

TAVOLO TECNICO INTER-ISTITUZIONALE



REGIONE EMILIA ROMAGNA



Comune di BOLOGNA



Comune di GRANAROLO DELL'EMILIA



Associazione Intercomunale Terre di Pianura



PROVINCIA DI BOLOGNA



Comune di CASTENASO



Associazione Intercomunale Valle dell' Idice

COMUNI DI BOLOGNA E CASTENASO  
**COMPLETAMENTO DELL'ASSE STRADALE LUNGOSAVENA  
 (3° LOTTO FUNZIONALE)**

EQUIPE DI PROGETTAZIONE :

**COORDINAMENTO GENERALE**  
 Ing. Stefano PEDRIELLI

**COORDINAMENTO ASPETTI AMBIENTALI**  
 Ing. Francesco MAZZA

**PROGETTAZIONE STRADALE**  
 Ing. Daniele MINGOZZI  
**STRUTTURE**  
 Ing. Michele BIANCHINI  
**GEOTECNICA**  
 Ing. Alessandro BOSCHI  
**IDROLOGIA E IDRAULICA**  
 Ing. Marco MAGLIONICO

**ANALISI MOBILITA'** Ing. Fabio CERINO  
**INQUINAMENTO ACUSTICO** Dott.ssa Francesca RAMETTA  
**VEGETAZIONE, FAUNA ECOSISTEMI, ASPETTI AGRONOMICI** Dott. Agr. Salvatore GIORDANO  
**INQUINAMENTO ATMOSFERICO** Ing. Irene BUGAMELLI  
 Dott.ssa Sara TAMBURINI  
**SUOLO E SOTTOSUOLO** Dott. Geol. Andrea MASTRANGELO  
**CARTOGRAFIA E GIS** Geol. Daniela MAZZAROTTO  
 Dott. Fabio MONTIGIANI  
**ARCHEOLOGIA** Dott. Claudio CALASTRI  
**ANALISI PAESAGGISTICHE** Arch. Camilla ALESSI

**ENSER srl**  
 Prof. Ing. Maurizio MERLI

**AIRIS srl**  
 Dott. Ing. Francesco MAZZA

Responsabile del Procedimento  
 Dott. Ing. Alessandro DELPIANO  
 (Direttore Settore Pianificazione Territoriale e Trasporti della Provincia di Bologna)

2					
1					
0	15/06/2010	EMISSIONE	Marco MAGLIONICO	Stefano PEDRIELLI	Maurizio MERLI
REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTROLLATO	ENSER srl

PROGETTAZIONE: RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO DI IMPRESE

MANDATARIA: **ENSER** SOCIETA' DI INGEGNERIA  
 Viale Baccarini, 29 - 48018 FAENZA (RA) tel. 0546-663423  
 Viale Masini, 46 - 40126 BOLOGNA (BO) tel. 051-245663  
 Via Andrea Costa, 115 - 47822 S. ARCANGELO (RN) tel. 0541-1832926  
 ingegneria@enser.it - www.enser.it

MANDANTE: **AIRIS** INGEGNERIA PER L'AMBIENTE S.r.l.  
 Via San Gervasio, 1 40121 Bologna tel. 051 266075 - 051 6561801  
 fax 051 266401 info@airis.it www.airis.it

**STUDIO di FATTIBILITA'**

COMMITTENTE:

PROVINCIA DI BOLOGNA  
 SETTORE PIANIFICAZIONE TERRITORIALE E TRASPORTI

CODICE LAVORO	S10011				
CODICE ELABORATO	S	F	I	D	010
ELABORATO	ID		01		
SCALA	---				
FOGLIO	A4				
PLOTTAGGIO	1=1				
*.CTB	---				
FILE:*.dwg	S10011-SF-ID01-0				

