

Comune di Cavezzo (MO)

PROPOSTA DI VARIANTE AL PIANO URBANISTICO ATTUATIVO  
PER IL COMPARTO INDUSTRIALE DI WAMGROUP S.p.a.

RESPONSABILE DEL PROGETTO	Arch. Franco Rebecchi	<b>RS2 Architetti Studio Associato</b> Franco Rebecchi Architetto Gian Luca Savazza Architetto Elisa Simboli Architetto  Via Annibale Carracci, 15 - 41012 Carpi (MO) Tel. +39 059 6550586 - Fax. 39 059 6311140 e-mail info@rs2architetti.it - www.rs2architetti.it
		

PRESTAZIONI SPECIALISTICHE	Ing. Andrea Artusi - Ing. Yos Zorzi	<b>SINERGIA S.R.L.</b> Ing. Andrea Artusi Ing. Yos Zorzi  via Paganelli, 20 41122 Modena Tel. 059 8752988 - Fax. 059 8752988 e-mail: info@sinergia-srl.net
	 	



DOCUMENTO	OGGETTO	DATA
<b>TAV.</b>	STATO VARIATO	10/03/2014
ELABORATO	<b>Progetto definitivo reti fognarie Relazione tecnico-illustrativa</b>	Aggiornamento
<b>SDR.1</b>		
Nome File	N° prot. int. 13031	Disegnatore
		Scala

PROPRIETA':



**WAMGROUP S.p.a**

Via Cavour, nr° 338/a - 41032  
Ponte Motta - Cavezzo (MO)

# INDICE

<b>1.</b>	<b>PREMESSA</b>	<b>2</b>
<b>2.</b>	<b>STRUTTURA DELLA RETE DI DRENAGGIO DEL BACINO FOGNARIO WAM ALLO STATO DI FATTO</b>	<b>6</b>
<b>3.</b>	<b>STRUTTURA DELLA RETE DI DRENAGGIO DEL BACINO FOGNARIO WAM ALLO STATO DI PROGETTO</b>	<b>8</b>
<b>4.</b>	<b>SISTEMA DI DRENAGGIO DELLE ACQUE METEORICHE</b>	<b>10</b>
<b>4.1.</b>	<b>Elementi di idrologia</b>	<b>10</b>
4.1.1	Piogge intense	10
4.1.2	Caratteristiche del bacino fognario	14
<b>4.2.</b>	<b>Verifica idraulica e dimensionamento della rete di drenaggio delle acque meteoriche</b>	<b>15</b>
4.2.1	Dimensionamento preliminare	15
4.2.2	Verifica tramite modello	15
<b>4.3.</b>	<b>Scenari considerati e risultati ottenuti</b>	<b>18</b>
4.3.1	Dorsale principale e bacini di laminazione	20
4.3.2	Altri scarichi	25
<b>4.4.</b>	<b>Modalità di posa in opera e particolari costruttivi</b>	<b>27</b>
<b>4.5.</b>	<b>Caratteristiche del sistema di laminazione</b>	<b>31</b>
<b>4.6.</b>	<b>Impianti di trattamento acque di pioggia</b>	<b>34</b>
4.6.1	Sistema di raccolta e trattamento delle acque di prima pioggia	34
4.6.2	Sistema di trattamento in continuo delle acque di pioggia	36
<b>5.</b>	<b>RETE DI RACCOLTA E ALLONTANAMENTO DELLE ACQUE REFLUE</b>	<b>38</b>
<b>5.1.</b>	<b>Quadro generale degli elementi di progettazione delle reti di allontanamento delle acque reflue</b>	<b>38</b>
5.1.1	Determinazione delle portate e delle velocità di scarico	38
<b>5.2.</b>	<b>Modalità di posa in opera e particolari costruttivi</b>	<b>41</b>
<b>5.3.</b>	<b>Impianto di sollevamento</b>	<b>44</b>
<b>6.</b>	<b>QUADRO ECONOMICO</b>	<b>48</b>

## 1. PREMESSA

La presente progettazione definitiva del nuovo sistema fognario a servizio dell'area di comparto industriale Wamgroup s.p.a. è parte integrante del progetto di Proposta di Variante al P.U.A per il comparto stesso.

A partire dallo studio dell'efficienza della rete di drenaggio allo stato di fatto – investigata in fase precedente di progettazione (cfr. “*STUDIO IDROLOGICO E IDRAULICO DEL SISTEMA DI DRENAGGIO A SERVIZIO DELL'AREA DI COMPARTO WAMGROUP*” – Gennaio 2102), si è individuata una soluzione progettuale funzionale al nuovo assetto urbanistico dell'area previsto a seguito degli eventi sismici del Maggio 2012, recependo al contempo le indicazioni e prescrizioni impartite dagli Enti gestori e competenti del reticolo fognario e idrografico superficiale recettore.

Una volta ricostruito un quadro generale delle rete investigata allo stato di fatto ed in proiezione delle previste espansioni urbanistiche, evidenziandone le principali criticità, si è passati alla definizione degli interventi strutturali necessari al riequilibrio idraulico del sistema.

Di tali interventi, nella presente fase di progettazione definitiva, sono stati determinati: localizzazione, dimensionamento di massima e verifica idraulica su base modellistica.

Le proposte progettuali qui riportate, effettuate di concerto con la Proprietà, l'Amministrazione Comunale e l'Ente Gestore del Servizio Idrico Integrato – Aimag s.p.a. - , tenute in considerazione le esigenze tecniche espresse dal Consorzio di Bonifica che gestisce il Canale Dugale dell'Oca, cui afferisce la maggior parte delle portate di corrivazione dell'area, costituiscono una base tecnica per la fase di progettazione esecutiva dei singoli lotti di nuova espansione.



Figura 1 – Stralcio aerofotogrammetrico dell'area oggetto di studio.

La proposta progettuale del sistema di drenaggio a servizio dell'area trae origine dalle 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.

Come descritto all'interno dello Studio, la rete fognaria in oggetto è a servizio di un bacino urbano il cui grado di antropizzazione o urbanizzazione delle aree drenate, ad oggi stimabile intorno al 70%, è previsto intorno al 90% entro la completa attuazione del progetto di ricostruzione.

La concausa di eventi pluviometrici sempre più rari ed intensi nella nostra climatologia, unitamente al fatto che le dimensioni dei collettori adibiti allo smaltimento delle portate di origine meteorica sono rimaste quelle di parecchi anni fa essendosi l'area produttiva espansa per stralci, crea un carico idraulico particolarmente elevato su buona parte del bacino fognario esistente a servizio dell'area, con forte rischio di allagamenti superficiali attesi anche in occasione di eventi pluviometrici di intensità non eccezionale.

In particolare, una sollecitazione pluviometrica sintetica di frequenza decennale – parametri di uso comune nelle attività di progettazione e verifica di nuove reti fognarie – determina fenomeni di sovraccarico delle rete ed esondazione ai pozzetti diffusi lungo tutto lo sviluppo della rete, a partire dai tratti apicali, procedendo verso valle.

La proposta progettuale del nuovo sistema di drenaggio a servizio dell'area, oltre a limitare i fenomeni di sovraccarico della rete ed eliminare esondazioni superficiali nel bacino drenato, nei confronti di un evento pluviometrico sintético di frequenza decennale-ventennale-secolare, garantisce buone condizioni di capacità idraulica della rete di recapito dei nuovi lotti in espansione e recepisce le indicazioni e prescrizioni emesse in particolare dal Consorzio di Bonifica, Ente gestore del reticolo idrografico ricettore delle acque meteoriche (Dugale dell'Oca) a valle del fosso di Via di Sotto in capo al Comune di Cavezzo.

L'obiettivo prefissato è infatti quello di contenere gli apporti idrometrici delle aree afferenti allo scolo suddetto, nell'ottica di ottimizzare la gestione del rischio idraulico sul territorio.

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.

Adottando un approccio del tutto similare, nel caso specifico il Consorzio di Bonifica competente della gestione del ricettore finale delle acque meteoriche ha richiesto l'applicazione del principio di invarianza idraulica del bacino di monte nei confronti del corpo idrico recettore.

Detto principio determina, in generale, l'invarianza dei coefficienti idrometrici di un'area 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.

Nel caso in questione il principio non sarà applicato ad un singolo lotto di nuova urbanizzazione, bensì all'intero bacino fognario Wam afferente al fosso lato Sud di Via di Sotto e di qui al Dugale dell'Oca, il quale, ad opere realizzate a regime, non potrà ricevere portate di piena di entità maggiore a 2 mc/s, quale si verifica essere il colmo di piena di frequenza decennale allo stato di fatto (cfr. per completezza Relazione Sinergia Gennaio 2012 e Studio Aimag 2012).

La soluzione progettuale proposta, sfruttando la sinergia con la nuova viabilità in progetto sul lato Ovest del comparto, migliora notevolmente le performances idrauliche del sistema di drenaggio delle acque garantendo il non superamento di 1,6 mc/s di colmo di piena in uscita dal comparto con riferimento a precipitazioni sintetiche di frequenza secolare, sgravando quindi il carico idraulico al ricettore e aumentando la capacità idraulica residua del fosso lungo Via di Sotto nella tratta di valle ed in definitiva del Dugale dell'Oca, i cui manufatti idraulici esistenti a presidio delle massime portate idrauliche scaricate (tratto di collettore DN 800) resteranno inalterati.

In questo senso le opere idrauliche in progetto assumono valenza pubblica.

Una porzione di comparto di estensione complessiva pari a 5'000 mq circa, prospiciente a Via Cavour, verrà adibita a parcheggi di cessione all'Amministrazione Comunale.

A servizio di tale area è stata prevista una rete di drenaggio acque meteoriche con recapito alla fognatura mista DN 600 esistente di Via Cavour in regime di invarianza idraulica, ovvero mediante idonea limitazione della portata a 20 l/s ha.

Nella presente Relazione Tecnica si illustrano gli esiti della verifica idraulica della rete allo stato di progetto, tenendo conto delle previsioni urbanistiche di cui sopra, riportandone i risultati della verifica modellistica condotta.

Gli elementi fondamentali delle due fasi di lavoro – verifica dello stato di fatto (Gennaio 2012) e proposta progettuale nuovo sistema di drenaggio (Novembre 2013) – sono:

- inadeguatezza della rete allo stato di fatto a smaltire portate di piena con riferimento a tempo di ritorno dell'evento di pioggia decennale, tanto più in previsione dei nuovi apporti derivanti dai lotti in edificazione;
- necessità di risolvere la criticità mediante un duplice approccio:
  - potenziamento della capacità idraulica del sistema di drenaggio a servizio dell'area convogliante le portate di origine meteorica ad un'unica dorsale principale di scarico in Via di Sotto.  
La proposta progettuale prevede la posa di un sistema di drenaggio dell'area di comparto costituito da tubazioni di dimensioni massime contenute entro il DN 1000-1200 mm che recapiteranno ad una dorsale principale posta sul lato Ovest del comparto, anch'essa DN 1000, con recapito finale al fosso lungo Via di Sotto.  
Parallelamente, una nuova dorsale di raccolta e smaltimento delle acque nere deriverà la totalità degli scarichi di origine antropica al sistema misto di Via Cavour previo sollevamento;
  - per mantenere officioso il sistema di drenaggio delle acque meteoriche di comparto, la dorsale DN 1000 sul lato Ovest verrà scaricata in più punti mediante collegamento con 4 bacini di invaso e laminazione delle portate di piena posti in cascata ovvero a quote progressivamente decrescenti, non collegati tra di loro. In tale modo i colmi di portata verranno convenientemente ridotti e contenuti prevedendo un funzionamento in lieve pressione della dorsale in concomitanza del transito dell'onda di piena in corrispondenza del 3° e 4° bacino in serie) che funzionerà dunque da bocca tarata in uscita dal sistema.  
Come di seguito documentato, nell'ambito della presente proposta si va a garantire il non aggravio e miglioramento delle condizioni ante-operam (portata al colmo prevista pari a circa 1,6 mc/s calcolati a valle del comparto Wam lungo il fosso di Via di Sotto), con riferimento ad eventi pluviometrici critici con frequenza secolare.  
Tale valore, diviene il riferimento oltre il quale non è possibile scaricare dal bacino fognario Wam e rappresenta un vincolo progettuale tale da imporre l'adozione e definire il dimensionamento di volumi di invaso atti a contenere le portate meteoriche in esubero.  
Il sistema di laminazione sopra citato sarà costituito da quattro aree depresse di forma allungata per uno sbancamento complessivo di circa 9'000 mc ed un volume utile ricavabile senza provocare rigurgiti significativi in rete di circa 4'500 mc. Il tutto realizzabile per stralci successivi e sufficiente, a regime, a contenere eventi pluviometrici con frequenza secolare con garanzia delle portate massime in uscita e riduzione delle criticità da esondazione della rete rispetto allo stato di fatto.
- il sistema di drenaggio delle acque meteoriche è stato suddiviso in una rete di raccolta dei pluviali provenienti dalle coperture degli edifici, con recapito diretto alla dorsale principale in uscita dal comparto, e in una rete di raccolta delle acque di corrivazione di viabilità e piazzali che – qualora se ne riscontri la necessità in relazione alla destinazione d'uso delle aree – sarà sottesa da adeguato trattamento di sedimentazione e disoleatura prima dello scarico al recapito.

Nel quadro della verifica idraulica delle reti esistenti ed individuazione di una soluzione progettuale idonea alle previste espansioni dell'area si è provveduto a definire e pre-dimensionare gli elementi di potenziamento della rete di drenaggio delle acque meteoriche e a verificarne il funzionamento applicando una metodologia di lavoro largamente consolidata in materia.

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

- **individuazione 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;
- **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'ufficiosa 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, sviluppato dall'EPA statunitense.

## 2. STRUTTURA DELLA RETE DI DRENAGGIO DEL BACINO FOGNARIO WAM ALLO STATO DI FATTO

La rete fognaria a servizio dell'area di comparto esistente è sia di natura separata (soprattutto nei pressi degli edifici) che di natura mista (in relazione alle dorsali principali); è stata sviluppata in modo da derivare verso la fognatura mista di Via Cavour tutti gli scarichi di acque nere e miste e scaricare le portate di piena di origine meteorica al reticolo idrografico superficiale di recapito costituito dal fosso lato Sud di Via di Sotto e quindi al Dugale dell'Oca. Tale scarico ad oggi avviene mediante una serie di più collettori in prevalenza sul lato Ovest di comparto.

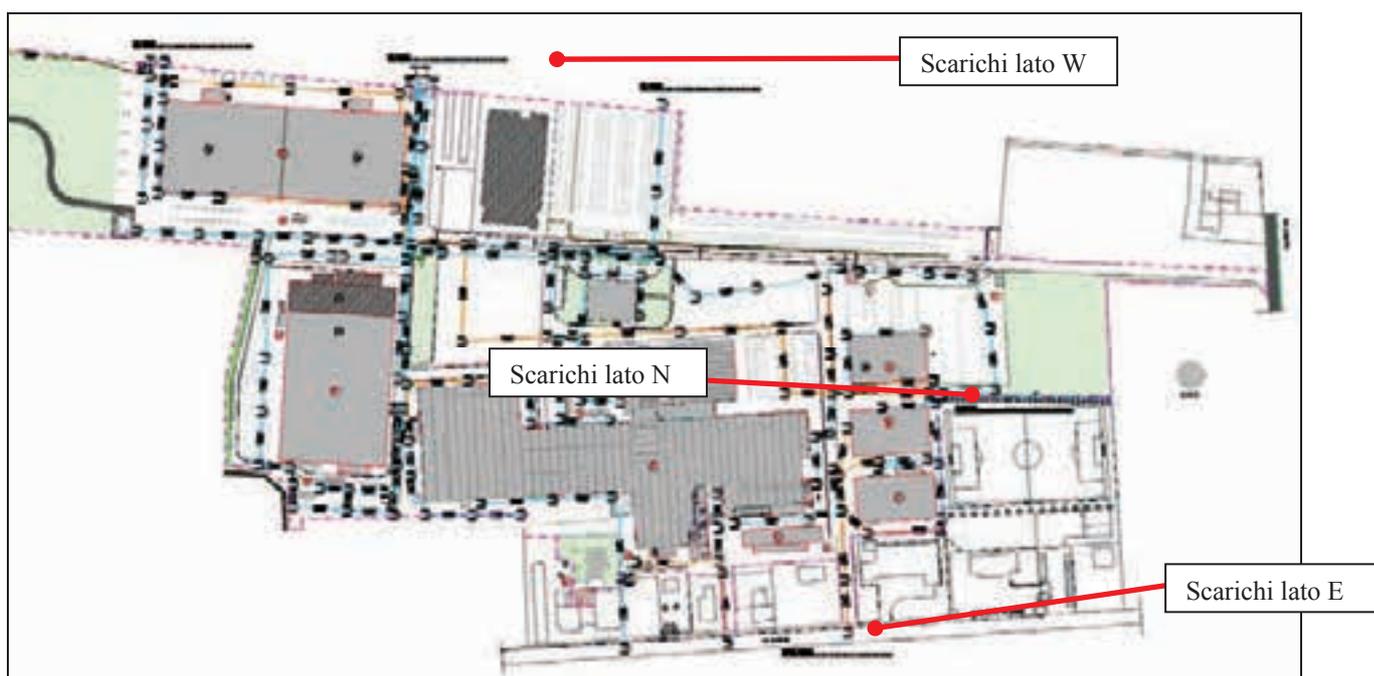


Figura 2 – Lay-out della rete di drenaggio principale a servizio dell'area di comparto esistente (cfr. TAV 06 A di studio).

La dorsale principale percorre l'area prevalentemente da Sud a Nord, raccogliendo gli scarichi delle reti separate e miste.

Il collettore presenta sezioni in PVC di dimensione crescente, dal DN 200 nel tratto di monte (solo raccolta acque nere) al DN 400 proseguendo verso Nord, quindi ricevuti i vari apporti laterali, il collettore prosegue con sezione in CLS DN 600 fino al recapito.

La dorsale fognaria descritta presenta uno sviluppo di circa 900 m sotto la pendenza media di posa dell'1,5 - 2 per mille.

