

**DEPOSITO**

**cooperativa  
ARCHITETTI  
E INGEGNERI  
progettazione**

via Gandhi n.1 - scala D  
42100 Reggio Emilia  
tel. 0522/292910  
fax 0522/322127  
e-mail cairep@tin.it

**Arch. Roberto Orlandini**

viale Montegrappa n.9  
42100 Reggio Emilia  
tel. 0522/432255  
fax 0522/432255

committente

**coop edilizia LA BETULLA s.c.r.l.**  
Via Gandhi n.16 - 42100 Reggio Emilia

prat.

**2650**

file 2650-00-S-AR-TASSELLI-00

progetto

**PIANO PARTICOLAREGGIATO DI INIZIATIVA  
PRIVATA SULL' AREA TÌ 4 -27**

data

31.07.2007

aggiorn.

16.12.2008

scala

.

denominazione

**FOGNATURE  
RELAZIONE TECNICO-ILLUSTRATIVA**

elaborato

**S.AR.08.01.E1**



**Progetto delle reti di drenaggio delle acque meteoriche e dei reflui antropici della nuova urbanizzazione in Comune di Reggio Emilia  
Piano Particolareggiato di Iniziativa Privata Area Ti 4-27**

**STUDIO IDROLOGICO E IDRAULICO  
VARIANTE DICEMBRE 2008**

**Elaborato E1**

*Relazione Tecnico-Illustrativa*

---

**Ing. Andrea Artusi  
Ing. Yos Zorzi**

**Modena, Dicembre 2008**

# INDICE

|  |           |
|--|-----------|
| <b>1. PREMESSA</b>   | <b>3</b>  |
| <b>2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE E CRITICITA' IDRAULICHE</b>   | <b>7</b>  |
| <b>3. LA STRUTTURA DELLE RETI A SERVIZIO DELL'INSEDIAMENTO IN PROGETTO</b>                                 | <b>12</b> |
| <b>4. DEFINIZIONE DELLA RETE DI DRENAGGIO DELLE ACQUE METEORICHE</b>                                       | <b>17</b> |
| <b>4.1. Elementi di idrologia</b>  | <b>17</b> |
| 4.1.1 Piogge intense   | 17        |
| 4.1.2 Metodologia per la definizione delle portate al colmo di piena                                       | 18        |
| <b>4.2. Stima delle portate meteoriche generate</b>  | <b>20</b> |
| <b>4.3. Dimensionamento e verifica idraulica della rete di drenaggio delle acque meteoriche</b>            | <b>25</b> |
| 4.3.1 Progettazione preliminare  | 25        |
| 4.3.2 Progettazione definitiva: verifica della rete tramite modello  | 25        |
| <b>4.4. Quadro generale degli elementi di progettazione delle reti di drenaggio delle acque meteoriche</b> | <b>27</b> |
| <b>4.5. Modalità di posa in opera e particolari costruttivi</b>  | <b>29</b> |
| <b>4.6. Volume di invaso e laminazione delle portate di origine meteorica</b>                              | <b>32</b> |
| 4.6.1 Premessa   | 32        |
| 4.6.2 Dimensionamento del volume di invaso   | 32        |
| • <i>Descrizione del fenomeno della laminazione</i>  | 32        |
| • <i>Calcolo del volume minimo dell'invaso</i>   | 33        |
| 4.6.3 Caratteristiche della vasca  | 37        |
| <b>5. DEFINIZIONE DELLA RETE DI RACCOLTA E ALLONTANAMENTO DELLE ACQUE REFLUE</b>                           | <b>39</b> |
| <b>5.1 Determinazione delle portate di scarico</b>   | <b>39</b> |
| <b>5.2. Dimensionamento e verifica idraulica della rete di allontanamento delle acque reflue</b>           | <b>40</b> |
| <b>5.3 Quadro generale degli elementi di progettazione delle reti di allontanamento delle acque reflue</b> | <b>40</b> |
| <b>5.4 Modalità di posa in opera e particolari costruttivi</b>   | <b>42</b> |
| <b>6. QUADRO RIEPILOGATIVO: SVILUPPO COMPLESSIVO DELLA RETE FOGNARIA</b>                                   | <b>44</b> |

## **1. PREMESSA**

La presente Relazione Tecnico-Illustrativa ha per oggetto la soluzione progettuale individuata dagli scriventi per il sistema di drenaggio delle acque meteoriche e di raccolta e smaltimento delle acque reflue a servizio della nuova urbanizzazione prevista in Comune di Reggio Emilia, località Canali, Piano Particolareggiato di Iniziativa Privata Area Ti 4-27, tenendo conto delle problematiche legate all'idraulica del territorio e relativa sostenibilità.

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

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

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

Il presente studio è in primo luogo volto a verificare la condizione del carico idraulico sul bacino di pertinenza al fine di stabilirne l'adeguatezza o meno alle esigenze del recapito esistente. Si valuterà quindi la compatibilità allo stato di fatto e di progetto dell'area destinata ad ospitare la nuova urbanizzazione nei confronti della capacità del reticolo fognario ed idrografico di sopportare il carico idraulico che si produce sui bacini e, comunque, limitarne gli effetti sull'intero reticolo idrografico territoriale inteso nel suo assetto e comportamento complessivo.

Tale soluzione progettuale recepisce le indicazioni e prescrizioni emesse dagli Enti proprietario e gestore delle reti fognarie in oggetto (Comune di Reggio Emilia e Enìa s.p.a., rispettivamente), nonché del Consorzio di Bonifica Bentivoglio-Enza che gestisce il corso d'acqua Cavo Canalina di Albinea, posto sul lato Sud-Est del comparto di prossima urbanizzazione.

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

- acque nere: collettore fognario per acque miste DN 400 esistente lungo Via Tassoni, sul lato Est del comparto;
- acque meteoriche: Cavo Canalina di Albinea in Via Tassoni, all'estremità Nord-Est dell'area oggetto di intervento, dove la sezione del cavo stesso è costituita da una condotta circolare in cemento, di diametro pari a 1600 mm.

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

Lo scarico delle portate meteoriche generate dal comparto è stato previsto nel Cavo Canalina di Albinea, previa laminazione dei deflussi di piena.

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

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

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

- **definizione delle piogge critiche** mediate sul territorio oggetto dell'intervento, ottenute elaborando le serie storiche reperite negli annali idrografici delle precipitazioni intense (cioè di forte intensità e breve durata). Con questa procedura di tipo statistico si ricava una legge rappresentativa degli eventi meteorici in funzione di un "tempo di ritorno" in genere assegnato. Il tempo di ritorno esprime la probabilità statisticamente determinata che un certo evento si presenti mediamente almeno una volta nel periodo considerato;
- **perimetrazione e caratterizzazione idrologica dei bacini** in cui è possibile suddividere l'area in esame, che si traduce nello studio delle condizioni dei suoli e loro comportamento nei confronti delle acque che ivi defluiscono. In linguaggio tecnico si parla di calcolo delle perdite idrologiche, interpretando la reale capacità del bacino imbrifero di trattenere (in diversi modi) una quota parte delle precipitazioni che lo investono;
- **trasformazione afflussi-deflussi** utilizzando modelli matematico-idraulici tradizionali, in grado di simulare il comportamento reale del bacino oggetto di verifica; tali strumenti consentono per ogni pioggia considerata di riprodurre le portate che si producono su un bacino di date caratteristiche. Nel caso specifico, si è applicato il modello di Nash a 3 serbatoi, utilizzando il programma URBIS 2003, messo a punto dall'Istituto di Idraulica del Politecnico di Milano;
- **progettazione di massima della rete** utilizzando una metodologia "sintetica" basata sull'equazione di Chezy, supponendo, cioè, il funzionamento in moto uniforme della rete di drenaggio urbano;
- **verifica dell'efficienza idraulica dei collettori** che drenano le portate prodottesi e calcolate per ogni sottobacino oggetto di studio. A questo proposito si adotta il motore di calcolo utilizzato dal modello matematico-idraulico M.A.R.TE. DEFLUX ovvero lo Storm Water Management Model SWMM, ed in particolare il modulo SWMM44, sviluppato dall'EPA statunitense. Tale motore di calcolo rappresenta lo stato dell'arte della modellazione di reti di deflusso urbano;

Nella relazione prodotta sono descritti i principali risultati dello studio e le caratteristiche salienti della rete di drenaggio in tal modo dimensionata, rimandando alla fase di progettazione definitivo-esecutiva la restituzione di tutti gli elementi di calcolo per la verifica delle sezioni di interesse: portate defluenti, grado di riempimento delle condotte, velocità e tutte le altre informazioni caratteristiche della progettazione e della verifica idraulica di collettori.

La disponibilità di dette grandezze, scaturenti dalle verifiche, consentirà agli Enti gestori della rete di pubblica fognatura e del reticolo idrografico superficiale di valutare e validare le soluzioni progettuali proposte e da adottare per rendere compatibile dal punto di vista idraulico il nuovo insediamento.

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

Si vuole evidenziare in questa sede come l'Ente competente della gestione del ricettore finale delle acque meteoriche, individuato nel Cavo canalina di Albinea, cui saranno recapitate in definitiva le portate prodottesi nel realizzando comparto, abbia richiesto l'applicazione del "Principio di

Invarianza Idraulica”, accertate le condizioni di potenziale carico idraulico in cui versa il corso d’acqua in questione (cfr. paragrafo successivo e Elaborato E2 del presente Studio: “Verifica idraulica del Cavo Canalina di Albinea chiuso alla sezione di interesse”), anche considerando che, nel tratto a valle dell’immissione in progetto, tale cavo, tombinato con sezione circolare in cemento DN 1600 riceve gli apporti meteorici di altre numerose lottizzazioni cui è stato applicato il medesimo principio di mitigazione quantitativa.

Detto principio determina, nella sostanza, l’invarianza dei coefficienti idrometrici di un comparto nell’ambito delle necessarie operazioni di impermeabilizzazione conseguenti alla realizzazione delle urbanizzazioni: ci si riferisce sostanzialmente alla possibilità di realizzare volumi di invaso e laminazione di capacità adeguata per ridurre il colmo di piena da immettere nel recapito finale che nel caso specifico della presente progettazione dovrà essere contenuto entro i 20 l/s per ha di superficie territoriale. Misurando tale superficie circa 11,75 ha le portate al colmo in uscita dalla rete di drenaggio verranno contenute entro i 235 l/s con riferimento ad eventi pluviometrici con frequenza secolare.

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

- incremento del sistema “maggiore”, ovvero l’insieme di quegli elementi che costituiscono il sistema di drenaggio superficiale (depressioni superficiali, capacità di laminazione ed invaso delle superfici impermeabilizzate quali tetti, piazzali regolati da caditoie nonché rugosità del suolo) che possono essere strutturati affinché l’acqua sia trattenuta il più a lungo possibile prima che raggiunga il sistema cosiddetto “minore”;
- incremento del sistema “minore”, ovvero il complesso della rete di collettori e canalizzazioni realizzate per il trasporto delle acque; si tratta di intervenire con idonei e calibrati sovradimensionamenti delle geometrie costituenti le tubazioni così da creare un volume di invaso;
- realizzazione di vasche di laminazione di volume adeguato.

Nel caso in esame si è ritenuto opportuno intervenire mediante l’adozione di una vasca di laminazione interrata, della tipologia “in linea” da realizzare con manufatti scatolari in c.a. posti lungo la viabilità ciclo-pedonale a servizio del comparto, di volume utile complessivo pari a circa 1700 mc, sufficiente a contenere eventi pluviometrici sino a 100 anni di tempo di ritorno.

Il dimensionamento dei dispositivi di laminazione in coda alla rete di drenaggio verrà, quindi, effettuato con l’obiettivo di mantenere entro i limiti fissati gli apporti idrici al canale ricettore anche in seguito alle opere di impermeabilizzazione che necessariamente verranno attuate per la realizzazione dell’urbanizzazione in progetto.

In questa sede si vuole altresì sottolineare che, sono state adottate piogge di progetto con tempo di ritorno ventennale per il dimensionamento dei collettori preposti al convogliamento delle acque meteoriche e tempo di ritorno centennale per la determinazione dei volumi necessari alla laminazione dell’onda di piena generata dal comparto in oggetto.

La verifica idraulica complessiva del sistema è stata effettuata con riferimento ad eventi pluviometrici sintetici di frequenza ventennale e centennale.

La verifica, già impostata in questa fase, tramite simulazione numerica del comportamento della rete nel caso della pioggia con tempo di ritorno pari a 100 anni ha messo in evidenza che la rete nel

suo complesso conserva una buona capacità di deflusso delle acque meteoriche, non verificandosi fenomeni di esondazione con allagamento superficiale nè nei tratti apicali della rete in corrispondenza delle superfici drenate, nè nei tratti terminali in corrispondenza del punto di immissione alla fognatura esistente.

Relativamente alla verifica delle reti destinate alla raccolta e smaltimento delle acque reflue si è impostata una metodologia che ha consentito l'individuazione della portata di deflusso gravante sui singoli collettori; le verifiche delle condotte previste sono state espletate in funzione della stima delle portate che interesseranno i collettori in esercizio, così da verificarne la perfetta officiosità sia in funzione della capacità di allontanamento della rete, sia in relazione alle possibili sedimentazioni dovute alle basse portate defluenti.

A causa delle condizioni di sovraccarico idraulico in cui versa il collettore misto DN 400 identificato per il recapito della rete nera in progetto, su esplicita richiesta del Gestore delle reti fognarie è stata prevista l'installazione di una valvola anti-riflusso tipo "clapet" in corrispondenza dell'ultimo pozzetto della rete di comparto prima del recapito. Per garantire lo scarico della rete in ogni condizione sarà realizzata una camera di accumulo dei reflui ove verrà alloggiato un impianto di sollevamento idoneamente dimensionato per l'allontanamento in pressione dei liquami.

## 2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE E CRITICITA' IDRAULICHE

Come rappresentato dagli elaborati grafici di progetto, nonché dagli stralci planimetrici e aerofotogrammetrici di seguito riportati, l'area oggetto di intervento, denominata Ti 4-27, si trova in località Canali di Reggio Emilia, nei pressi di Via Tolstoj, Via Tassoni e Via De Sanctis.

