



Fondo per lo sviluppo e la coesione (FSC).  
**Programmazione regionale delle residue risorse del FSC a favore  
del Settore Ambiente per la Manutenzione Straordinaria del Territorio**  
DELIBERA CIPE n. 87/2012

Codice CUP: E12112000200001

**PROGETTO DEFINITIVO  
PER IL POTENZIAMENTO DELL'IMPIANTO DI  
DEPURAZIONE DI OSTUNI (BR)**

Redatto:

Il Responsabile del Progetto  
*Ing. Rosario ESPOSITO*



Il Progettista di idraulica sanitaria  
*Ing. Claudia CASSANO*

*Claudia Cassano*

Il Responsabile Area Progettazione  
ed Esecuzione Interventi Strategici  
*Ing. Teresa TRIMIZZI*



**ACQUEDOTTO PUGLIESE S.p.A.  
DIREZIONE OPERATIVA**

Il Responsabile della DIREZIONE OPERATIVA  
Reti/Distribuzione e Pognatura, Impianti  
*Dott. Giuseppe VALENTINI*

Il Responsabile del Procedimento  
*Ing. Gaetano BARBONE*

*Gaetano Barbone*

03.06.2014

Elaborato:

**REL.010**

**RELAZIONE CALCOLI IDRAULICI**

Prot. N°: 55110	Data: 03.06.2014	Nome file:
Cod. Progetto: P1092	Cod. SAP: 22/507	

2	NOV/14	Emesso per adeguamento a prescrizioni enti terzi in sede di Conferenza di Servizi del 26.09.2014 verifica di assoggettabilità a VIA	55110			
1	LUG/14	Emesso per adeguamento a prescrizioni Ministero dell'Ambiente e della Tutela del Territorio e del Mare prot. n. 56421 del 26.11.2013				
0	GIU/14	Emesso per Progetto DEFINITIVO		/	/	/
rev.	data	descrizione		dis.	contr.	appr.

## **INDICE**

<b>1</b>	<b>PREMESSA .....</b>	<b>2</b>
1.1	Criteri di calcolo idraulico .....	2
<b>2</b>	<b>CORRENTI IN PRESSIONE.....</b>	<b>4</b>
2.1	Perdite di carico continue .....	4
2.1	Perdite di carico localizzate .....	5
<b>3</b>	<b>CORRENTI A PELO LIBERO .....</b>	<b>6</b>
3.1	Calcolo della portata per canali in caso di moto uniforme.....	6
<b>4</b>	<b>STRAMAZZI .....</b>	<b>7</b>
4.1	Calcolo della portata di uno stramazzo rettangolare, a sbocco libero .....	7
4.1	Calcolo della portata di uno stramazzo rettangolare rigurgitato .....	7
4.1	Calcolo della portata di uno stramazzo triangolare .....	8
4.1	Calcolo della portata attraverso una luce sotto battente .....	8
4.1	Calcolo della portata attraverso una luce libera .....	9
<b>5</b>	<b>CALCOLO PERDITE DI CARICO – LINEA ACQUE .....</b>	<b>10</b>
<b>6</b>	<b>VERIFICA IDRAULICA IMPIANTO .....</b>	<b>18</b>
6.1	Linea acque – sollevamento equalizzazione e ricircolo mixed-liquor .....	18
7.1	Linea fanghi – sollevamento fanghi di supero e ricircolo fanghi .....	19
<b>7</b>	<b>RETE DI RACCOLTA ACQUE METEORICHE DI DILAVAMENTO – STUDIO IDROLOGICO .....</b>	<b>22</b>
7.1	Indagine sul regime delle piogge.....	23
7.1	Delimitazione del bacino e coefficienti di afflusso .....	25
7.1	Scelta della frequenza delle piogge critiche.....	26
<b>8</b>	<b>SISTEMA DI TRATTAMENTO E SMALTIMENTO DELLE ACQUE METEORICHE .....</b>	<b>27</b>
<b>9</b>	<b>RETE DI RACCOLTA ACQUE METEORICHE – CALCOLI IDRAULICI .....</b>	<b>27</b>
<b>ALLEGATI .....</b>		<b>31</b>
	DATI PLUVIOMETRICI DELLA STAZIONE DI OSTUNI .....	31
	ELABORAZIONE DATI PLUVIOMETRICI - STAZIONE DI OSTUNI (5MIN-1H) .....	36
	ELABORAZIONE DATI PLUVIOMETRICI - STAZIONE DI OSTUNI (1H-24H) .....	36
	PROGETTO E VERIFICA DELLA RETE PLUVIALE (TR = 1 ANNO) .....	40
	PROGETTO E VERIFICA DELLA RETE PLUVIALE (TR = 5 ANNI) .....	41
	SCALA DI DEFLUSSO A SEZIONE CIRCOLARE Ø 200 - GAMMA (BAZIN) = 0,16 - PENDENZA =0,50% .....	42

## 1 PREMESSA

### 1.1 Criteri di calcolo idraulico

La presente relazione viene redatta ai fini delle verifiche idrauliche condotte sulle opere di potenziamento/adeguamento dell'esistente impianto depurativo di Ostuni (BR), oggetto del progetto definitivo.

Attualmente l'impianto di trattamento è impostato su due linee (*linea vecchia* - LV e *linea nuova* - LN), idraulicamente non equilibrate che non consentono di ottimizzare i rapporti volumetrici intrinseci tra denitrificazione ed ossidazione nella singola linea, e reciproci, tra linea vecchia e linea nuova. Alla LN viene inviata circa il 75% della portata giornaliera affluente ed il restante 25% alla LV, ciascuna caratterizzata da sezioni di trattamento tra loro connesse da diversi manufatti e molteplici collegamenti idraulici, in parte a gravità (pelo libero) e parte in pressione.

Pertanto, i calcoli idraulici hanno riguardato, preliminarmente, la definizione dei profili idraulici dell'impianto di depurazione sia per la linea acqua che per la linea fanghi.

La verifica del profilo idraulico è stata articolata nelle seguenti fasi operative:

- ✓ acquisizione degli elaborati progettuali e verifica, mediante sopralluogo, dello stato di fatto;
- ✓ rilievo plano-altimetrico dello stato di fatto con definizione altimetrica e dimensionale di tutti i collegamenti idraulici;
- ✓ restituzione grafica del rilievo effettuato;
- ✓ definizione del profilo idraulico teorico associato alla portata massima da trattare, mediante l'utilizzo di formule di stima delle perdite di carico continue e localizzate, e determinazione della portata massima teorica idraulicamente trattabile;
- ✓ analisi del reale profilo idraulico associato alla portata massima trattata al fine di tarare i parametri delle formule di stima delle perdite di carico continue e localizzate utilizzate in sede di progetto, ed individuazione delle eventuali criticità.

Quanto sopra premesso, allo scopo di operare un riequilibrio delle due linee biologiche funzionanti in parallelo, sia in termini di carichi idraulici che organici da trattare, rispetto all'attuale configurazione impiantistica che appare, come detto, sbilanciata, si è proposta la demolizione della LV e la realizzazione di una seconda linea biologica (LP), in parallelo all'esistente (LN) avente pari volumetria.

In particolare, a seguito dell'aumento della potenzialità, come carico da trattare, del presidio depurativo esistente, dal valore di 32.810 a quello di 64.912 AE, in accordo con il dato "carico generato" indicato nel PTA della Regione Puglia, nel presente progetto si sono previsti i seguenti interventi, in sintesi:

- per la *linea acque*: l'introduzione nella filiera di trattamento della fase di sedimentazione primaria, la demolizione e la ricostruzione, con volumetria aggiuntiva, di una delle due linee in cui attualmente è suddivisa la sezione biologica;
- per la *linea fanghi*: la rifunzionalizzazione della fase di digestione anaerobica, utilizzando

le volumetrie esistenti, e della linea del biogas.

I circuiti idraulici sono stati dimensionati assumendo a base di calcolo la portata media ( $Q_m$ ) in arrivo all'impianto, come meglio precisato negli elaborati descrittivi REL.001 "Relazione illustrativa" e REL.009 "Relazione di processo", parte integrante del presente progetto. Relativamente ai pre-trattamenti di grigliatura grossolana e fine, la nuova stazione, opportunamente inserita nel profilo idraulico esistente, sarà in grado di trattare la massima portata ( $Q_{max}$ ) in arrivo all'impianto pari a  $4xQ_m$ . In particolare, ciascuno dei due canali cui la stessa griglia è costituita dovrà trattare metà della  $Q_{max}$ . Inoltre, parallelamente ai predetti canali è stato previsto un canale di *by-pass* dotato anch'esso di una griglia grossolana del tipo oleodinamico avente le stesse caratteristiche delle precedenti.

A valle dei trattamenti di grigliatura e dissabatura, l'intera portata in ingresso al depuratore ( $Q_m$ ) dalla vasca di equalizzazione esistente viene sollevata ed inviata ad un pozzetto ripartitore delle portate di progetto che permette a mezzo di un sistema di paratoie motorizzate di ripartire la stessa portata ai due sedimentatori primari, sempre di progetto. Come anzidetto, allo scopo di operare un riequilibrio delle due linee biologiche funzionanti in parallelo, si è proposta la demolizione della LV e la realizzazione di una seconda linea biologica (LP), in parallelo all'esistente (LN) avente pari volumetria. I relativi calcoli idraulici, allegati alla presente relazione, sono stati eseguiti partendo dal comparto biologico della LN e procedendo da valle verso monte calcolando le perdite di carico fino ad arrivare a misurare il livello idrico nel pozzetto di monte del manufatto ripartitore delle portate in cui verrà sollevata l'intera portata di progetto. Tale portata verrà poi ripartita equamente attraverso le due soglie di sfioro tra i due pozzetti di valle dello stesso manufatto ripartitore che, a loro volta alimentano le due linee biologiche (quella nuova, esistente, e quella di progetto).

Per il dimensionamento del comparto biologico di progetto si è poi proceduto da monte verso valle a partire dal livello idrico del pozzetto di valle del manufatto ripartitore subito a monte delle vasche di denitrificazione, calcolando di volta in volta le perdite di carico con le nuove portate di trattamento.

I calcoli idraulici sono stati eseguiti in maniera tale da assicurare il regolare deflusso dei liquami e dei fanghi nelle diverse stazioni di trattamento.

Inoltre, la scelta delle sezioni idrauliche, a gravità e in pressione, è stata condotta in maniera tale da realizzare condizioni di regolare funzionamento con il minore dispendio di energia, in modo tale da ottenere il minore costo di esercizio per quanto attiene ai consumi elettrici.

Sempre al fine di contenere le perdite di energia, si è avuto cura di minimizzare lo sviluppo delle tubazioni e delle canalette, nonché i cambi di direzione delle stesse, compatibilmente con la conformazione plano-altimetrica dell'area interessata dall'intervento.

Nel dimensionare i circuiti idraulici dell'impianto sono state calcolate le perdite di carico continue e localizzate lungo le condotte in pressione ed i canali a pelo libero, perdite da soglie a stramazzo e perdite per passaggio attraverso determinati manufatti costituenti l'impianto stesso.

Nei paragrafi che seguono si riportano alcune delle formule maggiormente utilizzate per la costruzione del profilo idraulico nonché per la valutazione delle perdite di carico e dei livelli idrici che si vengono ad instaurare nelle diverse opere in condizioni di esercizio. Le formulazioni a cui si fa riferimento sono quelle classiche della bibliografia idraulica.

## 2 CORRENTI IN PRESSIONE

### 2.1 Perdite di carico continue

Il calcolo della cadente piezometrica, o perdita di carico per unità di sviluppo lineare di condotta (espressa in m/Km, in riferimento alle perdite di carico distribuite), è stato effettuato con la formula di DARCY-WEISBACH:

$$J = \frac{\lambda}{D} \times \frac{v^2}{2g}$$

da cui deriva il valore della perdita di carico totale:

$$\Delta H = J \times L$$

con

$\Delta H$  perdita di carico (m)

$D$  diametro della condotta (m)

$\lambda$  coefficiente di resistenza o di attrito

$v$  velocità media del fluido (m/s)

$g$  accelerazione di gravità (m/s<sup>2</sup>)

$L$  lunghezza della condotta

Il coefficiente di resistenza o fattore di rugosità  $\lambda$ , in regime turbolento, è stato calcolato con la relazione di Colebrook per le tubazioni in acciaio:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \lg \left( \frac{\varepsilon}{3,71D} + \frac{2,51}{\text{Re} \sqrt{\lambda}} \right)$$

da cui deriva

$$\lambda = \left( \frac{1}{2 \lg \frac{3,71 \times D}{\varepsilon}} \right)^2 \times \left( 1 + \frac{8D}{\text{Re} \times \varepsilon} \right)$$

con

$D$  diametro della condotta (m)

$\lambda$       coefficiente di resistenza o di attrito  
 $\varepsilon$       scabrezza della tubazione (m)  
Re      numero di Reynolds (m/s)

Il numero di Reynolds è pari a:

$$Re = \frac{U \times D}{\nu}$$

con

U      velocità media del fluido (m/s)  
D      diametro della condotta (m)  
 $\nu$       viscosità cinematica del fluido (m<sup>2</sup>/s)  
che, per T = 20°C, è pari a  $1,10 \times 10^{-6}$  m<sup>2</sup>/s

Il valore della scabrezza e di *Darcy-Weisbach* dipende dal tipo di tubazione utilizzata e, in particolare, dal tipo di rivestimento interno.

