



DICEMBRE 2020

## PALLADIO TEAM FORNOVO S.R.L.

IMPIANTO DI SMALTIMENTO RIFIUTI SPECIALI NON  
PERICOLOSI SITO IN LOCALITÀ MONTE ARDONE  
NEL COMUN DI FORNOVO DI TARO

Montana

## PROGETTO DI AMPLIAMENTO PER OPERAZIONI D1 E D15

### RELAZIONE DIMENSIONAMENTO ACQUE E PERCOLATI

#### Progettisti

Ing. Alberto Angeloni (Ord. Ingegneri PV Milano nr. 20024)

Geol. Pietro Simone (Ord. Geologi della Lombardia n.1030)

#### Codice elaborato

2582\_3937\_R05\_A6\_Rev0\_IDRO



### Memorandum delle revisioni

Cod. Documento	Data	Tipo revisione	Redatto	Verificato	Approvato
2582_3937_R05_A6_Rev0_IDRO	Dic 2020	Prima emissione	SM	PS	AA

### Gruppo di lavoro

Nome e cognome	Ruolo nel gruppo di lavoro	N° ordine
Piero Simone	Coordinatore	1030 – Geologi Lombardia
Santina Maddè	Relazione acque e percolati	21616 – Ingegneri Milano

#### Montana S.p.A.

Via Angelo Fumagalli 6, 20143 Milano  
P.Iva 10414270156 - Cap. Soc. 600.000,00 € Tel. +39 02 54 11 81 73  
Fax +39 02 54 12 98 90  
[www.montanambiente.com](http://www.montanambiente.com)



## INDICE

<b>1.</b>	<b>PREMESSA .....</b>	<b>4</b>
<b>1.1</b>	<b>GENERALITÀ E SCOPO DEL DOCUMENTO.....</b>	<b>4</b>
<b>2.</b>	<b>INQUADRAMENTO METEOCLIMATICO .....</b>	<b>5</b>
<b>2.1</b>	<b>TEMPERATURA.....</b>	<b>5</b>
<b>2.2</b>	<b>PRECIPITAZIONI.....</b>	<b>7</b>
2.2.1	Stima della precipitazione netta .....	8
2.2.2	Precipitazioni intense.....	9
<b>3.</b>	<b>SISTEMA DI RACCOLTA ACQUE METEORICHE .....</b>	<b>14</b>
<b>3.1</b>	<b>RETE ESISTENTE .....</b>	<b>14</b>
<b>3.2</b>	<b>RETE DI PROGETTO DELLE ACQUE DI COPERTURA .....</b>	<b>16</b>
3.2.1	DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLE OPERE IDRAULICHE .....	17
<b>3.3</b>	<b>RETE AREA SERVIZI.....</b>	<b>23</b>
3.3.1	Dimensionamento idraulico.....	25
<b>4.</b>	<b>SISTEMA DI RACCOLTA ED ACCUMULO DEL PERCOLATO .....</b>	<b>26</b>
<b>4.1</b>	<b>STIMA DELLA PRODUZIONE MEDIA DI PERCOLATO (SU BASE ANNUA) .....</b>	<b>29</b>
<b>4.2</b>	<b>STIMA DELLA PRODUZIONE DI PERCOLATO A SEGUITO DI EVENTO METEORICO INTENSO .....</b>	<b>30</b>

## 1. PREMESSA

### 1.1 GENERALITÀ E SCOPO DEL DOCUMENTO

Il documento in oggetto rappresenta la relazione idraulica allegata al progetto definitivo di ampliamento dell'impianto di smaltimento di rifiuti speciali non pericolosi (D1), sito in località Monte Ardone presso il comune di Fornovo di Taro (PR), che la società *Palladio Team Fornovo S.r.l.*, proprietaria e gestore dell'impianto, intende realizzare al fine di rispondere alla necessità impiantistica per lo smaltimento di rifiuti speciali non pericolosi.

La presente relazione è finalizzata al dimensionamento delle opere di drenaggio e raccolta delle acque ricadenti all'interno dell'area di progetto e, in particolare:

- al dimensionamento delle acque connesse alla rete di raccolta delle acque meteoriche che precipitano sulla copertura finale della discarica;
- alla verifica delle opere esistenti e il dimensionamento delle opere di nuova realizzazione connesse alla rete di raccolta delle acque meteoriche che cadono sulle superfici pavimentate dell'impianto (strade, piazzali, ecc.) e sulle coperture degli edifici presenti nel sito ed il dimensionamento dei manufatti di trattamento e accumulo di tali acque;
- al calcolo della produzione potenziale di percolato di origine meteorica in relazione ai tempi di gestione;
- al dimensionamento dei sistemi di captazione e della capacità di raccolta dei serbatoi di stoccaggio.

Dal punto di vista idrologico, all'interno dell'impianto è possibile identificare le seguenti tipologie di acque, in funzione della tipologia di aree su cui le stesse ricadono:

- Acque bianche meteoriche, ovvero le acque meteoriche che non entrano in alcun caso a contatto con i rifiuti ed in particolare le acque che ricadono sul corpo della discarica una volta posizionato il pacchetto di copertura finale; tali acque saranno convogliate ai recettori finali tramite un apposito sistema di drenaggio superficiale posto sulla copertura e da un sistema di canalizzazione esterno alla vasca. La conformazione della discarica è stata progettata con l'obiettivo di garantire il deflusso delle acque anche a seguito degli assestamenti del corpo rifiuti nel lungo periodo;
- Acque di prima pioggia, ovvero le prime acque che ricadono sulle superfici impermeabilizzate dell'area servizio;
- Acque di seconda pioggia, ovvero le precipitazioni eccedenti le acque di prima pioggia suddette;
- Percolato, ovvero le acque che ricadono nelle aree in cui è attivo il trattamento, la coltivazione dei rifiuti, e che entrano a diretto contatto con questi ultimi.

Ciascuna di queste tipologie sarà caratterizzata da una regimazione e da un destino finale dedicati.

## 2. INQUADRAMENTO METEOCLIMATICO

Prima di procedere ai dimensionamenti idraulici si riporta un breve inquadramento meteo climatico dell'area in oggetto; per qualunque ulteriore approfondimento si rimanda allo Studio di Impatto Ambientale, annesso al progetto definitivo.

### 2.1 TEMPERATURA

L'inquadramento termometrico dell'area è stato effettuato mediante l'analisi statistica di due set di dati messi a confronto:

- i dati registrati dalla stazione termometrica di Ramiola, posta a 145 m s.l.m., che dista 4,4 km dal sito di progetto e dispone di osservazioni storiche dal gennaio 1987 al dicembre 2016<sup>1</sup> desunte dagli Annali Idrologici disponibili sul sito dell'ARPAE;
- i dati ricavati dalla centralina di monitoraggio meteo climatico installata all'interno dell'impianto di smaltimento rifiuti in progetto, posta a quota circa 280 m slm, che dispone di una serie storica che va da gennaio 2015 a maggio 2020, fornita dalla Committenza.

Ai fini del corretto inquadramento termico, sarebbe da preferire l'utilizzo dei dati della centralina installata direttamente sul sito di discarica; tuttavia, quest'ultima dispone di una serie storica estremamente ridotta, appena 5 anni, che non può essere considerata rappresentativa dell'intera popolazione statistica della variabile "temperatura". Di contro, la stazione di Ramiola, seppur dista 4,4 km dal sito di progetto, dispone di una serie storica decisamente più ampia che, ai fini statistici può essere considerata rappresentativa della variabile "temperatura".

È stato effettuato il confronto tra i due dataset disponibili in termini di medie mensili (vedi Tabella 2.1 e Figura 2.1) da cui si evince, in entrambi i casi, un andamento unimodale con un massimo nel mese di luglio e un minimo nel mese di gennaio. Il confronto mostra una buona sovrapposizione tra i due andamenti ad eccezione dei valori di temperatura dei mesi più freddi.

Alla luce delle considerazioni di rappresentatività statistica suesposte e ai fini conservativi (posto che la stazione di Ramiola riporta valori più bassi di temperatura (condizione più cautelativa per il calcolo della evapotraspirazione) nel proseguo, per le valutazioni progettuali e per i dimensionamenti dei sistemi di stoccaggio del percolato, sarà fatto riferimento esclusivamente ai dati della Stazione di Ramiola.

*Tabella 2.1: Temperature medie mensili delle serie storiche delle stazioni meteorologiche di Ramiola e in sito*

MESE	TEMPERATURA MEDIA [°C] DELLA STAZIONE DI RAMIOLA	TEMPERATURA MEDIA [°C] DELLA STAZIONE IN SITO
Gennaio	2,5	4,5
Febbraio	3,8	6,0
Marzo	8,2	9,4
Aprile	12,5	13,5
Maggio	17,4	16,4
Giugno	21,6	22,3

<sup>1</sup> La stazione di Ramiola presenta alcuni buchi informativi/di rilevamento ed in particolare per gli anni 1990, 1992, 1993, 2001, 2002 e 2003.

MESE	TEMPERATURA MEDIA [°C] DELLA STAZIONE DI RAMIOLA	TEMPERATURA MEDIA [°C] DELLA STAZIONE IN SITO
Luglio	24,8	24,9
Agosto	23,7	24,1
Settembre	19,1	19,0
Ottobre	13,4	14,0
Novembre	7,3	8,5
Dicembre	2,9	5,3

Nel grafico Figura 2.1 viene mostrato l'andamento della temperatura media mensile durante l'anno. Si denota un andamento a campana con un unico massimo nel mese di luglio.

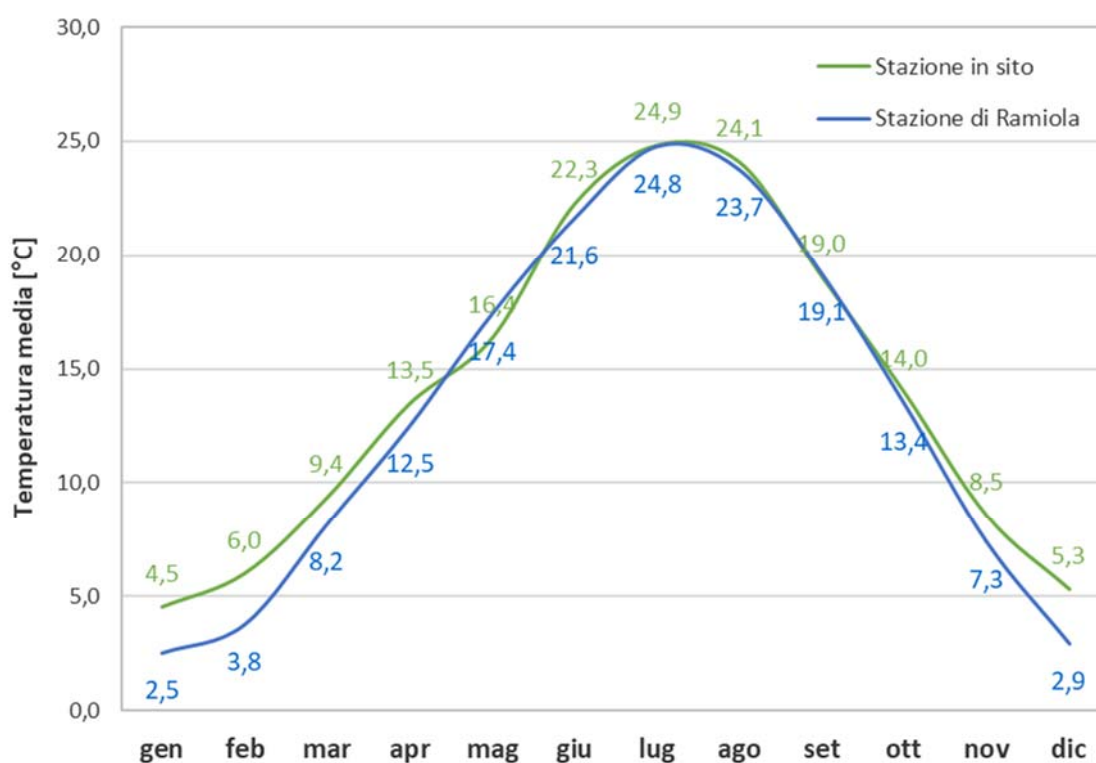


Figura 2.1: Andamento temperatura media mensile delle serie storiche relative alla stazione di Ramiola e alla stazione in sito

Il minimo storico della media mensile risulta quello del febbraio 2012, pari a -0,2°C, mentre il massimo storico della media mensile è quello riferito al luglio 1994, pari a 27,5 °C.

