

Sensibilité du document / Sensibilità del documento			
NON SENSIBLE		SENSIBLE	
<input checked="" type="checkbox"/> SSI-C0 Publique Publica	<input type="checkbox"/> SSI-C1 Réserve Riservato	<input type="checkbox"/> SSI-C2 Confidentielle Confidenziale	<input type="checkbox"/> SSI-C3 Secrète Segreto

**NOUVELLE LIGNE LYON TURIN - NUOVA LINEA TORINO LIONE**  
**PARTIE COMMUNE FRANCO-ITALIENNE - PARTE COMUNE ITALO-FRANCESE**  
**CUP C11J05000030001**

**Chantier Opérationnel 02D / Cantiere Operativo 02D**  
**CIG Z9A26AB627**

**PROGETTO DEFINITIVO IN VARIANTE DI RICOLLOCAZIONE**  
**DEL "CENTRO GUIDA SICURA" NEL COMUNE DI BUTTIGLIERA ALTA**  
**(OTTEMPERANZA ALLE PRESCRIZIONI N. 27 E 132 DELLA DELIBERA CIPE 19/2015)**

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

Indice	Date / Data	Modifications / Modifiche	Établi par / Concepito da	Vérfié par / Controllato da	Autorisé par / Autorizzato da
0	27/05/2019	Première diffusion / Prima emissione	Ing. R. Barra	Ing. R. Barra	Ing. V. Ripamonti
A	18/12/2020	Transposition observe. TELT/Del. Comm. Cesana T.se n° 47 du 25/10/2019 Recepimento osserv. TELT/Del. Comune Cesana T.se n. 47 del 25/10/2019	Ing. R. Barra	Ing. R. Barra	Ing. V. Ripamonti
B	10/03/2022	Révision suite aux observations du TELT - 28/02/2022 Revisione a seguito osservazioni TELT - 28/02/2022	Ing. R. Barra	Ing. R. Barra	Ing. V. Ripamonti
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-

<b>0 2 D</b>	<b>1 8 1 3 9 4 0</b>	<b>N V 0 6</b>	<b>0 0</b>	
Cantiere Operativo Chantier Opérationnel	Contratto Contrat	Opera Ouvrage	Tratto Section	Parte Partie

<b>D R E I D</b>	<b>0 0 1 1 1 1</b>	<b>B</b>
Fase Phase	Tipo documento Type de document	Objet
Numero documento Numéro de document		Indice Index

**I PROGETTISTI (A.T.I.) :**  
**Ing. Valter RIPAMONTI (Capogruppo)**  
**Studio DUEPUNTODIECI Associati**  
**essebi INGEGNERIA - Studio Tecnico Associato**  
**Ing. Enrico GUIOT**  
**Ing. Andrea DAVICO**

Capogruppo di progettazione:  
**Ing. Valter RIPAMONTI**

**essebi INGEGNERIA**  
 essebi INGEGNERIA - Studio Tecnico  
 Associato Barra - Ruzzon  
 Piazzale Carlo Alberto Dalla Chiesa n.2  
 10064 Pinerolo TO

L'APPALTATORE/L'ENTREPRENEUR

-	<b>A P</b>
SCALA / ÉCHELLE	Stato / Statut
-	
Indirizzo / Adresse GED ID DMS	
IL DIRETTORE DEI LAVORI/LE MAÎTRE D'ŒUVRE	

TELT s.a.s. Savoie Technolac - Bâtiment "Homère" -  
 13 allée du Lac de Constance - 73370 LE BOURGET DU LAC (France)  
 Tél.: +33 (0)4 79 68 56 50 - Fax: +33 (0)4 79 68 56 75  
 RCS Chambéry 439 536 952 - TVA FR 03439556952  
 Propriété TELT Tous droits réservés  
 Propriété TELT Tutti i diritti riservati

Ce projet est cofinancé par l'union européenne (DG-TREN)



Questo progetto è cofinanziato dall'Unione europea (TEN-T)

CONSEPI s.r.l. - Sede in SUSÀ (TO) -  
 Via Torino n. 127  
 Numero di Iscrizione al Registro delle  
 Imprese di Torino e codice fiscale  
 03719310017  
 N. REA 00578221 di TORINO

# INDICE

1.	PREMESSA .....	2
2	DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO .....	2
3	ANALISI IDROLOGICA ED IDRAULICA .....	4
	<b>3.1. ATLANTE PIOGGE INTENSE</b>	4
	<b>3.2. ELABORAZIONE STATISTICA PRECIPITAZIONI INTENSE DI DURATA INFERIORE ALL'ORA</b>	8
	<b>3.3 VERIFICA IDRAULICA RETE SMALTIMENTO ACQUE BIANCHE</b>	10
	3.3.1 CALCOLO PORTATE LIQUIDE DEL BACINO FOGNARIO	10
	3.3.2 SCHEMA DI CALCOLO ADOTTATO	14
	3.3.3 TIPOLOGIE PROGETTUALI ADOTTATE	14
	3.3.4 ANALISI DEI RISULTATI	15
	3.3.5 VERIFICA DEL RECETTORI FINALE	16
	<b>3.4 DIMENSIONAMENTO RACCOLTA ACQUE DI PIATTAFORMA E VASCA DI PRIMA PIOGGIA.</b>	17
4	IMPIANTI DI SOLLEVAMENTO .....	19
	<b>4.1 GENERALITA'</b>	19
	<b>4.2 CALCOLI PROGETTUALI</b>	21
5	FOGNATURA NERA.....	23
6	CONCLUSIONI .....	24

# 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 ricollocazione del Centro Regionale di Guida Sicura in località Ferriera, in comune di Buttigliera Alta.

