COMUNE DI OZZANO DELL'EMILIA

Progetto relativo al Piano Urbanistco Attuativo (PUA) con valenza di Permesso di Costruire relativo all'Ambito AR, Via Sant'Andrea in Comune di Ozzano dell'Emilia

PROGETTISTA ARCHITETTONICO

Arch. Elisabetta Masi -
Arch. Gianluigi Ricciardi associati
Via Circonvallazione Nord 103
40053 Bazzano (Bo)

PROGETTISTA OPERE DI URBANIZZAZIONE
DIREZIONE LAVORI GENERALE

Ing. Stefano Marzadori
Via Gyula, 43
40054 Budrio (Bo)

PROGETTISTA RETI FOGNARIE

Ing. Andrea Bolognesi

PROPRIETA'

BANCA DI BOLOGNA REAL ESTATE S.P.A.
P.zza Minghetti, 4/D
Bologna
(già DE TOSCHI S.P.A.)

COLLABORAZIONE

SPAZIO RISERVATO ALL'UFFICIO TECNICO

OGGETTO:

RELAZIONE IDRAULICA

SCALA

TAVOLA N°

4.6

REV.	DATA	DESCRIZIONE
1°	APRILE 2018	
2°	APRILE 2019	
3°		
4°		
5°		
6°		

N° ARCHIVIO:

Sommario

1. PREMESSA **1**

1.1 INQUADRAMENTO RETI FOGNARIE **3**

1.2 CONTESTO NORMATIVO TERRITORIALE **5**

2 RETI BIANCHE **6**

2.1 RETE BIANCA B5-A DEDICATA AI LOTTI 2 3 ED AREE LIMITROFE **6**

2.1.1 Dimensionamento rete 8

2.1.2 Verifica rete 10

2.2 RETE BIANCA B11-B DEDICATA AL LOTTO 1 ED AREE LIMITROFE **11**

2.2.1 Dimensionamento rete 11

2.2.2 Costituzione del modello idrologico/idraulico 12

2.2.3 Verifica rete 13

2.2.4 Precipitazione con tempo di ritorno decennale 13

2.2.5 Precipitazione con tempo di ritorno Venticinquennale 14

3 RETE NERA **16**

3.1 DIMENSIONAMENTO RETE **17**

1. PREMESSA

Il progetto prevede la realizzazione di tre edifici residenziali e relativi interrati, corredati da superfici a verde pubblico e da parcheggi pubblici e privati ad uso pubblico.

La superficie territoriale totale è pari a 14,644 m^2, di cui 5,423 m^2 sono destinati a verde pubblico compatto e per differenza risulta 9,221 m^2 la superficie parzialmente o totalmente impermeabile.

Figura 1 – Planimetria di progetto (la linea rossa racchiude la superficie territoriale totale)

Lo stato pregresso del comparto (figura 2) mostra invece una destinazione d'uso di tipo industriale/artigianale, nella quale la superficie impermeabile (coperture e pavimentazione asfaltata) è pari circa a 9,300 m^2.

Considerando le tolleranze dovute alla sovrapposizione del rilievo ed alle stime mediante foto aerea e giudicando (a favore di sicurezza) impermeabile tutto ciò che non è verde pubblico compatto, è comunque possibile affermare che <u>l'intervento proposto non comporti un aumento della superficie impermeabilizzata rispetto allo stato pregresso</u>.

Figura 2 – Veduta aerea dell'aerea nello stato pregresso (il poligono rosso delimita la superficie territoriale del nuovo intervento, pari a 16644 m^2; quello giallo racchiude le superfici non permeabili, pari a circa 9300 m^2)

1.1 INQUADRAMENTO RETI FOGNARIE

Il sistema di smaltimento delle acque è di tipo separato, per quanto congruente con le strutture ricettive esistenti.

Nel dettaglio è presente un'unica rete di acque di origine civile che confluisce in una rete mista esistente, mentre sono presenti due reti convoglianti acque di origine pluviale, una confluente in una rete bianca esistente e la seconda confluente nella rete mista esistente precedentemente citata.