La temperatura media annua è pari a 13,3°C.

## 2.2 PRECIPITAZIONI

Analogamente a quanto sopra riportato in merito alle registrazioni termometriche, l'inquadramento pluviometrico dell'area è stato effettuato mediante l'analisi statistica di due set di dati messi a confronto:

- i dati registrati dalla stazione pluviometrica di Ramiola, posta a 145 m s.l.m., che dista 4,4 km dal sito di progetto e dispone di osservazioni storiche dal gennaio 1979 a settembre 2015<sup>2</sup> desunte dagli Annali Idrologici disponibili sul sito dell'ARPAE;
- i dati ricavati dalla centralina di monitoraggio meteorologico installata all'interno dell'impianto di smaltimento rifiuti in progetto, posta a quota circa 280 m s.l.m., che dispone di una serie storica che va da gennaio 2015 al maggio 2020, fornita dalla Committenza.

Ai fini di una progettazione idraulica sito-specifica, sarebbe da preferire l'utilizzo dei dati della centralina installata direttamente sul sito di discarica; tuttavia, quest'ultima dispone di una serie storica estremamente ridotta, appena 5 anni, che non può essere considerata rappresentativa dell'intera popolazione statistica della variabile "precipitazione". Di contro, la stazione di Ramiola, seppur dista 4,4 km dal sito di progetto, dispone di una serie storica decisamente più ampia che, ai fini statistici può essere considerata rappresentativa della variabile "precipitazione".

A vantaggio di completezza, è stato fatto il confronto tra i dati delle due stazioni (vedi Tabella 2.1), che ha evidenziato valori di altezze di pioggia medie mensili e medie annuali superiori per la stazione di Ramiola.

Alla luce delle considerazioni di rappresentatività statistica suesposte e ai fini conservativi (in termini di valori medi mensili) nel proseguo, per le valutazioni progettuali e per i dimensionamenti idraulici, sarà fatto riferimento esclusivamente ai dati della Stazione di Ramiola.

Tabella 2.2: Precipitazioni medie mensili e totali annuali delle stazioni di rilevazione di Ramiola e in sito

MESE	PRECIPITAZIONE MEDIA STAZIONE DI RAMIOLA [mm]	PRECIPITAZIONE MEDIA STAZIONE IN SITO [mm]
Gennaio	49,1	24,16
Febbraio	49,5	91,44
Marzo	66,6	75,48
Aprile	82,8	47,2
Maggio	62,9	78,4
Giugno	65,2	30,6
Luglio	34,8	38,88
Agosto	63,5	38,44
Settembre	66,3	38,16

<sup>2</sup> La stazione di Ramiola presenta alcuni buchi informativi/di rilevamento ed in particolare:

- per gli anni 1981, 2001, 2002, 2003, 2011 e 2012 gli annali non riportano alcun dato di precipitazione;
- per gli anni 2008, 2009, 2010, 2014 e 2015 risultano mancanti alcuni mesi; i valori dei mesi disponibili sono stati comunque utilizzati per la determinazione dei valori medi mensili;
- dal 2015 in poi non risultano più disponibili dati di pioggia registrati alla stazione.

MESE	PRECIPITAZIONE MEDIA STAZIONE DI RAMIOLA [mm]	PRECIPITAZIONE MEDIA STAZIONE IN SITO [mm]
Ottobre	121,5	58,04
Novembre	102,9	156,28
Dicembre	68,5	29,04
<b>Totale annuo medio</b>	<b>820,6</b>	<b>706,1</b>

Nel grafico riportato in Figura 2.2 sono diagrammati i valori medi mensili (già riportati in Tabella 2.2) da cui è possibile osservare un andamento bimodale nel corso dell'anno con due massimi nel mese di aprile e di ottobre e un solo minimo nel mese di luglio.

In merito alle precipitazioni annuali, il valore minimo storico di 580,6 mm è stato registrato nel 1988, mentre il valore massimo storico è stato registrato nel 1984

La media annuale della serie storica considerata è pari a 820,6 mm.

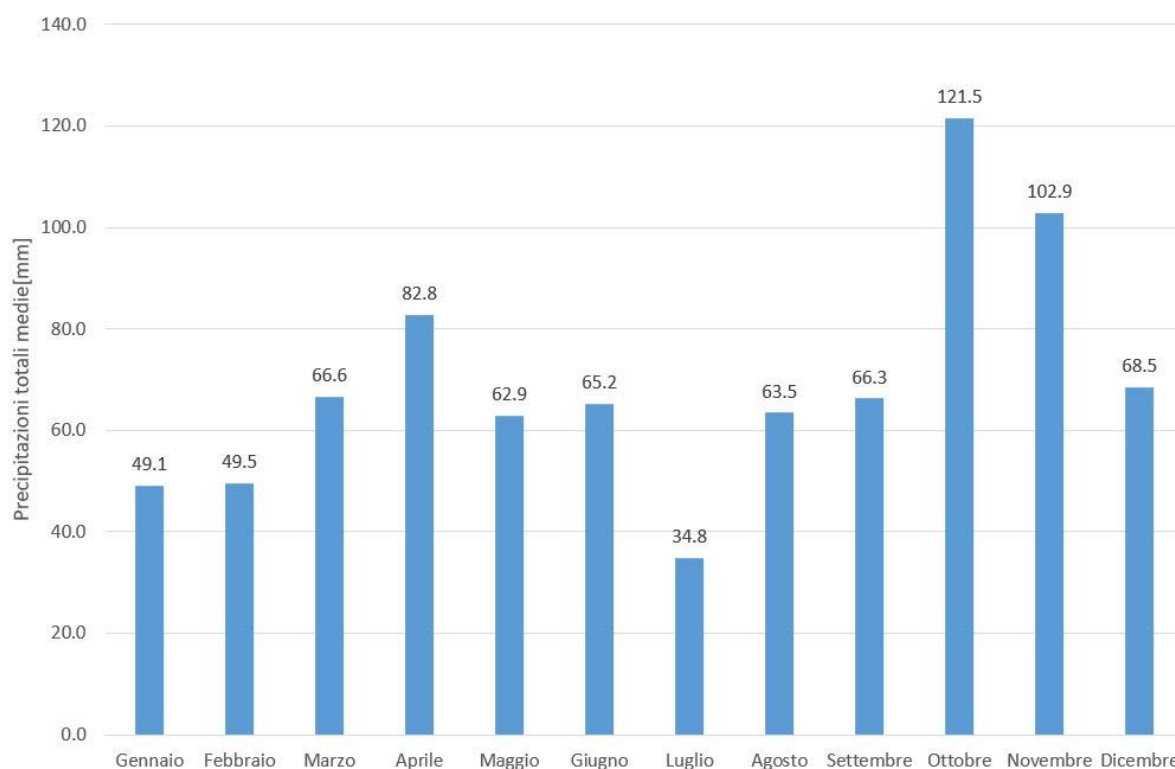


Figura 2.2: Andamento delle precipitazioni medie mensili della stazione di rilevazione di Ramiola (serie storica 1979-2015)

### 2.2.1 Stima della precipitazione netta

Gli apporti meteorici all'impianto in progetto sono basati sull'applicazione di modelli idrologici semplificati. Per quanto riguarda gli apporti medi a livello annuo si adotterà la relazione:

$$D = P - E \quad (1)$$

dove:



- D rappresenta l'apporto meteorico (in mm/anno) intercettato dalla rete drenante;
- P apporto meteorico diretto sotto forma di precipitazioni liquide o solide;
- E evapotraspirazione.

Dai valori di precipitazione registrati dal pluviometro di Ramiola si evince che la precipitazione media annua è  $P = 820,6$  mm/anno. Cautelativamente si considererà il valore di **900 mm/anno**.

L'evapotraspirazione è un parametro di difficile valutazione poiché dipende da un elevato numero di fattori climatici (irraggiamento solare, temperatura dell'aria, configurazione media dei venti) e dalle caratteristiche del substrato (temperatura del rifiuto, permeabilità, struttura macroscopica dello stesso, etc.).

Per la stima del parametro E si adottano generalmente relazioni di letteratura relative a terreni naturali vegetati che ne consentono una valutazione di larga massima. Poiché valutazioni più accurate, teoricamente ottenibili da metodi basati su stime su base mensile, risultano ingiustificate date le incertezze generali sopra citate, faremo qui riferimento alla formula empirica di Turc per la stima dell'evapotraspirazione su base annua relativa a terreni privi di vegetazione (in mm/anno).

La formula di Turc è espressa come segue:

$$E = \frac{P}{\sqrt{0,9 + \left(\frac{P}{L}\right)^2}} \quad (2)$$

dove:

- E è la evapotraspirazione reale media annua (climatologica) in mm;
- P è la precipitazione media annua in mm;
- L è il fattore eliotermico, che si può esprimere come:

$$L = 30 + 25T + 0.05T^3 \quad (3)$$

con T temperatura media annua in gradi Celsius.

Nel caso specifico, in base ai dati pluviometrici e termometrici precedentemente citati da cui si desume una temperatura media annua di  $13,3^\circ\text{C}$ , si ottiene un valore di evaporazione di circa 430 mm/anno, pari al 47,7% della precipitazione media annua. A scopo cautelativo si considerano comunque ragionevoli valori di evapotraspirazione attorno al 25-35% della precipitazione totale, dunque attorno a 225-315 mm/anno.

La sintesi dei valori stimati è riportata nella tabella seguente.

*Tabella 2.3: Stima della precipitazione lorda, dell'evapotraspirazione e della precipitazione netta annue sull'intera area di progetto*

T [°C]	L [-]	P [MM/ANNO]	E [MM/ANNO]	D [MM/ANNO]
13,3	480,1	900	225 - 315	585 - 675

### 2.2.2 Precipitazioni intense

Per il corretto dimensionamento delle reti drenanti e per il dimensionamento dei volumi di stoccaggio del percolato e di svuotamento della discarica a seguito di eventi eccezionali, è necessario avvalersi di dati di precipitazioni intense. In tal caso si sono utilizzati i dati di massima precipitazione annua della durata di 1, 3, 6, 12, 24 ore della stazione pluviografica di Ramiola per il periodo 1979-2015, riportati nella seguente Tabella 2.4.