TITOLO:  
**RELAZIONE IDRAULICA E IDROLOGICA PRELIMINARE**

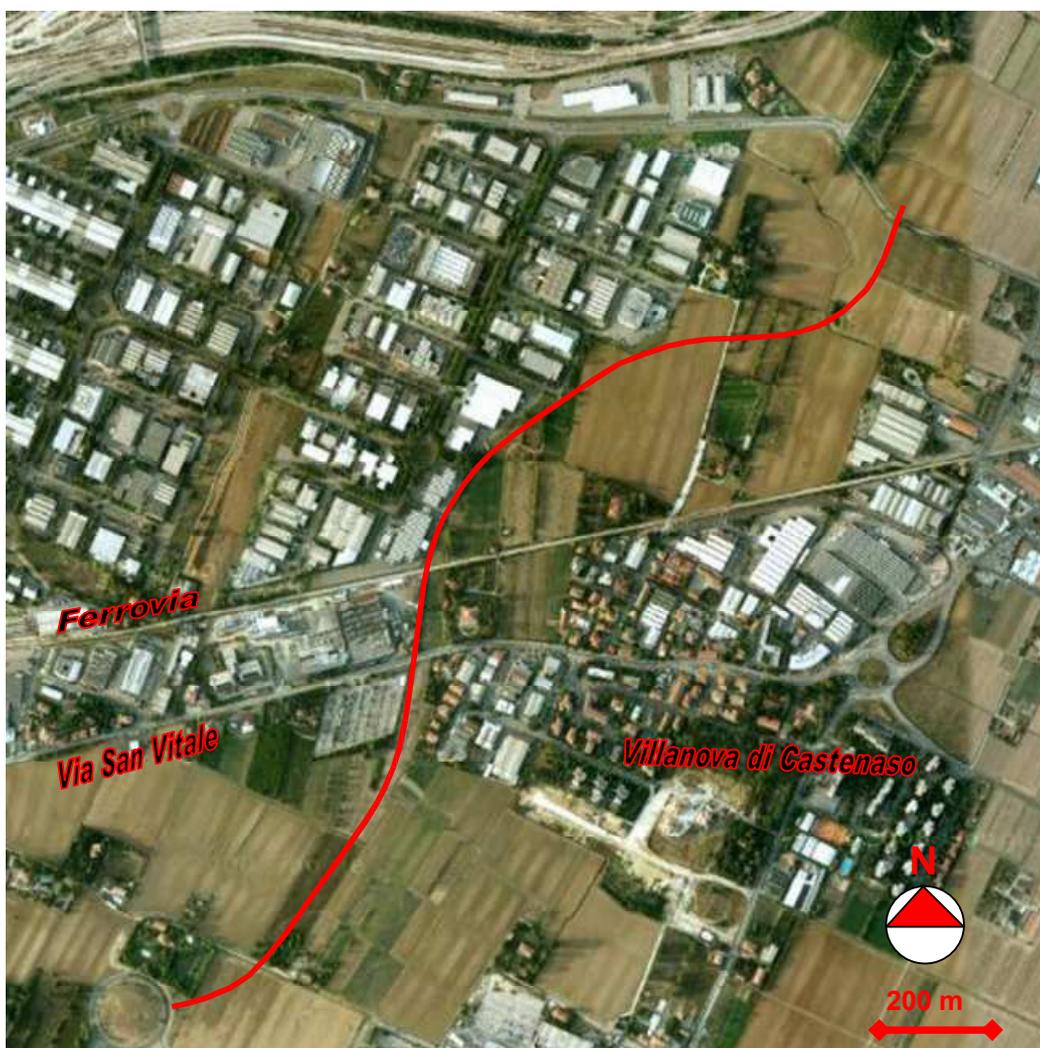
## 1 INTRODUZIONE

La relazione descrive gli interventi finalizzati allo smaltimento delle acque meteoriche del Terzo Lotto dell'Asse Lungosavena.

L'area è localizzata tra il Comune di Bologna e il Comune di Castenaso. La strada ha una lunghezza complessiva di circa 2300 metri e l'obiettivo della presente relazione è di caratterizzare l'area dal punto di vista idrologico e individuare le soluzioni più idonee per lo smaltimento delle acque meteoriche che ricadono sulla piattaforma stradale.

L'area e lo schema del tracciato stradale è rappresentato nella figura seguente.

**Img. 1.1 - Immagine aerea della zona oggetto di intervento.**

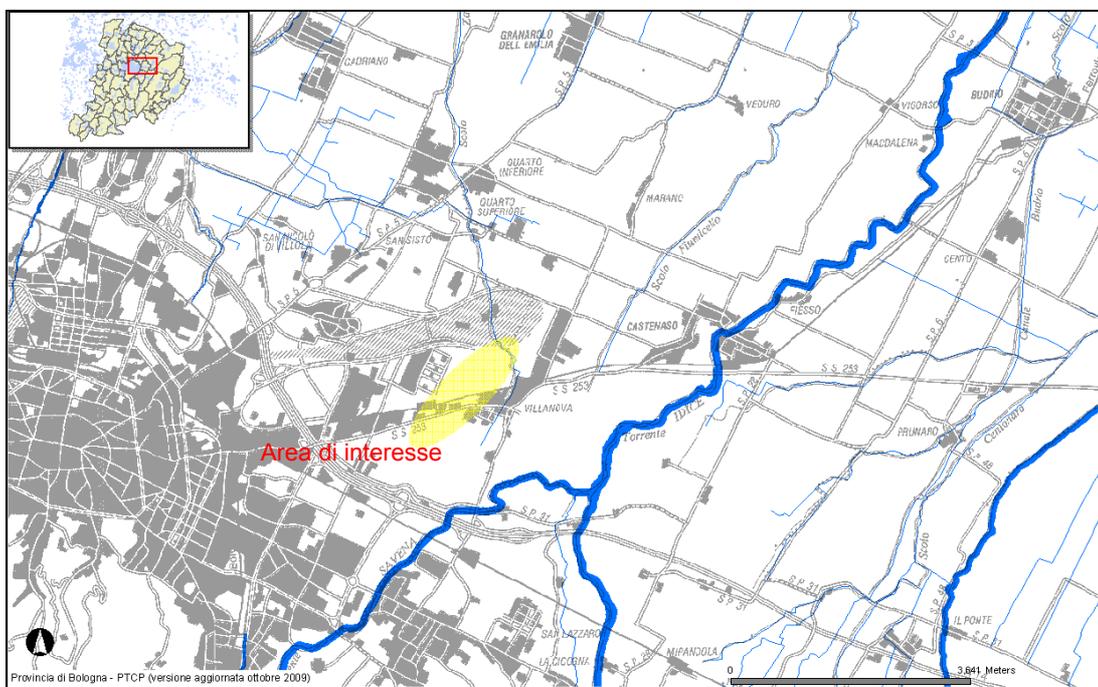


Nel seguito sono descritti i calcoli eseguiti per dimensionare i manufatti necessari allo smaltimento e al trattamento delle acque meteoriche.

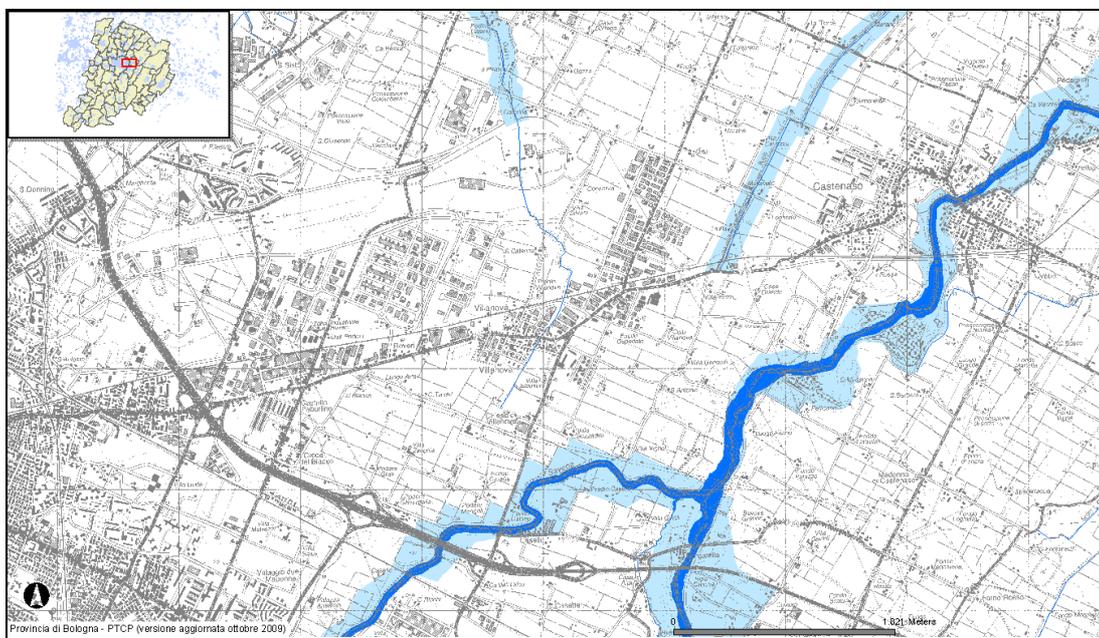
## 2 INQUADRAMENTO IDRAULICO DELL'AREA

L'area ricade nel sistema idrografico dei Torrente Savena-Idice come evidenziato dalla cartografia seguente tratta dal PTCP - Variante in Recepimento del Piano Regionale di Tutela delle acque adottato con delibera del Consiglio Provinciale n. 38 del 7 Aprile 2009.

