



REGIONE PIEMONTE  
COMUNE DI AVIGLIANA  
PROVINCIA DI TORINO

PROGETTAZIONE PER LA RILOCALIZZAZIONE DI  
UNA PISTA DI GUIDA SICURA SITA IN AREA  
AUTOPORTO DI SUSÀ (TO)

Codice generale	Codice dell' opera	Lotto	Livello di progettazione	Area di progettazione	Numero elaborato	Tipo documento	Versione
Cconspa	001	0	D	I	016	rel idra	1-13

IL COMMITTENTE :



I PROGETTISTI (A.T.I.) :

Ing. Valter RIPAMONTI ( Capogruppo )



Studio DUEPUNTDIECI Associati

**duepuntodieci associati**  
dott. ing. Andrea Durando dott. ing. Enzo Lacroce

Studio ESSEBI Ingegneria



Ing. Enrico GUIOT

Ing. Stefano COALOVA

**Stefano Coalova**  
Ingegnere Edile

Capogruppo di progettazione :            Ing. Valter RIPAMONTI            *VR*

Responsabile area di progettazione :    Ing. Renato BARRA                    *RB*

Redattore :                                    Ing. Roberta RUZZON                 *RR*

TIMBRI E FIRME:



**PROGETTO DEFINITIVO**  
ai sensi del d.lgs 163/06 allegato XXI

**OGGETTO**

**RELAZIONI TECNICHE E SPECIALISTICHE**  
**RELAZIONE IDRAULICA SISTEMI DI RACCOLTA**  
**ED ALLONTANAMENTO ACQUE**

VERS.	MODIFICHE	DATA	SCALA
0	Prima consegna	04 Novembre 2013	
1	Seconda consegna	22 Novembre 2013	CUP C11J05000030001
2			
3			
4			

## Indice generale

1. PREMESSA.....	2
2 DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO	2
3 ANALISI IDROLOGICA ED IDRAULICA.....	4
3.2 DETERMINAZIONE DELLE CARATTERISTICHE IDROLOGICHE	5
3.3 VERIFICA IDRAULICA RETE SMALTIMENTO ACQUE BIANCHE	6
3.3.1 CALCOLO PORTATE LIQUIDE DEL BACINO FOGNARIO	7
3.3.2 SCHEMA DI CALCOLO ADOTTATO	8
3.3.3 TIPOLOGIE PROGETTUALI ADOTTATE	9
3.3.4 ANALISI DEI RISULTATI	12
3.3.5 VERIFICA DEL RECETTORE FINALE	12
4 IMPIANTI DI SOLLEVAMENTO.....	16
4.1 GENERALITA'	16
4.2 CALCOLI PROGETTUALI	19
5 FOGNATURA NERA.....	21
6 CONCLUSIONI.....	22
APPENDICE A.....	23

## 1. PREMESSA

Nel seguito si riporta l'analisi idrologica ed idraulica relativa alla progettazione della rete gestione e di smaltimento delle acque nell'ambito del progetto definitivo di rilocalizzazione del Centro Regionale di Guida Sicura in località Cascina Rolle, in comune di Avigliana.

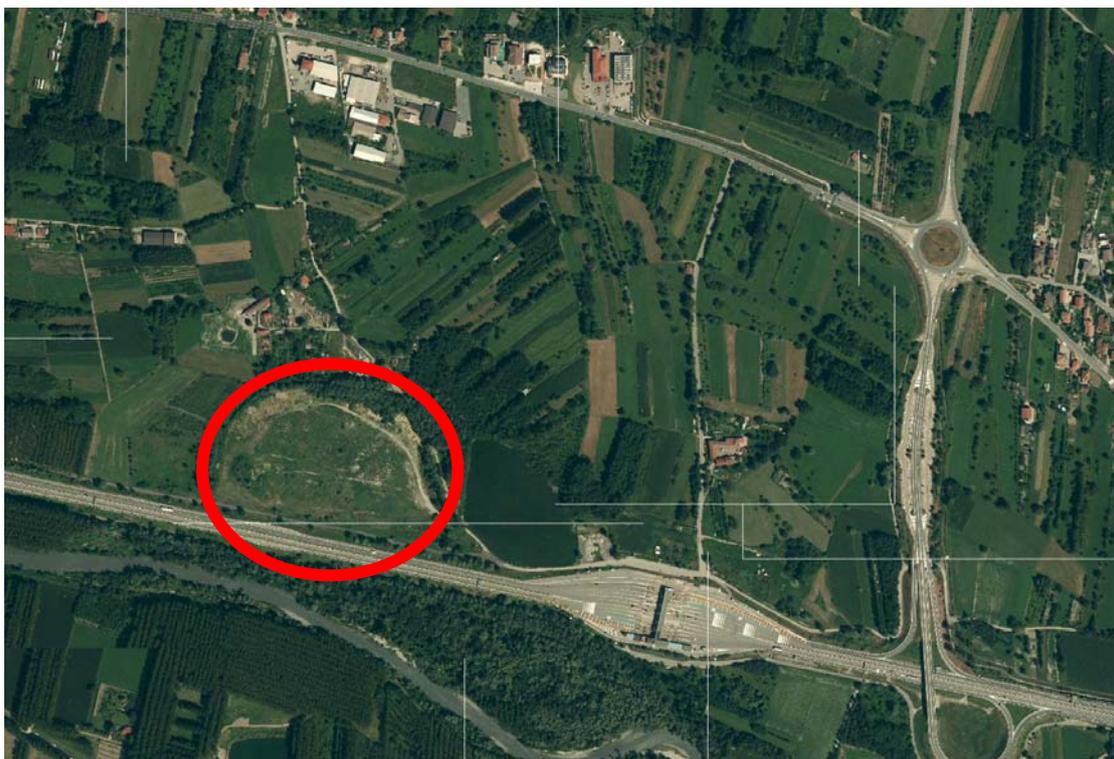


Figura 1.1: area oggetto degli interventi in progetto

## 2 DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO

Il “Centro guida sicura” attualmente ubicato in comune di Susa dovrà essere rilocalizzato in località Cascina Rolle, in comune di Avigliana mantenendone inalterate le caratteristiche, le dimensioni e le funzionalità.

Dal punto di vista squisitamente idraulico, a causa della diversa morfologia del terreno su cui sorgerà l'opera e della rete idrica esistente circostante, gli scarichi e, in generale, la rete di smaltimento delle acque bianche è stata ripensata secondo un nuovo schema.

Le piste del Centro guida Sicura presentano alcuni manufatti specifici volti a simulare la presenza di acqua in strada, nello specifico, vengono creati ostacoli d'acqua da realizzarsi tramite un circuito idraulico appositamente realizzato.

L'intero sistema di gestione dei "giochi d'acqua" è alimentato da un serbatoio principale ubicato all'interno dell'area verde del tornante principale della pista P1, l'approvvigionamento del serbatoio, la cui portata è stimata nell'ordine di 10 l/sec, avverrà tramite allacciamento alla rete acquedottistica per un valore di portata non superiore ai 32 l/sec, mentre per i restanti 8 l/sec si prevede di ricircolare le acque di piattaforma, previa opportuna decantazione.

L'acqua utilizzata per gli ostacoli sarà dunque raccolta e convogliata nella rete di raccolta delle acque meteoriche. Tale rete prevede il convogliamento all'interno di un sistema di trattamento che prevede una disabbatura, disoleatura e la decantazione in una vasca (laghetto) di prima pioggia che svolge, inoltre, la funzione di accumulo fino a un volume pari a circa 260 mc superati i quali le acque eccedenti vengono convogliate, tramite una tubazione di troppo pieno, alla rete di smaltimento delle acque bianche esterna all'area che convoglia le acque nella rete idrica superficiale esistente.

Dal laghetto viene emunta, tramite apposita stazione di sollevamento (SP4) la portata di 8 l/sec necessaria al rabbocco del serbatoio principale.

Dal serbatoio principale vengono alimentate le due stazioni di sollevamento principali (SP1 e SP2) che regolano i circuiti di ricircolo delle acque necessari al funzionamento degli ostacoli d'acqua, ogni stazione è caratterizzata da 6 pompe sommerse (con accoppiata una pompa di backup per un totale di 12 pompe per stazione) di potenza variabile collegate ai diversi circuiti esistenti. La stazione SP1 regola gli ostacoli d'acqua delle piste poste nella porzione sommitale del sito, piste P1 e P2; mentre la stazione SP2, che è posta immediatamente a valle del sistema di depurazione delle acque, alimenta le piste poste al livello inferiore P4 e P5.

Proprio le acque di piattaforma delle piste P4 e P5, in quanto poste ad una quota molto depressa rispetto alle aree circostanti, devono essere ulteriormente sollevate per poter essere reimmesse nel circuito, depurate e successivamente ricircolate; per questo motivo si è reso necessario realizzare un'ulteriore stazione di sollevamento necessaria al superamento di tale dislivello( SP3).

Le acque bianche, esterne al circuito di ricircolo di cui sopra, sono onvece smaltite da una rete di fossi e scoline che convogliano le acque nella rete idrica superficiale esistente

La verifica delle dimensioni di dette opere, richiede la conoscenza delle portate che affluiscono dalle superfici scolanti. La determinazione delle portate avviene a partire dalla conoscenza delle precipitazioni prendendo in considerazione l'estensione, la natura e la composizione delle superfici scolanti al fine di stabilire quale frazione concorra alla formazione delle portate stesse.

### **3 ANALISI IDROLOGICA ED IDRAULICA**

La misura del valore da assegnare a una portata di piena, in una sezione della rete, è strettamente legata all'intensità della precipitazione che si considera, la quale è definita dal rapporto tra la sua altezza e la sua durata. E' di tutta evidenza come, a parità di durata, possano prodursi eventi e quindi altezze di pioggia anche assai diverse tra loro. La varietà degli eventi possibili, in quanto di diversa frequenza, pone la questione di scegliere quale tra essi fare riferimento per verificare le condotte fissando in questo modo il limite al di sopra del quale la rete possa non rispondere con pienezza di rendimento alle attese funzionali accettando conseguentemente, per eventi più rari, un peggioramento delle prestazioni (allagamenti).

L'evento di riferimento si deve caratterizzare per un ragionevole valore della sua frequenza probabile ossia deve essere definito l'intervallo di tempo all'interno del quale l'evento di progetto può essere uguagliato o superato nella realtà; questo periodo è chiamato tempo di ritorno.

Per le reti di smaltimento delle acque meteoriche il periodo da considerare è funzione della destinazione d'uso delle aree drenate ed in generale aumenta per le aree con insediamenti a elevato valore come mercati, zone commerciali, ecc...

Le linee guida per la progettazione delle opere di fognatura prevedono l'impiego nella progettazione di un tempo di ritorno di  $5 \div 10$  anni consentendo di aumentarlo fino a 50 o 100 anni nel caso la rete dreni siti urbanizzati in cui l'allagamento provochi danni inaccettabili agli insediamenti o in situazioni dove possa configurarsi un grave pericolo per le vite umane.

Data la configurazione dell'area ove andrà ad impiantarsi la rete di smaltimento in progetto, si impiegherà per l'analisi idraulica un tempo di ritorno di 20 anni.

Si è utilizzato un rilievo topografico di dettaglio per avere una completa conoscenza morfologica dell'area oggetto del presente studio.

La necessità di tutelare da un punto di vista idraulico l'area in questione richiede un attento studio in grado di individuare le interazioni tra le reti di drenaggio ed i possibili ricettori e che permetta di definirne la dinamica idraulica, anche in relazione all'inserimento nel territorio comunale.

### **3.2 DETERMINAZIONE DELLE CARATTERISTICHE IDROLOGICHE**

In data 26 aprile 2001 con deliberazione del Comitato Istituzionale n. 18 veniva adottato dall'Autorità di Bacino del Fiume Po Piano il Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI) – Norme di attuazione – Il capitolo 5 – Distribuzione spaziale delle precipitazioni intense – dispone:

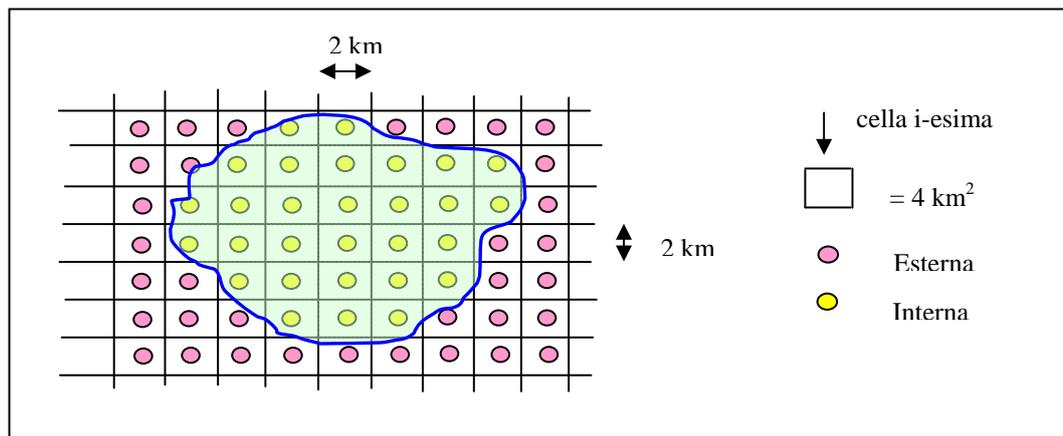
“Al fine di fornire uno strumento per l'analisi di frequenza delle piogge intense nei punti privi di misure dirette è stata condotta un'interpolazione spaziale con il metodo di kriging dei parametri  $a$  e  $n$  delle linee segnalatrici, discretizzate in base a un reticolo di 2 km di lato. I risultati sono rappresentati nell'Allegato 3; gli elaborati consentono il calcolo delle linee segnalatrici in ciascun punto del bacino, a meno dell'approssimazione derivante dalla risoluzione spaziale della griglia di discretizzazione, per tempi di ritorno di 20, 100, 200 e 500 anni, identificando la localizzazione sulla corografia e, in dettaglio, sulla cartografia in scala 1:250.000. I valori indicati costituiscono riferimento per le esigenze connesse a studi e progettazioni che, per dimensioni e importanza, non possano svolgere direttamente valutazioni idrologiche a scala locale.”

Si è quindi ritenuto più corretto utilizzare i dati messi a disposizione dall'Autorità di Bacino del Fiume Po nel PAI, considerando i valori dei parametri  $a$  ed  $n$  assegnati ad ogni cella di 2 km di lato.

Si è sovrapposta la griglia con maglie quadrate di 2 km di lato al bacino oggetto di studio, quindi è stato possibile risalire alle relative caratteristiche

pluviometriche, senza più la necessità di ragguagliare i dati di pioggia con i metodi tradizionali.

Nella figura sottostante è rappresentato lo schema utilizzato per la determinazione dei succitati parametri.



La zona di riferimento ricade completamente nella cella denominata AK103

I valori dei parametri  $a$  e  $n$  per tempi di ritorno di 20 anni riportati nei documenti del PAI per le celle in cui sono contenuti i bacini presi in esame sono:

$a$	$n$
45,73	0,386

### 3.3 VERIFICA IDRAULICA RETE SMALTIMENTO ACQUE BIANCHE

Le piogge prese come riferimento per le durate sopracitate sono elaborate al calcolatore con un programma che, dopo aver ordinato la serie di dati per valori crescenti, calcola prima la frequenza relativa degli eventi e da questa risale alla frequenza cumulata.

Ogni frequenza cumulata " $F$ " con la sua rispettiva serie di precipitazioni " $H$ ", andrà a formare nel piano ( $H,F$ ) due distinti sciame di punti.

Per ogni sciame viene elaborata la retta interpolatrice col metodo dei minimi

quadrati.

Nel nostro caso si ottiene, per  $T_r = 20$  anni:

$$H = 45,73 T^{0,386}$$

### 3.3.1 CALCOLO PORTATE LIQUIDE DEL BACINO FOGNARIO

I metodi di calcolo della portata liquida, si basano sostanzialmente sulla definizione del concetto di bacino idrografico.

Per i calcoli si è utilizzato il metodo cinematico. Esso si basa sul concetto di tempo di corrivazione, cioè del tempo trascorso dall'inizio dell'evento meteorico ( $t=0$ ) al momento in cui tutta la pioggia caduta nell'istante  $t=0$  sia defluita attraverso la sezione di chiusura del bacino.

Il tempo di corrivazione dipende dalle caratteristiche geomorfologiche del bacino, quali pendenza media, scabrezza, geometria, ecc.

Con l'ipotesi che la pioggia mantenga un'intensità costante per tutta la sua durata la portata liquida alla sezione di chiusura del bacino sarà data dalla seguente espressione:

$$Q = \frac{\Phi \cdot A \cdot i_c}{360}$$

dove

$\Phi$  = coefficiente di afflusso;

$i_c$  = intensità della pioggia in mm/ora;

$A$  = superficie del bacino in ha;

$Q$  = portata liquida in  $m^3/s$ .

#### 3.3.1.1 IL COEFFICIENTE DI AFFLUSSO $\Phi$

Il coefficiente di afflusso è nella sostanza riconducibile a quattro fattori.

##### Infiltrazione $\varphi_1$

Tiene conto della permeabilità della superficie scolante.

Nel caso specifico, trattandosi di un'area caratterizzata esclusivamente da due tipologie di copertura superficiale (aree inerbite e aree impermeabili) si utilizzano i

seguenti coefficienti di deflusso:

- 0,4 per le aree a verde (aree semipianeggianti e scarpate)
- 0,9 per le aree impermeabili (piste, parcheggi ed edifici)

La rete di smaltimento in progetto drena per tratti porzioni di aree di drenaggio le quali, a seconda della conformazione superficiale assumeranno un valore di  $\phi$  variabile a seconda della percentuale di copertura permeabile-impermeabile.

### 3.3.1.2 TEMPO DI PIOGGIA (CORRIVAZIONE)

Il tempo di corrivazione  $T_c$  viene determinato facendo il percorso idraulico più lungo della rete fognaria fino alla sezione di chiusura. La valutazione di  $T_c$  comporta la conoscenza di due parametri fondamentali: il tempo di accesso  $t_a$  ed il tempo di rete  $t_r$ . Il primo necessario alle gocce a raggiungere il collettore più vicino il secondo a percorrere la canalizzazione fino alla sezione di misura. La somma di questi due parametri serve per stimare il tempo di corrivazione:

$$T_c = t_a + t_r$$

dove:

$T_c$  = tempo di corrivazione,

$t_a$  = tempo di accesso alla rete,

$t_r$  = tempo di rete.

Impiegando le formulazioni fornite in letteratura si determina nel caso in esame un tempo di corrivazione pari a 15 minuti e si ricava pertanto un'intensità di precipitazione in termini di contributo aerale (per un tempo di ritorno di 20 anni) pari a 0,03 l/s m<sup>2</sup>, valore molto cautelativo.

### 3.3.2 SCHEMA DI CALCOLO ADOTTATO

Il calcolo della capacità di smaltimento è effettuato in moto uniforme adottando la ben nota formula di Chezy.

$$u = X \cdot \sqrt{(Rm \cdot if)}$$

ovvero:

$$Q = u \cdot \Omega = \chi \cdot \Omega \cdot \sqrt{(Rm \cdot if)}$$

dove

$u$  è la velocità in m/s;

$\Omega$  è la sezione di deflusso in m<sup>2</sup>

$Rm$  è il raggio idraulico in m

$if$  è la pendenza della sezione considerata

$c = C Rm^{1/6}$  adottando la scabrezza di Strickler  $C$  (m<sup>1/3</sup> s<sup>-1</sup> )

Si considera verificata una qualsiasi sezione, quando questa sia in grado di smaltire la portata considerata senza incorrere in fenomeni di tracimazione e con un idoneo franco di sicurezza.

### **3.3.3 TIPOLOGIE PROGETTUALI ADOTTATE**

Si riporta nel seguito una breve descrizione delle soluzioni progettuali adottate.

L'intera area su cui sorgono le piste dell'impianto Guida Sicura risulta disposta su tre ordini consecutivi, secondo una morfologia a terrazzi che discende verso l'autostrada.

Si prevede dunque di realizzare una rete di smaltimento delle acque bianche caratterizzata principalmente da canalette e fossi di guarda che, disposti alla base delle scarpate principali e a valle della scarpata autostradale, convogliano le acque in un fosso recettore finale il quale immette le acque all'interno della rete idrografica esistente.

Oltre al drenaggio delle aree esterne, la rete sopra descritta smaltisce anche le acque di troppo pieno provenienti dal sistema di decantazione delle acque di prima pioggia delle piste .

Le sezioni di raccolta delle acque bianche possono essere ridotte alle seguenti tipologie:

- Fosso in terra a sezione trapezia, con scarpate di pendenza 1 su 1, larghezza di fondo e altezza pari a 50 cm.
- Canalette grigliate in cls a sezione rettangolare di dimensioni 39x41.5 cm e 36x34 cm
- Tubazioni in cls di diametro pari a 500 mm

- Canalette in cls larghe 50 cm e di altezza variabile

Le pendenze di fondo variano dallo 0.5% allo 0.3%

Si utilizzano le seguenti scabrezze di fondo:

Fondo in erba  $C = 40 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$

Fondo in cls  $C = 70 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$

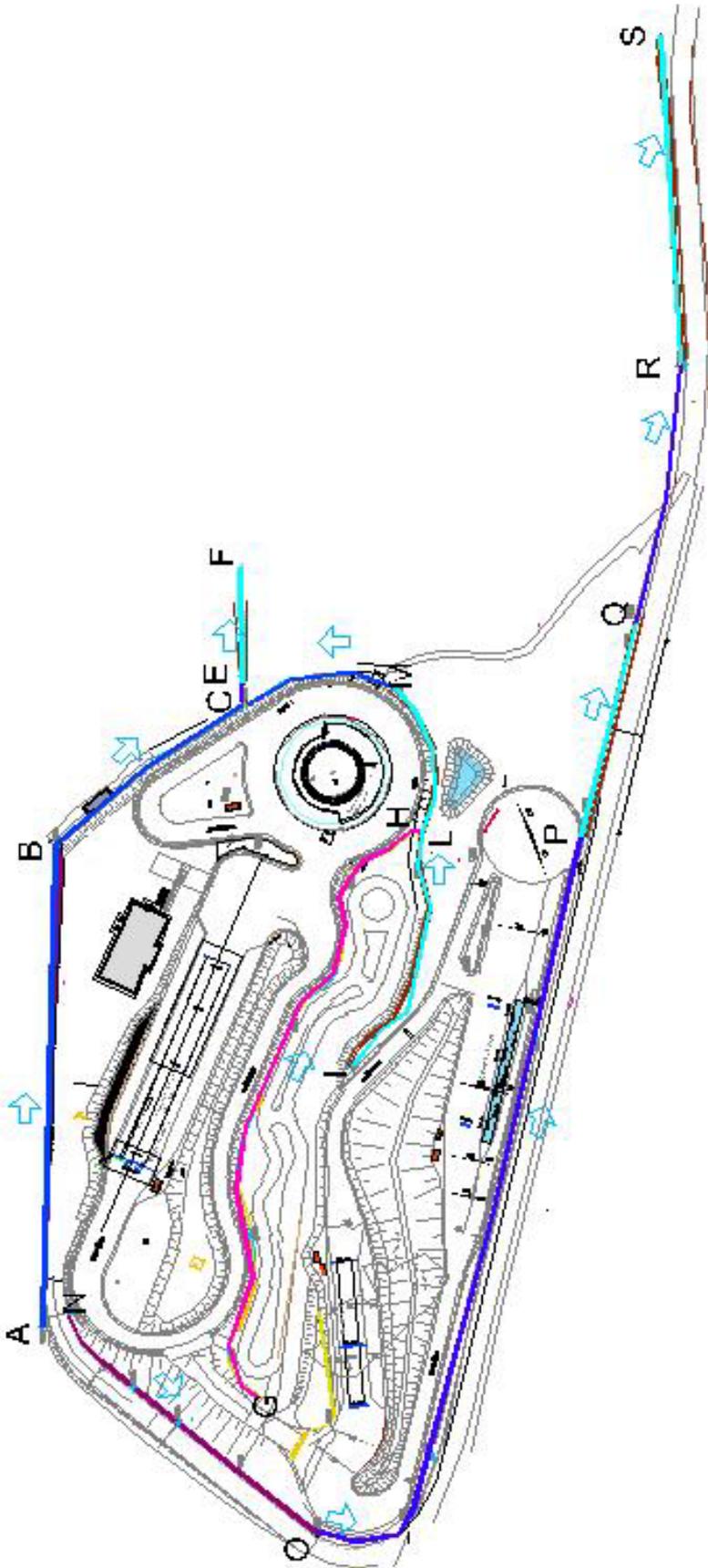


Figura 1.2: Schema della rete di drenaggio

### 3.3.4 ANALISI DEI RISULTATI

Si riportano nel seguito le verifiche idrauliche della rete di smaltimento delle acque meteoriche. Per ulteriori dettagli in merito si rimanda all'allegato A.

TRATTO	TIPOLOGIA	DIMENSIONI	i [m/m]	$\phi$	Q tratto	verifica
A-B	CANALETTA	50x50	0.003	0.40	47.6	20%
B-C	CANALETTA	50x50	0.003	0.40	58.9	48%
G-H	CANALETTA	39X41	0.005	0.40	8.6	25%
H-L	TUBO	D500	0.100		8.6	6%
I-L	FOSSO	0.50x0.50x1.50	0.009	0.40	4.5	2%
L-M	FOSSO	0.50x0.50x1.50	0.009	0.40	7.5	8%
M-C	CANALETTA	50x50	0.006	0.40	10.5	12%
C-E	TUBO	D500	0.005		10.5	14%
E-F	FOSSO	0.50x0.50x1.50	0.005		10.5	13%
N-O	TUBO	D500	0.003	0.70	54.2	32%
O-P	TUBO	D500	0.005	0.70	116.6	48%
P-Q	FOSSO	0.50x0.50x1.50	0.005	0.80	157.1	38%
Q-R	TUBO	D500	0.005		157.1	58%
R-S	FOSSO	0.50x0.50x1.50	0.005	0.75	267.8	56%

### 3.3.5 VERIFICA DEL RECETTORI FINALE

La rete bianca in progetto recapita le acque bianche all'interno della rete idrica superficiale esistente in due punti, nel punto F, all'interno di un canale a sezione trapezia, con scarpate di pendenza 1 su 1, larghezza di fondo e altezza pari a 100 cm rivestito in cls. E nel punto S, in un canale in terra a forma regolare largo 1.50, alto altrettanto e con scarpate variabili.

L'immissione in questi punti, in termini di portata massima uscente dall'area del Centro Guida Sicura, calcolata per una pioggia intensa con tempo di ritorno pari a 20 anni che si prolunghi per un tempo lari a 15 minuti risulta essere pari a meno di 300 l/sec per immissione.

I due fossi convergono in un'unica asta idraulica la quale attraversa la viabilità ordinaria con una tubazione pari a 800 mm, e successivamente l'autostrada inserendosi all'interno di un fornice.

Tuttavia, l'imbocco del fornice esistente risulta posta in quota più elevata rispetto al fondo alveo per cui le acque tendono a ristagnare a monte dell'autostrada allagando le aree circostanti senza mai giungere ad una quota tale da immettersi nel fornice e conferire nella Dora.

Si prevede dunque di eseguire un attraversamento del rilevato autostradale, utilizzando la tecnica del microtunneling, posando una tubazione del diametro pari a 1100 mm in acciaio inox, con quota di imbocco posta a fondo del canale esistente con una pendenza pari allo 0.5%.

In questo modo si permette oltre allo smaltimento delle acque provenienti dal centro guida sicura anche lo smaltimento delle acque drenate dal bacino idrico posto a monte del canale stesso.

La tubazione di attraversamento dovrà dunque essere dimensionata per una portata pari a quella attesa alla sezione di chiusura dell'intera area drenata dal canale in questione.

Si stima che l'area di drenaggio cui la sezione idraulica di imbocco dell'attraversamento in progetto è sottesa sia pari a circa 68 Ha.

Impiegando le formulazioni fornite in letteratura si determina nel caso in esame un tempo di corrivazione pari a 30 minuti e si ricava pertanto un'intensità di precipitazione in termini di contributo aerale (per un tempo di ritorno di 20 anni) pari a 190 l/s ha. Per la determinazione delle caratteristiche idrologiche si rimanda al paragrafo 3.2.

Formuala di Giandotti:

$$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.54 \cdot L}{0.8\sqrt{H_m}}$$

Formuala di Pasini:

$$t_c = 0.108 \frac{\sqrt[3]{S \cdot L}}{\sqrt{i}}$$

Formuala di Pezzoli:

$$t_c = 0.055 \frac{L}{\sqrt{i}}$$

Formuala di Ventura:

$$t_c = 0.1272 \sqrt{\frac{S}{i}}$$

Formuala di Tournon:

$$t_c = 0.396 \cdot \frac{L}{\sqrt{i}} \cdot \left( \frac{S}{L^2} \cdot \frac{\sqrt{i}}{\sqrt{y}} \right)^{0.72}$$

Formula	Tempo di corrivazione [ore]
Giandotti	0.38
Pasini	0.49
Pezzoli	0.37
Ventura	0.47
Tournon	1.12
<i>Tempo di corrivazione adottato</i>	<i>0.50</i>

La determinazione della portata avviene prendendo infine in considerazione l'estensione, la natura e la composizione delle superfici scolanti al fine di stabilire quale frazione concorra alla formazione della portata stessa, avente come recapito finale la tubazione oggetto del presente paragrafo.

Si considera cautelativamente un bacino sotteso di circa 68 ha con coefficienti di deflusso variabili da 0.10 a 0.90 in funzione della tipologia di superficie prese in esame.

Si riassumono nel grafico e nella tabella sotto riportati i risultati delle verifiche idrauliche.