*Tabella 2.4: Precipitazioni di massima intensità registrate nella stazione pluviometrica di Ramiola (arco temporale: 1979-2015)*

ANNO	1 ORA	3 ORE	6 ORE	12 ORE	24 ORE
1979	19	36	48	82	123.6
1980	31	33.2	33.2	36.6	44.8
1981	-	-	-	-	-
1982	18	25.8	49.6	54.8	64.8
1983	36.8	40.6	40.8	43.2	74.8
1984	19.6	31.4	40	60	66.6
1985	27.4	34.4	34.4	36.8	53.2
1986	45.6	45.6	45.6	45.6	48.8
1987	16	36.8	67.4	117.8	133
1988	31.6	59.2	83.4	91.4	97.8
1989	14.6	32	39.2	51.8	56.4
1990	19.8	29.6	43.4	59.8	74.8
1991	20	32.4	42.6	45.6	58.8
1992	16.4	24.4	36.6	44.2	52.4
1993	21	26	31.2	44	48.4
1994	21.2	24	43.4	56	90
1995	14	19.2	27	39.6	50.6
1996	13.8	21.2	33.8	47.8	78.6
1997	22.8	28.8	31.6	52.6	54.4
1998	31	32.4	32.6	44.6	44.6
1999	31.8	45.2	56.8	59.6	84
2000	18.4	39.6	57.2	64.2	75.4
2001	-	-	-	-	-
2002	-	-	-	-	-
2003	-	-	-	-	-
2004	37.8	53.4	53.6	55.4	80.8
2005	22.6	26.2	37.6	40.8	66.8
2006	27.2	31.6	53.4	66.6	75
2007	29.8	30.6	34.2	50.6	70.4
2008	17.8	24	36.2	54.4	90.2

ANNO	1 ORA	3 ORE	6 ORE	12 ORE	24 ORE
2009	11.4	23.4	28	40.4	67.4
2010	23	32	37	42.4	57.6
2011	-	-	-	-	-
2012	-	-	-	-	-
2013	17.8	30.6	51	57.6	58
2014	29.2	44	52.4	55.8	58.4
2015	18.4	25.8	46.2	76.4	89

Scopo dell'elaborazione di tali dati è la determinazione delle **Curve di Possibilità Climatica** (o Linee Segnalatrici di Probabilità Pluviometrica, LSPP) puntuali alla stazione pluviometrica di riferimento di Ramiola per i tempi di ritorno  $T = 5, 10, 50, 100, 200, 400$  anni. Una LSPP è una curva che lega l'altezza di precipitazione massima della durata  $d$  ( $H_d$ ), fissato il tempo di ritorno  $T$ .

La distribuzione asintotica del massimo valore di Gumbel è tra le distribuzioni di probabilità che meglio si adattano all'interpretazione della variabile casuale  $h_d$  definita come "precipitazione massima annuale di assegnata durata".

Tale distribuzione è stata utilizzata per elaborare statisticamente i dati storici e stimare i due parametri ( $a, n$ ) della seguente legge analitica rappresentante una LSPP con fissato tempo di ritorno  $T$ , attraverso il metodo dei quantili regolarizzati.

$$h_d(T) = a \cdot d^n \quad (4)$$

Nel seguente grafico si mostra, per i diversi tempi di ritorno ed in funzione della durata dell'evento, le LSPP (Figura 2.3). In Tabella 2.5 si riassumono i parametri  $a$  e  $n$  per ogni tempo di ritorno  $T$ .

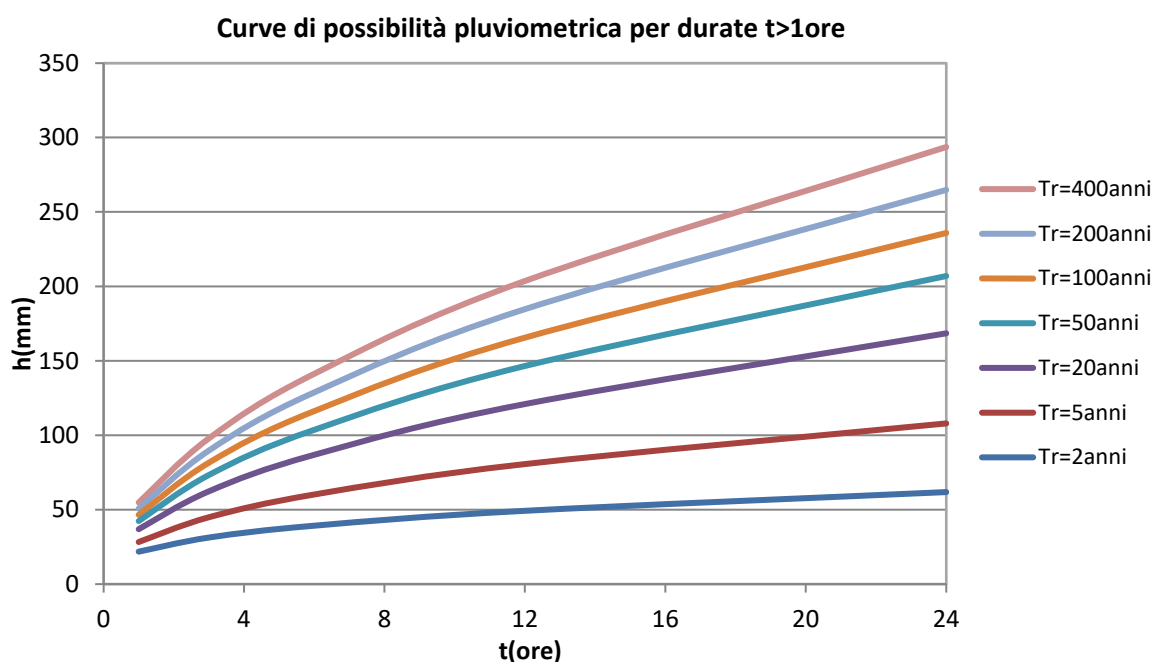


Figura 2.3: Curve di possibilità pluviometrica per i tempi di ritorno 5, 10, 50, 100, 200, 400 anni - Ramiola

Tabella 2.5: Parametri  $a$  e  $n$  delle LSPP per tempi di ritorno considerati, con evidenza dei parametri utilizzati per i dimensionamenti idraulici ai sensi del D.Lgs. 36/03 ( $T=10$  anni) – Ramiola

T [ANNI]	a	n
5	28,30	0,421
10	32,69	0,455
50	42,46	0,499
100	46,60	0,510
200	50,74	0,520
400	54,88	0,528

Nei bacini imbriferi di limitata estensione e di relativa rapidità dei deflussi, i tempi di corrivazione sono brevi e tipicamente inferiori all'ora.

Poiché il calcolo della portata al colmo di piena è funzione dell'altezza di pioggia critica, derivata dalle curve di possibilità pluviometrica sulla base della durata critica assunta pari al tempo di corrivazione del bacino studiato, devono essere utilizzate le curve relative alle piogge intense di breve durata con tempi inferiore a 1 ora. L'estrapolazione delle curve di probabilità pluviometrica per tempi inferiori ad un'ora è stata condotta tramite la formula di Bell.

Bell ("Generalized Rainfall Duration Frequency Relationships" - Journal of the Hydraulics Division - Proceedings of American Society of Civil Engineers - volume 95, issue 1- gennaio 1969) osservò che i rapporti  $\beta$  tra le altezze di durata  $t$  molto breve ed inferiori alle due ore e l'altezza oraria erano relativamente poco dipendenti dalla località in cui si verificano.

In relazione alla modesta variazione dei rapporti intensità durata correlata al tempo di ritorno, propose la seguente relazione che ben si adattava ai dati osservati:

$$h_t = \beta(t) h_{60} \quad (5)$$
$$\beta(t) = (0,54 t^{0,25} - 0,5)$$

Con questa equazione è possibile calcolare l'altezza di pioggia di durata  $t < 60$  minuti e tempo di ritorno  $T$ , in funzione del valore di pioggia oraria ( $h_{60}$ ) fornito dalla curva di possibilità pluviometrica relativa allo stesso tempo di ritorno.

Tali osservazioni sono state successivamente riprese da Calenda ("Piogge intense" – Deflussi Urbani - Giornate di Studio 23/24 novembre 1995, Roma, Associazione Idrotecnica Italiana),

I valori ottenuti utilizzando l'equazione di Bell si discostavano di poco dai valori riscontrati sperimentalmente anche in Italia ed è stato assunto che possono essere considerati affidabili per il calcolo delle precipitazioni per periodi inferiori a 1 ora.

La procedura qui descritta è consolidata e di largo utilizzo in letteratura, come ad esempio testimoniato dal suo impiego nel corso dello studio idrologico-idraulico proposto nell'ambito del progetto definitivo "Infrastrutture ferroviarie strategiche definite dalla legge obiettivo n. 443/01 linea a.v. /a.c. Torino – Venezia Tratta Milano – Verona Lotto Funzionale Brescia-Verona - Progetto Definitivo - Relazione idrologica" - Cepav Due – Italferr.

Nella Figura seguente è riportato l'andamento dell'altezza di pioggia per diversi tempi di ritorno calcolati in funzione di durate inferiori all'ora mediante formula di Bell.

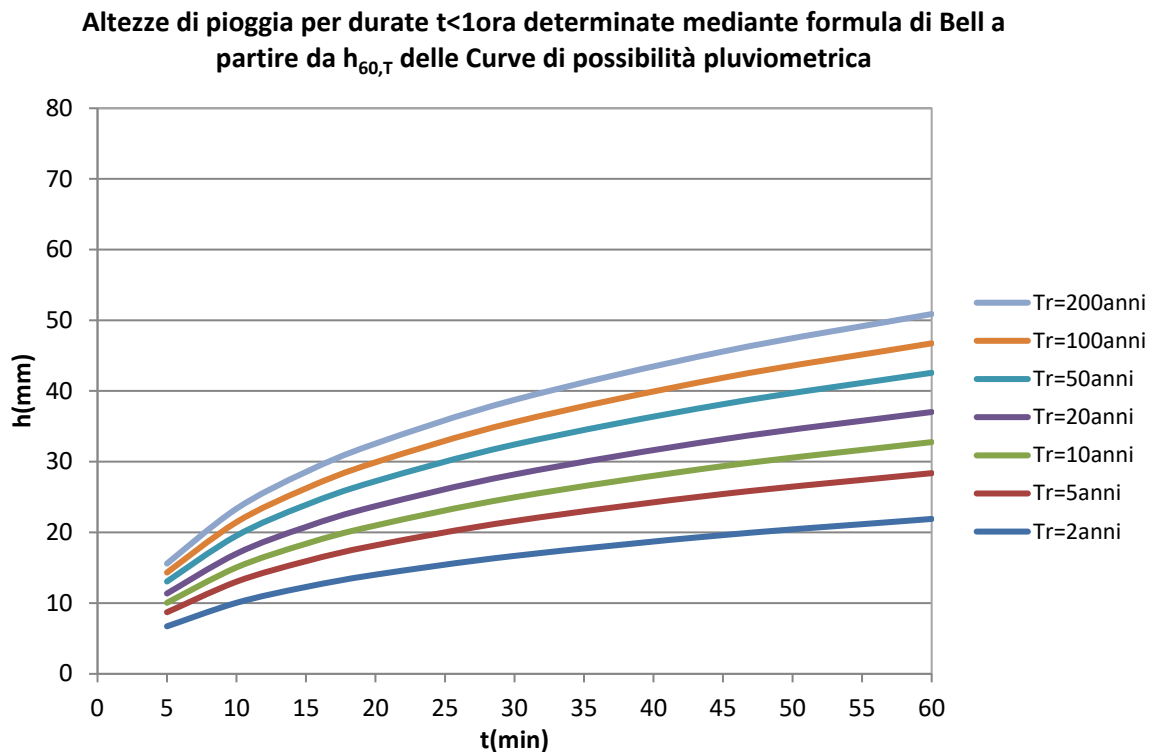


Figura 2.4: Altezza di pioggia per durate inferiori all'ora, per i tempi di ritorno 5, 10, 50, 100, 200, 400 anni, calcolate mediante formulazione di Bell

Per le valutazioni tecniche ed i dimensionamenti idraulici delle opere di mitigazione si farà riferimento alla curva di possibilità pluviometrica associata ad un tempo di ritorno di 10 anni, incrementata di un ulteriore 30%, così come indicato al punto 2.3 (controllo delle acque e gestione del percolato in impianti per rifiuti non pericolosi e pericolosi) dell'Allegato 1 del D.lgs. 36/2003, come modificato dal D.lgs. 121/2020.