**Img. 2.1 - Immagine con rappresentato il sistema idrografico dell'area.**



**Img. 2.2 - Immagine con rappresentato il sistema idrografico presente e in colore ciano le fasce di tutela fluviale (PTCP Art. 4.3)**



Dal punto di vista dello smaltimento delle acque meteoriche occorre evidenziare alcune criticità e interferenze presenti nell'area.

In particolare la strada in progetto attraversa lo Scolo Zenetta in un tratto in cui risulta essere tombato con una tubazione scatolare di dimensione 250 cm di base x 200 cm di altezza e che si trova ad una profondità dal piano di campagna di circa 3,4 metri.

All'interno di tale scatolare vi confluiscono sia le acque meteoriche, sia le acque reflue di Villanova di Castenaso.

Al di sopra del tratto tombato scorre un fosso, individuato sulla cartografia con il nome di Zenetta di Quarto, che drena le acque dei campi circostanti.

Prima dell'attraversamento di Via dell'Industria le acque dello scatolare 250x200 cm vengono scolmate all'interno di un collettore di sezione vigentina di larghezza 350 cm e altezza di 280 cm e che immette le acque verso il Torrente Idice.

Nella parte sud dell'intervento si ha un collettore fognario che drena le acque della rotonda di Via Galeazzo Marescotti e che, attraverso un collettore di diametro 100 cm, che scorre lungo Via Marescotti, sversa le acque nel Torrente Savena.

### 3 PARAMETRI IDROLOGICI DI PROGETTO

Per individuare le piogge di progetto è stata sviluppata una specifica ed approfondita analisi delle precipitazioni di forte intensità e breve durata, responsabili dei massimi deflussi, per l'area del progetto e si è poi provveduto a definire la curva di possibilità pluviometrica.

Lo studio della pluviometria viene svolto facendo riferimento ai dati degli Annali Idrologici relativi alle precipitazioni registrate al pluviografo di Bologna.

Complessivamente erano disponibili 73 anni di dati, dal 1934 al 2008, da cui si sono selezionati gli eventi di breve durata e forte intensità di durata 10, 15, 20, 30, 45 minuti, e gli eventi di durata 1, 3, 6, 12 e 24 ore.

Per l'analisi delle altezze di pioggia si è adottata la legge per i valori estremi di Gumbel:

$$P(h \leq \bar{h}) = e^{-e^{-\alpha(\bar{h}-u)}}$$

La Curva di Possibilità Pluviometrica è stata ottenuta suddividendo i dati in due gruppi, quelli di durata fino all'ora e quelli di durata da 1 ora a 24 ore.

La curva di possibilità pluviometrica che si ottiene con tempo di ritorno 25 anni è la seguente:

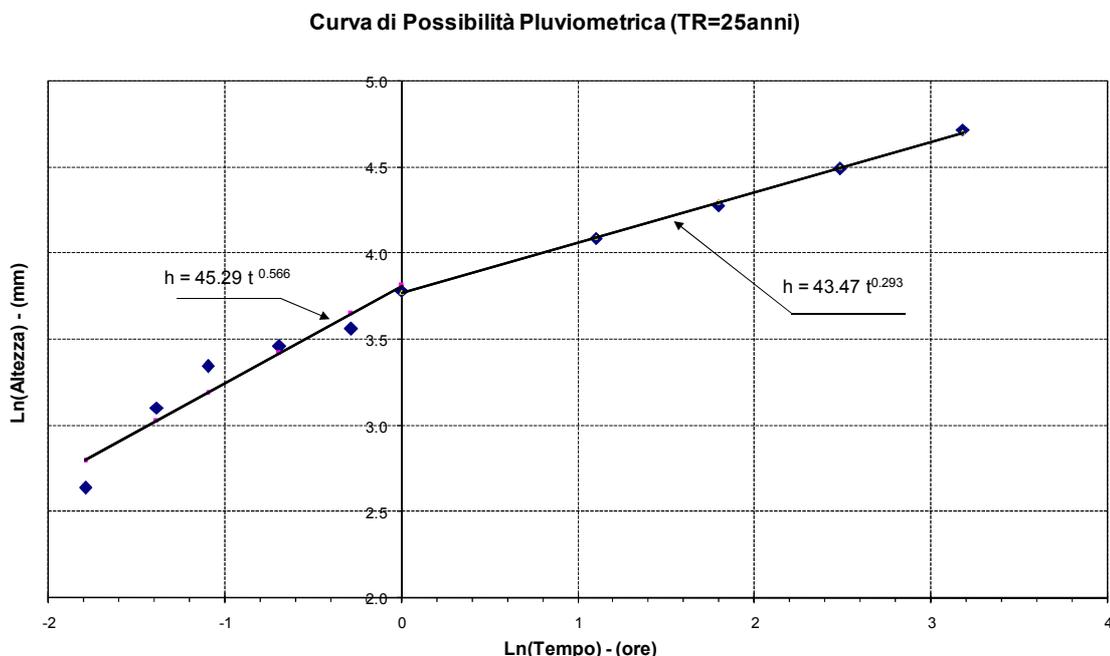
Per durate fino all'ora:

$$h = 45,29 \cdot t^{0,566} \quad (h \text{ in mm; } t \text{ in ore}) \quad [1]$$

Per durate superiori all'ora:

$$h = 43,47 \cdot t^{0,293} \quad (h \text{ in mm; } t \text{ in ore}) \quad [2]$$

**Grf. 3.1 - Rappresentazione della curva di possibilità pluviometrica di progetto.**



#### 4 METODOLOGIA DI CALCOLO DELLA RETE DI DRENAGGIO PER LA RACCOLTA DELLE ACQUE METEORICHE

La stima del valore della portata di progetto che sollecita, per assegnato tempo di ritorno, il sistema scolante viene effettuata mediante l'applicazione del metodo cinematico.

