CLIENTE:

ECOSAVONA s.r.l.

gruppo GEOTEA

PROGETTAZIONE E COORDINAMENTO:

STUDIO GEOTECNICO ITALIANO s.r.l.

ingegneria geotecnica – ingegneria ambientale – ingegneria sismica
geologia applicata

Dott. Ing. Stefano Veggi

Iscrizione Albo degli Ingegneri
Provincia di Alessandria-N. 1054
Dott. Ing. STEFANO VEGGI
STUDIO GEOTECNICO ITALIANO

PROGETTO:

COMUNE DI VADO LIGURE (SV)

DISCARICA PER RNP IN LOCALITA' BOSCACCIO

AMPLIAMENTO – IPOTESI 1
PROGETTO DEFINITIVO

TITOLO – Title

RELAZIONE IDRAULICA

GEOLOGIA E IDROGEOLOGIA:

STUDIO PROGEA
Dott. S. AICARDI
via G. Leopardi 35r, 17100 Savona
Tel e Fax 019.825956Q
Studio.Progea@gmail.com

STUDIO CARIERI
Dott. F. CARIERI
Via alla Rocca di Legino 5b, 17100 Savona
Tel 019.801866 Fax: 019.8403931
e-mail: filippo@carieri.com

IMPIANTISTICA BIOGAS:

Enrico Magnano
consulenze tecniche per l'ambiente
Via Rocca Grue, 17 15050 Sarezzano (AL) - Italy
Tel. +39 - 0131 - 88.45.96 Fax. +39 - 0131 - 88.49.21
e-mail: magnano@magnano.it web: www.magnano.it

STUDIO GEOTECNICO ITALIANO

CONTRATTO N. – Contract Nr.

IDENTIFICAZIONE SGI
SGI identification

COMMESSA	CODICE ARCHIVIO	ELABORATO	EMISSIONE
07663	065R05	E01	

REV. Rev.	DESCRIZIONE Description	REDAZIONE Edited	VERIFICA Checked	AUTORIZZAZIONE Authorized	DATA Date
01	EMISSIONE	TER	TER	VEG	15.06.2011

NOME FILE – File name

07663–065R05E01

E' VIETATA LA RIPRODUZIONE DI QUESTO DOCUMENTO SENZA PREVENTIVA AUTORIZZAZIONE SCRITTA SGI–Reproduction of this document is forbidden without prior written permission by SGI

INDICE

1. Introduzione 1

2. Definizioni 2
2.1 Acque bianche esterne (meteoriche) 2
2.2 Acque bianche interne (meteoriche) 2
2.3 Acque di prima pioggia (meteoriche) 3
2.4 Acque di percolato 3

3. Regimazione delle acque meteoriche 4
3.1 Metodologia di dimensionamento della rete di drenaggio superficiale 4
3.1.1 Metodologia di calcolo della portata critica con il metodo del CIMA 4
3.1.2 Metodologia di calcolo della portata critica con il metodo cinematico 6
3.1.3 Metodologia di calcolo della portata di esercizio 7
3.2 Dati di progetto 8
3.3 Descrizione delle opere 9
3.3.1 Canale di gronda e canale di recapito 9
3.3.2 Regimazione delle acque meteoriche in fase di coltivazione 9
3.3.3 Regimazione delle acque meteoriche definitiva 10
3.4 Dimensionamento 11
3.4.1 Canale di gronda 12
3.4.2 Canale di recapito 12
3.4.3 Canalizzazioni in fase di coltivazione 12
3.4.4 Canalizzazioni sulla copertura definitiva 16
3.5 Materiali impiegati 18
3.5.1 Fossi in terra 18
3.5.2 Canalizzazioni in cls 18
3.5.3 Tubazioni in acciaio 19
3.5.4 Tubazioni in PVC 19

4. Verifica dei recettori superficiali 20
4.1 Opere di mitigazione dell'erosione 20

5. Regimazione delle acque di prima pioggia 22

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

5.1 Dimensionamento delle vasche 22
5.2 Dimensionamento della rete di drenaggio 23
6. Percolato 24
6.1 Calcolo della produzione di percolato 24
6.1.1 Il bilancio idrologico della discarica 24
6.1.2 Stima della produzione di percolato 27
6.2 Sistema di drenaggio, allontanamento e stoccaggio 29
6.2.1 Descrizione 29
6.2.2 Dimensionamenti 30

Tabelle contenute nel testo

Tabella 3.1: Determinazione del contributo unitario per aree pari a 2 km^2 ($U_{S=2}$) in funzione del tipo di bacino e della posizione geografica 5
Tabella 3.2: Determinazione del tipo di bacino 5
Tabella 3.3: Determinazione del fattore di frequenza delle portate 5
Tabella 3.4: Determinazione della portata critica per il canale di gronda 12
Tabella 3.5: Determinazione della portata di esercizio per il canale di gronda 12
Tabella 3.6: Determinazione della portata critica delle canalette intermedie – Lotto 1 14
Tabella 3.7: Determinazione della portata di esercizio delle canalette intermedie – Lotto 1 14
Tabella 3.8: Determinazione della portata critica delle canalette intermedie – Lotto 2 15
Tabella 3.9: Determinazione della portata di esercizio delle canalette intermedie – Lotto 2 15
Tabella 3.10: Determinazione della portata critica delle canalette intermedie – Lotto 3 16
Tabella 3.11: Determinazione della portata di esercizio delle canalette intermedie – Lotto 3 16
Tabella 3.12: Determinazione della portata critica delle canalette sulla copertura definitiva 17
Tabella 3.13: Determinazione della portata di esercizio delle canalette sulla copertura definitiva 17
Tabella 3.14: Determinazione della portata critica del canale perimetrale definitivo 17

Tabella 3.15: Determinazione della portata di esercizio del canale perimetrale definitivo 18
Tabella 5.1: Determinazione del volume delle vasche di prima pioggia 23
Tabella 5.2: Determinazione della portata critica per la rete delle acque di prima pioggia 23
Tabella 5.3: Determinazione della portata di esercizio per la rete delle acque di prima pioggia 23
Tabella 6.1: Determinazione della produzione di percolato per unità di superficie nell'ampliamento per le superfici sprovviste di copertura provvisoria (aree in coltivazione) 28
Tabella 6.2: Determinazione della produzione di percolato per unità di superficie nell'ampliamento per le superfici dotate di copertura provvisoria 28
Tabella 6.3: Determinazione della produzione di percolato annua 29
Tabella 6.4: Determinazione della portata critica per le tubazioni di drenaggio del percolato 30
Tabella 6.5: Determinazione della portata di esercizio per le tubazioni di drenaggio del percolato 31
Tabella 6.6: Determinazione della portata critica per il collettore del percolato 31
Tabella 6.7: Determinazione della portata di esercizio per il collettore del percolato 31
Tabella 6.8: Dimensionamento delle vasche di stoccaggio del percolato 32

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

1. INTRODUZIONE

Nel presente elaborato vengono dettagliati i temi relativi ai sistemi di regimazione delle acque meteoriche, delle acque di prima pioggia e dei sistemi di captazione, allontanamento e stoccaggio del percolato.

In particolare vengono specificati i dimensionamenti e i metodi di calcolo adottati per la verifica idraulica delle sezioni, per la determinazione della produzione di percolato e delle volumetrie di stoccaggio.

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

2. DEFINIZIONI

La progettazione definitiva dell'ampliamento è stata effettuata cercando di minimizzare l'interazione con la rete idrica superficiale e sub- superficiale sia in fase di coltivazione che in fase di post- gestione della discarica stessa.
Sotto il profilo idrologico superficiale, è possibile individuare quattro tipologie di acque che interessano l'area della discarica e dell'ampliamento in oggetto, definite in base alla tipologia di aree su cui ricadono le acque meteoriche.

2.1 Acque bianche esterne (meteoriche)

Vengono definite acque bianche esterne quelle raccolte dal sistema di convogliamento acque meteoriche (canali di gronda esterna) provenienti dallo scolo di aree non direttamente interessate dal transito e dallo stoccaggio dei rifiuti (aree circostanti il sito). L'estensione della discarica all'esterno dei limiti attualmente autorizzati renderà necessario lo spostamento e l'adeguamento del canale di gronda.
Tali acque. non entrando in contatto con le aree di discarica potranno essere recapitate direttamente presso il recettore finale.

2.2 Acque bianche interne (meteoriche)

Vengono definite acque bianche interne quelle raccolte dal sistema di convogliamento acque meteoriche provenienti dallo scolo di aree d'impianto esterne alle aree coltivate o coltivabili, nonché le acque che interessano le parti delle vasche impermeabilizzate ma non ancora contenenti rifiuti, opportunamente separate dalle zone di abbancamento dei rifiuti.

Le acque bianche interne sono anche quelle che cadono sul corpo della discarica una volta posizionata la copertura definitiva. Esse verranno raccolte da un sistema di canalizzazioni superficiali e da un sistema di drenaggio corticale posto all'interno del pacchetto di copertura definitiva aventi lo scopo di convogliare le precipitazioni ai recapiti superficiali.