### 3. SISTEMA DI RACCOLTA ACQUE METEORICHE

#### 3.1 RETE ESISTENTE

Le acque meteoriche che ricadono sull'attuale area dell'impianto vengono gestite attraverso una rete costituita da fossi in terra, canalette in calcestruzzo e canalette in acciaio ondulato accostate in modo da formare dei salti nei punti più acclivi. Al di sotto del piazzale di arrivo della strada di ingresso da nord alla discarica è ubicata una vasca interrata di dimensioni 6 mx 6 m e profondità 4 m – che ha funzione di stoccaggio e dissipazione dell'energia cinetica delle portate in arrivo - alla quale confluiscono la canaletta che raccoglie le acque dal settore est dell'impianto, la canaletta di drenaggio della strada di accesso e la canaletta che raccoglie le acque di scolo dalla superficie della discarica. Dalla vasca parte una tubazione interrata, di diametro 80 cm, che attraversa il piazzale e emerge a mezza costa convogliando le acque in una canaletta di acciaio ondulato che le recapita poi nel rio Fontanelle.

Anche le acque dal settore ovest della discarica vengono convogliate nel rio tramite una canaletta in acciaio ondulato di diametro 80 cm.

Le acque di infiltrazione dell'argine al piede della discarica vengono raccolte attraverso una tubazione ubicata alla base e disposta perpendicolarmente allo stesso collegata ad un fosso che le convoglia nel rio Fontanelle.



Figura 3.1: Attuale rete di raccolta delle acque meteoriche





*Figura 3.2: Canalette in acciaio ondulato con salto - acque dal settore est dell'impianto*



*Figura 3.3: Ingresso alla vasca interrata da est*



*Figura 3.4: Piazzale vasca interrata*



### 3.2 RETE DI PROGETTO DELLE ACQUE DI COPERTURA

Al fine della gestione delle acque meteoriche ricadenti sulla superficie della discarica ampliata, il progetto prevede la realizzazione di nuove canalette di raccolta, connesse alla rete esistente in sei punti, come evidenziato nella figura seguente, nella quale vengono riportati anche i nomi dei diversi tratti di rete ai quali si farà riferimento per le successive verifiche idrauliche.

Il nuovo sistema di drenaggio sarà costituito da due reti di canalette perimetrali e da una rete in copertura, costituita da canalette disposte lungo le piste di progetto.

Le canalette saranno costituite da elementi prefabbricati di forma semicircolare, con diametri variabili tra 30 e 80 cm. Due i materiali previsti: calcestruzzo, per le canalette lungo il perimetro della discarica (in giallo nella figura sotto), acciaio ondulato per le canalette lungo le piste in copertura (in fucsia in figura). Le acque intercettate verranno infine convogliate al rio Fontanelle attraverso gli esistenti punti di scarico.

Le acque di ruscellamento dall'argine al piede della discarica verranno intercettate da un fosso realizzato lungo la base dello stesso, sul cui fondo verrà posato uno strato di 20 cm di materiale granulare (ghiaia/ciottoli lavati), al fine di smorzare l'energia cinetica dell'acqua in ingresso. Da qui, l'acqua verrà convogliata nel rio Fontanelle attraverso un fosso, ottenuto dalla sagomatura del terreno e inerbito, che partirà dal punto più depresso della base dell'argine. Le acque di infiltrazione nell'argine verranno convogliate attraverso la tubazione già esistente, che dovrà essere prolungata, nel medesimo fosso.

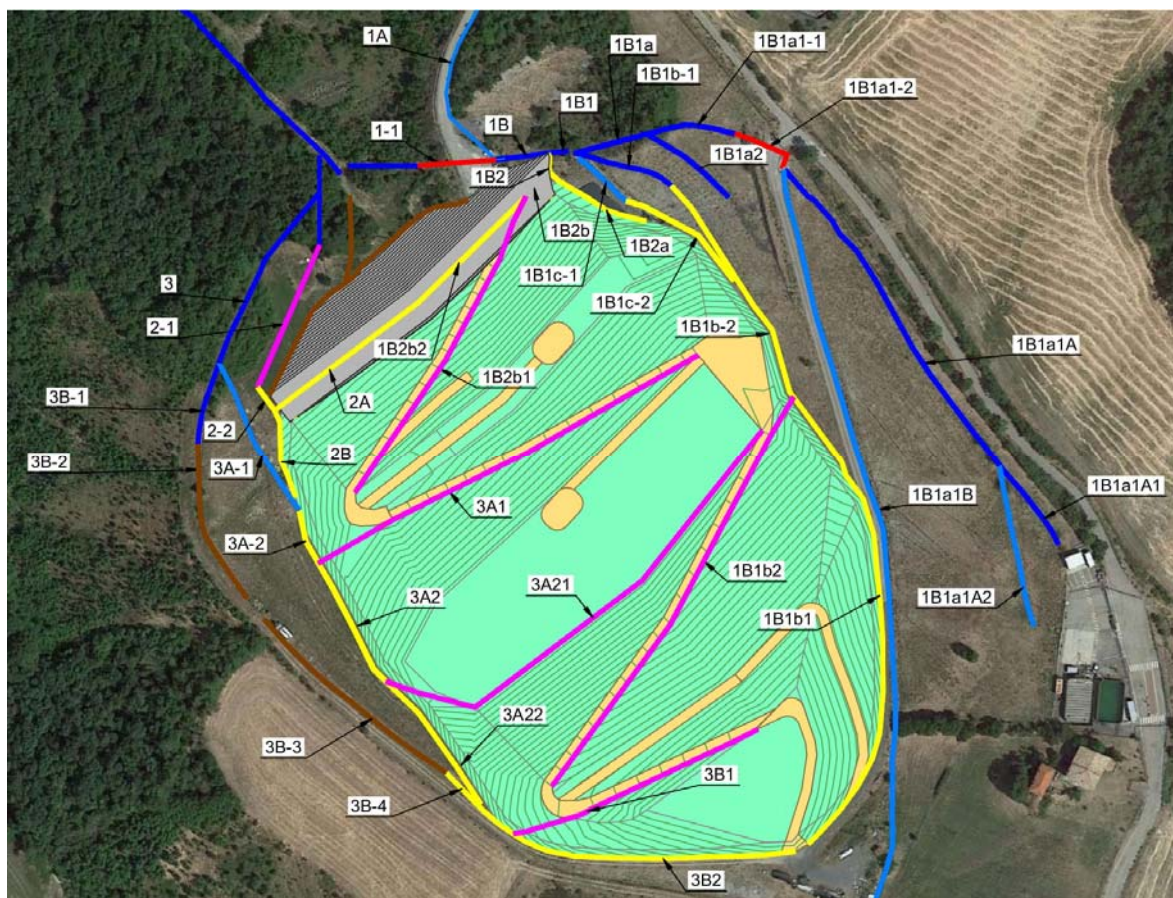


Figura 3.5: Rete di progetto



### 3.2.1 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLE OPERE IDRAULICHE

#### 3.2.1.1 Stima delle portate di progetto

Le portate di progetto sulla base delle quali dimensionare e verificare le sezioni – di progetto ed esistenti - della rete di drenaggio delle acque meteoriche sono state stimate utilizzando il metodo della corrivazione, che si basa sulle seguenti ipotesi:

- funzionamento autonomo dei collettori;
- deflusso dei singoli rami in condizioni di moto uniforme;
- comportamento della rete sincrono (i collettori raggiungono cioè contemporaneamente il massimo valore della portata).
- massima portata al colmo raggiunta per piogge di durata pari al tempo di corrivazione del bacino  $t_c$ , definito come il tempo necessario affinché la goccia caduta nel punto più lontano del bacino raggiunga la sezione di chiusura.

Per una rete di drenaggio come quella in esame,  $t_c$  può essere determinato facendo riferimento al percorso idraulico più lungo della rete fino alla sezione di chiusura considerata. Il tempo di corrivazione è dato dalla somma:

$$t_c = t_a + t_r \quad (6)$$

con  $t_a$  tempo di accesso alla rete relativo al sottobacino drenato dalla canaletta posta all'estremità di monte del percorso idraulico più lungo e  $t_r$  tempo di rete.

Il tempo di accesso dipende da molte variabili ed è un parametro difficile da stimare; tuttavia il valore normalmente assunto nella progettazione è compreso entro l'intervallo di 5-15 minuti. Nel caso in esame esso è stato assunto pari a 5 minuti.

Il tempo di rete è dato dalla somma dei tempi di percorrenza di ogni singola canalizzazione, seguendo il percorso più lungo della rete fognaria.

Noto  $t_c$ , la portata di progetto è quindi calcolata con la formula razionale, utilizzando un tempo di ritorno di 10 anni e prevedendo un ulteriore incremento del 30% (come prescritto dalla normativa vigente):

$$Q_p = \phi \frac{i(T, t_c) A}{360} \quad (7)$$

dove:  $Q_p$  portata al colmo ( $m^3/s$ )  
 $i$  intensità di pioggia ( $mm/h$ ), che dipende dal tempo di ritorno  $T$  e dalla durata critica  $t_c$ , ricavata dalla curva di possibilità pluviometrica  
 $A$  area del bacino scolante in ettari  
 $\phi$  coefficiente di afflusso, che tiene conto delle perdite idrologiche.

Per il calcolo delle portate di progetto si sono considerati tempi di corrivazioni minimi pari a 10 minuti. Nella tabella che segue vengono riportate le portate stimate per ogni sezione della rete di progetto ed i parametri alla base della stima.

Tabella 3.1: Stima delle portate di progetto

Area Scolante sottesa dalla sezione finale del tratto		lunghezza rete	tempo percorrenza rete	tempo corrivaz.	Intensità pioggia	Coefficiente d'afflusso medio	Portata al colmo
Tratto	A <sub>tot</sub> m²	Li m	t <sub>pi</sub> sec	t <sub>c</sub> ore	i mm/h	φ	Q <sub>p</sub> m³/s
1B1a1A	11456	216	144	0,17	90,28	0,60	0,22
1B1a1B	20585	308	206	0,17	90,28	0,60	0,40
1B1a1-2	20585	337	224	0,17	90,28	0,60	0,40
1B1a1-1	32989	373	249	0,17	90,28	0,60	0,65
1B1a2	1025	42	28	0,17	90,28	0,60	0,02
1B1a	34013	403	269	0,17	90,28	0,60	0,67
1B1b1	6114	201	134	0,17	90,28	0,60	0,12
1B1b2	6998	186	124	0,17	90,28	0,60	0,14
1B1b-2	15676	301	201	0,17	90,28	0,60	0,31
1B1b-1	16323	355	237	0,17	90,28	0,60	0,32
1B1c-2	2467	56	37	0,17	90,28	0,60	0,05
1B1c-1	2818	82	55	0,17	90,28	0,60	0,06
1B1	50891	362	242	0,17	90,28	0,60	1,00
1B2a	1010	50	33	0,17	90,28	0,60	0,02
1B2b1	7253	139	93	0,17	90,28	0,60	0,16
1B2b2	727	61	41	0,17	90,28	0,60	0,01
1B2b	7980	153	102	0,17	90,28	0,60	0,16
1B2	9060	161	107	0,17	90,28	0,60	0,18
1B	59951	384	256	0,17	90,28	0,60	1,17
1A	11487	193	129	0,17	90,28	0,60	0,22
1	71438	455	303	0,17	90,06	0,60	1,39
2A	2548	73	49	0,17	90,28	0,60	0,05
2B	640	41	27	0,17	90,28	0,60	0,01
2-2	3273	85	57	0,17	90,28	0,60	0,06
2-1	3273	122	81	0,17	90,28	0,60	0,06
3A21	4865	201	134	0,17	90,28	0,60	0,10
3A22	1400	63	42	0,17	90,28	0,60	0,03
3A2	8392	256	171	0,17	90,28	0,60	0,16
3A1	10312	176	117	0,17	90,28	0,60	0,20
3A_2	20480	279	186	0,17	90,28	0,60	0,40
3A_1	22554	348	232	0,17	90,28	0,60	0,44
3B1	1317	108	72	0,17	90,28	0,60	0,03
3B2	2830	116	78	0,17	90,28	0,60	0,06
3B-4	4267	153	102	0,17	90,28	0,60	0,08
3B-3	4762	250	167	0,17	90,28	0,60	0,09
3B-2	5415	318	212	0,17	90,28	0,60	0,11
3B-1	5947	353	235	0,17	90,28	0,60	0,12
3	28517	399	266	0,17	90,28	0,60	0,56