Si è adottato come valore della scabrezza assoluta,  $\varepsilon = 1$  mm per le tubazioni in acciaio.

## 2.1 Perdite di carico localizzate

In generale le perdite di carico localizzate si esprimono con la formula del tipo:

$$\Delta H = K \frac{v^2}{2g}$$

dove

$\Delta H$     = perdita di carico [m];  
K      = coefficiente dipendente dalla tipologia della singolarità (0.5 imbocco – 1.00 sbocco);  
 $v$       = velocità dell'acqua nella tubazione [m/s];  
g      = accelerazione di gravità [m/s<sup>2</sup>];

Il coefficiente K risulta variabile caso per caso, in funzione delle condizioni locali (imbocco, sbocco, curve, gomiti, saracinesche, ecc.).

### 3 CORRENTI A PELO LIBERO

#### 3.1 Calcolo della portata per canali in caso di moto uniforme

$$Q = K \cdot A \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot i^{0,5}$$

dove

$Q$  = portata [ $\text{m}^3/\text{s}$ ];

$K$  = coefficiente di conduttanza [ $\text{m}^{1/3}/\text{s}^{-1}$ ];

$A$  = sezione della luce [ $\text{m}^2$ ];

$R$  = raggio idraulico [ $\text{m}^2/\text{m}$ ];

$i$  = pendenza del canale [ $\text{m}/\text{m}$ ]

Nel caso di dimensionamento dei canali rettangolari a superficie libera:

$$Q = V \cdot h_0 \cdot l = K \left( \frac{h_0 \cdot l}{l \cdot 2h_0} \right)^{2/3} \cdot i^{1/2}$$

dove

$Q$  = portata [ $\text{m}^3/\text{s}$ ];

$V$  = velocità [ $\text{m}^2/\text{s}$ ];

$h_0$  = altezza d'acqua moto uniforme (m)

$l$  = larghezza della canaletta (m)

$K$  = coefficiente di scabrezza (Strickler-Manning) = 60 [ $\text{m}^{1/3}/\text{s}^{-1}$ ];

$i$  = pendenza del canale [ $\text{m}/\text{m}$ ]

La perdita di carico

$$\Delta h = i \cdot l$$

dove  $l$  = lunghezza canaletta (m)

Nel caso di dimensionamento dei canali rettangolari con incremento di portata nel senso del moto:

$$h = \sqrt{h_0^2 + \frac{2Q^2}{gl^2 \cdot h_0}}$$

dove

$h$  = sovrizzo (m)

$h_0$  = altezza d'acqua moto uniforme (m)

$Q$  = portata [ $\text{m}^3/\text{s}$ ];

$l$  = larghezza della canaletta (m)

La perdita di carico

$$\Delta h = h - h_0 + i \cdot (l - V^2/2g)$$

dove  $l$  = lunghezza canaletta (m)

## 4 STRAMAZZI

### 4.1 Calcolo della portata di uno stramazzo rettangolare, a sbocco libero

$$Q = \mu \cdot L \cdot h \cdot \sqrt{2gh}$$

dove:

$Q$  = portata [ $\text{m}^3/\text{s}$ ];

$\mu$  = coefficiente d'efflusso (0,40 per soglia sottile a bordo arrotondato);

$L$  = lunghezza della soglia di sfioro [m];

$g$  = accelerazione di gravità [ $\text{m}/\text{s}^2$ ]

### 4.1 Calcolo della portata di uno stramazzo rettangolare rigurgitato

$$Q = L \left( \mu_1 h_2 \sqrt{2gh_1} + \frac{2}{3} \mu_2 h_1 \sqrt{2gh_1} \right)$$

dove

$Q$  = portata [ $\text{m}^3/\text{s}$ ];

$\mu$  = coefficiente d'efflusso (per traverse normali  $\mu_1=\mu_2=0,65$ );

$h_l$  = differenza di livello tra monte e valle della soglia [m];



- $h_2$  = battente sullo stramazzo a valle della soglia [m];  
 $L$  = lunghezza della soglia di sfioro [m];  
 $g$  = accelerazione di gravità [m/s<sup>2</sup>]

#### 4.1 Calcolo della portata di uno stramazzo triangolare

$$Q = \frac{8}{15} \cdot \mu \cdot tg \frac{\alpha}{2} \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot h^{\frac{5}{2}}$$

dove

- $Q$  = portata [m<sup>3</sup>/s];  
 $\mu$  = coefficiente d'efflusso pari a 0,61;  
 $h$  = carico sullo stramazzo, a monte della soglia [m];  
 $\alpha$  = angolo di apertura dello stramazzo;  
 $g$  = accelerazione di gravità [m/s<sup>2</sup>]

Il valore approssimato della portata di uno stramazzo triangolare per  $\alpha=90^\circ$  risulta:

$$Q = 1,46 \cdot h^{\frac{5}{2}}$$

#### 4.1 Calcolo della portata attraverso una luce sotto battente

$$Q = \mu \cdot A \sqrt{2gh}$$

dove

- $Q$  = portata [m<sup>3</sup>/s];  
 $\mu$  = coefficiente d'efflusso con valore medio pari a 0,61;  
 $h$  = battente d'acqua connesso alla differenza di quota tra pelo libero a monte e a valle della luce [m];  
 $A$  = sezione della luce [m<sup>2</sup>];  
 $g$  = accelerazione di gravità [m/s<sup>2</sup>]

Tale formula sarà utilizzata per esempio nel caso di paratoie che mettono in comunicazione due camere separate da setti continui, nel caso specifico

$A$  = sezione della luce =  $b \times h_l$

dove

$b$  = larghezza della luce [m]

$h_l$  = altezza della luce [m]

pertanto

$$Q = 0.61 \cdot b \cdot h_l \sqrt{2gh}$$

#### 4.1 Calcolo della portata attraverso una luce libera

$$Q = \mu \cdot A \sqrt{2gh}$$

dove

$Q$  = portata [ $\text{m}^3/\text{s}$ ];

$\mu$  = coefficiente d'efflusso con valore medio pari a 0,61;

$h$  = battente d'acqua connesso alla differenza di quota tra pelo libero a monte della luce e il baricentro della luce [m];

$A$  = sezione della luce [ $\text{m}^2$ ];

$g$  = accelerazione di gravità [ $\text{m}/\text{s}^2$ ]

## 5 CALCOLO PERDITE DI CARICO – LINEA ACQUE

Nelle tabelle che seguono vengono riportati in maniera sintetica i livelli idrici calcolati nelle vasche del ciclo biologico a seguito delle calcolazioni eseguite per la portata massima di trattamento del comparto biologico pari a 460 mc/h, tenendo conto dell'incidenza dei drenaggi interni del depuratore e della stazione di trattamento bottini. Vengono inoltre riportate le quote di sfioro principali che determinano le varie di disconnessioni idrauliche dell'impianto depurativo di Ostuni.

PORTATA MAX DI TRATTAMENTO DEL COMPARTO BIOLOGICO 460 mc/h

PORTATA IN INGRESSO AL COMPARTO BIOLOGICO (linea esistente-LN) 226 mc/h

Inizialmente si è proceduto da valle verso monte:

da **Bacino di denitrificazione (A-9C/D) "linea nuova"**  
a **Manufatto ripartitore della portata ai comparti biologici, in uscita dai sedimentatori primari (A-11)**

Diametro nominale	D (mm)	400
Materiale tubazione	acciaio	
Lunghezza	L (m)	88,50
Portata di punta	$Q_p$ (mc/h)	386,39
Portata media	$Q_m$ (mc/h)	225,96
Quota pelo libero bacino denitro		27,82
Perdita di carico totale		<b>0,110</b>
Quota W.L. pozzetto manufatto partitore (2° comp.) (m)		<b>27,93</b>
Quota W.L. pozzetto manufatto partitore (1° comp.) (m)		

Nel dimensionamento si è ipotizzato che l'intera portata pari a 452 mc/h possa transitare da un solo comparto del manufatto ripartitore della portata (A-11) e che l'altro è chiuso da saracinesca

Diametro nominale	D (mm)	500
Materiale tubazione	acciaio	
Lunghezza	L (m)	88,50
Portata media	$Q_m$ (mc/h)	452,00
Quota pelo libero bacino denitro		27,82
Perdita di carico totale		<b>0,150</b>
Quota W.L. pozzetto manufatto partitore (2° comp.) (m)		<b>27,97</b>
Quota W.L. pozzetto manufatto partitore (1° comp.) (m)		<b>28,19</b>

da **Manufatto ripartitore della portata ai comparti biologici, in uscita dai sedimentatori primari (A-11)**

a **Pozzetto di uscita sedimentatore primario**

Diametro nominale	D (mm)	400
Materiale tubazione	acciaio	
Lunghezza	L (m)	2,50
Portata di punta	$Q_p$ (mc/h)	386,39
Portata media	$Q_m$ (mc/h)	225,96
Quota pelo libero pozzetto partitore		<b>28,19</b>
Perdita di carico totale		<b>0,02</b>
Quota WL pozzetto di uscita sedimentatore primario		28,21

Nel caso in cui transita l'intera portata pari a 452 mc/h

Diametro nominale	D (mm)	500
Materiale tubazione	acciaio	
Lunghezza	L (m)	2,50
Portata media	$Q_m$ (mc/h)	452,00
Quota pelo libero pozzetto partitore		<b>28,19</b>
Perdita di carico totale		<b>0,05</b>
Quota WL pozzetto di uscita sedimentatore primario		<b>28,24</b>

da **Sedimentatore primario**

a **Manufatto ripartitore della portata ai sedimentatori primari (A-8) – comparto di valle**

Diametro nominale	D (mm)	400
Materiale tubazione	acciaio	
Lunghezza	L (m)	21,20
Portata di punta	$Q_p$ (mc/h)	393,30
Portata media	$Q_m$ (mc/h)	230,00
Quota pelo libero sedimentatore		<b>28,74</b>
Perdita di carico totale		<b>0,04</b>
Quota WL pozzetto di carico sedimentatore - comparto di valle (m)		<b>28,78</b>

Nel caso in cui transita l'intera portata pari a 460 mc/h

Diametro nominale	D (mm)	400
Materiale tubazione	acciaio	
Lunghezza	L (m)	21,20
Portata media	$Q_m$ (mc/h)	460,00
Quota pelo libero sedimentatore		<b>28,74</b>
Perdita di carico totale		<b>0,15</b>
Quota WL pozzetto di carico sedimentatore - comparto di valle (m)		<b>28,89</b>
Quota WL pozzetto di carico sedimentatore - comparto di monte (m)		<b>29,09</b>

Di seguito si riporta la tabella riepilogativa del dimensionamento della canaletta di sfioro del sedimentatore primario

<b>SEDIMENTATORE PRIMARIO</b>	
<b>Canaletta di sfioro</b>	
Raggio asse canaletta (m)	8,825 m
$L_{tot}$ (m)	55,45 m
Q	230,00 mc/h
Q/2	115,00 mc/h
LARGHEZZA I	0,35 m
PENDENZA	0,0030 m
SCABREZZA K	60,00
LUNGHEZZA L	27,73 m
PORTATA	230,00 mc/h
PORTATA (Q/2 per semicanaletta sedimentatori circolari)	0,03 mc/s
VELOCITA' V	0,62 m/s
ALTEZZA MOTO UNIFORME (ho)	0,15 m
SOVRALZO NEL SENSO DI MOTO (h)	0,18 m
ENERGIA CINETICA	0,02 m
MASSIMA ALTEZZA A MONTE (Hm)	0,26 m
MASSIMA ALTEZZA A VALLE (Hv)	0,17 m
PERDITA DI CARICO (Hm-Hv)	0,09 m
sc. valle	28,29 m
Hliq_valle	28,47 m
Hliq_monte	28,56 m
sc. monte	28,37 m
Altezza interna canaletta	0,4 m
Quota ciglio canaletta	28,69 m
W.L. sedimentatore primario	28,74 m

Per il calcolo delle perdite di carico della linea biologica di progetto si è proceduto da monte verso valle a partire dal livello idrico del comparto di valle del manufatto ripartitore delle portate (A-11) subito a monte delle vasche di denitrificazione (A-9A/B)

