2 \right]$$

Ricavati A ed n si è dedotto il valore del parametro a e quindi si è valutata l'equazione della curva segnalatrice di possibilità pluviometrica corrispondente ad ogni tempo di ritorno T_r .

Le curve segnalatrici di possibilità pluviometrica ottenute sono:

Tr = 5	$h = 31.42 \cdot t^{0.4199}$
Tr = 10	$h = 36.73 \cdot t^{0.4409}$
Tr = 25	$h = 43.44 \cdot t^{0.4607}$
Tr = 50	$h = 48.43 \cdot t^{0.4721}$
Tr = 100	$h = 53.37 \cdot t^{0.4816}$

Per il dimensionamento delle reti di progetto è stata utilizzata la curva di possibilità pluviometrica corrispondente ad un tempo di ritorno pari a 25 anni.

3.4.6 Metodi di calcolo adottati per le verifiche idrauliche

Il metodo adottato per il calcolo della portata di pioggia è quello italiano o metodo dell'invaso.

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 costituenti la rete (il riempimento e lo svuotamento dei condotti 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 quelli invasato nella rete di drenaggio principale, il secondo contributo rappresenta il volume invasato nei rimanenti condotti e in tutti quei volumi diffusi (camerette d'ispezione, caditoie, lama d'acqua superficiale) collegati alla rete drenante.

L'espressione utilizzata per la determinazione del coefficiente udometrico u 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_o = volume specifico di invaso (riferito cioè all'unità di superficie dell'area considerata) espresso in m³/m²
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.

3.4.7 Risultati dei calcoli idraulici

Nell'allegato alla presente relazione sono state riportate le tabelle con dati in ingresso e risultati per la verifica idraulica della rete bianca di progetto e la planimetria schematica di riferimento.

Nelle tabelle in cui sono stati riportati i dati di ingresso, ogni tratto di fognatura è stato identificato dai picchetti di valle e di monte e da tutte le caratteristiche geometriche ed idrauliche attribuite al condotto.

4 FOGNATURA NERA

4.1 RETE ESISTENTE

Nella zona limitrofa all'area di intervento allo stato attuale è presente una fognatura nera pubblica lungo la via Stalingrado che scorre in direzione ovest-est.

Tale rete sarà il recapito delle acque nere del comparto.

4.2 RETE DI PROGETTO

La rete di fognatura nera pubblica di progetto del comparto sarà realizzata lungo la strada pubblica di progetto in direzione sud verso la via Stalingrado e sarà in PVC con diametro Ø250 mm.

A tale dorsale pubblica di progetto si allacceranno i lotti provati situati in fronte alla strada ciascuno con un proprio allacciamento previa installazione in proprietà privata di un Sifone "tipo Firenze" e di una valvola a clapet "tipo Redi".

Lungo la rete, nei punti di interconnessione di più rami o comunque ad una distanza non superiore a 50-60 m, saranno predisposti pozzetti di ispezione circolari a perfetta tenuta di diametro interno Φ800 mm e con rivestimento del fondo in polycrète e delle pareti con doppia mano di resina epossidica spessore 600 micron.

Alla rete di acque nere saranno allacciate le acque provenienti dai servizi igienici direttamente e quelle provenienti dalle cucine previo passaggio in un pozzetto degrassatore opportunamente dimensionato (volume utile minimo pari a 50 l/AE/d come da Delibera di Giunta Regionale Emilia Romagna N.1053/2003).

4.2.1 Caratteristiche costruttive fognatura nera

I condotti sono stati previsti del diametro Ø250 mm in PVC serie SN8 (8 KN/m²) a norma UNI EN 1401-1 con marchio di conformità IIP, con giunto a bicchiere ed anello di tenuta elastomerica, posati su sottofondo rinfiato e copertura in sabbia.

I pozzetti di ispezione previsti saranno 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.

4.2.2 Dimensionamento idraulico fognatura nera

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 (m³/s)
- S: sezione di deflusso del condotto (m²)
- 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 Gaukler e Strickler, il cui valore è in funzione del tipo di materiale e dello stato di conservazione è stato stimato, a titolo cautelativo, pari a 100 per i condotti in PVC.

Per un corretto dimensionamento è necessario stabilire il numero di abitanti equivalenti relativi al lotto di progetto, che è stato calcolato nella misura di 4 Abitanti Equivalenti ogni 100 mq di superficie utile.