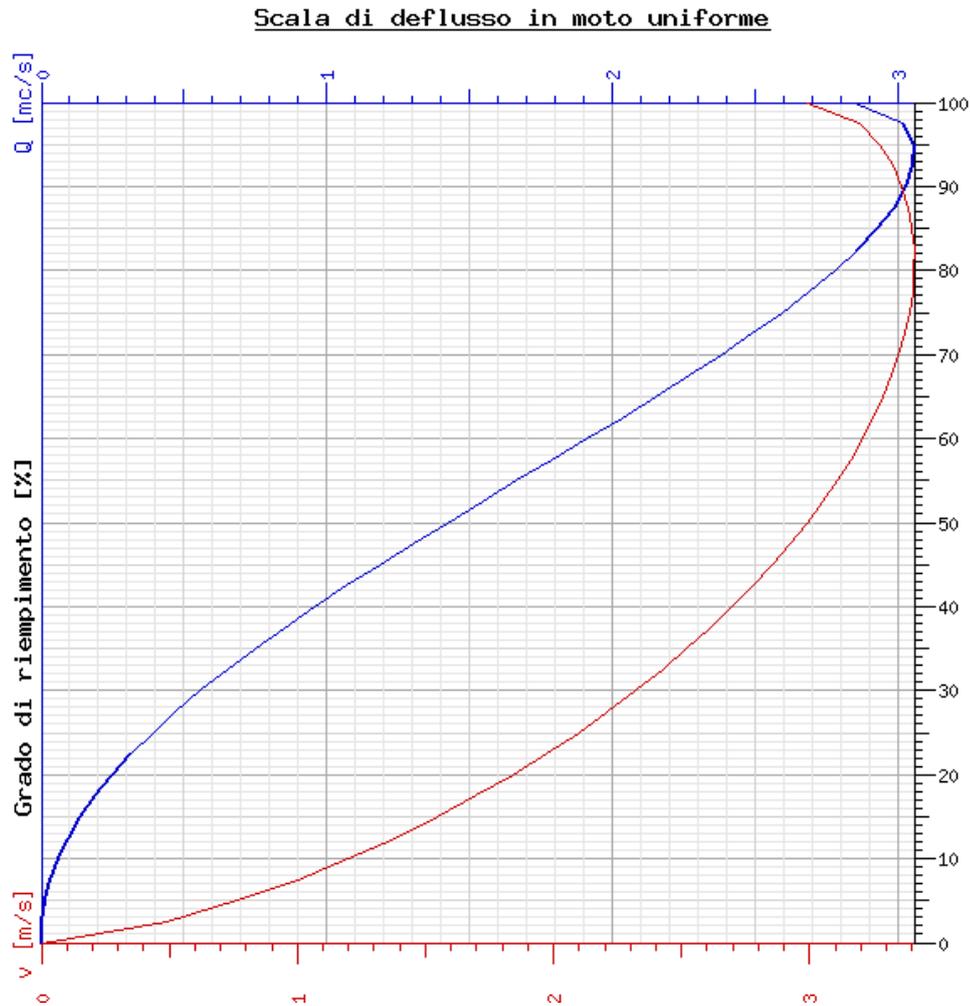


Figura 1.3: Scala di deflusso in moto uniforme per tubazione di diametro  $D=110$  cm in acciaio con pendenza  $p=0,50\%$

TRATTO	TIPOLOGIA	DIMENSIONI	$i$ [m/m]	Q max smaltibile [l/sec]	Grado di riempimento
Recettore finale	Tubazione in acciaio	$D=1200\text{mm}$	0.005	2600	75%

La tubazione posta in attraversamento al rilevato autostradale appare dunque adeguata allo smaltimento delle portate attese durante eventi piovosi intensi con TR pari a 20 anni secondo quanto previsto per il dimensionamento della rete di smaltimento delle acque bianche.

La pendenza minima dell'intero tratto è stimata intorno allo 0.5%.

Si verifica infine la capacità di smaltimento totale del recettore in vista delle

potenziali immissioni future individuando tramite l'applicazione della formulazione di Chezy, precedentemente enunciata, la massima portata smaltibile dalle sezioni individuate con una percentuale di riempimento accettabile (si consideri il 70% del riempimento, criterio solitamente utilizzato per la verifica delle tubazioni delle fognature bianche).

TRATTO	TIPOLOGIA	DIMENSIONI	i [m/m]	Q max smaltibile [l/sec]	riempimento
<b>Recettore finale</b>	fosso rivestito in cls	trapezoidale b=100	0.005	2360	70%
<b>Attraversamento</b>	tubazione	d 500	0.005	763	70%

Considerando un'immissione totale pari a 600 l/sec, considerando che non si tiene conto in questa valutazione della capacità di invaso della rete stessa oltre che dell'invaso esistente all'interno dell'area in progetto, le sezioni esistenti appaiono adeguate a recepire le acque bianche provenienti dal centro guida sicura senza che l'incremento dei livelli comprometta l'efficienza della rete idraulica esistente.

## 4 IMPIANTI DI SOLLEVAMENTO

### 4.1 GENERALITA'

Per il dimensionamento di un impianto di sollevamento è necessario valutare i valori delle grandezze fondamentali della pompa: la prevalenza e la portata.

La prevalenza totale  $H$  è l'incremento di energia che un chilogrammo di liquido acquisisce tra l'aspirazione e la mandata della pompa. Si misura in metri di colonna di liquido trasportato. La prevalenza totale è composta da varie parti: il dislivello geodetico  $HG$ , la differenza di pressione ( $p_2 - p_1$ ) nei serbatoi di mandata e di aspirazione e la somma delle perdite di carico  $Z$  delle tubazioni.

La prevalenza geodetica  $HG$  è il dislivello tra i piani di liquido nel bacino di aspirazione e quello di scarico. E' indipendente dal percorso e dalla

lunghezza delle tubazioni e, se la tubazione premente scarica al di sopra del livello del bacino di scarico, il suo valore va riferito al piano medio della sezione di scarico.

La differenza di pressioni assolute ( $p_2 - p_1$ ), misurata in  $\text{kg/cm}^2$ , definisce la differenza di pressione del liquido prima dell'aspirazione e all'uscita della mandata; normalmente nelle stazioni di sollevamento di acque il valore di questa differenza di pressione si assume uguale a zero.

Le perdite di carico  $Z$  della tubazione, misurate in m di colonna di liquido, rappresentano il valore dell'energia che si disperde nelle tubature al passaggio del liquido pompato: curve, rugosità dei tubi, perdite di carico localizzate assorbono parte dell'energia trasmessa al fluido della pompa e di tali "perdite energetiche" è indispensabile tenere conto nel dimensionamento dell'impianto.

L'espressione generale della prevalenza totale è la seguente:

$$H = HG + Z + 10(P_2 - P_1)/\gamma$$

dove  $\gamma$  è il peso specifico del liquido in  $\text{kg/dm}^3$ .

Secondo valore fondamentale per il dimensionamento di un impianto è la portata. E' questo il volume di fluido che deve essere sollevato nell'unità di tempo. Il calcolo deve essere effettuato fissando la portata massima in funzione del tempo di svuotamento della vasca; la portata della pompa si misura in  $\text{m}^3/\text{s}$  o  $\text{l/s}$ .

Il variare della portata al variare della prevalenza si rappresenta con una curva (curva  $Q/H$ ) denominata curva caratteristica.

Una parte della prevalenza totale dell'impianto è rappresentata dal dislivello geodetico, che non dipende dalla portata e dalle caratteristiche della tubazione; l'altra è la resistenza globale  $Z$ , che invece dipende dalla portata in quanto le resistenze della tubazione dipendono sia dalle sue caratteristiche (diametro, materiale e stato delle pareti, e geometria delle curve) ma anche dalla velocità del fluido che la percorre. In particolare si può affermare che la resistenza globale  $Z$  è funzione circa quadratica della velocità, della lunghezza e del tipo di materiale che costituisce la tubazione.

Si devono aggiungere poi le resistenze localizzate. Sommando l'altezza geodetica e le resistenze, per ogni valore della portata, si ottengono una serie di punti che costituiscono la curva caratteristica dell'impianto.

L'intersezione della curva caratteristica della pompa con quella dell'impianto individua il punto di funzionamento della pompa. Tale intersezione varia al variare dell'altezza geodetica e quindi si possono individuare le due curve estreme per il caso di altezza geodetica minima e massima, nelle condizioni ai due estremi di funzionamento.

Si ottiene così il campo di funzionamento di una pompa, come intersezione delle due curve caratteristiche dell'impianto più lontane tra loro e la sua curva caratteristica.

Per la determinazione della potenza della pompa viene impiegata la seguente relazione:

$$W = \frac{\gamma \cdot Q \cdot H}{102 \cdot \eta}$$

in cui

W: potenza della pompa [kW];

H: prevalenza della pompa [m];

$\gamma$ : peso specifico delle acque reflue [kg/m<sup>3</sup>];

Q: portata di dimensionamento [m<sup>3</sup>/s];

h: peso specifico delle acque reflue [kg/m<sup>3</sup>].

La prevalenza della pompa è funzione del dislivello geodetico tra i peli liberi di aspirazione e mandata e delle perdite di carico nella condotta di sollevamento:

$$H = H_{\text{geod.}} + \Delta H$$

in cui

$$\Delta H = \frac{8 \cdot \lambda}{g \cdot \pi^2} \cdot \frac{Q^2}{d^5} L + \sum \xi_i \cdot \frac{u^2}{2g} = \beta \cdot \frac{Q^2}{d^5} L + \sum \xi_i \cdot \frac{u^2}{2g}$$

sono le perdite di carico distribuite e concentrate ed il fattore di resistenza  $\beta$  è funzione del coefficiente  $\lambda$  che può essere determinato impiegando la formula di Colebrook:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log_{10} \left( \frac{2.51}{\text{Re} \cdot \sqrt{\lambda}} \cdot \frac{\varepsilon}{3.715 \cdot d} \right)$$

in cui

e: scabrezza della condotta [mm];

Re : numero di Reynolds;

d: diametro della condotta di sollevamento [m].

## 4.2 CALCOLI PROGETTUALI

Si riportano i calcoli effettuati relativi alla stazione di sollevamento. S3 e S4

Si considera una portata pari a 135 l/sec per la SP3, corrispondente agli scarichi derivanti dai giochi d'acqua della pista P4.

Si consideri per la SP4 la portata pari a 8 l/sec

L'impianto di sollevamento SP3 citato ha le seguenti caratteristiche:

$Q_p = 135$  l/s

Velocità fluido:  $1,0 \text{ m/s} < v < 1,5 \text{ m/s}$

1 Tubazione di mandata in Pead PE 125  $\Phi_{est} = 32$  mm PN 16

$\Delta h$  geodetico ~ 2.5 m

$\Delta h$  totale ~ 3 m

Potenza motore = 5,5 KW

L'impianto di sollevamento SP4 citato ha le seguenti caratteristiche:

$Q_p = 8$  l/s

Velocità fluido:  $1,0 \text{ m/s} < v < 1,5 \text{ m/s}$

1 Tubazione di mandata in Pead PE 125  $\Phi_{est} = 32$  mm PN 16

$\Delta h$  geodetico ~ 7.5 m

$\Delta h$  totale ~ 8 m

Potenza motore = 1,0 KW

Per quanto riguarda le caratteristiche dei sollevamenti SP1 e SP2 si fa riferimento alle seguenti caratteristiche:

### SP1

NOME	TIPO	POTENZA	PREVALENZA	PORTATA
P1-1	GG-25-F IP 68	5.5 kw	15 - 9 - 3 m	0 - 30 - 60 l/s
P1-2	GG-25-F IP 68	5.5 kw	15 - 9 - 3 m	0 - 30 - 60 l/s
P1-3	GG-25-F IP 68	12 kw	28 - 20 - 14 m	0 - 26 - 37 l/s
P1-4	GG-25-F IP 68	12kw	28 - 20 - 14 m	0 - 26 - 37 l/s
P1-5	GG-25-F IP 68	5.5 kw	15 - 9 - 3 m	0 - 30 - 60 l/s
P1-6	GG-25-F IP 68	5.5 kw	15 - 9 - 3 m	0 - 30 - 60 l/s
P1-7	GG-25-F IP 68	3.5 kw	13.5 - 8.5 - 7 m	0 - 19 - 22.5 l/s
P1-8	GG-25-F IP 68	3.5 kw	13.5 - 8.5 - 7 m	0 - 19 - 22.5 l/s
P1-9	GG-25-F IP 68	12 kw	28 - 20 - 14 m	0 - 26 - 37 l/s
P1-10	GG-25-F IP 68	12kw	28 - 20 - 14 m	0 - 26 - 37 l/s
P1-11	GG-25-F IP 68	7.5 kw	18 - 12 - 5 m	0 - 30 - 55 l/s
P1-12	GG-25-F IP 68	7.5 kw	18 - 12 - 5 m	0 - 30 - 55 l/s

## SP2

NOME	TIPO	POTENZA	PREVALENZA	PORTATA
P2-1	GG-25-F IP 68	5.5 kw	15-9.5-3 m	0 - 28 - 48 l/s
P2-2	GG-25-F IP 68	5.5 kw	15-9.5-3 m	0 - 28 - 48 l/s
P2-3	GG-25-F IP 68	5.5 kw	15-9-3 m	0 - 28 - 49 l/s
P2-4	GG-25-F IP 68	5.5 kw	15-9-3 m	0 - 28 - 49 l/s
P2-5	GG-25-F IP 68	8.5 kw	33-25- 16 m	0 - 27 - 40 l/s
P2-6	GG-25-F IP 68	8.5 kw	33-25-16 m	0 - 27 - 40 l/s
P2-7	GG-25-F IP 68	12 kw	28-20-14 m	0 - 26.5 - 37 l/s
P2-8	GG-25-F IP 68	12kw	28-20-14 m	0 - 26.5 - 37 l/s
P2-9	GG-25-F IP 68	5.5 kw	15-9-3 m	0 - 28 - 49 l/s
P2-10	GG-25-F IP 68	5.5 kw	15-9-3 m	0 - 28 - 49 l/s
P2-11	GG-25-F IP 68	5.5 kw	15-9.5-3 m	0 - 28 - 48 l/s
P2-12	GG-25-F IP 68	5.5 kw	15-9.5-3 m	0 - 28 - 48 l/s

## 5 FOGNATURA NERA

Il centro servizi in progetto ha degli scarichi neri che devono essere depurati in loco.

La fognatura destinata alle acque nere si trova a notevole distanza ed è difficilmente raggiungibile e, visti i bassi volumi di acque reflue domestiche previsti, è preferibile la realizzazione di un sistema puntuale di scarico. Gli abitanti equivalenti, vista la destinazione d'uso e l'attività prevista si possono, cautelativamente, considerare secondo la seguente tabella:

Destinazione locale	Presenze	Abitanti equivalenti
Locali uffici	6	2
Locali istruttori	12	4
Aule didattiche	30	3
Sala convegni	100	3
TOTALE		12

L'impianto di trattamento delle acque reflue domestiche dovrà essere progettato nel rispetto delle norme tecniche e dell'allegato alla deliberazione 193 del 30/05/2005 dell'ATO3.

Dopo aver calcolato il numero di Abitanti Equivalenti, per dimensionare l'impianto da installare, si deve assumere una dotazione per ogni Abitante Equivalente.

E' da prevedersi un ciclo di trattamento costituito da un degrassatore di capacità minima 1000 l (Lt. 50 ÷ 100 per ogni Abitante Equivalente), una fossa Imhoff, con comparto di sedimentazione (Lt. 50 per la camera di sedimentazione per ogni Abitante Equivalente) minimo pari a 600 l e comparto di digestione (Lt. 200 per la camera di digestione per ogni Abitante Equivalente) almeno pari a 2400 l. Il tutto dovrà essere completato da una fase di fitodepurazione di dimensioni adeguate (ca. 50 mq). Per il dimensionamento di un impianto di Fitodepurazione si considerano in genere dai 2 ai 3 mq. per A. E..

La vasca Imhoff in cemento è formata da due comparti: uno superiore di sedimentazione ed uno inferiore di digestione. Il liquame arriva nel comparto di sedimentazione dove i solidi sospesi sedimentabili precipitano, lungo le pareti inclinate della tramoggia, nel sottostante comparto di accumulo e di digestione attraverso fessura longitudinale di comunicazione. Le parti in sospensione si accumulano formando una spessa crosta che periodicamente deve essere rimossa, da 1 a 4 volte all'anno. L'acqua dopo un tempo di ritenzione esce chiarificata, non entrando in alcun modo in contatto con il comparto inferiore, e viene inviata in fognatura bianca, nella rete progettata per lo scarico delle acque meteoriche interna delle piste. Il collegamento alla rete fognaria bianca avverrà mediante una tubazione in PVC SN8 DN 200mm pendenza minima 1%.

## **6 CONCLUSIONI**

Le verifiche in moto uniforme eseguite mostrano che la rete di smaltimento delle acque bianche è in grado di smaltire con ampi margini di sicurezza la portata prevista pari ad un evento di 15 minuti di pioggia con un'intensità pari ad un tempo di ritorno di 20 anni.

L'incremento delle acque bianche all'interno della rete idraulica superficiale esistente non comporta un significativo innalzamento dei livelli tale che possa mettere in crisi il sistema di smaltimento delle acque superficiali attuali.

## **APPENDICE A**

**FOSSO DI GUARDIA b=0.50 m – h = 0.50 m scarpate 1/1****PENDENZA 0.5%**

livello (m)	larghezza pelo libero (m)	superficie bagnata (m <sup>2</sup> )	perimetro bagnato (m)	raggio idraulico (m)	velocità (m/s)	portata (l/s)	Riempimento
0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0%
0.02	0.53	0.01	0.55	0.02	0.31	2.68	2%
0.03	0.57	0.02	0.59	0.03	0.48	8.48	4%
0.05	0.60	0.03	0.64	0.04	0.61	16.67	6%
0.07	0.63	0.04	0.69	0.05	0.71	27.00	8%
0.08	0.67	0.05	0.74	0.07	0.81	39.33	10%
0.10	0.70	0.06	0.78	0.08	0.89	53.59	12%
0.12	0.73	0.07	0.83	0.09	0.97	69.75	14%
0.13	0.77	0.08	0.88	0.10	1.04	87.80	17%
0.15	0.80	0.10	0.92	0.11	1.11	107.74	20%
0.17	0.83	0.11	0.97	0.11	1.17	129.59	22%
0.18	0.87	0.13	1.02	0.12	1.22	153.36	25%
0.20	0.90	0.14	1.07	0.13	1.28	179.08	28%
0.22	0.93	0.16	1.11	0.14	1.33	206.77	31%
0.23	0.97	0.17	1.16	0.15	1.38	236.46	34%
0.25	1.00	0.19	1.21	0.16	1.43	268.18	38%
0.27	1.03	0.20	1.25	0.16	1.48	301.96	41%
0.28	1.07	0.22	1.30	0.17	1.52	337.85	44%
0.30	1.10	0.24	1.35	0.18	1.57	375.86	48%
0.32	1.13	0.26	1.40	0.19	1.61	416.04	52%
0.33	1.17	0.28	1.44	0.19	1.65	458.43	56%
0.35	1.20	0.30	1.49	0.20	1.69	503.05	60%
0.37	1.23	0.32	1.54	0.21	1.73	549.95	64%
0.38	1.27	0.34	1.58	0.21	1.77	599.16	68%
0.40	1.30	0.36	1.63	0.22	1.81	650.71	72%
0.42	1.33	0.38	1.68	0.23	1.84	704.64	76%
0.43	1.37	0.40	1.73	0.23	1.88	760.99	81%
0.45	1.40	0.43	1.77	0.24	1.92	819.79	86%
0.47	1.43	0.45	1.82	0.25	1.95	881.09	90%
0.48	1.47	0.48	1.87	0.25	1.99	944.90	95%
0.50	1.50	0.50	1.91	0.26	2.02	1011.28	100%

**TUBAZIONE CLS D500****PENDENZA 0.5%**

livello (m)	h/D	sup (mq)	perimetro bagnato (m)	r idr (m)	velocità (m/s)	portata (l/sec)
0.020	4%	0.00	0.20	0.01	0.29	0.78
0.040	8%	0.01	0.29	0.03	0.46	3.40
0.060	12%	0.01	0.35	0.04	0.60	7.96
0.080	16%	0.02	0.41	0.05	0.71	14.45
0.100	20%	0.03	0.46	0.06	0.82	22.80
0.120	24%	0.04	0.51	0.07	0.91	32.88
0.140	28%	0.05	0.56	0.08	0.99	44.58
0.160	32%	0.05	0.60	0.09	1.07	57.73
0.180	36%	0.06	0.64	0.10	1.13	72.17
0.200	40%	0.07	0.68	0.11	1.20	87.73
0.220	44%	0.08	0.73	0.11	1.25	104.20
0.240	48%	0.09	0.77	0.12	1.30	121.38
0.260	52%	0.10	0.81	0.13	1.35	139.04
0.280	56%	0.113	0.846	0.134	1.387	156.97
0.300	60%	0.12	0.89	0.14	1.42	174.90
0.320	64%	0.13	0.93	0.14	1.45	192.57
0.340	68%	0.14	0.97	0.15	1.47	209.69
0.360	72%	0.15	1.01	0.15	1.49	225.96
0.380	76%	0.16	1.06	0.15	1.51	241.01
0.400	80%	0.20	1.57	0.13	1.33	260.41
0.420	84%	0.20	1.82	0.11	1.22	245.90
0.440	88%	0.23	2.07	0.11	1.23	282.51
0.460	92%	0.29	2.32	0.12	1.31	374.58
0.480	96%	0.34	2.57	0.13	1.39	479.30
0.500	100%	0.38	2.82	0.14	1.40	535.50

**TUBAZIONE CLS D500****PENDENZA 0.3%**

livello (m)	h/D	sup (mq)	perimetro bagnato (m)	r idr (m)	velocità (m/s)	portata (l/sec)
0.020	4%	0.00	0.20	0.01	0.23	0.60
0.040	8%	0.01	0.29	0.03	0.36	2.63
0.060	12%	0.01	0.35	0.04	0.46	6.17
0.080	16%	0.02	0.41	0.05	0.55	11.20
0.100	20%	0.03	0.46	0.06	0.63	17.66
0.120	24%	0.04	0.51	0.07	0.70	25.47
0.140	28%	0.05	0.56	0.08	0.77	34.53
0.160	32%	0.05	0.60	0.09	0.83	44.72
0.180	36%	0.06	0.64	0.10	0.88	55.90
0.200	40%	0.07	0.68	0.11	0.93	67.95
0.220	44%	0.08	0.73	0.11	0.97	80.71
0.240	48%	0.09	0.77	0.12	1.01	94.02
0.260	52%	0.10	0.81	0.13	1.04	107.70
0.280	56%	0.113	0.846	0.134	1.075	121.59
0.300	60%	0.12	0.89	0.14	1.10	135.47
0.320	64%	0.13	0.93	0.14	1.12	149.16
0.340	68%	0.14	0.97	0.15	1.14	162.43
0.360	72%	0.15	1.01	0.15	1.16	175.03
0.380	76%	0.16	1.06	0.15	1.17	186.69
0.400	80%	0.20	1.57	0.13	1.03	201.72
0.420	84%	0.20	1.82	0.11	0.95	190.47
0.440	88%	0.23	2.07	0.11	0.95	218.83
0.460	92%	0.29	2.32	0.12	1.02	290.15
0.480	96%	0.34	2.57	0.13	1.08	371.27
0.500	100%	0.38	2.82	0.14	1.08	414.79