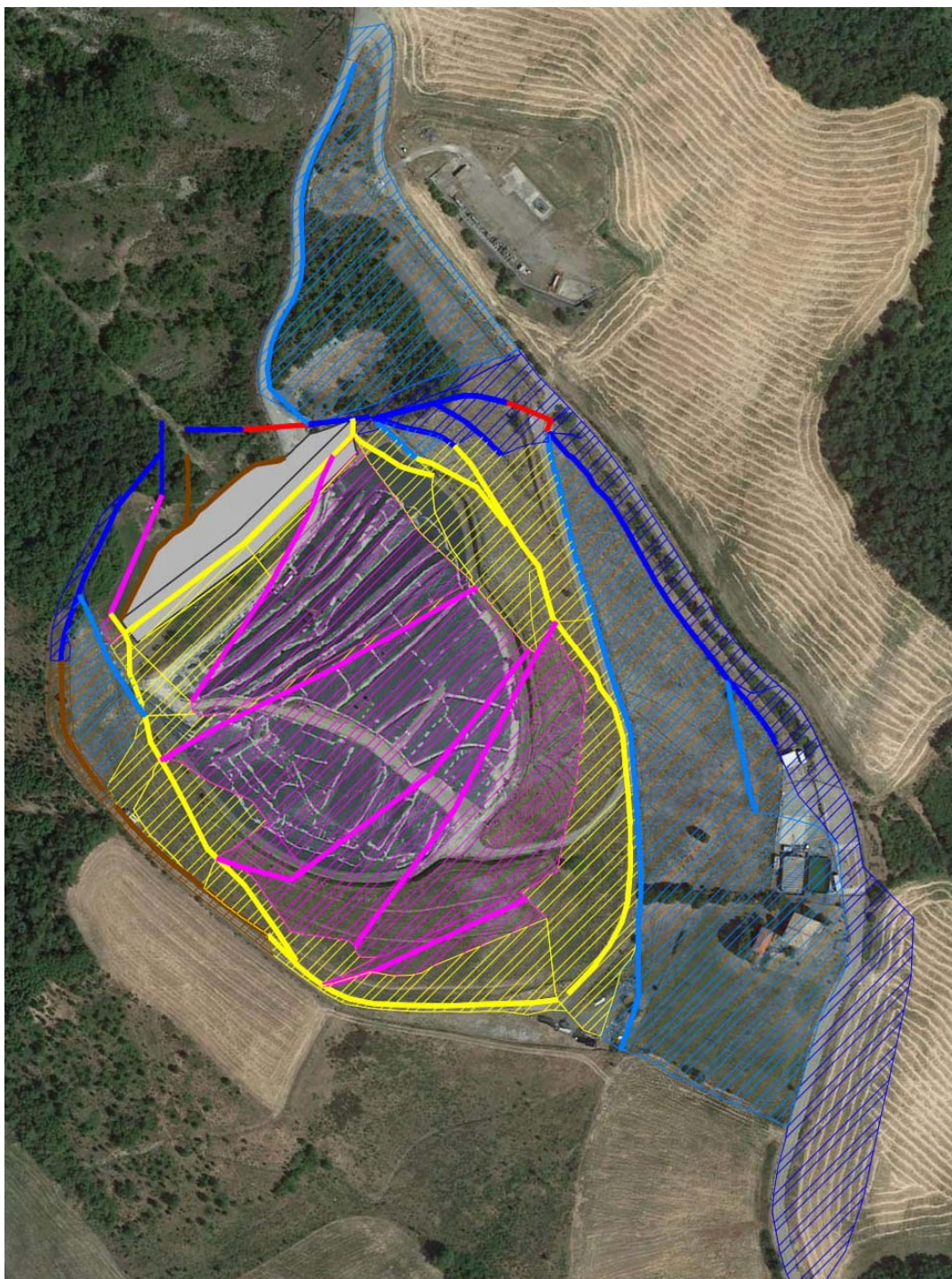


Figura 3.6: Individuazione aree scolanti

### 3.2.1.2 Dimensionamento della rete di progetto

Il dimensionamento delle canalette di drenaggio è stato effettuato applicando verifiche idrauliche in condizioni di moto uniforme sulla base delle portate al colmo adottando la classica formula di Chezy-Strickler:

$$Q = k_s A R^{2/3} i^{1/2} \quad (8)$$



dove  $k_s$  e  $i$  sono rispettivamente il coefficiente di scabrezza di Strickler (equivalente a  $1/n$ , dove  $n$  è il coefficiente di scabrezza di Manning) e la pendenza delle canalette,  $A$  e  $R$  sono la sezione bagnata e il raggio idraulico, entrambe funzioni geometriche dell'altezza d'acqua  $h$ .

Il coefficiente di scabrezza è stato posto uguale a 50 per le condotte in calcestruzzo – considerandone la futura usura - e a 40 per quelle in acciaio ondulato.

Nella tabella che segue sono riportati i risultati del dimensionamento idraulico delle condotte di progetto. Per ogni tratto è stata riportata la portata di progetto alla base del dimensionamento, la pendenza del tratto, il tirante idrico stimato, l'altezza massima, il coefficiente di riempimento (dato dal rapporto tra tirante idrico e altezza massima) e la velocità di deflusso all'interno del tratto.

Si osserva che a causa delle elevate pendenze le velocità sono quasi per tutti i tratti molto alte. In queste condizioni si potrebbe instaurare il fenomeno delle "roll waves": la corrente in condizioni di moto uniforme non riesce a dissipare tutta l'energia potenziale messa a disposizione dall'abbassamento del fondo, per cui il pelo libero si innalza e forma dei vortici ad asse orizzontale, nei quali viene dissipata l'energia in eccesso. Nel calcolo di dimensionamento delle condotte, qualora non sia possibile adottare delle pendenze che garantiscano l'assenza di questi fenomeni, è opportuno prevedere degli opportuni franchi di sicurezza rispetto al tirante idrico di moto uniforme.

Nel caso in esame, il dimensionamento delle nuove condotte è stato effettuato avendo come obiettivo un coefficiente di riempimento inferiore a 0,5.

Tabella 3.2: Parametri di progetto e risultati del calcolo di dimensionamento

TRATTO	Q (m <sup>3</sup> /s)	i (m/m)	DN (m)	K <sub>s</sub>	h (m)	H max (m)	Coeff. riempimento	Velocità (m/s)
1B1b1	0,12	0,13	0,5	50	0,12	0,25	0,50	3,10
1B1b2	0,14	0,10	0,6	40	0,15	0,30	0,50	2,5
1B1b-2	0,31	0,14	0,8	50	0,17	0,40	0,42	4,00
1B1c-2	0,05	0,25	0,4	50	0,07	0,20	0,37	3,10
1B2a	0,02	0,19	0,3	50	0,06	0,15	0,37	2,3
1B2b1	0,14	0,11	0,6	40	0,15	0,30	0,49	2,6
1B2b2	0,01	0,005	0,4	50	0,09	0,20	0,44	0,5
1B2b	0,16	0,022	0,8	50	0,19	0,40	0,48	1,7
1B2	0,18	0,026	0,8	50	0,20	0,40	0,49	1,9
2A	0,05	0,005	0,6	50	0,17	0,30	0,57	0,8
2B	0,01	0,19	0,3	50	0,04	0,15	0,26	1,8
2-2	0,06	0,03	0,6	50	0,12	0,30	0,40	1,5
2-1	0,06	0,31	0,4	40	0,09	0,20	0,43	3,10
3A21	0,10	0,02	0,8	40	0,17	0,40	0,43	1,25
3A22	0,03	0,23	0,3	50	0,06	0,15	0,43	2,7
3A2	0,16	0,26	0,5	50	0,12	0,25	0,48	3,30
3A1	0,20	0,11	0,6	40	0,18	0,30	0,59	2,90
3A-2	0,40	0,18	0,8	50	0,18	0,40	0,45	4,80
3B1	0,03	0,12	0,4	40	0,08	0,20	0,38	1,8
3B2	0,06	0,09	0,4	50	0,10	0,20	0,52	2,3
3B-4	0,08	0,20	0,4	50	0,10	0,20	0,49	3,30

### 3.2.1.3 Verifica della rete esistente

Nella tabella che segue vengono riportati i risultati delle verifiche idrauliche effettuate alle sezioni più significative della rete esistente, in corrispondenza dei punti di connessione con la rete di progetto e degli scarichi finali, al fine di verificare eventuali necessità di adeguamento in seguito ai nuovi apporti dalla rete di progetto.

La metodologia di calcolo è la medesima vista nel paragrafo precedente (verifica in condizioni di moto uniforme con la formula di Chezy-Strickler).

Tabella 3.3: Parametri di progetto e risultati del calcolo di dimensionamento

TRATTO	Q (m <sup>3</sup> /s)	i (m/m)	FORMA CONDOTTA	Ks	h (m)	H max (m)	Coeff. riempimento	Velocità (m/s)
1B1b-1	0,32	0,24	semicircolare	40	0,17	0,40	0,42	4,20
1B1c-1	0,06	0,12	trapezoidale	50	0,06	0,50	0,12	2,3
1B1	1,00	0,45	semicircolare	40	0,24	0,40	0,63	7,33
1B	1,17	0,32	semicircolare	40	0,29	0,40	0,75	6,77
1A	0,22	0,12	trapezoidale	50	0,19	0,50	0,39	3,6
1,00	1,39	0,17	circolare	50	0,33	0,80	0,44	6,6
3A-1	0,44	0,125	trapezoidale	50	0,21	0,50	0,42	4,4
3B-4	0,08	0,202	semicircolare	50	0,10	0,20	0,49	3,3
3B-3	0,09	0,145	trapezoidale	30	0,09	0,37	0,24	1,9
3B-2	0,11	0,177	trapezoidale	30	0,24	0,17	1,42	0,34
3B-1	0,12	0,34	semicircolare	40	0,10	0,40	0,24	3,6
3	0,56	0,32	semicircolare	40	0,21	0,40	0,51	5,5

Si osserva che i nuovi apporti meteorici risultano critici lungo tre tratti di rete. Tali criticità potranno essere gestite sostituendo i tratti 1B1 e 1B con condotte di diametro maggiore (pari a 1 m) e approfondendo il fosso in corrispondenza del tratto 3B-2.

### 3.2.1.4 Manufatti dissipatori

Dai risultati delle verifiche idrauliche riportati nei paragrafi precedenti, risulta che la maggior parte dei tratti della rete sarà caratterizzata da velocità molto elevate, superiori a 2,5 m/s, lungo alcuni tratti fino a 7 m/s. Al fine di rallentare la corrente, nei tratti di confluenza più critici, individuati nella figura seguente, verranno inseriti dei manufatti di dissipazione.