**PORTATA IN INGRESSO AL COMPARTO BIOLOGICO (linea di progetto - LP) 226 mc/h**

da	<b>Manufatto ripartitore della portata ai comparti biologici, in uscita dai sedimentatori primari (A-11)</b>		
a	<b>Selettore biologico "linea progetto" (A-14)</b>		
	Diametro nominale	D (mm)	400
	Materiale tubazione	acciaio	
	Lunghezza	L (m)	8,65
	Portata di punta	$Q_p$ (mc/h)	386,39
	Portata media	$Q_m$ (mc/h)	225,96
	Quota pelo libero manufatto ripartitore (comp. valle)		27,97
	Perdita di carico totale		0,040
	Quota WL selettore biologico		27,93

Si è ipotizzato che l'intera portata pari a 452 mc/h possa transitare da un solo comparto di valle del manufatto ripartitore della portata (A-11) e che l'altro è chiuso da saracinesca, mantenendo sempre il diametro DN 400 mm

da	<b>Manufatto ripartitore della portata ai comparti biologici, in uscita dai sedimentatori primari (A-11)</b>		
a	<b>Selettore biologico "linea progetto" (A-14)</b>		
	Diametro nominale	D (mm)	400
	Materiale tubazione	acciaio	
	Lunghezza	L (m)	8,65
	Portata media	$Q_m$ (mc/h)	452
	Quota pelo libero manufatto ripartitore (comp. valle)		27,97
	Perdita di carico totale		0,150
	Quota WL selettore biologico		27,82

da	<b>Selettore biologico "linea progetto" (A-14)</b>		
a	<b>Comparto denitro</b>		
	Alimentazione con soglia e paratoia di esclusione		
	Larghezza soglia (l)		1,00 m
	Portata in ingresso alla denitro (linea 1)		227,98 mc/h
	Altezza soglia (hs)		0,11 m
	Quota WL selettore biologico		27,82 m
	Quota soglia		27,71 m
	Quota soglia abbassata		27,35 m

da	<b>Comparto denitro</b>	
a	<b>Comparto ossidazione-nitrificazione</b>	
	Larghezza soglia di collegamento (l)	1,40 m
	Portata in ingresso alla denitro (linea 1)	687,98 mc/h
	Altezza soglia (hs)	0,19 m
	Quota WL selettore biologico	27,82 m
	Quota soglia	<b>27,63 m</b>
	caduta sul pelo libero	0,25 m
	Quota WL ox-nitro	<b>27,57 m</b>

<b>Stramazzo lineare</b>		
	l =	17,9
	Q =	227,98 mc/h
	hs =	0,016
	Quota soglia stramazzo	<b>27,55 m</b>
	Ciglio canaletta	<b>27,52 m</b>
	Canaletta di scarico (l)	0,4 m
	Pendenza canaletta (i)	0,003 m
	Q/2	114 mc/h
	vo	0,6 m/s
	ho	0,14 m
	L/2	8,95 m
	sovrizzo	0,168 m
	Ec	0,018 m
	Hliq_monte	<b>0,197 m</b>
	Hliq_valle	<b>0,158 m</b>
	$\Delta H =$	<b>0,039 m</b>
	W.L._monte	<b>27,37 m</b>
	scorr_monte	<b>27,2 m</b>
	W.L._valle	<b>27,33 m</b>
	scorr_valle	<b>27,17 m</b>
	caduta nel pozzetto	0,31
	W.L. pozzetto di uscita ox	<b>27,02 m</b>

da	<b>Pozzetto di scarico comparto ox-denitro</b>		
a	<b>Ripartitore portata ai sedimentatori finali (A-16)</b>		
	Diametro nominale	D (mm)	400
	Materiale tubazione	acciaio	
	Lunghezza	L (m)	11,90
	Portata di punta	$Q_p$ (mc/h)	389,85
	Portata media	$Q_m$ (mc/h)	227,98
	Quota WL pozzetto di scarico ox-nitro		27,02
	Perdita di carico totale		0,040
	Quota WL ripartitore ai sed. finali (comp. di monte)		<b>26,98</b>
	Quota WL ripartitore ai sed. finali (comp. valle)		<b>26,62</b>

Si è ipotizzato che l'intera portata pari a 456 mc/h possa transitare da un solo comparto di monte del manufatto ripartitore della portata (A-16) e che l'altro è chiuso da saracinesca, mantenendo sempre il diametro DN 400 mm

da	<b>Pozzetto di scarico comparto ox-denitro</b>		
a	<b>Ripartitore portata ai sedimentatori finali (A-16)</b>		
	Diametro nominale	D (mm)	400
	Materiale tubazione	acciaio	
	Lunghezza	L (m)	11,90
	Portata media	$Q_m$ (mc/h)	455,96
	Quota WL pozzetto di scarico ox-nitro		27,02
	Perdita di carico totale		0,150
	Quota WL ripartitore ai sed. finali (comp. di monte)		<b>26,87</b>
	Quota WL ripartitore ai sed. finali (comp. valle)		<b>26,62</b>

da	<b>Pozzetto di carico sedimentatori secondari</b>		
a	<b>Sedimentatore secondario</b>		
	Diametro nominale	D (mm)	400
	Materiale tubazione	acciaio	
	Lunghezza	L (m)	20,00
	Portata di punta	$Q_p$ (mc/h)	389,85
	Portata media	$Q_m$ (mc/h)	227,98
	Quota WL manufatto ripartitore ai sedimentatori finali (comp. valle)		26,62
	Perdita di carico totale		0,05
	Quota WL sedimentatore secondario		26,57



Nel caso in cui transita l'intera portata pari a 456 mc/h e si bypassa uno dei due sedimentatori secondari, mantenendo sempre il diametro DN 400 mm

da	<b>Pozzetto di carico sedimentatori secondari</b>		
a	<b>Sedimentatore secondario</b>		
	Diametro nominale	D (mm)	400,00
	Materiale tubazione	acciaio	
	Lunghezza	L (m)	20,00
	Portata media	Q <sub>m</sub> (mc/h)	455,96
	Quota WL manufatto ripartitore ai sedimentatori finali (com		26,62
	Perdita di carico totale		0,17
	Quota WL sedimentatore secondario		<b>26,45</b>

da	<b>Pozzetto di uscita sedimentatori secondari</b>		
a	<b>Manufatto partitore finale (A-17)</b>		
	Diametro nominale	D (mm)	400
	Materiale tubazione	acciaio	
	Lunghezza	L (m)	5,20
	Portata di punta	Q <sub>p</sub> (mc/h)	189,18
	Portata media	Q <sub>m</sub> (mc/h)	110,63
	Pozzetto in uscita sedimentatore finale		<b>25,95</b>
	Perdita di carico totale		0,01
	Quota WL manufatto ripartitore finale (comp. monte)		<b>25,96</b>

Nel caso in cui transita l'intera portata pari a 222 mc/h e si bypassa uno dei due sedimentatori secondari, mantenendo sempre il diametro DN 400 mm

da	<b>Pozzetto di uscita sedimentatori secondari</b>		
a	<b>Manufatto partitore finale (A-17)</b>		
	Diametro nominale	D (mm)	400,00
	Materiale tubazione	acciaio	
	Lunghezza	L (m)	5,20
	Portata media	Q <sub>m</sub> (mc/h)	221,26
	Pozzetto in uscita sedimentatore finale		25,95
	Perdita di carico totale		0,11
	Quota WL manufatto ripartitore finale (comp. monte)		<b>25,84</b>
	caduta sul pelo libero		<b>0,25</b>
	Quota WL manufatto ripartitore finale (comp. valle)		<b>25,59</b>

Di seguito si riporta la tabella riepilogativa del dimensionamento della canaletta di sfioro del sedimentatore secondario

<b>SEDIMENTATORE SECONDARIO</b>	
<b>Canaletta di sfioro</b>	
Raggio asse canaletta (m)	8,425 m
Ltot (m)	52,94 m
Q	228,00 mc/h
Q/2	114,00 mc/h
LARGHEZZA I	0,35 m
PENDENZA	0,003 m
SCABREZZA K	60
LUNGHEZZA L	26,47 m
PORTATA	228,00 mc/h
PORTATA (Q/2 per semicanaletta sedimentatori circolari)	0,032 mc/s
VELOCITA' V	0,600 m/s
ALTEZZA MOTO UNIFORME (ho)	0,140 m
SOVRALZO NEL SENSO DI MOTO (h)	<b>0,178 m</b>
ENERGIA CINETICA	<b>0,018 m</b>
MASSIMA ALTEZZA A MONTE (Hm)	<b>0,257 m</b>
MASSIMA ALTEZZA A VALLE (Hv)	<b>0,158 m</b>
PERDITA DI CARICO (Hm-Hv)	<b>0,099 m</b>
sc. valle	<b>26,00 m</b>
Hliq_valle	<b>26,18 m</b>
Hliq_monte	<b>26,28 m</b>
sc. monte	<b>26,08 m</b>
Altezza interna canaletta	<b>0,4 m</b>
Quota ciglio canaletta	<b>26,40 m</b>
W.L. sedimentatore secondario	<b>26,45 m</b>

## 6 VERIFICA IDRAULICA IMPIANTO

### 6.1 Linea acque – sollevamento equalizzazione e ricircolo mixed-liquor

**Sollevamento acque reflue dall'equalizzazione esistente al manufatto di ripartizione della portata ai sedimentatori primari (A-8)**

Portata	$Q = 0.127 \text{ mc/s}$	(460 mc/h)
Diametro nominale	$D = 0.500 \text{ m}$	
Lunghezza condotta premente	$L = 104 \text{ m}$	
Velocità	$v = 0.66 \text{ m/s}$	
Area sezione	$A = 0.168 \text{ mq}$	

Perdite di carico continue	$\Delta H_1 = 0.11 \text{ m}$
Perdite di carico localizzate	$\Delta H_2 = 0.10 \text{ m}$
Perdite di carico totali	$\Delta H_{\text{tot}} = 0.21 \text{ m}$

Dislivello geodetico	$\Delta H_g = 13.45 \text{ m}$
Prevalenza minima della pompa	$P = \Delta H_{\text{tot}} + \Delta H_g = 13.66 \text{ m}$

**Sollevamento miscela aerata – prima linea di progetto (sollevamento al comparto di denitro A-9A)**

Portata	$Q = 0.127 \text{ mc/s}$	(460 mc/h)
Diametro nominale	$D = 0.500 \text{ m}$	
Lunghezza condotta premente	$L = 40.20 \text{ m}$	
Velocità	$v = 0.65 \text{ m/s}$	
Area sezione	$A = 0.196 \text{ mq}$	

Perdite di carico continue	$\Delta H_1 = 0.04 \text{ m}$
Perdite di carico localizzate	$\Delta H_2 = 0.09 \text{ m}$

Perdite di carico totali	$\Delta H_{\text{tot}} = 0.13 \text{ m} \cong 0.15 \text{ m}$
Dislivello geodetico	$\Delta H_g = 6.1 \text{ m}$
Prevalenza minima della pompa	$P = \Delta H_{\text{tot}} + \Delta H_g = 6.25 \text{ m}$

### **Sollevamento miscela aerata – seconda linea di progetto (sollevamento al comparto di dentro A-9B)**

Portata	$Q = 0.127 \text{ mc/s}$	(460 mc/h)
Diametro nominale	$D = 0.500 \text{ m}$	
Lunghezza condotta premente	$L = 40.20 \text{ m}$	
Velocità	$v = 0.65 \text{ m/s}$	
Area sezione	$A = 0.196 \text{ mq}$	

Perdite di carico continue	$\Delta H_1 = 0.04 \text{ m}$
Perdite di carico localizzate	$\Delta H_2 = 0.09 \text{ m}$
Perdite di carico totali	$\Delta H_{\text{tot}} = 0.13 \text{ m} \cong 0.15 \text{ m}$

Dislivello geodetico	$\Delta H_g = 6.1 \text{ m}$
Prevalenza minima della pompa	$P = \Delta H_{\text{tot}} + \Delta H_g = 6.25 \text{ m}$

## **7.1 Linea fanghi – sollevamento fanghi di supero e ricircolo fanghi**

### **Sollevamento fanghi primari – linea di progetto idraulicamente più svantaggiata (dal pozzetto di sollevamento A-18B a valle del sedimentatore primario A-15B)**

Portata	$Q = 0.0042 \text{ mc/s}$	(15 mc/h)
Diametro nominale	$D = 0.100 \text{ m}$	
Lunghezza condotta premente	$L = 85 \text{ m}$	
Velocità	$v = 0.53 \text{ m/s}$	

Area sezione  $A = 0.0079 \text{ mq}$

Perdite di carico continue  $\Delta H_1 = 0.66 \text{ m}$

Perdite di carico localizzate  $\Delta H_2 = 0.12 \text{ m}$

Perdite di carico totali  $\Delta H_{\text{tot}} = 0.77 \text{ m}$

Le perdite di carico totali vanno maggiorate del 30-35% per tener conto dell'aumento di viscosità del fango rispetto all'acqua pertanto:

Perdite di carico totali  $\Delta H_{\text{tot}} \cong 1.01 \text{ m}$

Dislivello geodetico  $\Delta H_g \cong 2 \text{ m}$

Prevalenza minima della pompa  $P = 3.01 \text{ m}$

**Sollevamento fanghi secondari di supero – linea di progetto idraulicamente più svantaggiata (dal pozzetto di sollevamento A-19D a valle del sedimentatore secondario A-17F)**

Portata  $Q = 0.0042 \text{ mc/s} \quad (15 \text{ mc/h})$

Diametro nominale  $D = 0.150 \text{ m}$

Lunghezza condotta premente  $L = 117 \text{ m}$

Velocità  $v = 0.24 \text{ m/s}$

Area sezione  $A = 0.0176 \text{ mq}$

Perdite di carico continue  $\Delta H_1 = 0.11 \text{ m}$

Perdite di carico localizzate  $\Delta H_2 = 0.02 \text{ m}$

Perdite di carico totali  $\Delta H_{\text{tot}} = 0.13 \text{ m}$

Dislivello geodetico  $\Delta H_g = 5.1 \text{ m}$

Prevalenza minima della pompa  $P = \Delta H_{\text{tot}} + \Delta H_g = 5.23 \text{ m}$

**Sollevamento fanghi secondari di ricircolo – prima linea di progetto (dal pozzetto di sollevamento A-19D al selettore anossico A-14)**

Portata	$Q = 0.0319 \text{ mc/s}$ (115 mc/h)
Diametro nominale	$D = 0.250 \text{ m}$
Lunghezza condotta premente	$L = 97.50 \text{ m}$
Velocità	$v = 0.65 \text{ m/s}$
Area sezione	$A = 0.0490 \text{ mq}$

Perdite di carico continue	$\Delta H_1 = 0.24 \text{ m}$
Perdite di carico localizzate	$\Delta H_2 = 0.09 \text{ m}$
Perdite di carico totali	$\Delta H_{\text{tot}} = 0.33 \text{ m}$

Dislivello geodetico	$\Delta H_g = 5.99 \cong 6.00 \text{ m}$
Prevalenza minima della pompa	$P = \Delta H_{\text{tot}} + \Delta H_g = 6.33 \text{ m}$

**Sollevamento fanghi secondari di ricircolo – seconda linea di progetto (dal pozzetto di sollevamento A-19C al selettore anossico A-14)**

Portata	$Q = 0.0319 \text{ mc/s}$ (115 mc/h)
Diametro nominale	$D = 0.250 \text{ m}$
Lunghezza condotta premente	$L = 97.50 \text{ m}$
Velocità	$v = 0.65 \text{ m/s}$
Area sezione	$A = 0.0490 \text{ mq}$

Perdite di carico continue	$\Delta H_1 = 0.24 \text{ m}$
Perdite di carico localizzate	$\Delta H_2 = 0.09 \text{ m}$
Perdite di carico totali	$\Delta H_{\text{tot}} = 0.33 \text{ m}$

Dislivello geodetico	$\Delta H_g = 5.99 \cong 6.00 \text{ m}$
Prevalenza minima della pompa	$P = \Delta H_{\text{tot}} + \Delta H_g = 6.33 \text{ m}$

## **7 RETE DI RACCOLTA ACQUE METEORICHE DI DILAVAMENTO – STUDIO IDROLOGICO**

In sede di Conferenza dei Servizi per la verifica di assoggettabilità a Valutazione di Impatto Ambientale, tenutasi in data 26/09/2014, l'ARPA Puglia, con nota prot. n. 8102 del 18/09/2014, ha chiesto ad A.P. S.p.A. che *“La raccolta, trattamento e smaltimento delle acque meteoriche ricadenti nell'area dell'impianto di Ostuni deve avvenire ai sensi del recente R.R. n. 26 del 09/12/2013”*.

A tal proposito si rappresenta quanto di seguito riportato.

Riguardo il trattamento e lo smaltimento delle acque meteoriche, gli impianti di depurazione non sono inclusi nell'elenco di cui al Capo II del Regolamento Regionale 9 dicembre 2013, n. 26, in quanto non rientranti nei settori produttivi di cui all'art. 8, comma 2, per i quali c'è il rischio di dilavamento di sostanze pericolose.

Pertanto, per il presidio depurativo in esame sussistono le indicazioni dell'art. 5 del Regolamento Regionale 9 dicembre 2013, n. 26 che prevede ai punti:

*“1. Le acque di prima pioggia provenienti dalle superfici scolanti impermeabilizzate di insediamenti industriali, artigianali, commerciali e di servizio, localizzati in aree sprovviste di fognatura separata e non ricadenti nelle fattispecie disciplinate dal Capo II del presente Regolamento, sono avviate verso vasche di accumulo a perfetta tenuta stagne e sottoposte ad un trattamento di grigliatura e dissabbiatura prima del loro scarico nei recapiti finali [...]”;*

*“3. L'Autorità competente al rilascio dell'autorizzazione o alla ricezione della comunicazione allo scarico potrà richiedere, in funzione e dell'estensione delle superfici di raccolta anche un trattamento di disoleazione delle acque di prima pioggia.”*

Considerata l'attuale configurazione dell'impianto e la sistemazione della viabilità interna prevista nel presente progetto, è stata valutata la possibilità che le acque meteoriche di dilavamento provenienti da superfici impermeabilizzate scolanti, interne allo stesso impianto, vengano raccolte, mediante rete di drenaggio, ed inviate in testa al processo depurativo per essere trattate insieme alle acque reflue urbane.

Tanto si è reso possibile in ragione della modesta estensione delle superfici scolanti impermeabilizzate dell'area dell'impianto (circa 2.370 mq), da sistemare nell'ambito del presente progetto con asfalto di tipo drenante.

E' stato inoltre previsto che, gran parte della restante superficie esterna (attualmente in sterrato), qualora non venga sistemata a verde, sarà dotata di pavimentazione drenante in masselli autobloccanti distanziati con riempimento in ghiaietto, idonei per traffico pesante; ivi compresa l'area topograficamente sottoposta del bacino di equalizzazione.

Si precisa che l'opportunità di impiegare per la viabilità interna del depuratore pavimentazione drenante, al fine di diminuire la impermeabilità dei suoli, è stata espressa anche in sede di Conferenze dei Servizi per analoghi interventi di potenziamento di impianti depurativi, ricadenti nelle delibere CIPE. In particolare, nell'ambito delle richiamate CdS il Servizio di Tutela delle

Acque ha ritenuto che la soluzione (adottata anche nel presente progetto) di inviare in testa all'impianto le acque meteoriche di dilavamento, fosse compatibile con le disposizioni del citato Regolamento Regionale 26/2013.

Nel caso in oggetto, le acque meteoriche di dilavamento verranno inviate in testa all'impianto di depurazione, subendo quindi trattamenti già propri della filiera di trattamento, ovvero di:

1. Grigliatura grossolana e fine;
2. Dissabbiatura

Di seguito si riporta lo studio idrologico condotto sul regime pluviometrico relativamente alla zona di interesse, all'interno dell'impianto di depurazione di Ostuni.

Lo scopo dello studio idrologico è quello di pervenire alla valutazione delle principali grandezze idrologiche che intervengono nei calcoli di verifica/dimensionamento e della rete di raccolta pluviale di progetto.

Lo studio è così articolato:

- Indagine sul regime delle piogge ed elaborazione dei dati pluviometrici occorrenti per le verifiche idrauliche;
- Delimitazione dei bacini principali e sottobacini con determinazione dei coefficienti di afflusso;
- Scelta della frequenza delle piogge critiche.

## 7.1 Indagine sul regime delle piogge

Per i dati pluviometrici si è fatto riferimento alla stazione pluviometrica di Ostuni, che presenta una serie cronologica di dati (vedi allegato in appendice) sufficientemente ampia.

Il dato fondamentale da cui partire nell'elaborazione statistica è costituito dall'altezza delle precipitazioni riferite ad un intervallo di tempo da scegliersi in funzione dell'ampiezza dell'area interessata e delle sue caratteristiche di impermeabilità.

Infatti la durata della pioggia più pericolosa cresce all'aumentare della superficie ed al diminuire del coefficiente di afflusso.

Le reti di fognatura pluviale, che come quella in progetto interessano una superficie molto piccola con valori relativamente bassi del coefficiente di afflusso, presentano tempi di corrivazione molto inferiori alle 24 ore. Pertanto, si sono presi in considerazione i dati relativi alle piogge di minore durata, precisamente le *“precipitazioni di notevole intensità e breve durata”* ed i massimi annuali delle *“precipitazioni orarie di durata  $1 \div 24$  ore”*.

Le *“precipitazioni di forte intensità e breve durata”* sono però riportate negli annali per una durata variabile per cui, per la necessaria omogeneità dei dati, i valori di altezza di pioggia sono stati rapportati alla durata di 5, 10, 15, 30 minuti, con il criterio delle *“altezze ragguagliate”* (vedi allegato in appendice).



Supponendo l'intensità di pioggia costante per tutta la durata  $T$  della pioggia stessa, l'altezza di pioggia  $h_t$ , relativa alla durata generica  $t$ , si ricava dalla relazione:

$$h_t = h_T \times \frac{t}{T}$$

per durate  $t > T$  si assumerà l'altezza  $h_t$ , se questa risulta maggiore di quella raggiunta alla pioggia di durata  $T' > T$ .

I dati sono stati elaborati accettando l'ipotesi che i massimi pluviometrici  $h$  delle diverse durate siano interpretati dalla distribuzione probabilistica di Gumbel<sup>1</sup>.

Con riferimento ai tempi di ritorno di 1, 5, 10, 15, 20 anni si sono ricavati i valori corrispondenti a ciascuna durata mediante la relazione:

$$h = u - \frac{1}{a} \times \ln \left[ \ln \left( \frac{T_r - 1}{T_r} \right) \right]$$

essendo:

$$u = m(h) - \frac{0.5771}{a}$$

$$a = \frac{1,283}{s(h)}$$

$$m(h) = \sum_i \frac{h}{N}$$

$$s(h) = \sqrt{\sum_i \frac{[h_i - m(h)]^2}{N - 1}}$$

La adattabilità dei dati di osservazione alla legge probabilistica del valore estremo è stata verificata attraverso il metodo del  $\chi^2$  di *Pearson* che, suddiviso il campione in  $k$  classi, considera la grandezza statistica:

$$\chi^2 = \sum \frac{(N_i - N_{pi})^2}{N_{pi}}$$

che esprime il divario fra l'osservazione e la teoria, dove:

- $N_i$  rappresenta la frequenza dei valori empirici;
- $N_{pi}$  rappresenta il numero dei valori della stessa grandezza che scaturiscono dall'ipotesi teorica di distribuzione.

<sup>1</sup> E. J. Gumbel: “*Statistic of extremenes*” – Columbia University Press, New York, 1967

Confrontando tale grandezza con quella ( $\chi^2$ ) che deriva dal grado di libertà (f) del sistema e dal livello di significatività prescelto (0,05), si può concludere circa l'adattabilità dei dati empirici all'ipotesi di Gumbel.

Il test del  $\chi^2$  di Pearson mostra per la stazione pluviometrica di Ostuni una buona adattabilità dei dati di osservazione alla legge di Gumbel. Infatti i valori del  $\chi^2$  per le durate prescelte risulta sempre più basso del  $\chi^2$ .

Per ciascun tempo di ritorno la determinazione del legame funzionale tra le altezze di pioggia  $h$  e le durate  $T$  è ottenuta adottando un'espressione monomia del tipo:

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

che in forma logaritmica si trasforma nella retta di equazione:

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

La regolarizzazione dei dati compresi in ciascun intervallo è stata ottenuta con il metodo dei minimi quadrati risolvendo il sistema di equazioni:

$$n \sum (\log(t))^2 + \log(a) \times \sum (\log(t) \times \log(h))$$

$$n \sum (\log(t)) + m \times \log(a) = \sum (\log(h))$$

dove  $m$  è il numero delle durate prese in esame ed  $a$  ed  $n$  sono rispettivamente il coefficiente e l'esponente delle curve di possibilità pluviometrica.

In tal modo si sono ottenuti i parametri  $a$  ed  $n$  riferiti alle durate 5min -1h e 1h -24h che hanno mostrato valori caratteristici di un regime tipicamente mediterraneo, simili a quelle riscontrate per territori limitrofi.