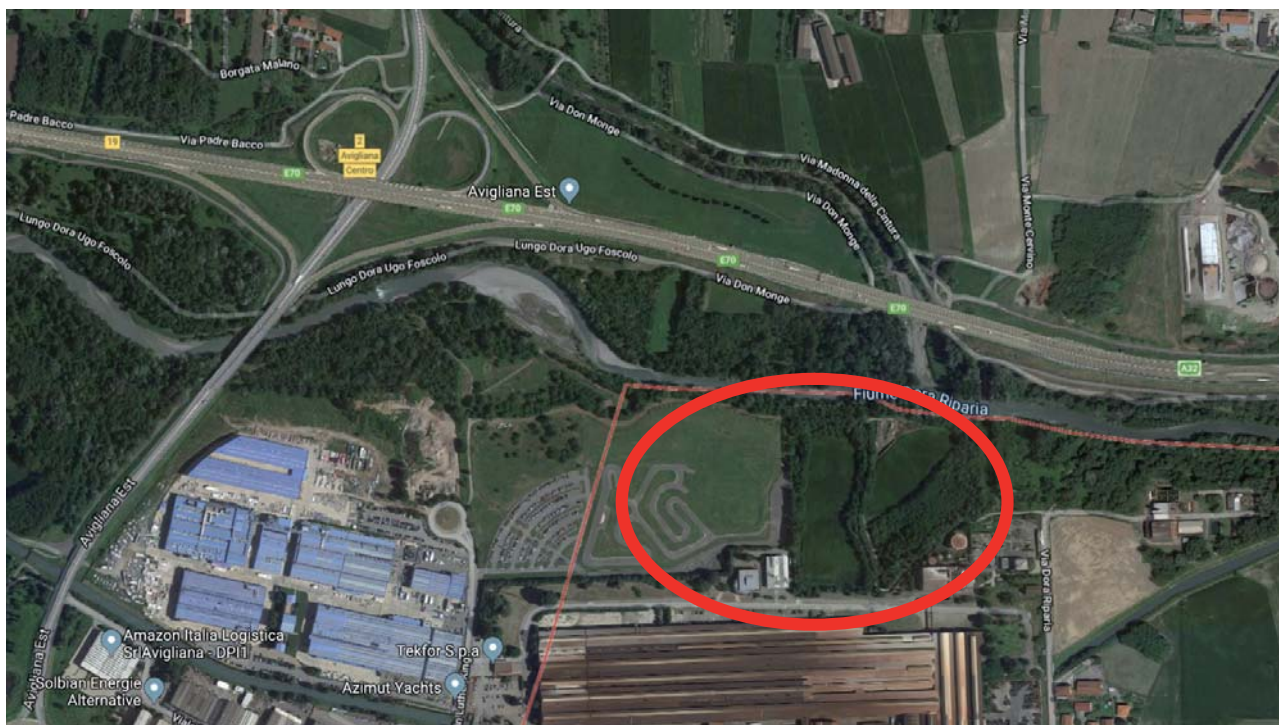


Figura 1.1: area oggetto degli interventi in progetto

## 2 DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO

Il “Centro guida sicura” attualmente ubicato in comune di Susa dovrà essere rilocalizzato in località Ferriera, in comune di Buttigliera Alta 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.

Il presente Progetto Definitivo prevede pertanto la ricollocazione dei moduli pista esistenti denominati P1 (piattaforma idraulica/piattaforma di slittamento), Pista P2 (Curva/Pista Circolare), P4 (down - hill) e P5 (acquaplaning), unitamente al fabbricato ospitante gli uffici ed i locali per la formazione teorica oltre a depositi e spazi tecnici, in località Ferriera del Comune di Buttigliera

Alta.

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 in prossimità del fabbricato Centro Servizi. 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 2 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 ed infine al torrente Dora Riparia.

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.

Le acque bianche, esterne al circuito di ricircolo di cui sopra, sono onvce 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

#### 3.1. ATLANTE PIOGGE INTENSE

Il servizio Atlante delle piogge intense dell'Arpa Piemonte consente di ricavare in un qualsiasi punto del territorio regionale le linee segnalatrici di probabilità pluviometrica per assegnato tempo di ritorno per le durate da 10 minuti a 24 ore che rappresentano lo strumento essenziale nella progettazione idraulica e nella valutazione probabilistica delle portate di piena. L'analisi statistica ha utilizzato tutta la base dati disponibile comprensiva delle stazioni storiche del Servizio Idrografico e Mareografico nazionale funzionanti dal 1913 al 2002 e delle stazioni della rete regionale realizzata a partire dal 1987.

La curva di probabilità pluviometrica media consente di valutare l'altezza massima di pioggia di assegnata durata che può verificarsi in una determinata zona e viene generalmente espressa per mezzo della formula monomia:

$$P(d) = ad^n \quad (3.1)$$

L'altezza di pioggia  $P$  è espressa in funzione della durata  $d$  dell'evento meteorico a meno di due parametri:

- il coefficiente pluviale orario  $a$ , che rappresenta l'altezza media di pioggia caduta in un intervallo di tempo pari ad un'ora;
- l'esponente di invarianza di scala  $n$ , che governa l'andamento della curva e l'entità della dipendenza dalla durata della precipitazione.