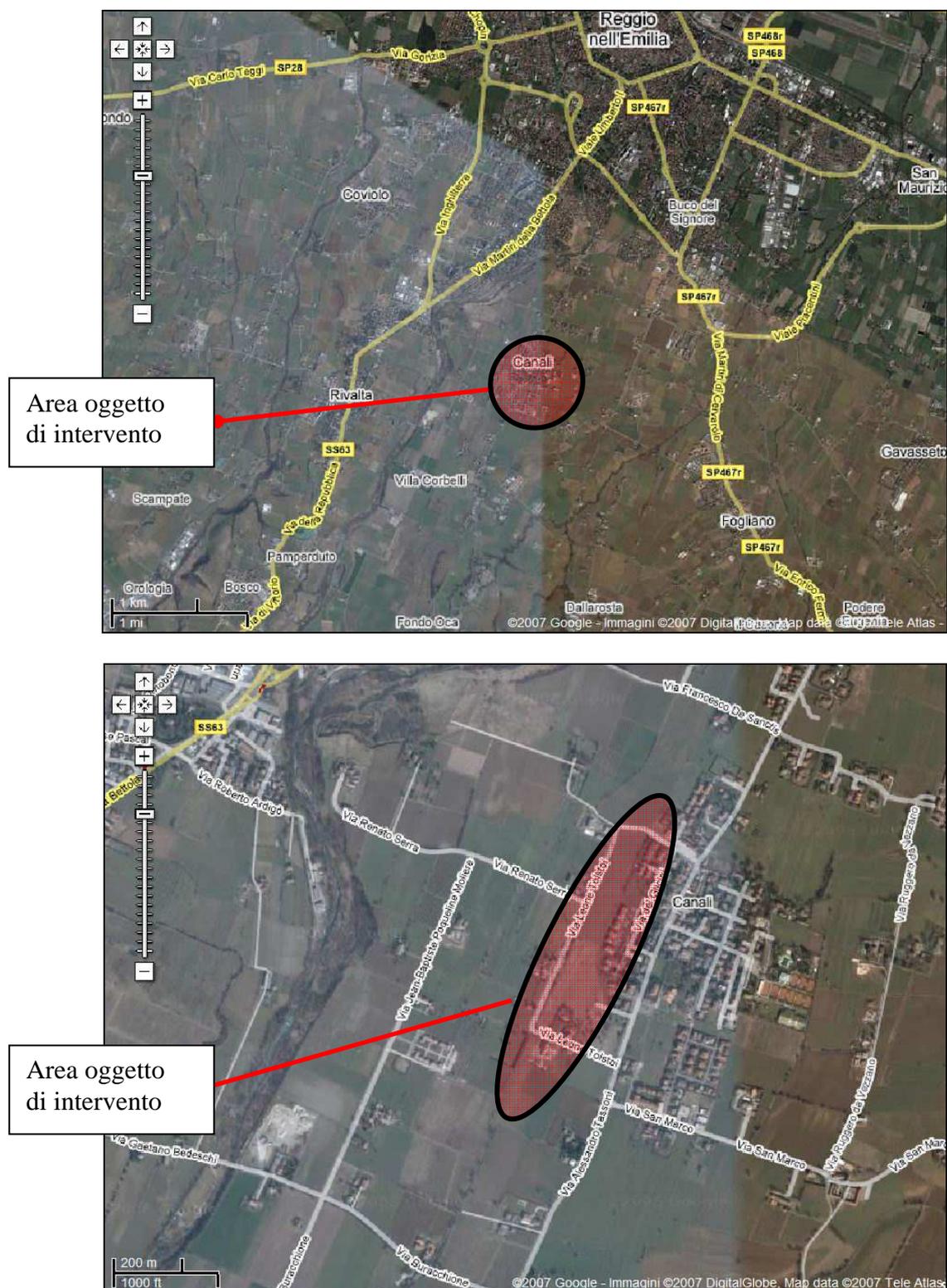


Figure 1-2 – Stralci aerofotogrammetrici dell'area oggetto di intervento.



**Figura 3 – Area Ti 4-27: inquadramento territoriale di comparto con indicazione dei punti di recapito principale al Cavo Canalina e di tombinatura definitiva del canale.**

Tale zona è parzialmente drenata, da un punto di vista idrologico, dal Cavo Canalina di Albinea che la attraversa portandosi dal lato Ovest al lato Est della stessa.

Nell'ambito del presente Studio, è stata condotta una verifica idraulica allo scopo di definire le modalità di deflusso del cavo in corrispondenza della sezione di chiusura di interesse, costituita dal

punto di definitiva tombinatura, con condotta circolare in cemento DN 1200 mm, posto in fregio a Via Tolstoj (cfr. Elaborato E2 dello Studio).

Circa 600 m a valle infatti, lungo Via Tassoni dove la tubazione presenta dimensioni maggiori – DN 1600 mm - verranno recapitate le portate meteoriche generate dall'area oggetto dell'intervento edificatorio P.P.I.P. Area Ti 4-27.

A partire dalla determinazione della curva di possibilità pluviometrica caratteristica del bacino in esame e dalle caratteristiche morfometriche ed idrologiche dello stesso si è giunti, con l'applicazione di metodi afflussi-deflussi, alla verifica idraulica del cavo alla sezione di interesse e alla verifica della compatibilità idraulica del nuovo comparto nei confronti delle portate già in carico nel corso d'acqua.

| Sezione di chiusura                           | Superficie bacino S (ha) | Lungh. asta (km) | Quota Media (m. slm) | Tempo di corrivazione T <sub>c</sub> (min) | Portata di piena Q <sub>p20</sub> (m <sup>3</sup> /s) | Tempo di ritorno (anni) |
|---|--------------------------|------------------|----------------------|--|---|-------------------------|
| <b>Cavo Canalina di Albinea – Via Tolstoj</b> | 610                      | 9                | 120                  | 180  | 4,6   | 20                      |

**Tabella 1 – Portate di piena del Cavo Canalina di Albinea calcolate alla sezione di interesse con riferimento a Tr = 20 anni (modello afflussi-deflussi adottato: Nash a 3 serbatoi).**

| D =diametro sezione (m) | i = pendenza media | Coeff. k di strickler | PORTATA Q (mc/s) | VELOCITA' V (m/s) |
|-------------------------|--------------------|-----------------------|------------------|-------------------|
| 1,20                    | 0.01               | 70                    | 3,815            | 3,48              |

**Tabella 2 – Dati riassuntivi della verifica idraulica condotta sul Cavo Canalina di Albinea alla sezione di interesse.**

Le risultanze dello studio, qui riportate in forma tabellare, hanno dimostrato come, relativamente a tempi di ritorno ventennali, la condotta con cui il Cavo Canalina viene tombinata in corrispondenza di Via Tolstoj nei pressi del comparto di futura realizzazione non sia in grado di ricevere ulteriori apporti idrici, consentendo, in definitiva, il transito di circa 3.8 mc/s contro i circa 4.6 mc/s generati dal bacino del Cavo Canalina di Albinea chiuso alla sezione di interesse.

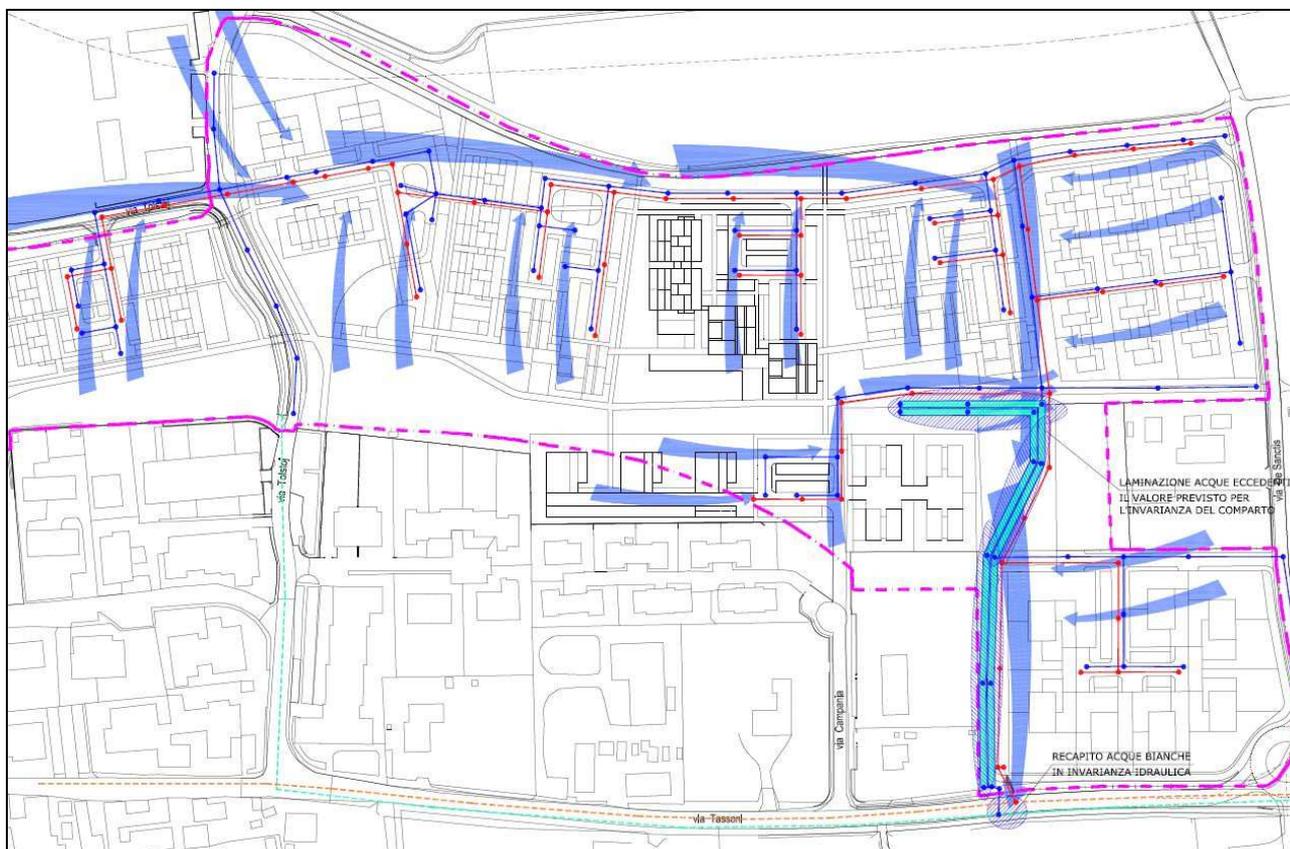
Il recapito al cavo delle acque meteoriche generate dal comparto in previsione avverrà come detto più a valle di circa 600 m, dove la sezione del cavo stesso è costituita da una condotta circolare di diametro pari a 1600 mm. Ciò considerato, unitamente al fatto che detta condotta scarica direttamente al Torrente Crostolo circa 1 km a Nord, non si ritiene vi siano particolari elementi di rischio idraulico connessi allo scarico delle portate meteoriche generate dalla zona da urbanizzare a valle della tombinatura del cavo.

Ciò nonostante, data la presenza di altre numerose lottizzazioni afferenti in invarianza idraulica al Cavo Canalina di Albinea nel tratto a valle dell'immissione in progetto, è emersa l'esigenza da parte del Consorzio di Bonifica Bentivoglio-Enza di sottoporre l'intervento Ti4-27 all'applicazione del medesimo principio di gestione del rischio idraulico sul territorio.

Le portate meteoriche che attualmente interessano il Cavo Canalina, generate dalle aree di prossima urbanizzazione in occasione di una pioggia con tempo di ritorno secolare, non superano i 20 l/s per ettaro.

Ad urbanizzazione avvenuta le portate meteoriche unitarie, in uscita dalle aree impermeabilizzate, supereranno i 100 l/s per ettaro.

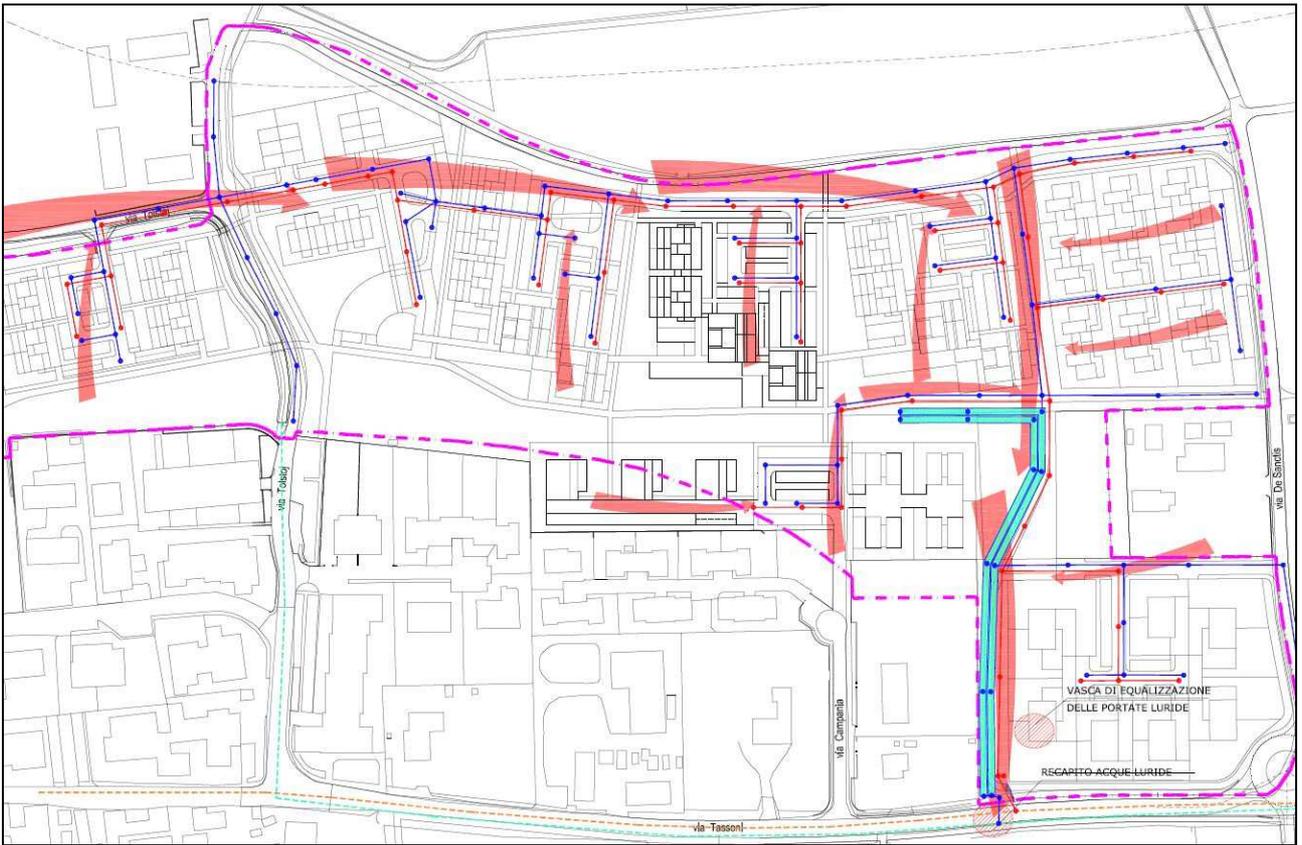
Per garantire che i coefficienti udometrici caratteristici della situazione “post-operam” non siano dissimili dagli omologhi “ante-operam”, si opera in modo tale che la differenza di portata tra la situazione attuale e quella di progetto trovi disponibilità in un volume di laminazione adeguatamente dimensionato.



**Figura 4 – Schema funzionale dei deflussi delle acque meteoriche di comparto (Stralcio TAV 2 dello Studio).**

In merito alle condizioni al contorno proprie della rete di raccolta e smaltimento delle acque nere è da segnalare il potenziale sovraccarico idraulico del collettore misto di recapito.

I dispositivi idraulici per la gestione di tale criticità sono una valvola anti-riflusso tipo “clapet” in immediatamente a monte del recapito e un impianto di sollevamento per garantire l’allontanamento in pressione dei liquami.



**Figura 5 – Schema funzionale dei deflussi delle acque reflue di comparto (Stralcio TAV 2 dello Studio).**

### **3. LA STRUTTURA DELLE RETI A SERVIZIO DELL'INSEDIAMENTO IN PROGETTO**

Relativamente al drenaggio delle acque meteoriche, i circa 12 ha di estensione dell'area destinata ad ospitare il nuovo insediamento in progetto sono stati suddivisi in sottobacini idrologici afferenti ai singoli tronchi di fognatura bianca, il cui tracciato si sviluppa principalmente con andamento Sud-Nord e Ovest-Est coerentemente con la pendenza naturale del terreno, lungo la viabilità interna al comparto e seguendo la dislocazione delle caditoie previste per il drenaggio delle acque.

E' prevista la posa in opera di condotte in PVC con diametri commerciali variabili dal DN 315 nei tratti apicali della rete fino al DN 630, quindi di tubazioni prefabbricate autoportanti in calcestruzzo di cemento con diametro compreso tra il DN 800 e il DN 1000, prima di un breve tronco di forma scatolare 1 m x 1 m in c.a. in prossimità della confluenza all'invaso di laminazione.