## 7.1 Delimitazione del bacino e coefficienti di afflusso

Riguardo la definizione dei bacini afferenti alla fognatura pluviale la normativa di riferimento è contenuta nel **Regolamento Regionale 9 dicembre 2013, n. 26**, pubblicato sul Bollettino Ufficiale della Regione Puglia n. 166 del 17.12.2013. Tale Regolamento Regionale, all'art. 3, comma 1, definisce:

- a) *Acque meteoriche di dilavamento: le acque di pioggia che precipitano sull'intera superficie impermeabilizzata scolante afferente allo scarico o all'immissione;*

- b) *Acque di prima pioggia: le prime acque meteoriche di dilavamento relative ad ogni evento meteorico preceduto da almeno 48 (quarantotto) ore di tempo asciutto, per una altezza di precipitazione uniformemente distribuita;*
- c) *di 5 (cinque) mm per superfici scolanti aventi estensione, valutata al netto delle aree a verde e delle coperture non carrabili che non corrivano sulle superfici scolanti stesse, inferiore o uguale a 10.000 (diecimila) mq.*

Le superfici utilizzate per la quantificazione delle acque di dilavamento e delle acque di prima pioggia sono esclusivamente quelle “impermeabili” “al netto delle aree a verde e delle coperture non carrabili che non corrivano sulle superfici scolanti stesse”.

In funzione dell'andamento planimetrico dell'area servita dalla rete fognate e dei deflussi stradali si è individuato il bacino principale della rete fognante che è stato poi suddiviso, in base all'andamento altimetrico ed alla configurazione dell'impianto, in sottobacini di più piccole dimensioni ciascuno di competenza di un tronco della rete.

Stabilita tale suddivisione si sono determinati, per analogia, i coefficienti di afflusso in fognatura di letteratura<sup>2</sup>:

- 0,70 per le zone intensamente edificate;
- 0,50 per le zone ad edilizia estensiva;
- 0,40 per le zone di espansione e quelle adibite a servizi di quartiere
- 0,30 per le aree a verde.

Per quanto concerne la verifica/dimensionamento della rete di raccolta delle acque meteoriche di dilavamento a servizio dell'impianto si è cautelativamente utilizzato un coefficiente medio di afflusso pari a 0,70.

Al fine di tener conto dell'influenza dell'altezza di pioggia sul coefficiente di afflusso si è utilizzata la formula di Fantoli, per cui:

$$\Phi' = \Phi_1 \times T^{\frac{n}{3}}$$

## 7.1 Scelta della frequenza delle piogge critiche

Elaborate le curve o le equazioni di possibilità pluviometrica, caratterizzate da valori costanti di frequenza e quindi di probabilità, occorre scegliere la frequenza adatta al tipo di opere da progettare.

A tal proposito il neo emanato Regolamento Regionale 9 dicembre 2013, n. 26, (pubblicato sul Bollettino Ufficiale della Regione Puglia n. 166 del 17.12.2013) prevede che “*le acque meteoriche di dilavamento [...], in alternativa alla separazione delle acque di prima pioggia, possono essere trattate in impianti con funzionamento in continuo, sulla base della portata*

<sup>2</sup> V. Nanni : "La moderna tecnica delle fognature" - Ed. Hoepli  
M. Marchetti : "Fognature urbane" - Politecnico di Torino

*stimata, secondo le caratteristiche pluviometriche dell'area da cui dilavano, per un tempo di ritorno pari a 5 (cinque) anni” (cfr. art. 5, comma 2, R.R. n. 26/2013).*

Sulla base di quanto detto si è optato di utilizzare per le verifiche idrauliche le curve di possibilità pluviometrica con tempo di ritorno  **$T_r = 5$  anni**.

## **8 SISTEMA DI TRATTAMENTO E SMALTIMENTO DELLE ACQUE METEORICHE**

Riguardo il sistema di raccolta, trattamento e smaltimento delle acque meteoriche, per le considerazioni sopra svolte, le stesse verranno convogliate in testa all'impianto, dove subiranno, nella nuova stazione di grigliatura e dissabbiatura gli appropriati trattamenti.

Si precisa che, a differenza del R.R. n. 26/2013 che non prevede alcun tipo di trattamento per le acque di dilavamento successive alle acque di prima pioggia, con i presenti interventi di progetto le acque successive a quelle di prima pioggia subiranno comunque un processo di grigliatura e dissabbiatura, essendo tali opere state progettate per trattare una portata in arrivo all'impianto pari a 4 volte la portata media  $Q_m$ .

## **9 RETE DI RACCOLTA ACQUE METEORICHE – CALCOLI IDRAULICI**

Per i calcoli idraulici della rete di fognatura è stata utilizzata la formula di Chézy:

$$Q = A \cdot \chi \cdot \sqrt{R \cdot i_f}$$

essendo:

- Q la portata
- A la sezione liquida
- R il raggio idraulico
- $i_f$  la pendenza del fondo
- $\chi$  il coefficiente di attrito

Per esprimere quest'ultimo si è stata utilizzata l'espressione di Chezy:

$$\chi = \frac{87}{\sqrt{R/(\gamma + \sqrt{R})}}$$

dove  $\gamma$ , **coefficiente di scabrezza**, si è assunto cautelativamente il valore **0,16** per le tubazioni in PVC.

Il progetto/verifica della rete è stata effettuato utilizzando una modello matematico di calcolo della portata piena basato sul metodo dell'invaso, che consente il dimensionamento e la verifica in funzione dei diversi eventi meteorici.

Indicando con:

Q la portata  
A la sezione liquida

p la portata che affluisce nella rete nell'istante t;  
q la portata che ne defluisce nello stesso istante t;  
v il volume d'acqua invasato nel tempo dt,

e partendo dall'equazione di continuità, nell'ipotesi di pioggia d'intensità costante e di funzionamento sincrono ed autonomo della rete, il metodo in parola fornisce la relazione:

$$V = \frac{T \cdot Q}{\ln(\Sigma/1 - \Sigma)} \quad (1)$$

con:

$$\Sigma = K \cdot a \cdot T^{n-1} \cdot \frac{A}{Q} \quad (2)$$

essendo:

V il volume d'invaso somma del volume invasato nella rete a monte del tronco in esame, del volume invasato nel tronco stesso, del volume degli invasi superficiali e del velo idrico; questi ultimi due globalmente valutati in 10 mc/ettaro.  
K il coefficiente di afflusso ottenuto come media ponderale dei coefficienti di afflusso relativi ai singoli bacini parziali sottesi dai tronchi a monte;  
Q la portata che defluisce dal tronco;  
A l'area totale, somma dell'area propria del tronco e di quella relativa ai bacini sottesi dai tronchi di monte.

La precedente equazione che sinteticamente possiamo scrivere come:

$$V = V(T) \quad (3)$$

consente di calcolare il volume d'invaso V in funzione della durata T della pioggia, per cui il massimo volume d'invaso lo si ottiene derivando la precedente rispetto al tempo e risolvendo l'equazione:

$$\frac{dV(T)}{dt} = 0 \quad (4)$$

Nella prima fase il modello di calcolo consente la risoluzione del sistema formato dalla (3) e (4), di determinare la sezione circolare teorica che, con un determinato franco (che si è assunto pari al 20%), realizza un volume d'invaso uguale a quello massimo necessario. Il tutto con un ordine di approssimazione percentuale di qualche millesimo.

Nella seconda fase lo stesso modello esegue la verifica della rete con le sezioni di progetto utilizzata per i singoli tratti.

Per tenere conto del fattore di ragguaglio, per cui l'altezza di pioggia media diminuisce all'aumentare dell'area del bacino, il modello utilizza le formule del Puppini:

$$a' = a \times \left( 1 - 0,052 \times \frac{A}{100} + 0,02 \times \left( \frac{A}{100} \right)^2 \right)$$

$$n' = n + 0,0175 \times \frac{A}{100}$$

Mentre al fine di considerare l'influenza che l'altezza di pioggia esercita sul coefficiente di afflusso, utilizzala formula di Fantoli:

$$\Phi' = \Phi_1 \times T^{\frac{n}{3}}$$

Nelle tabelle in appendice si riportano i calcoli di progetto e verifica della rete pluviale, elaborati sia con riferimento alle acque di prima pioggia che alla possibilità alternativa di trattamento delle acque meteoriche di dilavamento successive a quelle di prima pioggia ( $T_r = 5$  anni).

Nel caso in oggetto, con un tempo di ritorno di 5 anni, corrispondono due curve pluviometriche valutate tenendo conto degli eventi meteorici di durata compresa tra i 5 minuti ed 1 ora.

$$h = 42,54 \times t^{0,595}$$

E tenendo conto degli eventi contraddistinti da durate comprese tra 1 e 24 ore:

$$h = 40,75 \times t^{0,253}$$

Con la metodologia su esposta ed impiegando tubazioni in PVC, è stata verificata la capacità di deflusso della rete di raccolta e vettoriamento delle acque pluviali, utilizzando parte della rete di convogliamento dei surnatanti in testa all'impianto, opportunamente integrata con canalette di raccolta, nuovi tronchi (**1.1, 2.2, 5.1**) e griglie a copertura dei pozzetti di linea.

Il R.R. n. 26/2013, pur definendo l'altezza limite di pioggia da sottoporre a trattamento, non definisce la durata di questa pioggia limite, posto che tale dato è comunque necessario per stabilire l'intensità di pioggia limite che consente di determinare la portata da sottoporre a dissabbiatura ed oltre la quale il trattamento non è più necessario.

In mancanza si è fatto riferimento alla legge della Regione Lombardia n. 62/85, *“Disciplina degli scarichi degli insediamenti civili e delle pubbliche fognature – Tutela delle acque sotterranee dall'inquinamento”* come modificata dalla L.R. n. 52/90 e n. 20/96.

Tale legge all'art. 20 - *“Smaltimento delle acque di prima pioggia e di lavaggio”*, comma 2, prevede: *“Sono considerate acque di prima pioggia quelle corrispondenti per ogni evento meteorico ad una precipitazione di 5 mm, uniformemente distribuita sulla superficie scolante servita dalla rete di drenaggio. Al fine del calcolo delle portate, si stabilisce che tale valore si verifichi in quindici minuti ...”*.

Definita l'altezza di pioggia critica e la relativa durata, il calcolo della portata di prima pioggia può essere condotto con la stessa metodologia (modello matematico basato sul metodo dell'invaso) utilizzata per la verifica della rete fognante, facendo riferimento alla curva di probabilità pluviometrica corrispondente a quel tempo di ritorno che fornisce, per la durata di 15 minuti, un'altezza di pioggia di 5 mm.

Nel nostro caso, tale tempo di ritorno corrisponde a poco più di un anno con la seguente curva monomia:

$$h = 10,29 \times t^{0,516}$$

Inserendo nel modello matematico della rete di progetto la suddetta curva monomia si ricava la portata di prima pioggia:

$$q_{prima\_pioggia} = 3,77 \text{ l/sec}$$

Inserendo nel modello matematico della rete di progetto la curva monomia relativa al  $Tr = 5$  anni si ricava la portata di pioggia:

$$q_{pioggia\_Tr=5anni} = 22,02 \text{ l/sec}$$

che rappresenta circa il 19% della portata media afferente all'impianto ed il 10% di quella di punta, cui farà fronte, con il tempo di ritorno considerato, l'effetto volano dell'ampia volumetria disponibile del bacino di equalizzazione esistente.

Seguono gli allegati.