L'ipotesi adottata per il modello di calcolo è che il sistema idrologico sia lineare e invariante nel tempo ovvero che l'idrogramma, per assegnata precipitazione, dipenda dalle caratteristiche del bacino supposte stazionarie e indipendente dall'evento considerato.

Il metodo cinematico o della corrvazione è basato sulle seguenti ipotesi:

- gocce d'acqua cadute contemporaneamente in punti diversi del bacino impiegano tempi diversi per giungere alla sezione di chiusura;
- il contributo di ogni singolo punto alla formazione della portata di bacino sia proporzionale all'intensità di pioggia in quel punto;
- il tempo impiegato dalle gocce per raggiungere la sezione di chiusura sia caratteristico di ciascun punto ed invariante nel tempo.

Il tempo di corrivazione, caratteristico del bacino, è il tempo necessario perché la goccia caduta nel punto idraulicamente più lontano raggiunga la sezione di chiusura. Per le reti urbane il tempo di corrivazione  $t_c$  è dato dalla somma di due termini:

$$t_c = t_a + t_r$$

$t_a$  rappresenta il tempo di accesso che la particella d'acqua impiega per raggiungere il sistema di scolo delle acque;

$t_r$  rappresenta il tempo di rete ed è quello impiegato dalla particella per raggiungere, dal punto in ingresso alla rete, la sezione di chiusura ed è il rapporto tra la distanza percorsa e la velocità impiegata per percorrerla.

Il tempo di accesso è di incerta determinazione variando infatti con la pendenza dell'area, con la natura della pavimentazione, con la tipologia dei drenaggi minori della rete; esso viene assunto di valore pari a 5 minuti.

Il tempo di rete è dato dalla somma dei tempi di percorrenza di ogni singola tubazione seguendo il percorso più lungo ed ottenuto come rapporto tra la lunghezza percorsa e la velocità effettiva determinata iterativamente in funzione della portata e del grado di riempimento effettivo.

La determinazione della pioggia netta avviene per depurazione della frazione lorda caduta sul terreno considerando che una parte di questa si perde per effetto di infiltrazione e detenzione superficiale. Il coefficiente di deflusso, definito come il rapporto tra il volume defluito nella sezione di chiusura e quello caduto sull'intero bacino, è definito sulla base di due valori di riferimento:

- superfici asfaltate  $\varphi = 0.85$
- superfici a verde  $\varphi = 0.15$

Pertanto con il metodo cinematico la portata massima al colmo alla sezione di chiusura del bacino vale:

$$Q_{\max} = \varphi \cdot A \cdot a \cdot t_c^{n-1}$$

dove:

$\varphi$  coefficiente di deflusso dell'area;

$A$  superficie complessiva del bacino ( $m^2$ );

$a, n$  coefficienti della curva di possibilità pluviometrica;

$t_c$  tempo di corrivazione del bacino (ore).

Per la verifica delle sezioni idrauliche una volta determinata la portata di progetto, o udometrica, che le sollecita viene eseguita in condizioni di moto uniforme secondo l'espressione di Gauckler-Strickler:

$$Q = K_S \cdot \Omega \cdot R^{2/3} \cdot \sqrt{i}$$

dove:

- $Q$  portata che può transitare nel condotto a sezione piena (m<sup>3</sup>/s);  
 $K_S$  coefficiente di scabrezza secondo Gauckler-Strickler (m<sup>1/3</sup>/s);  
 $\Omega$  sezione idraulica del condotto (m<sup>2</sup>);  
 $R$  raggio idraulico (m);  
 $i$  pendenza del condotto (m/m).

La scabrezza “ $K_S$ ” è stata assunta, secondo il coefficiente di Gauckler-Strickler, pari a:

- $K_{S_{gro}} = 40 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  per canalette in terra inerbite;  
 $K_{S_{cls}} = 75 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  per tubazioni e canalette in calcestruzzo;  
 $K_{S_{pvc}} = 85 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  per tubazioni in materiale plastico.

## 5 ANALISI IDRAULICA DELLA SOLUZIONE A

La soluzione prevede che la strada attraversi la Ferrovia e Via Mattei attraverso un sottopasso. La pendenza media della strada va da sud verso nord.

Lo smaltimento delle acque prevede pertanto dei collettori stradali che dalla rotonda di Via Marescotti veicolino le acque verso il sottopasso dove è presente un impianto di sollevamento alla progressiva 1+100 km. Le acque sollevate saranno inviate a valle del sottopasso ad una quota tale da poter essere successivamente smaltite per gravità attraverso fossi di guardia, laterali alla strada, fino al recapito finale costituito dal collettore di sezione vigentina di base 380 cm e altezza di 280 cm e che immette le acque verso il Torrente Idice.

## 5.1 Dimensionamento dell'impianto di sollevamento

L'impianto di sollevamento drena le acque le acque dalla progressiva 0+000 km alla progressiva 1+475 km. Complessivamente la superficie drenata è pari a circa 3.1 ha impermeabili e circa 1.6 ha permeabili (rilevati in terra e aree verdi). Tale valutazione, effettuata in modo prudenziale, considera che anche le acque al di sopra del sottopasso siano drenate dal medesimo impianto di sollevamento.

Il tempo critico del bacino si può stimare in circa 23.3 minuti, considerando una lunghezza massima di circa 1100 metri con un tempo di accesso alla rete di drenaggio di 5 minuti.

Il coefficiente di afflusso medio complessivo si assume pari a 0,61.