Tale vaso verrà realizzato, come anticipato, adottando una vasca interrata costituita affiancando due condotte scatoari prefabbricate in cls vibrocompresso di lunghezza pari a circa 235 m ciascuna e dimensioni interne 3,00 x 1,50 m per un volume utile di vaso dell'ordine dei 1700 mc, da collocarsi immediatamente a monte del ricettore, al di sotto di un percorso ciclo-pedonale.

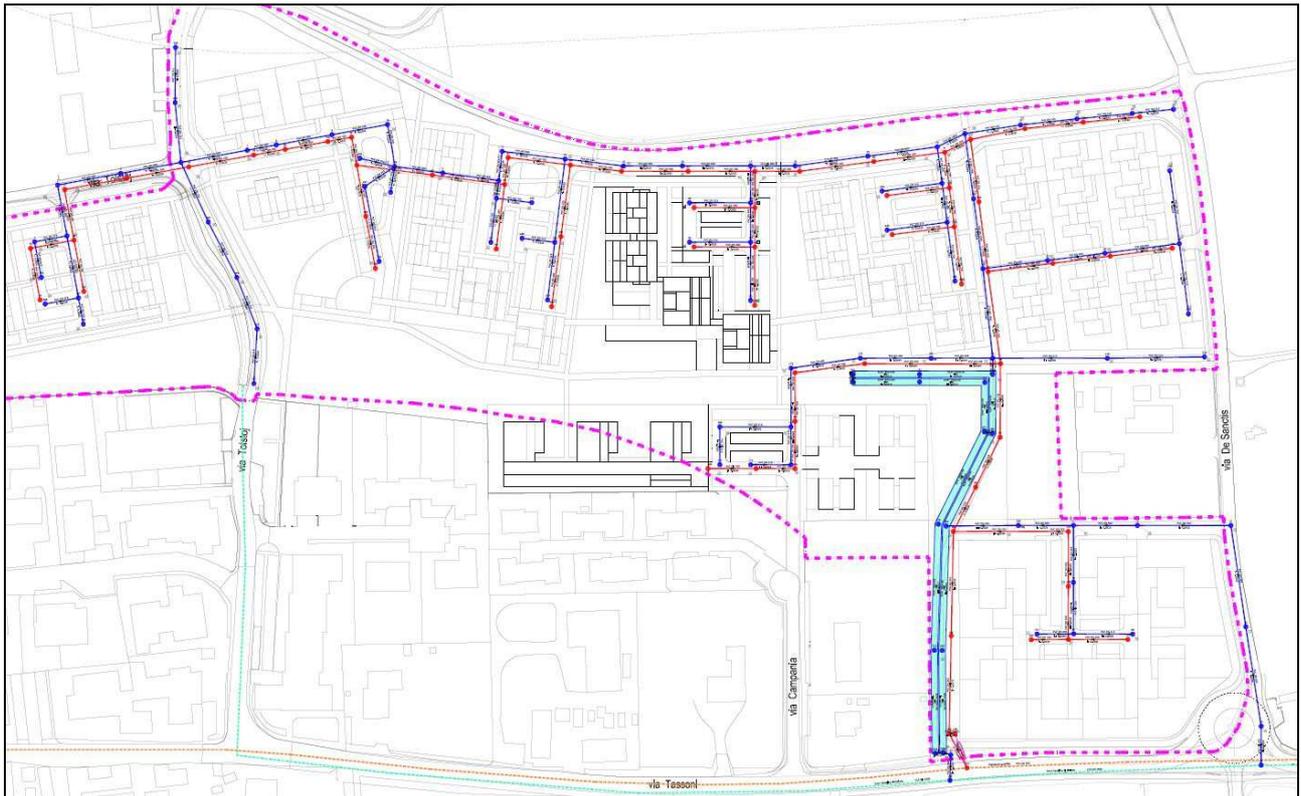
Tutta la rete è prevista con funzionamento a gravità e pendenze mediamente del 2,5 per mille, fatto salvo il manufatto scatolare dove la pendenza sarà contenuta entro l'1 per mille allo scopo di massimizzare il volume utile di vaso dello stesso.

Trattandosi di lottizzazione esclusivamente residenziale, ai sensi dei criteri contenuti nella Deliberazione G.R. dell'Emilia Romagna N. 286 del 14/02/2005 "Direttiva concernente indirizzi per la gestione delle acque di prima pioggia e di lavaggio da aree esterne (art. 39, DLgs 11 maggio 1999, n. 152)", non è stato previsto alcun trattamento di sedimentazione e disoleatura delle acque di dilavamento di strade e piazzali.

Relativamente allo smaltimento delle acque reflue, a causa delle condizioni di sovraccarico idraulico proprie del collettore misto DN 400 di Via Tassoni, identificato per il recapito della rete nera in progetto, è stata prevista l'installazione di una valvola anti-riflusso tipo "clapet" in corrispondenza dell'ultimo pozzetto della rete di comparto prima dell'innesto nella fognatura esistente. Per garantire lo scarico della rete in ogni condizione sarà realizzata una camera di accumulo dei reflui ove verrà alloggiato un impianto di sollevamento per l'allontanamento in pressione dei liquami con medesimo recapito in Via Tassoni.

La rete progettata è per il resto prevista con funzionamento a gravità e pendenze minime del 3 per mille. Sarà costituita da condotte in PVC con diametri commerciali compresi tra il DN 200 e il DN 315.

Lo schema della rete seguirà in parallelo quello adottato per la fognatura bianca.

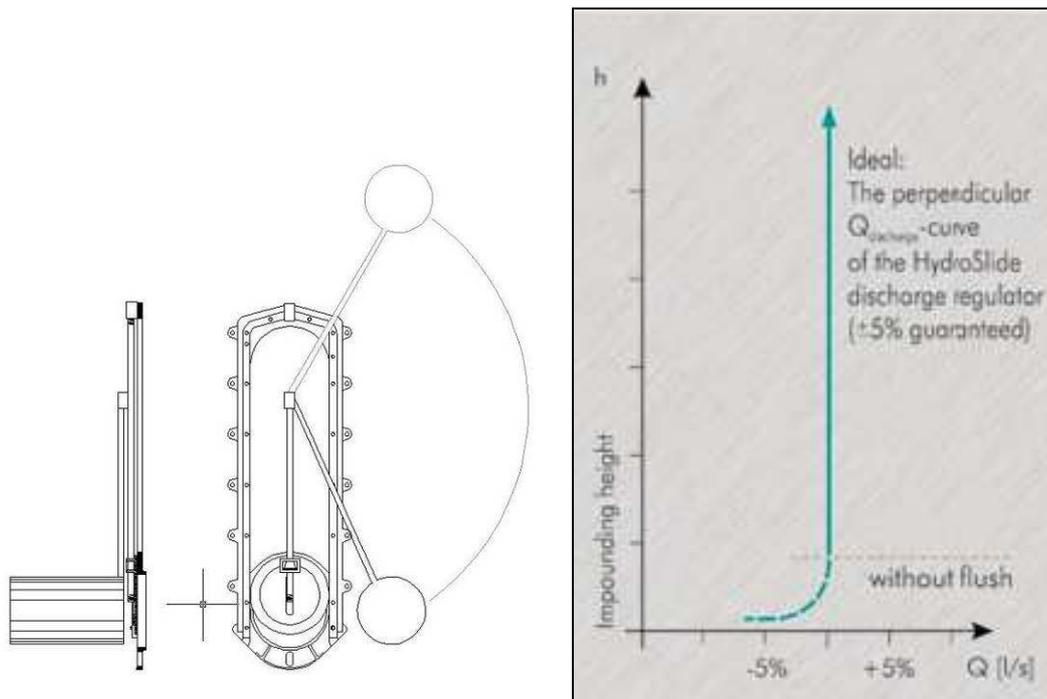


**Figura 6 – Lay-out delle reti fognarie a servizio del comparto in esame.**

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

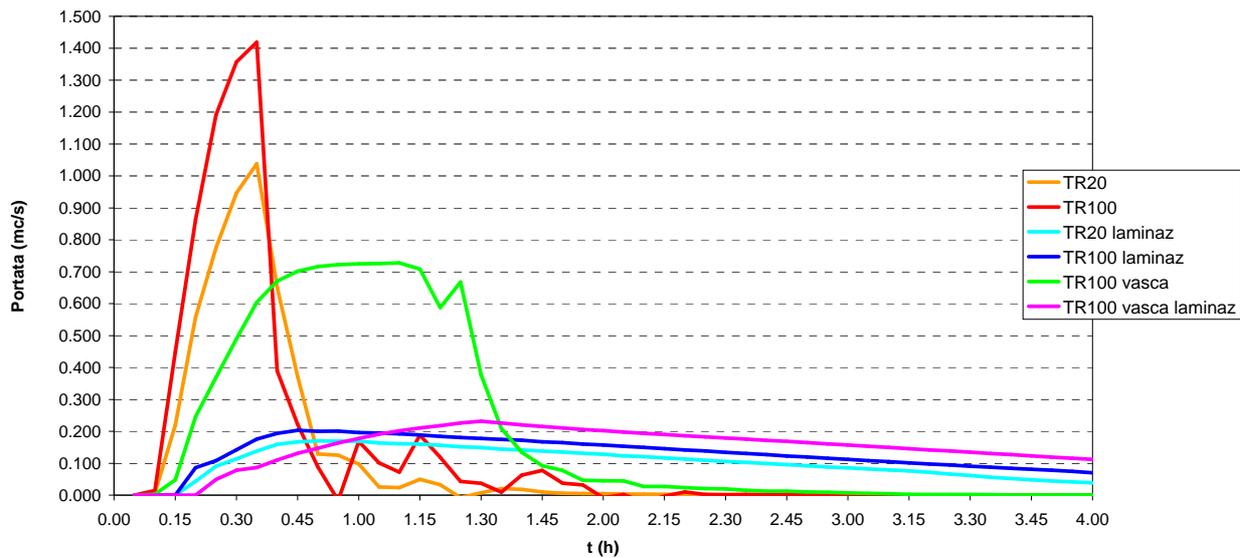
L'Ente di gestione del reticolo delle acque meteoriche/superficiali impone l'allacciamento del sistema di drenaggio in corso di realizzazione con una bocca tarata che consenta solo ed esclusivamente il recapito di una portata prestabilita al ricevitore finale gestito.

Detto dispositivo di regolazione delle portate si prevede sia una valvola tipo Hydroslide con meccanismo a galleggiante che, parzializzando la luce libera di deflusso al variare del battente idrico, garantisce portata in uscita costante.



**Figura 7 - Dispositivo di regolazione delle portate tipo “Hydroslide”: particolare costruttivo e principio di funzionamento.**

Si sottolinea come le portate in uscita dal nuovo insediamento vengano limitate secondo quanto illustrato dagli idrogrammi riportati di seguito, calcolati dal modello matematico-idraulico relativamente a piogge della durata di 30 minuti, rappresentativa del tempo di corrivazione complessivo dei bacini, corrispondenti a tempi di ritorno ventennali e secolari e durata 80 minuti, rappresentativa del tempo critico per il dimensionamento della vasca, con riferimento a  $Tr=100$  anni.



**Grafico 1 – Idrogrammi di piena caratteristici del comparto in esame calcolati in ingresso e in uscita dalla vasca di laminazione, relativi a pioggia di durata pari a:**

**30 minuti:**

**TR = 20 anni (arancione: non laminato; ciano: laminato);**

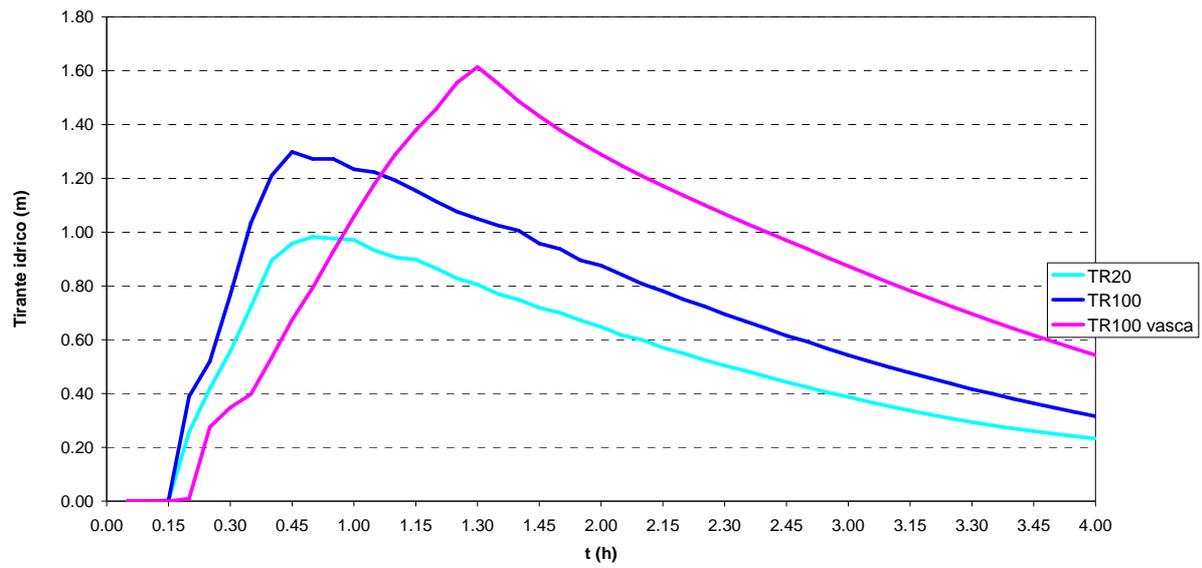
**TR = 100 anni (rosso: non laminato; blu: laminato);**

**80 minuti:**

**TR = 100 anni (verde: non laminato; magenta: laminato);**

Risulta evidente come le portate verso il ricettore in assenza di laminazione raggiungano al colmo di piena valori dell'ordine dei 1000 e 1400 l/s nei casi di TR = 20 anni e 100 anni rispettivamente (idrogrammi di colore arancione e rosso), mentre tendano a stabilirsi tra i 200 e i 250 l/s in conseguenza del funzionamento "a bocca tarata" del collettore in uscita dalla vasca; l'aliquota di portata eccedente, valutabile in circa 1700 mc eseguendo l'integrale della differenza tra gli idrogrammi, viene contenuta all'interno delle vasche di laminazione delle portate al colmo di piena a servizio del comparto.

Nel grafico sotto riportato viene illustrato il livello idrometrico che viene a formarsi internamente al dispositivo di laminazione (SCAT 3.00 x 1.50 m) in risposta alle piogge di progetto; è possibile verificare che viene calcolato un tirante massimo di circa 1,60 m (dunque vasca completamente riempita) in corrispondenza di un evento pluviometrico di frequenza centenaria.



**Grafico 2 - Livelli idrometrici interni alla vasca di laminazione.**

## **4. DEFINIZIONE DELLA RETE DI DRENAGGIO DELLE ACQUE METEORICHE**

### ***4.1. Elementi di idrologia***

#### **4.1.1 Piogge intense**

Il bacino oggetto di impermeabilizzazione, per dimensioni e caratteristiche altimetriche è destinato ad essere messo in crisi da piogge di forte intensità e breve durata; il tempo di corrivazione di detto bacino non si spinge sicuramente oltre i 30 minuti.

Esso è stato infatti determinato attraverso la relazione:

$$t_c = t_a + t_r$$

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

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

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

Per quanto riguarda invece il *tempo di rete*  $t_r$ , esso è calcolabile come somma dei tempi di percorrenza di ogni singola canalizzazione seguendo il percorso più lungo della rete fognaria in progetto. Per la velocità di percorrenza si è adottato un valore medio pari a 1 m/s; al fine dell'individuazione della lunghezza massima che l'acqua deve percorrere lungo la rete di progetto si è fatto riferimento alla geometria effettiva della rete ( $L_{max}$  pari a circa 900 m).