La portata media (Q_{24}) scaricata nella fognatura nera da ciascun comparto è stata calcolata come prodotto della dotazione idrica pro-capite pari a 200 l/A.E./d, moltiplicata per il numero di AE gravanti sulla fognatura, 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.

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

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

dove:

- Q_{24} = 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

Essendo la superficie utile totale pari a 6.953,20 mq, con il criterio sopra citato risultano 278 AE; la portata media nera risulta di conseguenza pari a circa 0,64 l/s e la portata di punta risulta pari a circa 1,92 l/s

Per lo smaltimento di tale portata, la tubazione in PVC Ø250 mm prevista è ampiamente sufficiente. Tale diametro garantisce infatti lo smaltimento di tale portata con un grado di riempimento del 16% circa, considerando la pendenza minima di progetto dello 0.3% e come coefficiente di scabrezza di Gaukler e Strickler il valore di 100.

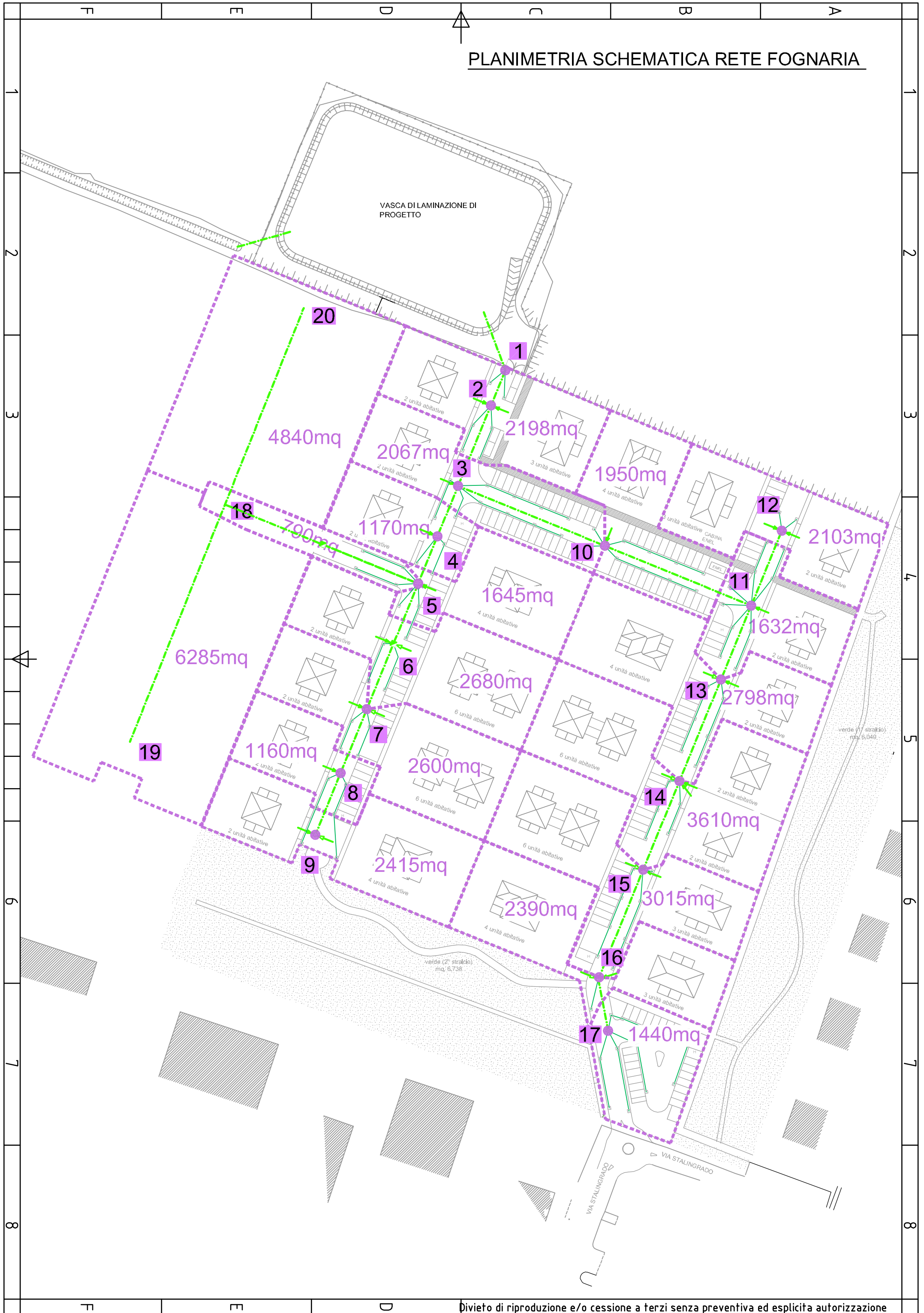
S. Giorgio di Piano, Ottobre 2018

IL PROGETTISTA
(Dott. Ing. Carlo Baietti)