## ALLEGATI

### DATI PLUVIOMETRICI DELLA STAZIONE DI OSTUNI



#### SERVIZIO PROTEZIONE CIVILE

#### Centro Funzionale Regionale



#### OSTUNI

latitudine 40° 43' 32,64" N				longitudine 17° 34' 40,32" E									
ANNO	Max intensità			1 ORA		3 ORE		6 ORE		12 ORE		24 ORE	
50	mm	data	minuti	mm	data	mm	data	mm	data	mm	data	mm	data
1958	12,4	7-nov	10	16,4	22-mag	26,0	7-nov	32,8	6-nov	39,6	25-nov	53,4	12-nov
1960	8,8	7-ott	5	16,2	9-dic	27,4	9-feb	40,4	9-feb	82,0	9-feb	120,2	9-feb
1961	12,4	1-dic	10	18,0	1-dic	18,8	1-mag	23,4	29-dic	34,2	29-dic	38,0	29-dic
1962	13,0	9-nov	10	20,0	9-nov	30,0	9-nov	32,4	19-ott	35,0	19-ott	56,0	14-mar
1963	30,0	4-ott	30	60,4	4-ott	50,4	4-ott	52,2	4-ott	64,6	4-ott	69,4	4-ott
1964	13,2	1-nov	15	25,0	1-nov	52,6	1-nov	72,0	1-nov	86,6	1-nov	105,2	1-nov
1965	>>	>>	>>	11,0	20-mar	25,0	20-mar	27,6	20-mar	28,0	20-mar	48,2	11-dic
1966	40,0	4-nov	45	47,2	4-nov	54,4	4-nov	55,8	4-nov	59,8	4-nov	60,0	4-nov
1967	12,2	13-giu	15	25,0	11-nov	34,4	11-nov	40,2	11-nov	45,8	11-nov	45,8	11-nov
1968	38,0	25-ago	30	42,0	25-ago	54,4	24-ago	55,8	24-ago	78,2	24-ago	79,0	24-ago
1969	11,6	1-dic	10	22,8	1-dic	29,2	1-dic	31,0	18-ago	51,0	18-ago	60,2	11-set
1970	25,0	18-set	30	31,2	18-set	41,2	18-ott	67,8	18-ott	130,0	18-ott	177,8	17-ott
1971	>>	>>	>>	44,4	19-set	47,2	19-set	47,6	18-set	70,6	3-gen	79,2	2-gen
1972	26,2	7-apr	30	30,2	7-apr	30,6	21-feb	40,8	21-feb	53,4	21-feb	57,4	21-feb
1973	26,0	28-set	20	26,2	28-set	26,4	28-set	26,4	28-set	38,6	28-set	51,6	30-mar
1974	10,0	7-set	10	48,4	7-set	66,6	7-set	66,8	7-set	69,6	30-dic	81,0	30-dic
1975	20,0	11-ott	25	22,6	17-ott	41,0	16-ott	48,0	16-ott	54,0	16-ott	55,2	16-ott
1977	18,0	20-set	20	27,4	20-set	35,6	26-nov	44,2	9-dic	47,4	9-dic	50,0	9-dic
1978	17,0	5-set	15	18,6	5-set	28,0	5-set	43,0	6-mar	53,0	20-ott	53,0	20-ott
1979	16,6	17-giu	15	22,6	20-giu	27,4	26-apr	37,4	26-apr	46,4	20-giu	81,4	3-nov
1980	7,8	12-ott	10	16,2	15-mar	26,2	15-nov	40,8	15-mar	69,8	15-mar	74,4	15-mar
1982	25,4	10-ago	35	28,0	10-ago	30,0	10-ago	30,2	10-ago	47,0	28-nov	68,6	28-nov
1983	32,2	5-nov	20	40,0	5-nov	59,0	5-nov	61,6	5-nov	63,6	5-nov	77,0	5-nov
1984	22,2	20-set	20	46,8	20-set	55,8	20-set	57,8	20-set	59,6	20-set	61,4	20-set
1985	30,0	13-ott	20	43,0	13-ott	50,6	13-ott	55,6	13-ott	55,6	13-ott	55,6	13-ott
1986	9,4	7-giu	8	30,8	27-set	38,4	27-set	48,2	4-nov	60,0	4-nov	77,0	3-nov
1987	13,0	11-nov	12	23,0	11-nov	44,0	11-nov	63,4	11-nov	85,2	21-nov	110,0	21-nov
1988	17,0	15-set	13	33,0	21-set	41,4	15-set	54,0	21-set	67,0	15-set	69,0	15-set



1989	13,0	27-lug	5	28,2	27-lug	32,4	2-giu	32,8	2-giu	38,2	27-lug	38,2	27-lug
1990	11,4	10-ott	12	32,0	10-dic	67,4	10-dic	72,2	10-dic	72,4	10-dic	72,6	10-dic
1991	6,2	15-set	5	15,6	24-apr	30,2	24-apr	42,2	12-feb	48,4	12-feb	50,2	11-apr
1992	12,8	14-ott	6	52,2	14-ott	79,0	14-ott	90,8	14-ott	91,2	14-ott	95,0	14-ott
1993	16,2	3-ott	5	70,0	3-ott	73,0	3-ott	73,2	3-ott	75,2	3-ott	87,6	3-ott
	38,2	3-ott	15										
	61,4	3-ott	30										
1994	4,6	19-set	5	13,6	18-gen	23,4	20-gen	35,8	14-feb	44,2	14-feb	53,6	14-feb
	8,6	18-gen	15										
	12,4	18-gen	30										
1995	29,0	29-lug	15	55,4	16-ago	65,4	16-ago	86,2	16-ago	88,4	16-ago	88,4	16-ago
	32,0	29-lug	30										
1996	14,0	7-set	15	21,2	7-set	43,0	29-gen	60,4	29-gen	80,8	7-feb	113,2	7-feb
	18,8	7-set	30										
1997	8,6	8-ott	5	25,6	28-ott	43,4	28-ott	48,4	23-nov	69,9	10-gen	72,2	10-gen
	15,0	13-nov	15										
	21,6	28-ott	30										
1998	10,2	19-ago	5	39,0	19-ago	39,6	15-lug	41,4	15-lug	59,8	22-nov	92,0	22-nov
	32,2	19-ago	15										
	39,0	19-ago	30										
1999	11,0	5-set	5	45,4	2-set	46,4	2-set	46,4	2-set	46,4	2-set	55,8	1-gen
	23,8	5-set	15										
	29,2	2-set	30										
2000	6,2	19-nov	5	20,4	8-ott	38,2	10-feb	53,2	10-feb	79,2	10-feb	102,0	10-feb
	14,0	8-ott	15										
	18,8	8-ott	30										
2001	6,6	26-ott	5	18,4	26-ott	19,8	25-ott	34,4	25-ott	48,0	25-ott	68,8	25-ott
	11,4	26-ott	15										
	14,4	26-ott	30										
2002	12,6	29-ago	5	42,4	20-mag	60,2	20-mag	62,6	8-set	69,0	7-set	98,4	7-set
	24,2	29-ago	15										
	28,2	29-ago	30										
2003	10,6	2-ago	5	25,4	2-ago	35,4	8-set	58,6	8-set	59,0	8-set	60,6	7-set
	19,6	2-ago	15										
	23,0	2-ago	30										
2004	9,8	6-giu	5	49,0	26-lug	61,2	26-lug	85,0	26-lug	93,6	26-lug	93,6	26-lug
	25,0	6-giu	15										
	37,4	6-giu	30										
2005	11,4	22-ott	5	48,6	22-ott	53,0	22-ott	54,2	22-ott	56,0	22-ott	64,2	22-ott
	26,6	22-ott	15										
	42,0	22-ott	30										
2006	11,6	27-set	5	40,6	27-set	73,0	27-set	76,4	27-set	99,4	27-set	126,8	26-set
	25,8	27-set	15										
	26,8	27-set	30										
2007	9,4	28-mag	5	35,0	28-mag	35,4	28-mag	35,4	28-mag	44,0	28-mag	44,0	28-mag
	21,0	28-mag	15										
	33,6	28-mag	30										
2008	5,6	17-gen	5	23,4	4-giu	31,8	4-giu	53,6	28-nov	58,8	28-nov	71,0	3-dic
	9,0	28-nov	15										
	14,4	4-giu	30										

2009	7,6	16-set	5	25,6	16-set	39,2	16-set	39,4	16-set	39,4	16-set	66,6	23-ott
	20,0	26-set	15										
	24,4	16-set	30										
2010	6,4	24-lug	5	33,4	19-ott	47,8	20-mag	59,4	11-ott	76,6	11-ott	86,0	11-ott
	15,8	20-mag	15										
	24,2	24-lug	30										

## ELABORAZIONE DATI PLUVIOMETRICI - STAZIONE DI OSTUNI (5 min – 1h)

Anno	5 min	10 min	15 min	20 min	30 min	45 min	1 ORA
1958	6,2	12,4	12,4	12,4	12,4	12,4	16,4
1960	8,8	8,8	8,8	8,8	8,8	12,2	16,2
1961	6,2	12,4	12,4	12,4	12,4	13,5	18,0
1962	6,5	13,0	13,0	13,0	13,0	15,0	20,0
1963	5,0	10,1	15,1	20,1	30,2	45,3	60,4
1964	4,4	8,8	13,2	13,2	13,2	18,8	25,0
1965	0,9	1,8	2,8	3,7	5,5	8,3	11,0
1966	4,4	8,9	13,3	17,8	26,7	40,0	47,2
1967	4,1	8,1	12,2	12,2	12,5	18,8	25,0
1968	6,3	12,7	19,0	25,3	38,0	38,0	42,0
1969	5,8	11,6	11,6	11,6	11,6	17,1	22,8
1970	4,2	8,3	12,5	16,7	25,0	25,0	31,2
1971	3,7	7,4	11,1	14,8	22,2	33,3	44,4
1972	4,4	8,7	13,1	17,5	26,2	26,2	30,2
1973	6,5	13,0	19,5	26,0	26,0	26,0	26,2
1974	5,0	10,0	12,1	16,1	24,2	36,3	48,4
1975	4,0	8,0	12,0	16,0	20,0	20,0	22,6
1977	4,5	9,0	13,5	18,0	18,0	20,6	27,4
1978	5,7	11,3	17,0	17,0	17,0	17,0	18,6
1979	5,5	11,1	16,6	16,6	16,6	17,0	22,6
1980	3,9	7,8	7,8	7,8	8,1	12,2	16,2
1982	3,6	7,3	10,9	14,5	21,8	25,4	28,0
1983	8,1	16,1	24,2	32,2	32,2	32,2	40,0
1984	5,6	11,1	16,7	22,2	23,4	35,1	46,8
1985	7,5	15,0	22,5	30,0	30,0	32,3	43,0
1986	5,9	9,4	9,4	10,3	15,4	23,1	30,8
1987	5,4	10,8	13,0	13,0	13,0	17,3	23,0
1988	6,5	13,1	17,0	17,0	17,0	24,8	33,0
1989	13,0	13,0	13,0	13,0	14,1	21,2	28,2
1990	4,8	9,5	11,4	11,4	16,0	24,0	32,0
1991	6,2	6,2	6,2	6,2	7,8	11,7	15,6
1992	10,7	12,8	13,1	17,4	26,1	39,2	52,2
1993	16,2	25,5	38,2	40,9	61,4	61,4	70,0
1994	4,6	5,7	8,6	8,6	12,4	12,4	13,6
1995	9,7	19,3	29,0	29,0	32,0	41,6	55,4

1996	4,7	9,3	14,0	14,0	18,8	18,8	21,2
1997	8,6	10,0	15,0	15,0	21,6	21,6	25,6
1998	10,7	21,5	32,2	32,2	39,0	39,0	39,0
1999	11,0	15,9	23,8	23,8	29,2	34,1	45,4
2000	6,2	9,3	14,0	14,0	18,8	18,8	20,4
2001	6,6	7,6	11,4	11,4	14,4	14,4	18,4
2002	12,6	16,1	24,2	24,2	28,2	31,8	42,4
2003	10,6	13,1	19,6	19,6	23,0	23,0	25,4
2004	9,8	16,7	25,0	25,0	37,4	37,4	49,0
2005	11,4	17,7	26,6	28,0	42,0	42,0	48,6
2006	11,6	17,2	25,8	25,8	26,8	30,5	40,6
2007	9,4	14,0	21,0	22,4	33,6	33,6	35,0
2008	5,6	6,0	9,0	9,6	14,4	17,6	23,4
2009	7,6	13,3	20,0	20,0	24,4	24,4	25,6
2010	6,4	10,5	15,8	16,1	24,2	25,1	33,4

#### NUMERO OSSERVAZIONI

	5 min	15 min	30 min	45 min	60 min
0					
	5	4	2	1	1
	8	2	1	1	1
	5	4	2	1	2
	6	4	2	2	2
	3	6	9	10	10
	2	4	2	3	4
	1	1	1	1	1
	2	4	8	10	9
	2	4	2	3	4
	5	8	10	9	9
	5	3	2	3	3
	2	4	7	6	6
	2	3	6	8	9
	2	4	8	6	6
	6	8	8	6	4
	3	4	7	9	9
	2	4	5	4	3
	3	5	4	4	5
	4	7	4	3	2
	4	7	4	3	3
	2	1	1	1	1
	1	3	6	6	5
	8	9	9	8	8
	4	7	7	9	9
	7	9	9	8	9
	5	2	3	5	6
	4	4	2	3	3
	6	7	4	6	7
	10	4	3	4	5
	3	3	4	6	6

5	1	1	1	1
9	4	8	9	10
10	10	10	10	10
3	2	2	1	1
9	10	9	10	10
3	5	5	3	3
8	6	6	5	4
9	10	10	9	8
10	9	8	9	9
5	5	5	3	2
6	3	3	2	2
10	9	8	8	9
9	8	7	5	4
9	10	10	9	9
10	10	10	10	9
10	10	8	8	8
9	9	9	9	7
4	2	3	3	3
7	8	7	6	4
5	6	7	6	7

		5 min	15 min	30 min	45 min	60 min
///	m(h)	6,93	15,99	22,12	25,72	31,94
///	s(h)	2,96	6,84	10,34	10,81	13,29
///	a(h)	0,4328	0,1877	0,1240	0,1186	0,0966
///	u(h)	5,60	12,91	17,47	20,85	25,96
	Tr = 5 anni	9,06	20,91	29,56	33,50	41,49
	Tr = 10 anni	10,80	24,90	35,61	39,82	49,26
	Tr = 15 anni	11,77	27,16	39,02	43,39	53,65
	Tr = 20 anni	12,46	28,74	41,41	45,89	56,72
	Tr = 30 anni	13,42	30,95	44,75	49,38	61,01
	Tr = 50 anni	14,61	33,71	48,92	53,74	66,37