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

$$T_c = \frac{L}{v} = \frac{900}{1} = 15 \text{ minuti}$$

Per semplificare lo sviluppo dei calcoli si è scelto di considerare per ogni sottobacino costituente il comparto un tempo di corrivazione complessivo di 30 minuti.

Come accennato in premessa il campione delle precipitazioni significative su cui basare l'indagine statistica per l'individuazione delle curve di possibilità climatica che caratterizzano il sito e il

bacino oggetto di indagine è reperibile dalle serie storiche riportate negli annali idrografici stilati dall'osservatorio idrografico nazionale.

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

L'analisi statistica delle precipitazioni di forte intensità e breve durata ( $d < 1h$ ), condotta da Vari Autori sul territorio del Comune di Reggio Emilia ci ha portato all'individuazione dei seguenti valori dei parametri della curva di possibilità climatica:

**LSPP Reggio Emilia**

| <i>T (anni)</i> | <i>Coeff. a1</i> | <i>Coeff. a2</i> | <i>Coeff. n1</i> | <i>Coeff. n2</i> |
|-----------------|------------------|------------------|------------------|------------------|
| 5               | 38.0             | 33.3             | 0.630            | 0.263            |
| 10              | 46.8             | 39.5             | 0.590            | 0.255            |
|                 | <i>Coeff. a</i>  |                  | <i>Coeff. n</i>  |                  |
| 20              | 42.6             |                  | 0.284            |                  |
| 100             | 54.8             |                  | 0.279            |                  |

**Tabella 3 – Parametri della curva di possibilità climatica valida sul territorio del Comune di Reggio Emilia.**

In particolare, per la definizione dei parametri relativi a valori del tempo di ritorno di 5 e 10 anni si è considerato il tabulato trasmesso dai tecnici Enìa, mentre per tempi di ritorno maggiori si è fatto riferimento al Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI) dell'Autorità di Bacino del Fiume Po ed in particolare alla Direttiva sulla piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica in esso contenuta - Allegato 3: Distribuzione spaziale delle precipitazioni intense.

#### **4.1.2 Metodologia per la definizione delle portate al colmo di piena**

Lo studio è mirato alla determinazione delle portate al colmo di piena al fine di stabilire se la rete di drenaggio ipotizzata riesce a smaltire piogge con tempo di ritorno prefissato.

Tenendo conto, quindi, che le piene sono rappresentate da rapidi innalzamenti della superficie libera della corrente conseguenti ad un incremento di portata, che nella maggior parte dei casi sono provocati da precipitazioni di forte intensità, e che tali fenomeni dipendono dalla dimensione spaziale del bacino (estensione, configurazione planimetrica e geomorfologica, modalità di deflusso), nonché dalla dimensione temporale (durata dell'evento di pioggia, sua intensità a parità di durata), la stima delle portate di massima piena può essere condotta attraverso due tipi d'indagine: la prima in modo diretto elaborando statisticamente dati di portata misurati in corrispondenza di una sezione o più sezioni; la seconda, qui adottata, con sistemi indiretti che fanno ricorso a metodi empirici o a modelli matematici di trasformazione afflussi – deflussi e loro propagazione nel reticolo.

Per quanto riguarda la generazione dell'idrogramma di piena di assegnato tempo di ritorno è necessaria la ricostruzione sintetica di uno ietogramma di progetto avente lo stesso tempo di ritorno dell'onda che si vuol generare.

L'idrogramma di piena scaturisce da una convoluzione dello ietogramma con l'idrogramma unitario di piena relativo al bacino da simulare (comparto in esame).

Per ietogramma di progetto si intende un evento pluviometrico generato sinteticamente con l'obiettivo di pervenire ad un corretto dimensionamento del reticolo superficiale o fognario di drenaggio.

Esso si deduce mediante analisi statistiche, precedentemente descritte, sulle informazioni pluviometriche relative agli episodi accaduti nell'areale dell'intervento di cui all'oggetto.

Allo ietogramma di progetto viene associato un tempo di ritorno in quanto le sue caratteristiche (ad esempio l'intensità di picco, il volume totale etc.) sono strettamente associate al tempo di ritorno.

Nel caso in oggetto è stato adottato uno ietogramma di tipo Chicago per assegnati tempi di ritorno (20 e 100 anni), di durata pari al tempo di corrivazione del bacino, stimata in 30 minuti, e picco di intensità posto ad un terzo della durata, che ha offerto buoni risultati nella ricostruzione di fenomeni analoghi in altro contesto. Questo tipo di ietogramma si è preferito a quello rettangolare ad intensità costante per ovviare ai difetti propri di quest'ultimo, che trascura completamente l'effetto dei picchi di intensità, mediando la pioggia sulla durata, sottostimando in tal modo sia il colmo di piena che i volumi di deflusso in gioco.

Non tutto il volume affluito durante una precipitazione giunge alla rete idrica superficiale: vi sono infatti fenomeni idrologici legati all'infiltrazione ed all'immagazzinamento di acque nelle depressioni superficiali che incidono sul volume d'acqua piovuta. Tali fenomeni possono essere convenientemente espressi attraverso l'impiego di un coefficiente "φ" detto coefficiente di deflusso. Poichè risulta difficile classificare le diverse realtà urbane secondo le varie tipologie proposte in letteratura, al fine della stima del coefficiente di deflusso, sono state proposte delle relazioni che legano tale coefficiente unicamente all'aliquota  $I_m$  di aree impermeabili del bacino effettivamente connesse alla rete di drenaggio.

Il gruppo "Deflussi Urbani", elaborando i molti dati sperimentali ormai disponibili in bibliografia, è pervenuto a suggerire la formula seguente per il calcolo del coefficiente di deflusso di un bacino:

$$\varphi = \varphi_{PERM} (1 - I_M) + \varphi_{IMP} I_M$$

i cui valori dei contributi  $\varphi_{PERM}$  e  $\varphi_{IMP}$ , rispettivamente delle aree permeabili ed impermeabili, sono da assumersi variabili con tempo di ritorno T di progetto secondo quanto riportato nella seguente tabella:

| T (anni) | $\varphi_{PERM}$ | $\varphi_{IMP}$ |
|----------|------------------|-----------------|
| <2       | 0.00 – 0.10      | 0.60 – 0.70     |
| 2 - 10   | 0.05 – 0.15      | 0.65 – 0.75     |
| >10      | 0.10 – 0.20      | 0.70 – 0.80     |

Nel calcolo dei coefficienti di deflusso per il caso in esame, essendo il tempo di ritorno di riferimento considerato comunque maggiore di 10 anni, sono stati assunti i valori  $\varphi_{PERM} = 0,15$  e  $\varphi_{IMP} = 0,75$ .

La determinazione, infine, dell'aliquota  $I_m$ , che rappresenta la percentuale di area impermeabile rispetto a quella totale, è stata calcolata sulla base dei valori di estensione delle diverse superfici fornite dai progettisti come:

$$I_m = \frac{S_{imp}}{S_{tot}}$$

A livello di comparto, tenuto conto della vasta area a verde prevista sul lato Sud,  $I_m$  è stato stimato pari a circa il 50%.

E' quindi stato effettuato il calcolo del coefficiente di deflusso di comparto:

$$\varphi = 0,15 \cdot (1 - 0,5) + 0,75 \cdot 0,5 = 0,45$$

## 4.2. Stima delle portate meteoriche generate

Si è scelto di adottare quale modello di trasformazione afflussi-deflussi per la stima delle portate meteoriche generate dal comparto il metodo di Nash a tre serbatoi in serie.

Il programma utilizzato, URBIS 2003, messo a punto dall'Istituto di Idraulica del Politecnico di Milano, consente, a partire da una precipitazione nota o da una curva di possibilità pluviometrica di assegnato tempo di ritorno, di ricavare attraverso la "convoluzione" con l'idrogramma unitario istantaneo del bacino l'intera onda di piena e relativa portata al colmo alla sezione di chiusura.

Operativamente sono state utilizzate le piogge derivate dalla curva di possibilità pluviometrica valida per il territorio in esame e riportata in Tab. 3, aventi tempo di ritorno di 20 e 100 anni, tutte convolute con l'IUH derivante dal modello di NASH.

E' stato adottato uno ietogramma di tipo Chicago, di durata pari al tempo di corrivazione, ossia 30 minuti, e picco di intensità posto ad un terzo della durata.

Un'altra semplificazione introdotta nelle presenti elaborazioni è la costanza del valore medio di comparto del coefficiente di deflusso  $\varphi = 0,45$  nel tempo.

Vengono di seguito riportati i risultati delle verifiche idrauliche preliminari eseguite, a livello di comparto, adottando piogge di progetto con tempo di ritorno rispettivamente di 10, 20 e 100 anni e ietogrammi tipo Chicago di durata pari a 30 minuti.

### STATO DI FATTO

| Coeff. di deflusso | $\varphi$ Imp | $\varphi$ Per |       |                  |
|--------------------|---------------|---------------|-------|------------------|
|                    | 0.75          | 0.15          |       |                  |
| Superfici          | Simp          | Sper          | Stot  |                  |
|                    | 0%            | 100%          | 11.75 | unitario<br>0.15 |

### Coeff. udometrico adottato

| $u$ (l/s ha) | St    |
|--------------|-------|
| 20           | 11.75 |

|             |         |
|-------------|---------|
| $Q_{max} =$ | 235 l/s |
|-------------|---------|

**STATO DI PROGETTO**

|                           |             |             |             |
|---------------------------|-------------|-------------|-------------|
| <b>Coeff. di deflusso</b> | <b>Imp</b>  | <b>Per</b>  |             |
|                           | 0.75        | 0.15        |             |
| <b>Superfici</b>          | <b>Simp</b> | <b>Sper</b> | <b>Stot</b> |
|                           | 50%         | 50%         | 11.75       |

|                 |
|-----------------|
| <b>unitario</b> |
| 0.45            |

**Calcolo portata max**  
**Metodo NASH 3 serbatoi**  
**Ietogramma "Chicago" -  $p = d/3$**

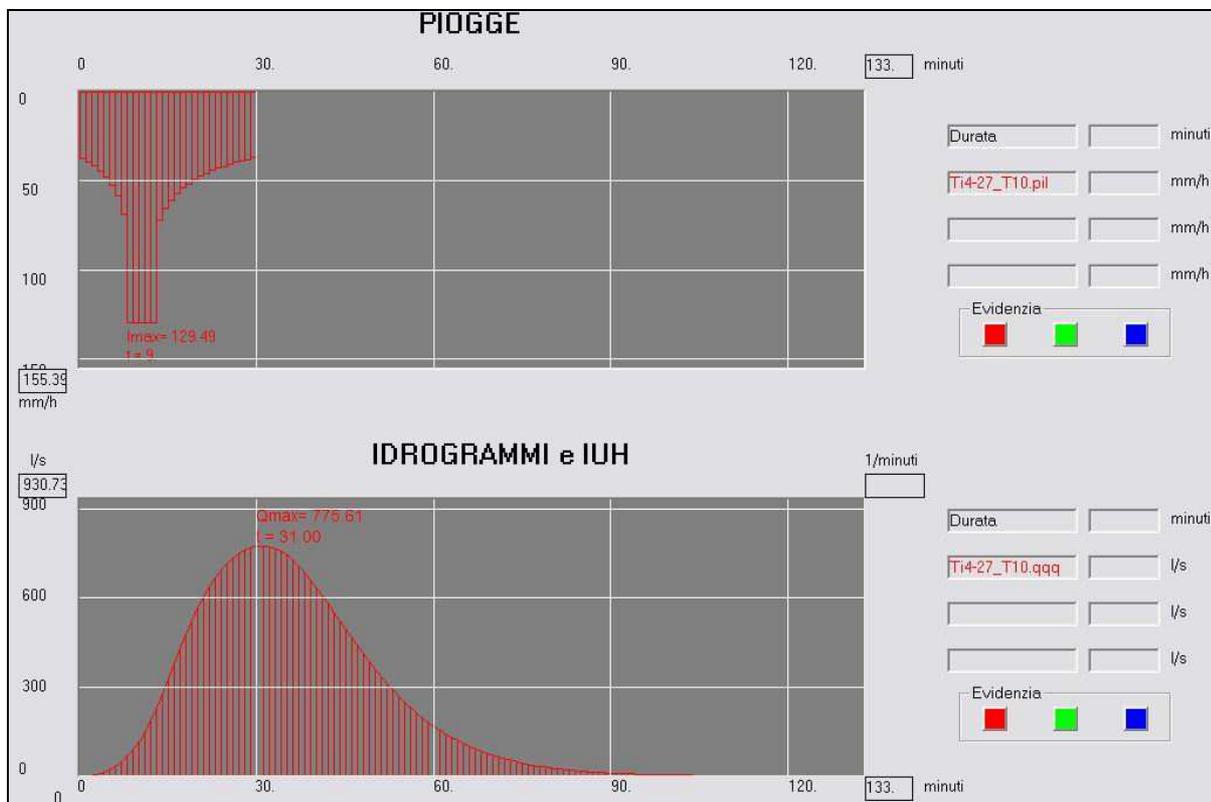
|        |           |
|--------|-----------|
| $\phi$ | <b>St</b> |
| 0.45   | 11.75     |

|                         |                |
|-------------------------|----------------|
| <b>Tempo di ritorno</b> | <b>10</b> anni |
|-------------------------|----------------|

|          |                |
|----------|----------------|
| <b>d</b> | <b>0.5</b> ore |
|----------|----------------|

|          |       |
|----------|-------|
| <b>a</b> | 46.8  |
| <b>n</b> | 0.590 |

|               |                |
|---------------|----------------|
| <b>Qmax =</b> | <b>776</b> l/s |
|---------------|----------------|



**Tabella 4 – Risultati delle elaborazioni effettuate per il calcolo della portata di piena del comparto con riferimento a TR = 10 anni.**