Allo stato di fatto si riscontrano:

- n. 7 scarichi di acque meteoriche sul fosso lato W di comparto (recapito a Via di Sotto);
- n. 2 scarichi di acque meteoriche/miste sul fosso lato N di comparto (recapito a Via di Sotto);
- n. 3 scarichi di acque meteoriche/miste alla fognatura mista lato E di comparto su Via Cavour;

Come premesso, il grado di antropizzazione e conseguente impermeabilizzazione delle aree drenate è enormemente cresciuto nel corso dei decenni e la concausa di eventi pluviometrici sempre più rari ed intensi, unitamente al fatto che le dimensioni dei collettori adibiti allo smaltimento delle portate di origine meteorica sono rimaste invariate, crea un carico idraulico particolarmente elevato lungo tutto lo sviluppo della rete, con rischio di allagamenti superficiali attesi anche in occasione di eventi pluviometrici di intensità non eccezionale.



### **3. STRUTTURA DELLA RETE DI DRENAGGIO DEL BACINO FOGNARIO WAM ALLO STATO DI PROGETTO**

Come già premesso, si manifesta la necessità di risolvere la criticità idraulica dell'area mediante un duplice approccio:

- potenziamento della capacità idraulica della dorsale principale della rete fognaria di bacino.
- realizzazione di un sistema di laminazione delle portate di piena scaricate nel fosso lato Sud di Via di Sotto, utile a ridurre i colmi di portata lungo il percorso fino al Dugale dell'Oca.

Si verifica che le portate di piena generate dal bacino allo stato di progetto di frequenza ventennale sono dell'ordine dei 3,5 mc/s (coefficiente udometrico pari a circa 200 l/s ha per  $16,7+1,1=17,8$  ha di superficie territoriale complessiva), a fronte dei circa 2,6 mc/s, di cui 2,15 scaricati lungo Via di Sotto e 0,45 lungo Via Cavour, complessivamente scaricati dal comparto allo stato di fatto.

Tale incremento si deve alle nuove aree impermeabilizzate previste unitamente al fatto che il potenziamento della rete determina minori esondazioni superficiali sulle aree adibite a strade e piazzali ed uno smaltimento più diretto della corrivazione verso il recapito.

La proposta progettuale prevede dunque:

- la posa di un sistema di drenaggio dell'area di comparto costituito da tubazioni di dimensioni massime contenute entro il DN 1000-1200 mm che recapiteranno ad una dorsale principale posta sul lato Ovest del comparto, anch'essa DN 1000, con recapito finale al fosso lungo Via di Sotto;
- lo scarico della dorsale DN 1000 sul lato Ovest in più punti mediante collegamento con 4 bacini di invaso e laminazione delle portate di piena posti in cascata a quote progressivamente decrescenti. In tale modo i colmi di portata verranno convenientemente ridotti e contenuti prevedendo un funzionamento in lieve pressione dell'ultimo tratto di dorsale (in corrispondenza del 3°-4° bacino in serie) che funzionerà dunque da bocca tarata in uscita dal sistema. Si va a garantire il non aggravio e miglioramento delle condizioni ante-operam (portata al colmo prevista pari a circa 1,6 mc/s calcolati a valle del comparto Wam lungo il fosso di Via di Sotto), con riferimento ad eventi pluviometrici critici con frequenza secolare. Il sistema di laminazione sopra citato sarà costituito da quattro aree depresse di forma allungata (due di dimensioni 265 x 8 circa, altre due di 265 x 8 circa per una profondità massima di 2 m) per uno sbancamento complessivo di circa 9'000 mc ed un volume utile ricavabile di circa 4'500 mc. Il tutto realizzabile per stralci successivi e sufficiente, a regime, a contenere eventi pluviometrici con frequenza secolare con garanzia delle portate massime in uscita e riduzione delle criticità da esondazione della rete rispetto allo stato di fatto.

Pare importante, al presente livello di studio, definire una soluzione che possa eventualmente essere realizzata per stralci funzionali successivi e non necessariamente a partire da valle verso monte (la dorsale DN 1000 si prevede sia scaricata in più punti in corrispondenza di bacini consecutivi e separati). Da notare, infine, l'estrema modularità e flessibilità del sistema previsto: sarà possibile in fase realizzativa e anche successivamente in fase di gestione limitare più o meno il deflusso attraverso la dorsale principale mediante l'azionamento di idonee strozzature attivando di conseguenza in modo proporzionale l'invaso dei volumi di piena all'interno delle vasche.

Un'eventuale realizzazione per stralci del sistema di laminazione delle portate generale potrà costituire in fase transitoria il sistema di drenaggio in invarianza idraulica del solo nuovo lotto che potrà laminare le portate generatesi nel volume interno del manufatto.

Si aggiunge che potranno essere definite ulteriori fasi transitorie di realizzazione e funzionamento parziale del sistema.



Figura 4 – Lay-out della rete di drenaggio principale a servizio dell’area di comparto in progetto.

	Acque bianche	Acque grigie	Acque nere	Acque grigie area cessione
	Lunghezza (m)	Lunghezza (m)	Lunghezza (m)	Lunghezza (m)
PEAD DN 110			88.00	
PVC 200			1287.00	
PVC 250	369.00		662.00	
PVC 315	1118.00	2418.00	646.00	
PVC 400	746.00	971.00	13.00	8.00
PVC 500	352.00	440.00		
PVC 630	204.00	449.00		317.00
CLS 800	184.00	392.00		
CLS 1000	824.00	414.00		
CLS 1200		88.00		
<b>Comparto</b>	<b>3797.00</b>	<b>5172.00</b>	<b>2696.00</b>	<b>325.00</b>
				<b>Lunghezza (m)</b>
				<b>11990.00</b>

Tabella 1 – Caratteristiche idrauliche modellizzate della rete fognaria allo stato di progetto.

## 4. SISTEMA DI DRENAGGIO DELLE ACQUE METEORICHE

### 4.1. *Elementi di idrologia*

#### 4.1.1 Piogge intense

La rete di drenaggio del bacino urbano oggetto di studio, per dimensioni e caratteristiche plano-altimetriche, è destinata ad essere messa in crisi da piogge di forte intensità e breve durata.

Il tempo di corrivazione di detto bacino si determina 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.

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 oggetto. Per la velocità di percorrenza delle porte di piena 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 si è fatto riferimento alla geometria effettiva della rete ( $L_{max}$  pari a circa 1200 m).

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

$$T_c = \frac{L}{v} = \frac{1200}{1} = 20 \text{ minuti}$$

Si è scelto di considerare per il bacino in oggetto, ai fini del dimensionamento e verifica della rete di drenaggio, un **tempo di corrivazione complessivo di 30 minuti**.

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 in oggetto sono destinate a mandare in crisi il sistema di drenaggio esistente/di progetto.

L'analisi statistica delle precipitazioni di forte intensità e breve durata condotta sul territorio della Provincia di Modena ha portato all'individuazione dei seguenti valori dei parametri della curva di possibilità climatica validi per il territorio oggetto di interesse:

<i>Tempo Ritorno</i>	<i>a1 (mm/h)</i>	<i>n1</i>	<i>a2 (mm/h)</i>	<i>n2</i>	
<i>[anni]</i>	<i>[t&lt;1 h]</i>	<i>[t&lt;1 h]</i>	<i>[t&gt;1 h]</i>	<i>[t&gt;1 h]</i>	
2	23.5		0.355	22.2	0.300
5	33.2		0.345	31.1	0.263
10	39.5		0.342	36.9	0.245
20	45.6		0.340	42.5	0.235
50	53.5		0.339	49.8	0.245
100	59.4		0.338	55.3	0.216

Tabella 2 – Parametri della curva di possibilità climatica valida sul territorio della Provincia di Modena (PTCP).

Supponendo quindi un tempo di pioggia di 30 minuti ovvero prossimo al tempo di corrivazione del bacino destinato ad ospitare la rete di drenaggio dell'insediamento in progetto, applicando la relazione che lega altezza di pioggia a durata della medesima per dimensionamento e verifica della rete (TR=20 anni) si ottiene:

<b>d (h)</b>	0,50
<b>T (anni)</b>	<b>h (mm)</b>
20	36.0

portati a 40 mm a titolo di maggiore cautela.

Supponendo quindi un tempo di pioggia di 60 minuti, applicando la relazione che lega altezza di pioggia a durata della medesima per un dimensionamento del bacino di laminazione con le simulazioni in moto vario (TR=100 anni) si ottiene:

<b>d (h)</b>	1,00
<b>T (anni)</b>	<b>h (mm)</b>
100	59.4

portati a 60 mm.

I risultati delle simulazioni di tali due scenari – ritenuti maggiormente significativi in relazione al dimensionamento rispettivamente della rete e delle vasche – sono riportati nel seguito della relazione.

In accordo con i tecnici Aimag coinvolti, per dimensionare e verificare la rete in oggetto si è ritenuto opportuno adottare anche uno ietogramma sintetico “tipo Chicago” con tempo di ritorno decennale di durata pari a 4 ore, come da dati forniti (Aimag spa) da porre a confronto con i due rettangolari sopra descritti:

luglio 2007

TR = 10 anni

	d < 1 h	d > 1 h
a =	47.246	47.246
n =	0.3464	0.2755

durata (ore)	durata (min)	Altezza (mm)	Intensita' (mm/h)
0.08	5	20.0	239.7
0.17	10	25.4	152.4
0.25	15	29.2	116.9
0.33	20	32.3	96.9
0.50	30	37.2	74.3
0.75	45	42.8	57.0
1.00	60	47.2	47.2
2.00	120	57.2	28.6
4.00	240	69.2	17.3

Tabella 3 – Parametri della curva di possibilità climatica adottata da Aimag spa sul territorio gestito.

luglio 2007	
TR = 10 anni	
ora	intensita' (mm/h)
0.00	5
0.05	5
0.10	6
0.15	6
0.20	7
0.25	7
0.30	8
0.35	9
0.40	11
0.45	16
0.50	22
0.55	36
1.00	186
1.05	119
1.10	70
1.15	29
1.20	23
1.25	20
1.30	17
1.35	16
1.40	14
1.45	13
1.50	12
1.55	11
2.00	10
2.05	10
2.10	9
2.15	9
2.20	9
2.25	8
2.30	8
2.35	8
2.40	7
2.45	7
2.50	7
2.55	7
3.00	6
3.05	6
3.10	6
3.15	6
3.20	6
3.25	6
3.30	5
3.35	5
3.40	5
3.45	5
3.50	5
3.55	5

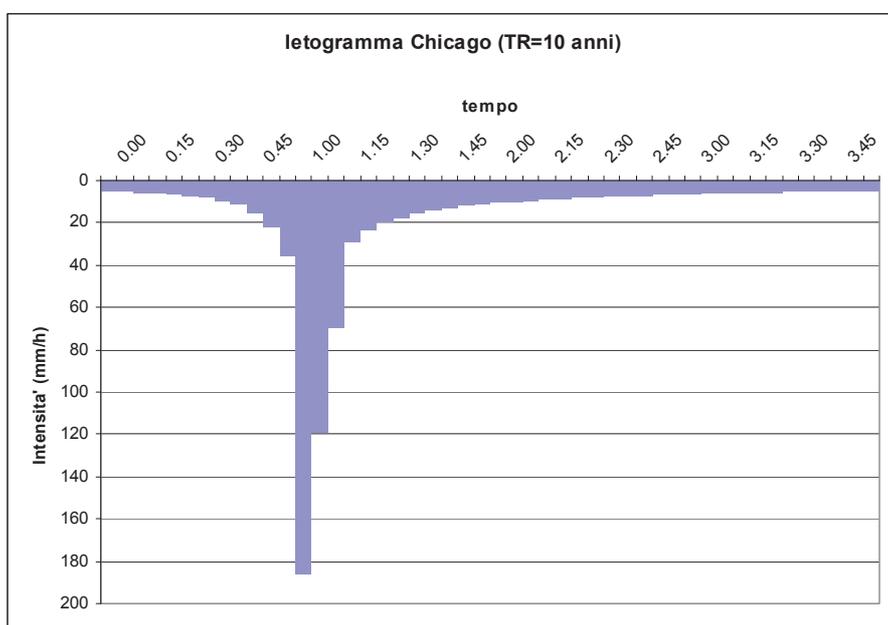


Tabella 4 – Ietogramma "tipo Chicago" adottato da Aimag spa per il dimensionamento/verifica della rete.

Tale ietogramma è stato impiegato per il dimensionamento/verifica della rete affinché proponesse le intensità di picco proprie di un Chicago, essendo maggiormente severo rispetto ad uno ietogramma rettangolare. Come si vedrà in seguito si è rivelato essere il più gravoso per il dimensionamento/verifica delle condotte, mentre per il dimensionamento/verifica degli invasi la massima sollecitazione si è avuta adottando lo ietogramma rettangolare TR 100 e TP = 60 min.

#### 4.1.2 Caratteristiche del bacino fognario

Complessivamente l'area del bacino fognario Wam, drenato dalla rete fognaria recapitante in maggior parte nel fosso lato Sud di Via di Sotto e in misura minore nella fognatura di Via Cavour, è pari a 17,4 ha circa allo stato di fatto e 18,7 ha allo stato di progetto.

Di seguito vengono riportati i parametri idrologici significativi relativi al bacino oggetto di verifica, sia allo stato di fatto che tenendo conto delle previsioni urbanistiche di prossima realizzazione.

##### STATO DI FATTO

	Sottobacino impermeabilizzato	Sottobacino permeabile		Bacino tot
Sup. (ha)	12.3	5.1		17.4
$\varphi$	0.85	0.05		0.62

##### STATO DI PROGETTO

	Sottobacino impermeabilizzato	Sottobacino permeabile		Bacino tot
Sup. (ha)	17	1.7		18.7
$\varphi$	0.85	0.05		0.78

Tabella 3 – Parametri idrologici significativi relativi al bacino oggetto di verifica.

Per quanto attiene la formazione dell'onda di piena, il bacino interviene attraverso il grado di permeabilità e capacità invaso delle depressioni superficiali, nonché attraverso i tempi di corrivazione.

In riferimento al primo di tali due aspetti, non tutto il volume affluito durante una precipitazione giunge alla rete idrica superficiale: vi sono infatti fenomeni idrologici legati all'infiltrazione, all'evaporazione 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 " $\varphi$ " detto coefficiente di deflusso, il cui valore può essere compreso tra 0 e 1 ed esprime la quota parte di volume affluito durante una precipitazione che giunge effettivamente alla rete idrica superficiale senza disperdersi.

Detto coefficiente è stato stimato partendo dalle stime del rapporto tra il totale della superficie drenata e quanto di questo è e verrà impermeabilizzato, giungendo così ad un valore medio  $\varphi = 0,62$  (stato di fatto) e 0,78 (con previsioni urbanistiche) supponendo così che il 62% (78%) del piovuto sarà smaltito dal reticolo di drenaggio urbano, mentre il restante 38% (22%) continuerà a percolare in falda freatica.

## 4.2. Verifica idraulica e dimensionamento della rete di drenaggio delle acque meteoriche

L'approccio metodologico seguito ha portato a verificare la rete allo stato di fatto, dimensionare gli interventi di potenziamento della 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 e degli altri dispositivi idraulici verificandone l'efficienza a fronte di eventi pluviometrici sintetici di frequenza decennale.

### 4.2.1 Dimensionamento preliminare

Al fine di procedere ad un dimensionamento delle condotte di drenaggio delle acque meteoriche in progetto 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 Gauckler-Strickler.

### 4.2.2 Verifica tramite modello

Il sistema fognario oggetto di analisi 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, è un software complesso in grado di simulare il movimento della precipitazione meteorica e degli inquinanti da essa veicolati dalla superficie del bacino alla rete di canali e condotte che costituiscono il sistema di drenaggio.

In linea generale *SWMM* è stato concepito per modellare in termini qualitativi e quantitativi tutti i processi che si innescano nel ciclo idrologico.

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.

Il blocco *Runoff* è il primo passo fondamentale per il lancio di una simulazione di *SWMM*. Questo blocco riceve in input lo ietogramma definito dall'utente (intensità di pioggia/tempo o precipitazione totale in mm/tempo). *Runoff* analizza il processo afflussi-deflussi utilizzando un approccio basato sulla tecnica di serbatoi non lineari; viene chiaramente analizzato anche il processo di infiltrazione e di evaporazione per arrivare ad ottenere come risultato l'idrogramma in ogni ramo del reticolo di fognatura. Il blocco può essere lanciato per periodi temporali che vanno dai minuti agli anni.

Il blocco *Extran (Extended Transport)* è sostanzialmente il cuore idraulico di *SWMM* e consente di modellare la propagazione dei deflussi all'interno della rete mediante la risoluzione delle equazioni di De Saint Venant in forma completa.

*Extran* è il modulo di calcolo più completo per la simulazione di reti ad albero o magliate; vengono modellati anche fenomeni di rigurgito, moti a pelo libero e in pressione, inversioni del flusso nei rami. I recapiti possono essere modellati sia come sbocchi liberi che vincolati.

Tali caratteristiche risultano di fondamentale importanza nell'ambito del presente studio: ci si trova infatti nella situazione di dover verificare la rete a seguito di eventi pluviometrici intensi e in grado di determinare fenomeni di rigurgito e condizioni di funzionamento in pressione. *Extran* utilizza una descrizione topologica della rete basata su una geometria rami-nodi. I rami e i nodi hanno proprietà specifiche che, combinate fra loro, consentono la rappresentazione idraulica dell'intera rete di deflusso. I rami sono sostanzialmente i condotti della rete e consentono di propagare le portate da un nodo all'altro; i nodi sono la rappresentazione dei pozzetti presenti nel sistema fisico. Nei nodi vengono localizzate le portate in ingresso (provenienti da *Runoff* in termini di idrogrammi di piena generati a partire dal modello afflussi-deflussi) e le portate in uscita dalla rete.

Tale descrizione topologica della rete è rappresentata negli elaborati grafici di planimetria e viene riportata numericamente nei tabulati di output.

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.

I risultati numerici nodo per nodo e ramo per ramo vengono riportati nelle tabelle allegate relative alle simulazioni effettuate con le precipitazioni di progetto ritenute significative nel dimensionamento di collettori e volume di laminazione.

L'allegato alla relazione presenta anche il riassunto dei valori idrologici per ogni singolo sottobacino costituente l'area modellizzata, nonché le verifiche di continuità sui volumi in gioco.