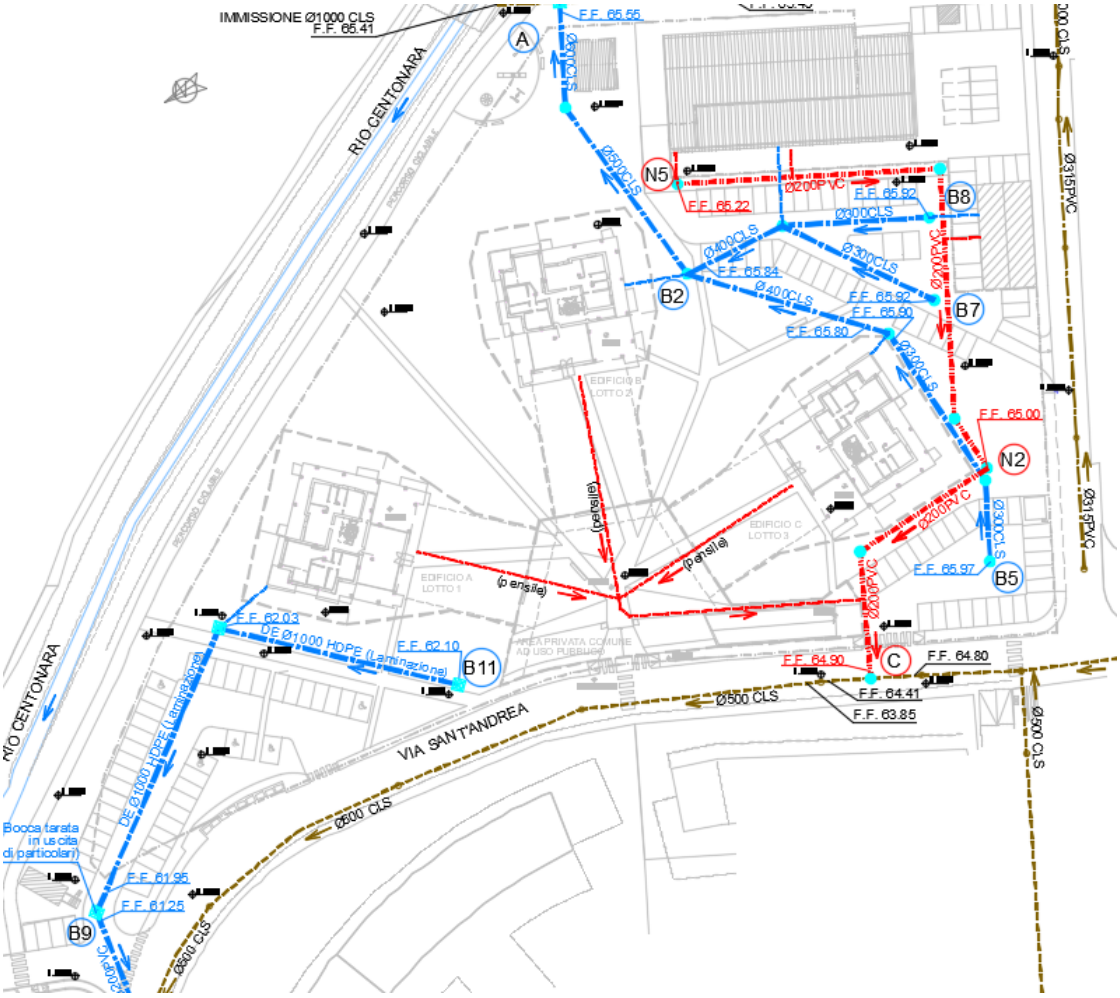

Figura 3 Complesso di reti fognarie pluviali e rete civile

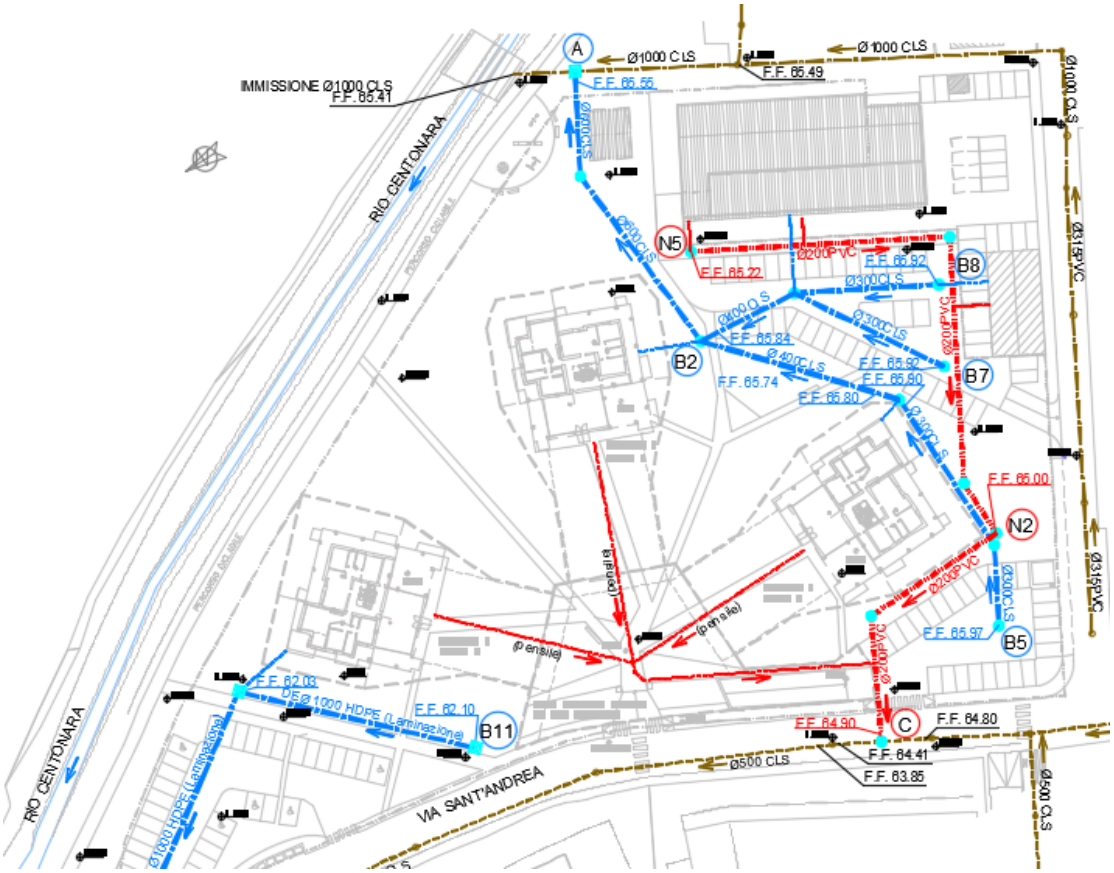

Figura 4 Rete civile N5-C dedicata a tutto il complesso e rete pluviale B5-A dedicata ai lotti 2 3 ed aree limitrofe

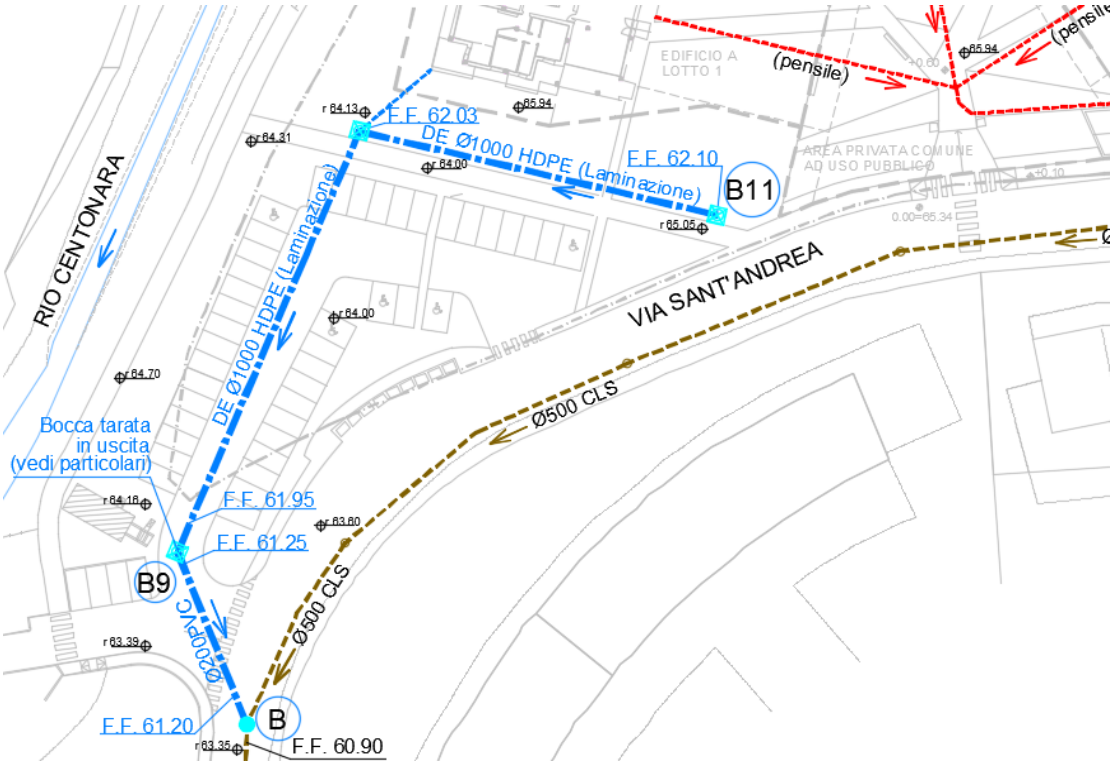

Figura 5 Rete pluviale B11-B dedicata al lotto 1 ed aree limitrofe

1.2 CONTESTO NORMATIVO TERRITORIALE

La soluzione tecnica adottata, in particolare in tema di collettamento delle acque meteoriche, si inserisce nel contesto normativo territoriale assolvendo alle seguenti prescrizioni:

PSC del Comune di Ozzano Art. 4.8 Prestazioni ambientali dei nuovi insediamenti

9. Ciascun nuovo insediamento è attuabile a condizione che sia garantito:

[…]

- che l'officiosità dei corpi idrici recettori finali sia adeguata alla portata di piena delle acque meteoriche prevista tenendo conto dell'estensione delle impermeabilizzazioni esistenti e previste.