**STATO DI PROGETTO**

|                           |             |             |             |
|---------------------------|-------------|-------------|-------------|
| <b>Coeff. di deflusso</b> | <b>Imp</b>  | <b>Per</b>  |             |
|                           | 0.75        | 0.15        |             |
| <b>Superfici</b>          | <b>Simp</b> | <b>Sper</b> | <b>Stot</b> |
|                           | 50%         | 50%         | 11.75       |

|                 |
|-----------------|
| <b>unitario</b> |
| 0.45            |

**Calcolo portata max**  
**Metodo NASH 3 serbatoi**  
**letogramma "Chicago" -  $p = d/3$**

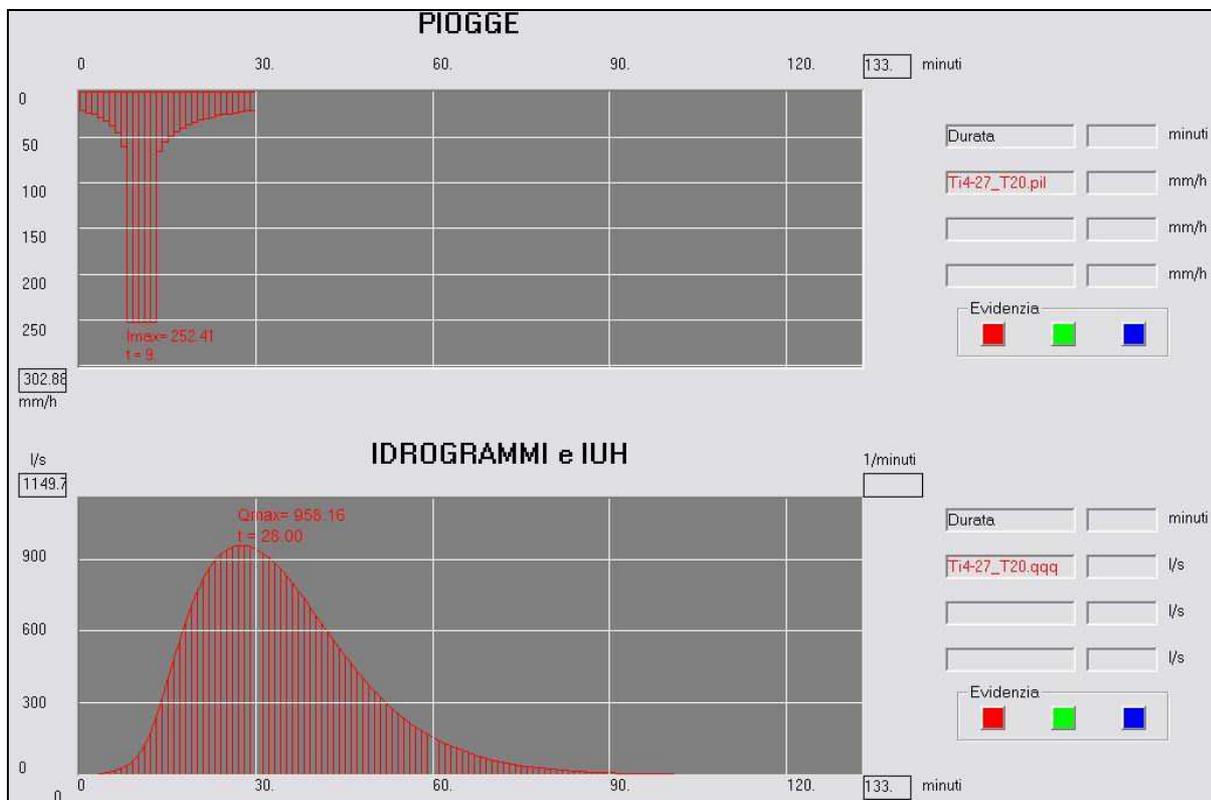
|        |           |
|--------|-----------|
| $\phi$ | <b>St</b> |
| 0.45   | 11.75     |

|                         |                |
|-------------------------|----------------|
| <b>Tempo di ritorno</b> | <b>20</b> anni |
|-------------------------|----------------|

|          |                |
|----------|----------------|
| <b>d</b> | <b>0.5</b> ore |
|----------|----------------|

|          |       |
|----------|-------|
| <b>a</b> | 42.6  |
| <b>n</b> | 0.284 |

|               |                |
|---------------|----------------|
| <b>Qmax =</b> | <b>958</b> l/s |
|---------------|----------------|



**Tabella 5 – Risultati delle elaborazioni effettuate per il calcolo della portata di piena del comparto con riferimento a TR = 20 anni.**

**STATO DI PROGETTO**

|                           |             |             |             |
|---------------------------|-------------|-------------|-------------|
| <b>Coeff. di deflusso</b> | <b>Imp</b>  | <b>Per</b>  |             |
|                           | 0.75        | 0.15        |             |
| <b>Superfici</b>          | <b>Simp</b> | <b>Sper</b> | <b>Stot</b> |
|                           | 50%         | 50%         | 11.75       |

|                 |
|-----------------|
| <b>unitario</b> |
| 0.45            |

**Calcolo portata max**  
**Metodo NASH 3 serbatoi**  
**letogramma "Chicago" -  $p = d/3$**

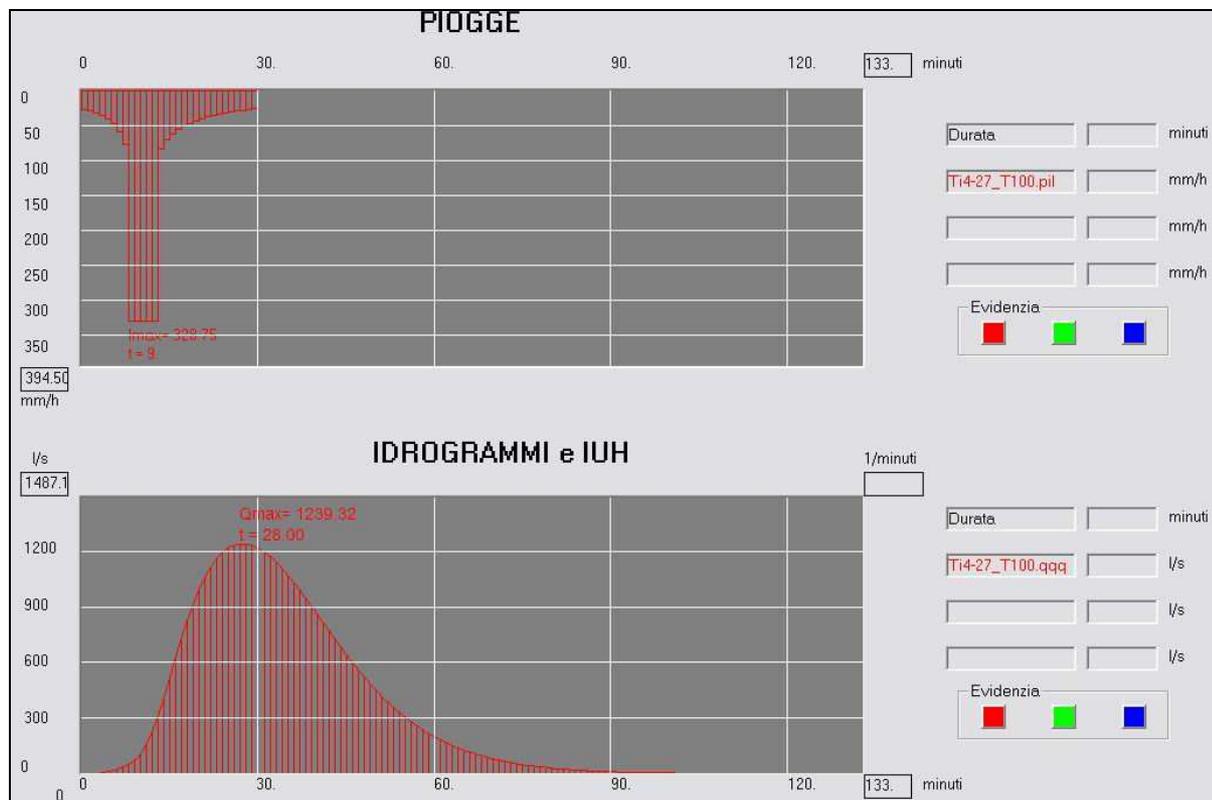
|        |           |
|--------|-----------|
| $\phi$ | <b>St</b> |
| 0.45   | 11.75     |

|                         |                 |
|-------------------------|-----------------|
| <b>Tempo di ritorno</b> | <b>100</b> anni |
|-------------------------|-----------------|

|          |                |
|----------|----------------|
| <b>d</b> | <b>0.5</b> ore |
|----------|----------------|

|          |       |
|----------|-------|
| <b>a</b> | 54.8  |
| <b>n</b> | 0.279 |

|               |                 |
|---------------|-----------------|
| <b>Qmax =</b> | <b>1239</b> l/s |
|---------------|-----------------|



**Tabella 6 – Risultati delle elaborazioni effettuate per il calcolo della portata di piena del comparto con riferimento a TR = 100 anni.**

Sia il dimensionamento idraulico della vasca di laminazione sia la verifica di officiosità complessiva della rete di drenaggio delle acque meteoriche del comparto in esame sono stati condotti in funzione di una precipitazione di tempo di ritorno pari a 100 anni con:

- durata 30 minuti (che determina i picchi di portata maggiori);
- durata 80 minuti (che determina il volume da adibire alla laminazione maggiore).

In quest'ultimo caso, la durata critica è stata individuata per tentativi adottando lo ietogramma secolare di forma rettangolare che determina il massimo volume di invaso necessario a laminare il picco di portata a valori non superiori a 235 l/s (20 l/s per ettaro).

Con riferimento ad una precipitazione secolare di durata pari a 80 minuti, il volume minimo da adibire a laminazione delle portate meteoriche raggiunge i 1780 mc complessivi, vale a dire circa 150 mc/ha di superficie territoriale o 300 mc/ha di superficie effettivamente contribuyente.

|          |      |     |
|----------|------|-----|
| <b>d</b> | 80.0 | min |
|----------|------|-----|

|          |       |              |
|----------|-------|--------------|
| <b>a</b> | 54.8  | (iet. rett.) |
| <b>n</b> | 0.279 |              |

|                 |      |     |
|-----------------|------|-----|
| <b>Qmax =</b>   | 653  | l/s |
| <b>Qu max =</b> | 235  | l/s |
| <b>Vmin =</b>   | 1780 | mc  |



**Tabella 7 – Risultati delle elaborazioni effettuate per il calcolo del massimo valore del volume di invaso minimo necessario per laminare le portate di piena del comparto, con riferimento a TR = 100 anni.**

Ulteriori indicazioni e approfondimenti in merito ai criteri seguiti per il dimensionamento di tale volume sono riportate di seguito in apposito paragrafo.

### **4.3. Dimensionamento e verifica idraulica della rete di drenaggio delle acque meteoriche**

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

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

#### **4.3.1 Progettazione preliminare**

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

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

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

con:

- A = area della sezione occupata dall'acqua;
- R = A/B Raggio idraulico;
- B = Contorno bagnato;
- i = pendenza di fondo;
- X =  $K_s (R^{1/6})$  coefficiente di scabrezza;
- $K_s$  = coefficiente di Gaukler-Strickler.

#### **4.3.2 Progettazione definitiva: verifica della rete tramite modello**

Il sistema di drenaggio a servizio dell'urbanizzazione in analisi dimensionato preliminarmente è stato verificato mediante l'utilizzo del modulo *DEFLUX* del pacchetto applicativo *M.A.R.TE.*

Il motore di calcolo utilizzato da *M.A.R.TE. DEFLUX*, ovvero lo *Storm Water Management Model (SWMM)* sviluppato dall'EPA statunitense, rappresenta lo stato dell'arte della modellazione di reti di deflusso urbano.

E' possibile lanciare simulazioni di diverso tipo: a "evento singolo" o "in continuo", andando cioè a simulare per poche ore o per molti giorni eventi critici di pioggia che vanno a sollecitare il bacino imbrifero in cui è presente una rete di drenaggio.

Il modello può essere quindi utilizzato tanto per la progettazione quanto per la verifica e gestione delle reti di fognatura (bianche, nere e miste).

*SWMM* è sostanzialmente basato su una struttura modulare in grado di rispondere alle diverse esigenze progettuali; in particolare, nella versione implementata in *M.A.R.TE. DEFLUX* sono stati

interfacciati i moduli *Runoff* ed *Extran* di tale progetto, poichè rappresentano quelli di maggiore interesse per le applicazioni ingegneristiche.

In linea generale SWMM è stato concepito per modellare in termini qualitativi e quantitativi tutti i processi che si innescano nel ciclo idrologico urbano, fornendo una puntuale fotografia del comportamento della rete elemento per elemento nonché nel suo complesso ad ogni istante della modellazione simulata.

Le diverse categorie di dati di input in M.A.R.TE. DEFLUX possono essere così riassunte in maniera generale:

- 1) Dati meteorologici: precipitazione (intensità in mm/h o valore della precipitazione in mm);
- 2) Dati dei sottobacini: area, percentuale di impermeabilità, pendenza del terreno, volumi specifici di accumulo e coefficienti di Manning per area permeabile ed impermeabile; parametri riferiti alla legge di infiltrazione prescelta (Horton o Green Ampt);
- 3) Dati dei condotti: tipo di sezione, quote di monte e valle, lunghezza, scabrezza;
- 4) Dati dei nodi: quote terreno e fondo, eventuale portata entrante (nera), caratterizzazione del nodo. Ogni nodo può essere generico, di recapito o di accumulo. I nodi generici rappresentano i semplici pozzetti, i nodi di accumulo richiedono la quota del cielo e la superficie di accumulo mentre i nodi di recapito richiedono la condizione di sbocco (libero o non libero ad una certa quota);
- 5) Dati delle pompe: curva caratteristica a tre punti, livello iniziale nel nodo di partenza, livelli di attacco e stacco;
- 6) Dati degli scaricatori di piena: tipo (sfioro laterale o salto di fondo), sezione, coefficiente di efflusso.

Tali impostazioni sono state implementate per la simulazione della rete del nuovo insediamento in progetto.

La restituzione dettagliata dei risultati numerici nodo per nodo e ramo per ramo relativi alle simulazioni effettuate con le precipitazioni di progetto ritenute significative nel dimensionamento dei collettori sarà parte integrante degli elaborati di progettazione definitivo-esecutiva.

In questa sede è il caso di sottolineare che il sistema di drenaggio in progetto, sottoposto sia ad una precipitazione di frequenza ventennale, che ad una precipitazione di frequenza secolare, mantiene una buona officiosità; i tratti apicali della rete non presentano significativi fenomeni di rigurgito, così come i tratti finali; in entrambi i casi l'usura delle condotte non desta preoccupazione contenendo le velocità di deflusso mediamente al di sotto dei 2 m/s.

Relativamente ai nodi della rete delle acque meteoriche, le simulazioni in moto vario con TR = 20 anni non hanno evidenziato la possibilità che si verifichino localizzati fenomeni di sovraccarico né tanto meno di esondazioni in concomitanza del transito dell'onda di piena.

Con riferimento ad eventi pluviometrici secolari non si segnalano esondazioni con allagamento superficiale nè nei tratti apicali della rete in corrispondenza delle superfici drenate, nè nei tratti terminali in corrispondenza del punto di immissione alla fognatura esistente.

#### 4.4. Quadro generale degli elementi di progettazione delle reti di drenaggio delle acque meteoriche

Vengono di seguito presentate in forma tabellare le caratteristiche idraulico-strutturali della rete di drenaggio delle acque meteoriche progettata a servizio del comparto.