Con il metodo cinematico la portata massima in ingresso all'impianto di sollevamento è quindi la seguente:

$$Q_{\max} = \varphi \cdot A \cdot a \cdot t_c^{n-1} = 0,54 \text{ m}^3/\text{s}$$

Il collettore in grado di drenare tale portata ha diametro pari a 800 mm in CLS, con pendenza dello 0,2%, in cui la portata a bocca piena che può transitarvi, in condizioni di moto uniforme, è data dalla seguente espressione:

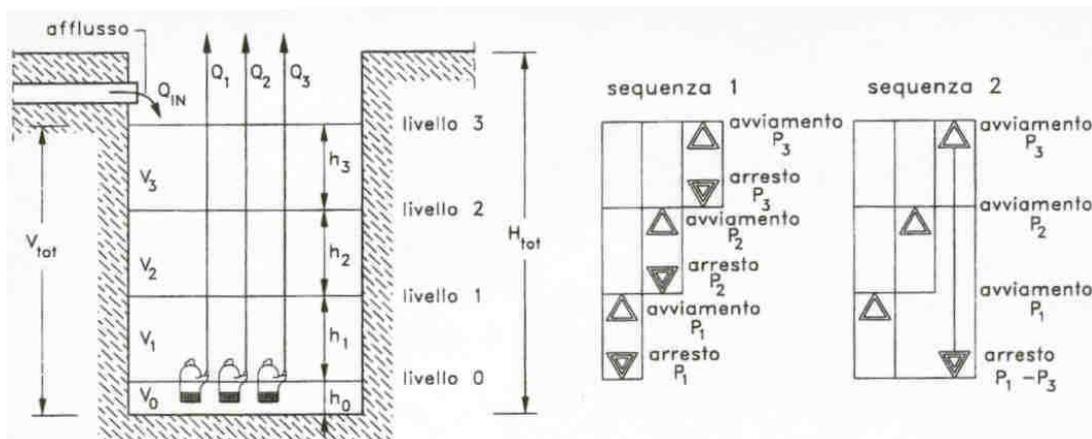
$$Q_{\max} = K_s \cdot \Omega \cdot R^{2/3} \cdot \sqrt{i} = 0,576 \text{ m}^3/\text{s}$$

Il condotto fa transitare la portata di progetto con un grado di riempimento pari a circa al 77%.

L'impianto di sollevamento sarà dotato di 4 pompe, di cui una di riserva, ciascuna con portata pari 180 l/s e prevalenza di 15 metri.

Per il funzionamento dell'impianto si prevede l'attacco di ogni pompa ad un prefissato livello, ma lo stacco avviene per tutte le pompe una volta che il livello sia disceso fino al minimo previsto nella vasca di raccolta.

**Img. 5.1 - Schema di stazione di sollevamento con le possibili sequenze di funzionamento delle pompe (L. Da Deppo, C. Datei, Fognature, Ed. Cortina – Padova)**



La sequenza scelta è quella che consente di assegnare il minor volume alla vasca, ossia la numero 2 della Figura precedente.

Siano:

$Q_{in}$  la portata in arrivo alla vasca;

$Q_k$  la portata della k-esima pompa (media nell'intervallo di prevalenza di funzionamento);

$V_k$  il volume d'invaso disponibile tra la quota d'attacco della pompa (k-1)-esima e la quota d'attacco della K-esima (per la prima pompa P1 esso è compreso tra la quota d'attacco (livello 1) e di stacco della pompa stessa (livello 0));

$T_{rk}$  con riferimento ad una portata entrante  $Q_{in}$ , il tempo necessario, per passare dal livello (k-1), a quello k; oppure il tempo di riempimento del volume contenuto nella frazione k della vasca, ricordando che al livello (k-1) stacca, in discesa, la pompa k, la quale attacca, in salita, al livello k;

$T_{vk}$  il tempo necessario per passare dal livello k (nel quale attacca la pompa k) a quello (k-1), oppure il tempo di vuotamento del volume contenuto nella frazione k della vasca;

$T_{ck}$  tempo di ciclo, cioè somma dei due tempi precedenti:

$$T_{ck} = T_{rk} + T_{vk}$$

Si consideri dapprima il caso di una sola pompa, operante a portata costante  $Q_1$ . Si ha, in base alle precedenti definizioni:

$$Tr1 = \frac{V_1}{Q_{in}}$$

$$Tv1 = \frac{V_1}{Q1 - Q_{in}}$$

Inoltre, per essere la capacità di portata della pompa superiore alla massima portata in ingresso (diversamente si opererebbe in un campo a un livello superiore), può porsi  $Q_{in} = \alpha_1 \cdot Q_1$ , con  $\alpha_1$  compreso tra 0 e 1. Risulta pertanto:

$$Tc1 = Tr1 + TV1 = \frac{V_1}{\alpha_1 Q_1} + \frac{V_1}{Q_1(1 - \alpha_1)} = \frac{V_1}{\alpha_1 Q_1(1 - \alpha_1)}$$

Per stabilire quale sia il valore di  $\alpha_1$  che minimizza  $Tc1$  (e quindi rende massimo il numero orario di attacchi e stacchi) è sufficiente porre  $dTc1/d\alpha_1 = 0$  e verificare, col segno della derivata seconda, che si tratti di un minimo. L'operazione dà  $\alpha_1 = 1/2$ : cioè la condizione che dà luogo al massimo numero di attacchi e stacchi si ha per una portata in arrivo pari alla metà della portata della pompa.

Sostituito il valore di  $\alpha_1$  nella formula precedente si ottiene il volume della vasca:

$$V1 = Tc1 \frac{Q_1}{4}$$

Pensando ad un impianto con più pompe, l'avviamento di una certa pompa avviene quando è raggiunta un'assegnata quota ed il suo stacco, quando operando assieme alle altre, il livello si è abbassato alla quota minima (vasca vuota). In queste condizioni, il tempo di ciclo di quella certa pompa – l'intervallo di tempo che intercorre tra un avviamento ed il successivo – si compone di più termini. Ad esempio, nel caso di due pompe (per la prima è  $Tc1 = 4 V1/Q1$ , il tempo di ciclo  $Tc2$  è pari alla somma dei tempi necessari per passare dal livello 0 al livello 1 (riempiendo il volume  $V1$  con la portata  $Q_{in}$  in arrivo), dall'1 al 2 (volume  $V2$  con la pompa 1 in funzione) e di quello necessario al vuotamento di  $V1 + V2$  (dal livello 2 allo 0), impiegando le due pompe, essendo  $Q1 + Q2 > Q_{in}$ .

Il volume della vasca, dopo alcuni passaggi matematici, risulta pari a:

$$V = \sum_{i=1}^k V_i = \frac{Q_1 T_1}{4} \sum_{i=1}^k V_i$$

dove al solito:

$$v_i = \frac{V_i}{V_1}$$

La portata massima della singola pompa è pari a 180 l/s. e possono funzionare fino a 3 pompe contemporaneamente.