In funzione delle caratteristiche idrauliche delle correnti confluenti e dei vincoli di progetto specifici, in fase di progettazione esecutiva per ciascuna intersezione sarà scelta e dimensionata la tipologia di manufatto di dissipazione più opportuna.

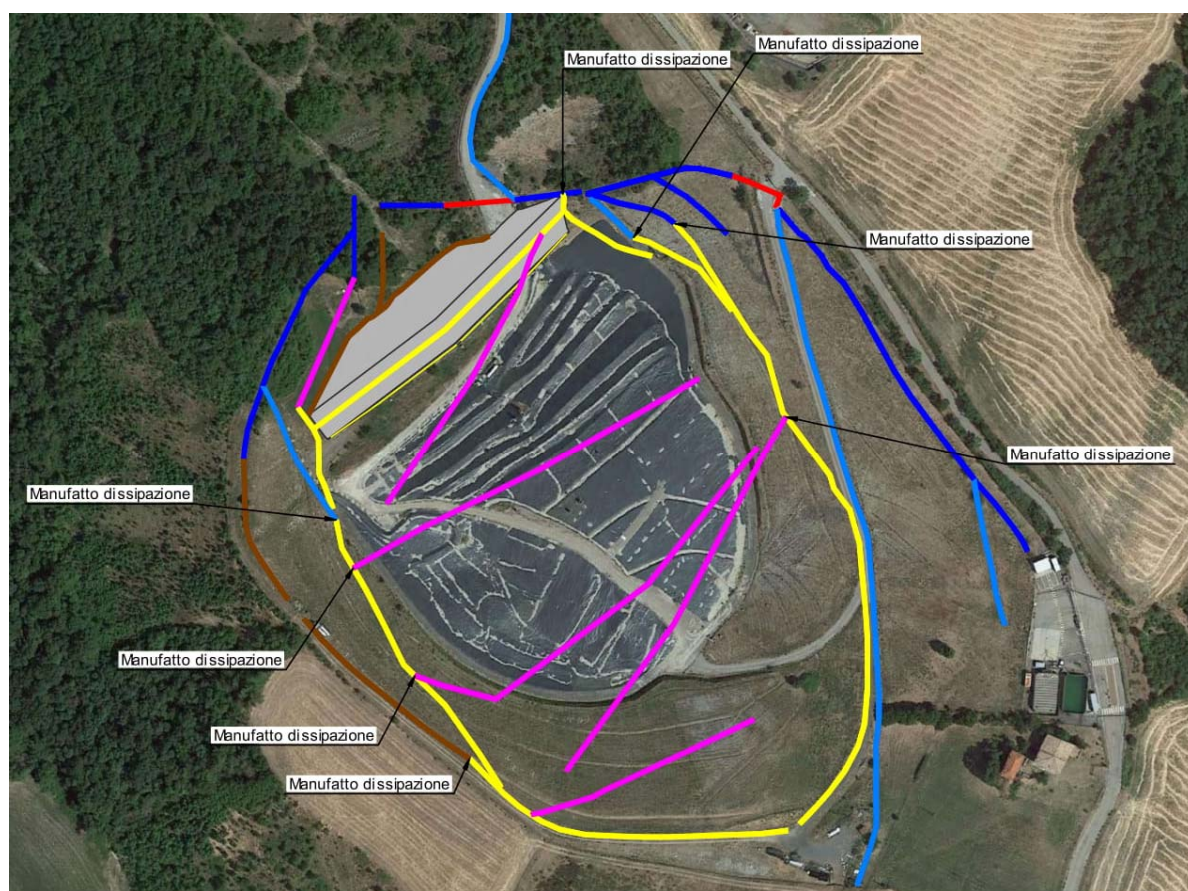


Figura 3.7: Localizzazione Manufatti di dissipazione

Tabella 3.4: Tipologie di manufatti di dissipazione e relativi limiti

Chapter	Dissipator Type	Froude Number <sup>7</sup> (Fr)	Allowable Debris <sup>1</sup>			Tailwater (TW)
			Silt/Sand	Boulders	Floating	
4	Flow transitions	na	H	H	H	Desirable
5	Scour hole	na	H	H	H	Desirable
6	Hydraulic jump	> 1	H	H	H	Required
7	Tumbling flow <sup>2</sup>	> 1	M	L	L	Not needed
7	Increased resistance <sup>3</sup>	na	M	L	L	Not needed
7	USBR Type IX baffled apron	< 1	M	L	L	Not needed
7	Broken-back culvert	> 1	M	L	L	Desirable
7	Outlet weir	2 to 7	M	L	M	Not needed
7	Outlet drop/weir	3.5 to 6	M	L	M	Not needed
8	USBR Type III stilling basin	4.5 to 17	M	L	M	Required
8	USBR Type IV stilling basin	2.5 to 4.5	M	L	M	Required
8	SAF stilling basin	1.7 to 17	M	L	M	Required
9	CSU rigid boundary basin	< 3	M	L	M	Not needed
9	Contra Costa basin	< 3	H	M	M	< 0.5D
9	Hook basin	1.8 to 3	H	M	M	Not needed
9	USBR Type VI impact basin <sup>4</sup>	na	M	L	L	Desirable
10	Riprap basin	< 3	H	H	H	Not needed
10	Riprap apron <sup>5</sup>	na	H	H	H	Not needed
11	Straight drop structure <sup>5</sup>	< 1	H	L	M	Required
11	Box inlet drop structure <sup>6</sup>	< 1	H	L	M	Required
12	USACE stilling well	na	M	L	N	Desirable

<sup>1</sup>Debris notes: N = none, L = low, M = moderate, H = heavy

<sup>2</sup>Bed slope must be in the range 4% < S<sub>0</sub> < 25%

<sup>3</sup>Check headwater for outlet control

<sup>4</sup>Discharge, Q < 11 m<sup>3</sup>/s (400 ft<sup>3</sup>/s) and Velocity, V < 15 m/s (50 ft/s)

<sup>5</sup>Drop < 4.6 m (15 ft)

<sup>6</sup>Drop < 3.7 m (12 ft)

<sup>7</sup>At release point from culvert or channel

<sup>8</sup>Culvert rise less than or equal to 1500 mm (60 in)

na = not applicable.

### 3.3 RETE AREA SERVIZI

La gestione delle acque meteoriche di scolo dal piazzale dell'area servizi, prevede, come rappresentato in Figura 3.8:

- Raccolta tramite rete dedicata e separazione delle acque di prima pioggia tramite pozzetto di deviazione;
- Invio delle acque di seconda pioggia all'esistente rete di acque meteoriche;
- trattamento delle acque di prima pioggia, tramite sedimentazione primaria e disoleazione, e loro conferimento alla rete di acque meteoriche esistente.

Le acque meteoriche di scolo dal piazzale dell'area servizi verranno raccolte tramite rete dedicata, costituita da una tubazione centrale in HDPE corrugato, una cunetta francese lungo il perimetro ovest dell'area e da una canaletta grigliata disposta parallelamente al lato sud della nuova area di stoccaggio/movimentazione rifiuti, che confluiscono in un unico pozzetto. Da qui, tramite pozzetto di separazione, le acque di prima pioggia (la frazione corrispondente ai primi 5 mm di pioggia ricadenti sul piazzale) verranno inviate ad una vasca, di volume pari a 12 mc, all'interno della quale subiranno un trattamento di sedimentazione primaria. A valle della sedimentazione, le acque verranno rilanciate ad un pozzetto di disoleazione e successivamente collettate, tramite tubazione dedicata, all'esistente canale di drenaggio ubicato a nord dell'area servizi. Il progetto prevede inoltre la predisposizione di un sistema di rilancio delle acque di prima pioggia non trattate alle vasche di stoccaggio del percolato.

Accanto alla rete acque del piazzale è prevista una rete di raccolta dei colaticci derivanti dalle acque meteoriche insistenti sulla nuova platea di stoccaggio/movimentazione rifiuti, costituita da una canaletta grigliata disposta lungo il perimetro sud dei box di stoccaggio che recapita in un pozzetto dal quale i colaticci verranno rilanciati alle vasche di stoccaggio del percolato.



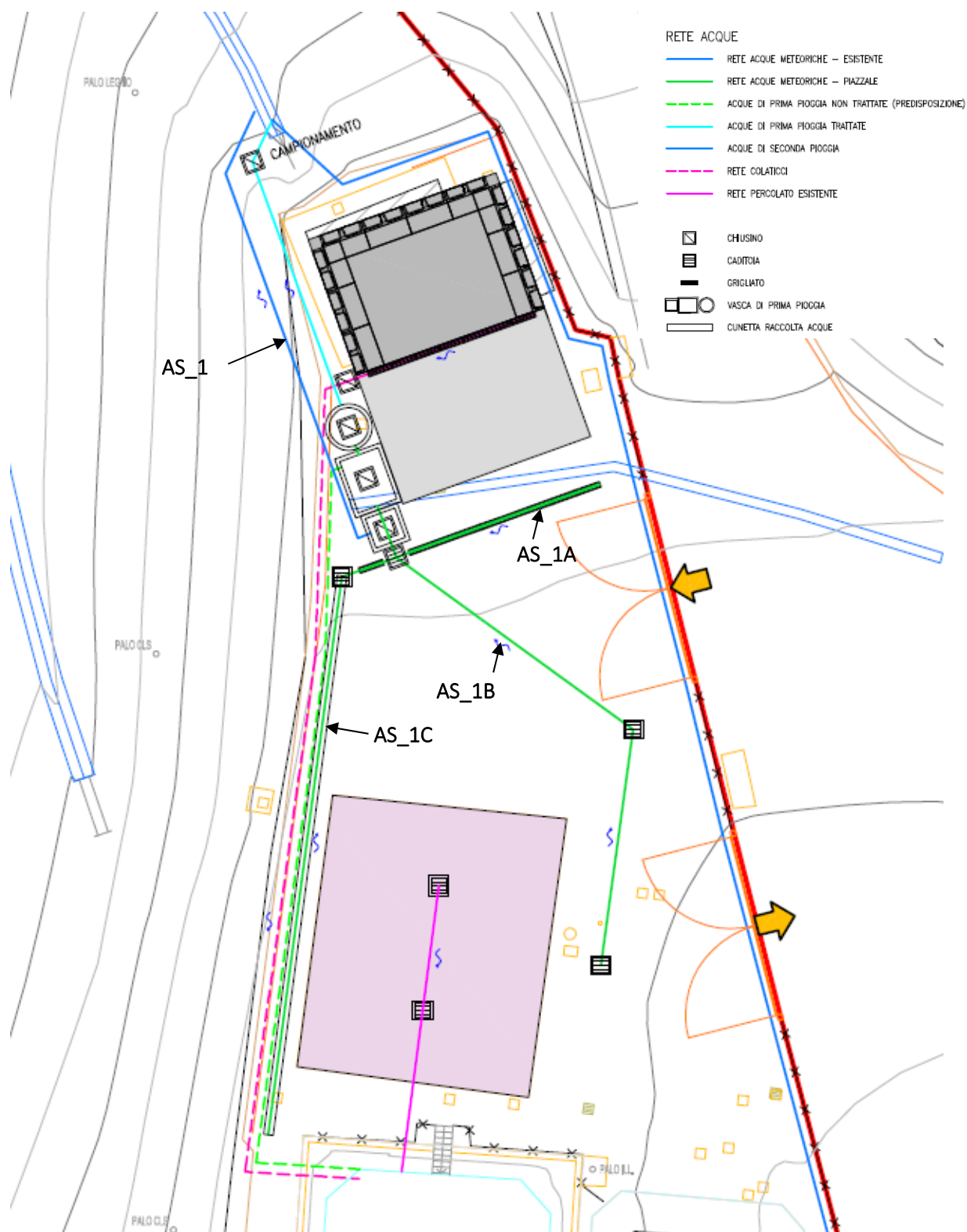


Figura 3.8: Rete di drenaggio acque area servizi



### 3.3.1 Dimensionamento idraulico

La rete delle acque meteoriche è stata dimensionata sulla base delle seguenti ipotesi:

- stima delle portate di progetto con metodo della corrivazione a partire da piogge intense con tempo di ritorno di 10 anni e durata 5 minuti, considerando un coefficiente di afflusso delle aree pari a 1 (vedi formula 7 a pag. 17),
- verifica idraulica in condizioni di moto uniforme con la formula di Chezy-Strickler (vedi formula 8 a pag. 19)..