La geometria della discarica è stata studiata in modo tale da garantire il deflusso delle acque meteoriche verso il sistema di raccolta anche nel lungo periodo e qualora vi siano cedimenti differenziali nel corpo rifiuti.

2.3 Acque di prima pioggia (meteoriche)

Vengono definite acque di prima pioggia le acque meteoriche ricadenti sulle superfici scolanti all'interno dell'area di discarica.
Nel caso specifico sono costituite dalle acque che ricadono sul piazzale di servizio posto al piede della discarica (e quindi non interessato dal presente progetto) e sulla pista interna di accesso alla coltivazione.

2.4 Acque di percolato

Per percolato si intende il complesso dei prodotti liquidi della decomposizione della sostanza organica ad opera dei batteri e dell'estrazione, per azione solvente dell'acqua (meteorica o già contenuta nei rifiuti), dei contaminanti solubili.

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

3. REGIMAZIONE DELLE ACQUE METEORICHE

3.1 Metodologia di dimensionamento della rete di drenaggio superficiale

Il dimensionamento della rete di drenaggio è stato effettuato raffrontando la portata d'acqua generata dalle precipitazioni su una determinata superficie (portata critica) e quella che la relativa canalizzazione è in grado di allontanare (portata di esercizio).

La determinazione della portata critica si basa normalmente sullo studio idrologico della zona. Nel seguito vengono proposte due metodologie di calcolo basate entrambe sui dati forniti dal Piano di Bacino del Torrente Segno.

La prima utilizza direttamente la relazione proposta per la determinazione della portata di piena dei bacini con estensione inferiore a 2 km^2, mentre la seconda utilizza come base l'intensità, la durata e la frequenza delle precipitazioni di breve durata e forte intensità (eventi critici).

La differenza tra le due metodologie proposte sta nel modello di trasformazione afflussi – deflussi. Nel primo caso la trasformazione viene effettuata sulla base di un modello a scala regionale, nel secondo invece sulla base delle caratteristiche locali di permeabilità dei suoli e dei sistemi di impermeabilizzazione e copertura.

Per il dimensionamento delle canalizzazioni sarà quindi utilizzata la massima tra le portate critiche ottenute con le due metodologie suddette.

3.1.1 Metodologia di calcolo della portata critica con il metodo del CIMA

La portata di massima piena al colmo è desunta applicando il metodo indicato nella Relazione di Piano di Bacino stralcio del torrente Segno approvata con Delibera della Giunta della Provincia di Savona n. 47 del 25.11.2003. Tale metodo è stato individuato nello studio redatto dall'Università di Genova – CIMA (1999) "Caratterizzazione delle precipitazioni intense e delle portate di piena per i bacini liguri" per i bacini idrografici con estensione inferiore a 2 km^2.

In questo caso il valore di portata è individuato dalla relazione:

$$Q(T) = K_T \cdot S \cdot U_{S=2} \qquad (1.)$$

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

dove:

S = la superficie drenata,

$U_{S=2}$ = contributo unitario per area pari a 2 km^2,

K_T = fattore di frequenza delle portate.

Il coefficiente $U_{S=2}$ è fornito in funzione del tipo di bacino e della sua posizione geografica (longitudine media del bacino) ed è determinabile dalla seguente Tabella 3.1:

LONGITUDINE		BACINO TIPO			
GRADI	PRIMI	A	B	C	D
8	20	8.85	7.39	5.66	4.97
8	22.5	8.96	7.48	5.73	5.03
8	25	9.07	7.57	5.79	5.09
8	27.5	9.17	7.66	5.86	5.15

Tabella 3.1: Determinazione del contributo unitario per aree pari a 2 km^2 ($U_{S=2}$) in funzione del tipo di bacino e della posizione geografica

La tipologia del bacino è rappresentativa della capacità del suolo di assorbire parte della precipitazione e le possibili classi sono così definite:

TIPO BACINO	DESCRIZIONE
A	Bacini di tipo residenziale, industriale o commerciale caratterizzati da un elevato grado di urbanizzazione. Estensione delle aree impermeabili superiore al 60%.
B	Bacini caratterizzati da un medio grado di urbanizzazione. Estensione delle aree impermeabili compresa fra 30% e 60%.
C	Bacini caratterizzati da un basso grado di urbanizzazione. Estensione delle aree impermeabili compresa fra 5% e 30%.
D	Bacini caratterizzati da estesa copertura arborea. Estensione delle aree impermeabili inferiore al 5%.

Tabella 3.2: Determinazione del tipo di bacino

Il fattore di frequenza delle portate K_T è tabellato in funzione del tempo di ritorno T ed è ricavabile dalla seguente Tabella 3.3:

T [anni]	5	10	25	50	100	200	500
K_T	1.29	1.79	2.82	3.47	4.25	5.02	6.04

Tabella 3.3: Determinazione del fattore di frequenza delle portate

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

3.1.2 Metodologia di calcolo della portata critica con il metodo cinematico

Per la valutazione dell'evento critico necessario per dimensionare la rete di drenaggio, si può fare riferimento all'antica formula razionale, secondo la quale la portata al colmo risulta pari a:

$$Q_c = S \cdot u = S \cdot 2{,}78 \cdot \phi \cdot \varepsilon \cdot i(\theta_c, T) \qquad (2.)$$

in cui:

Q_c	=	portata critica	[l/s]
S	=	area della superficie sottesa	[ha]
u	=	coefficiente udometrico, pari alla portata per unità di superficie	[l/s/ha]
ϕ	=	coefficiente di afflusso (≤ 1)	[-]
ε	=	coefficiente di laminazione dipendente al metodo di trasformazione afflussi deflussi scelto (≤ 1)	[-]
i	=	intensità media della precipitazione	[mm/h]
θ_c	=	durata critica	[ore]
T	=	tempo di ritorno	[anni]

L'intensità media della precipitazione viene determinata sulla base delle linee segnalatrici di possibilità pluviometrica (LSPP) ricavate da dati sperimentali sito-specifici ed ha espressione:

$$i(d;T) = a(T) \cdot d^{n(T)} \qquad (3.)$$

dove d rappresenta la durata dell'evento considerato che, in particolare, è quello avente durata pari alla durata critica.

Le LSPP sono state ricavate da dati su scala regionale[1] nella già citata Relazione di Piano di Bacino stralcio del torrente Segno.

Nel caso specifico si è scelto di utilizzare il metodo cinematico per la determinazione della durata critica:

$$\theta_c = T_e + \frac{T_r}{1{,}5} \qquad (4.)$$

[1] Si tratta dei dati di 125 stazioni distribuite sull'intero territorio ligure e in parte della provincia di Parma

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

dove T_e è il tempo di ingresso nella rete che, non potendo essere stimato sulla base di misurazioni reali o dati diretti, è stato ipotizzato pari a 10 minuti facendo riferimento ai valori riportati in letteratura per zone pavimentate con piccole pendenze e caditoie poco frequenti, e T_r è il tempo di corrivazione valutato con il metodo cinematico. In sostanza, fissata la geometria del condotto, esso è il tempo impiegato dalla portata a percorrere tutta la lunghezza del condotto stesso in condizioni di massimo riempimento e cioè:

$$T_r = \frac{L}{V_r} \tag{5.}$$

dove L è la lunghezza del condotto e V_r è la velocità a massimo riempimento secondo la formula di Chezy:

$$V_r = \chi \cdot \sqrt{R \cdot j} \tag{6.}$$

dove:

R = raggio idraulico (=A/C) [m]

A = area bagnata [m^2]

C = perimetro bagnato [m]

j = pendenza [-]

χ = coefficiente di Chezy, che, secondo la formula di Gaukler- Strickler è pari a

$$\chi = k_s \cdot R^{1/6} \tag{7.}$$

con k_s coefficiente di scabrezza.

3.1.3 Metodologia di calcolo della portata di esercizio

Per il dimensionamento idraulico delle canalizzazioni si fa riferimento alla sezione di valle per ciascuno dei rami previsti e si è applicata la formula di Chezy secondo la quale la portata di esercizio Q_d è pari a:

$$Q_d = A \cdot \chi \sqrt{R \cdot i} \tag{8.}$$

dove:

Q_d = portata d'esercizio [m^3/s]

A = sezione utile di passaggio [m^2]

C = contorno bagnato [m]

R = raggio idraulico (=A/C) [m]

i = pendenza [%]

χ = coefficiente di resistenza [$m^{1/3}/s$]

Il coefficiente χ è ricavato dalla seguente espressione (Gaukler- Strickler):

$$\chi = \frac{1}{n} \cdot R^{1/6} \qquad (9.)$$

dove:

n = coefficiente di scabrezza

R = raggio idraulico (=A/C) [m]

3.2 Dati di progetto

Il dimensionamento è stato effettuato in conformità al D.Lgs. 36/03 (Allegato 1. punto 2.3) ossia ipotizzando un tempo di ritorno di 10 anni.