| Node1 | Node2       | Length (m) | Material   | Slope  |
|-------|-------------|------------|------------|--------|
| 1     | 2           | 14.81      | PVC DN 315 | 0.0025 |
| 140   | 1           | 16.44      | PVC DN 315 | 0.0025 |
| 151   | 51          | 26.36      | PVC DN 315 | 0.0025 |
| 25    | 24          | 18.59      | PVC DN 315 | 0.0025 |
| 24    | 23          | 25.00      | PVC DN 315 | 0.0025 |
| 23    | 22          | 25.46      | PVC DN 315 | 0.0025 |
| 22    | 21          | 25.27      | PVC DN 315 | 0.0025 |
| 173   | 174         | 18.14      | PVC DN 315 | 0.0025 |
| 186   | 187         | 32.01      | PVC DN 315 | 0.0025 |
| 215   | 216         | 43.66      | PVC DN 315 | 0.0030 |
| 216   | 161         | 51.48      | PVC DN 315 | 0.0030 |
| 223   | 65          | 32.10      | PVC DN 315 | 0.0025 |
| 230   | 65          | 33.30      | PVC DN 315 | 0.0025 |
| 231   | 232         | 26.84      | PVC DN 315 | 0.0025 |
| 234   | 233         | 27.26      | PVC DN 315 | 0.0025 |
| 235   | 232         | 27.26      | PVC DN 315 | 0.0025 |
| 244   | 245         | 26.30      | PVC DN 315 | 0.0025 |
| 246   | 245         | 14.82      | PVC DN 315 | 0.0025 |
| 247   | 248         | 20.11      | PVC DN 315 | 0.0025 |
| 249   | 248         | 16.03      | PVC DN 315 | 0.0025 |
| 255   | 106         | 11.79      | PVC DN 315 | 0.0025 |
| 256   | 257         | 34.54      | PVC DN 315 | 0.0025 |
| 257   | 106         | 16.16      | PVC DN 315 | 0.0025 |
| 259   | 260         | 25.00      | PVC DN 315 | 0.0025 |
| 260   | 5           | 27.22      | PVC DN 315 | 0.0025 |
| 261   | 262         | 24.80      | PVC DN 315 | 0.0025 |
| 262   | 263         | 25.00      | PVC DN 315 | 0.0025 |
| 263   | 264         | 28.22      | PVC DN 315 | 0.0025 |
| 264   | 5           | 29.64      | PVC DN 315 | 0.0025 |
| 266   | 267         | 12.08      | PVC DN 315 | 0.0025 |
| 268   | 267         | 15.23      | PVC DN 315 | 0.0025 |
| 258   | 106         | 16.09      | PVC DN 315 | 0.0025 |
| 172   | 186         | 17.13      | PVC DN 315 | 0.0025 |
| 174   | 187         | 17.14      | PVC DN 315 | 0.0025 |
| 48    | 49          | 27.47      | PVC DN 315 | 0.0025 |
| 50    | 51          | 27.47      | PVC DN 315 | 0.0025 |
| 68    | 69          | 26.64      | PVC DN 315 | 0.0025 |
| 69    | 70          | 23.34      | PVC DN 315 | 0.0025 |
| 70    | 71          | 25.77      | PVC DN 315 | 0.0025 |
|       |             |            |            |        |
|       | TOT PVC 315 | 951.96     |            |        |
|       |             |            |            |        |
| 65    | 64          | 33.70      | PVC DN 400 | 0.0025 |
| 64    | 63          | 25.92      | PVC DN 400 | 0.0025 |
| 63    | 159         | 29.33      | PVC DN 400 | 0.0025 |
| 2     | 3           | 23.41      | PVC DN 400 | 0.0025 |
| 178   | 179         | 31.43      | PVC DN 400 | 0.0025 |
| 179   | 180         | 31.67      | PVC DN 400 | 0.0025 |
| 180   | 161         | 27.86      | PVC DN 400 | 0.0025 |
| 232   | 233         | 17.83      | PVC DN 400 | 0.0025 |
| 233   | 20          | 16.62      | PVC DN 400 | 0.0025 |
| 245   | 14          | 37.98      | PVC DN 400 | 0.0025 |
| 248   | 12          | 8.06       | PVC DN 400 | 0.0025 |
| 3     | 4           | 28.80      | PVC DN 400 | 0.0025 |
| 267   | 2           | 28.56      | PVC DN 400 | 0.0025 |
| 187   | 178         | 26.63      | PVC DN 400 | 0.0025 |
| 4     | 5           | 27.57      | PVC DN 400 | 0.0025 |
| 49    | 17          | 16.73      | PVC DN 400 | 0.0025 |
| 51    | 49          | 17.81      | PVC DN 400 | 0.0025 |
|       |             |            |            |        |
|       | TOT PVC 400 | 429.89     |            |        |
|       |             |            |            |        |

|     |                         |               |              |        |
|-----|-------------------------|---------------|--------------|--------|
| 11  | 12                      | 25.36         | PVC DN 500   | 0.0025 |
| 12  | 13                      | 13.33         | PVC DN 500   | 0.0025 |
| 167 | 168                     | 11.63         | PVC DN 500   | 0.0025 |
| 5   | 7                       | 30.29         | PVC DN 500   | 0.0025 |
| 10  | 106                     | 19.11         | PVC DN 500   | 0.0025 |
| 106 | 11                      | 21.74         | PVC DN 500   | 0.0025 |
| 31  | 32                      | 46.37         | PVC DN 500   | 0.0025 |
| 71  | 206                     | 24.75         | PVC DN 500   | 0.0025 |
| 206 | 164                     | 32.44         | PVC DN 500   | 0.0025 |
| 72  | 31                      | 42.00         | PVC DN 500   | 0.0025 |
| 32  | 33                      | 45.59         | PVC DN 500   | 0.0025 |
| 33  | 34                      | 17.64         | PVC DN 500   | 0.0025 |
| 7   | 8                       | 13.26         | PVC DN 500   | 0.0025 |
| 72  | 71                      | 28.75         | PVC DN 500   | 0.0025 |
| 8   | 9                       | 25.47         | PVC DN 500   | 0.0025 |
| 9   | 10                      | 25.39         | PVC DN 500   | 0.0025 |
|     | <b>TOT PVC 500</b>      | <b>423.12</b> |              |        |
| 13  | 14                      | 28.49         | PVC DN 630   | 0.0025 |
| 15  | 16                      | 26.44         | PVC DN 630   | 0.0025 |
| 16  | 17                      | 30.63         | PVC DN 630   | 0.0025 |
| 14  | 15                      | 26.43         | PVC DN 630   | 0.0025 |
|     | <b>TOT PVC 630</b>      | <b>112.00</b> |              |        |
| 17  | 18                      | 20.01         | CLS DN 800   | 0.0025 |
| 18  | 19                      | 32.94         | CLS DN 800   | 0.0025 |
| 19  | 20                      | 31.47         | CLS DN 800   | 0.0025 |
| 214 | 166                     | 3.51          | CLS DN 800   | 0.0025 |
| 211 | 163                     | 3.59          | CLS DN 800   | 0.0025 |
| 208 | 207                     | 3.50          | CLS DN 800   | 0.0025 |
|     | <b>TOT CLS 800</b>      | <b>95.04</b>  |              |        |
| 160 | 159                     | 31.99         | CLS DN 1000  | 0.0025 |
| 159 | 161                     | 40.71         | CLS DN 1000  | 0.0025 |
| 20  | 21                      | 13.85         | CLS DN 1000  | 0.0025 |
| 21  | 160                     | 29.74         | CLS DN 1000  | 0.0025 |
|     | <b>TOT CLS 1000</b>     | <b>116.29</b> |              |        |
| 161 | 162                     | 7.27          | SCAT 100x100 | 0.0025 |
|     | <b>TOT SCAT 100X100</b> | <b>7.27</b>   |              |        |
| 162 | 163                     | 26.81         | SCAT 300x150 | 0.0010 |
| 163 | 164                     | 46.81         | SCAT 300x150 | 0.0010 |
| 165 | 166                     | 46.40         | SCAT 300x150 | 0.0010 |
| 181 | 162                     | 32.85         | SCAT 300x150 | 0.0010 |
| 207 | 181                     | 30.01         | SCAT 300x150 | 0.0010 |
| 208 | 209                     | 30.01         | SCAT 300x150 | 0.0010 |
| 209 | 210                     | 29.32         | SCAT 300x150 | 0.0010 |
| 210 | 211                     | 22.29         | SCAT 300x150 | 0.0010 |
| 211 | 212                     | 46.76         | SCAT 300x150 | 0.0010 |
| 212 | 213                     | 57.17         | SCAT 300x150 | 0.0010 |
| 213 | 214                     | 46.74         | SCAT 300x150 | 0.0010 |
| 164 | 165                     | 56.33         | SCAT 300x150 | 0.0010 |
|     | <b>TOT SCAT 250X125</b> | <b>471.49</b> |              |        |

|                        |                |
|------------------------|----------------|
| <b>TOTALE CONDOTTE</b> | <b>2607.07</b> |
|------------------------|----------------|

Tabella 8 – Caratteristiche della rete di drenaggio delle acque meteoriche a servizio del comparto.

#### 4.5. Modalità di posa in opera e particolari costruttivi

I tubi in PVC saranno conformi a norma UNI EN 1401-1 tipo SN4 – SDR41, diametro esterno compreso tra 315 e 630 mm. Le condotte in PVC verranno posate come da tavola dei particolari costruttivi allegata: è previsto letto, rinfiacco e primi 15 cm di ricoprimento in sabbia adeguatamente costipata e rullata o, in alternativa, pietrisco di dimensioni max 10-15 mm; la restante parte del ricoprimento è prevista in inerte naturale misto granulometricamente stabilizzato o misto cementato; nel caso lo spessore complessivo dello strato di ricoprimento sottostante i percorsi carrabili sia inferiore ad 80 cm, dovrà essere interposta sotto la pavimentazione stradale soletta di cls armata di ripartizione dei carichi; in alternativa le tubazioni potranno essere rinfiaccate con CLS RCK 250 da fondazione o direttamente sostituite da condotte in CLS.

Le condotte DN 800 e 1000 mm sono previste del tipo prefabbricate autoportanti in calcestruzzo di cemento ad alta resistenza ai solfati, trattate internamente con vernici epossibituminose a sezione circolare con base piana, giunzione a bicchiere e guarnizione di tenuta incorporata nel giunto conformi alle norme UNI EN 1916/2004, UNI 4920, DIN 4060, PREN 681.1.

Pare utile sottolineare come per il diametro delle condotte della rete delle acque bianche in area di pubblica pertinenza, si sia rispettato il valore minimo di 300 mm.

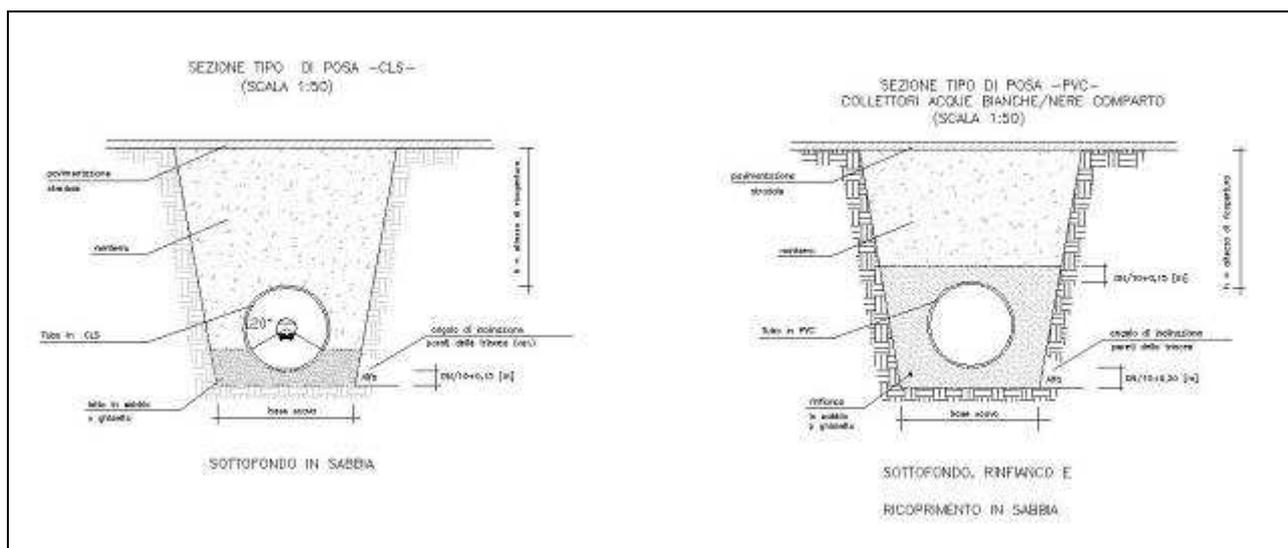


Figura 8 – Sezioni tipiche di posa delle tubazioni adottate in progetto.

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

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

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

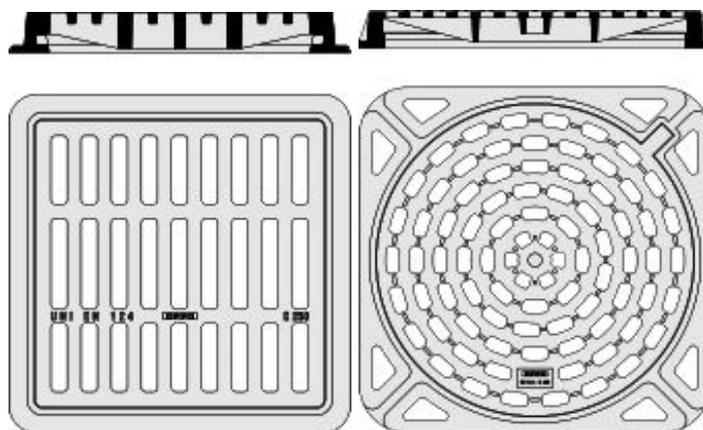
- 80x80 cm in corrispondenza di tutte le condotte di diametro minore uguale a 500 mm;
- 100x100 cm in corrispondenza dei collettori DN 630 mm;

- 120x120 cm in corrispondenza dei collettori DN 800 mm.

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

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

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

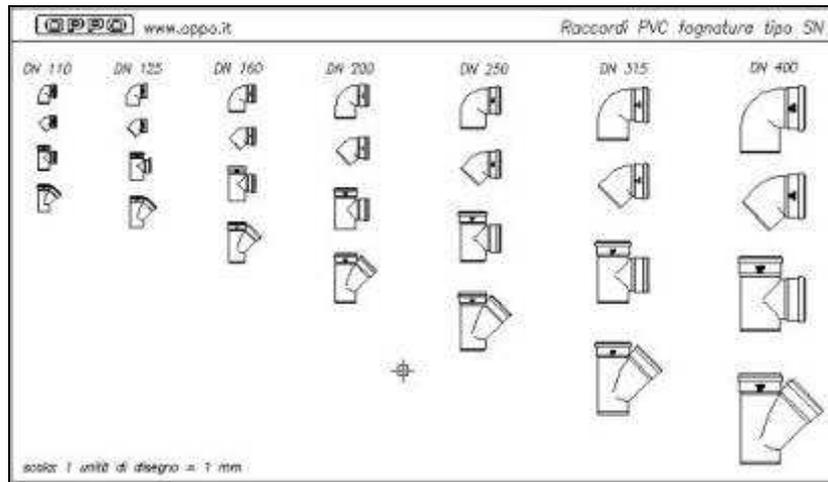


**Figura 9 – Tipologie di griglie UNI EN 124 (waterway>700cmq).**

Il pozzetto della caditoia si intende del tipo con sifone incorporato, privo di vaschetta di raccolta; l'immissione dell'acqua raccolta dalla caditoia nella dorsale portante verrà realizzata con fognoli di diametro non inferiore a 160 mm, posti in esercizio con pendenza almeno pari allo 0,1% (uno per mille), che si innesteranno direttamente ai pozzetti, mantenendo in tal modo l'integrità della dorsale stessa e le relative caratteristiche di tenuta idraulica.

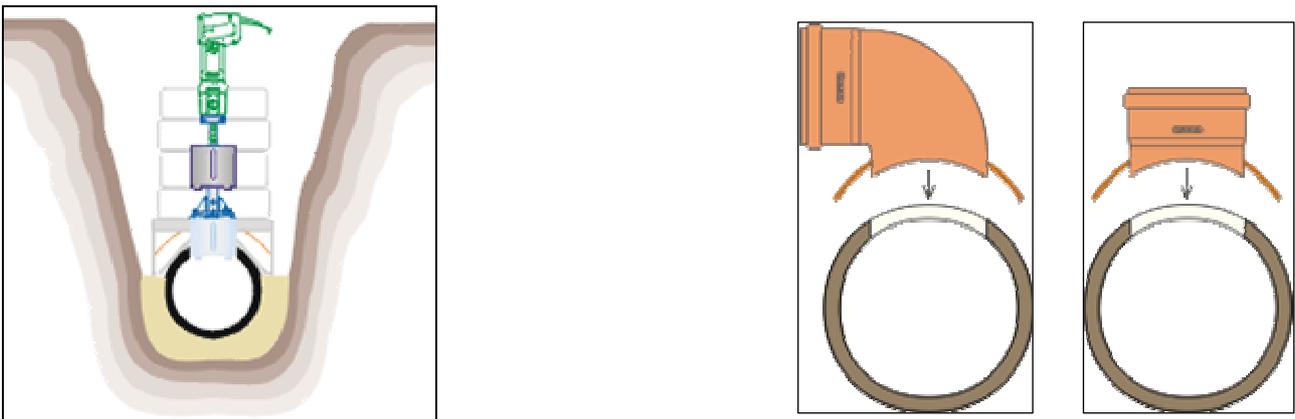
Qualora il fognolo proveniente dalla caditoia non recapiti in un pozzetto ispezionabile si procederà secondo una delle seguenti possibilità:

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



**Figura 10 – Raccordi per fognature in PVC.**

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



**Figura 11 – Carotatrice verticale per tubazioni / Innesto curvo e dritto**

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

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

## **4.6. Volume di invaso e laminazione delle portate di origine meteorica**

### **4.6.1 Premessa**

Viene qui definito il volume da adibire alla laminazione delle portate meteoriche che, a seguito di realizzazione dell'urbanizzazione in oggetto, risulteranno essere convogliate all'interno della sezione tombinata del Cavo Canalina di Albinea lungo Via Tassoni, di gestione della Bonifica Bentivoglio-Enza.