In tal senso la relazione idrologico-idraulica del Rio Centonara allegata al progetto e la presente relazione idraulica di progetto della rete fognaria testimoniano che la portata di picco scaricata nel Rio da parte della rete acque meteoriche (circa 190 l/s) è inferiore ad 1/100 (<1%) della portata massima con tempo di ritorno stimata nel Rio stesso (28.6 m^3/s). E' pertanto possibile affermare che l'officiosità del corpo idrico ricettore sia del tutto adeguata a ricevere la portata di piena delle acque meteoriche scaricate dal comparto nel corpo idrico stesso.

RUE del Comune di Ozzano Art. 3.5.2 - Regolamentazione delle acque superficiali e sotterranee

2. Al fine di non incrementare gli apporti d'acqua piovana al sistema di smaltimento, per gli ambiti di nuovo insediamento e comunque per le aree non ancora urbanizzate, è prescritta la realizzazione di sistemi di raccolta delle acque di tipo duale, ossia composte da un sistema minore costituito dalle reti fognarie per le acque nere e parte delle acque bianche (prima pioggia), e un sistema maggiore costituito da collettori, interrati o a cielo aperto, e da sistemi di accumulo per le acque bianche; il sistema maggiore deve prevedere sistemi di raccolta e accumulo delle acque piovane per un volume complessivo di almeno 500 mc per ettaro di superficie territoriale, ad esclusione delle superfici permeabili destinate a parco o a verde compatto. Tali sistemi di raccolta, ad uso di una o più delle zone da urbanizzare, devono essere localizzati in modo tale da raccogliere le acque piovane prima della loro immissione nel corso d'acqua o collettore di bonifica ricevente individuato dall'Autorità idraulica competente.

3. Le caratteristiche funzionali dei sistemi di raccolta delle acque bianche sono stabilite, secondo il criterio dell'invarianza idraulica, dall'Autorità idraulica competente con la quale devono essere preventivamente concordati i criteri di gestione. L'autorità competente può derogare dal criterio dell'invarianza idraulica, in particolare nel caso di scarico diretto in un fiume o torrente.

Il comma 2 (e la prima parte del comma 3) sopra riportati riprendono:

- le indicazioni contenute nel PSC agli artt. 2.19 e 4.8 (e conseguentemente anche le indicazioni del PTCP),

- le indicazioni incluse nel POC all'art. 3, comma 6 "Sostenibilità ambientale della trasformazione", punto a).

Nella seconda parte del comma 3 si specifica che, nel caso di scarico diretto in un torrente o fiume, sentita l'Autorità Idraulica competente (Consorzio della Bonifica Renana) sia possibile derogare dal criterio di invarianza idraulica e dalla contestuale realizzazione di volumi di laminazione.

Le soluzioni e le caratteristiche tecniche del progetto, ossia lo scarico diretto nel Rio Centonara per una porzione pari a circa 2/3 della superficie territoriale, oltre alla verificata idoneità del Rio stesso in termini di officiosità idraulica, si connotano come idonee a fruire di tale deroga.

2 RETI BIANCHE

Sono previste due reti fognarie di raccolta delle acque meteoriche; una per la raccolta delle acque presenti nell'area dei lotti 2, 3 e delle aree limitrofe, la quale comprende la maggior parte della superficie in analisi e le cui portate confluiscono prima in una rete bianca esistente ed in secondo luogo nel Rio Centonara, ed una dedicata ad una porzione di superficie comprendente il lotto 1 e le aree limitrofe.

Quest'ultima, composta nel primo tratto da HDPE DN1000 e nella porzione finale da DN 200 PVC, confluisce in una rete esistente mista DN 600 CLS. La particolare composizione, unita ad una bocca tarata in uscita, permette alla nuova rete di fungere da vasca di laminazione in caso di precipitazioni consistenti.
Le sezioni terminali delle reti afferenti i diversi bacini risultano:
1) DN500 in CLS (rete appartenente al comparto a settentrionale con immissione in rete bianca esistente e successivamente in Rio Centonara);
2) DN200 in PVC (rete della parte di comparto meridionale confluente nella rete mista esistente).
Il dimensionamento è tale perché possano essere smaltite le massime portate di piena calcolate con tempi di ritorno di 25 anni.

2.1 RETE BIANCA B5-A DEDICATA AI LOTTI 2 3 ED AREE LIMITROFE

Si riporta pertanto nel seguito una descrizione delle caratteristiche costruttive della rete di raccolta e di smaltimento delle acque meteoriche adibite alle aree contenenti gli edifici B, C ed esistenti.

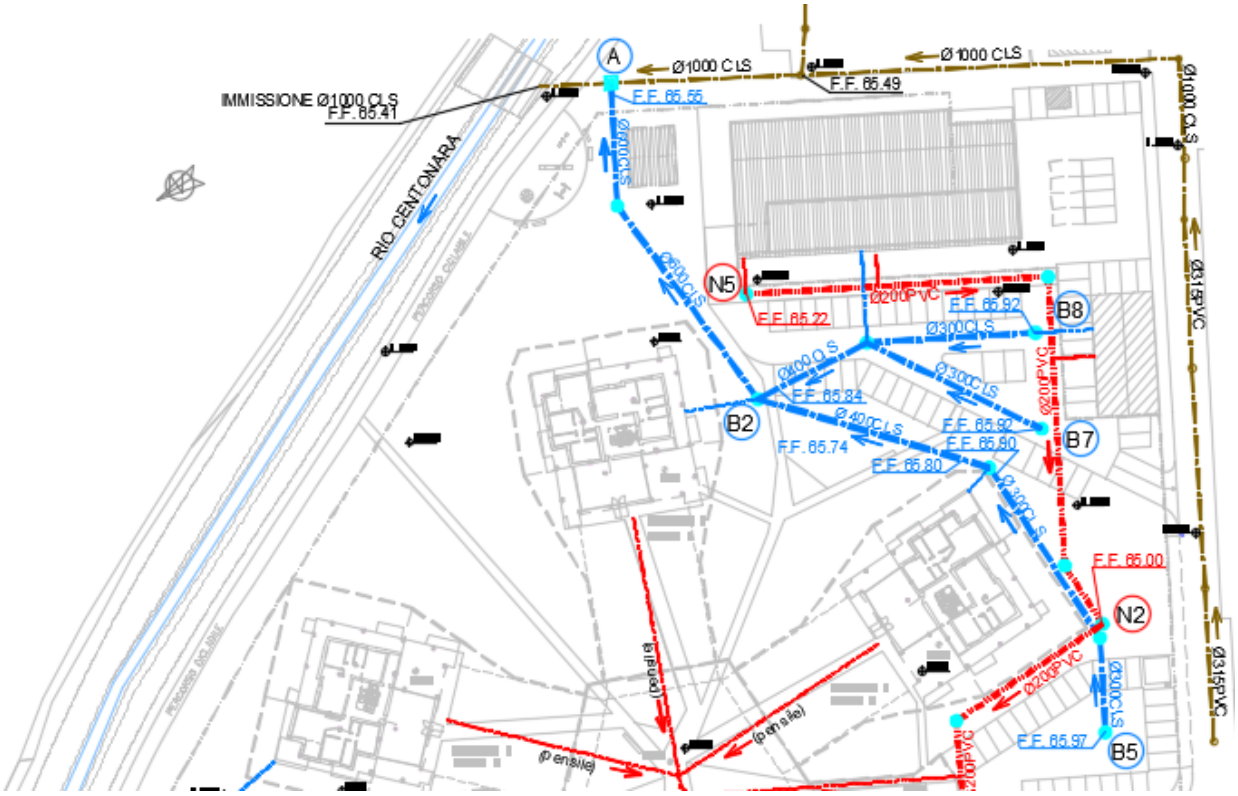

Figura 6 Rete bianca B5-A

La nuova fognatura di raccolta acque bianche sarà realizzata con condotte in calcestruzzo, con rinfranco in sabbiella per diametri ≤ 700 mm e/o ricoprimento fino a 1 metro incluso.