Tabella 3.5: Parametri di progetto e risultati del calcolo di dimensionamento

TRATTO	Qp (m <sup>3</sup> /s)	i (m/m)	SEZIONE	Dimensioni (m)	Ks	h (m)	H max (m)	Coeff. Riempimento	Velocità (m/s)
AS_1B	0,042	0,005	circolare	0,273 (*)	80	0,178	0,273	0,65	1,03
AS_1C	0,022	0,022	rettangolare	0,3 (**)	70	0,058	0,3	0,19	1,26
AS_1A	0,004	0,016	rettangolare	0,2 (**)	70	0,014	0,2	0,07	1,5
AS_1	0,068	0,090	circolare	0,273 (*)	80	0,101	0,273	0,37	3,47

(\*) Diametro interno (Diametro esterno 315 mm)

(\*\*) Base

#### 4. SISTEMA DI RACCOLTA ED ACCUMULO DEL PERCOLATO

Il sistema di drenaggio e raccolta deve impedire fuoriuscite di percolato dalla vasca e permetterne la gestione in modo controllato.

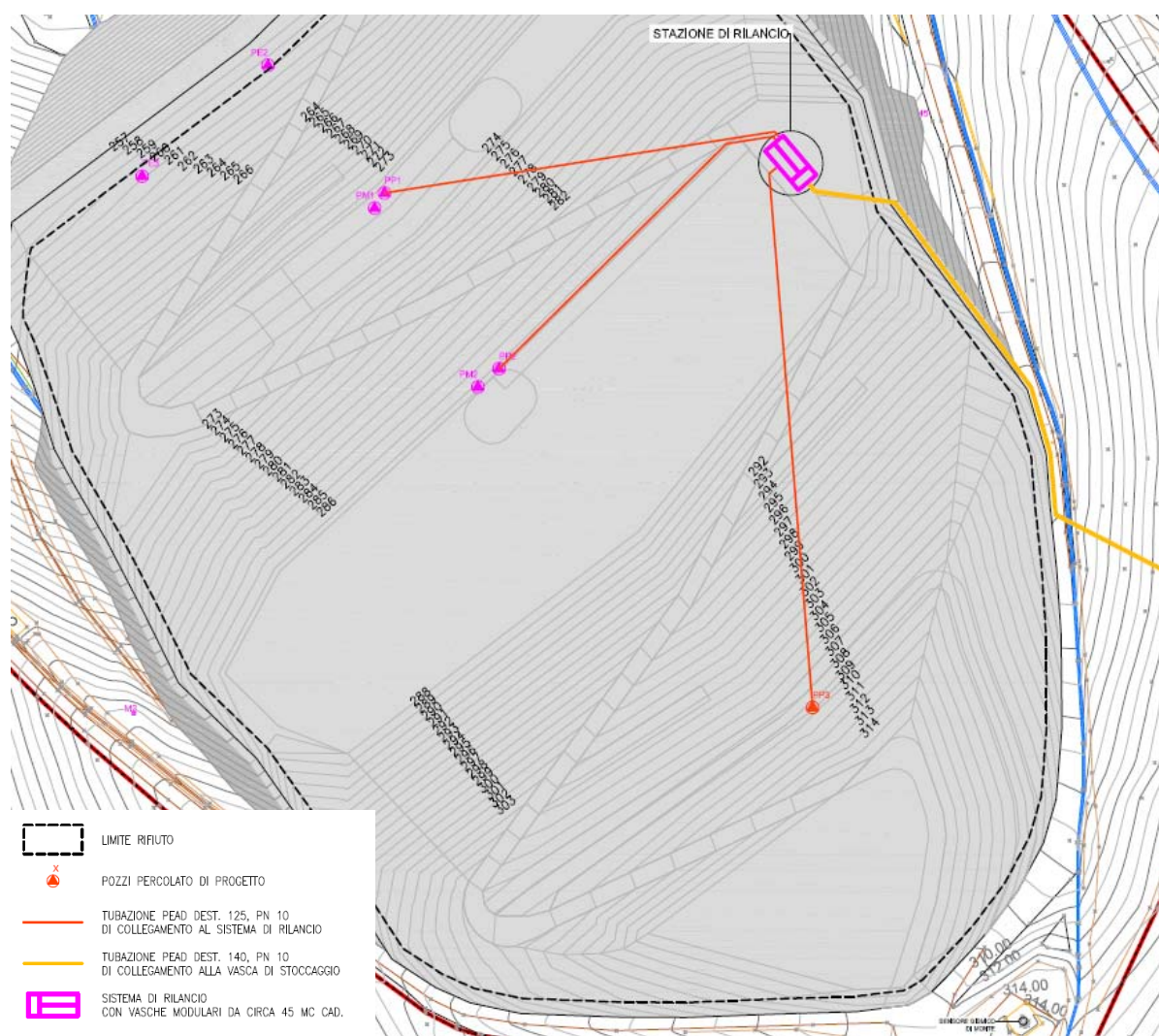
Complessivamente il sistema di drenaggio del lotto in ampliamento si compone dei seguenti elementi principali:

- strato di drenaggio del fondo vasca;
- due linee di tubazioni drenanti del fondo vasca;
- un pozzo di raccolta del percolato dotato di pompa di aggrottamento;
- una linea di trasferimento dal pozzo di raccolta alla stazione di rilancio intermedia;
- una stazione di rilancio intermedia, costituita da una vasca di accumulo del percolato di capacità pari ad almeno 90 m<sup>3</sup>, dotata di pompa di rilancio;
- una linea di trasferimento dalla stazione intermedia alle vasche di stoccaggio ubicate nell'area servizi;
- due vasche di stoccaggio percolato, di cui una esistente - da 700 mc - ed una in ampliamento - da 400 mc – realizzata dalla conversione dell'attuale vasca antincendio.

I sistemi di drenaggio sul fondo vasca sono progettati al fine di favorire il più veloce transito del percolato verso il pozzo di raccolta al fine di ridurre la formazione di battenti e di falde sospese all'interno del corpo dei rifiuti. Il piano posa rifiuti del nuovo lotto in ampliamento sarà sagomato in modo da favorire il deflusso delle acque di percolazione verso il punto più depresso, in corrispondenza del quale sarà posizionato il nuovo pozzo di estrazione. All'interno dello strato drenante saranno posate le tubazioni di drenaggio, che avranno il solo scopo di favorire il conferimento dei percolati verso il pozzo di aggrottamento. Si prevede la posa di due linee di tubazioni fessurate in HDPE DN 250 mm. Le tubazioni saranno sormontate da un bauletto in ghiaia selezionata a protezione delle tubazioni e progettato per favorire l'afflusso del percolato verso le tubazioni di collettamento; sarà garantito un ricoprimento non inferiore a 40 cm al di sopra della generatrice superiore del collettore fessurato e larghezza non inferiore a 2 m.

Il pozzo sarà costituito da una tubazione in HDPE diametro esterno 1.200 mm, fessurato nella porzione basale, a cui si innesteranno le due linee di drenaggio del percolato di fondo vasca.

L'estrazione del percolato avverrà tramite una pompa sommergibile tipo Atex, indicativamente di portata pari a 3 l/s e prevalenza uguale a 35 m. Il percolato estratto verrà inviato, tramite tubazione in HDPE di diametro esterno 125 mm, alla stazione di rilancio alla quale sarà conferito anche il percolato estratto dai due pozzi esistenti. Dalla stazione di rilancio il percolato verrà quindi inviato, tramite pompa dedicata, di portata pari a 11 l/s e prevalenza 47 m, alle vasche di stoccaggio nell'area servizi, tramite tubazione in HDPE di diametro esterno 140 mm. Un sistema di sensori di livello comanderà l'attacco/stacco delle pompe in funzione dei livelli registrati nei pozzi, nella stazione di rilancio e nelle vasche di stoccaggio del percolato.



SEZIONE TIPO

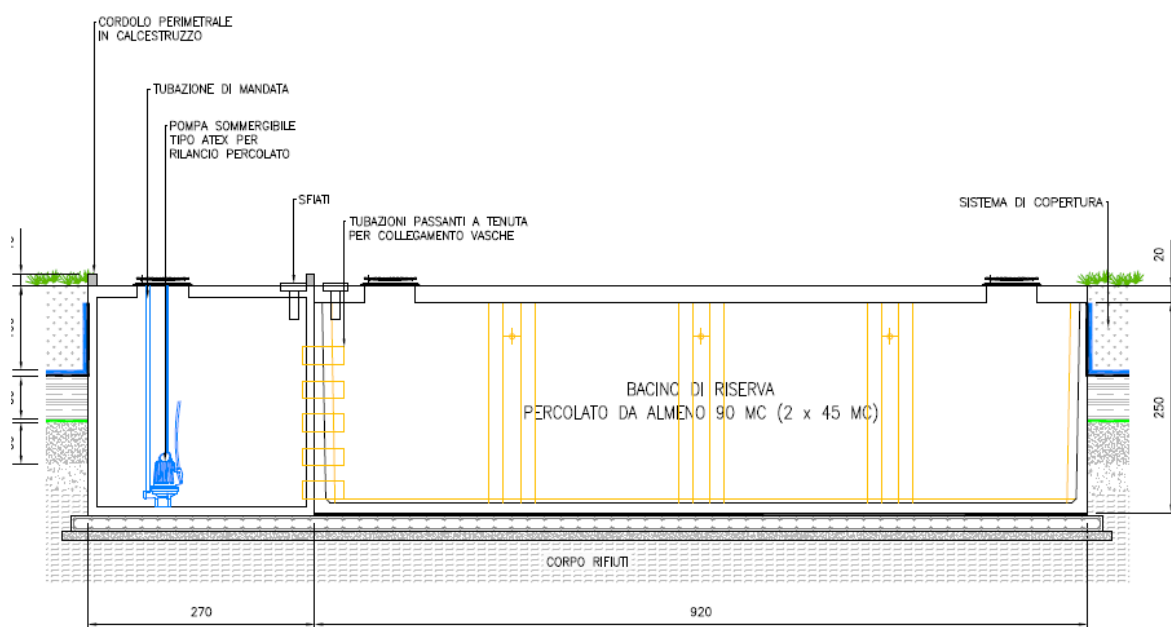
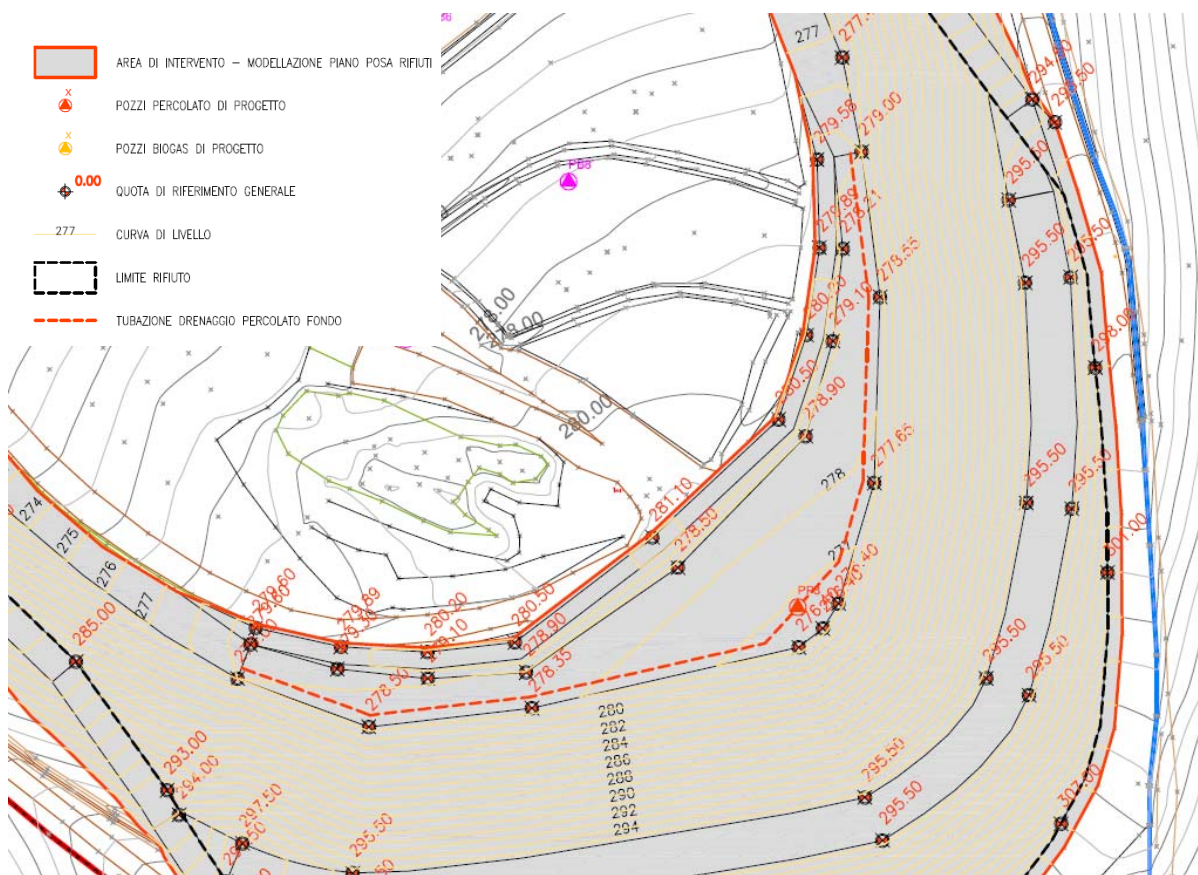