A seguito delle richieste emerse da parte dei tecnici della Bonifica nella fase di predisposizione dello Studio, richieste legate alla ridotta officiosità idraulica della rete recettrice finale, è stato necessario limitare il valore massimo della portata scaricabile nel Cavo a 235 l/s corrispondenti a 20 l/s per ettaro, mediante predisposizione di una bocca tarata all'uopo dimensionata.

Alla luce della portata massima scaricabile e della massima in arrivo calcolata risulta necessario prevedere un volume di invaso di dimensione idonea, localizzato a monte del recapito nel Cavo Canalina, funzionale allo stoccaggio del volume di acqua in esubero ed al rilascio in tempi più lunghi di quello dell'evento di precipitazione con tempo di ritorno pari a 100 anni, in riferimento al regime idrologico delle precipitazioni sul territorio reggiano.

Come descritto in precedenza, la soluzione progettuale scelta prevede di adottare una vasca adibita alla laminazione delle portate meteoriche generate dal comparto di tipologia interrata, sufficiente a gestire eventi pluviometrici di intensità fino a 100 anni di tempo di ritorno, costituita da due manufatti scatolari in c.a. prefabbricato di sezione interna 3,00 x 1,50 m, della lunghezza di 235 m circa ciascuno, collocati al di sotto di un percorso ciclo-pedonale.

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

### **4.6.2 Dimensionamento del volume di invaso**

- **Descrizione del fenomeno della laminazione**

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

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

- l'equazione differenziale di continuità della vasca:

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

in cui

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

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

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

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

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

che dipende esclusivamente dalla geometria della vasca.

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

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

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

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

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

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

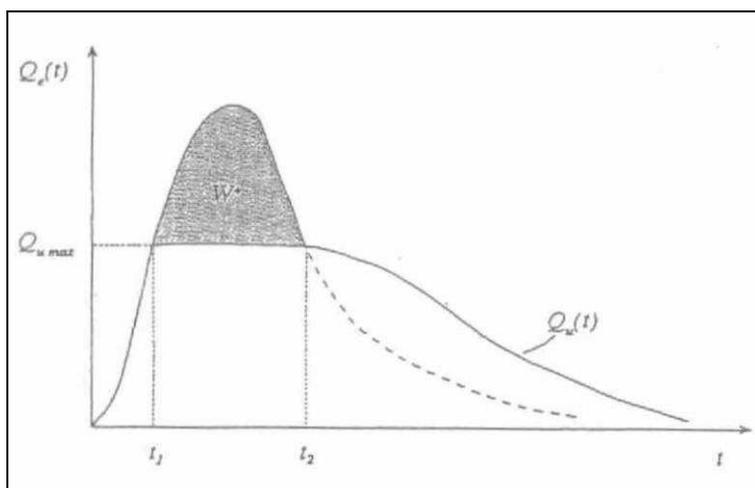


Figura 12 - Processo di laminazione dell'onda di piena utilizzando dispositivi di scarico a portata costante.

- **Calcolo del volume minimo dell'invaso**

Ai fini di un dimensionamento preliminare del volume minimo di invasore necessario a contenere la portata massima scaricata nei limiti prefissati si sono applicati alcuni metodi noti in letteratura e di

comune impiego, anche al fine di verificare e valicare la stima già effettuata in precedenza adottando il modello di Nash implementato da URBIS 2003.

Il primo metodo considerato è stato quello detto “della curva di possibilità climatica”.

Il metodo fornisce una valutazione del volume d’invaso della vasca sulla base della sola curva di possibilità pluviometrica e della portata massima, ipotizzata costante, che si vuole in uscita dalla vasca. Risulta essere un metodo approssimato, funzionale però alla definizione di un volume di invaso in fase preliminare, dal momento che viene completamente trascurata, ad eccezione delle perdite idrologiche, la trasformazione afflussi – deflussi che si realizza nel bacino a monte della vasca.

Con questa semplicistica ipotesi il volume entrante nella vasca per effetto di una pioggia di durata  $\theta$  risulta:

$$W_e = \varphi \cdot S \cdot h = \varphi \cdot S \cdot a \cdot \theta^n$$

dove  $\varphi$  è il coefficiente d’afflusso costante del bacino drenato a monte della vasca,  $S$  è la superficie del bacino ed  $a$  e  $n$  i parametri della curva di possibilità climatica valida per il territorio indagato.

Nello stesso tempo  $\theta$  il volume uscito dalla vasca sarà:

$$W_u = Q_u \cdot \theta$$

Il volume invasato nel serbatoio sarà dunque:

$$W = W_e - W_u = \varphi \cdot S \cdot a \cdot \theta^n - Q_u \cdot \theta$$

Il volume da assegnare alla vasca è il valore massimo  $W^*$  di tale volume che si ottiene per una precipitazione di durata critica  $\theta_w$  per la vasca.

$$\theta_w = \left( \frac{Q_u}{n \cdot \varphi \cdot S \cdot a} \right)^{\frac{1}{n-1}}$$

L’espressione di  $\theta_w$  sostituita in quella di  $W$ , permette di valutare il volume di progetto  $W^*$ :

$$W^* = \varphi \cdot S \cdot a \cdot \left( \frac{Q_u}{n \cdot \varphi \cdot S \cdot a} \right)^{\frac{n}{n-1}} - Q_u \cdot \left( \frac{Q_u}{n \cdot \varphi \cdot S \cdot a} \right)^{\frac{1}{n-1}}$$

$W$  è espresso in mc,  $Q_u$  in mc/s,  $S$  in mq,  $a$  in m/s<sup>n</sup>, mentre  $\varphi$  e  $n$  sono adimensionali.

Nel caso in esame, sono stati sostituiti in tale espressione i valori:

- superficie complessiva dell’intervento oggetto di regimazione delle acque bianche  $S = 117500$  mq;
- coefficiente di deflusso costante del bacino drenato a monte della vasca  $\varphi = 0,45$ ;
- portata in uscita dalla vasca, posta costante e pari a  $Q_u = 0,235$  mc/s;

- parametri della curva di possibilità climatica  $a = 54,8 \text{ mm/ora}^n$  e  $n = 0,279$ , con riferimento ad un tempo di ritorno pari a 100 anni.

Si sottolinea come questo metodo sia più che adeguato alla definizione delle volumetrie dell'invaso in fase preliminare ma risulti comunque essere approssimato dal momento che, in primo luogo trascura il processo di trasformazione afflussi – deflussi che avviene nel bacino scolante ed il volume di invaso garantito anche dai collettori, fattori questi che portano ad una sovrastima del volume da invasare (a favore di sicurezza).

Vengono di seguito riportati i risultati del dimensionamento preliminare con il metodo della curva di possibilità climatica.

|                            |                |
|----------------------------|----------------|
| $\varphi$                  | 0.45           |
| $S$ (mq)                   | 117500         |
|                            |                |
| TR                         | 100 anni       |
| $a$ (mm/ora <sup>n</sup> ) | 54.8           |
| $n$                        | 0.279          |
| $Q_u$ (mc/s)               | 0.235          |
|                            |                |
|                            |                |
|                            |                |
| $\theta_w$ (s)             | 3297           |
| $\theta_w$ (h)             | 0.92           |
| <b>W* (mc)</b>             | <b>2002.27</b> |

**Tabella 9 - Dati riepilogativi e risultati del dimensionamento preliminare del volume di laminazione applicando il metodo della curva di possibilità climatica.**

Successivamente è stato effettuato il calcolo di dettaglio del volume minimo utile alla laminazione sulla base del metodo “dell'invaso” (Moriggi e Zampaglione, 1978), sempre con riferimento ad un tempo di ritorno di 100 anni.

Ipotizzando che la portata uscente dalla vasca sia costante e pari alla massima  $Q_{u \max}$  ed indicando con  $m = Q_{e \max} / Q_{u \max}$  il rapporto tra la massima portata entrante e la massima portata uscente, si determinano le seguenti relazioni per valutare la durata critica  $\tau_{cv}$  di riempimento della vasca:

$$\tau_{cv} = \frac{1}{C} \cdot \left( \frac{Q_u}{n\varphi Sa} \right)^{\frac{1}{n-1}}$$

e il volume di invaso  $W^*$ :

$$W^* = \varphi Sa \tau_{cv} \left[ 0,95 - (1/m)^{2/3} \right]^{3/2}$$

essendo:

$$C = \frac{0,165n}{1/m + 0,01} - \frac{1/m - 0,1}{30} + 0,5$$

$W^*$  è espresso in mc,  $Q_u$  e  $Q_e$  in mc/s,  $S$  in mq,  $a$  in m/s<sup>n</sup>,  $\tau_{cv}$  in secondi, mentre  $\varphi$  e  $n$  sono adimensionali.

Anche questa procedura di calcolo può portare a una sovrastima del volume  $W^*$ .

Vengono di seguito riportati i risultati del dimensionamento preliminare con il metodo dell'invaso (ove si è considerata come  $Q_e$  massima quella determinata in precedenza applicando il modello di Nash a tre serbatoi per TR = 100 anni, ovvero 1239 l/s).

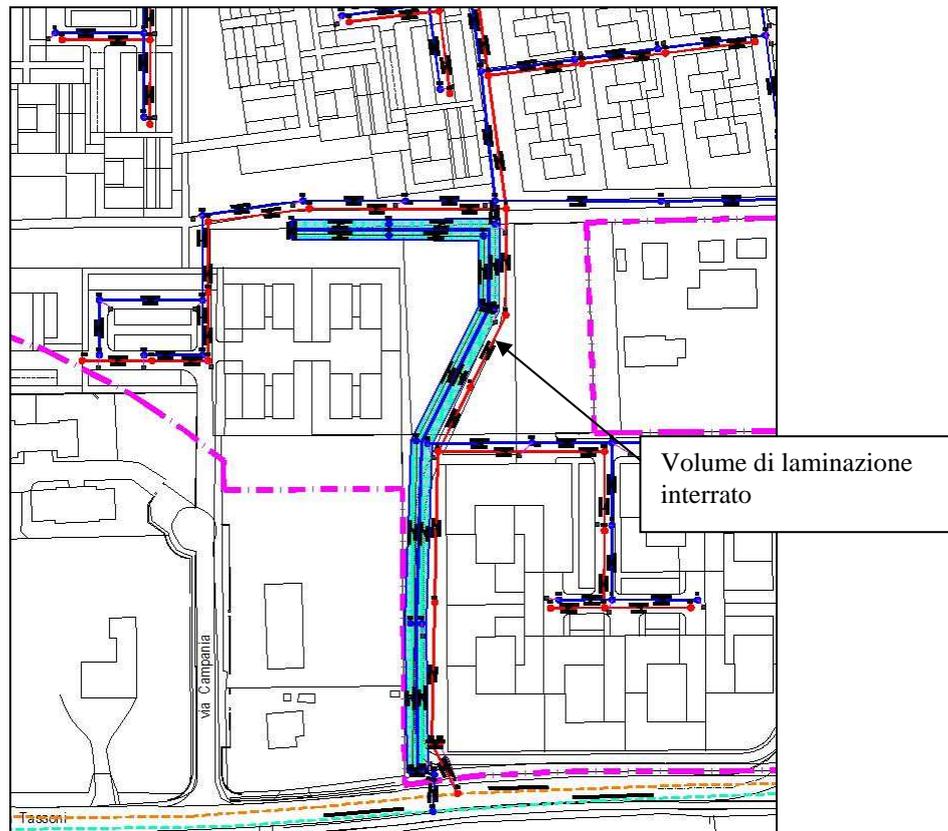
|                          |                |
|--------------------------|----------------|
| $\varphi$                | 0.45           |
| S (mq)                   | 117500         |
|                          |                |
| TR                       | 100 anni       |
| a (mm/ora <sup>n</sup> ) | 54.8           |
| n                        | 0.279          |
| $Q_u$ (mc/s)             | 0.235          |
| $Q_e$ (mc/s)             | 1.239          |
| m                        | 5,27           |
|                          |                |
|                          |                |
| $\tau_{cv}$ (s)          | 4532           |
| $\tau_{cv}$ (h)          | 1,26           |
|                          |                |
| <b>W* (mc)</b>           | <b>1481.13</b> |

**Tabella 10 - Dati riepilogativi e risultati del dimensionamento preliminare del volume di laminazione applicando il metodo dell'invaso.**

Conseguentemente, confrontati i risultati ottenuti applicando i tre metodi descritti, si è fissato il volume minimo da adibire alla laminazione delle portate meteoriche generate dal comparto in 1700 mc, valore nella media di quanto determinato.

| Metodo                | W* (mc) |
|-----------------------|---------|
| Nash 3 serbatoi       | 1780    |
| Possibilità climatica | 2002    |
| Invaso                | 1481    |

#### 4.6.3 Caratteristiche della vasca



**Figura 13 - Localizzazione planimetrica della vasca di laminazione in oggetto.**

La vasca di laminazione interrata sarà costituita da due manufatti scatolari in c.a. prefabbricato di sezione interna 3,00 x 1,50 m affiancati, localizzati nella zona Nord del comparto lungo un percorso ciclo-pedonale, di lunghezza complessiva pari a circa 235 m con pendenza media di posa dell'1 per mille, per un volume interno complessivo di 2115 mc che calano a circa 1700 mc di volume utile all'invaso considerando pendenze e soglie di sfioro.