Tali tubazioni dovranno rispettare le prescrizioni di seguito indicate.

Le tubazioni in CLS dovranno essere conformi alle seguenti normative: UNI 8520/2, UNI 8981, UNI EN 1916, UNI EN 1917. Il sistema di giunzione delle tubazioni (PVC e CLS) a bicchiere deve essere con anello di tenuta in gomma conforme alla norma UNI EN 681/1, realizzato con materiale elastomerico. L'installazione delle tubazioni sarà realizzata attenendosi ai requisiti della norma UNI ENV 1401-3, UNI ENV 1046 e UNI EN 1610 e operando con la migliore "regola d'arte".

Come si può evincere dai profili di fognatura bianca la pendenza della condotta è molto esigua, pertanto in fase esecutiva l'impresa dovrà costantemente verificare il rispetto della pendenza di progetto con una tolleranza del ± 5.

Lungo la rete sono previsti, in corrispondenza dei cambi di direzione e di geometria, appositi pozzetti d'ispezione di dimensioni interne minime 80x80 cm completi di chiusini in ghisa sferoidale di tipo carrabile conformi alle norme UNI-EN 124. Il pozzetto e la lastra di copertura sono in cemento armato, dimensionati per sopportare carichi di prima categoria stradale. La raccolta delle acque meteoriche delle strade e dei parcheggi pubblici avverrà tramite apposite caditoie di tipo carrabile in ghisa sferoidale (con almeno n° 8 asole) posate su pozzetto prefabbricato in calcestruzzo delle dimensioni di cm 45 x 45 poste ai due lati della strada con un interasse massimo di 15 m. I chiusini e le caditoie sono previsti in ghisa sferoidale conformi alla norma UNI-EN 124 ed idonei alla classe di carico D400, mentre risultano di classe C250 in banchina e nelle aree di parcheggio.

2.1.1 DIMENSIONAMENTO RETE

Per procedere al dimensionamento dei collettori di fognatura bianca è stata effettuata la trasformazione dell'afflusso meteorico netto in deflusso nella rete utilizzando il metodo razionale cinematico (o della corrivazione).

I valori di intensità pluviometrica utilizzati sono derivati dalla classica analisi statistica sui valori estremi di precipitazione mediante la distribuzione di Gumbel. Il campione su cui tale analisi è stata effettuata si riferisce al pluviometro di Bologna (ex Idrografico), nell'intervallo 1934 – 2008. La consistenza del campione è pari al 100% per durate >= 1h, si riduce al 50% circa, per durate inferiori all'ora.

Sollecitando la rete, così come è riprodotta nel modello, con eventi di media intensità, è possibile desumerne l'effettivo tempo di corrivazione, che si rivela inferiore all'ora.

Considerando quindi la curva di possibilità pluviometrica a due parametri: $h = a\ d^n$ e considerando che (in ragione del suddetto tempo di corrivazione) gli eventi più gravosi avranno tutti durata inferiore o uguale all'ora, l'analisi statistica si è concentrata su tale set di durate, ottenendo i seguenti valori:

Tempo di pioggia	**Tempo di ritorno**	**a (mm/h)**	**n**
t < 1h	25 anni	43.9	0,489

Figura 7 - Parametri della curva di possibilità pluviometrica per durate <= 1h. Dati: pluviometro di Bologna (1934-2008)

Si precisa che la curva segnalatrice di possibilità climatica adottata risulta a favore di sicurezza rispetto alle curve presenti nelle LSPP indicata dalle "Linee guida per la progettazione di reti fognarie" emesse dall'ente gestore Hera S.p.a. S.O.T. di Bologna (ID Documento:G09009961);

La portata di riferimento, con tempo di ritorno venticinquennale da considerare nelle verifiche idrauliche, è la massima portata alla sezione di calcolo che si verifica per un evento di pioggia critico costante nel tempo ed uniforme nello spazio avente un'altezza **h** x **Tc** (mm) ed una durata pari al tempo di corrivazione Tc (ore) del bacino.

Per ottenere tale valore si è dapprima effettuata una distinzione per tipologie delle varie aree, si è poi determinato il coefficiente di deflusso come media pesata dei singoli coefficienti, così come definiti dalle linee guida sopra citate; in particolare:

Tipologia di superficie	**φ**
Aree permeabili	0.30
Aree impermeabilizzate	0.90
Aree superficialmente permeabili con costruzioni interrate	0.60

Figura 8 Coefficienti di deflusso in relazione alla tipologia di superficie

La durata di pioggia considerata critica, che determina cioè il valore di colmo dell'idrogramma di

piena, viene assunta pari al tempo di corrivazione tc del bacino preso in esame.

Per il bacino in oggetto tale tempo è stato calcolato utilizzando la formula:

$$t_{c(Ai)} = t_{ai} + t_{ri}$$

Dove:

- t_{ai} è il tempo di ingresso in rete che viene stimato pari a 5 minuti;
- t_{ri} tempo di rete e viene stimato come somma dei tempi di percorrenza di ogni singola canalizzazione seguendo il percorso più lungo della rete fognaria facendo riferimento alla velocità di moto uniforme:

$$t_{ri} = \sum \frac{L_i}{V_{ui}}$$

per il caso in esame il tempo di corrivazione risulta pari a 15 minuti. La portata al colmo per un generico bacino risulta quindi:

$$Q_i = \frac{\varphi_i \times i_{ci} \times S_i}{360}$$

dove:

Qi = portata al colmo di piena in corrispondenza della sezione di chiusura del bacino [m^3/s];
ϕi = valore medio ponderale del coefficiente di deflusso del bacino determinato come media ponderale dei valori di cui alla precedente tabella;
Si = superficie del bacino scolante [Ha];
ici = intensità media della pioggia di durata pari al tempo di corrivazione tc [mm/h];

Di seguito viene riportato un quadro riassuntivo delle principali sezioni idrauliche per cui è stato condotto il dimensionamento:

Sezione	**φi**	S_{perm} (m^2)	$S_{parz.\ perm}$ (m^2)	S_{imp} (m^2)	S_{tot} (m^2)	i_{ci}(mm/h)	Qp (l/s)
B6	0.87	150	0	2870	3020	89.15	65.08
B3	0.64	910	460	1280	2650	89.15	42.12
B2	0.69	2580	1360	5200	9140	89.15	155.27
B1	0.63	4070	1710	5200	10980	89.15	171.54

Figura 9 Calcolo portate di deflusso sottobacini

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:

$$Q = S\,\chi\,(R\ I)^{1/2}$$

Dove:

- Q: portata massima transitante nel condotto in esame (mc/s);
- S: sezione di deflusso del condotto (mq);
- χ: parametro di resistenza al moto;
- R: raggio idraulico
- 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, x, dipende solo dalla scabrezza relativa della condotta e non più dal numero di Reynolds.