ALLEGATO 1

SCHEMA RETI ACQUE BIANCHE

PLANIMETRIA SCHEMATICA RETE FOGNARIA



ALLEGATO 2

VERIFICA RETE ACQUE BIANCHE

TABELLA DATI TRATTI

Nome	Pic1	Pic2	Sez	Lungh.	Pend	Ac	Phi	Wo	Tr
				[m]	[-]	[ha]		[mc/ha]	[min]
17-16	17	16	Cls 300	36.45	0.002	0.14	0.70	30.00	5.00
16-15	16	15	Cls500	40.45	0.002	0.24	0.70	30.00	5.00
15-14	15	14	Cls70x40	32.94	0.002	0.30	0.70	30.00	5.00
14-13	14	13	Cls100x50	37.60	0.002	0.36	0.70	30.00	5.00
13-11	13	11	Cls100x50	27.36	0.002	0.28	0.70	30.00	5.00
11-10	11	10	Cls100x50	51.75	0.002	0.16	0.70	30.00	5.00
12-11	12	11	Cls400	27.75	0.002	0.21	0.70	30.00	5.00
10-3	10	3	Cls100x50	51.75	0.002	0.20	0.70	30.00	5.00
9-8	9	8	Cls400	22.90	0.002	0.24	0.70	30.00	5.00
8-7	8	7	Cls500	23.64	0.002	0.12	0.70	30.00	5.00
7-6	7	6	Cls70x40	24.17	0.002	0.26	0.70	30.00	5.00
6-5	6	5	Cls70x40	22.32	0.002	0.27	0.70	30.00	5.00
5-4	5	4	Cls100x50	17.48	0.002	0.16	0.70	30.00	5.00
4-3	4	3	Cls100x50	18.70	0.002	0.12	0.70	30.00	5.00
3-2	3	2	Cls100X80	29.78	0.002	0.21	0.70	30.00	5.00
2-1	2	1	Cls100X80	13.02	0.002	0.22	0.70	30.00	5.00
18-5	18	5	Cls70x40	74.00	0.002	0.08	1.00	30.00	5.00
20-18	20	18	Cls500	72.50	0.002	0.48	0.70	30.00	5.00
19-18	19	18	Cls500	87.50	0.002	0.63	0.70	30.00	5.00

Legenda Tabella Tratt

Nome = nome identificativo del tratto inserito lungo il tracciato della rete

Sez = nome della sezione assegnata al tratto

L = lunghezza del tratto

Pend = pendenza del tratto

Ac = area colante che grava sul tratto

phi = coefficiente di afflusso; indica l'aliquota impermeabile dell'area gravante che effettivamente contribuisce alla formazione della portata nel tratto

Wo = volume dei piccoli invasi; rappresenta la quantità di acqua che resta invasata sul terreno prima che possa cominciare a defluire

Tr = tempo di ruscellamento; rappresenta il tempo che una goccia d'acqua caduta nel punto più sfavorito del bacino impiega per arrivare alla rete