- Nel metodo del CIMA, per T = 10 anni il coefficiente K_T assume il valore di 1.79 mentre il coefficiente $U_{s=2}$ è stato posto pari 9.07 assumendo che la maggior parte delle aree drenate sia impermeabilizzata. Sulla base di tali ipotesi l'equazione (1.) assume la seguente espressione:

$$Q_T = 16.2353\ S$$

- Nel metodo cinematico le linee segnalatrici di possibilità pluviometrica (si veda l'equazione 3.) assumono la seguente espressione:

$$h = 58.80 \cdot t^{0.39} \text{ per T = 10 anni}$$

$$h = 108.98 \cdot t^{0.39} \text{ per T = 200 anni}$$

  Ai fini di una maggiore cautela, le tubazioni vengono dimensionate sulla base di un tempo di ritorno della pioggia critica pari a 200 anni.
  Il tempo di ingresso nella rete T_e è stato considerato pari a 10 minuti.

Le canalette saranno realizzate tramite fossi in terra a cui è stato attribuito un coefficiente di scabrezza n pari a 35 $m^{1/3}/s$ e tramite canalizzazioni in calcestruzzo

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

(prefabbricate e/o gettate in opera) a cui è stato attribuito un coefficiente di scabrezza n pari a 50 $m^{1/3}/s$.
Con l'esclusione delle aree a monte del canale di gronda, l'area della superficie sottesa da ciascuna canaletta è considerata impermeabile.

3.3 Descrizione delle opere

Il progetto di regimazione delle acque meteoriche superficiali prevede il loro convogliamento mediante fossi in terra e canalizzazioni in calcestruzzo la cui ubicazione planimetrica è riportata nelle planimetrie di progetto 07663-065D15aE01 e 07663-065D15bE01.

3.3.1 Canale di gronda e canale di recapito

Il **canale di gronda** è la canalizzazione più esterna adibita alla raccolta delle acque scolanti le superfici a monte della discarica.
Il **canale di recapito** è invece una canalizzazione il cui scopo è quello di convogliare le acque raccolte in destra orografica verso il reticolo superficiale in sinistra orografica (Rio Mulini) che, tra l'altro, è il recettore naturale dell'area di discarica.
Sia il canale di gronda sia il canale di recapito saranno realizzati preliminarmente alle opere di ampliamento.

3.3.2 Regimazione delle acque meteoriche in fase di coltivazione

La riprofilatura del versante ai fini della realizzazione delle impermeabilizzazioni di parete e della pista di coronamento dell'ampliamento verrà effettuata per fasi successive.
La raccolta delle acque ricadenti tra il canale di gronda e le superfici impermeabilizzate sarà effettuata attraverso la berma di riprofilatura posta più a monte. opportunamente sagomata per ottenere una canale di forma triangolare (**canalette intermedie**) che recapiterà nel **canale perimetrale provvisorio,** realizzato lungo la pista di coronamento.
Il canale perimetrale provvisorio in sinistra orografica riversa direttamente alla vasca di calma, mentre in destra lo fa attraverso al canale di recapito.

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

Per quel che riguarda le aree interne ai lotti di impermeabilizzazione in coltivazione, la regimazione delle acque provenienti da aree non interessate dalla presenza dei rifiuti sarà effettuata attraverso idonee canalizzazioni provvisorie disposte in modo tale da poter avviare le acque bianche raccolte ai recettori superficiali attraverso il canale perimetrale provvisorio. La suddivisione tra aree in coltivazione e non, potrà essere effettuata attraverso idonei arginelli in materiale a bassa permeabilità.
La regimazione delle acque avverrà per gravità; tuttavia per situazioni particolari si potrà ricorrere all'utilizzo di pompe di cantiere.

3.3.3 Regimazione delle acque meteoriche definitiva

La regimazione definitiva delle acque meteoriche riguarda:

- le acque ricadenti sulla copertura definitiva;
- le acque di infiltrazione nello strato vegetale di copertura.

3.3.3.1 Drenaggio superficiale

Il sistema di regimazione da posizionare sulla copertura definitiva è stato dimensionato ipotizzando di utilizzare un sistema di fossi in terra. In particolare è prevista la realizzazione di **fossi in terra a sezione trapezia** lungo le berme e lungo la pista interna di accesso alla coltivazione a monte della gabbionata di contenimento laterale della copertura.
I fossi in terra recapiteranno nel **canale perimetrale definitivo** disposto lungo tutta la pista di coronamento che raccoglierà anche le acque ricadenti a valle del canale di gronda. Il canale perimetrale definitivo andrà a sostituire la corrispondente canalizzazione provvisoria che sarà coperta dal capping finale.

3.3.3.2 Drenaggio corticale

Oltre alla raccolta delle acque di ruscellamento è prevista l'intercezione delle acque meteoriche che si infiltrano nel terreno vegetale di copertura attraverso lo strato di drenaggio sottostante.
Tale strato di drenaggio sarà dotato. lungo le berme e lungo la pista di accesso. di tubazioni di captazione delle acque di infiltrazione che recapiteranno le acque

raccolte nel sistema di regimazione delle acque superficiali precedentemente descritto.

3.4 Dimensionamento

Per ciascuno dei sistemi di regimazione precedentemente descritti saranno proposte due tabelle:

- La prima relativa alla determinazione della **portata critica** con il metodo del CIMA (Q'c) e con il metodo cinematico (Q"c), descritti al paragrafo 3.1. La tabella riporta inoltre il massimo valore tra i due ottenuti (Qc), in seguito utilizzato per il dimensionamento, ed i seguenti parametri
  - la superficie del bacino drenata dalla canalizzazione considerata (S)
  - la superficie del bacino drenata dalla canalizzazione considerata e da quelle a monte (S_t)

  } caratterizzanti il bacino

  - la durata dell'evento critico (θ_c) e
  - la relativa intensità di pioggia (i) determinata sulla base delle linee segnalatrici di possibilità pluviometrica individuate al paragrafo 3.2
  - il coefficiente di afflusso (ψ).

  } caratterizzanti la pioggia critica (validi per il solo metodo cinematico)
- La seconda con il valore della **portata di esercizio** (Qe) relativa alla canalizzazione considerata ed i relativi parametri geometrici:
  - le dimensioni della canaletta,
  - la pendenza del tratto in esame (pend),
  - la lunghezza (L),
  - la scabrezza (n),
  - la sezione ed il raggio idraulico (A e R),
  - il battente idraulico massimo (h).

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

Ciascuna canalizzazione è identificata dalla sezione di monte e dalla sezione di chiusura la cui ubicazione è riportata nelle tavole di progetto 07663-065D15aE01 e 07663-065D15bE01.

Si sottolinea che, con la sola eccezione dei calcoli relativi al canale di gronda, la portata critica con il metodo cinematico è sempre risultata maggiore di quella ottenuta con il metodo del CIMA.

3.4.1 Canale di gronda

Il canale di gronda drena le acque di versante tra la sommità del versante del Monte Mao e la discarica.
Il canale è stato diviso in due tratti a seconda che le acque siano recapitate in sinistra (SX) o destra (DX) orografica.

TRATTO	θ_c [h]	i [mm/h]	ψ [-]	S [ha]	ST [ha]	Q'c [m^3/s]	Q"c [m^3/s]	Qc [m^3/s]
SX	0.17	175.41	0.4	48 100	48 100	0.78	0.94	0.94
DX	0.17	175.41	0.4	67 300	67 300	1.09	1.31	1.31

Tabella 3.4: Determinazione della portata critica per il canale di gronda

TRATTO	b [m]	B [m]	H [m]	pend	L [m]	n [$s/m^{1/3}$]	h [m]	A [m^2]	R [m]	Qe [m^3/s]
SX	0.50	1.50	0.50	18.6%	515	0.03	0.270	0.208	0.164	0.94
DX	0.50	1.50	0.50	8.7%	470	0.03	0.393	0.351	0.218	1.31

Tabella 3.5: Determinazione della portata di esercizio per il canale di gronda

3.4.2 Canale di recapito

Il canale di recapito, poiché riceverà sia le acque in fase di coltivazione che quelle sulla copertura definitiva, sarà verificato contestualmente alle due fasi appena citate.

3.4.3 Canalizzazioni in fase di coltivazione

In fase di coltivazione il drenaggio delle acque ricadenti al di sotto del canale di gronda è affidato alle canalette intermedie ed al canale perimetrale provvisorio.