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

$$\chi = K \times R$$

dove k (m1/3/s-1) è il coefficiente di scabrezza della condotta secondo Gaukler e Strickler, il cui valore è in funzione del tipo di materiale e dello stato di conservazione è stato stimato pari a 90 per i condotti in CLS.

Alle portate relative alle aree stradali si devono aggiungere le portate derivanti dalle coperture, in quanto queste confluiscono nei medesimi nodi.

2.1.2 VERIFICA RETE

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, secondo le specifiche di calcolo già indicate nel paragrafo precedente.

Nella tabella di seguito riportata sono indicate le verifiche condotte per le principali sezioni idrauliche per cui è stato condotto il dimensionamento.

Sezione	**Qt (l/s)**	**Tubazione**	**I(%)**	**Δ(%)**	**Qs (l/s)**	**V (m/s)**
B6	65.08	DN 400 CLS	0.15	65	71.34	0.83
B5	42.12	DN 400 CLS	0.15	50	47.18	0.75
B2	155.27	DN 600 CLS	0.15	55	163.04	1.02
B1	171.54	DN 600 CLS	0.15	60	186.97	1.05

Tabella 10 Rapporto tra portate di deflusso e portate relative alla percentuale di riempimento

Come evidenziato dalla tabella sopra riportata, le condotte risultano verificate in quanto le portate di progetto (Qp) sono sempre minori delle portate (Qs) che possono essere smaltite dalle tubazioni di progetto con un grado di riempimento Δ massimo del 65%.

Anche le velocità, relative alle percentuali di riempimento esposte, risultano verificate in quanto ricadono sempre all'interno del range consigliato (0.5 m/s<v< 5m/s).

2.2 RETE BIANCA B11-B DEDICATA AL LOTTO 1 ED AREE LIMITROFE

La rete in analisi è composta da 102 m di DN 1000 HDPE a doppia parete tipo "ecopal" con rinfianco in sabbia lavata per diametri > 700 mm e ricoprimento maggiore di 1 metro, i quali convogliano in un DN 200 PVC attraverso una condotta DN 80 mirata alla regolazione del flusso, avente lo scopo di fungere da bocca tarata.

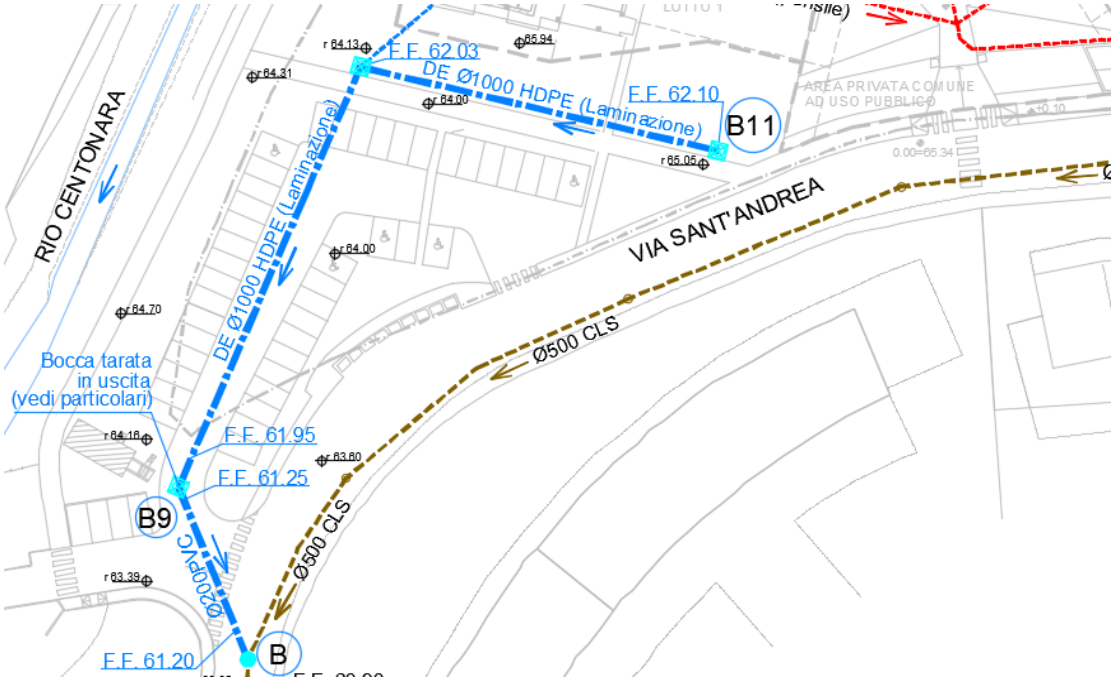

Figura 11 - Rete Bianca B11-B

Essendo presente un forte restringimento di sezione è stato prevista un elemento di troppo pieno, il quare scongiura le possibilità di allagamento nel caso di precipitazioni con tempo di ritorno consistenti.

2.2.1 DIMENSIONAMENTO RETE

La rete in oggetto ha un dimensionamento ed una morfologia studiata perché possa fungere da vasca di laminazione, così che le strutture ricettive possano garantire il regolare funzionamento.

La progettazione mira a garantire un deflusso continuo alla struttura ricettrice, il quale varierà in relazione al volume di invaso accumulato nella rete.

La morfologia stessa della rete non richiede che tutto il volume delle precipitazioni venga accumulato e rilasciato in un secondo momento, per tale motivo non si ha necessità di realizzare un invaso in grado di contenere tutto il volume precipitato. Per tale motivazione ipotizzando un volume di 500 m^3/ha di pioggia, essendo la superficie di deflusso pari a 0.43 ha, si ottiene un volume di precipitazione pari a 215m^3, valore maggiore rispetto al volume interno delle condotte, il quale corrisponde a 80 m^3.

La conformazione della condotta DN80 ed a valle del DN200 permettono di regolare il deflusso,

garantendo volumi di invaso coerenti con il dimensionamento effettuato e portate di deflusso ammissibili dal corpo ricettore.

La particolare conformazione della struttura e la variazione della portata di deflusso in relazione al battente a monte della bocca tarata non permettono di ottenere risultati affidabili con semplici calcoli, si è perciò scelto di avvalersi di una modellazione matematica attraverso il modello di calcolo SWMM.

2.2.2 COSTITUZIONE DEL MODELLO IDROLOGICO/IDRAULICO

Il comparto è stato schematizzato come riportato in figura 10, e fa riferimento alle strutture riportate nella figura 9. I sottobacini sono stati suddivisi in funzione della posizione di immissione in rete dei deflussi, la percentuale impermeabile è stata ottenuta attraverso un'analisi di ciascun sottobacino.