La determinazione dei coefficienti della curva di probabilità pluviometrica è stata effettuata considerando le medie pesate delle massime precipitazioni per le varie durate.

Queste ultime sono state determinate applicando il Kriging ordinario ad una griglia di interpolazione a maglia quadrata (250 m) partendo dalle serie storiche disponibili.

Il kriging ordinario è stato applicato, per ciascuna durata, ad ogni anno di osservazione, ottenendo una serie sintetica di mappe annuali contenenti i valori stimati di massimi di precipitazione alle varie durate in ogni nodo della griglia. A valle dell'applicazione del kriging, ogni nodo è dunque caratterizzato da diverse serie sintetiche di massimi annui di precipitazione (una per ciascuna durata).

La stima dei parametri  $a$  e  $n$  della curva, avviene a partire da tali serie di massimi annuali di altezza di pioggia, per cui è stato possibile ottenere le mappe di  $a$  ed  $n$  rappresentative di tutti i punti della griglia di interpolazione.

La dipendenza delle precipitazioni dal tempo di ritorno può essere ricostruita moltiplicando la relazione (3.1) per un fattore di crescita  $K_T$ .

$$P(d,T) = ad^n K_T \quad (3.2)$$

Relativamente a tale fattore si può procedere alla sua stima locale (ossia su ogni punto griglia) a partire dalle serie storiche ricostruite con il kriging sequenziale per le varie durate. Tale impostazione consente di procedere a dettagliate analisi locali sulla appropriatezza dei vari modelli probabilistici con cui è possibile determinare l'altezza di pioggia relativa ad una determinata durata e ad un determinato periodo di ritorno avvalendosi della curva di probabilità pluviometrica media precedentemente determinata.

Il servizio presenta, a titolo esemplificativo, l'applicazione del metodo assumendo che le precipitazioni estreme possano essere descritte dalla legge di Gumbel secondo cui il fattore di crescita è espresso dalla relazione:

$$K_T = \left\{ 1 - CV \left[ 0.45 + \frac{\sqrt{6}}{\pi} \right] \ln \ln \left( \frac{T}{T-1} \right) \right\} \quad (3.3)$$

dove  $K_T$  è funzione del solo tempo di ritorno, assumendo il coefficiente di variazione delle piogge  $CV$  come il valore medio dei  $CV$  determinati per ciascuna durata.

Lo stesso procedimento è applicabile per le precipitazioni di durata sub-oraria; in questo caso, però, la formula analitica per il calcolo dell'altezza di pioggia relativa ad una determinata durata e ad un determinato periodo di ritorno è la seguente:

$$P(d,T) = \left( a \left( \frac{1+B.d}{1+B} \right)^{\frac{(n-1)(1+B)}{B}} \right) d K_T \quad (3.4)$$

Dove  $a$  ed  $n$  sono gli stessi delle durate standard mentre  $B$  è una costante pari a 136.495.

Il fattore di crescita  $K_T$  verrà determinato sempre attraverso l'espressione (3.3) utilizzando il valore di  $CV$  ottenuto per la serie di pioggia di durata oraria.

Attraverso il servizio Geoportale Arpa Piemonte Piogge Intense, è stato



quindi possibile determinare le linee segnalatrici di probabilità pluviometrica cliccando semplicemente sulla mappa per ciascuna cella in cui ricade l'area oggetto di analisi. Fornita tale indicazione, viene restituita per la cella in questione la tabella delle piogge per ciascuna durata e ciascun tempo di ritorno.

#### Atlante piogge intense in Piemonte (GUM)

Comune di Buttigliera Alta (lat. 4993959.95493 , lon. 375905.454713)

Parametri della curva di probabilità pluviometrica: a: 28.31 n: 0.36



CSV Excel

Fattore di crescita KT						
K2	K5	K10	K20	K50	K100	K200
0	1.3	1.5	1.7	2	2.2	2.4

#### Pioggie di assegnato tempo di ritorno per durate da 10 minuti a 24 ore (mm)

CSV Excel

Durata	Tempo di ritorno in anni							
	2	5	10	20	50	100	200	
10 minuti	13.8	18.8	22.2	25.4	29.6	32.8	35.9	
20 minuti	17.8	24.4	28.6	33	38.4	42.4	46.5	
30 minuti	20.6	28.3	33.3	38.2	44.5	49.2	53.9	
1 ora	26.5	36.3	42.8	49	57.1	63.1	69.1	
3 ore	39.2	53.8	63.4	72.6	84.6	93.5	102.4	
6 ore	50.3	68.9	81.2	93.1	108.4	119.8	131.3	
12 ore	64.4	88.3	104.1	119.2	138.8	153.5	168.2	
24 ore	82.6	113.1	133.4	152.8	177.9	196.7	215.5	

#### Linee segnalatrici di probabilità pluviometrica

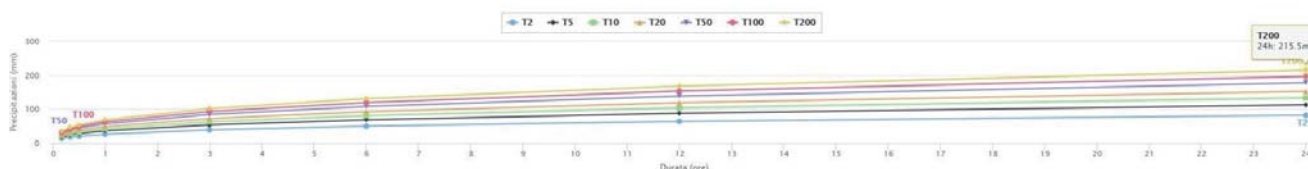


Fig 3.1: dati pluviometrici delle Piogge Intense del geoportale Arpa P.te. per la cella individuata