**CANALETTA CLS 50X50 - PENDENZA 0.6%**

livello (m)	superficie bagnata (mq)	raggio idraulico (m)	velocità (m/s)	portata (l/s)	Riempimento
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0%
0.01	0.01	0.01	0.14	0.70	2%
0.02	0.01	0.02	0.22	2.17	4%
0.03	0.02	0.03	0.28	4.16	6%
0.04	0.02	0.03	0.33	6.56	8%
0.05	0.03	0.04	0.37	9.31	10%
0.06	0.03	0.05	0.41	12.34	12%
0.07	0.04	0.05	0.45	15.62	14%
0.08	0.04	0.06	0.48	19.12	16%
0.09	0.05	0.07	0.51	22.81	18%
0.10	0.05	0.07	0.53	26.67	20%
0.11	0.06	0.08	0.56	30.68	22%
0.12	0.06	0.08	0.58	34.83	24%
0.13	0.07	0.09	0.60	39.09	26%
0.14	0.07	0.09	0.62	43.47	28%
0.15	0.08	0.09	0.64	47.96	30%
0.16	0.08	0.10	0.66	52.53	32%
0.17	0.09	0.10	0.67	57.19	34%
0.18	0.09	0.10	0.69	61.93	36%
0.19	0.10	0.11	0.70	66.73	38%
0.20	0.10	0.11	0.72	71.61	40%
0.21	0.11	0.11	0.73	76.55	42%
0.22	0.11	0.12	0.74	81.54	44%
0.23	0.12	0.12	0.75	86.59	46%
0.24	0.12	0.12	0.76	91.68	48%
0.25	0.13	0.13	0.77	96.82	50%
0.26	0.13	0.13	0.78	102.01	52%
0.27	0.14	0.13	0.79	107.23	54%
0.28	0.14	0.13	0.80	112.50	56%
0.29	0.15	0.13	0.81	117.80	58%
0.30	0.15	0.14	0.82	123.13	60%
0.31	0.16	0.14	0.83	128.49	62%
0.32	0.16	0.14	0.84	133.89	64%
0.33	0.17	0.14	0.84	139.31	66%
0.34	0.17	0.14	0.85	144.75	68%
0.35	0.18	0.15	0.86	150.23	70%
0.36	0.18	0.15	0.87	155.72	72%
0.37	0.19	0.15	0.87	161.24	74%
0.38	0.19	0.15	0.88	166.78	76%
0.39	0.20	0.15	0.88	172.34	78%
0.40	0.20	0.15	0.89	177.92	80%
0.41	0.21	0.16	0.90	183.52	82%
0.42	0.21	0.16	0.90	189.13	84%
0.43	0.22	0.16	0.91	194.76	86%
0.44	0.22	0.16	0.91	200.41	88%
0.45	0.23	0.16	0.92	206.07	90%
0.46	0.23	0.16	0.92	211.75	92%
0.47	0.24	0.16	0.93	217.44	94%
0.48	0.24	0.16	0.93	223.14	96%
0.49	0.25	0.17	0.93	228.86	98%
0.50	0.25	0.17	0.94	234.59	100%

**CANALETTA CLS 50X50 - PENDENZA 0.5%**

livello (m)	superficie bagnata (mq)	raggio idraulico (m)	velocità (m/s)	portata (l/s)	Riempimento
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0%
0.01	0.01	0.01	0.13	0.64	2%
0.02	0.01	0.02	0.20	1.98	4%
0.03	0.02	0.03	0.25	3.80	6%
0.04	0.02	0.03	0.30	5.99	8%
0.05	0.03	0.04	0.34	8.50	10%
0.06	0.03	0.05	0.38	11.27	12%
0.07	0.04	0.05	0.41	14.26	14%
0.08	0.04	0.06	0.44	17.46	16%
0.09	0.05	0.07	0.46	20.82	18%
0.10	0.05	0.07	0.49	24.35	20%
0.11	0.06	0.08	0.51	28.01	22%
0.12	0.06	0.08	0.53	31.79	24%
0.13	0.07	0.09	0.55	35.69	26%
0.14	0.07	0.09	0.57	39.69	28%
0.15	0.08	0.09	0.58	43.78	30%
0.16	0.08	0.10	0.60	47.95	32%
0.17	0.09	0.10	0.61	52.21	34%
0.18	0.09	0.10	0.63	56.53	36%
0.19	0.10	0.11	0.64	60.92	38%
0.20	0.10	0.11	0.65	65.37	40%
0.21	0.11	0.11	0.67	69.88	42%
0.22	0.11	0.12	0.68	74.44	44%
0.23	0.12	0.12	0.69	79.04	46%
0.24	0.12	0.12	0.70	83.69	48%
0.25	0.13	0.13	0.71	88.39	50%
0.26	0.13	0.13	0.72	93.12	52%
0.27	0.14	0.13	0.73	97.89	54%
0.28	0.14	0.13	0.73	102.70	56%
0.29	0.15	0.13	0.74	107.53	58%
0.30	0.15	0.14	0.75	112.40	60%
0.31	0.16	0.14	0.76	117.30	62%
0.32	0.16	0.14	0.76	122.22	64%
0.33	0.17	0.14	0.77	127.17	66%
0.34	0.17	0.14	0.78	132.14	68%
0.35	0.18	0.15	0.78	137.14	70%
0.36	0.18	0.15	0.79	142.15	72%
0.37	0.19	0.15	0.80	147.19	74%
0.38	0.19	0.15	0.80	152.25	76%
0.39	0.20	0.15	0.81	157.32	78%
0.40	0.20	0.15	0.81	162.42	80%
0.41	0.21	0.16	0.82	167.53	82%
0.42	0.21	0.16	0.82	172.65	84%
0.43	0.22	0.16	0.83	177.79	86%
0.44	0.22	0.16	0.83	182.95	88%
0.45	0.23	0.16	0.84	188.12	90%
0.46	0.23	0.16	0.84	193.30	92%
0.47	0.24	0.16	0.84	198.50	94%
0.48	0.24	0.16	0.85	203.70	96%
0.49	0.25	0.17	0.85	208.92	98%
0.50	0.25	0.17	0.86	214.15	100%

**CANALETTA CLS 50X50 - PENDENZA 0.3%**

livello (m)	superficie bagnata (mq)	raggio idraulico (m)	velocità (m/s)	portata (l/s)	Riempimento
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0%
0.01	0.01	0.01	0.10	0.50	2%
0.02	0.01	0.02	0.15	1.53	4%
0.03	0.02	0.03	0.20	2.94	6%
0.04	0.02	0.03	0.23	4.64	8%
0.05	0.03	0.04	0.26	6.58	10%
0.06	0.03	0.05	0.29	8.73	12%
0.07	0.04	0.05	0.32	11.05	14%
0.08	0.04	0.06	0.34	13.52	16%
0.09	0.05	0.07	0.36	16.13	18%
0.10	0.05	0.07	0.38	18.86	20%
0.11	0.06	0.08	0.39	21.69	22%
0.12	0.06	0.08	0.41	24.63	24%
0.13	0.07	0.09	0.43	27.64	26%
0.14	0.07	0.09	0.44	30.74	28%
0.15	0.08	0.09	0.45	33.91	30%
0.16	0.08	0.10	0.46	37.14	32%
0.17	0.09	0.10	0.48	40.44	34%
0.18	0.09	0.10	0.49	43.79	36%
0.19	0.10	0.11	0.50	47.19	38%
0.20	0.10	0.11	0.51	50.64	40%
0.21	0.11	0.11	0.52	54.13	42%
0.22	0.11	0.12	0.52	57.66	44%
0.23	0.12	0.12	0.53	61.23	46%
0.24	0.12	0.12	0.54	64.83	48%
0.25	0.13	0.13	0.55	68.47	50%
0.26	0.13	0.13	0.55	72.13	52%
0.27	0.14	0.13	0.56	75.83	54%
0.28	0.14	0.13	0.57	79.55	56%
0.29	0.15	0.13	0.57	83.29	58%
0.30	0.15	0.14	0.58	87.07	60%
0.31	0.16	0.14	0.59	90.86	62%
0.32	0.16	0.14	0.59	94.67	64%
0.33	0.17	0.14	0.60	98.50	66%
0.34	0.17	0.14	0.60	102.36	68%
0.35	0.18	0.15	0.61	106.23	70%
0.36	0.18	0.15	0.61	110.11	72%
0.37	0.19	0.15	0.62	114.01	74%
0.38	0.19	0.15	0.62	117.93	76%
0.39	0.20	0.15	0.62	121.86	78%
0.40	0.20	0.15	0.63	125.81	80%
0.41	0.21	0.16	0.63	129.77	82%
0.42	0.21	0.16	0.64	133.74	84%
0.43	0.22	0.16	0.64	137.72	86%
0.44	0.22	0.16	0.64	141.71	88%
0.45	0.23	0.16	0.65	145.72	90%
0.46	0.23	0.16	0.65	149.73	92%
0.47	0.24	0.16	0.65	153.75	94%
0.48	0.24	0.16	0.66	157.79	96%
0.49	0.25	0.17	0.66	161.83	98%
0.50	0.25	0.17	0.66	165.88	100%