La legge di Horton è stata scelta per descrivere le modalità di infiltrazione nella frazione permeabile e conseguentemente si sono definiti i relativi parametri. In particolar modo i tassi di infiltrazione massimo (50 mm/h) e minino (5 mm/h) sono stati assunti pari a quelli tipici per un terreno che comprende sabbie e limi; la costante di decadimento del tasso di infiltrazione è stata fissata su un tipico valore di letteratura (2 h^{-1}).

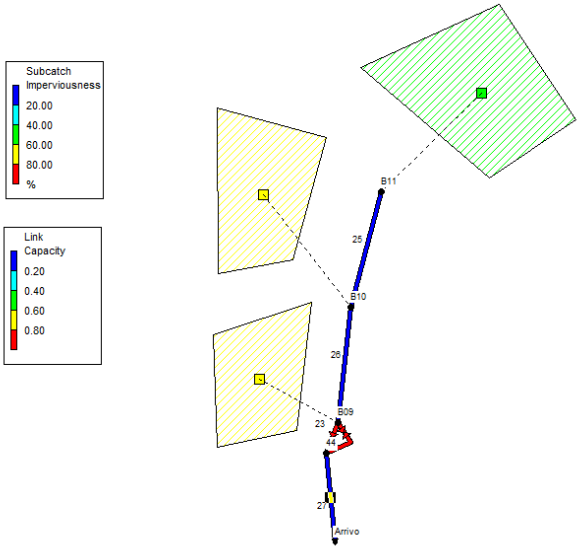

Figura 12 Schematizzazione comparto Settentrionale acque meteoriche

Per quanto riguarda gli altri principali parametri necessari alla definizione dei sottobacini, si sono assunti:

Pendenza dei sottobacini 0.15%

Coefficiente di scabrezza delle superfici impermeabili (Manning) 0.015 $s/m^{1/3}$

Coefficiente di scabrezza delle superfici permeabili (Manning) 0.050 $s/m^{1/3}$

Volume dei piccoli invasi superficiali per le superfici impermeabili 1 mm (10 m^3/ha)

Volume dei piccoli invasi superficiali per le superfici permeabili 3 mm (30 m^3/ha)

Relativamente alla scabrezza delle tubazioni (secondo Manning) è stato scelto un valore di 0.012 $s/m^{1/3}$ essendo condotte in materiale plastico.

A causa della forte differenza di comportamenti della struttura in relazione all'attivazione o meno della struttura di troppo pieno, si è scelto di effettuare la modellazione con due differenti precipitazioni, ma una con tempo di ritorno di 10 anni ed una di 25. Si riportano i coefficienti rappresentanti le due curve:

Tempo di pioggia	**Tempo di ritorno**	**a (mm/h)**	**n**
t < 1h	25 anni	43.9	0,489
t < 1h	10 anni	36.9	0,469

Figura 13 Parametri della curva di possibilità pluviometrica per durate <= 1h. Dati: pluviometro di Bologna (1934-2008)

2.2.3 VERIFICA RETE

Si ricava la durata della precipitazione con metodo iterattivo, cercando la durata che provoca un maggiore volume di precipitazione, tale durata è di 50 minuti.

2.2.4 PRECIPITAZIONE CON TEMPO DI RITORNO DECENNALE

Si riporta nella figura seguente il confronto tra il deflusso nel caso non esistesse la bocca tarata (blu) e nel caso di bocca tarata (giallo).

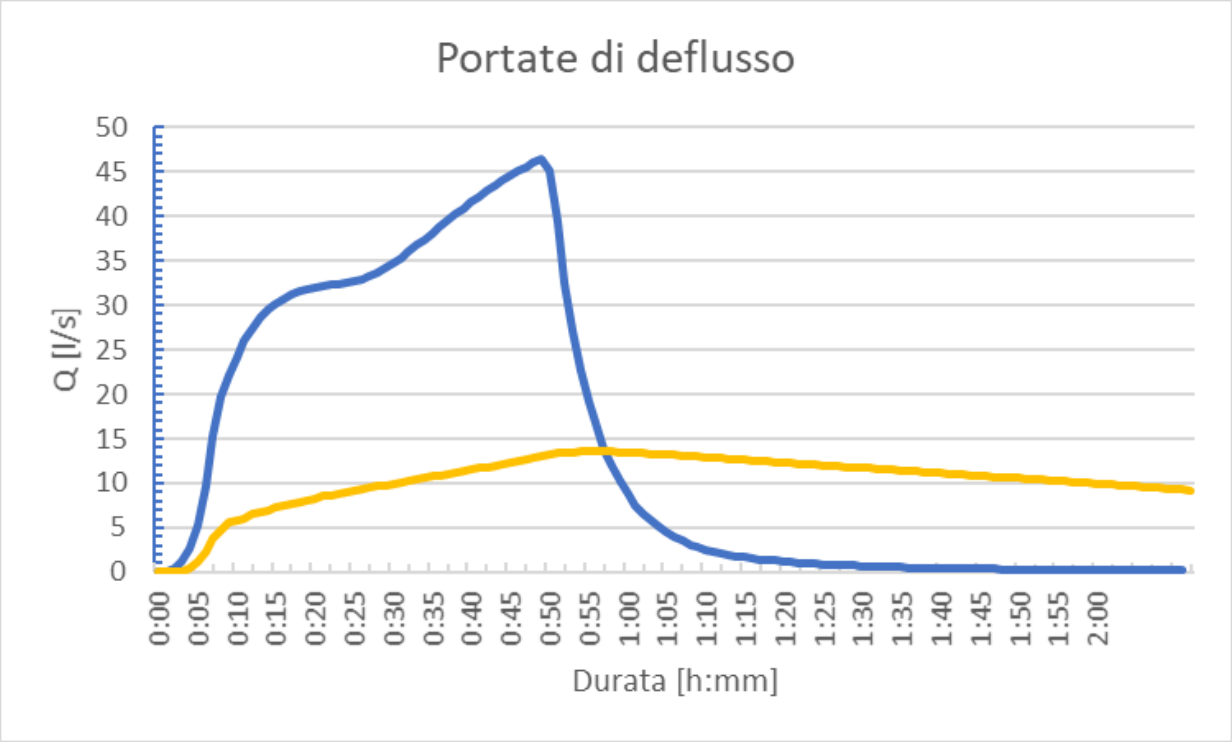

Figura 14 Rapporto tra portate di deflusso in presenza (giallo) ed assenza (blu) di bocca tarata

Si riportano in figura 13 i livelli di riempimento delle due condotte nell'arco della simulazione.