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

Le canalizzazioni intermedie sono dei canali triangolari che sfruttano tutta la larghezza della berma di riprofilatura e sono ottenute dando alla berma stessa una pendenza trasversale verso monte, mentre il canale perimetrale provvisorio è una canaletta trapezia che corre lungo la pista di coronamento.
La coltivazione della discarica è stata suddivisa in 4 lotti principali ciascuno corrispondente al raggiungimento della massima quota delle berme di riprofilatura con l'abbancamento dei rifiuti.
Durante l'abbancamento, la berma di riprofilatura è adibita alla raccolta delle acque ricadenti tra il canale di gronda e la berma stessa. Una volta raggiunta dai rifiuti, la berma viene adibita al drenaggio del percolato e la raccolta delle acque meteoriche di versante "trasferita" sulla berma più a monte.
Per ciascun lotto è stato infine considerato il contributo delle superfici del fronte di valle dell'ampliamento in attesa o già dotate della copertura definitiva.
Per la suddivisione in lotti dell'ampliamento si veda la relativa tavola (rif. SGI: 07663-065D18E01).
L'effettiva realizzazione delle opere relativa a ciascun lotto potrà essere effettuata per sub-lotti in fasi successive in ragione dell'andamento della coltivazione. La regimazione delle acque meteoriche seguirà in ogni caso i criteri precedentemente descritti.

Si riporta qui di seguito la verifica della canaletta intermedia, del canale perimetrale provvisorio e del canale di recapito per ciascun dei lotti suddetti, tenendo conto anche del contributo del canale di gronda

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

Lotto 1

TRATTO	θ_c [h]	i [mm/h]	ψ [-]	S [ha]	ST [ha]	Q'c [m³/s]	Q"c [m³/s]	Qc [m³/s]
C – D	0.193	160.49	0.40	1.487	1.487	0.241	0.265	0.265
D –19	0.194	159.72	0.51	0.071	2.150	0.349	0.487	0.487
19 – 21	0.195	159.21	0.51	0.000	2.150	0.349	0.485	0.485
21 – 3(*)	0.195	295.12	0.43	0.118	7.077	1.149	2.516	2.516
C – E	0.195	159.26	0.40	3.306	3.306	0.537	0.585	0.585
E - 8	0.197	158.31	0.40	0.038	3.343	0.543	0.589	0.589
8 - 7	0.197	158.24	0.40	0.000	10.073	1.635	1.772	1.772
7 - 20	0.198	157.90	0.42	0.461	10.534	1.710	1.930	1.930
20 - 4(*)	0.200	156.97	0.42	0.000	10.534	1.710	1.919	1.919
4 - 17(*)	0.206	154.31	0.44	0.000	11.268	1.829	2.138	2.138
17 – 3(*)	0.206	285.68	0.44	0.000	11.268	1.829	3.959	3.959

Tabella 3.6: Determinazione della portata critica delle canalette intermedie – Lotto 1

TRATTO	b [m]	B [m]	H [m]	PEND	L [m]	N [s/m$^{1/3}$]	H [m]	A [m²]	R [m]	QE [m³/s]
C – D		6.44	0.63	3.00%	255	0.03	0.236	0.284	0.061	0.267
D –19	0.50	1.50	0.50	20%	71	0.03	0.184	0.126	0.123	0.488
19 – 21	0.72	0.72	0.71	8%	6	0.01	0.139	0.100	0.100	0.489
21 – 3(*)	0.00	1.00	0.00	7%	44	0.01	0.429	0.322	0.225	2.524
C – E		6.44	0.63	3.00%	279	0.03	0.317	0.513	0.082	0.586
E - 8	0.50	1.50	0.50	3%	35	0.03	0.342	0.288	0.196	0.590
8 - 7	0.72	0.72	0.71	10%	10	0.01	0.319	0.230	0.169	1.777
7 - 20	0.70	2.10	0.70	6%	51	0.01	0.297	0.296	0.192	1.933
20 - 4(*)	0.00	1.00	0.00	3%	57	0.01	0.467	0.360	0.239	1.920
4 - 17(*)	0.00	1.00	0.00	3%	226	0.01	0.498	0.391	0.249	2.145
17 – 3(*)	0.00	1.00	0.00	10%	20	0.01	0.502	0.395	0.251	3.969

(*) Si tratta di una tubazione di cui 'B' è il diametro interno

Tabella 3.7: Determinazione della portata di esercizio delle canalette intermedie – Lotto 1

Lotto 2

TRATTO	θ_c [h]	i [mm/h]	ψ [-]	S [ha]	ST [ha]	Q'c [m³/s]	Q"c [m³/s]	Qc [m³/s]
F – G	0.188	163.04	0.40	1.001	1.001	0.162	0.181	0.181
G – 19	0.197	158.64	0.77	0.168	2.416	0.392	0.823	0.823
19 – 21	0.195	159.21	0.68	0.000	3.249	0.527	0.973	0.973
21-3(*)	0.197	293.13	0.51	0.118	8.176	1.327	3.398	3.398
F – H	0.190	161.81	0.40	1.609	1.609	0.261	0.289	0.289
H - 8	0.197	158.30	0.50	1.208	2.960	0.481	0.653	0.653
8 - 7	0.197	158.23	0.43	0.000	9.690	1.573	1.837	1.837
7 - 20	0.198	157.89	0.45	0.461	10.151	1.648	1.995	1.995
20 - 4(*)	0.200	156.97	0.45	0.000	10.151	1.648	1.983	1.983
4 - 17(*)	0.206	154.31	0.47	0.000	10.884	1.767	2.202	2.202
17 – 3(*)	0.206	285.67	0.47	0.000	10.884	1.767	4.076	4.076

Tabella 3.8: Determinazione della portata critica delle canalette intermedie – Lotto 2

TRATTO	b [m]	B [m]	H [m]	PEND	L [m]	N [s/m$^{1/3}$]	H [m]	A [m²]	R [m]	QE [m³/s]
F – G		6.44	0.63	3.00%	207	0.03	0.205	0.215	0.053	0.183
G – 19	0.50	1.50	0.50	19%	169	0.03	0.250	0.188	0.155	0.827
19 – 21	0.72	0.72	0.71	8%	6	0.01	0.224	0.161	0.138	0.975
21 – 3(*)	0.00	1.00	0.00	7%	44	0.01	0.509	0.402	0.253	3.400
F – H		6.44	0.63	3.00%	230	0.03	0.244	0.304	0.063	0.292
H - 8	0.50	1.50	0.50	8%	207	0.03	0.279	0.217	0.169	0.657
8 - 7	0.72	0.72	0.71	10%	10	0.01	0.327	0.235	0.171	1.838
7 - 20	0.70	2.10	0.70	6%	51	0.01	0.303	0.304	0.195	2.004
20 - 4(*)	0.00	1.00	0.00	3%	57	0.01	0.476	0.369	0.242	1.985
4 - 17(*)	0.00	1.00	0.00	3%	226	0.01	0.506	0.399	0.252	2.203
17 – 3(*)	0.00	1.00	0.00	10%	20	0.01	0.510	0.403	0.253	4.077

(*) Si tratta di una tubazione di cui 'B' è il diametro interno

Tabella 3.9: Determinazione della portata di esercizio delle canalette intermedie – Lotto 2

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

Lotto 3

In questa fase il drenaggio delle acque ricadenti al di sotto del canale di gronda è interamente affidato al canale perimetrale provvisorio.

TRATTO	θ_c [h]	i [mm/h]	ψ [-]	S [ha]	ST [ha]	Q'c [m³/s]	Q"c [m³/s]	Qc [m³/s]
I – 19	0.197	158.64	0.73	0.769	4.610	0.748	1.491	1.491
19 – 21	0.195	159.21	0.73	0.000	4.610	0.748	1.496	1.496
21-3(*)	0.197	293.13	0.56	0.000	9.420	1.529	4.323	4.323
I – 8	0.197	158.30	0.54	2.544	3.881	0.630	0.918	0.918
8 - 7	0.197	158.23	0.45	0.000	10.611	1.723	2.102	2.102
7 - 20	0.198	157.89	0.46	0.461	11.071	1.797	2.260	2.260
20 - 4(*)	0.200	156.97	0.46	0.000	11.071	1.797	2.246	2.246
4 - 17(*)	0.206	154.31	0.49	0.000	11.805	1.917	2.460	2.460
17 – 3(*)	0.206	285.67	0.49	0.000	11.805	1.917	4.554	4.554

Tabella 3.10: Determinazione della portata critica delle canalette intermedie – Lotto 3

TRATTO	b [m]	B [m]	H [m]	PEND	L [m]	N [s/m$^{1/3}$]	H [m]	A [m²]	R [m]	QE [m³/s]
I – 19	0.50	1.50	0.50	19%	169	0.03	0.343	0.289	0.197	1.492
19 – 21	0.72	0.72	0.71	8%	6	0.01	0.306	0.220	0.165	1.502
21-3(*)	0.00	1.00	0.00	7%	44	0.01	0.591	0.483	0.276	4.330
I – 8	0.50	1.50	0.50	8%	207	0.03	0.334	0.279	0.193	0.920
8 - 7	0.72	0.72	0.71	10%	10	0.01	0.362	0.261	0.180	2.106
7 - 20	0.70	2.10	0.70	6%	51	0.01	0.324	0.332	0.205	2.262
20 - 4(*)	0.00	1.00	0.00	3%	57	0.01	0.512	0.405	0.254	2.248
4 - 17(*)	0.00	1.00	0.00	3%	226	0.01	0.541	0.434	0.262	2.463
17 – 3(*)	0.00	1.00	0.00	10%	20	0.01	0.546	0.439	0.264	4.564