Il volume da assegnare alla vasca, assumendo al massimo 10 avviamenti orari, è calcolato come segue:

$$V_1 = Tc_4 \frac{Q_4}{4} = 360 * \frac{0,180}{4} = 16,2 \text{ m}^3$$

Si ha inoltre:

$$\frac{V_1 + V_2}{V_1} = 1,392$$

Ossia:

$$V_1 + V_2 = 1,392 V_1$$

$$V_2 = V_1 (1,392 - 1) = 0,392 V_1 \cong 6,4 \text{ m}^3$$

$$\frac{V_1 + V_2 + V_3}{V_1} = 1,70$$

Ossia:

$$V_1 + V_2 + V_3 = 1,70 V_1$$

$$V_3 = V_1 (1,70 - 1) - V_2 = 0,70 V_1 - V_2 \cong 5,0 \text{ m}^3$$

Il valore totale del volume della vasca è dunque pari a circa 27.6 m<sup>3</sup>.

## 5.2 Dimensionamento della vasca di laminazione

Il tratto di strada non drenato verso l'impianto di sollevamento va dalla chilometrica 1+475 km alla 2+270 km.

Complessivamente la superficie drenata è pari a circa 1,7 ha impermeabili e circa 0.6 ha permeabili (rilevati in terra e aree verdi).

Il tempo critico del bacino si può stimare in circa 18.2 minuti, considerando una lunghezza massima di circa 800 metri con un tempo di accesso alla rete di drenaggio di 5 minuti.

Il coefficiente di afflusso medio complessivo si assume pari a 0,66.

Con il metodo cinematico la portata massima è quindi la seguente:

$$Q_{\max} = \varphi \cdot A \cdot a \cdot t_c^{n-1} = 0,32 \text{ m}^3/\text{s}$$

Il collettore terminale in grado di drenare tale portata ha diametro pari a 630 mm in PVC, con pendenza dello 0,4%, in cui la portata a bocca piena che può transitarvi, in condizioni di moto uniforme, è data dalla seguente espressione:

$$Q_{\max} = K_s \cdot \Omega \cdot R^{2/3} \cdot \sqrt{i} = 0,41 \text{ m}^3/\text{s}$$

Il condotto fa transitare la portata di progetto con un grado di riempimento pari a circa al 66%.

Adottando, in prima approssimazione, il criterio di dimensionamento degli invasi di laminazione dell'Autorità di Bacino del Reno che prevede un volume specifico pari a 500 m<sup>3</sup>/ha si può individuare un volume complessivo pari a circa 2400 m<sup>3</sup>.

Facendo invece ricorso al metodo definito "delle sole piogge" ritrovabile nella letteratura scientifica e che, rispetto ad altri metodi, appare più cautelativo, il volume da destinare all'invarianza idraulica è pari alla differenza tra il volume che affluisce all'invaso ed il volume che esce:

$$W = W_e - W_u$$

definiti nel seguente modo:

$$W_e = \varphi \cdot A \cdot a \cdot t_p^n$$

$$W_u = Q_u \cdot t_p$$

il volume massimo si ottiene per la precipitazione di durata  $t_v$  critica per la vasca:

$$\frac{dW}{dt} = 0 \text{ fornisce: } t_v = \left( \frac{Q_u}{A \cdot \varphi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}}$$

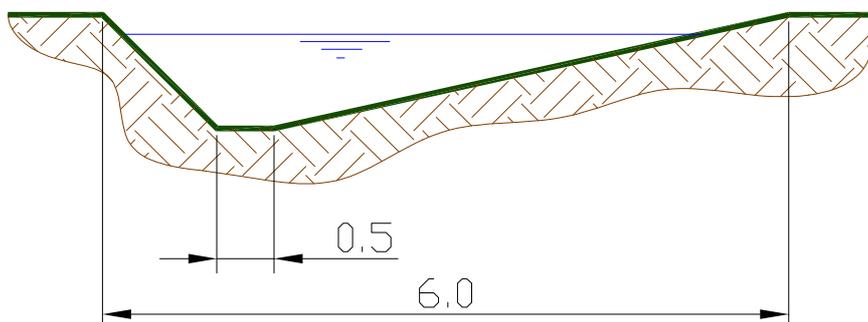
sostituendo  $t_v$  nel calcolo del volume della vasca si ottiene il volume massimo con cui deve essere progettata.

Assumendo una portata massima in uscita dall'invaso pari a 10 l/s/ha il volume complessivo per garantire il rispetto dell'invarianza idraulica è pari a circa 2154 m<sup>3</sup> con un tempo critico di circa 5 ore.

Tale valore risulta pertanto compatibile con il volume definibile attraverso l'approccio seguito dall'Autorità di Bacino del Reno.

Tale invaso, considerandolo di forma allungata e di fianco alla strada per una lunghezza complessiva di circa 800 metri si può considerare di forma approssimativamente triangolare di profondità massima compresa tra 1,0 e 1,5 metri e larghezza massima di 6 metri.

Img. 5.2 - Schema del fosso per la laminazione delle portate



Il collettore in uscita dall'invaso di laminazione avrà diametro pari a 315 mm in PVC in modo da rispettare una portata in uscita non superiore a circa 50 l/s, tale da garantire un coefficiente udometrico pari a circa 10 l/s/ha.

### **5.3 Disoleazione delle acque meteoriche**

In uscita dall'impianto di sollevamento e prima dell'immissione delle acque nel fosso di laminazione le acque vengono disoleate in modo sia da trattare le acque di prima pioggia, sia per cautelarsi contro eventuali sversamenti accidentali.

Considerando di trattare i primi 5 mm di pioggia che cadono in 15 minuti si possono dimensionare le portate afferenti a ciascun disoleatore.

La dimensione dei disoleatori viene calcolata secondo la norma UNI EN 858 ed in particolare i disoleatori saranno di Classe II, essendo il recapito un collettore fognario e saranno collocati fuori linea rispetto alla rete di raccolta delle acque meteoriche.