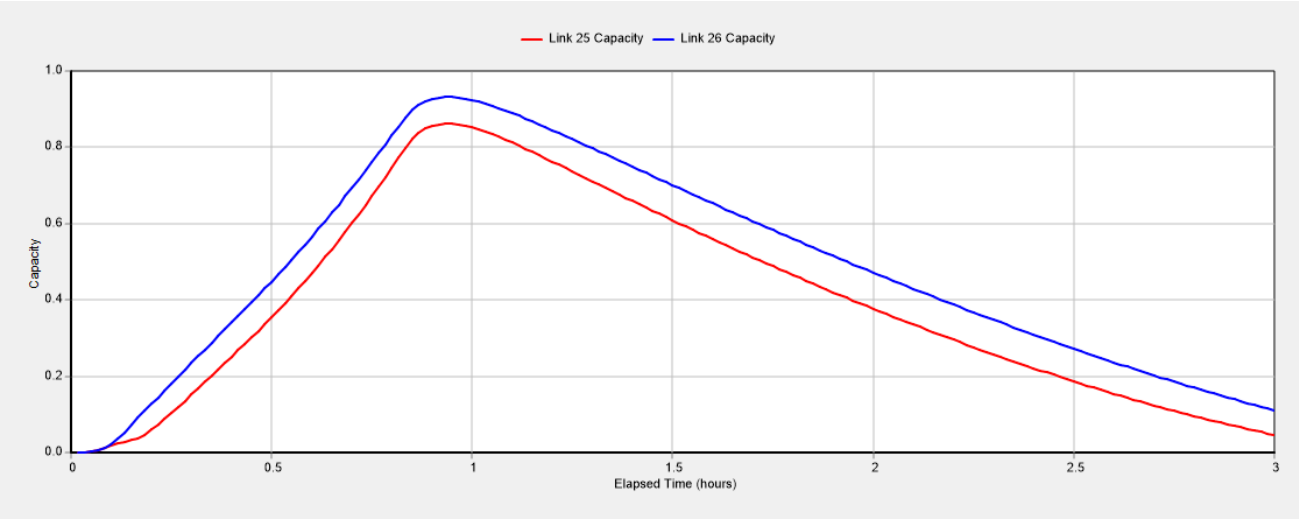

Figura 15 Percentuale di riempimento delle condotte DN 1000

La strozzatura provoca, nell'istante maggiormente gravoso, un riempimento delle condotte di valle maggiore del 95% per ventuno minuti, mentre la condotta di monte raggiunge riempimenti maggiori del 95% per dieci minuti.

Dalla seguente modellazione si può affermare che la portata di deflusso, grazie alla struttura progettata, raggiunge picchi di 13.45 l/s con una portata media di 9.70l/s.

Nel caso in cui non fosse prevista la struttura di laminazione, né la strozzatura le portate di picco corrisponderebbero a 48.32 l/s.

In conclusione, introducendo una precipitazione con tempo di ritorno decennale, l'ingresso tarato al 200 permette una riduzione di portata di picco equivalente al 72.2%.

Inoltre, considerando le condizioni attuali dell'area, il picco di portata in ingresso alla fognatura esistente si può stimare pari a circa 200 l/s, pertanto se raffrontato allo stato di fatto, lo stato di progetto qui presentato comporterebbe una riduzione delle portate massime in fognatura pari al 93.3%.

2.2.5 PRECIPITAZIONE CON TEMPO DI RITORNO VENTICINQUENNALE

Si riporta nella figura seguente il confronto tra il deflusso nel caso non esistesse la bocca tarata (blu) e nel caso di bocca tarata (giallo).

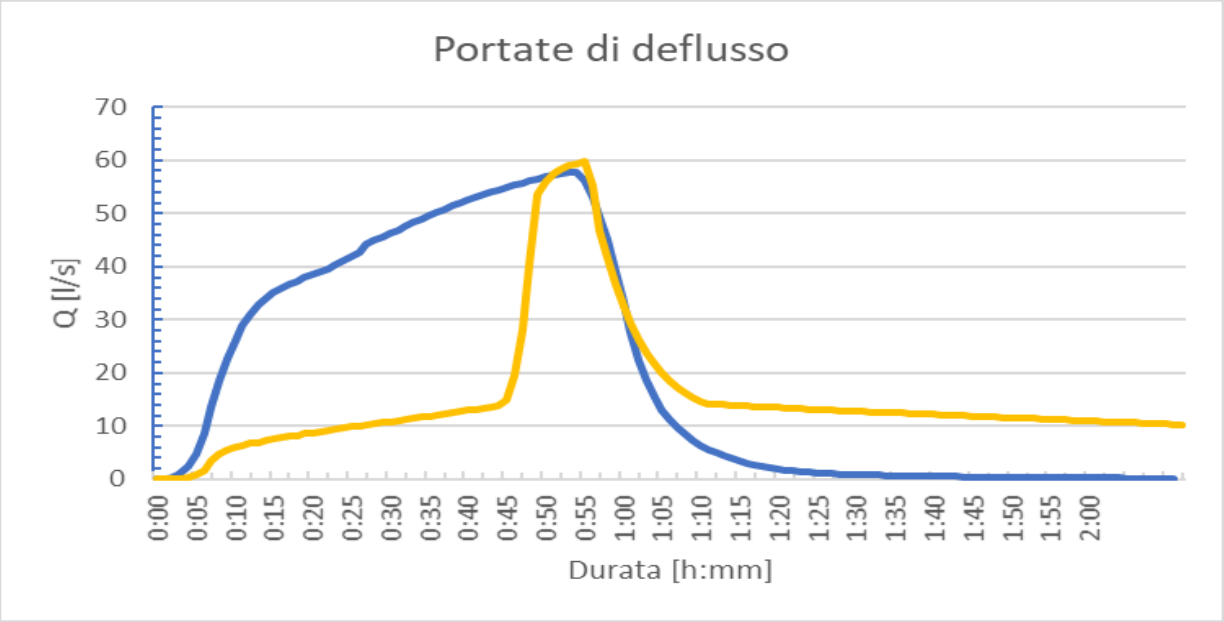

Figura 16 Rapporto tra portate di deflusso in presenza (giallo) ed assenza (blu) di bocca tarata

Si riportano in figura 15 i livelli di riempimento delle due condotte nell'arco della simulazione.

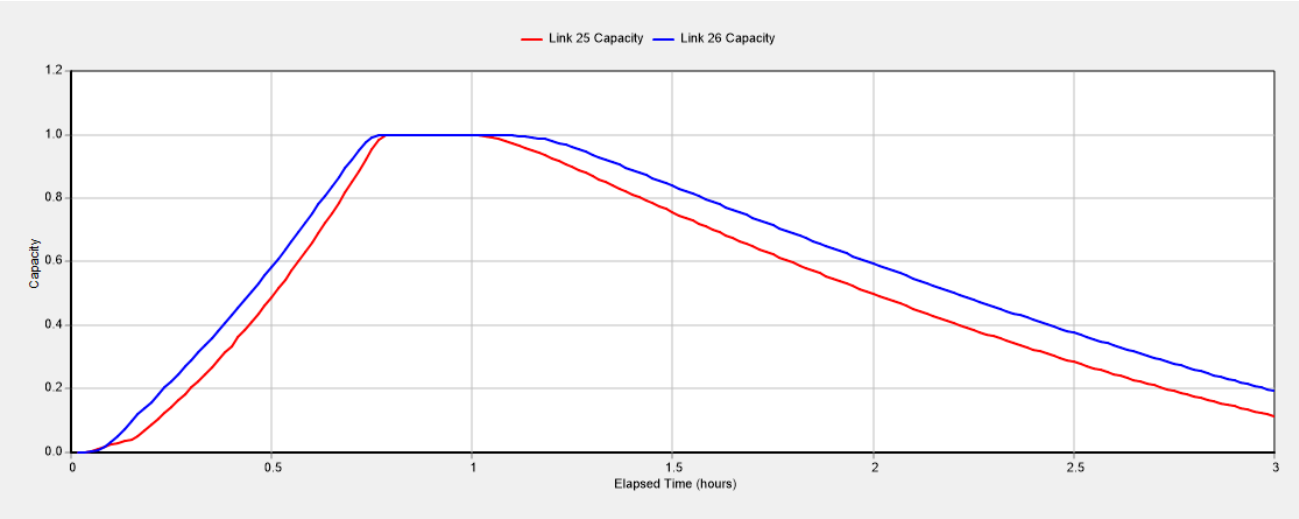

Figura 17 Percentuale di riempimento delle condotte DN 1000

La strozzatura provoca, il pieno riempimento delle tubazioni DN 1000 e la conseguente attivazione del condotto di "troppo pieno" DN 200 previsto nello stesso pozzetto ove si trova la bocca tarata.