N = 50      K = 10      Npi = 5      f = 9

Classi	P(i)	P(hi+1)	U(i+1)	5 min h(i+1)	15 min h(i+1)	30 min h(i+1)	45 min h(i+1)	60 min h(i+1)
1	0,1000	0,10	-0,834	3,67	8,47	10,74	13,82	17,32
2	0,1000	0,20	-0,476	4,50	10,38	13,63	16,84	21,03
3	0,1000	0,30	-0,186	5,17	11,92	15,97	19,29	24,04
4	0,1000	0,40	0,087	5,80	13,38	18,17	21,59	26,86
5	0,1000	0,50	0,367	6,44	14,87	20,42	23,94	29,75
6	0,1000	0,60	0,672	7,15	16,49	22,88	26,52	32,91
7	0,1000	0,70	1,031	7,98	18,41	25,78	29,54	36,64
8	0,1000	0,80	1,500	9,06	20,91	29,56	33,50	41,49
9	0,1000	0,90	2,250	10,80	24,90	35,61	39,82	49,26
10	0,1000	1,00	∞	∞	∞	∞	∞	∞

FREQUENZE						
Classi	5 min	15 min	30 min	45 min	60 min	
1	2	3	4	7	6	
2	8	4	8	2	5	
3	6	5	4	9	6	
4	5	13	5	3	6	
5						
6						
7						
8						
9						
10						
X <sup>2</sup>	33,80	43,80	32,20	36,60	30,60	
X <sup>0</sup>	16,92					

#### CURVE INTERPOLATRICI (5 - 60)

Tr = 1 anni	a = 10,29	n = 0,516
<b>Tr = 5 anni</b>	<b>a = 42,54</b>	<b>n = 0,595</b>
Tr = 10 anni	a = 50,71	n = 0,594
Tr = 15 anni	a = 55,33	n = 0,594
Tr = 20 anni	a = 58,56	n = 0,594
Tr = 30 anni	a = 63,07	n = 0,594
Tr = 50 anni	a = 68,70	n = 0,594

### ELABORAZIONE DATI PLUVIOMETRICI - STAZIONE DI OSTUNI (1h – 24h)

ANNO	60 min	180 min	360 min	720 min	1.440 min
1958	16,4	26,0	32,8	39,6	53,4
1960	16,2	27,4	40,4	82,0	120,2
1961	18,0	18,8	23,4	34,2	38,0
1962	20,0	30,0	32,4	35,0	56,0

1963	60,4	50,4	52,2	64,6	69,4
1964	25,0	52,6	72,0	86,6	105,2
1965	11,0	25,0	27,6	28,0	48,2
1966	47,2	54,4	55,8	59,8	60,0
1967	25,0	34,4	40,2	45,8	45,8
1968	42,0	54,4	55,8	78,2	79,0
1969	22,8	29,2	31,0	51,0	60,2
1970	31,2	41,2	67,8	130,0	177,8
1971	44,4	47,2	47,6	70,6	79,2
1972	30,2	30,6	40,8	53,4	57,4
1973	26,2	26,4	26,4	38,6	51,6
1974	48,4	66,6	66,8	69,6	81,0
1975	22,6	41,0	48,0	54,0	55,2
1977	27,4	35,6	44,2	47,4	50,0
1978	18,6	28,0	43,0	53,0	53,0
1979	22,6	27,4	37,4	46,4	81,4
1980	16,2	26,2	40,8	69,8	74,4
1982	28,0	30,0	30,2	47,0	68,6
1983	40,0	59,0	61,6	63,6	77,0
1984	46,8	55,8	57,8	59,6	61,4
1985	43,0	50,6	55,6	55,6	55,6
1986	30,8	38,4	48,2	60,0	77,0
1987	23,0	44,0	63,4	85,2	110,0
1988	33,0	41,4	54,0	67,0	69,0
1989	28,2	32,4	32,8	38,2	38,2
1990	32,0	67,4	72,2	72,4	72,6
1991	15,6	30,2	42,2	48,4	50,2
1992	52,2	79,0	90,8	91,2	95,0
1993	70,0	73,0	73,2	75,2	87,6
1994	13,6	23,4	35,8	44,2	53,6
1995	55,4	65,4	86,2	88,4	88,4
1996	21,2	43,0	60,4	80,8	113,2
1997	25,6	43,4	48,4	69,9	72,2
1998	39,0	39,6	41,4	59,8	92,0
1999	45,4	46,4	46,4	46,4	55,8
2000	20,4	38,2	53,2	79,2	102,0
2001	18,4	19,8	34,4	48,0	68,8
2002	42,4	60,2	62,6	69,0	98,4
2003	25,4	35,4	58,6	59,0	60,6
2004	49,0	61,2	85,0	93,6	93,6
2005	48,6	53,0	54,2	56,0	64,2
2006	40,6	73,0	76,4	99,4	126,8
2007	35,0	35,4	35,4	44,0	44,0
2008	23,4	31,8	53,6	58,8	71,0
2009	25,6	39,2	39,4	39,4	66,6
2010	33,4	47,8	59,4	76,6	86,0

NUMERO OSSERVAZIONI

	60 min	180 min	360 min	720 min	1.440 min
0					
	1	1	1	1	3
	1	2	3	9	10
	2	1	1	1	1
	2	2	1	1	3
10	8		7	7	5
4	8		10	9	9
1	1		1	1	2
9	9		7	6	4
4	4		3	2	1
9	9		7	9	7
3	2		1	4	4
6	6		9	10	10
9	7		5	8	7
6	3		3	4	3
4	2		1	1	2
9	10		9	8	7
3	6		5	4	3
5	4		4	3	2
2	2		4	4	2
3	2		2	3	7
1	2		3	8	6
5	2		1	3	5
8	9		8	6	7
9	9		8	6	4
9	8		7	5	3
6	5		6	6	7
3	7		9	9	10
7	6		7	7	5
5	3		1	1	1
6	10		10	8	6
1	2		4	3	2
10	10		10	10	9
10	10		10	8	8
1	1		2	2	3
10	10		10	10	8
3	6		8	9	10
4	6		6	8	6
8	5		4	6	8
9	7		5	3	3
2	5		7	9	9
2	1		2	3	5
9	9		9	7	9
4	4		8	5	4
9	9		10	10	9
9	8		7	5	4
8	10		10	10	10

7	4	2	2	1
3	3	7	5	6
4	5	3	1	5
7	7	8	9	8

N = 50      K = 10      Npi = 5      f = 9

Classi	P(i)	P(hi+1)	U(i+1)	60 min h(i+1)	180 min h(i+1)	360 min h(i+1)	720 min h(i+1)	1.440 min h(i+1)
1	0,1000	0,10	-0,834	17,32	26,14	33,12	40,66	45,97
2	0,1000	0,20	-0,476	21,03	30,32	37,60	46,14	53,16
3	0,1000	0,30	-0,186	24,04	33,70	41,23	50,59	58,99
4	0,1000	0,40	0,087	26,86	36,89	44,65	54,77	64,48
5	0,1000	0,50	0,367	29,75	40,15	48,15	59,04	70,08
6	0,1000	0,60	0,672	32,91	43,71	51,97	63,72	76,21
7	0,1000	0,70	1,031	36,64	47,90	56,46	69,22	83,43
8	0,1000	0,80	1,500	41,49	53,37	62,34	76,40	92,85
9	0,1000	0,90	2,250	49,26	62,13	71,73	87,90	107,93
10	0,1000	1,00	∞	∞	∞	∞	∞	∞

=====

#### FREQUENZE

		TEMPO						
Classi		60 min	180 min	360 min	720 min	1.440 min		
1		6	5	8	7	4		
2		5	9	4	3	5		
3		6	3	5	6	7		
4		6	4	4	4	5		
5								
6								
7								
8								
9								
10								
=====	=====	X^2	30,60	34,20	32,20	32,00	31,00	=====
X°^2		16,92						



### CURVE INTERPOLATRICI (60 - 1440)

Tr = 5 anni	a = 40,75	n = 0,253
Tr = 10 anni	a = 48,01	n = 0,245
Tr = 15 anni	a = 52,11	n = 0,242
Tr = 20 anni	a = 54,97	n = 0,240
Tr = 30 anni	a = 58,97	n = 0,237

### PROGETTO E VERIFICA DELLA RETE PLUVIALE ( $T_r = 1$ anno)

Tronco N.	1.1	2.1	3.1	2.2	5.1	6.1	3.2	4	7	8
Tronchi confluenti	-	1.1	2.1-2.2	-	-	5.1	-	3.1-3.2	4-6.1	7
Area bacino proprio (ha)	0,0492	0,0271	0,0000	0,0312	0,0254	0,0137	0,0188	0,0306	0,0000	0,0413
Area bacini tributari (ha)	-	0,0492	0,1075	-	-	0,0254	-	0,1263	0,1960	0,1960
Area bacino totale (ha)	0,0492	0,0763	0,1075	0,0312	0,0254	0,0391	0,0188	0,1568	0,1960	0,2373
Cooff. di afflusso proprio	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70
Coeff. di afflusso totale	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70
Lunghezza (m)	19,00	28,00	77,80	3,00	7,30	22,00	7,80	13,10	8,70	51,80
Pendenza (%)	2,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
Gamma (Bazin)	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16
Diametro condotta (mm)	125	200	200	110	110	125	125	200	200	200
Curva di calcolo	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
a'	10,29	10,29	10,29	10,29	10,29	10,29	10,29	10,29	10,29	10,29
n'	0,516	0,516	0,516	0,516	0,516	0,516	0,516	0,516	0,516	0,516
n <sub>o</sub>	0,688	0,688	0,688	0,688	0,688	0,688	0,688	0,688	0,688	0,688
Volume piccoli invasi (mc/ha)	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
Portata a sezione piena Q (mc/s)	0,016	0,025	0,025	0,005	0,005	0,007	0,007	0,025	0,025	0,025
Volume d'invaso disponibile (mc)	0,725	1,875	4,320	0,340	0,324	1,071	0,284	5,321	5,594	7,221
Volume d'invaso specifico (mc/mq)	0,001	0,002	0,004	0,001	0,003	0,003	0,002	0,003	0,003	0,003
Coefficiente udometrico (l/sxha)	22,06	17,49	14,00	25,28	23,58	16,66	21,83	15,12	16,35	15,88
Portata di piena Q <sub>p</sub>	0,0011	0,0013	0,0015	0,0008	0,0008	0,0007	0,0004	0,0024	0,0032	<b>0,0038</b>

(mc/s)										
Velocità (m/s)	0,09	0,04	0,05	0,08	0,06	0,05	0,03	0,08	0,10	0,12
$Q_p/Q$	7%	5%	6%	16%	12%	9%	6%	9%	13%	15%

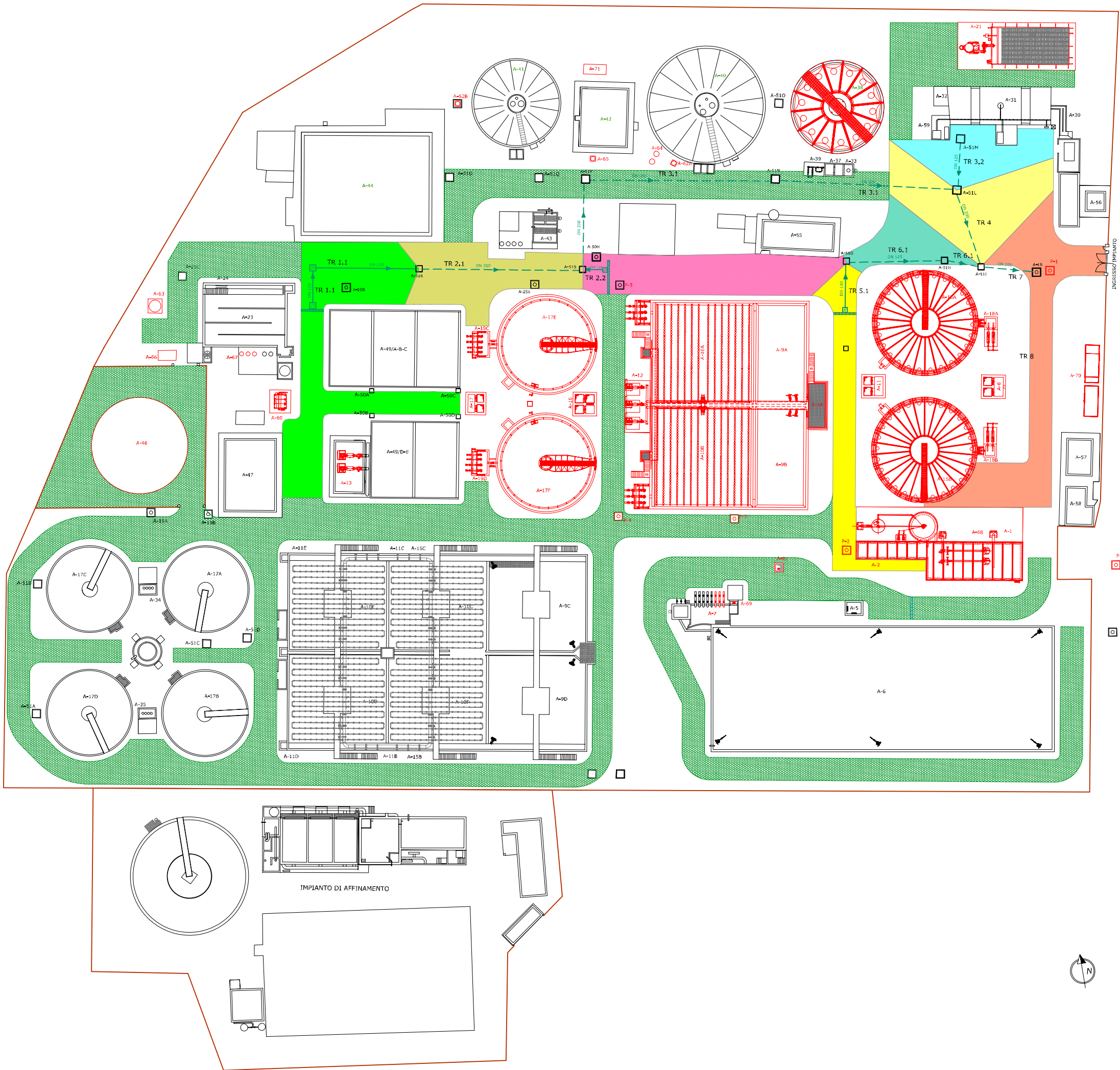
## PROGETTO E VERIFICA DELLA RETE PLUVIALE ( $T_r = 5$ anni)