(*) Si tratta di una tubazione di cui 'B' è il diametro interno

Tabella 3.11: Determinazione della portata di esercizio delle canalette intermedie – Lotto 3

3.4.4 Canalizzazioni sulla copertura definitiva

3.4.4.1 Canalizzazioni trapezie sulla copertura

Le canalizzazioni sulla copertura definitiva sono di due tipi:

- i "Fossi A" sono i fossi in terra realizzati lungo le berme al piede delle scarpate aventi sezione a trapezio isoscele;
- i "Fossi B" sono i fossi in terra realizzati a tergo delle gabbionate di contenimento della strada di accesso alla sommità aventi sezione a trapezio rettangolo di cui il lato retto è rappresentato da un tratto di paramento di monte del gabbione;

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

TRATTO	TIPO	θ_c [h]	i [mm/h]	ψ [-]	S [ha]	ST [ha]	Q'c [m³/s]	Q"c [m³/s]	Qc [m³/s]
02 - 01	A1	0.201	156.47	0.80	0.591	0.591	0.096	0.206	0.206
06 - 05	B	0.194	159.94	0.80	0.734	0.734	0.119	0.261	0.261
05 - 04	cls	0.195	159.54	0.80	0.000	0.734	0.119	0.260	0.260
10 - 09	A2	0.188	162.82	0.80	0.752	0.752	0.122	0.272	0.272
12 - 11	B	0.222	147.28	0.80	1.485	1.657	0.269	0.543	0.543
14 - 13	A1	0.182	166.25	0.80	0.585	0.585	0.095	0.216	0.216
16 - 15	B	0.182	166.29	0.80	1.594	1.594	0.259	0.589	0.589

Tabella 3.12: Determinazione della portata critica delle canalette sulla copertura definitiva

TRATTO	TIPO	b [m]	B [m]	H [m]	Pend	L [m]	n [s/m$^{1/3}$]	h [m]	A [m²]	R [m]	Qe [m³/s]
02 - 01	A1	0.40	1.20	0.40	1%	311	0.029	0.288	0.198	0.163	0.207
06 - 05	B	0.50	1.00	0.50	5%	315	0.029	0.286	0.112	0.163	0.262
05 - 04	cls	0.49	0.49	0.55	1%	14	0.013	0.263	0.129	0.127	0.260
10 - 09	A2	0.40	1.20	0.40	3%	339	0.029	0.250	0.163	0.147	0.274
12 - 11	B	0.50	1.00	0.50	5%	603	0.029	0.440	0.207	0.195	0.544
14 - 13	A1	0.40	1.20	0.40	3%	240	0.029	0.221	0.137	0.134	0.218
16 - 15	B	0.50	1.70	0.60	3%	310	0.029	0.342	0.288	0.196	0.590

Tabella 3.13: Determinazione della portata di esercizio delle canalette sulla copertura definitiva

3.4.4.2 Canale perimetrale definitivo

TRATTO	θ_c [h]	i [mm/h]	ψ [-]	S [ha]	ST [ha]	Q'c [m³/s]	Q"c [m³/s]	Qc [m³/s]
18 - 15	0.169	173.64	0.80	0.689	0.689	0.112	0.266	0.266
15 - 11	0.186	164.19	0.80	0.102	2.384	0.387	0.871	0.871
11 - 1	0.224	146.48	0.80	0.159	4.201	0.682	1.369	1.369
1 - 19	0.225	146.15	0.80	0.000	4.792	0.778	1.558	1.558
19 – 21	0.225	146.11	0.80	0.000	4.792	0.778	1.557	1.557
29 - 3	0.226	270.07	0.80	0.118	9.719	1.578	5.838	5.838
18 - 13	0.170	173.38	0.80	0.172	0.172	0.028	0.066	0.066
13 - 9	0.187	163.30	0.80	2.085	2.671	0.434	0.970	0.970
9 - 8	0.193	160.64	0.80	0.777	4.199	0.682	1.500	1.500
8 - 07	0.222	147.22	0.80	0.000	10.929	1.774	3.578	3.578
7 - 20	0.223	146.94	0.80	0.461	11.390	1.849	3.722	3.722
20 - 4	0.225	146.17	0.80	0.000	11.390	1.849	3.703	3.703
4 - 17	0.232	143.24	0.80	0.000	12.123	1.968	3.862	3.862
17 - 3	0.233	265.21	0.80	0.000	12.123	1.968	7.151	7.151

Tabella 3.14: Determinazione della portata critica del canale perimetrale definitivo

TRATTO	b [m]	B [m]	H [m]	Pend	L [m]	n [s/m$^{1/3}$]	h [m]	A [m^2]	R [m]	Qe [m^3/s]
12 - 15	0.50	1.50	0.50	9%	88	0.029	0.164	0.109	0.113	0.267
15 - 11	0.50	1.50	0.50	10%	127	0.029	0.306	0.247	0.181	0.872
11 - 1	0.50	1.50	0.50	20%	93	0.029	0.324	0.267	0.188	1.374
1 - 19	0.50	1.50	0.50	22%	42	0.029	0.338	0.283	0.195	1.561
19 - 21	0.72	0.72	0.71	8%	6	0.013	0.315	0.227	0.168	1.562
21 – 3(*)	0.00	1.00	0.00	7%	44	0.013	0.732	0.616	0.300	5.844
18 - 13	0.50	1.50	0.50	10%	106	0.029	0.071	0.041	0.058	0.067
13 - 9	0.50	1.50	0.50	8%	161	0.029	0.344	0.290	0.197	0.973
9 - 8	0.50	1.50	0.50	8%	125	0.029	0.431	0.401	0.233	1.506
8 - 07	0.72	0.72	0.71	10%	10	0.013	0.545	0.392	0.217	3.582
7 - 20	0.70	2.10	0.70	6%	51	0.013	0.425	0.478	0.251	3.732
20 – 4(*)	0.00	1.00	0.00	3%	57	0.013	0.713	0.599	0.298	3.703
4 - 17(*)	0.00	1.00	0.00	3%	226	0.013	0.738	0.621	0.301	3.864
17 - 3(*)	0.00	1.00	0.00	10%	20	0.013	0.747	0.629	0.301	7.157

(*) Si tratta di una tubazione di cui 'B' è il diametro interno

Tabella 3.15: Determinazione della portata di esercizio del canale perimetrale definitivo

La dimensione del canale perimetrale provvisorio e definitivo è la medesima. In tal modo potranno essere preservati i tratti del canale provvisorio che non saranno coperti dal capping finale.

3.5 Materiali impiegati

3.5.1 Fossi in terra

I fossi in terra saranno realizzati in scavo lungo le berme della configurazione finale o a tergo della gabbionata di contenimento lungo la pista interna di accesso alla sommità della coltivazione, avranno sezione con le caratteristiche geometriche riportate in tavola 07663-065D15aE01 e 07663-065D15bE01.

I canali perimetrali, data l'elevata pendenza della pista di coronamento, saranno rivistiti in pietra al fine di ridurre i fenomeni di erosione.

3.5.2 Canalizzazioni in cls

Alcune canalizzazioni (per lo più quelle collocate in corrispondenza degli attraversamenti stradali come 5-4 e 19 – 21 e 7-8) saranno realizzate con elementi in

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

conglomerato cementizio vibrato prefabbricato ($R_{ck} \geq 300$ kg/cm^2) e/o gettato in opera ($R_{ck} \geq 250$ kg/cm^2), e convenientemente armati con acciaio Feb44K controllato.
Il tipo di giunzione sarà a mezzo spessore, predisposto per collegamento mediante accostamento e sigillatura con malta cementizia.

3.5.3 Tubazioni in acciaio

Le tubazioni di connessione tra le canalizzazioni superficiali ed i recapiti saranno realizzate in acciaio corrugato DN 1200 mm.

3.5.4 Tubazioni in PVC

Il sistema di raccolta delle acque di infiltrazione sarà realizzato con tubazioni fessurate flessibili in PVC del DN 200 mm.

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

4. VERIFICA DEI RECETTORI SUPERFICIALI

L'area in cui ricadono la discarica attualmente autorizzata e l'ampliamento in progetto fanno parte delle aree afferenti al Rio Mulini, la cui asta principale è ubicata a Nord – Est della discarica stessa.
Ad oggi, le acque raccolte dal canale di gronda vengono restituite al reticolo superficiale del Rio Mulini attraverso un'apposita opera ubicata in sinistra orografica ad una quota compresa tra circa 230 e 250 m s.l.m.
Le acque drenate dal sistema di regimazione previsto per il progetto di ampliamento continueranno a recapitare presso la stessa opera.