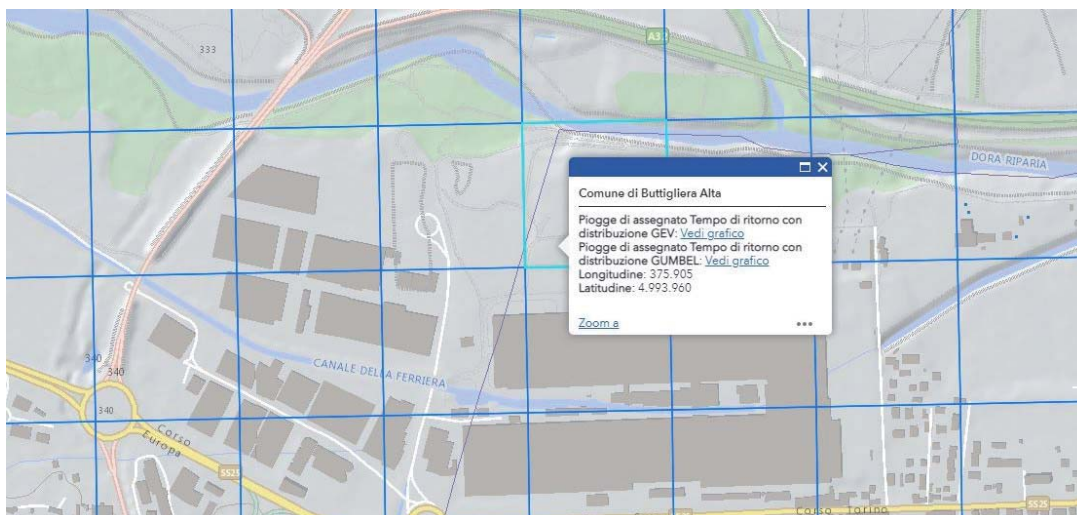


Fig 3.2: cartografia Piogge Intense del geoportale Arpa P.te. con individuazione della cella

Per trovare poi i parametri a e n della curva è stata eseguita una interpolazione polinomiale di primo grado. I passaggi per ottenere un polinomio di primo grado dalla espressione  $h = at^n$  sono quelli tipici della linearizzazione in scala logaritmica, riportatati di seguito:

$$h = at^n$$

$$\ln h = \ln at^n \Rightarrow \ln h = \ln a + \ln t^n \Rightarrow \ln h = \ln a + n \ln t \Rightarrow \ln h = n \ln t + \ln a$$

$$\Rightarrow H = mT + b$$

Le espressioni di  $a$  e  $n$  sono quindi ottenibili da foglio elettronico di calcolo Excel:

$$n = m$$

$$a = e^b$$

Nelle figure sottostanti sono rappresentati uno schema esemplificativo della determinazione dei succitati parametri.

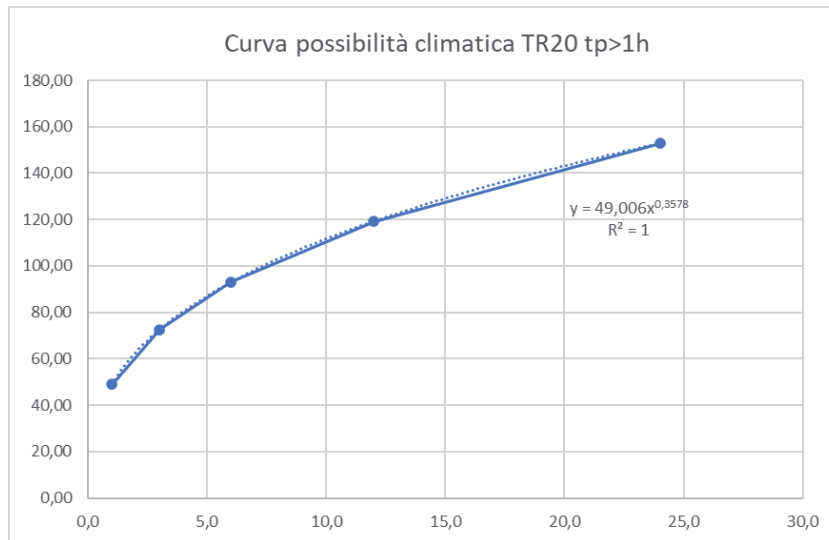


Figura n.3.3 - precipitazione regionalizzata di durata superiore all'ora per tempo di ritorno 20 anni di valore  $a=49.00$  [mm/hn] ed  $n=0.3578$



### 3.2. ELABORAZIONE STATISTICA PRECIPITAZIONI INTENSE DI DURATA INFERIORE ALL'ORA

Il calcolo delle portate meteoriche di piattaforma è stato eseguito sulla base delle precipitazioni intense regionalizzate per tempo di ritorno 20 anni e durata inferiore all'ora (desunte da quelle di durata superiore all'ora).

I valori dei parametri  $a$  e  $n$  di durate superiori all'ora per tempo di ritorno 20 anni sono stati estratti tramite interpolazione esponenziale da quelli medi regionalizzati.

Per quanto riguarda il dimensionamento idraulico della rete acque di piattaforma in esame, gli eventi idrologici maggiormente critici risultano quelli caratterizzati da precipitazioni intense di breve durata (inferiore all'ora).