La formula per il dimensionamento del disoleatore è la seguente:

$$NS = (Q_r + f_x \cdot Q_s) f_d$$

dove:

$NS$  è la taglia nominale del separatore;

$Q_r$  è la massima portata di pioggia, in l/s;

$Q_s$  è la massima portata di refluo, in l/s;

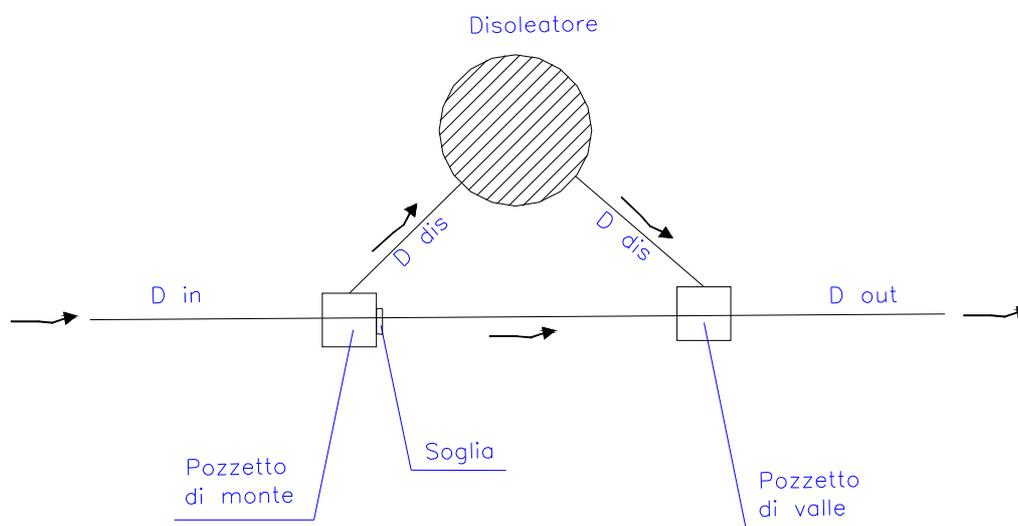
$f_d$  è il fattore di densità per il tipo di olio;

$f_x$  è il fattore di impedimento.

I disoleatori dovranno essere periodicamente ispezionati e svuotati degli oli e dei sedimenti accumulati almeno una volta all'anno.

La struttura disoleatore-collettore fognario ha il seguente schema di funzionamento:

### Img. 5.3 - Schema di posizionamento del disoleatore



Fino al valore di portata di progetto le acque vengono deviate all'interno del disoleatore, oltre tale valore possono essere immesse direttamente al collettore fognario pubblico.

Per ottenere la separazione delle acque di dilavamento si adotta una soglia sul collettore principale in modo tale che al di sotto di essa le portate entrano nel disoleatore e, quando la portata aumenta, essa possa essere scavalcata e l'acqua proseguire nel collettore principale.

Per le acque in uscita dall'impianto di sollevamento si avrà una portata da disoleare pari a circa 157 l/s. In realtà avendo delle pompe la cui portata è pari a 180 l/s, si considera tale valore anche per il disoleatore.

Applicando la UNI EN 858,  $Q_s$  nulla e posto  $f_d$  pari a 1, NS vale circa 180 e il disoleatore dovrà avere le seguenti caratteristiche:

- il rapporto tra profondità e lunghezza del separatore deve stare tra 1:1,5 e 1:5, la profondità minima  $H_{min}$  dell'acqua deve essere di 2,5 m compresa una profondità di 0,15 m per lo stoccaggio dell'olio e di 0,35 m per il sedimento;
- la superficie minima orizzontale pari a:  $A_{min} = 36 \text{ m}^2$ ;
- il volume minimo totale pari a:  $V_{min} = 90 \text{ m}^3$ ;
- il volume per l'olio pari a:  $V_{1 \text{ min}} = 5.4 \text{ m}^3$ .

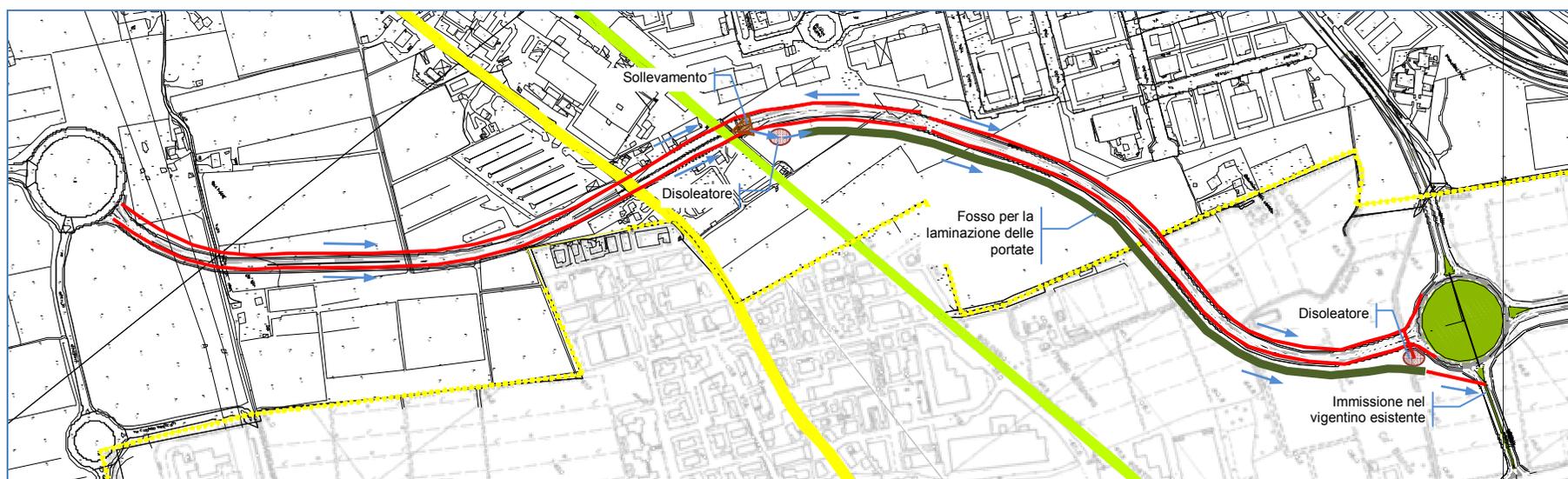
Nel secondo tratto la portata di prima pioggia da disoleare è pari a circa 84 l/s.