Se si considera come sezione di chiusura quella dell'opera di restituzione, l'area del bacino idrografico sotteso da tale sezione rimane invariata a seguito degli interventi di ampliamento. Se da una parte infatti si riduce la superficie a monte del canale di gronda, aumenta dall'altra quella subito a valle.
La superficie complessiva afferente all'opera di restituzione è pari a circa 22.2 ha. Attualmente di questi, circa 15.9 ha recapitano nel canale di gronda, mentre con l'ampliamento e la realizzazione della nuova gronda tale superficie si riduce a circa 11.5 ha.

4.1 Opere di mitigazione dell'erosione

Poiché si tratta di un'immissione puntuale nel reticolo, anziché diffusa, si prevede di realizzare delle opere atte a mitigare i possibili fenomeni di erosione superficiale.
È stata innanzitutto prevista la realizzazione di una **vasca di calma** in corrispondenza del tratto terminale dell'attuale canale di gronda avente la funzione di ridurre le velocità di reimmissione delle acque superficiali nel reticolo e quindi di minimizzare il trasporto solido.
In corrispondenza dell'attuale punto di scarico delle acque superficiali, le pendenze del versante naturale sono abbastanza elevate e pertanto possono innescare nuovamente fenomeni di erosione. Per tale ragione, le opere di mitigazione prevedono per il primo tratto la realizzazione di un **canale rivestito con materassi tipo**

Reno in corrispondenza dell'impluvio e la protezione dei versanti subito adiacenti con opere di ingegneria naturalistica quali fascinate e viminate e attività di rinverdimento.

Il tratto di connessione con il Rio Mulini è oggetto di uno specifico progetto presentato a seguito dell'ordinanza del Comune di vado Ligure n. 14 del 22.11.2010. Attualmente è in corso l'iter di autorizzazione da parte degli Enti competenti.

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

5. REGIMAZIONE DELLE ACQUE DI PRIMA PIOGGIA

Per "acque di prima pioggia", coerentemente con i criteri progettuali fino ad oggi seguiti, vengono intese come le acque ricadenti sulle superfici scolanti della discarica.

In particolare, le acque di prima pioggia relative all'ampliamento in esame sono quelle ricadenti sul nuovo tratto di pista interna che si stacca dalla quota di 263 m s.l.m. e che raggiunge il piazzale sommitale alla quota di 311 m s.l.m. sviluppandosi sul corpo della discarica.

Le acque ricadenti su tale superficie verranno raccolte da un sistema di caditoie disposte ortogonalmente all'asse stradale e convogliate alle relative vasche da una tubazione interrata.

Per l'ubicazione si veda invece la tavola 07663-065D15bE01.

Le acque di prima pioggia saranno separate dalle acque successive attraverso un pozzetto di by-pass.

Le acque di prima pioggia saranno scaricate nella rete convogliamento del percolato mentre le acque di seconda pioggia invece saranno avviate direttamente al sistema di regimazione delle acque meteoriche.

5.1 Dimensionamento delle vasche

La volumetria minima delle vasche di accumulo delle acque di prima pioggia è stata determinata con riferimento al punto e) *Regimazione e regolamentazione degli scarichi* della Delibera della Provincia di Savona n. 78 che considera "acque di prima pioggia" quelle corrispondenti ai primi 5 mm di precipitazione con coefficiente di afflusso pari a 1 per le superfici impermeabilizzate e pari a 0.3 per le superfici permeabili di qualsiasi tipo.

In analogia a quanto già effettuato per la discarica autorizzata, viene considerato il contributo della sola pista interna di accesso alla coltivazione.

Lo stoccaggio delle acque sarà effettuata attraverso due vasche:

- ***G5***: posta a quota 263 m s.l.m. che raccoglie le acque ricadenti sulla strada tra il tornante a quota 311 m s.l.m. e quello a quota 263 m s.l.m.;

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

- **G6**: posta a quota 311 m s.l.m. che raccoglie le acque ricadenti sulla strada tra la sommità dell'abbancamento ed il tornante a quota 311 m s.l.m.;

VASCA	SUPERFICIE DRENATA [m²]	COEFFICIENTE DI AFFLUSSO [-]	VOLUME DI STOCCAGGIO [m³]
G5	3 160	1	15.80
G6	4 450	1	22.25

Tabella 5.1: Determinazione del volume delle vasche di prima pioggia

5.2 Dimensionamento della rete di drenaggio

La rete di captazione sarà costituita da un sistema di caditoie collegate da una tubazione con DN 280 mm di recapito alla vasca G5 e DN 320 mm per la tubazione che recapita nella vasca G6.

Il dimensionamento è stato effettuato utilizzando la metodologia esposta al paragrafo 3.1.

Si riportano qui di seguito le tabelle di dimensionamento relative alle tubazioni di adduzione alle due vasche.

TRATTO	θ_c [h]	i [mm/h]	ψ [-]	S [ha]	ST [ha]	Q'c [m³/s]	Q"c [m³/s]	Qc [m³/s]
a G5	0.17	175.41	1	3 160	3 160	0.051	0.154	0.154
a G6	0.17	175.41	1	4 450	4 450	0.072	0.217	0.217

Tabella 5.2: Determinazione della portata critica per la rete delle acque di prima pioggia

Il coefficiente di afflusso è stato cautelativamente considerato pari a 1 sia per analogia con il dimensionamento della vasche di stoccaggio sia in quanto si tratta di superfici asfaltate impermeabili.

TRATTO	DE [m]	DI [m]	pend	L [m]	n [s/m$^{1/3}$]	h [m]	A [m²]	R [m]	Qe [m³/s]
a G5	0.280	0.258	5%	360	0.008	0.157	0.033	0.072	0.155
a G6	0.280	0.258	5%	640	0.008	0.203	0.044	0.078	0.217

Tabella 5.3: Determinazione della portata di esercizio per la rete delle acque di prima pioggia

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

6. PERCOLATO

Nel presente capitolo vengono trattati gli aspetti relativi ai sistemi di captazione, drenaggio, allontanamento, stoccaggio e trattamento del percolato.
I dimensionamenti e le verifiche sono stati effettuati sulla base della stima del percolato prodotto dal solo ampliamento e di quello prodotto dalla discarica attualmente autorizzata.

6.1 Calcolo della produzione di percolato

La determinazione della quantità di percolato prodotto e delle sue caratteristiche ai fini del dimensionamento degli impianti è stata effettuata attraverso l'utilizzo di modelli teorici che permettono di tenere conto delle caratteristiche specifiche del sito. Le valutazioni quantitative, in particolare, fanno riferimento a specifici modelli del bilancio idrologico della discarica.

6.1.1 Il bilancio idrologico della discarica

La quantità di percolato prodotto da una discarica dipende da molteplici fattori, quali:

- caratteristiche meteorologiche e idriche della zona (piovosità, temperatura)
- peculiarità morfologiche dell'accumulo;
- permeabilità e spessore del materiale di copertura (tipo di vegetazione e di terreno, pendenza e configurazione topografica);
- metodo di coltivazione della discarica;
- tipo e grado di compattazione dei rifiuti (la quantità di percolato può diminuire del 25÷50% per rifiuti sistemati con trattori cingolati o del 15÷25% per rifiuti sistemati con compattatori a ruote di acciaio[1]).

Un'esatta determinazione di alcuni di tali parametri è di difficile realizzazione, soprattutto per quanto riguarda la caratterizzazione del rifiuto.

[1] Cfr: "Valutazione della quantità di percolato prodotta in uno scarico controllato" di R. Canziani. R. Cossu. Ingegneria Ambientale vol. 14 n. 3-4 marzo/aprile 1995

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

Per la valutazione del quantitativo di percolato prodotto da una discarica si può ricorrere ad un bilancio idrologico, ossia ad un modello che renda conto dei volumi di acqua in ingresso ed in uscita dal bacino della discarica.

Il bilancio idrologico di una discarica controllata progettata secondo i criteri imposti dalla moderna pratica ingegneristica e rispettando le prescrizioni normative, ossia in modo tale da evitare perdite verso l'esterno, ingressioni di acque di ruscellamento esterne all'area di discarica. può essere scritto come:

$$P + RC - L - R - ET - DL - \Delta U = 0 \qquad (10.)$$

dove:

P = afflussi meteorici

RC = ricircolo del percolato

L = percolato drenato dalla rete di collettamento

R = ruscellamento dalla superficie della discarica

ET = evapotraspirazione

DL = drenaggio laterale del capping

ΔU = variazione del contenuto idrico dei rifiuti

Nell'ipotesi di non ricircolare il percolato, si può fare riferimento alla proposta di Oweiss e Khera (1990) e determinare la produzione di percolato per unità di superficie della discarica. Il modello viene sviluppato per la sola fase di coltivazione, in quanto, a copertura definitiva messa in opera, la produzione di percolato diminuirà progressivamente nel tempo.