Le curve di possibilità pluviometrica di progetto regionalizzate derivano invece da regressioni statistiche condotte su serie storiche di eventi di durata superiore all'ora (in particolare a partire da massimi annuali di pioggia per durate di 1,3, 6, 12 e 24 ore).

L'utilizzo di tali parametri per durate più brevi può portare ad una errata valutazione delle intensità di pioggia e pertanto delle altezze d'acqua considerate come riferimento. Per il presente progetto si è fatto quindi riferimento ad una metodologia di stima derivante da osservazioni sperimentali.

In letteratura sono, infatti, disponibili numerosi studi ed esperienze che mostrano come le altezze d'acqua massime associate ad eventi di breve durata siano correlate a quelle determinate per tempi di pioggia di un'ora secondo uno schema tipico.

Più in dettaglio, definendo il parametro  $\rho(t) = h(t)/h(1)$ , ovvero il rapporto tra l'altezza di pioggia per durata  $t$  e quella per durata di 1 ora, è stato notato (Bell, 1969; Goswami, 1973) come esso risulti poco dipendente dalla località considerata, fintantoché si considerino durate brevi ( $t < 2$  ore).

Ad analoghe conclusioni sono pervenuti altri Autori, analizzando serie di dati relative a diverse regioni del mondo, ad esempio Goswami (1973) relativamente alle precipitazioni in India, o Jennings (1950) e Hershfield ed Engman (1981), nell'ambito di uno studio per una curva inviluppo delle massime piogge osservate nel mondo.

Per quanto riguarda il territorio italiano, il parametro  $\rho(t)$  è stato calcolato in alcuni studi disponibili in letteratura; si segnalano in particolare (per significatività dei dati) quelli relativi al pluviometro di Roma Macao, su un campione di 8 anni (Domanico\ 1986 e Calenda et

al., 1993), e a quello di Milano Monviso, su un campione di 17 anni (Riga et al., 1990).

La Fig. 3.4 mette a confronto i valori medi del parametro  $\rho(t)$  ottenuti negli studi citati. Si osserva come effettivamente le differenze riscontrate tra i vari siti appaiano modeste, e si riscontri un andamento tipico poco dipendente dalla località considerata.

In particolare tutte le curve presentano all'incirca lo stesso valore per durate di circa 5 minuti, mentre gli scostamenti sono massimi tra i 15 e i 30 minuti. Tutte le curve assumono ovviamente valore unitario per  $t = 1$  ora

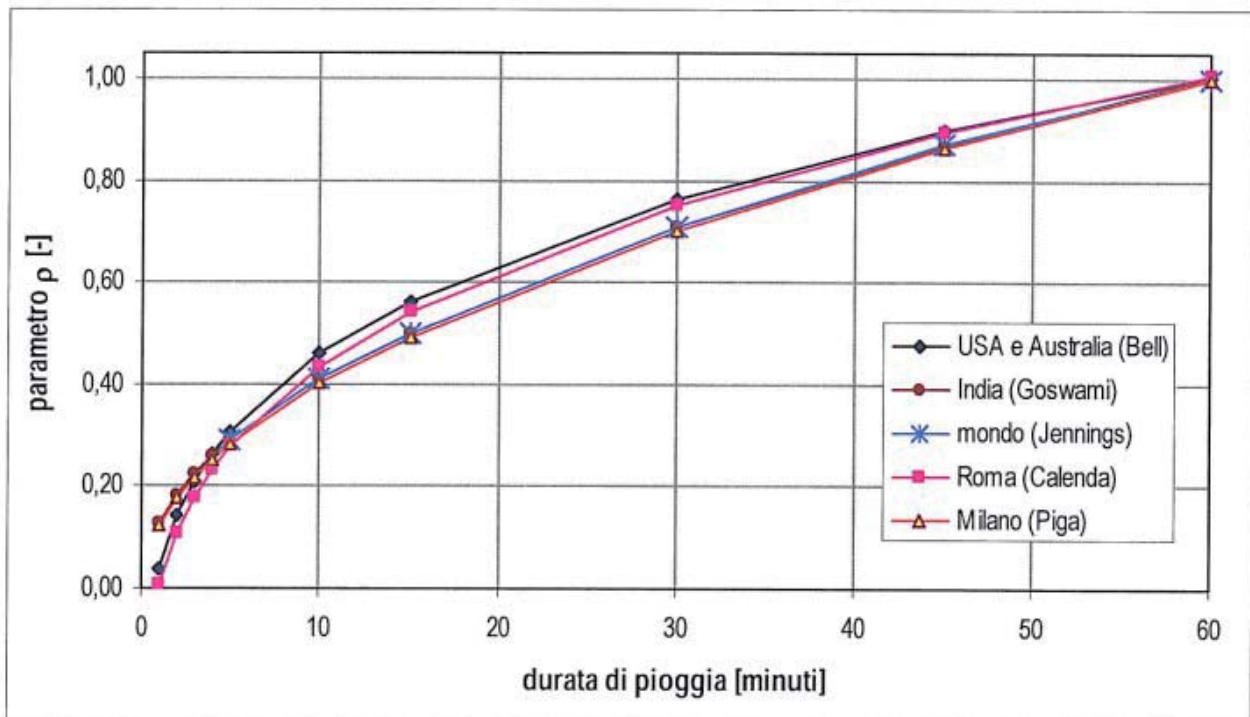


Fig. 3.4: Andamento del parametro  $\rho(t)$  ottenuto in diversi studi

Sulla base di tali osservazioni sperimentali, è stata sviluppata da Hydrodata una metodologia di stima in grado di fornire i parametri di precipitazione necessari ad una valutazione più accurata delle portate di piena su piccoli bacini, per i quali il tempo di pioggia critica è quello di durata inferiore all'ora.

In particolare l'andamento di  $\rho(t)$  è stato assunto come totalmente indipendente dalla località, e cautelativamente pari all'inviluppo dei valori riportati in Fig. 3.4, così da introdurre unicamente possibili errori di sovrastima dell'altezza di pioggia.

In funzione dei parametri  $(a, n)$  della curva di possibilità pluviometrica (CPP) di riferimento, espressa nella forma monomia  $h=at^n$ , si ottengono le altezze di pioggia  $h(t)$  relative a durate di 60 e 120 minuti. Applicando ad  $h(60)$  i valori assunti per il parametro  $\rho(t)$ , si

ricavano quindi i valori di  $h(t)$  per durate inferiori.

Diagrammando su un piano bi-logaritmico  $[\ln(t), \ln(h)]$  i punti ottenuti, per durate comprese tra 5 e 120 minuti, la validità della forma monomia (legge di potenza) come curva di adattamento dei dati presuppone che essi giacciono approssimativamente su una retta.

Effettuando pertanto una regressione lineare (con il metodo dei minimi quadrati) nel campo bi-logaritmico è possibile determinare i parametri della retta interpolante e pertanto ricavare  $(a', n')$ , parametri della curva di possibilità pluviometrica per  $t < 60$  minuti.

I valori di  $h(t)$  stimati mediante  $p(t)$ , per  $t < 60$  minuti, dipendono da  $h(60)$ , ovvero unicamente da  $a$  (essendo  $t$  espresso in ore nella formula monomia, per  $t=1$  si ottiene  $h=a$ ). Estendendo la regressione anche all'altezza di pioggia per durate di 2 ore, anche il parametro  $n$  viene preso in conto nella regressione; questo permette di ottenere minori errori qualora la curva  $(a', n')$  sia utilizzata per la stima di portate prossime all'ora.

Applicando la sopra descritta procedura a partire dalle precipitazioni regionalizzate di durata superiore all'ora per tempo di ritorno 20 anni di valore  $a=49.00$   $[\text{mm}/\text{h}^n]$  ed  $n=0.3578$  [-], si ottengono per durate inferiori all'ora valori di:

$$a = 48,813 \text{ [mm/h}^n\text{];}$$

$$n' = 0.4452 \text{ [-].}$$

I valori di  $a$  e  $n'$  inferiori all'ora sono quelli utilizzati nel calcolo dei deflussi meteorici di piattaforma per tempo di ritorno 20 anni.

### **3.3 VERIFICA IDRAULICA RETE SMALTIMENTO ACQUE BIANCHE**

#### **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<sup>3</sup>/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:

- 0,3 per le aree a verde (aree semipianeggianti e scarpate)
- 0,8 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  $\varphi$  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.

	TR20	tp<1h		
	a	48,813		
	n	0,4452		
tp [h]	tp [min]	h [mm]	i [mm/h]	i [l/s mq]
0,25	15	26,33288	105,3315	0,03

N°	BACINO	Superfici sottese [mq]	$\phi$	Q tratto [l/s]
1	CANALE 1	5780	0,8	135
		9236	0,3	81
				216
2	fosso 1	2226	0,8	52
		3595	0,3	32
				84
1+2				300
3	fosso 2	2655	0,8	62
		3803	0,3	33
				96
4	fosso 3	614	0,8	14
		3611	0,3	32
				46
1+2+3+4				442
5	fosso 4	3050	0,8	71
		4865	0,3	43
				114
1+2+3+4+5				556
6	FOSSO 5	550	0,3	5
	CANALE 2	6490	0,3	57
1+2+3+4+5+6	SCARICO IN DORA			618

Fig. 3.5: Tabella di calcolo delle portate di progetto della rete esterna alle piste.

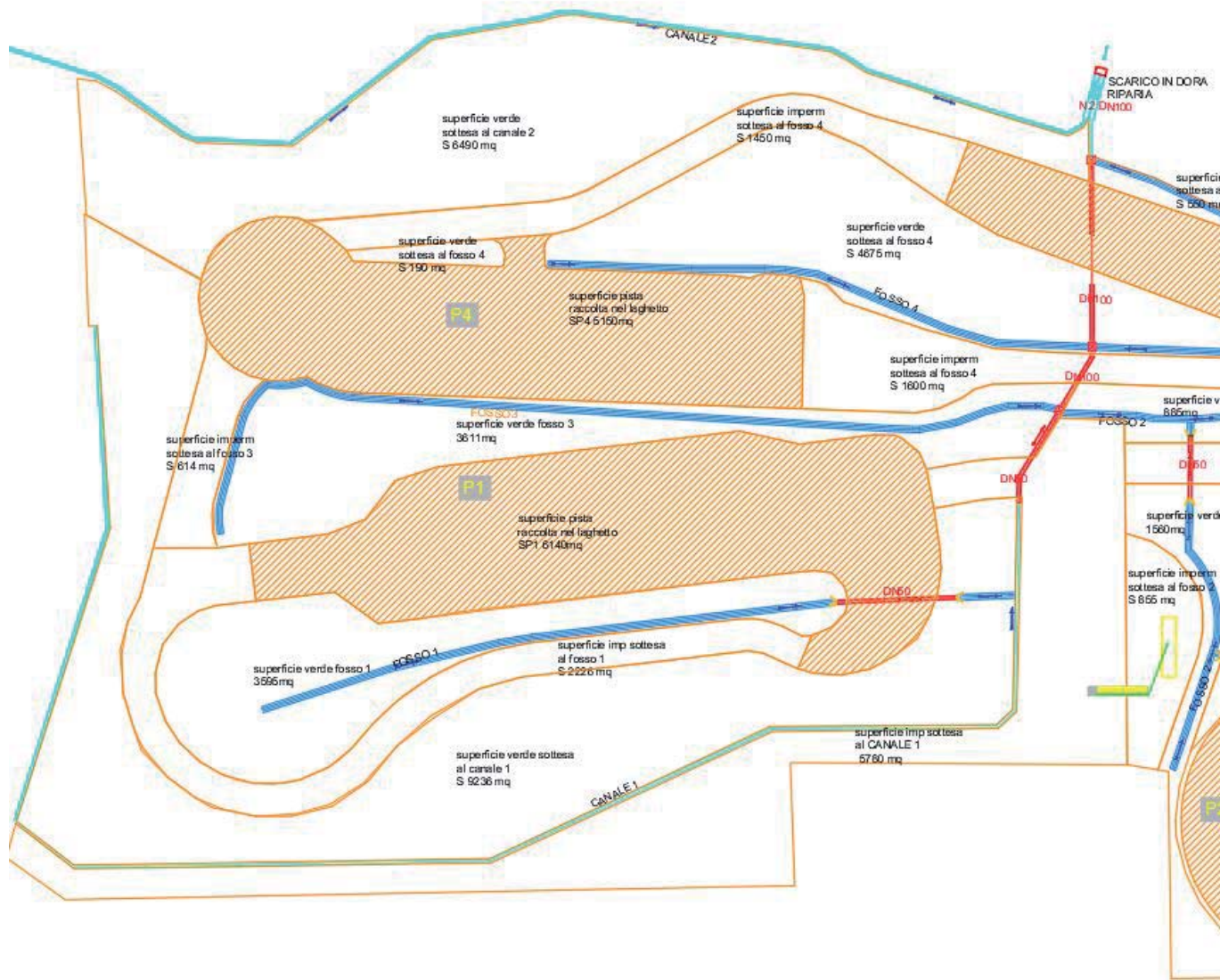


Fig. 3.5. Rappresentazione della suddivisione dei bacini di smaltimento delle acque



### 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, convogliano le acque in fossi recettori con scarico finale nella rete idrografica esistente che scarica le acque in Dora Riparia.

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.

- Tubazioni in PVC – CLS di diametro variabile

- Canalette e fossi di smaltimento delle acque meteoriche esistente.

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

### 3.3.4 ANALISI DEI RISULTATI

Si riportano nel seguito le verifiche idrauliche della rete di smaltimento delle acque meteoriche.

N°bacino	Q tratto [l/s]	TIPOLOGIA	DIMENSIONI	i [m/m]	riempimento
1	135,29				
	81,07				
	216,36	TUBO	DN500	0,004	72%
2	52,10				
	31,56				
	83,66	fosso	0.5x0.5x1.5	0,009	20%
1+2	300,02	TUBO	DN1000	0,005	28%
3	62,15				
	33,38				
	95,53	fosso	0.5x0.5x1.5	0,009	24%
4	14,37				
	31,70				
	46,07	fosso	0.5x0.5x1.5	0,009	16%
1+2+3+4	441,62	TUBO	DN1000	0,005	35%
5	71,39				
	42,70				
	114,09	fosso	0.5x0.5x1.5	0,009	26%
1+2+3+4+5	555,71	TUBO	DN1000	0,005	39%
6	4,83				
	56,97				
1+2+3+4+5+6	617,51	TUBO	DN1000	0,005	41%

Fig. 3.5: Tabella di dimensionamento idraulico delle opere di raccolta e smaltimento delle acque meteoriche non sottese al sistema di raccolta delle piste ma che scarica direttamente in Dora Riparia.

### 3.3.5 VERIFICA DEL RECETTORI FINALE

La rete bianca in progetto recapita le acque bianche in due punti, nella rete esistente di smaltimento delle acque meteoriche e in una nuova rete prevista in progetto entrambe con scarico nel Torrente Dora Riparia.

L'immissione nel primo punto nella rete esistente, 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 pari a 15 minuti risulta essere pari a circa 618 l/sec.

Lo scarico ulteriore previsto in progetto scarica solamente il troppo pieno del bacino di laminazione avente volume di progetto di 260mc.

Le due tubazioni di scarico dovranno pertanto essere dimensionate per una portata pari a quella attesa alla sezione di chiusura dell'intera area drenata dal canale in questione.

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

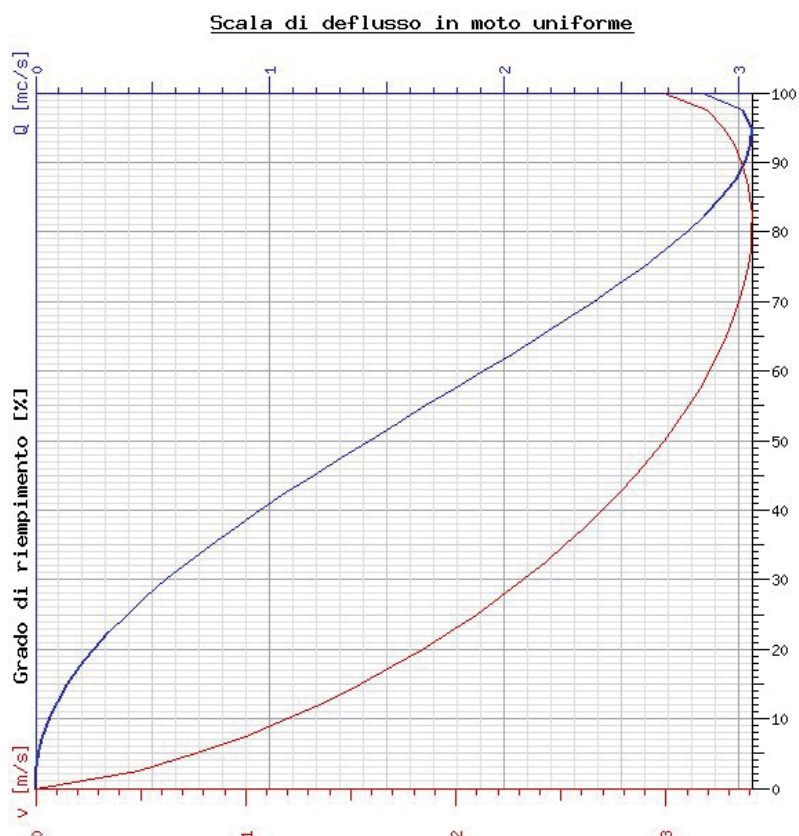


Figura 3.6: Scala di deflusso in moto uniforme per tubazione di diametro  $D=100$  cm con pendenza  $p=0,50\%$

TRATTO	TIPOLOGIA	DIMENSIONI	i [m/m]	Q max smaltibile [l/sec]	riempimento
Recettore finale	Tubazione in cls	D=1000mm	0.005	2600	75%

Le tubazioni di scarico delle acque meteoriche in Dora risultano dimensionate 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.

### 3.4 DIMENSIONAMENTO RACCOLTA ACQUE DI PIATTAFORMA E VASCA DI PRIMA PIOGGIA.

L'acqua drenata dalle piste previste in progetto verrà raccolta e convogliata nella rete di raccolta delle acque meteoriche. Tale rete prevede il convogliamento all'interno di un sistema di trattamento che prevede la disabbatura, disoleatura e la decantazione nel laghetto di prima pioggia che svolge 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 ed infine al torrente Dora Riparia.

Le superfici delle piste sottese al laghetto ed il volume di accumulo stimato per ogni pista sono riassunti alla tabella sottostante.

Piste	Superfici sottese [mq]	Volume accumulo [mc]
P1	6140	85
P2	4220	58
P4	5150	71
P5	3300	46
	18810	260

Fig. 3.7. Superfici e volumi di accumulo di progetto.

dati pluviometrici Tr 20 anni			Area sottesa alla vasca di raccolta			Q pompa installata P4						
a	n	i [mm/h]		[mq]	[ha]	$\phi$	[l/min]	[mc/h]	[l/s]			
48,813	0,4452	105,3315	Superf tot	18810	1,881	0,8	480,00	28,80	8,00			
			Tr 20 anni			Ingresso in vasca			Sollevamento pompa P4			differenza volu
tp		h	i		Q in			V in	Q out		V out	$\Delta V = V_{in} - V_{out}$
[h]	[min]	[mm]	[mm/h mq]	[l/s mq]	[mc/s]	[l/s]	[mc/h]	[mc]	[mc/h]	[L/s]	[mc]	[mc]
0,08	5	16,15	194	0,05	0,81	809,92	2916	243	2,40	0,67	2,40	241
0,17	10	21,98	132	0,04	0,55	551,35	1985	331	4,80	1,33	4,80	326
0,25	15	26,33	105	0,03	0,44	440,29	1585	396	7,20	2,00	7,20	389
0,33	20	29,93	90	0,02	0,38	375,33	1351	450	9,60	2,67	9,60	441

Fig. 3.8. Calcolo dei volumi in ingresso, sollevati dalla stazione P4 e sfiorati al laghetto.

La rete di sfioro delle acque immagazzinata dal laghetto è stata dimensionata con TR20 anni per scrosci di pioggia per tempo di pioggia pari a 20 minuti per una l/s.

La rete progettata è in grado di smaltire le acque sfiorate da scaricare nel torre

## 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 m<sup>3</sup>/s o 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

$\varepsilon$ : 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 S4.

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

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

$Q_p = 8 \text{ l/s}$

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

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

$\Delta h$  geodetico  $\sim 7.5 \text{ m}$

$\Delta h$  totale  $\sim 8 \text{ m}$

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	5
Sala convegni	100	10
TOTALE N		21

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 pari a  $d=200$  l/s ab.

La portata nera media è stimata secondo la seguente relazione:

$$Q_m = (\phi * d * N) / 86400 = (0.8 * 200 * 21) / 86400 = 0.039 \text{ l/s}$$

La portata nera di punta è data dalla relazione;

$$Q_p = P_g * P_0 * Q_m = 0.060 * 1.5 * 1.5 = 0.0875 \text{ l/s}$$

Non essendo presente in prossimità dell'area una rete fognaria per l'allaccio delle acque reflue, si prevede di realizzare un impianto di trattamento dei reflui.

E' da prevedersi un ciclo di trattamento costituito da un degrassatore di capacità minima 1000 l (Lt. 50 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.