Applicando la UNI EN 858,  $Q_s$  nulla e posto  $f_d$  pari a 1, NS vale circa 84 e il disoleatore dovrà

avere le seguenti caratteristiche:

- il rapporto tra profondità e lunghezza del separatore deve stare tra 1:1,5 e 1:5, la profondità minima  $H_{min}$  dell'acqua deve essere di 2,5 m compresa una profondità di 0,15 m per lo stoccaggio dell'olio e di 0,35 m per il sedimento;
- la superficie minima orizzontale pari a:  $A_{min} = 16.8 \text{ m}^2$ ;
- il volume minimo totale pari a:  $V_{min} = 42.0 \text{ m}^3$ ;
- il volume per l'olio pari a:  $V_1 \text{ min} = 2.5 \text{ m}^3$ .

**Img. 5.4 - Schema degli interventi idraulici**



## 6 ANALISI IDRAULICA DELLA SOLUZIONE B

La soluzione B si caratterizza per adottare un viadotto al fine di superare la ferrovia e via Mattei. Dal punto di vista idraulico lo smaltimento delle acque avviene considerando due recapiti distinti:

- dalla kilometrica 0+000 alla kilometrica 1+083 le acque hanno un punto di minimo alla km 0+592. Da tale punto si può realizzare una tubazione che immette le acque nella rete fognaria di Villanova di Castenaso.
- dalla kilometrica 1+083 alla kilometrica 2+270 le acque vanno da sud a nord e si immettono nel collettore di sezione vigentina di base 380 cm e altezza di 280 cm e che immette le acque verso il Torrente Idice.

Prima dell'immissione delle acque nei recapiti fognari le acque verranno laminate e disoleate.

Rispetto alla soluzione A non si ha necessità di realizzare l'impianto di sollevamento.

## 7 ANALISI IDRAULICA DELLA SOLUZIONE C

La soluzione C presenta un viadotto su via Giovanni II Bentivoglio e un sottopasso per l'attraversamento della ferrovia e via Mattei.

Dal punto di vista idraulico lo smaltimento delle acque avviene considerando due recapiti distinti:

- dalla kilometrica 0+000 alla kilometrica 0+650 le acque hanno un punto di minimo alla km 0+355. Da tale punto si può realizzare una tubazione che immette le acque nella rete fognaria presente su via Marescotti e successivamente immesse nel Torrente Savena.
- dalla kilometrica 0+650 alla kilometrica 2+139 le acque hanno un punto di minimo alla km 1+718. In tale punto si ha un impianto di sollevamento che immette le acque in un fosso, laterale alla strada e che successivamente immette le portate nel collettore di sezione vigentina di base 380 cm e altezza di 280 cm e che immette le acque verso il Torrente Idice.
- dalla kilometrica 2+139 alla kilometrica 2+902 le acque vanno da sud a nord e si immettono nel collettore di sezione vigentina di base 380 cm e altezza di 280 cm e che immette le acque verso il Torrente Idice.

Prima dell'immissione delle acque nei recapiti fognari le acque verranno laminate e disoleate.

Rispetto alla soluzione B si ha necessità di realizzare l'impianto di sollevamento. Rispetto alla soluzione A si ha necessità di recapitare le acque in un altro collettore fognario.

## **8 ANALISI IDRAULICA DELLA SOLUZIONE D**

La soluzione D presenta un sottopasso su via Giovanni Il Bentivoglio e un sottopasso per l'attraversamento della ferrovia e via Mattei.

Dal punto di vista idraulico lo smaltimento delle acque avviene considerando due recapiti distinti:

- dalla kilometrica 0+000 alla kilometrica 0+919 le acque hanno un punto di minimo alla km 0+658. In tale punto si ha un impianto di sollevamento che immette le acque nella rete fognaria presente su via Marescotti e successivamente immesse nel Torrente Savena.
- dalla kilometrica 0+919 alla kilometrica 2+139 le acque hanno un punto di minimo alla km 1+718. In tale punto si ha un impianto di sollevamento che immette le acque in un fosso, laterale alla strada e che successivamente immette le portate nel collettore di sezione vigentina di base 380 cm e altezza di 280 cm e che immette le acque verso il Torrente Idice.
- dalla kilometrica 2+139 alla kilometrica 2+902 le acque vanno da sud a nord e si immettono nel collettore di sezione vigentina di base 380 cm e altezza di 280 cm e che immette le acque verso il Torrente Idice.

Prima dell'immissione delle acque nei recapiti fognari le acque verranno laminate e disoleate.

Rispetto alla soluzione C si ha necessità di realizzare due impianti di sollevamento.

## **9 ANALISI IDRAULICA DELLA SOLUZIONE E**

La soluzione E si caratterizza per adottare un viadotto al fine di superare la ferrovia e via Mattei. Dal punto di vista idraulico lo smaltimento delle acque avviene considerando due recapiti distinti:

- dalla kilometrica 0+000 alla kilometrica 1+083 le acque hanno un punto di minimo alla km 0+592. Da tale punto si può realizzare una tubazione che immette le acque nella rete fognaria di Villanova di Castenaso.
- dalla kilometrica 1+083 alla kilometrica 2+270 le acque vanno da sud a nord e si immettono nel collettore di sezione vigentina di base 380 cm e altezza di 280 cm e che immette le acque verso il Torrente Idice.

Prima dell'immissione delle acque nei recapiti fognari le acque verranno laminate e disoleate.

Rispetto alla soluzione A non ha necessità di realizzare l'impianto di sollevamento.

## INDICE

1	INTRODUZIONE .....	1
2	INQUADRAMENTO IDRAULICO DELL'AREA .....	2
3	PARAMETRI IDROLOGICI DI PROGETTO .....	4
4	METODOLOGIA DI CALCOLO DELLA RETE DI DRENAGGIO PER LA RACCOLTA DELLE ACQUE METEORICHE .....	5
5	ANALISI IDRAULICA DELLA SOLUZIONE A.....	7
5.1	<i>DIMENSIONAMENTO DELL'IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO .....</i>	<i>8</i>
5.2	<i>DIMENSIONAMENTO DELLA VASCA DI LAMINAZIONE .....</i>	<i>12</i>
5.3	<i>DISOLEAZIONE DELLE ACQUE METEORICHE.....</i>	<i>14</i>
6	ANALISI IDRAULICA DELLA SOLUZIONE B.....	18
7	ANALISI IDRAULICA DELLA SOLUZIONE C.....	18
8	ANALISI IDRAULICA DELLA SOLUZIONE D.....	19
9	ANALISI IDRAULICA DELLA SOLUZIONE E .....	19