Tronco N.	1.1	2.1	3.1	2.2	5.1	6.1	3.2	4	7	8
Tronchi confluenti	-	1.1	2.1-2.2	-	-	5.1	-	3.1-3.2	4-6,1	7
Area bacino proprio (ha)	0,0492	0,0271	0,0000	0,0312	0,0254	0,0137	0,0188	0,0306	0,0000	0,0413
Area bacini tributari (ha)	-	0,0492	0,1075	-	-	0,0254	-	0,1263	0,1960	0,1960
Area bacino totale (ha)	0,0492	0,0763	0,1075	0,0312	0,0254	0,0391	0,0188	0,1568	0,1960	0,2373
Cooff. di afflusso proprio	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70
Coeff. di afflusso totale	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70
Lunghezza (m)	19,00	28,00	77,80	3,00	7,30	22,00	7,80	13,10	8,70	51,80
Pendenza (%)	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
Gamma (Bazin)	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16
Diametro condotta (mm)	125	200	200	110	110	125	125	200	200	200
Curva di calcolo	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
a'	42,54	42,54	42,54	42,54	42,54	42,54	42,54	42,54	42,54	42,54
n'	0,595	0,595	0,595	0,595	0,595	0,595	0,595	0,595	0,595	0,595
n <sub>0</sub>	0,793	0,793	0,793	0,793	0,793	0,793	0,793	0,793	0,793	0,793
Volume piccoli invasi (mc/ha)	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
Portata a sezione piena $Q$ (mc/s)	0,007	0,025	0,025	0,005	0,005	0,007	0,007	0,025	0,025	0,025
Volume d'invaso disponibile (mc)	0,725	1,875	4,320	0,340	0,324	1,071	0,284	5,321	5,594	7,221
Volume d'invaso specifico (mc/mq)	0,001	0,002	0,004	0,001	0,003	0,003	0,002	0,003	0,003	0,003
Coefficiente udometrico (l/sxha)	112,06	98,08	86,29	121,19	116,43	95,38	111,39	90,19	94,34	92,78
Portata di piena $Q_p$ (mc/s)	0,0055	0,0075	0,0093	0,0038	0,0038	0,0037	0,0021	0,0141	0,0185	<b>0,0220</b>
Velocità (m/s)	0,45	0,24	0,30	0,40	0,31	0,30	0,17	0,45	0,59	0,70
$Q_p/Q$	79%	30%	37%	77%	60%	53%	30%	56%	73%	87%

**Scala di deflusso a sezione circolare Ø 200 - gamma (Bazin) = 0,16 - pendenza = 0,50%**

Altezza di riempimento mm.	angolo al centro	Sezione liquida mq	Contorno bagnato m	Raggio idraulico m	Velocità m/sec	Portata lt/sec
5	5,65	0,00021	0,064	0,003	0,09	0,02
10	5,38	0,00059	0,090	0,007	0,17	0,10
15	5,17	0,00107	0,111	0,010	0,23	0,25
20	5,00	0,00164	0,129	0,013	0,29	0,47
25	4,84	0,00227	0,145	0,016	0,34	0,77
30	4,69	0,00295	0,159	0,019	0,39	1,14
35	4,56	0,00369	0,173	0,021	0,43	1,59
40	4,43	0,00447	0,185	0,024	0,47	2,10
45	4,31	0,00529	0,198	0,027	0,51	2,69
50	4,19	0,00614	0,209	0,029	0,54	3,34
55	4,08	0,00702	0,221	0,032	0,58	4,06
60	3,96	0,00793	0,232	0,034	0,61	4,83
65	3,86	0,00885	0,243	0,036	0,64	5,66
70	3,75	0,00980	0,253	0,039	0,67	6,54
75	3,65	0,01076	0,264	0,041	0,69	7,46
80	3,54	0,01173	0,274	0,043	0,72	8,43
85	3,44	0,01272	0,284	0,045	0,74	9,43
90	3,34	0,01371	0,294	0,047	0,76	10,46
95	3,24	0,01471	0,304	0,048	0,78	11,52
100	3,14	0,01571	0,314	0,050	0,80	12,60
105	3,04	0,01671	0,324	0,052	0,82	13,69
110	2,94	0,01770	0,334	0,053	0,84	14,79
115	2,84	0,01870	0,344	0,054	0,85	15,89
120	2,74	0,01968	0,354	0,056	0,86	16,99
125	2,64	0,02066	0,365	0,057	0,88	18,08
130	2,53	0,02162	0,375	0,058	0,89	19,16
135	2,43	0,02256	0,386	0,059	0,90	20,21
140	2,32	0,02349	0,396	0,059	0,90	21,22
145	2,21	0,02439	0,408	0,060	0,91	22,20
150	2,09	0,02527	0,419	0,060	0,92	23,13
155	1,98	0,02613	0,431	0,061	0,92	24,00
160	1,85	0,02694	0,443	0,061	0,92	24,80
165	1,73	0,02772	0,456	0,061	0,92	25,52
170	1,59	0,02846	0,469	0,061	0,92	26,14
175	1,45	0,02915	0,484	0,060	0,91	26,65
180	1,29	0,02978	0,500	0,060	0,91	27,02
185	1,11	0,03035	0,517	0,059	0,90	27,23
190	0,90	0,03083	0,538	0,057	0,88	27,21
195	0,64	0,03121	0,565	0,055	0,86	26,85
200	0,00	0,03142	0,628	0,050	0,80	25,19





LEGENDA MANUFATTI

- A-1A POZZETTO DI ARRIVO REFLUI CIVILI
- P-1 POZZETTO DI ARRIVO REFLUI INDUSTRIALI
- A-1 STAZIONE DI GRIGLIATURA GROSSOLANA E FINE
- A-2 MISURATORE DI PORTATA IN ENTRATA
- A-3 DISSABBIATURA, PREPARAZIONE E SOLLEVAMENTO SABBIE
- A-4 CLASSIFICATORE E LAVAGGIO SABBIE
- P-2/3/4/5 POZZETTI DI LINEA
- A-5 POZZETTO DI CARICO MISCELAZIONI
- A-6 EGUALIZZAZIONE
- A-7 STAZIONE DI SOLLEVAMENTO EGUALIZZAZIONE AL PARTITORE A-8
- A-8 RIPARTIZIONE DELLA PORTATA AI BACINI DI SEDIMENTAZIONE PRIMARIA
- A-9/A-B DENITRIFICAZIONE
- A-9/C-D DENITRIFICAZIONE
- A-10/A-B BACINI DI OSSIDAZIONE
- A-10/C-F BACINI DI OSSIDAZIONE
- A-11 RIPARTIZIONE DELLA PORTATA AI REATTORI DI OSSIDAZIONE E NITRIFICAZIONE (LINEA ESISTENTE E DI PROGETTO)
- A-12 STAZIONE DI PRODUZIONE ARIA COMPRESSA PER OSSIDAZIONE BIOLOGICA (LINEA DI PROGETTO)
- A-13 STAZIONE DI PRODUZIONE ARIA COMPRESSA PER OSSIDAZIONE BIOLOGICA (LINEA ESISTENTE)
- A-14 SELETTORE ANOSSICO
- A-15/A-B BACINI DI SEDIMENTAZIONE PRIMARIA
- A-16 RIPARTIZIONE DELLA PORTATA AI BACINI DI SEDIMENTAZIONE FINALE
- A-17 MANUFATTO RIPARTITORE FINALE
- A-17/A-C DECANTATORI FINALI
- A-17D DECANTATORE FINALE DI RISERVA
- A-17/E-F DECANTATORI FINALI
- A-18/A-B SOLLEVAMENTO FANGHI PRIMARI
- A-19/A-B POZZETTI DI VERTICE PER SCARICO
- A-19/C-D SOLLEVAMENTO FANGHI DI RICICLO E SUPERO
- A-21 IMPIANTO DI DEODORIZZAZIONE ARIA ESAUSTA (SCRUBBER E BIOFILTRO)
- A-23 DISINFEZIONE
- A-24 MISURATORE PORTATA IN USCITA
- A-25/A-C POZZETTI DI SCARICO FINALE
- A-30 STAZIONE DI GRIGLIATURA LIQUAMI POZZI NERI (dismesso)
- A-31 EGUALIZZAZIONE - OMOGENEIZZAZIONE LIQUAMI POZZI NERI
- A-32 SOLLEVAMENTO LIQUAMI POZZI NERI (dismesso)
- A-33 VASCA DI CONOZIONAMENTO LIQUAMI POZZI NERI
- A-34 SOLLEVAMENTO FANGHI DI RICICLO E SUPERO
- A-35 SOLLEVAMENTO FANGHI DI RICICLO E SUPERO
- A-37 POZZETTO DI CARICO ISPESITORE
- A-38 ISPESITORE MECCANIZZATO
- A-39 SOLLEVAMENTO FANGHI ISPESITTI
- A-40 DIGESTORE PRIMARIO
- A-41 DIGESTORE SECONDARIO
- A-42 CENTRALE TERMICA
- A-43 CONDIZIONAMENTO CHIMICO DEL FANGO
- A-44 DISIDRATAZIONE MECCANICA
- A-46 GASOMETRO
- A-47 UFFICI
- A-49/A-E LETTI DI ESSICCAMENTO
- A-50/A-D POZZETTI ACQUE DI RITORNO
- A-51/A-S POZZETTI ACQUE DI RITORNO
- A-55 EDIFICIO SERVIZI
- A-57 ALLOGGIO GRUPPO ELETTROGENO
- A-58 CABINA DI TRASFORMAZIONE
- A-59 SOFFIANTI
- A-60 FILTRI DI SUPERFICIE A COPPIE DI DISCHI ROTANTI
- A-61 MISURATORE DI PORTATA ELETTROMAGNETICO
- A-62/A-B FILTRI A GHIAIA
- A-63 TORCIA DI COMBUSTIONE
- A-64 COMPRESSORI BIOGAS
- A-65 FILTRO A CANDOLA
- A-66 POZZETTO ALLOGGIO SIFONI
- A-67 GRUPPO POMPE ANTINCENDIO
- A-68 GRUPPO DI PRESSURIZZAZIONE ACQUE DI SERVIZIO
- A-69 MISURATORE DI PORTATA SULLA LINEA DI BY-PASS DI EMERGENZA
- A-70 CABINE ELETTRICHE
- A-71 SERBATOIO STOCCAGGIO GASOLIO
- 1-2-3-4-P POZZETTI DI RACCOLTA ACQUE METEORICHE

OPERE ESISTENTI

OPERE DI PROGETTO

OPERE OGGETTO DI ADEGUAMENTO

RECINZIONE

SISTEMAZIONE CON GARDEN BLOCK

POZZETTO RACCOLTA ACQUE METEORICHE CON CADITOIA

CANALETTE DRENANTI

POZZETTO DI LINEA ESISTENTE

BACINI TRIBUTARI

TR 1.1

TR 2.1

TR 2.2

TR 5.1

TR 3.2

TR 4

TR 6.1

TR 7