Figura 4.1: Estratto tavola 14 – Sistema di estrazione del percolato e sezione della stazione di rilancio



TIPOLOGICO 5.2  
POZZO PERCOLATO - SEZIONE TRASVERSALE  
1:50

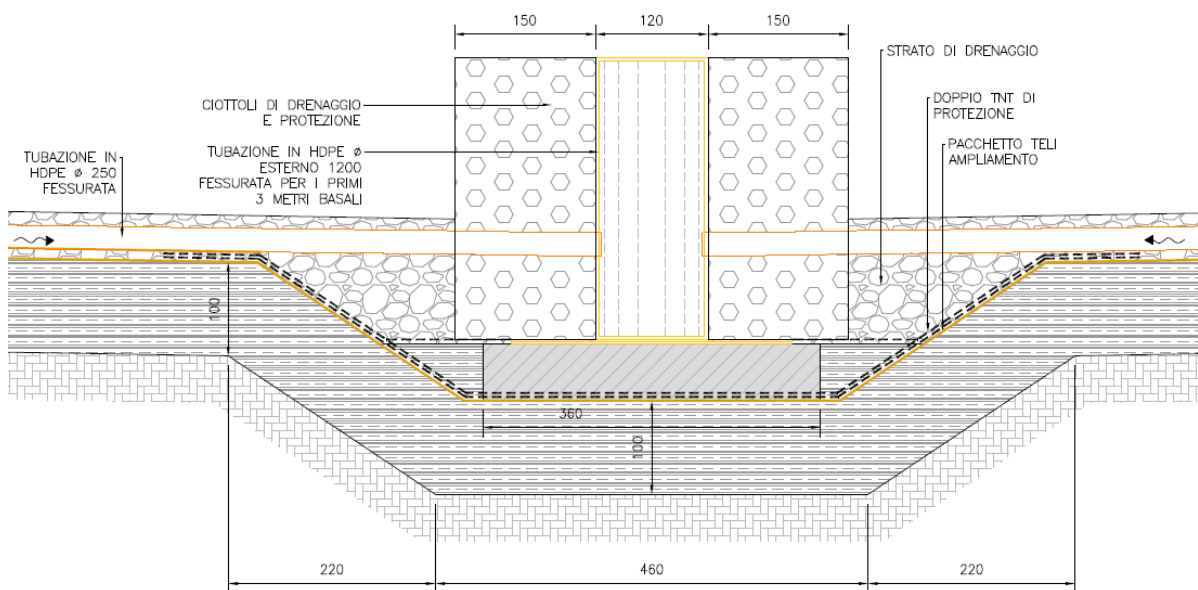


Figura 4.2: Planimetria con individuazione della linea di drenaggio del percolato sul fondo vasca e particolare depressione pozzo e tubazioni di collettamento



#### 4.1 STIMA DELLA PRODUZIONE MEDIA DI PERCOLATO (SU BASE ANNUA)

La stima della produzione di percolato di un giacimento controllato rappresenta un aspetto determinante per il corretto dimensionamento dell'intero sistema di raccolta e la valutazione delle modalità di smaltimento dello stesso. Nel caso specifico tale stima è necessaria per il dimensionamento del sistema di captazione e pompaggio del nuovo pozzo di raccolta e per la quantificazione dei volumi di percolato che dovranno essere smaltiti nel tempo durante la gestione dell'impianto e dopo la fase di recupero finale dello stesso.

Ai fini della stima si è considerato – come da ipotesi di progetto - uno scenario gestionale che prevede un fronte scoperto libero da teli provvisori (che concorre quindi alla produzione di percolato) di dimensioni massime pari a 2.000 m<sup>2</sup>.

La produzione media giornaliera di percolato da parte dei rifiuti, la quale è stata assunta pari all'infiltrazione netta  $I_v$  giorno che mediamente interessa il bacino di conferimento, è stata calcolata a partire dall'infiltrazione netta annua  $I_v$  anno stimata sulla base della seguente equazione di bilancio idrologico:

$$I_v = P_{nv} + RR_v = P_v - ET_v + CR_v * TR_v$$

dove  $I_v$  produzione media annua di percolato (m<sup>3</sup>/anno);  
 $P_{nv}$  precipitazione media netta annua sul bacino di conferimento (m<sup>3</sup>/anno);  
 $RR_v$  volume di acqua mediamente rilasciato dai rifiuti per fenomeni di compressione in un anno (m<sup>3</sup>/anno);  
 $P_v$  precipitazione media lorda annua sul bacino di conferimento (m<sup>3</sup>/anno);  
 $ET_v$  evapotraspirazione annua dal bacino di conferimento (m<sup>3</sup>/anno);  
 $CR_v$  coefficiente di rilascio idrico del rifiuto (m<sup>3</sup>/anno);  
 $TR_v$  tasso medio conferimento rifiuti annuo (m<sup>3</sup>/anno).

Per i valori di precipitazione ed evapotraspirazione annua si veda il paragrafo 2.2.1.. Per il coefficiente di rilascio idrico del rifiuto è stato cautelativamente utilizzato un valore pari al 25%, considerata la natura argillosa del rifiuto. Il tasso di conferimento medio di rifiuti in discarica è stato posto pari a 50.000 m<sup>3</sup>/anno. I risultati del calcolo sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 4.1: Stima di massima della produzione di percolato e valutazione delle volumetrie di stoccaggio

Superficie discarica non coperta	Precipitazione annua	Precipitazione media netta annua	Acqua rilasciata dai rifiuti	Produzione media annua percolato	Produzione media giornaliera percolato	Volume di stoccaggio percolato	Giorni riempimento
S	P	$P_{nv}$	$RR_v$	$I_v$ anno	$I_v$ giorno	Vol_cist	Gior_cist
m <sup>2</sup>	m/anno	m <sup>3</sup> /anno	m <sup>3</sup> /anno	m <sup>3</sup> /anno	m <sup>3</sup> /gg	m <sup>3</sup>	gg
2.000	0,9	1.260	12.500	13.760	37,7	1.100	29

A partire dalla la produzione media giornaliera di percolato stimata per l'intera discarica, comprensiva del lotto in ampliamento (circa 38 m<sup>3</sup>/giorno), si è verificato che la capacità di stoccaggio prevista a progetto (circa 1.100 mc, suddivisi in due vasche) garantisce un tempo di riempimento delle vasche di circa 29 giorni.

## 4.2 STIMA DELLA PRODUZIONE DI PERCOLATO A SEGUITO DI EVENTO METEORICO INTENSO

A partire dalla configurazione di progetto è stata effettuata una stima di massima della produzione di percolato per eventi meteorici intensi, considerando un evento di durata ed intensità eccezionale (evento critico). A tal fine è stata considerata una pioggia di progetto pari a 190 mm in 48 ore, calcolata a partire dalla curva di probabilità pluviometrica per un tempo di ritorno di 10 anni (vedi paragrafo 2.2.2), insistente sul lotto in ampliamento.

Ai fini del calcolo è stato ipotizzato che il tasso di evapotraspirazione ed il coefficiente di rilascio di acqua da parte dei rifiuti durante l'evento meteorici siano nulli.

Dalle ipotesi descritte e dai dati di precipitazione assunti si ottengono, per il lotto considerato, i risultati sintetizzati nella tabella seguente.

Tabella 4.2: Stima di massima della produzione di percolato a seguito di evento critico e valutazione del tempo di svuotamento della vasca

Superficie esposta	Precipitazione evento di 48 h		Infiltrazione netta	Tempo di svuotamento	Portata pompe di estrazione	
S	P	P <sub>v</sub>	I <sub>v</sub>	t	Q	Q
m <sup>2</sup>	mm	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	h	l/sec	m <sup>3</sup> /s
2.000	190	381	381	48	2,2	0,002

All'interno del pozzo di raccolta del percolato è prevista l'installazione di una pompa di tipo sommerso che rilancerà il percolato ad una stazione di raccolta intermedia (vedi Figura 4.1). La pompa dovrà avere una portata (Q<sub>p</sub>) pari almeno 3,0 l/s e prevalenza (H) pari a 35 m, per coprire il salto geodetico tra punto di raccolta e stazione intermedia e le perdite di carico lungo la linea di trasferimento.

Il sistema di estrazione è tale da garantire il ritorno alla condizione di battente minimo già durante il verificarsi dell'evento critico. In ogni caso, anche in caso di perdita di efficienza del sistema di estrazione e anche nel caso in cui il sistema di estrazione non dovesse essere funzionante durante l'evento critico (ad esempio a causa di interventi di manutenzione, di sostituzione delle pompe, ecc.), nelle 48 ore successive all'evento è possibile ristabilire la condizione di tirante minimo.

Si evidenzia che già dopo i primi giorni di conferimento, a causa dell'effetto di laminazione del rifiuto conferito, il verificarsi di un evento meteorico intenso non causa nessun sovraccarico del sistema di estrazione e/o un accumulo di percolato in vasca.