Nella medesima appendice si evince come il sistema di drenaggio allo studio allo stato di fatto, sottoposto ad una precipitazione con ietogramma sintetico con  $T_r=10$  anni, presenta fenomeni di sofferenza idraulica accentuati (sovraccarico della rete e esondazioni superficiali diffuse).

Allo stato di progetto, avendo previsto il potenziamento della rete e la realizzazione del volume di laminazione delle portate, vengono limitati i fenomeni di sovraccarico della rete ed eliminate le esondazioni nei confronti di un evento pluviometrico sintetico di frequenza ventennale / secolare. Inoltre vengono garantite buone condizioni di capacità idraulica della rete di recapito dei nuovi scarichi delle lottizzazioni.

### 4.3. Scenari considerati e risultati ottenuti

Per consentire una corretta modellazione del sistema idraulico in oggetto sono state effettuate differenti ipotesi di funzionamento ed esercizio così da consentire una verifica più accurata dello stato di fatto della rete e un dimensionamento più efficace dei diversi manufatti utili al drenaggio del bacino allo stato di progetto, recapitando le acque al sistema ricettore con valori di portata congrui alla capacità di smaltimento residua dello stesso e senza che si verificano significativi fenomeni di esondazione superficiale in corrispondenza del transito dei picchi di piena in rete.

Per gli esiti della verifica della rete fognaria del bacino WAM allo stato di fatto si rimanda allo studio effettuato dagli scriventi nel Gennaio 2012.

Come anticipato, è stata verificata la rete fognaria del bacino WAM allo stato di progetto adottando le piogge sintetiche:

c.p.c.	ietogramma	Tr	durata (min)	criticità (min)
Prov. MO	rettangolare	20	30	rete
Prov. MO	rettangolare	100	60	vasche
Aimag	Chicago	10	240	rete/vasche

A titolo di esempio si riporta nel grafico sottostante un confronto tra idrogrammi generati nel medesimo ramo di fognatura (n. 232 acque piazzale a monte del bacino n. 1) per differenti pattern sintetici di pioggia. E' possibile verificare che il colmo di portata più accentuato si ha per lo ietogramma Chicago che si rivela dunque il più gravoso per il dimensionamento della rete di condotte.

Portate ramo 232 (acque piazzale a vasca n. 1) - Confronto idrogrammi per differenti pattern di pioggia sintetiche

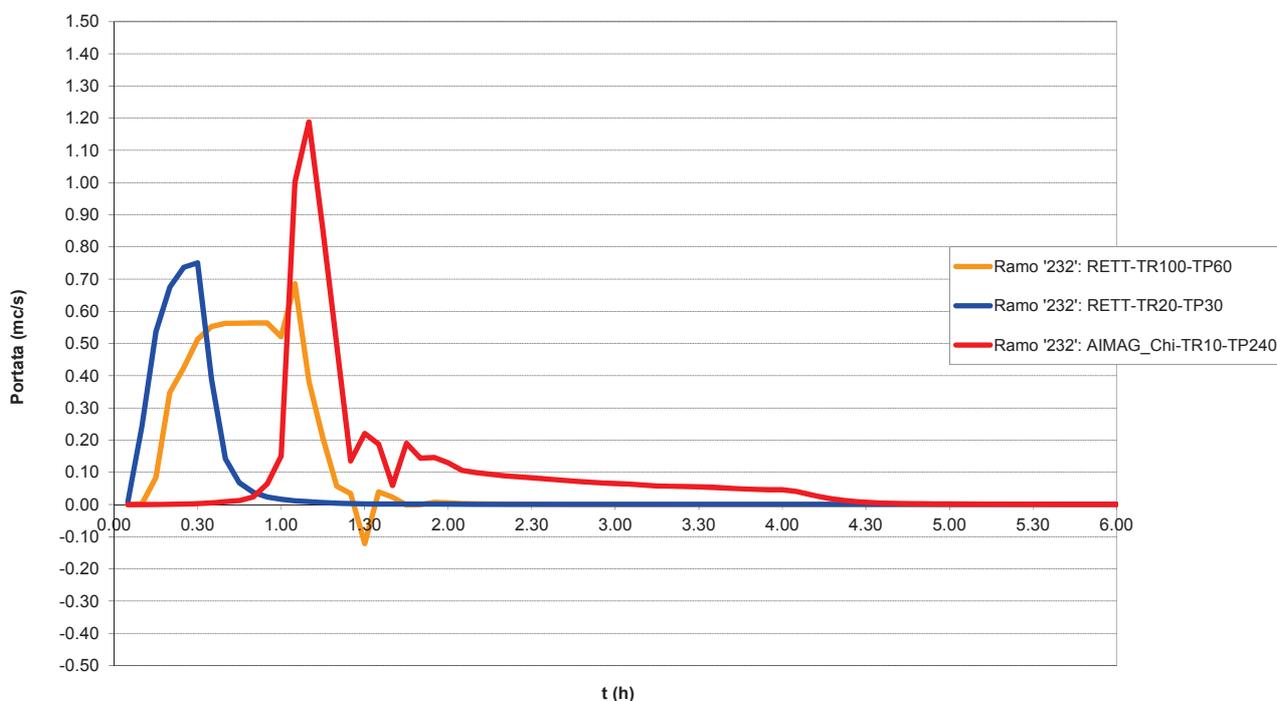


Grafico 0.1 – Confronto idrogrammi per differenti pattern di pioggia sintetiche.

Di seguito si riporta un confronto tra quota in vasca (n. 236 bacino n. 1) per differenti pattern sintetici di pioggia.

E' possibile verificare che il tirante idrico maggiore si ha per lo ietogramma rettangolare TR100 TP60 che si rivela dunque il più gravoso per il dimensionamento dell'invaso.

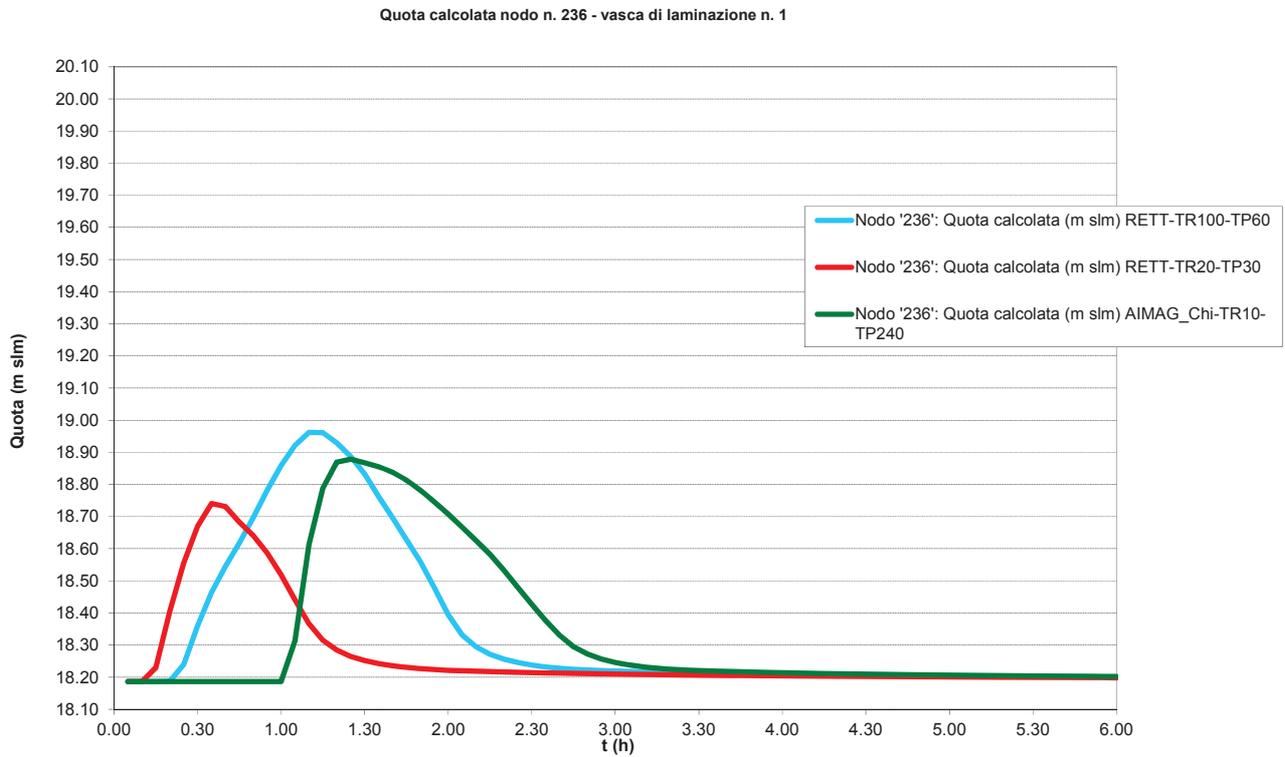


Grafico 0.2 – Livello idrico (quota assoluta in m slm) calcolato nella vasca di laminazione n.1 per differenti pattern di pioggia.

### 4.3.1 Dorsale principale e bacini di laminazione

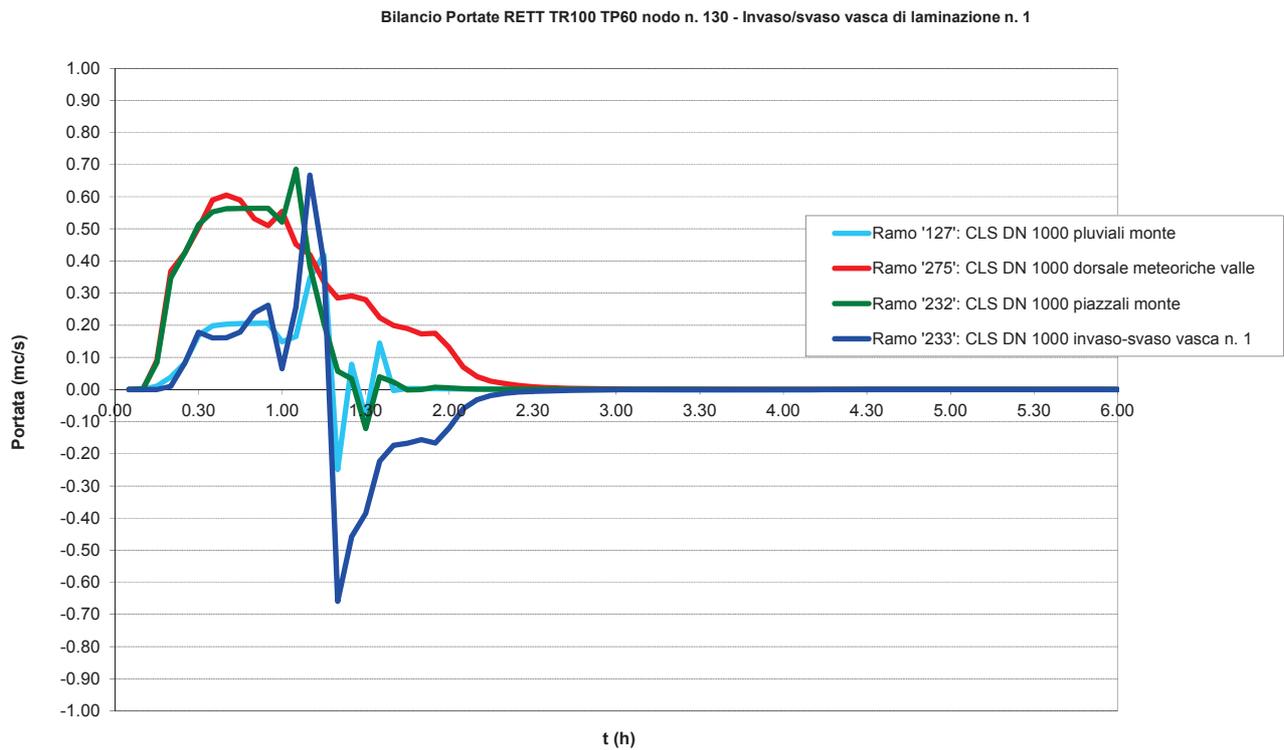


Gráfico 1A – Portate calcolate al nodo di invaso / svaso vasca di laminazione n.1 (partendo da Sud-monte).

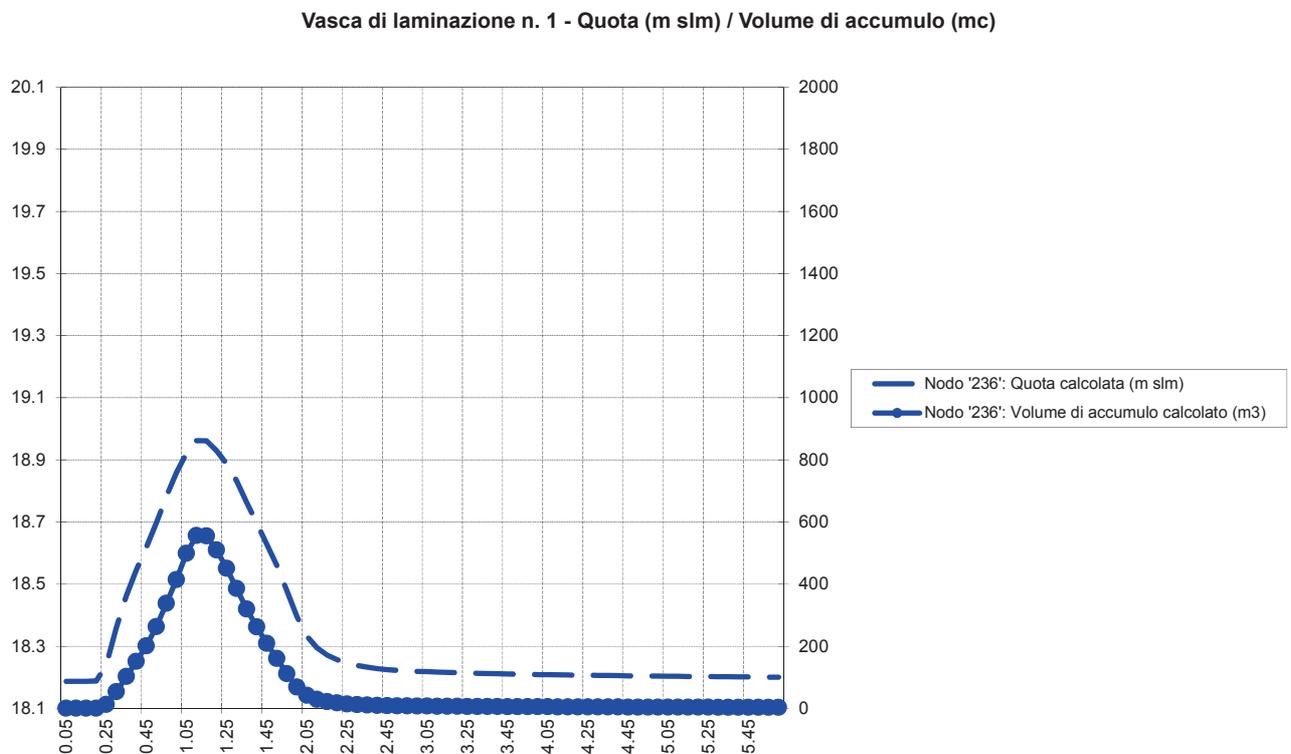


Gráfico 1B – Livello idrico (quota assoluta in m slm) e relativo volume accumulato (mc) calcolati nella vasca di laminazione n.1.

Bilancio Portate RETT TR100 TP60 nodo n. 138 - Invaso/svaso vasca di laminazione n. 2

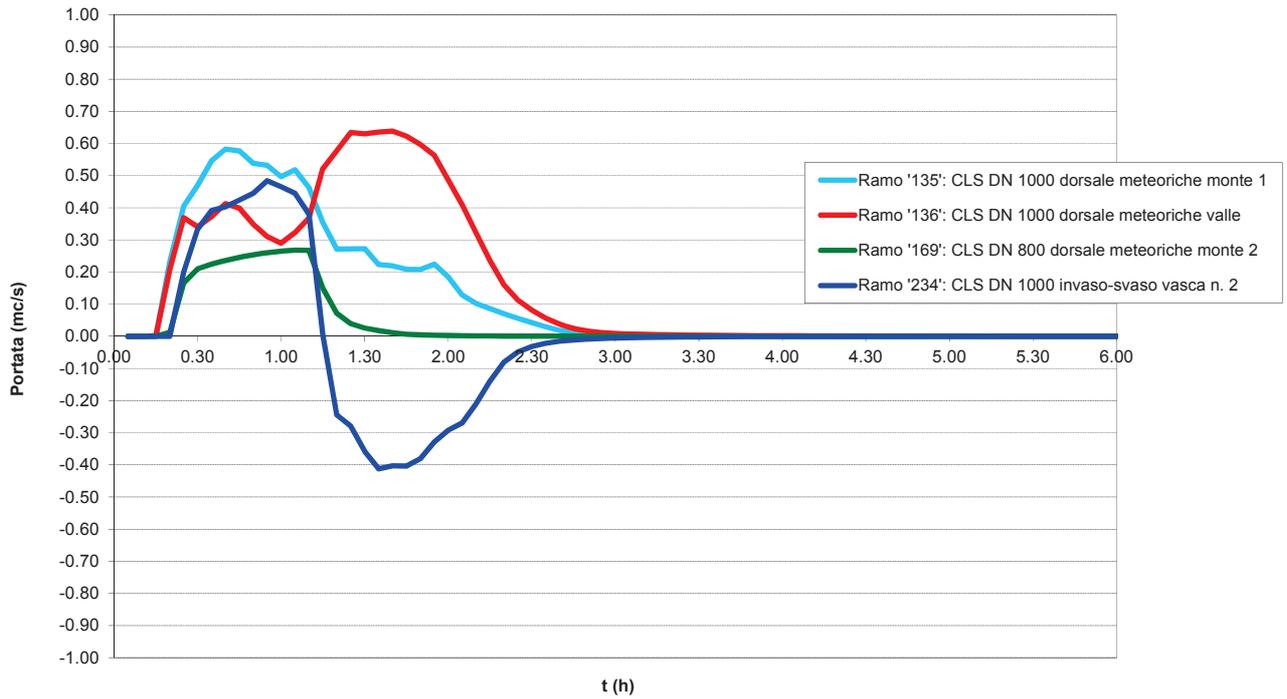


Grafico 2A – Portate calcolate al nodo di invaso / svaso vasca di laminazione n.2 (partendo da Sud-monte).