Le dorsali di immissione nella vasca sono 2 ed in particolare:

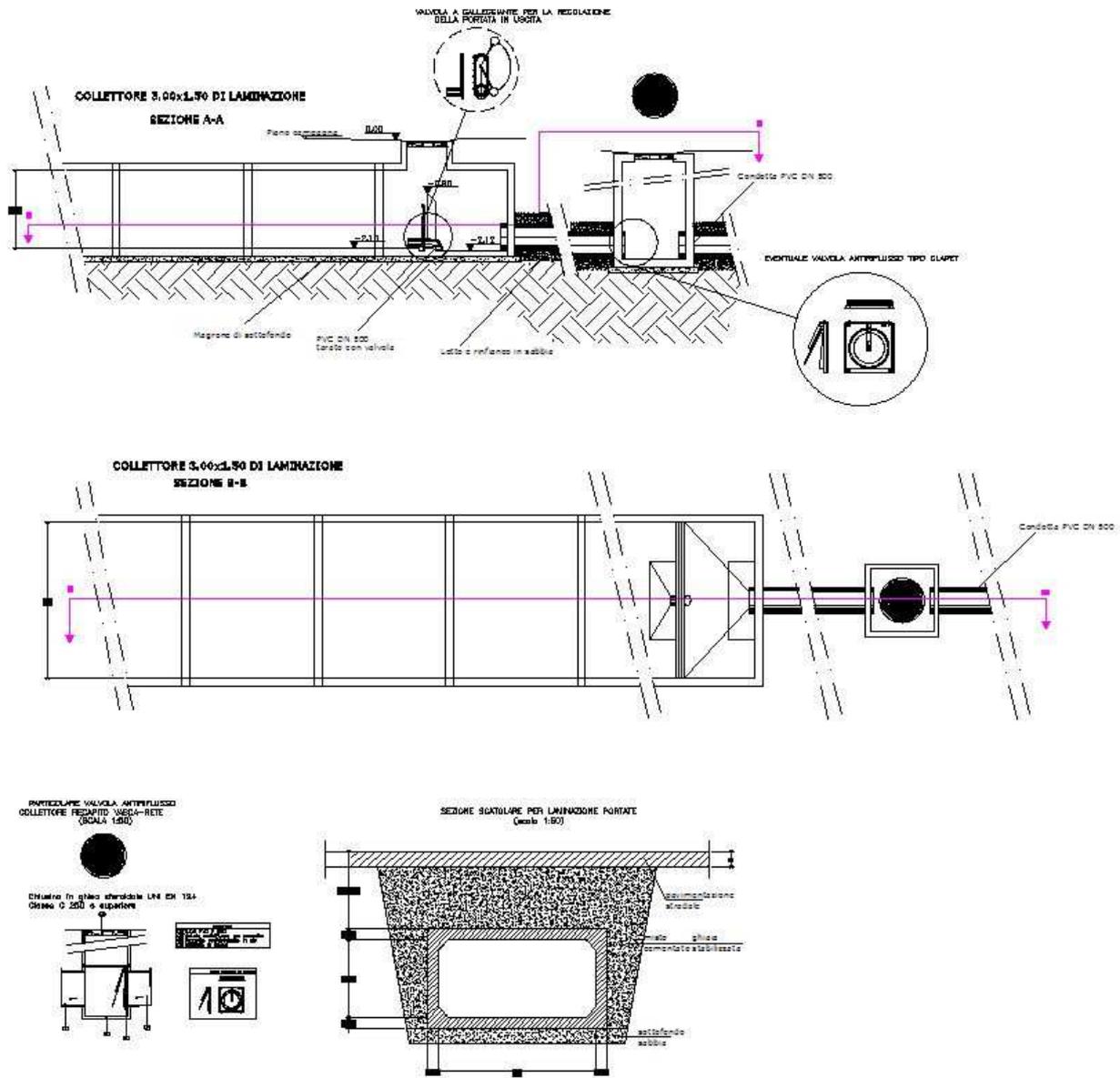
- CLS SCAT 1 x 1 m che raccoglie gli apporti meteorici della quasi totalità del comparto ad esclusione di un lotto di 7 edifici posto sul lato Est, verso Via Tassoni;
- PVC DN 500 che raccoglie gli apporti meteorici di quest'ultimo lotto di estensione poco superiore all'ettaro;

e si innestano a quote comprese tra +0,60 m (SCAT) e +1,00 m (DN 500) rispetto al fondo della vasca.

Gli allacciamenti ai singoli lotti si mantengono a quote nettamente superiori in modo da scongiurare fenomeni di rigurgito verso i tratti apicali della rete.

La vasca progettata è stata dotata di un manufatto di troppo pieno, con soglia sfiorante ad una quota relativa al fondo di 1,20 m; oltre il livello fissato per tale soglia, il manufatto scolma le acque eccedenti nel collettore di collegamento al ricettore Cavo Canalina di Albinea, evitando altresì pericolosi effetti di rigurgito in rete con conseguenti allagamenti delle superfici urbanizzate del comparto.

Altro by-pass di sicurezza è costituito dalla condotta DN 500 a servizio del lotto Nord-Est, posta in collegamento con la dorsale di drenaggio della strada sul lato Nord del comparto che recapita direttamente nel Cavo Canalina.



**Figura 14 – Particolari tipologici della vasca di laminazione interrata.**

Il bacino di laminazione rimane, dunque, in comunicazione con il ricettore, oltre che con il manufatto di troppo pieno (la cui funzionalità è auspicata solo per eventi di entità ultracentenaria), anche attraverso la bocca tarata in uscita sulla quale dovrà essere predisposto un regolatore di portata che consenta solo ed esclusivamente il passaggio della portata stabilita, individuata in 235 l/s.

Tale dispositivo di regolazione delle portate si prevede possa consistere in una saracinesca tarata o, più opportunamente, una valvola tipo Hydroslide con meccanismo a galleggiante che, parzializzando la luce libera di deflusso al variare del battente idrico, garantisce portata in uscita costante.

## **5. DEFINIZIONE DELLA RETE DI RACCOLTA E ALLONTANAMENTO DELLE ACQUE REFLUE**

### **5.1 Determinazione delle portate di scarico**

A partire dai valori di superficie utile dei singoli lotti, per poter definire la popolazione virtuale massima impiegata su ciascuna delle aree da urbanizzare sono stati utilizzati i classici indici urbanistici.

Si è assunto, quale valore della superficie utile procapite residenziale il valore:

$$S_{Ur} = 30m^2 / ab$$

Al fine di determinare il numero di abitanti equivalenti ipotizzati come residenti su ciascuna area residenziale si adotta quindi la seguente espressione:

$$AE = \frac{S_u}{30mq / ab}$$

Al fine del calcolo delle portate scaricate in rete la dotazione idrica giornaliera in zona residenziale assunta è stata:

$$d_r = 300 \frac{l}{AE \cdot g}$$

Lo scarico residenziale si è assunto pari a 24 h/g (scarico continuo).

Per il calcolo delle portate residenziali sono state adottate le seguenti relazioni:

$$Q_{N24} = \frac{N \cdot d_r \cdot \alpha}{24 \cdot 3600}$$

(portata nera giornaliera espressa in l/s)

con:

N = numero di A.E.;

d<sub>r</sub> = dotazione idrica giornaliera per abitante equivalente;

α = 0.8.

$$Q_{Npunta} = K \cdot Q_{N24}$$

(portata nera residenziale di punta espressa in l/s: definisce il valore della portata scaricabile nell'ora di massimo consumo del giorno di massimo consumo)

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

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

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

In base a tale metodologia sono state stimate le portate nere medie giornaliere e di punta a livello di comparto.

|                  | Su (mq) | A.E. | Qmed (l/s) | K    | Qpta (l/s) |
|------------------|---------|------|------------|------|------------|
| Comparto Ti 4-27 | 20350   | 678  | 1.88       | 5.34 | 10.05      |

Tabella 11 – Determinazione delle portate nere medie e di quelle di punta prodotte a livello di comparto.

## **5.2. Dimensionamento e verifica idraulica della rete di allontanamento delle acque reflue**

Analogamente a quanto visto per la rete di drenaggio delle acque meteoriche, l'approccio metodologico seguito ha portato a dimensionare la rete di allontanamento delle acque reflue in via preliminare e a verificarne successivamente l'efficienza, in moto vario, mediante la simulazione numerica.

## **5.3 Quadro generale degli elementi di progettazione delle reti di allontanamento delle acque reflue**

La diversificazione dei deflussi delle acque bianche e nere ha comportato la separazione delle reti idrauliche a servizio del comparto da realizzare imponendo, necessariamente, di studiare un assetto tale da non interferire nei punti di intersezione.

Gli assetti delle due reti sono stati dunque influenzati da tale fattore: in generale si sono imposte quote di scorrimento inferiori per la rete delle acque nere; in pratica in ogni punto di intersezione tra le reti la condotta di acque nere risulterà giacere sotto a quella di acque meteoriche senza interferire con essa.

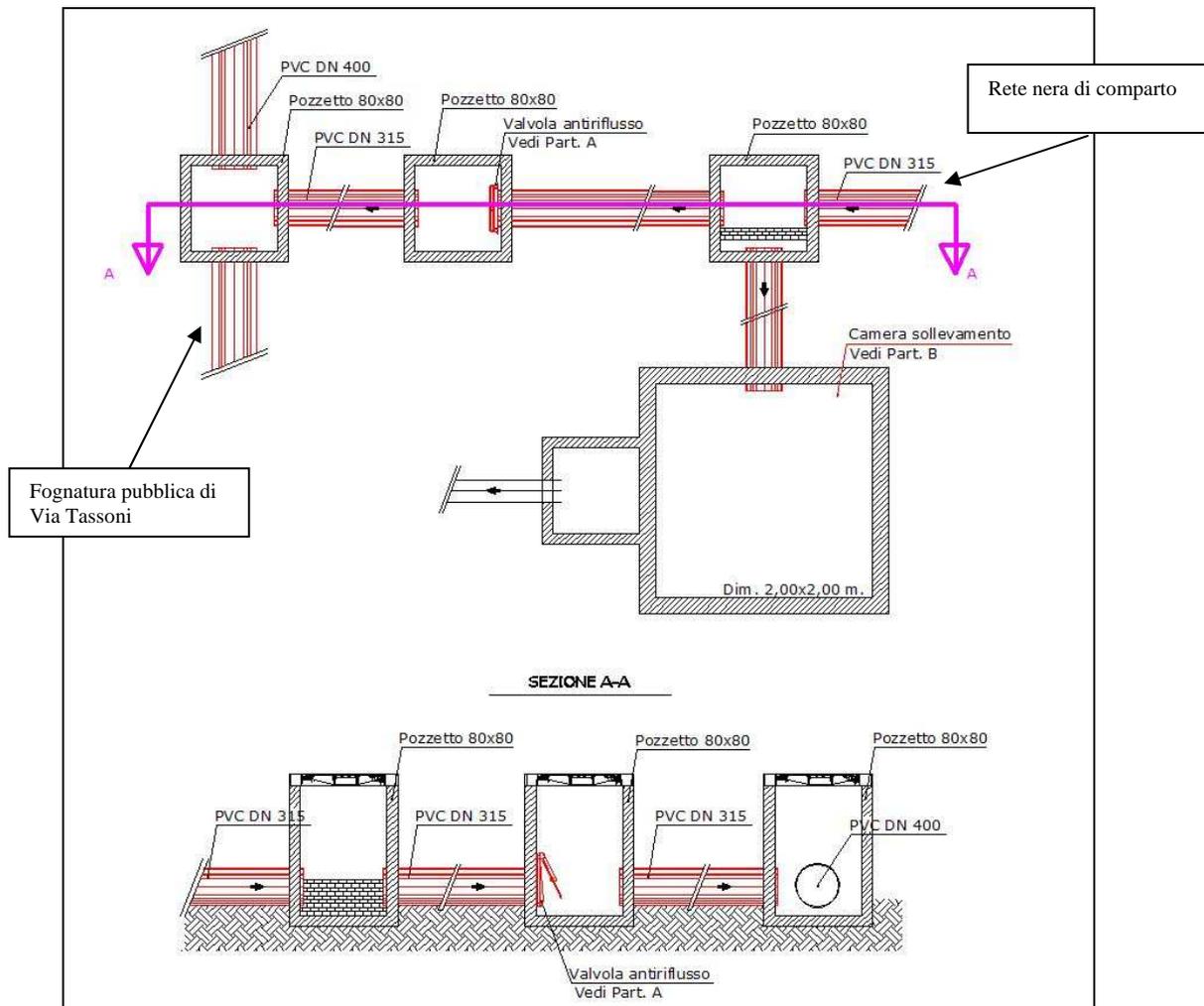
La rete progettata è prevista con funzionamento a gravità e pendenze minime del 3 per mille. Sarà costituita da condotte in PVC con diametri commerciali compresi tra il DN 200 e il DN 315.

Lo schema della rete seguirà in parallelo quello adottato per la fognatura bianca.

Relativamente allo scarico in fognatura pubblica esistente, a causa delle condizioni di sovraccarico idraulico proprie del collettore misto DN 400 di Via Tassoni, identificato per il recapito della rete nera in progetto, è stata prevista l'installazione di una valvola anti-riflusso tipo “clapet” in corrispondenza dell'ultimo pozzetto della rete di comparto a monte dell'innesto nella fognatura esistente.

In caso di sovraccarico della fognatura di recapito in Via Tassoni si avrà la chiusura della valvola anti-riflusso e la derivazione delle portate reflue afferenti dal comparto in progetto ad una camera di

accumulo di congrua volumetria ove verrà alloggiato un impianto di sollevamento per l'allontanamento in pressione dei liquami con medesimo recapito in Via Tassoni.



**Figura 16 – Modalità di collegamento della rete nera di comparto alla fognatura esistente.**

Vengono di seguito presentate in forma tabellare le caratteristiche idraulico-strutturali della rete di raccolta e allontanamento delle acque reflue progettata a servizio del comparto.

| Node1 | Node2 | Length (m) | Material   | Slope  |
|-------|-------|------------|------------|--------|
| 109   | 81    | 10.89      | PVC DN 200 | 0.0030 |
| 116   | 117   | 17.81      | PVC DN 200 | 0.0030 |
| 117   | 88    | 16.49      | PVC DN 200 | 0.0030 |
| 118   | 117   | 27.32      | PVC DN 200 | 0.0030 |
| 119   | 116   | 27.32      | PVC DN 200 | 0.0030 |
| 126   | 127   | 28.07      | PVC DN 200 | 0.0030 |
| 127   | 128   | 26.00      | PVC DN 200 | 0.0030 |
| 128   | 95    | 29.42      | PVC DN 200 | 0.0030 |
| 134   | 135   | 26.89      | PVC DN 200 | 0.0030 |
| 135   | 136   | 24.10      | PVC DN 200 | 0.0030 |
| 136   | 137   | 24.80      | PVC DN 200 | 0.0030 |
| 137   | 138   | 20.63      | PVC DN 200 | 0.0030 |
| 138   | 99    | 30.98      | PVC DN 200 | 0.0030 |
| 102   | 139   | 2.58       | PVC DN 200 | 0.0000 |
| 190   | 191   | 20.85      | PVC DN 200 | 0.0030 |
| 191   | 192   | 17.48      | PVC DN 200 | 0.0030 |
| 192   | 193   | 21.50      | PVC DN 200 | 0.0030 |
| 193   | 194   | 22.02      | PVC DN 200 | 0.0030 |
| 194   | 195   | 31.58      | PVC DN 200 | 0.0030 |
| 195   | 196   | 31.38      | PVC DN 200 | 0.0030 |



I pozzetti di ispezione e raccordo sulla rete nera sono stati previsti a base circolare, di diametro interno utile 800 mm, in calcestruzzo vibrocompresso di cemento ad alta resistenza, con spessore delle pareti 150 mm, costituiti da: un elemento di base con canale di scorrimento liquami di altezza pari al 50% della condotta, pavimento circostante con pendenza verso il canale, superficie interna della base del pozzetto rivestita con malta a base di polimeri ad elementi silicei, un elemento di rialzo terminale a forma troncoconica ed eventuali elementi raggiungiquota di diametro interno utile di 625 mm.

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

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

## 6. QUADRO RIEPILOGATIVO: SVILUPPO COMPLESSIVO DELLA RETE FOGNARIA

Viene in ultimo proposto un quadro riepilogativo riportante lo sviluppo complessivo della rete fognaria in progetto, con distinzione tra i diversi diametri impiegati per le tubazioni.

### SVILUPPO COMPLESSIVO RETE FOGNARIA

|                         | Acque meteoriche | Acque nere     |                |
|-------------------------|------------------|----------------|----------------|
|                         | Lunghezza (m)    | Lunghezza (m)  |                |
| PVC 200 SN4             |                  | 1185.32        |                |
| PVC 250 SN4             |                  | 197.16         |                |
| PVC 315 SN4             | 951.96           | 305.32         |                |
| PVC 400 SN4             | 429.89           |                |                |
| PVC 500 SN4             | 423.12           |                |                |
| PVC 630 SN4             | 112.00           |                |                |
| CLS CR 800              | 95.04            |                |                |
| CLS CR 1000             | 116.29           |                |                |
| CLS SCAT 1 x 1          | 7.27             |                |                |
| CLS SCAT 3,00 x 1,50    | 471.49           |                |                |
|                         |                  |                | <b>TOTALE</b>  |
|                         |                  |                | Lunghezza (m)  |
| <b>Comparto Ti 4-27</b> | <b>2607.07</b>   | <b>1687.80</b> | <b>4294.86</b> |

Tabella 13 - Sviluppo complessivo della rete fognaria a servizio del P.P.I.P. Ti 4-27.