Il procedimento inizia con il considerare le temperature medie mensili (T), a partire dalle quali viene stimata l'evapotraspirazione potenziale ETP e l'evapotraspirazione corretta per fattori geografici del sito ETPc.

Per fare questo si fa ricorso alla schematizzazione fisica di Thornthwaite, che stabilisce la seguente relazione esponenziale tra l'evapotraspirazione potenziale e la temperatura media mensile:

$$ETP_i = 16 * \left(\frac{10 \cdot Ti}{I_T} \right)^a \qquad (11.)$$

dove:

EP_i = evapotraspirazione potenziale media mensile (espressa in mm);

T = temperatura media dell'aria. riferita al mese i-esimo;

a = $0{,}49239+1{,}792\times10^{-2}\times I_T-7{,}71\times10^{-5}\times I_T^2+6{,}75\times10^{-7}\times I_T^3$

I_T = indice di calore. pari alla sommatoria degli indici mensili (i) dei dodici mesi dell'anno. pari a

$$I_T=\sum_{i=1}^{12} I_i=\sum_{i=1}^{12}\left(\frac{T_i}{5}\right)^{1.514} \qquad (12.)$$

La correzione geografica viene effettuata moltiplicando l'evapotraspirazione potenziale per un coefficiente di correzione di latitudine (k_1) che tiene conto della diversa durata del di' alle diverse latitudini e, per ciascun mese, è pari al rapporto tra le ore diurne e la metà delle ore giornaliere.
In virtù del fatto che la copertura intermedia non presenta manto vegetale, il valore ETP viene corretto con un ulteriore coefficiente (k_2) per considerare il fatto che avviene solamente evaporazione e non traspirazione.

La determinazione della quantità di percolato prodotta può essere effettuata nota anche l'infiltrazione. Infatti, all'inizio di un evento pluviometrico i rifiuti assorbono le acque di precipitazione fino a risultare saturi di acqua di ritenzione, dopo di che le acque di precipitazione si allontanano dalla zona in esame scorrendo in superficie (deflusso superficiale) e per via sotterranea (infiltrazione). In via cautelativa si trascura la quota parte di deflusso superficiale e si considera che la piovosità venga interamente assorbita. Pertanto l'infiltrazione In è stata considerata uguale alla piovosità media mensile P.

Quando l'infiltrazione è maggiore dell'evapotraspirazione calcolata in precedenza l'eccesso di infiltrazione va ad alimentare per una parte eventuali deficienze del contenuto naturale d'acqua dello strato superficiale (determinato dal bilancio del mese precedente) e per la parte restante si trasforma in percolato. Quando invece le precipitazioni sono insufficienti a ricostruire la capacità di campo dei rifiuti. l'evapotraspirazione avviene in parte a spese dell'infiltrazione e per la parte restante a spese della capacità di riserva idrica della copertura intermedia S che subirà un

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

impoverimento senza dare luogo a percolato. Pertanto l'evapotraspirazione reale ETR risulta uguale a quella potenziale quando l'infiltrazione è maggiore dell'evapotraspirazione, mentre in caso di deficit idrico è pari alla somma dell'infiltrazione e della perdita di contenuto d'acqua della copertura.
Il confronto fra l'infiltrazione In e l'evapotraspirazione reale ETR ha permesso la determinazione del percolato prodotto L.
Si precisa inoltre che quando l'infiltrazione torna ad eccedere l'evapotraspirazione. una quota parte dell'infiltrazione servirà ad integrare la riserva idrica della copertura intermedia S a discapito della produzione di percolato.

Una volta nota la produzione unitaria, a seconda della fase di coltivazione considerata, ossia quella più critica, sono note le superfici già impermeabilizzate e la volumetria abbancata da cui può essere calcolata l'effettiva produzione di percolato tenendo conto della quota parte di precipitazione trattenuta dal rifiuto e del rilascio di liquidi da parte dei fanghi di depurazione acque smaltiti in discarica.

6.1.2 Stima della produzione di percolato

Per il calcolo della produzione di percolato i dati meteoclimatici di riferimento utilizzati sono gli stessi adottati nelle precedenti fasi progettuali ed autorizzative della discarica attualmente autorizzata ovverosia i dati di precipitazione sono quelli relativi alla stazione di Segno (250 m s.l.m.) per il periodo 1950: 1984 e i dati di temperatura sono quelli relativi alla stazione di Savona (5 m s.l.m.) per il periodo 1950 -1984

La determinazione della produzione specifica di percolato è stata determinata in riferimento al periodo di gestione in fase operativa dell'ampliamento.
L'applicazione del metodo proposto da Oweiss e Khera, descritto al paragrafo 6.1.1, è stata effettuata ipotizzando che la capacità di riserva idrica della copertura intermedia S sia quantificabile in 100 mm.
Il dettaglio dell'applicazione del suddetto metodo è riportato in Tabella 6.1 e in Tabella 6.2 da cui si evince che la produzione media annua di percolato per unità di

superficie è pari a 536.9 mm/m²/anno nel caso delle aree in coltivazione e pari a 38.16 mm/m²/anno nel caso di aree già dotate della copertura provvisoria.

		GEN	FEB	MAR	APR	MAG	GIU	LUG	AGO	SET	OTT	NOV	DIC
T	[°C]	7.4	8.3	10.9	13.9	17.5	21.2	23.8	23.8	21.0	17.1	11.7	8.6
I		1.83	2.17	3.27	4.72	6.67	8.91	10.63	10.60	8.78	6.41	3.61	2.28
ETP	[mm]	17.7	21.3	32.7	48.2	69.5	94.4	113.6	113.4	92.9	66.7	36.3	22.4
k_1		0.79	0.81	1.02	1.12	1.27	1.29	1.31	1.21	1.05	0.95	0.81	0.77
k_2		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
ETPc	[mm]	10.5	12.9	25.0	40.4	66.1	91.4	111.6	103.1	73.1	47.7	21.9	12.8
P	[mm]	73.6	82.4	92.7	88.5	74.5	51.9	29.0	53.0	84.8	140.3	129.7	91.0
In	[mm]	73.6	82.4	92.7	88.5	74.5	51.9	29.0	53.0	84.8	140.3	129.7	91.0
S	[mm]	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	0.0	0.0	0.0	10.0	10.0	10.0
ETR	[mm]	10.5	12.9	25.0	40.4	66.1	61.9	29.0	53.0	73.1	47.7	21.9	12.8
L	[mm]	63.1	69.4	67.7	48.1	8.3	0.0	0.0	0.0	1.7	92.6	107.7	78.2

Tabella 6.1: Determinazione della produzione di percolato per unità di superficie nell'ampliamento per le superfici sprovviste di copertura provvisoria (aree in coltivazione)

		GEN	FEB	MAR	APR	MAG	GIU	LUG	AGO	SET	OTT	NOV	DIC
T	[°C]	7.4	8.3	10.9	13.9	17.5	21.2	23.8	23.8	21.0	17.1	11.7	8.6
I		1.83	2.17	3.27	4.72	6.67	8.91	10.63	10.60	8.78	6.41	3.61	2.28
ETP	[mm]	17.7	21.3	32.7	48.2	69.5	94.4	113.6	113.4	92.9	66.7	36.3	22.4
k_1		0.79	0.81	1.02	1.12	1.27	1.29	1.31	1.21	1.05	0.95	0.81	0.77
k_2		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
ETPc	[mm]	10.5	12.9	25.0	40.4	66.1	91.4	111.6	103.1	73.1	47.7	21.9	12.8
P	[mm]	73.6	82.4	92.7	88.5	74.5	51.9	29.0	53.0	84.8	140.3	129.7	91.0
In	[mm]	20.6	23.1	26.0	24.8	20.8	14.5	8.1	14.8	23.8	39.3	36.3	25.5
S	[mm]	10.0	10.0	10.0	10.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	10.0
ETR	[mm]	10.5	12.9	25.0	34.8	20.8	14.5	8.1	14.8	23.8	39.3	21.9	12.8
L	[mm]	10.1	10.1	0.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.4	12.6

Tabella 6.2: Determinazione della produzione di percolato per unità di superficie nell'ampliamento per le superfici dotate di copertura provvisoria

Per la determinazione della produzione annua effettiva di percolato (PPA) nel periodo di apertura della discarica sono state effettuate le valutazioni considerando:

- la superficie mediamente esposta alle precipitazioni ed il relativo contributo di infiltrazione effettiva (PI);
- le reiniezioni di percolato per via del ricircolo (R1);
- il rilascio di liquidi da parte di rifiuti già abbancati (R2);
- il consumo di acqua per le reazioni di degradazione anaerobica della frazione organica e l'acqua trattenuta dai rifiuti abbancati (C);

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

ANNO		2 013	2014	2015	2016	2017	2018	2019	2020	2021
PI	[m³]	6 909	6 909	5 711	5 711	6 233	6 233	5 526	5 292	3 527
R1	[m³]	10 307	12 000	12 000	12 000	12 000	12 000	12 000	12 000	6 230
R2	[m³]	182	225	252	234	234	242	242	231	227
C	[m³]	4 621	4 881	4 705	4 703	4 781	4 782	4 676	4 639	2 470
PPA	[m³]	12 778	14 253	13 258	13 243	13 686	13 692	13 092	12 884	7 514

Tabella 6.3: Determinazione della produzione di percolato annua

6.2 Sistema di drenaggio, allontanamento e stoccaggio

6.2.1 Descrizione

La captazione del percolato sarà effettuata in corrispondenza delle superfici pseudo pianeggianti attraverso un sistema di tubazioni macrofessurate in HDPE afferenti, tramite un idoneo sistema di convogliamento, alle nuove vasche di stoccaggio del percolato.