Vasca di laminazione n. 2 - Quota (m slm) / Volume di accumulo (mc)

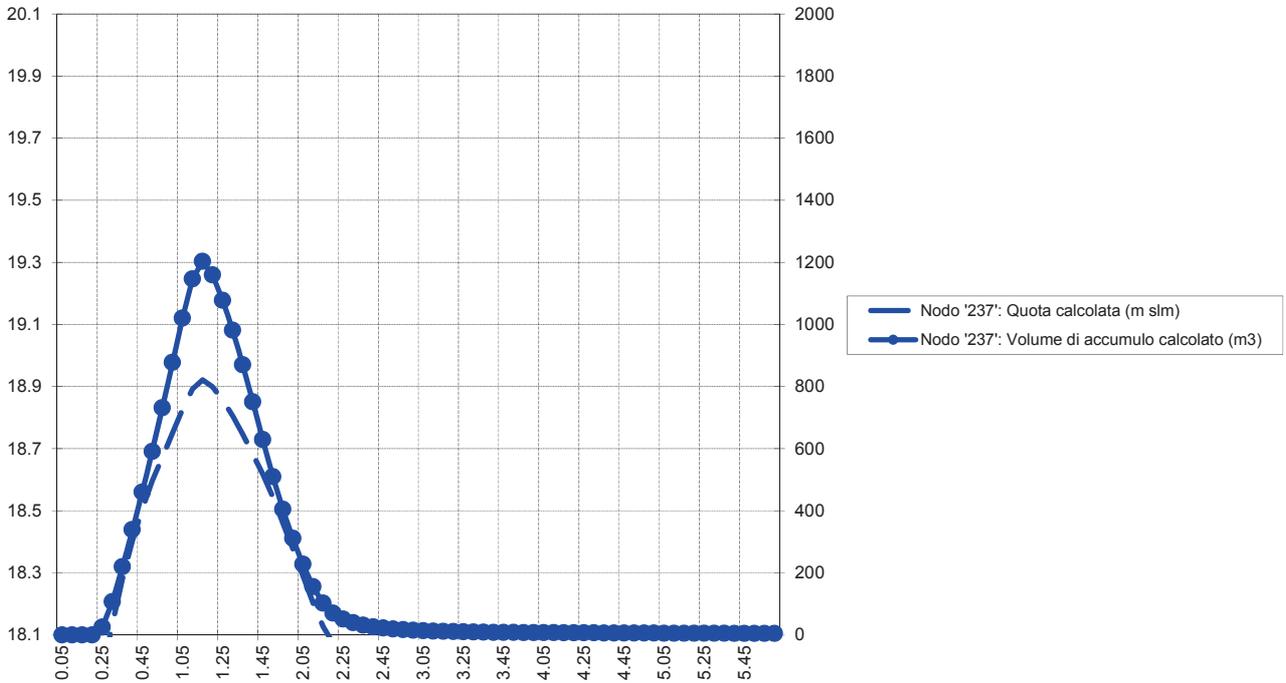


Grafico 2B – Livello idrico (quota assoluta in m slm) e relativo volume accumulato (mc) calcolati nella vasca di laminazione n.2.

Bilancio Portate RETT TR100 TP60 nodo n. 144 - Invaso/svaso vasca di laminazione n. 3

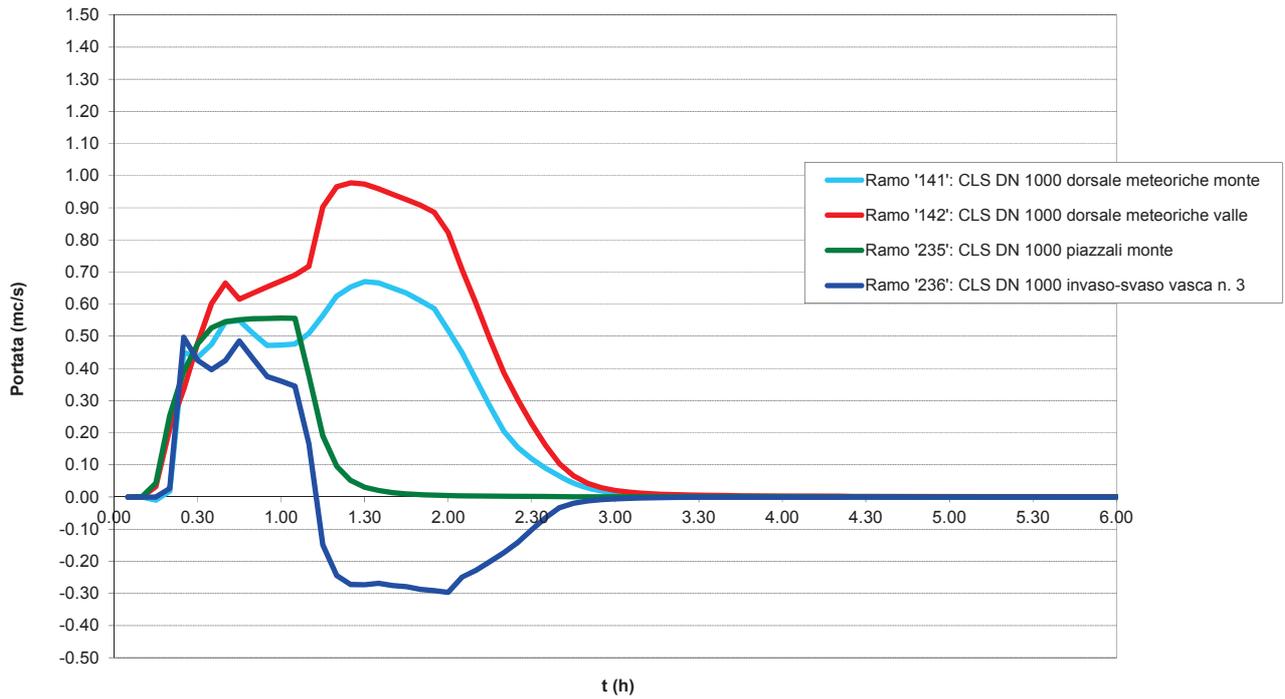


Grafico 3A – Portate calcolate al nodo di invaso / svaso vasca di laminazione n.3 (partendo da Sud-monte).

Vasca di laminazione n. 3 - Quota (m slm) / Volume di accumulo (mc)

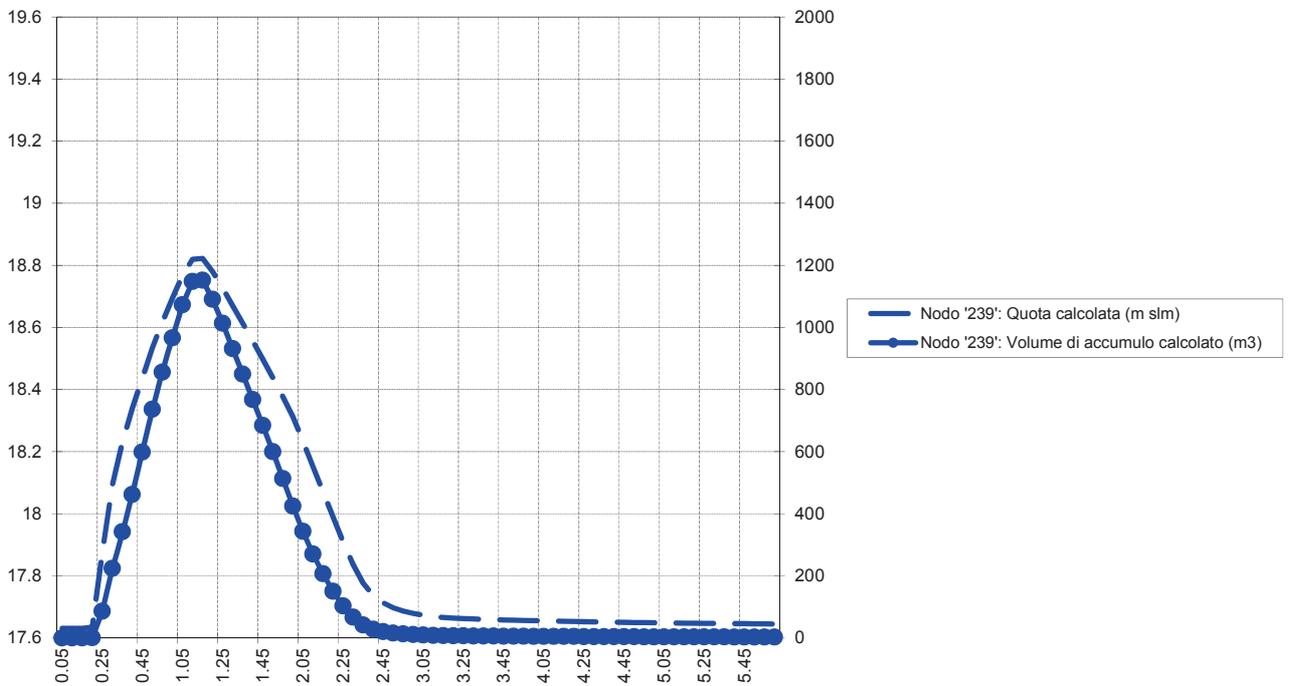


Grafico 3B – Livello idrico (quota assoluta in m slm) e relativo volume accumulato (mc) calcolati nella vasca di laminazione n.3.

Bilancio Portate RETT TR100 TP60 nodo n. 153 - Invaso/svaso vasca di laminazione n. 4

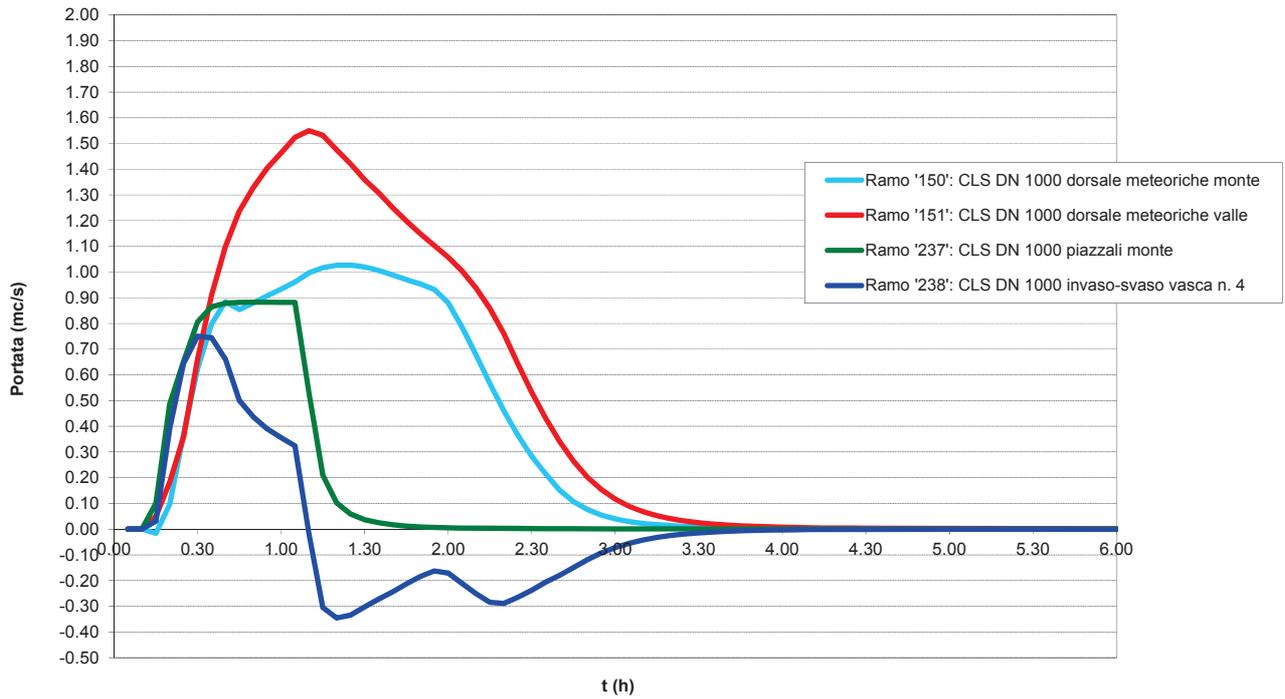


Grafico 4A – Portate calcolate al nodo di invaso / svaso vasca di laminazione n.4 (partendo da Sud-monte).

Vasca di laminazione n. 4 - Quota (m slm) / Volume di accumulo (mc)

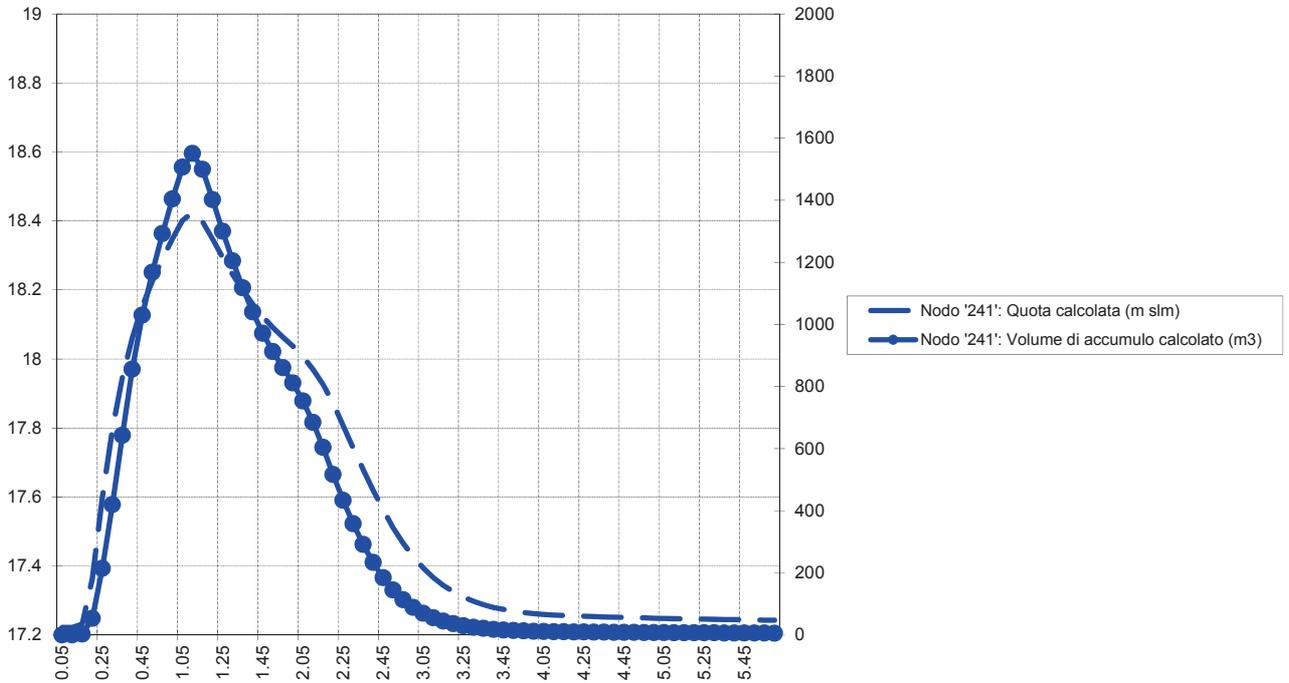


Grafico 4B – Livello idrico (quota assoluta in m slm) e relativo volume accumulato (mc) calcolati nella vasca di laminazione n.4.

In base al modello idraulico adottato come base per successive elaborazioni, che potranno essere specificatamente condotte in fase esecutiva di progettazione, in corrispondenza di ogni nodo di invaso-svaso dei bacini collegati alla dorsale principale non sono previste strozzature sulla condotta DN 1000 di valle.

La limitazione della portata smaltita – più marcata man mano che si procede verso il recapito – è determinata dal diametro nominale della condotta: ad esempio le portate massime calcolate verso valle nei 4 punti investigati non superano rispettivamente gli 0,6 – 0,7 – - 1,0 - 1,5 mc/s; i relativi livelli idrici calcolati in vasca raggiungono i 70 – 80 – 120 – 120 cm; i volumi massimi invasati raggiungono i 600+1200+1150+1550 = 4500 mc circa (pari a 250 mc / ha territoriale di comparto). La capacità di accumulo residua del sistema garantisce però performances ancora migliori (ovvero portate massime in uscita più contenute e volume invasato maggiore) inserendo strozzature appositamente tarate sulle condotte di valle.

### 4.3.2 Altri scarichi

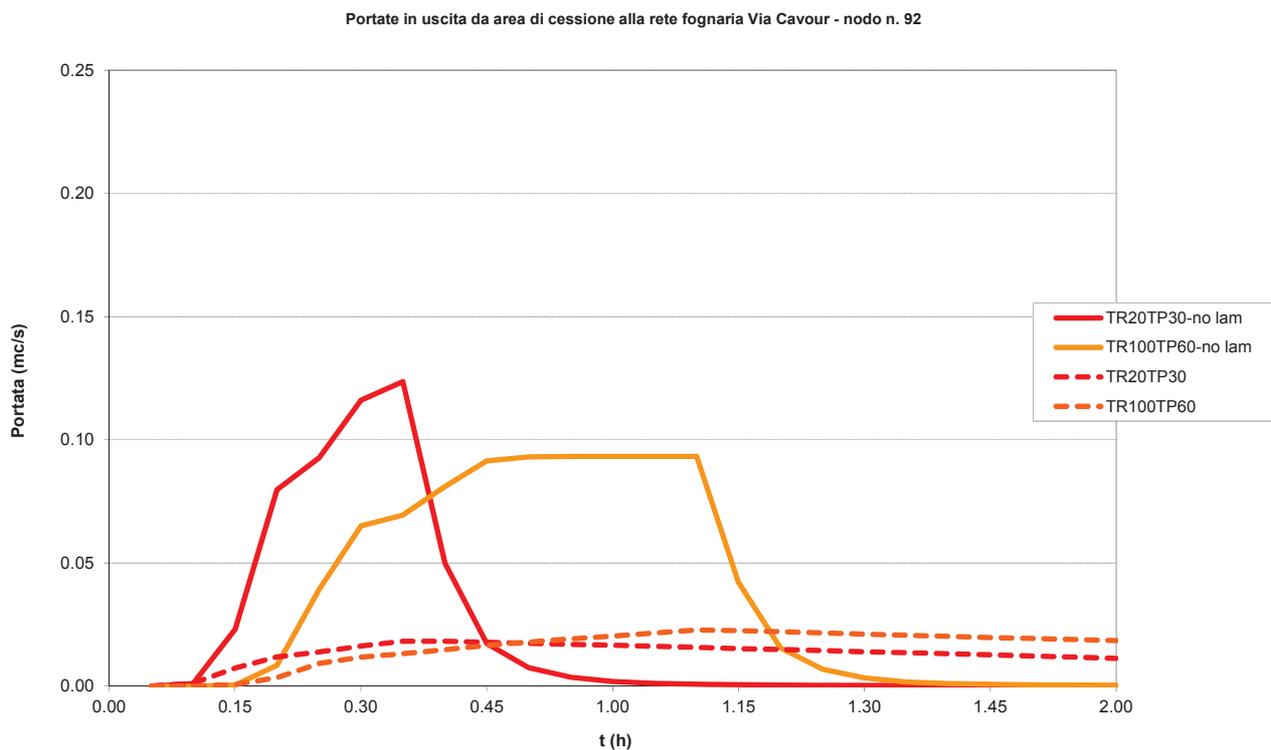


Grafico 5A – Portate in uscita dall’area di parcheggio in assenza di bocca tarata (tratto continuo idrogrammi) a confronto con le stesse in presenza di bocca tarata (tratteggiato).