In questo caso la portata massima, attivandosi la condotta di troppo pieno, corrisponde alla portata che si verificherebbe nel caso non fosse presente alcuna struttura mirata alla riduzione di portata. Tuttavia si verificano portate maggiori di 20 l/s solamente per 18 minuti, mentre nel caso le strutture mirate alla riduzione di portata non esistessero le portate maggiori di 20 l/s, esse si verificherebbero per 55 minuti.

In conclusione, le strutture previste permettono una riduzione della durata di portate superiori a 20 l/s di 37 minuti rispetto ai valori che si verificherebbero nel caso in cui non esistessero strutture mirate alla riduzione di portata.

3 RETE NERA

A differenza delle reti bianche, la rete nera non è stata suddivisa in due elementi assestanti ma è un'unica struttura convogliante le acque reflue, attraverso DN200 PVC, verso la rete mista esistente nell'area sud-ovest del progetto.

Il dimensionamento della rete di smaltimento delle acque nere è stato eseguito considerando il massimo numero di utenti prevedibili all'interno dei nuovi insediamenti.

Si riporta una descrizione delle caratteristiche costruttive della rete di raccolta e smaltimento delle acque nere.

La nuova fognatura di raccolta acque nere sarà realizzata con condotte in PVC SDR34 SN8 SDR34 con rinfianco in sabbia lavata per diametri ≤ 700 mm e ricoprimento maggiore di 1 metro, tali tubazioni dovranno rispettare le prescrizioni di seguito indicate. Le tubazioni in PVC dovranno presentare i seguenti requisiti minimi:

- classe di rigidità nominale SN8 (kN/m²);
- dimensione nominale DN200;
- spessore di parete minimo 5.9 (mm);
- rapporto standard dimensionale SDR34;
- conformità alla norma UNI EN 1401-1 e classificati con codice d'applicazione "UD" (interrati sia entro il perimetro dell'edificio sia all'esterno di esso);
- marchio di conformità IIP.

Il materiale con il quale i tubi devono essere fabbricati, consta di una mescola a base di polivinilcloruro a cui sono aggiunti gli additivi necessari alla produzione della miscela che dovrà essere conforme ai requisiti della norma UNI EN 1401-1. Il PVC deve essere almeno l'80% sulla mescola totale, e la formulazione deve garantire la prestazione dei tubi nel corso dell'intera vita dell'opera. Il materiale, se sottoposto a prova, deve soddisfare i requisiti del prospetto 1 contenuto all'interno della norma sopra citata.

Il sistema di giunzione delle tubazioni a bicchiere deve essere con anello di tenuta in gomma conforme alla norma UNI EN 681/1, realizzato con materiale elastomerico.

L'installazione delle tubazioni, sarà realizzata attenendosi ai requisiti della norma UNI ENV 1401-3, UNI ENV 1046 e UNI EN 1610 e operando con la migliore "regola d'arte".

I pozzetti, previsti lungo la rete in corrispondenza dei cambi di direzione, di geometria e degli allacci ai lotti privati, e le camere sono gettati in opera con spessori ed armature verificati a calcolo statico ovvero realizzati in elementi prefabbricati in calcestruzzo armato verificati in relazione agli effettivi carichi statici; in ogni caso al loro interno andrà effettuato un trattamento protettivo con due mani di resine epossicatramose di spessore minimo 0.60 mm.

Le dimensioni minime interne dei pozzetti d'ispezione sono 80x80 cm completi di chiusini in ghisa sferoidale a tenuta di tipo carrabile conformi alle norme UNI-EN 124. Il pozzetto e la lastra di copertura sono di tipo prefabbricato in CLS, dimensionati per sopportare carichi di prima categoria

stradale. I chiusini sono previsti in ghisa sferoidale, idonei alla classe di carico D400.

All'interno dei pozzetti e/o camere di raccordo, eventuali salti di quota di condotte fino a Ø500 mm dovranno essere realizzati con derivazione a testa fissata alla parete e dotata di tappo d'ispezione; per condotte di diametro superiore si potrà realizzare il salto direttamente nel pozzetto e/o camera previo rivestimento delle pareti interne e della canaletta di raccordo sul fondo (potenzialmente investiti dal flusso in ingresso) con materiale resistente all'abrasione.

Per garantire la tenuta idraulica in caso di realizzazione di pozzetti costituiti da elementi prefabbricati, le giunzioni tra i vari componenti che li costituiscono (base ed elementi di rialzo) dovranno essere dotate di guarnizione elastomeriche di tenuta e stuccate in malta cementizia sulla parete interna ovvero dovranno essere sigillate tra loro tramite mastice idro-espansivo tipo "volteco P201" (o prodotto equivalente) e trattate sulla parete interna con malta tipo "mapelastic" (o prodotto equivalente) per una fascia di altezza minima 10 cm.

I manufatti di coronamento (caditoie, chiusini, botole, griglie, ecc.) Sono in ghisa sferoidale e avranno classe di carico C250 per le aree pedonali e classe di carico D400 per le aree carrabili;

Le opere da realizzare dovranno essere conformi alle specifiche tecniche indicate nelle linee guida di progettazione (per reti fognarie, per impianti di sollevamento, ecc.) Emesse dall'ente gestore (Hera).

3.1 DIMENSIONAMENTO RETE

Essendo tutta la rete composta da DN 200 PVC, si verifica unicamente la sezione finale, in quanto il corretto dimensionamento di questa dimostra un corretto dimensionamento anche di tutti i rami di monte.

Introducendo un numero complessivo di abitanti previsto di 210 abitanti equivalenti per gli edifici di nuova costruzione, da sommare ai venti abitanti equivalenti degli edifici esistenti, una dotazione idrica giornaliera di 250 l/(ab gg) ed un coefficiente di punta equivalente a 5, si ottengono i seguenti risultati:

- Portata media giornaliera:
  Qm=[(230x250)/86400]=0.7 l/s
- Postata massima oraria
  Qp=Qm x 5=3.5 l/s.

Il ramo di fognatura di interesse è realizzato mediante tubazione in PVC DN200 tipo SDR34 SN8, il quale impostando una pendenza i=0.2% è in grado di supportare una portata di deflusso pasi a 14.6 l/s con un riempimento del 65%.

Si ritiene perciò che la rete sia largamente in grado di smaltire la portata di progetto.