TABELLA DATI DI PIOGGIA, SEZIONE IDRAULICA ASSEGNATA AI DIVERSI TRATTI

Nome	Sez	Actot	Phim	a	n	Wp	u	tr	intensità	Qp
		[ha]		[mm/h ⁿ]		[mc]	[l/s/ha]	[min]	[mm/h]	[mc/s]
17-16	Cls 300	0.14	0.70	43	0.46	2.29	277.14	3.21	211	0.04
16-15	Cls500	0.38	0.70	43	0.46	7.12	259.68	3.63	197	0.10
15-14	Cls70x40	0.68	0.70	43	0.46	13.48	253.34	3.80	192	0.17
14-13	Cls100x50	1.04	0.70	43	0.46	23.22	238.93	4.23	182	0.25
13-11	Cls100x50	1.32	0.70	43	0.46	31.40	230.99	4.51	176	0.31
11-10	Cls100x50	1.70	0.70	43	0.46	50.69	203.65	5.69	155	0.35
12-11	Cls400	0.21	0.70	43	0.46	2.44	311.36	2.59	237	0.07
10-3	Cls100x50	1.89	0.70	43	0.46	67.55	182.60	6.97	139	0.35
9-8	Cls400	0.24	0.70	43	0.46	2.37	328.48	2.35	250	0.08
8-7	Cls500	0.36	0.70	43	0.46	5.26	286.55	3.02	218	0.10
7-6	Cls70x40	0.62	0.70	43	0.46	9.88	277.22	3.21	211	0.17
6-5	Cls70x40	0.89	0.70	43	0.46	15.30	268.25	3.41	204	0.24
5-4	Cls100x50	2.24	0.71	43	0.46	64.66	214.57	5.31	161	0.48
4-3	Cls100x50	2.36	0.71	43	0.46	72.46	206.49	5.70	155	0.49
3-2	Cls100X80	4.46	0.71	43	0.46	158.56	186.01	6.83	140	0.83
2-1	Cls100X80	4.68	0.71	43	0.46	166.96	185.47	6.86	140	0.87
18-5	Cls70x40	1.19	0.72	43	0.46	42.13	195.26	6.49	144	0.23
20-18	Cls500	0.48	0.70	43	0.46	9.94	246.83	3.98	188	0.12
19-18	Cls500	0.63	0.70	43	0.46	14.49	234.35	4.39	178	0.15

Legenda Tabella Pioggia

Nome = nome identificativo del tratto

Sez = nome della sezione assegnata al tratto

Actot = area colante totale, intesa come somma delle aree dei bacini che gravano, con i loro afflussi, sul tratto in esame;

Phim = coefficiente di afflusso medio delle aree gravanti sul tratto; indica l'aliquota impermeabile media delle aree gravanti sul tratto che effettivamente contribuisce alla formazione della portata

a = coefficiente della legge di pioggia

n = esponente della legge di pioggia

Wp = volume proprio totale invasato dalla rete; è la sommatoria dei volumi propri invasati in tutti i tratti a monte fino al tratto in esame incluso

u = coefficiente udometrico; rappresenta il contributo di piena per unità di superficie Q/A

tr = tempo di riempimento

Qp = portata di pioggia che defluisce lungo il tratto in esame

TABELLA VERIFICHE

Nome	Sez	Qt	hmin	hmax	Grmax	Vmax
		[mc/s]	[m]	[m]	[%]	[m/s]
17-16	Cls 300	0.04	0.00	0.25	83.31	0.63
16-15	Cls500	0.10	0.00	0.29	58.53	0.83
15-14	Cls70x40	0.17	0.00	0.28	68.88	0.90
14-13	Cls100x50	0.25	0.00	0.26	51.81	0.96
13-11	Cls100x50	0.31	0.00	0.30	59.80	1.02
11-10	Cls100x50	0.35	0.00	0.33	65.16	1.06
12-11	Cls400	0.07	0.00	0.26	65.95	0.74
10-3	Cls100x50	0.35	0.00	0.33	65.16	1.06
9-8	Cls400	0.08	0.00	0.31	76.77	0.77
8-7	Cls500	0.10	0.00	0.30	59.70	0.84
7-6	Cls70x40	0.17	0.00	0.27	68.19	0.90
6-5	Cls70x40	0.24	0.00	0.35	86.80	0.98
5-4	Cls100x50	0.48	0.00	0.41	82.70	1.16
4-3	Cls100x50	0.49	0.00	0.42	83.48	1.17
3-2	Cls100X80	0.83	0.00	0.62	77.81	1.33
2-1	Cls100X80	0.87	0.00	0.65	80.64	1.34
18-5	Cls70x40	0.23	0.00	0.34	85.44	0.97
20-18	Cls500	0.12	0.00	0.33	65.84	0.86
19-18	Cls500	0.15	0.00	0.39	78.61	0.89

Legenda Tabella Verifiche

Nome = nome identificativo del tratto

Sez = nome della sezione assegnata al tratto

Qt = portata totale

hmin = tirante minimo inteso come valore dell'altezza idrica con cui la portata nera defluisce lungo il tratto in esame

hmax = tirante massimo inteso come valore dell'altezza idrica con cui la portata totale defluisce lungo il tratto in esame

Grmax = grado di riempimento massimo

Vmax = velocità massima