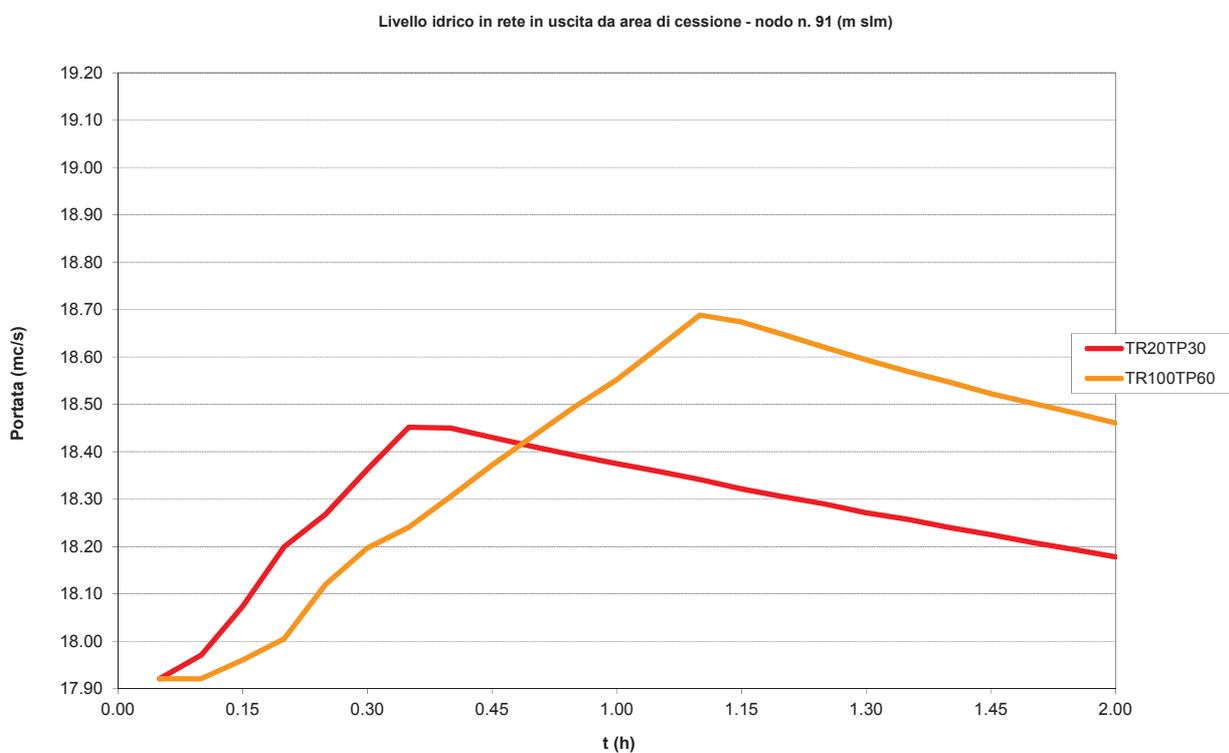


Grafico 5B – Livello idrico (quota assoluta in m slm) calcolato nella vasca di laminazione costituita dalla rete di condotte del parcheggio pubblico.

In assenza di regolazione della portata con bocca tarata, si calcolano circa 120 l/s al colmo che verrebbero scaricati alla fognatura mista DN 600 di Via Cavour.

Con opportuna regolazione gli scarichi in pubblica fognatura vengono contenuti entro 20 l/s circa, accumulando temporaneamente il volume di piena all'interno della rete di collettori DN 800 a servizio del parcheggio.

N.B. Nella presente fase di progettazione viene proposta la soluzione DN 800 – 20 l/s in uscita quale migliore compromesso costi-benefici, tenuta in debita considerazione la sfavorevole altimetria dell'area (scorrimento recapito fognario di Via Cavour a -1,10 m dal piano stradale).

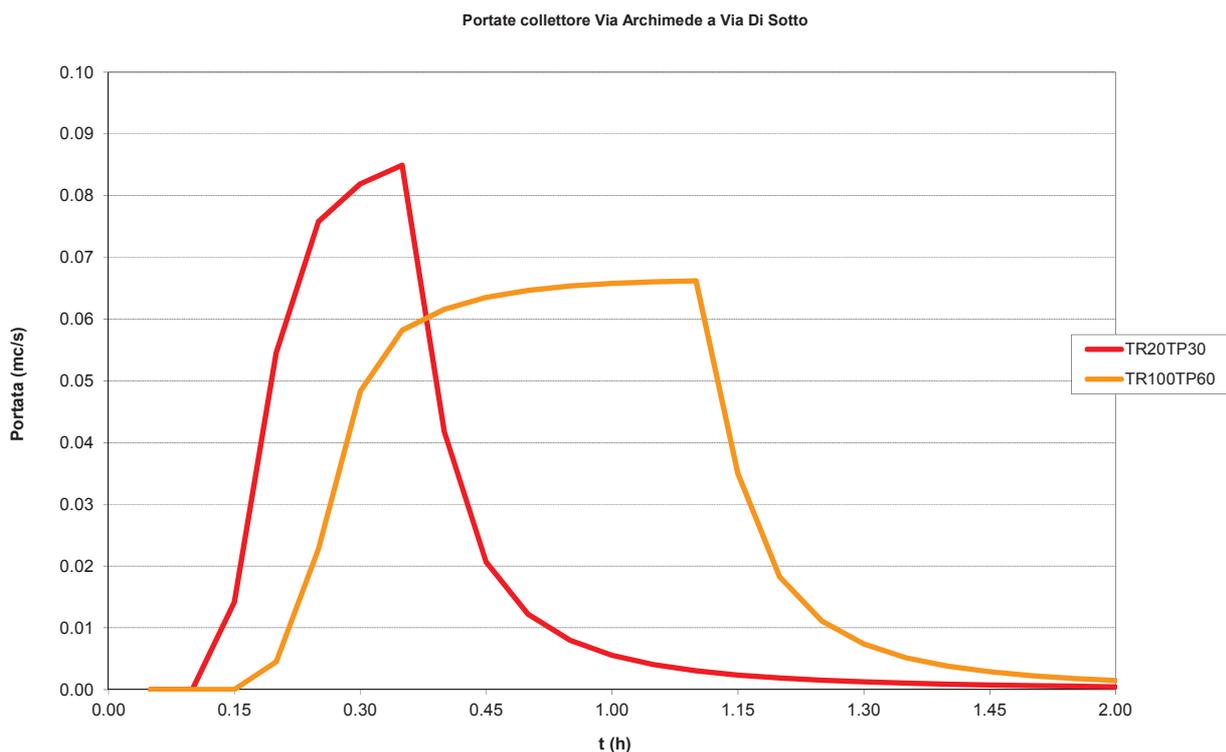


Gráfico 6 – Portate in uscita da Via Archimede a Via di Sotto.

Come evidente dall'ultimo gráfico, le portate di origine meteorica provenienti dal tratto di strada in questione saranno direttamente scaricate nel fosso di Via di Sotto, non potendo essere convenientemente collettate al sistema di laminazione generale di comparto a causa di condizioni altimetriche sfavorevoli.

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

I tubi in PVC saranno conformi a norma UNI EN 1401-1 tipo SN8 – SDR34, diametro esterno compreso tra 315 e 630 mm. Le condotte in PVC verranno posate come da tavola dei particolari costruttivi allegata: è previsto letto, rinfiaccio e primi 15 cm di ricoprimento in sabbietta 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.

In fase esecutiva di progettazione saranno definite livellette di posa tali da garantire 85 cm di ricoprimento sul cielo della tubazione; nel caso lo spessore complessivo dello strato di ricoprimento sottostante i percorsi carrabili sia inferiore ad 85 cm, dovrà essere interposta sotto la pavimentazione stradale soletta di cls armata di ripartizione dei carichi.

Le condotte DN 800 – 1000 - 1200 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.

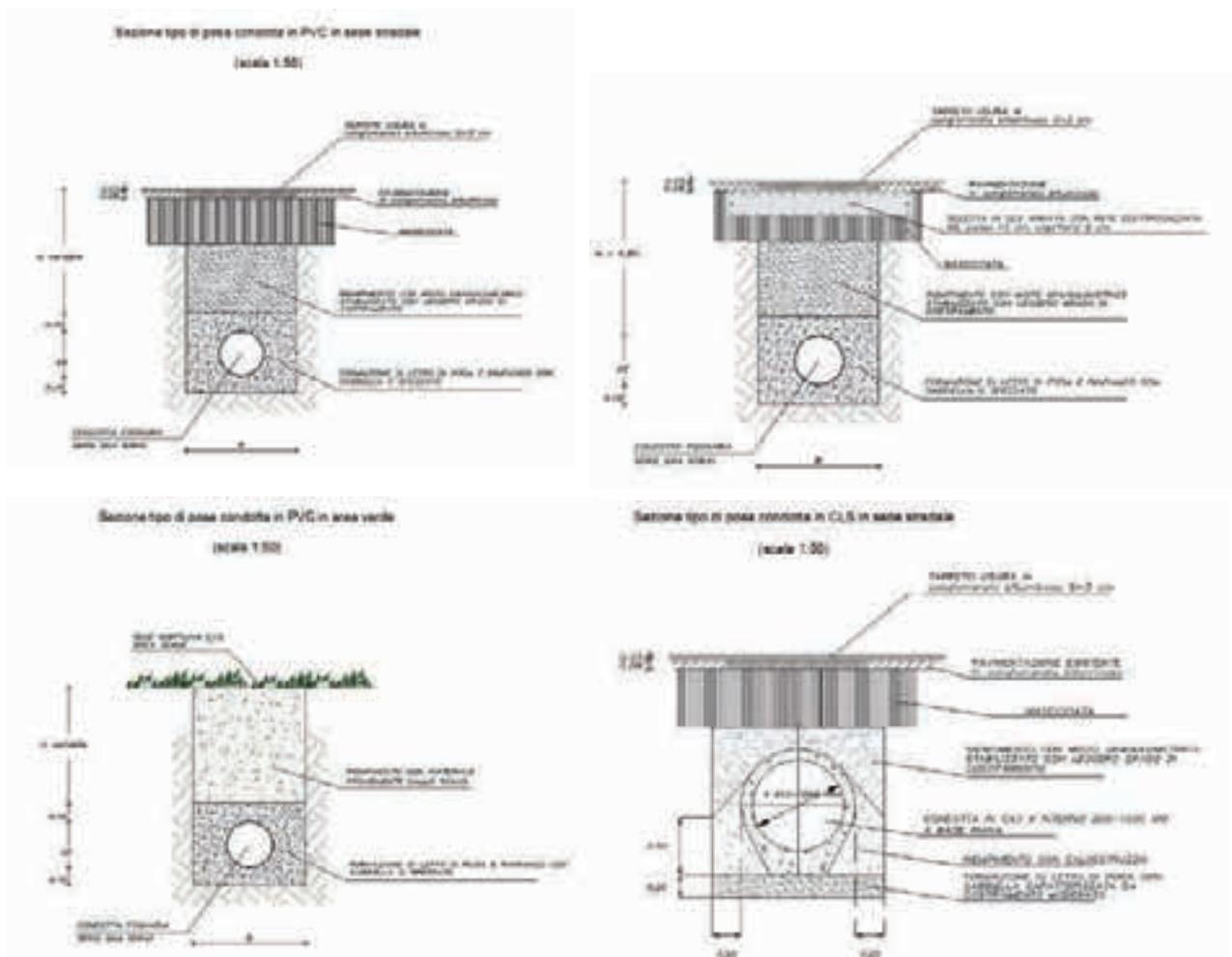


Figura 5 – Sezioni tipiche di posa delle tubazioni adottate in progetto.

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 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 a 500 mm;
- 100x100 cm in corrispondenza dei collettori DN 500-630 mm;
- 150x150 cm in corrispondenza dei collettori DN 800 mm;

Nel caso di condotte in CLS DN 800 - 1000 potranno essere adottati spezzoni di tubo di diametro congruo per la trasformazione in tubo-pozzetto monolitico.

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

Per il drenaggio di aree suscettibili di contaminazione potranno essere previsti pozzetti in PEAD tali da garantire la perfetta tenuta idraulica del sistema.

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.

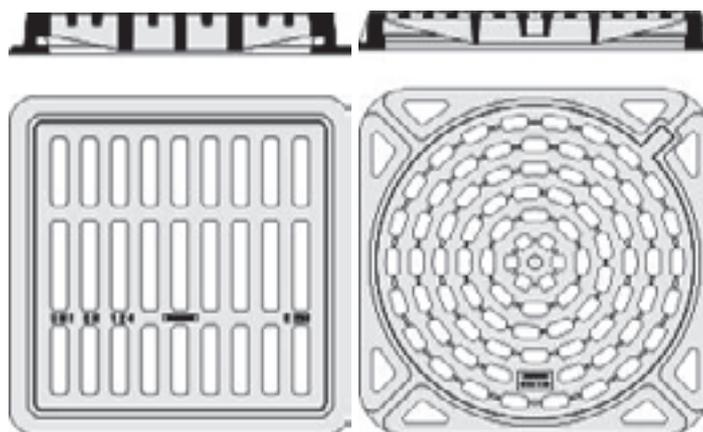


Figura 6 – Tipologie di griglie UNI EN 124 (waterway>700cmq).

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);

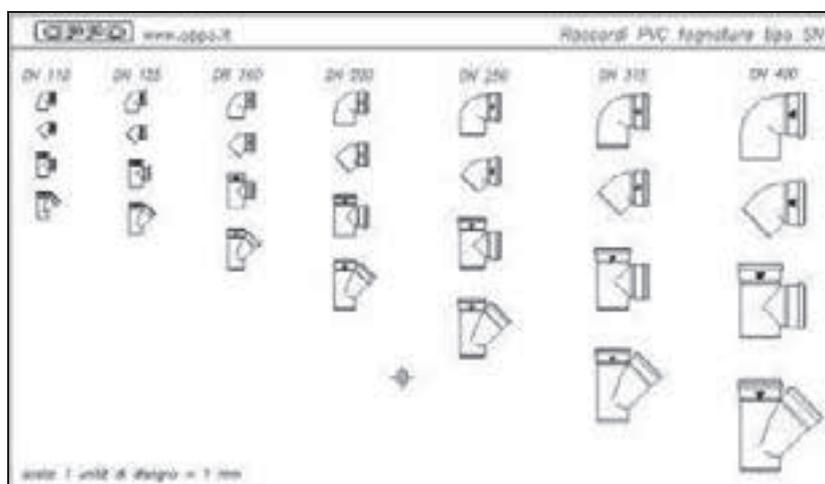


Figura 7 – Raccordi per fognature in PVC.

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

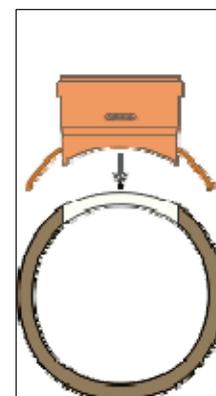
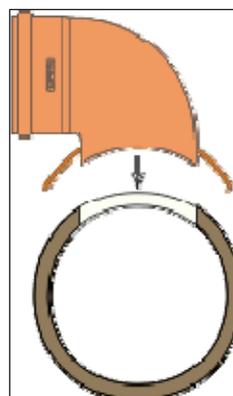
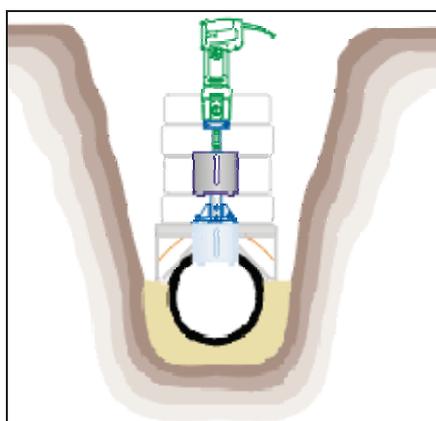


Figura 8 – Carotatrice verticale per tubazioni / Innesto curvo e dritto

- 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.

In alternativa al sistema tradizionale caditoie-fognoli-dorsale fognaria, al fine di ottimizzare la raccolta delle acque meteoriche semplificando le pendenze imposte a viabilità e piazzali, in fase esecutiva di progettazione potranno essere convenientemente adottati i seguenti sistemi:

- posa in opera di caditoia in ghisa sferoidale 500 7 con passo d'uomo DN 600 mm, conforme alla classe D 400 della norma UNI EN 124 con carico di rottura >400 kN comprensiva di accessorio sostegno sifone rotondo DN 600;

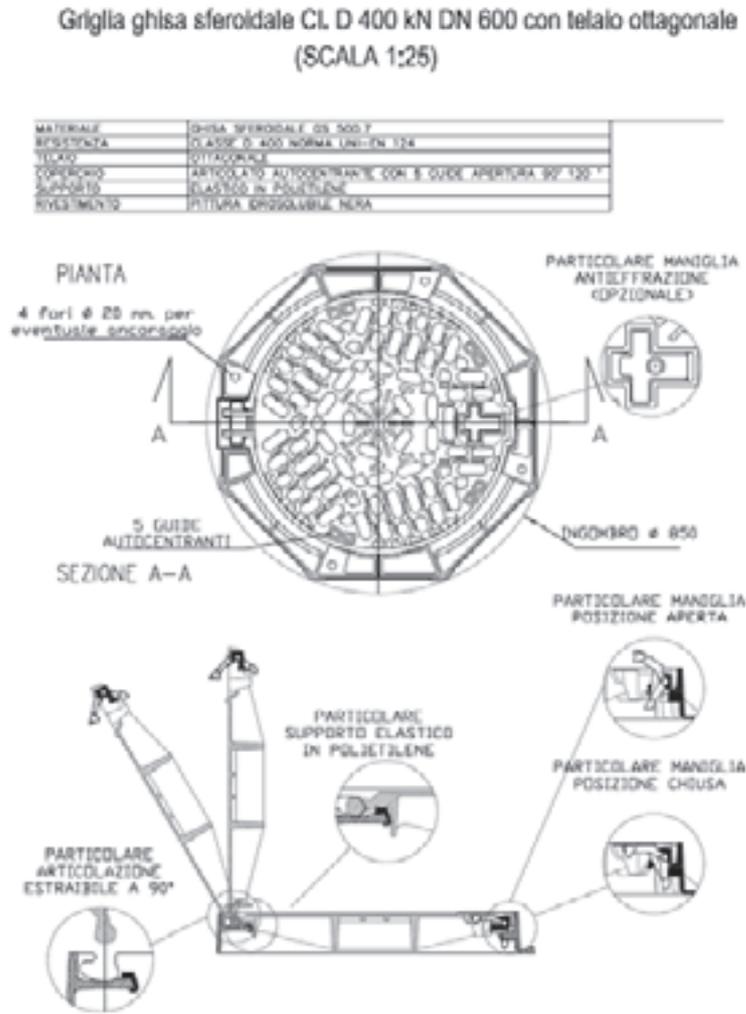


Figura 9 –Griglia DN 600 cl. D400 UNI EN 124.

- posa in opera di canale drenante in calcestruzzo polimerico, con telaio integrato in ghisa sferoidale, conforme alla classe D 400 della norma UNI EN 124 con carico di rottura >400 kN e griglia di copertura in ghisa.

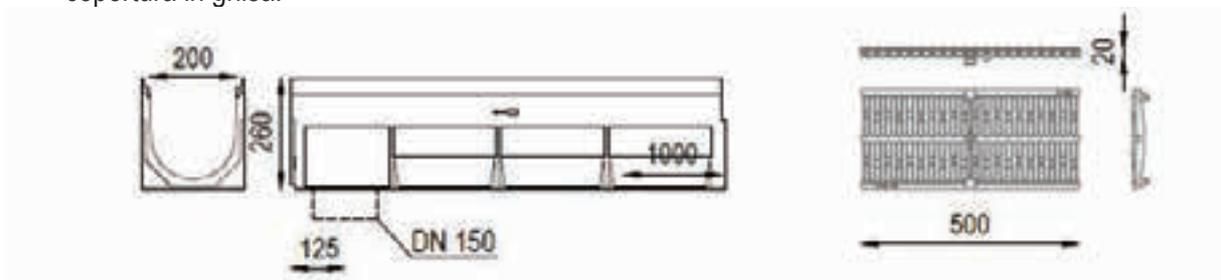


Figura 10 –Canale drenante in calcestruzzo polimerico, con telaio integrato in ghisa sferoidale, conforme alla classe D 400 della norma UNI EN 124.

#### 4.5. *Caratteristiche del sistema di laminazione*



Figura 11 - Localizzazione planimetrica della vasca di laminazione in oggetto.

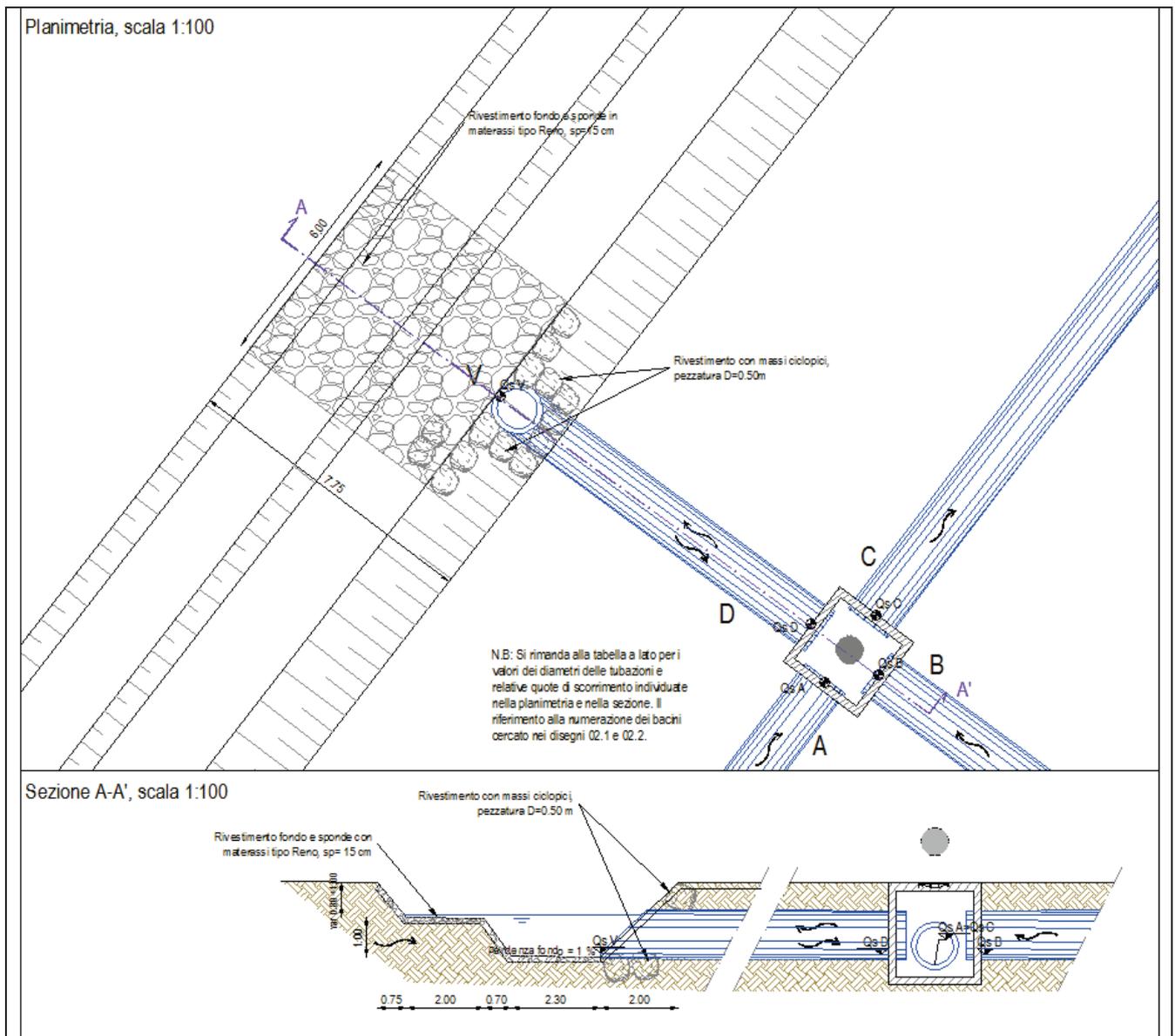


Figura 12 – Particolari costruttivi ingressi ai bacini di laminazione.

La rete di drenaggio principale a servizio del nuovo comparto sarà collegata con il ricettore attraverso la dorsale DN 1000 con funzione di smaltimento controllato di portata.

La dorsale DN 1000 sul lato Ovest di comparto sarà scaricata mediante collegamento con 4 bacini di invaso e laminazione delle portate di piena posti in cascata a quote progressivamente decrescenti. In tale modo i colmi di portata verranno convenientemente ridotti e contenuti prevedendo un funzionamento in lieve pressione solo dell'ultimo tratto di dorsale (in corrispondenza del 3° e 4° bacino in serie) che funzionerà dunque da bocca tarata in uscita dal sistema. Si va a garantire il non aggravio e sensibile miglioramento delle condizioni ante-operam (portata al colmo prevista pari a circa 1,6 mc/s calcolati a valle del comparto Wam lungo il fosso di Via di Sotto), con riferimento ad eventi pluviometrici critici con frequenza secolare.

Il sistema di laminazione sopra citato sarà costituito da quattro aree depresse di forma allungata (due di dimensioni 265 x 8, altre due di 200 x 8 circa per una profondità massima di variabile caso per caso tra 1,80 e 2,00) per uno sbancamento complessivo di quasi 9'000 mc ed un volume utile ricavabile di circa 4'500 mc. Il tutto realizzabile per stralci successivi e sufficiente, a regime, a contenere eventi pluviometrici con frequenza

secolare con garanzia delle portate massime in uscita e riduzione delle criticità da esondazione della rete rispetto allo stato di fatto.

Pare importante, al presente livello di studio, definire una soluzione che possa eventualmente essere realizzata per stralci funzionali successivi e non necessariamente a partire da valle verso monte (la dorsale DN 1000 si prevede sia scaricata in più punti in corrispondenza di bacini consecutivi e separati). Da notare, infine, l'estrema modularità e flessibilità del sistema previsto: sarà possibile in fase realizzativa e anche successivamente in fase di gestione limitare più o meno il deflusso attraverso la dorsale principale mediante l'azionamento di idonee strozzature attivando di conseguenza in modo proporzionale l'invaso dei volumi di piena all'interno delle vasche.

Un'eventuale realizzazione per stralci del sistema di laminazione delle portate generale potrà costituire in fase transitoria il sistema di drenaggio in invarianza idraulica del solo nuovo lotto che potrà laminare le portate generatesi nel volume interno del manufatto.

Non è previsto alcun manufatto di troppo pieno verso il ricettore.

La pendenza longitudinale (lato lungo - direzione Sud Nord) imposta al fondo dell'invaso per garantire il meccanismo di svuotamento a gravità non si prevede inferiore al 2 per mille; quella trasversale (lato corto - direzione Est-Ovest) è prevista intorno all'1%.

Per favorire modalità ottimali di svuotamento dell'invaso verrà posizionato un canale di drenaggio di dimensioni 50 x 20 cm circa intasato con inerti di dimensioni 5-10 cm su tutto il lato lungo della vasca che è quello a minore pendenza (2 per mille).

Le vasche potranno essere delimitate da siepi/arbusti e/o recintate per evitare cadute accidentali di persone nei punti a maggiore pendenza delle sponde. Potranno essere segnalate da apposita cartellonistica.

Nelle zone di minore pendenza delle sponde è prevista la possibilità di accesso alle vasche da parte di personale tecnico e macchine operatrici per le attività di sfalcio e manutenzione dell'opera.

Le zone corrispondenti ai collegamenti di invaso e svaso saranno rivestite con materassi reno e massi ciclopici non gelivi di dimensione media  $D = 50$  cm ammorsati nel terreno.

In funzione del grado di protezione degli acquiferi e della natura del terreno in sito, se prescritto dagli enti preposti potrà essere prevista l'impermeabilizzazione del fondo della vasca a protezione di potenziale contaminazione delle acque sotterranee mediante interposizione di strato di argilla rullata e compattata.

## **4.6. Impianti di trattamento acque di pioggia**

In fase esecutiva di progettazione verrà approntato un piano di gestione delle aree scolanti dello stabilimento che definirà le zone che per destinazione d'uso potranno essere suscettibili di contaminazione (per es. da oli, idrocarburi, metalli pesanti, ...) e che sarà necessario dotare di impianto di trattamento delle acque di pioggia. A seconda della natura del contaminante, ovvero che produca inquinamento delle acque di prima pioggia, ovvero che produca dilavamento per tutto l'evento meteorico, verrà effettuata – di concerto con gli Enti preposti all'autorizzazione degli scarichi – una scelta di tipologia:

- sistema di raccolta e trattamento delle acque di prima pioggia
- sistema di trattamento in continuo delle acque di pioggia

### **4.6.1 Sistema di raccolta e trattamento delle acque di prima pioggia**

#### **Premessa**

La gestione delle acque di prima pioggia è uno degli obiettivi primari ai fini della tutela dei corpi idrici ricettori. Tali acque, infatti, costituiscono il veicolo attraverso cui un significativo carico inquinante costituito da un miscuglio eterogeneo di sostanze disciolte, colloidali e sospese, comprendente metalli, composti organici ed inorganici, viene scaricato nei corpi idrici ricettori nel corso di rapidi transitori.

Le acque di prima pioggia necessitano pertanto di opportuni trattamenti al fine di assicurare la salvaguardia degli ecosistemi acquatici conformemente agli obiettivi di qualità fissati dalle Direttive Europee 2000/60/CEE (direttiva quadro nel settore delle risorse idriche) e 91/271/CEE (Concernente il trattamento delle acque reflue urbane).

In ambito urbano le sorgenti che causano l'alterazione della qualità delle acque meteoriche di dilavamento possono essere distinte in sorgenti diffuse sul territorio (rete stradale, parcheggi, etc.) e sorgenti puntuali come nodi infrastrutturali e piazzali di siti produttivi, nelle quali la tipologia di carico inquinante è fortemente vincolata alla specifica attività svolta.

#### **Normativa**

L'art. 113 del Decreto Legislativo 03 Aprile 2006 n° 152 parte III (Disposizioni sulla tutela delle acque dall'inquinamento) afferma che le acque vanno disciplinate. Le direttive comunitarie n° 91/271/CEE (Trattamento delle acque reflue urbane), e n° 91/676/CEE (Acque meteoriche di dilavamento e acque di prima pioggia), entrambe recepite dallo stato italiano, affermano:

“.....ai fini della prevenzione di rischi idraulici ed ambientali, le regioni, previo parere del Ministero dell'ambiente e della tutela del territorio, disciplinano e attuano:

- a) le forme di controllo degli scarichi di acque meteoriche di dilavamento provenienti da reti fognarie separate;
- b) ....., ecc.”.

Nello specifico cfr. 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)” e nella Delibera G.R. dell'Emilia Romagna N. 1860 del 18/12/2006 “Linee Guida di indirizzo per la gestione acque meteoriche di dilavamento e acque di prima pioggia in attuazione della Deliberazione G.R. N. 286 del 14/02/2005”

Nel caso di superfici scolanti destinate a piazzali di siti produttivi, nelle quali sono condotte attività che per loro natura determinano carico inquinante secondo la Normativa sopra citata, si prescrive che le acque di prima pioggia devono essere avviate ad apposite vasche di raccolta a perfetta tenuta, dimensionate in modo da trattenere complessivamente non meno di 50 mc per ettaro di superficie scolante.

#### **Descrizione e funzionamento**

Il trattamento delle acque di prima pioggia prevede un sistema di sedimentazione/sfangazione e disoleatura. Le acque di prima pioggia vengono convogliate tramite un pozzetto di by-pass (separatore acque di prima

pioggia dalle acque di seconda pioggia) in apposite vasche dette “Vasche di prima pioggia”. Il sistema di trattamento prevede 3 fasi distinte:

1. Separare tramite un pozzetto scolmatore le prime acque meteoriche, che risultano inquinate, dalle seconde.
2. Accumulare temporaneamente le prime acque meteoriche molto inquinate perché dilavano le strade ed i piazzali, per permettere, durante il loro temporaneo stoccaggio, la sedimentazione delle sostanze solide;
3. Convogliare le acque temporaneamente stoccate ad una unità di trattamento per la separazione degli idrocarburi.

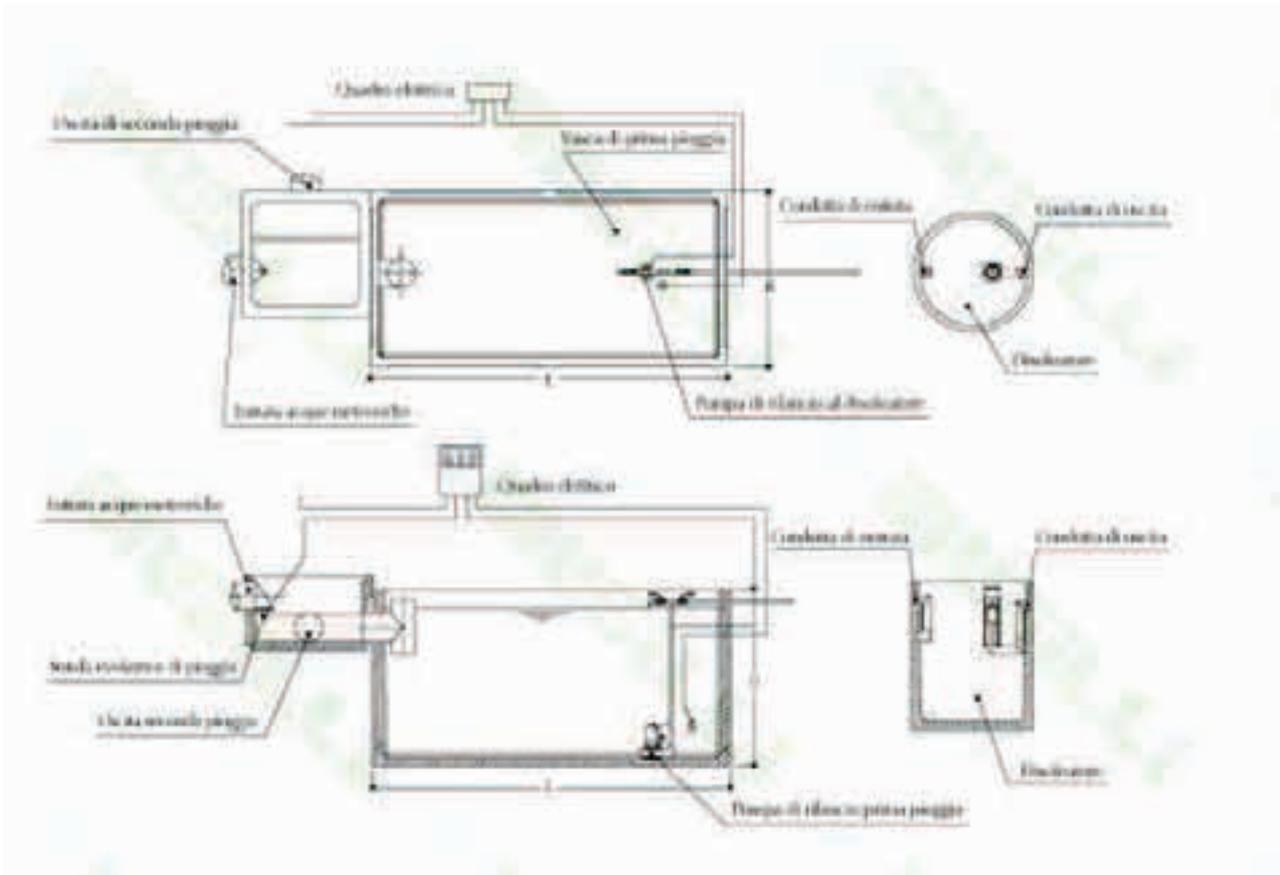


Figura 13 – Schema a blocchi per l’impianto di prima pioggia.

Nella pratica corrente, le acque di prima pioggia vengono separate da quelle successive (seconda pioggia) e rilanciate all’unità di trattamento ( Disoleatori NS ) tramite un bacino di accumulo interrato di capacità tale da contenere tutta la quantità di acque meteoriche di dilavamento risultante dai primi 5mm di pioggia caduta sulla superficie scolante di pertinenza dell’impianto.

Il bacino è preceduto da un pozzetto separatore che contiene al proprio interno uno stramazzo (che può essere realizzato con una soglia di sfioro o semplicemente imponendo gli scorrimenti delle condotte di adduzione all’impianto e di by-pass a quote opportunamente diverse) su cui sfiorano le acque di seconda pioggia dal momento in cui il pelo libero dell’acqua nel bacino raggiunge il livello della soglia dello stramazzo; a vasca riempita una valvola a galleggiante chiude l’accesso alla vasca stessa ed in corrispondenza del pozzetto scolmatore o di bypass le portate “di seconda pioggia” in arrivo proseguono direttamente verso il recapito.

Nella vasca di accumulo è installato un sistema di sollevamento che viene attivato automaticamente dal quadro elettrico tramite un microprocessore che elabora il segnale di una sonda rivelatrice di pioggia installata sulla condotta di immissione del pozzetto. Alla fine della precipitazione, la sonda invia un segnale al quadro

elettrico il quale avvia la pompa di rilancio dopo un intervallo di tempo pari a 96 h meno il tempo di svuotamento previsto.

Se durante tale intervallo inizia una nuova precipitazione, la sonda riavverte il tempo di attesa. Una volta svuotato il bacino, l'interruttore di livello disattiva la pompa e il sistema si rimette in situazione di attesa.

#### 4.6.2 Sistema di trattamento in continuo delle acque di pioggia

Il separatore di oli adottato è un impianto monolitico con dispositivo di chiusura automatica, sedimentatore "S", separatore classe "II" e "I" e condotto di campionamento "P" integrati. Viene utilizzato per la separazione delle sostanze solide sedimentabili e delle sostanze solide sospese quali gli oli minerali presenti nell'acqua.

Grazie alle speciali lastre liofile e resistenti alla corrosione installate diagonalmente all'interno del separatore classe I, vengono raggiunti senza ulteriori trattamenti i valori in uscita secondo la vigente normativa.

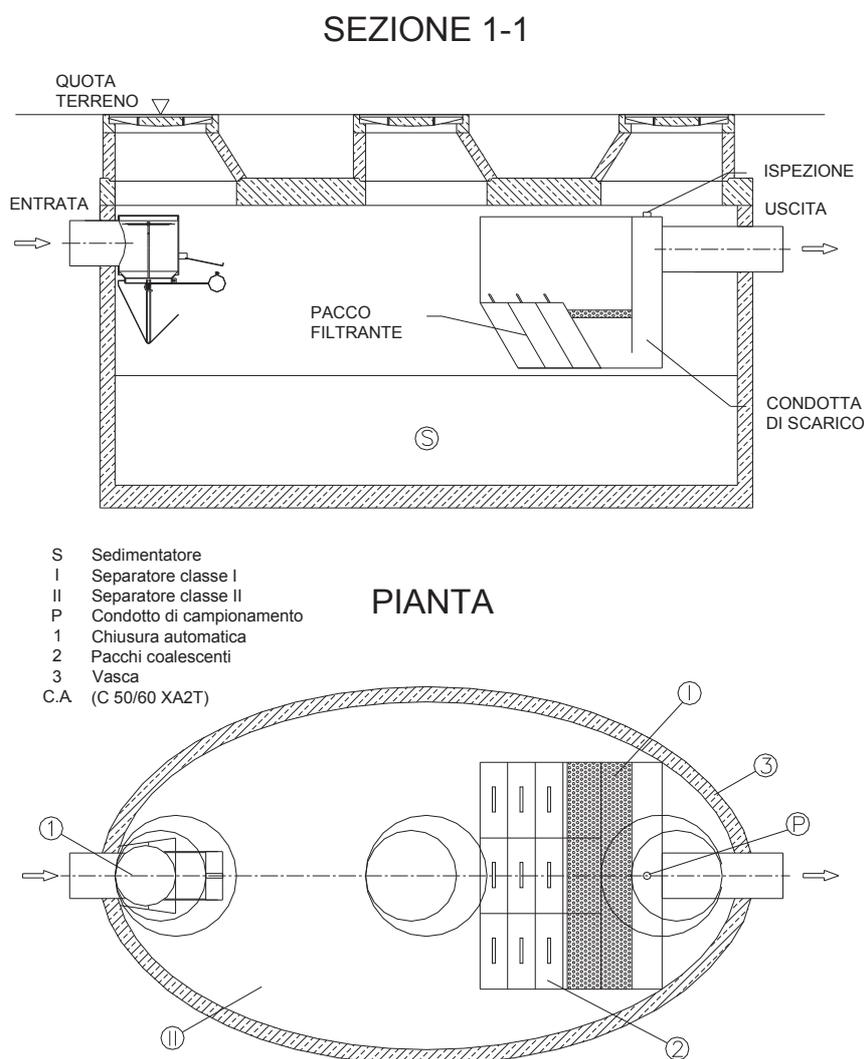


Figura 14A – Schema impianto di trattamento in continuo delle acque di pioggia.

Il liquame in ingresso attraversa prima di tutto il sistema di limitazione e chiusura automatica a galleggiante che evita la fuoriuscita di oli in caso di mal funzionamento. Questo, per mezzo di uno speciale frangiflutti che distribuisce il carico in superficie arriva nel sedimentatore che può essere integrato o separato a secondo del modello e della grandezza. Grazie al basso carico superficiale ed al lungo percorso, il liquame passa da un moto turbolento ad un moto laminare permettendo così una corretta separazione delle sostanze sedimentabili.

Successivamente il liquame grazie ad un percorso obbligato attraversa i pacchetti lamellari dove le gocce d'olio più grandi vengono rapidamente indirizzate verso la superficie mentre quelle più piccole vengono catturate grazie alla funzione coalescente e rilasciate solo una volta raggiunta la giusta dimensione. Gli oli ormai separati vengono trattenuti in superficie e l'acqua viene incanalata nel condotto di scarico sifonato avviandosi al corpo ricettore.

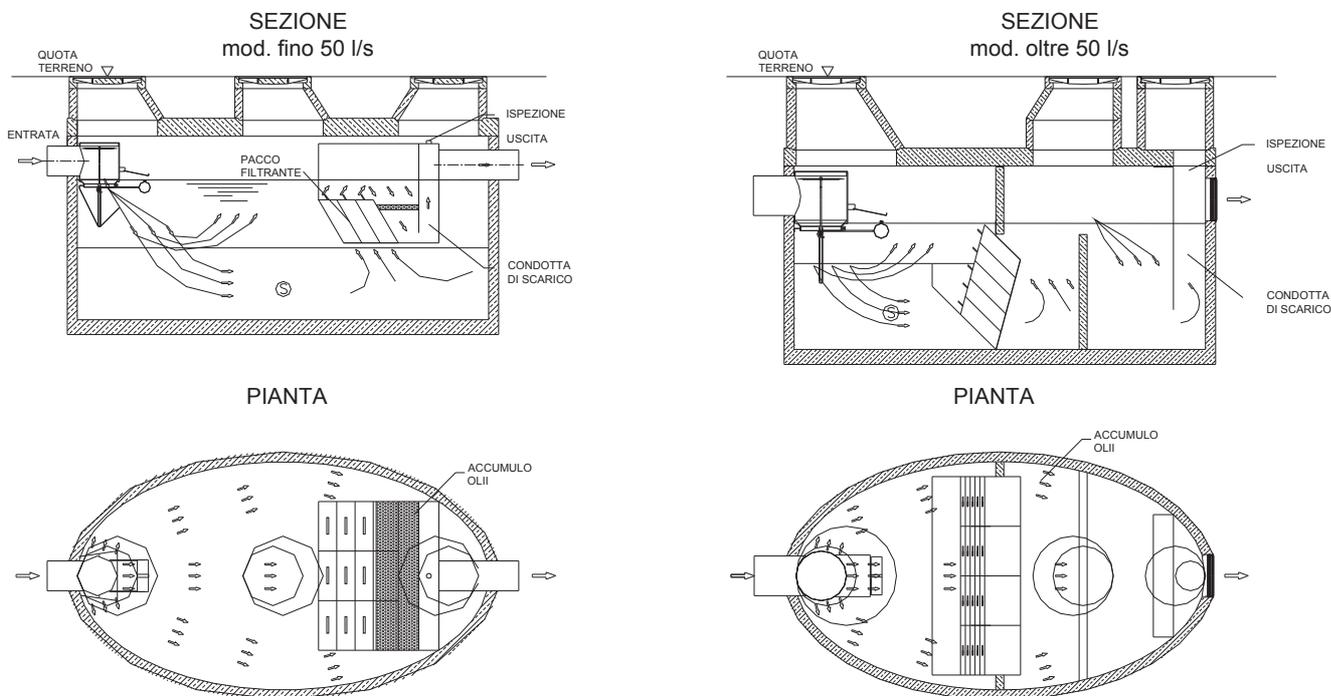


Figura 14B – Schema di flusso impianto di trattamento in continuo.

Grazie a questo sistema, ogni singola goccia d'olio dovrà risalire soltanto 4 mm per raggiungere un'altra lastra ed essere così catturata. La lunghezza delle lastre è variabile. Grazie alla speciale configurazione delle lastre ed al flusso laminare del liquame si crea così una continua collisione delle particelle d'olio per mezzo della quali le gocce d'olio coalizzano e risalgono più velocemente.

Quando una goccia d'olio arriva ad una delle piastre, questa aderisce e risulta quindi separata.

Grazie al peso specifico dell'olio inferiore a quello dell'acqua, questo risale lentamente attraverso gli appositi fori delle piastre fino alla superficie.

Il condotto di scarico, nella parte superiore a vista, è ispezionabile per consentire la campionatura dei liquami.

## 5. RETE DI RACCOLTA E ALLONTANAMENTO DELLE ACQUE REFLUE

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

La rete di raccolta delle acque reflue a servizio del nuovo comparto sarà costituita da condotte in PVC con diametro commerciale da DN 200 a DN 400.

Si prevede un funzionamento della rete per gravità; verranno imposte pendenze minime del 2 per mille e massime del 5 per mille.

La fognatura pubblica cui verrà allacciata la rete consiste nel collettore esistente CLS DN 600 mm lungo Via Cavour.

Per raggiungere tale recapito ritenuto idoneo dall'Ente gestore Aimag spa, sarà necessario predisporre un impianto di sollevamento delle acque reflue nei pressi del recapito, atto a ricevere tutti gli apporti del comparto.

Nella definizione delle condotte adibite all'allontanamento delle acque reflue si è ottenuto che tutte le interferenze avvenissero a quote inferiori rispetto a quelle previste per lo scorrimento delle acque bianche.

#### 5.1.1 **Determinazione delle portate e delle velocità 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 produttiva, il valore:

$$S_{Up} = 125m^2 / ad \quad (\text{superficie utile per addetto}).$$

Il numero massimo di addetti produttivi scaturisce, quindi, dall'espressione:

$$N = \frac{S_u}{125m^2 / ad} = N = \frac{6890}{125} = 55$$

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

$$d_p = 110 \frac{l}{add.g}$$

Lo scarico si è assunto di durata pari a 10 h/g (scarico discontinuo).

Per il calcolo delle portate derivanti dalla presenza di addetti produttivi sono state adottate le seguenti relazioni:

$$Q_{N10} = \frac{N \cdot d_p}{10 \cdot 3600}$$

(portata nera media sulla durata dello scarico espressa in l/s)

con:

$N$  = numero di addetti produttivi

$d_p$  = dotazione idrica giornaliera per addetti produttivi

Per il calcolo della portata nera di punta scaricata si è adottata la formula seguente:

$Q_{Npta} = K \cdot Q_{N24}$                       portata nera 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.

Di seguito sono riportati i valori medi e di punta di portata di acque nere generati dai singoli lotti, sulla base dei dati di superficie utile degli stessi a disposizione.

### Calcolo delle portate di progetto

	Addetti stimati	Qmedia (l/s)	Ks macrobacino	Qn punta (l/s)	n. impianti pp	Qpp (l/s)	Qtot sollevam (l/s)
Da servizi	400	1.53	5.83	8.9			8.9
Da impianti di trattamento prime piogge					3.0	3.0	3.0
<b>Totale portate</b>							<b>11.9</b>

Tabella 4 - Determinazione delle portate nere medie e di quelle di punta prodotte dai singoli lotti e complessiva alla sezione di chiusura.

Fissati quindi il tipo di tubazione impiegata e relative dimensioni, quote di scorrimento e pendenza (imposte dalle condizioni al contorno), scabrezza del materiale, è stata calcolata con la formula di Chezy la massima portata smaltibile e la velocità relativa alla portata di progetto in condizioni di moto uniforme per ogni ramo costituente la rete.

Note le portate in ingresso ad ogni pozzetto, è stato possibile calcolare la portata defluente in rete nelle condizioni ipotizzate, quindi il tirante idrico che si instaura in condizioni di moto uniforme e il grado di riempimento della singola condotta, inteso come rapporto tra tirante massimo calcolato e altezza o diametro interno della tubazione. Infine si è calcolata la velocità media e minima di percorrenza delle acque reflue in condotta.

La velocità minima della corrente nelle tubazioni deve essere tale da evitare la formazione di depositi persistenti di materiali sedimentabili.

La normativa tecnica indica che per le acque nere la velocità relativa alle portate medie non deve generalmente essere inferiore a 50 cm/s, nei casi in cui tale valore non sia possibile rispettarlo, occorre comunque non avere valori inferiori ai 25-30 cm/s. Nel caso di fognature miste le velocità necessarie per rimuovere e trasportare i materiali sedimentati risultano superiori e sono dell'ordine di 60-70 cm/s.

Le velocità minime che si riscontrano in corrispondenza dei tratti apicali della rete ed in alcuni casi anche le velocità di punta risultano inferiori al limite di 0,50 ma mai a quello di 0,25 m/s; ciò a causa dei modesti contributi e delle pendenze limitate che, date le condizioni al contorno descritte, in taluni casi è stato inevitabile imporre.

Potrà tuttavia essere valutata in sede di realizzazione della rete in oggetto la predisposizione di un allaccio di una caditoia in testa alla rete per conseguire il lavaggio periodico della fognatura interessata dai soli deflussi antropici.

Inoltre va considerato che, in occasione di eventi pluviometrici, ai pozzetti di confluenza con gli allacciamenti ai vari lotti artigianali, unitamente alle acque reflue prodotte dai lotti stessi, potranno giungere se del caso le acque provenienti dai trattamenti di sedimentazione e disoleatura in vasca di prima pioggia, che verranno sollevate da appositi sistemi di pompaggio. Ne potrà derivare che nel lasso di tempo di svuotamento delle vasche di prima pioggia a servizio dei lotti le portate afferenti ai pozzetti di confluenza raggiungeranno valori considerevolmente maggiori determinando nel contempo un'azione di lavaggio delle condotte.

## ***5.2. Modalità di posa in opera e particolari costruttivi***

I collettori di acque nere vengono previsti in PVC rigido conformi norma UNI EN 1401-1 tipo SN8 – SDR34, con giunzione a bicchiere e guarnizione elastomerica, di dimensione minima DN 200 mm e pendenza media di esercizio non inferiore allo 0.2%, comunque in modo tale che il deflusso delle portate minime possa avvenire con una velocità tale da scongiurare gli effetti della legge di Stokes.

Per quel che riguarda le modalità di posa in opera si rimanda a quanto precisato all'interno del paragrafo dedicato della relazione sulle reti di drenaggio delle acque meteoriche.

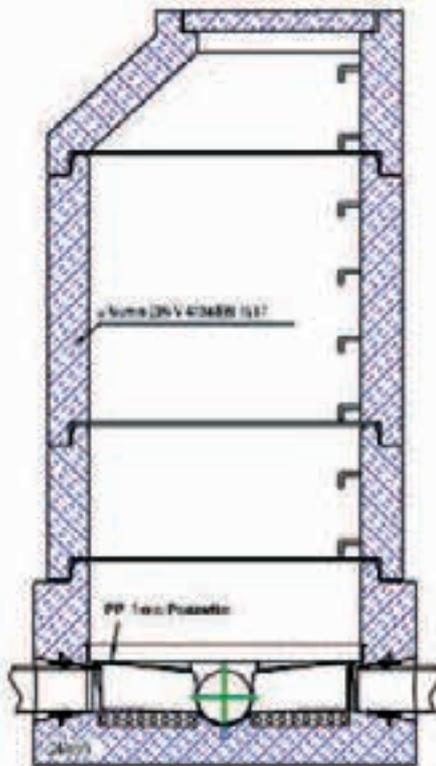
I pozzetti di ispezione e raccordo sulla rete nera sono stati previsti a base circolare, prefabbricato in cls, secondo norma DIN V 4034/1, diametro interno DN 800 mm (norma EN1917 per condotte fognarie interrato), composto da:

- elemento di base del pozzetto in cls con fondo in PP annegato in produzione, completo di manicotto di innesco per collegamenti flessibili dei tubi alla parete del pozzetto comprese guarnizioni, canale a parità di culmine, dritte o curve, pendenze secondo progetto, berma con struttura antiscivolo;
- uscite ed entrate in qualsiasi quantità e misura con innesti per tubi in PP/PVC DN 250/400 come da progetto;
- elementi di rialzo dei pozzetti in cls a norma DIN V 4034 / EN 1917.

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 possono essere sottoposti.

## Struttura costruzione Pozzetto

in elementi prefabbricati in calcestruzzo a Norma DIN V 4034/EN1917  
con fondo in PP incorporato nel getto in stabilimento  
DN 800



### Elemento di base in calcestruzzo

1 Norma DIN V 4034/EN1917  
Cassa di sfiocamento DN 400  
a parete di culmine, in linea  
di centro

### Uscita e entrate

in sistemi sanitari e impianti  
inerti per l'edilizia in Gres,  
PRPV, Ghisa, PVC-KG, diversi HD-PE,  
PC, Corugati, Calcestruzzo a Norma  
DIN EN 12116 e altri

### Pendenza nella canale di sfiocamento

Modelli standard:  
DN 150 - 400 = 10‰  
DN 500 = 2,5 ‰, smorzanti a spirale  
Modelli particolari:  
pendenza incorporata fino a 500‰  
orientazione miscelata d'inerzia in ogni  
punto  
corrispondenti alle priorità

### Cambiamento dimensioni

a parete di sfiocamento e di culmine

### Salto di quota

interni e esterni

### Elementi di faldo pozzetti

Elementi pozzetto in calcestruzzo a  
Norma  
DIN V 4034/EN 1917

### Elementi di tenuta

Guarnizioni canaliformi a Norma DIN  
4034/EN 661

### Elementi di risalita

Scale, scale

## Elemento base pozzetto a norma DIN V 4034/EN1917

in calcestruzzo con zona di calpestio, canale di scorrimento e manicotti d'innesto in materiale plastico resistente alle acque reflue e per tutte le tipologie di tubi

### Fondo Pozzetto

Tutti gli innesti laterali a parità di culmine  
Ingressi più piccoli nella canale principale a parità di scorrimento  
Pendenza canale principale 1%  
ds DN 500 senza pendenza canale principale

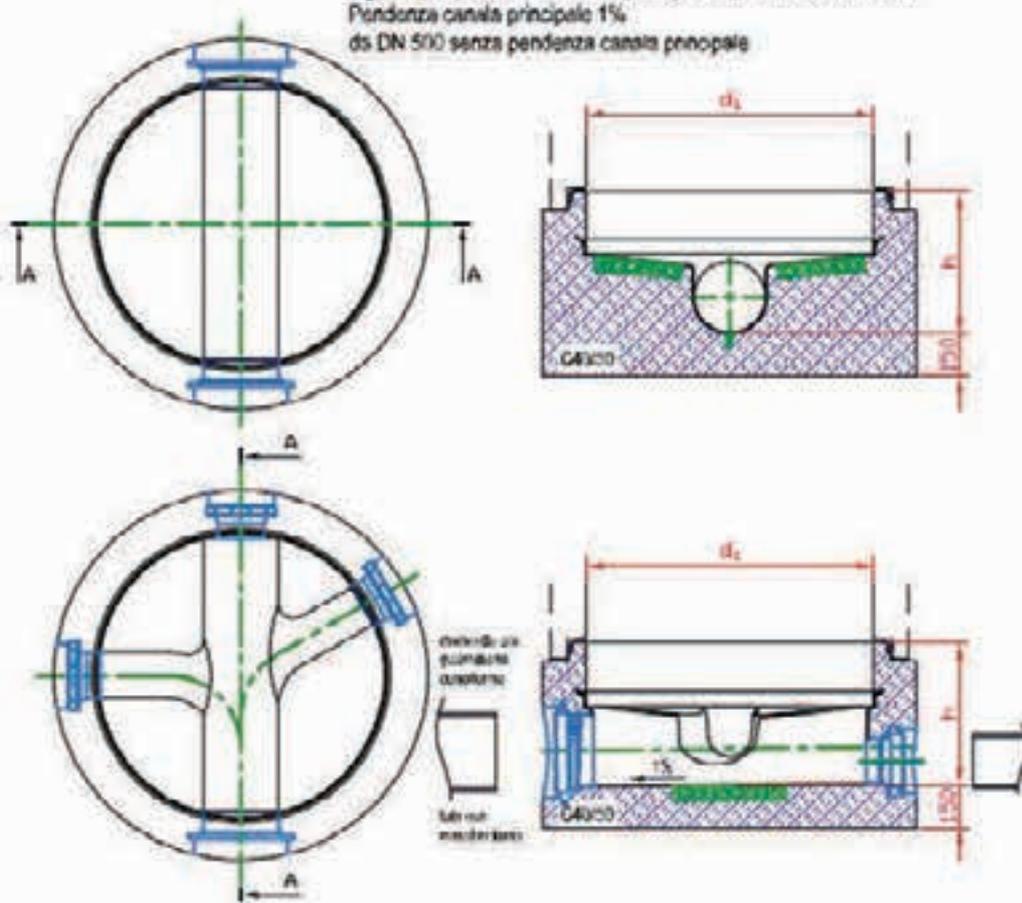


Figura 15 – Particolare struttura pozzetto di ispezione a norma DIN V 4034 / EN 1917 con fondo in PP incorporato

### 5.3. Impianto di sollevamento

- **Portate di progetto**

Il nodo fognario ove sarà collocato l'impianto raccoglie direttamente i flussi d'acqua reflua collettati dalla rete fognaria nera a gravità in progetto a servizio dell'intero comparto WAMGROUP (sez. PVC DN 400).

La dimensione caratteristica del bacino fognario sotteso dal sollevamento computa circa 400 addetti stimati, per una  $Q_{n24} = 1,53$  l/s e una  $Q_{punta} = 8,9$  l/s. Tale portata di punta, sommata alla portata che potrebbe arrivare dagli impianti di trattamento di prime piogge ( $Q=3$  l/s) determina una portata massima in arrivo al sollevamento pari circa a 12 l/s.

- **Volume utile di accumulo del pozzetto**

Le dimensioni della vasca di sollevamento si determinano in base alla portata e alla frequenza di avviamento delle pompe (considerate due, una di riserva all'altra).

Al fine di evitare sovraccarichi termici delle elettropompe stesse il volume di accumulo dovrà essere tale da evitare un numero eccessivo di avviamenti: tanto minore è il numero d'avviamenti orari prescelti, tanto maggiore risulterà il volume utile della vasca.

Il volume utile (in mc) richiesto per la pompa può essere calcolato con la formula:

$$V_1 = \frac{0,9 \times Q}{n}$$

dove Q è la portata massima della pompa in l/s e n il numero di avviamenti orari previsti.

Ipotizzando un numero di avviamenti orari pari a 10, il valore del volume utile minimo è pari a

$$V_{utile} = \frac{0,9 \times 12}{10} = 1,08 \text{ mc}$$

Quale pozzetto da adibire a vasca di carico dell'impianto di sollevamento si è potrà essere adottata una vasca circolare in c.a. monoblocco con copertura spessore cm. 20 carrabile 1° categoria completa di 2 aperture per chiusini luce libera rettangolare 50 x 70 cm, diametro esterno cm 250 – interno cm 230; altezza esterna (escluso copertura) cm 400 – interna 388, di cui 1,10 m di altezza utile, decurtando 40 cm di livello minimo di sommergezza pompe e 2,38 m di distanza scorrimento tubo in ingresso dal cielo della copertura.

Il volume utile della vasca in definitiva raggiunge i  $\pi \times 2,3^2 / 4 \times 1,10 = 4,57$  mc, prevedendo dunque congruo franco di sicurezza nei confronti di eventuali improvvise interruzioni di corrente elettrica.

Per l'alloggiamento del valvolame verrà impiegato un pozzetto di:

Dimensioni interne: base cm. 134x184Xh170

Dimensioni esterne: base cm. 150x200Xh180 + 20 cop.

I manufatti saranno realizzati in cemento armato prefabbricato, additivato con superfluidificante, con doppia armatura rete e barre in acciaio tondo ad aderenza migliorata, tipo B 450 C , conformi alla legge antisismica vigente , a perfetta tenuta idraulica, completi di forature per arrivo fogna, uscita pompe, troppo pieno e cavi elettrici.

- **Portata dell'elettropompa**

Facendo dunque riferimento a quanto sopra riportato è stato possibile definire la portata dell'elettropompa necessaria al sollevamento delle acque reflue in arrivo.

Si è optato per la predisposizione di un sollevamento composto da due pompe –il cui funzionamento è previsto alternato, non sincrono - di portata non inferiore a 10 l/s, dunque leggermente inferiore alla portata di punta tenuto conto

del volume di accumulo disponibile e con una prevalenza tale da far fronte al dislivello geodetico più le perdite di carico concentrate e distribuite di cui al successivo paragrafo.

- **Perdite di carico riferite all'esercizio della premente**

Facendo riferimento alla portata dell'elettropompa installata, noti il punto di ubicazione dell'impianto, del recapito in fognatura a gravità e relative quote altimetriche, nonché il tracciato della premente adottato, è possibile calcolare le perdite di carico che indicativamente si realizzano in un tubo di media rugosità, diametro interno predefinito, lunghezza pari a circa 97 m, che trasporta circa 10 l/s, verificando di contenere le velocità di deflusso nella premente all'interno del rango  $0.5 < V_p < 1.5$  in modo da non generare eccessive perdite di carico e scongiurando, nel frattempo, fenomeni di sedimentazione associati alla natura del reflu sollevato.

Si è scelto di predisporre in esercizio una condotta in HDPE DE 110, ovvero DI 97 mm, pressione nominale di riferimento PN 10, che nell'esercizio supposto  $Q_p = 10$  l/s determina perdite di carico pari a circa 3,5 m in conseguenza ad una velocità interna del reflu pari a circa 1,35 m/s.

Il quadro delle perdite di carico associate al tratto di condotta in pressione viene di seguito riportato in funzione dei differenti modelli di calcolo adottati.

Calcolo perdite di carico distribuite

<b>Opera:</b>	<b>WAM</b>
<b>Ditta:</b>	
<b>Tratto:</b>	

**Perdite di carico distribuite: Colebrook**

T [C°]	Viscosità cinematica
15.00	1.14E-06

		Qn	Rd	
Q = [mc/s]	0.01	0.02434	0.41	
D = [m]	0.097			
L = [m]	88			
	[mm]	[m]		
e =	1	1.00E-03		

<b>Tubo scabro e &gt; 0.15</b>			
A = [m^2]	0.0074		
U = Q/A [m/s]	1.3539		
Re =	1.15E+05		
e/D =	1.03E-02		
lamda =	0.0388	<b>h1-h2 [m] =</b>	<b>3.290</b>

<b>Tubo liscio e &lt; 0.15</b>			
lamda =	0.0173	<b>h1-h2 [m] =</b>	<b>1.535</b>

<b>Br corretto</b>			
Br =	0.0032	<b>h1-h2 [m] =</b>	<b>3.286</b>

**Perdite di carico distribuite: Gaukler-Stickler (e>0.15)**

$K_s = [m^{1/3} / s]$	90
-----------------------	----

Br =	0.0028	$h_1 - h_2 [m] =$	2.836
------	--------	-------------------	-------

**Perdite di carico distribuite: Darcy ( $0.3 < e < 0.5$ )**

Br =	0.0021	$h_1 - h_2 [m] =$	2.124
------	--------	-------------------	-------

Tabella 5a – Calcolo delle perdite di carico distribuite riferite all'esercizio della premente – sollevamento WAM.

In funzione del modello di calcolo di riferimento (Gauckler-Strickler) si verificano dunque perdite di carico distribuite:

$H_1 - H_2 [m] = 2,84$

Calcolo perdite di carico concentrate

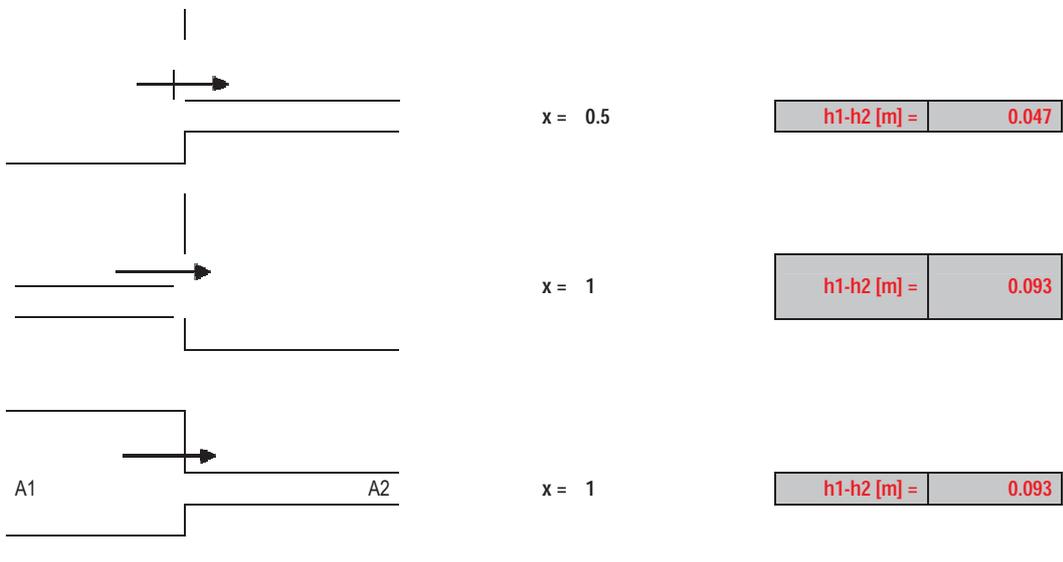
Opera:	WAM
Ditta:	
Tratto:	

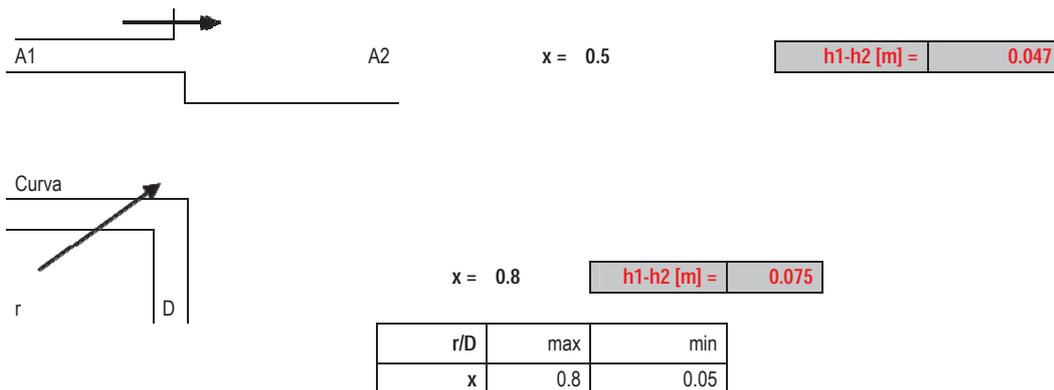
**Perdite di carico concentrate**

T [C°]	Viscosità cinematica
15.00	1.14E-06

Q [mc/s]	0.01
D [m]	0.097

Tubo scabro $e > 0.15$	
A [m <sup>2</sup> ]	0.0074
U = Q/A [m/s]	1.3539





**Tabella 5b – Calcolo delle perdite di carico concentrate riferite all’esercizio della premente – sollevamento WAM.**

Si verificano dunque perdite di carico concentrate:

- N°1 brusco restringimento di sezione                      H1-H2 [m] = 0,093
- N°1 brusco allargamento di sezione                      H1-H2 [m] = 0,047
- N°2 cambi di direzione (cautelativ. 90°)                      H1-H2 [m] = 2\*0,075 = 0,29

Sommando alle perdite di carico distribuite quelle concentrate si verificano complessivamente perdite di carico pari a:

$H1-H2 [m] = 2,84+0,29 = 3,13$

• **Prevalenza dell’elettropompa**

Sommando alle perdite di carico così determinate la prevalenza geodetica dovuta alla differenza di quota tra il punto di partenza e di arrivo della premente si ottiene:

	m
Geodetica	18.00-14.90=3.10
Perdite di carico	3.13
Franco	0.77
<b>TOTALE</b>	<b>7.00</b>

**Tabella 6 – Calcolo della prevalenza dell’impianto di sollevamento– sollevamento WAM.**

• **Caratteristiche dell’elettropompa**

Si verificano in questo modo le caratteristiche ottimali dell’impianto per il conseguimento delle prestazioni sopra individuate (funzionamento con una pompa).

	h[m]	Q [mc/s]
Punto di funzionamento	7.00	0.01
Collettore HDPE	DE 110	DI 97
<b>Potenza</b>	<b>[Kw]</b>	<b>0.98</b>

**Tabella 7 – Caratteristiche ottimali dell’impianto di sollevamento – sollevamento WAM.**

## 6. QUADRO ECONOMICO

Il quadro economico dell'intervento complessivo fa riferimento agli importi desunti dal computo metrico estimativo di progetto.

L'importo totale delle opere ammonta a complessivi € 2'334'819.31 – di cui € 204'056.25 relativi ad opere la cui effettiva necessità sarà verificata in fase esecutiva di progettazione - così suddivisi:

### Costi di realizzazione reti fognatura e opere accessorie comparto WAMGROUP spa

	Opere in progetto	* da verificare in fase prog. esecutiva	Totale
Rete fognaria acque bianche	€ 657'099.34	€ 109'856.25	€ 766'955.59
Rete fognaria acque grigie	€ 939'915.05	€ 94'200.00	€ 1'034'115.05
Rete fognaria acque nere	€ 430'859.79	€ 0.00	€ 430'859.79
Rete fognaria acque grigie di cessione	€ 102'888.88	€ 0.00	€ 102'888.88
<b>TOTALE</b>	<b>€ 2'130'763.06</b>	<b>€ 204'056.25</b>	<b>€ 2'334'819.31</b>