Il drenaggio di fondo sarà effettuato attraverso una doppia tubazione in HDPE DN 500 mm SDR 11 disposta al di sopra del sistema di impermeabilizzazione.
Tali tubazioni convoglieranno il percolato raccolto al sistema di estrazione posizionato in sinistra orografica.
Per l'estrazione del percolato è previsto un doppio sistema: quello principale è a gravità ed è costituito da una tubazione in HDPE DN 355 mm che sottopassa la strada interna in corrispondenza del tornante a quota 253 m s.l.m.. quello secondario (ovverosia che entrerà in funzione solo in caso di necessità) è costituito da un pozzo obliquo addossato alla parete di valle del nuovo fondo. Entrambi i sistemi scaricheranno nella vasca VP6 da realizzarsi in affiancamento all'esistente VP3.

È inoltre previsto il drenaggio in corrispondenza delle berme di riprofilatura del fondo attraverso una doppia tubazione in HDPE DN 315 m SDR 11. In accordo con la pendenza longitudinale delle berme. il percolato sarà scaricato per gravità attraverso un idoneo pozzetto nel collettore perimetrale in destra o in quello in sinistra orografica posti lungo la pista di coronamento dell'ampliamento entrambe costituite da una tubazione in HDPE DN 315 mm SDR 26.

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

I due collettori perimetrali scaricheranno quindi il percolato raccolto nelle vasche VP4 e VP5.

È infine previsto un sistema di drenaggio del percolato posto lungo il ciglio di monte della strada interna. Esso è costituito da una tubazione di drenaggio macrofessurata in HDPE DN 160 mm SDR 26. Ogni 50 m circa la tubazione drenante recapita il percolato raccolto nel sottostante collettore costituito da una tubazione in HDPE DN 250 mm SDR 26 che a sua volta recapita nel collettore perimetrale in destra orografica e quindi nella vasca VP5.
Il sistema sarà attivo solo durante la gestione operativa in quanto è funzionale alla raccolta delle acque ricadenti sulle superfici in coltivazione e che non si infiltrano nel corpo rifiuti.

6.2.2 Dimensionamenti

Il sistema di captazione e convogliamento è stato dimensionato in riferimento alla condizione più critica, ovverosia quella in cui la superficie in coltivazione è interamente esposta e acque ricadenti sui rifiuti diventano percolato.
Per tale ragione il dimensionamento è stato effettuato in analogia a quello utilizzato per le acque meteoriche con la metodologia ed i dati riportati rispettivamente ai paragrafi 3.1 e 3.2. con la sola eccezione che per le canalizzazioni, essendo in HDPE, è stato assunto un coefficiente di scabrezza n pari a 120 $m^{1/3}/s$.

6.2.2.1 Sistema di captazione

Per la determinazione della portata critica dei drenaggi di berma, poiché la pendenza motrice è la medesima per tutte le canalizzazioni, è stata considerata la massima superficie da drenare tra quelle di riferimento per i vari tratti.
Si precisa inoltre che, essendo ciascun drenaggio costituito da due tubazioni macrofessurate, a ciascuna di esse compete metà della superficie drenata.

TRATTO	θ_c [h]	i [mm/h]	ψ [-]	S [ha]	ST [ha]	Q'c [m^3/s]	Q"c [m^3/s]	Qc [m^3/s]
Fondo	0.17	175.41	0.9	0.86	0.86	0.279	0.377	0.377
Berme	0.17	175.41	0.9	0.28	0.28	0.089	0.121	0.121

Tabella 6.4: Determinazione della portata critica per le tubazioni di drenaggio del percolato

TRATTO	DE [m]	DI [m]	pend	Lmax [m]	n [s/m$^{1/3}$]	h [m]	A [m^2]	R [m]	Qe [m^3/s]
Fondo	0.500	0.408	3%	630	0.008	0.236	0.078	0.111	0.378
Berme	0.315	0.258	3%	380	0.008	0.158	0.034	0.072	0.121

Tabella 6.5: Determinazione della portata di esercizio per le tubazioni di drenaggio del percolato

6.2.2.2 Sistema di convogliamento

E' stato verificato il collettore che, a gravità, porterà il percolato raccolto dal sistema di drenaggio di fondo alla vasca VP6. Tale collettore è stato denominato "centrale". Sono stati verificati inoltre sia il collettore perimetrale in sinistra orografica che quello in destra orografica in quanto le superfici da cui provengono le acque e le pendenze motrici della pista di coronamento sono molto variabili.
La superficie drenata da ciascuna tubazione è stata assunta pari alla massima tra quelle afferenti al collettore.
Per ciascuno dei due casi è stata tenuta la pendenza minima.

TRATTO	θ_c [h]	i [mm/h]	ψ [-]	S [ha]	ST [ha]	Q'c [m^3/s]	Q"c [m^3/s]	Qc [m^3/s]
centrale	0.17	175.40	0.9	1.72	1.72	0.279	0.755	0.755
SX	0.17	175.40	0.9	0.39	0.39	0.063	0.171	0.171
DX	0.17	175.41	0.9	0.55	0.55	0.089	0.241	0.241

Tabella 6.6: Determinazione della portata critica per il collettore del percolato

TRATTO	DE [m]	DI [m]	pend	L [m]	n [s/m$^{1/3}$]	h [m]	A [m^2]	R [m]	Qe [m^3/s]
centrale	0.355	0.313	17.8%	90	0.008	0.278	0.072	0.094	0.756
SX	0.315	0.257	18.8%	170	0.008	0.107	0.022	0.058	0.174
DX	0.315	0.257	10.6%	340	0.008	0.152	0.035	0.075	0.243

Tabella 6.7: Determinazione della portata di esercizio per il collettore del percolato

6.2.2.3 Vasche di stoccaggio

Il dimensionamento delle vasche di stoccaggio del percolato è stato effettuato sempre in relazione all'evento piovoso critico. Le vasche dovranno essere infatti in grado di contenere le acque che ricadono sulle aree impermeabilizzate ed in coltivazione che non possono essere separate e vengono pertanto raccolte dai sistemi di drenaggio del percolato.

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

La valutazione delle volumetrie necessarie è stata effettuata considerando per ogni lotto il contributo delle superfici impermeabilizzate comprese tra le tubazioni di drenaggio (di fondo o di berma) e la canalizzazione di raccolta delle acque di parete (canalette intermedie e/o canale perimetrale provvisorio) attive per quel lotto. È stato inoltre considerato il contributo di una quota parte delle acque ricadenti sul piano di coltivazione. Esso è stato valutato come pari al 10% della superficie del piano di coltivazione in ragione del fatto che la gran parte del piano di coltivazione è dotato di coperture provvisorie e sistemi di regimazione delle acque ricadenti su di esse (si veda il paragrafo 3.3.2) che impediscono che tali acque afferiscano ai sistemi di drenaggio del percolato e del fatto che le zone non ancora dotate di coperture provvisorie e relativi sistemi di drenaggio hanno comunque una certa capacità di assorbimento delle acque su di esse ricadenti.

La precipitazione critica con un periodo di ritorno di 10 anni (si veda il paragrafo 3.2) è così caratterizzata:

- intensità di pioggia 0.17 h
- durata critica 175.40 mm/h

Nella seguente tabella vengono riassunte le volumetrie di pioggia corrispondenti all'evento critico per ciascun lotto. La suddivisione fra fondo, sinistra orografica e destra orografica è stata fatta in riferimento alla direzione del flusso lungo i sistemi di drenaggio del percolato di fondo o di berma.

FASE	**VFONDO** [m³]	**VSX** [m³]	**VDX** [m³]
Fase 1	310		
Fase 2		120	160
Fase 3		70	80
Massimo	310	120	160

Tabella 6.8: Dimensionamento delle vasche di stoccaggio del percolato

La volumetria di ciascuna delle vasche del percolato è data dal massimo valore fra i lotti di coltivazione.

Per il fondo è previsto il raddoppio dell'esistente vasca VP3 con la vasca VP6 che avranno una volumetria complessiva di 800 m³, in sinistra orografica è prevista la

realizzazione della vasca VP4 avente un volume minimo di 180 m^3 e in destra la vasca VP5 avente un volume minimo di 270 m^3.

L'aumento di capacità totale, considerando le tre vasche, risulta di 850 m^3.

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI