

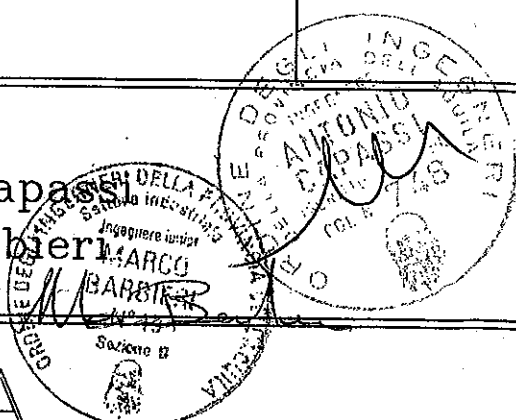
COMUNE DI GIOIA DEI MARSI

PROVINCIA DI L'AQUILA

Progetto definitivo–esecutivo per la
realizzazione e gestione di una discarica
per rifiuti non pericolosi da ubicarsi in
località "Valle dei Fiori" nel Comune di
Gioia dei Marsi (AQ)

INTEGRAZIONI

TAV.	TITOLO	SCALA
R04	RELAZIONE IDRAULICA	
DATA	I PROGETTISTI	
Febbraio 2008	Ing. Antonio Capassi Ing. Marco Barberis	
A.C.I.A.M. S.p.A. Via Oslavia, 6 – Avezzano (Aq)		



INDICE

<u>1.</u>	<u>Premessa.....</u>	<u>2</u>
<u>2.</u>	<u>Determinazione del tempo di corrivazione.....</u>	<u>3</u>
<u>3.</u>	<u>Scelta della curva di pioggia intensa.....</u>	<u>3</u>
<u>4.</u>	<u>Verifiche idrauliche.....</u>	<u>4</u>
<u>5.</u>	<u>Smaltimento acque del piazzale asfaltato.....</u>	<u>7</u>
<u>6.</u>	<u>Verifica della vasca biologica a servizio dell'impianto.....</u>	<u>8</u>
<u>7.</u>	<u>Calcolo della rete di drenaggio del percolato.....</u>	<u>8</u>
<u>8.</u>	<u>Dimensionamento impianto di sollevamento del percolato.....</u>	<u>9</u>
<u>9.</u>	<u>Dimensionamento vasche di accumulo del percolato.....</u>	<u>11</u>

1. Premessa

La presente relazione illustra gli aspetti idrologici, il dimensionamento e la verifica dei manufatti di regimazione delle acque meteoriche e di quelle prodotte nelle normali attività per un impianto di smaltimento di rifiuti non pericolosi.

Il comprensorio servito dall'impianto interessa i comuni del Consorzio ACIAM per il quale si stima una produzione annua di circa 46.000 tonnellate.

Secondo i programmi avviati dal consorzio i rifiuti prodotti verranno trattati presso l'impianto di trattamento e stabilizzazione della componente organica, con produzione di compost di qualità, in fase di realizzazione presso il comune di Aielli. L'impianto anzidetto è stato dimensionato per la lavorazione di 60.000 ton/anno di RU (rifiuti urbani tal quali) e 9.000ton/anno di ROS (rifiuti organici selezionati), pertanto è presumibile che nella discarica in progetto verranno smaltiti i rifiuti derivanti dalle operazioni di trattamento anzidette, per una stima prudenziale di 50.000ton/anno.

L'area individuata per l'ubicazione dell'impianto ricade nel Comune di Gioia dei Marsi, in prossimità dei confini con il Comune di Pescina, in località denominata "Valle dei Fiori", contraddistinta dalle particelle catastali 1, 4, del Foglio 39 del Comune di Gioia dei Marsi (AQ).

L'impianto previsto consiste in una discarica controllata per lo smaltimento di rifiuti non pericolosi provenienti dall'impianto di trattamento di Aielli(AQ).

La morfologia del terreno presenta una pendenza media variabile tra il 2 + 10%, da quota 950 a quota 970 metri s.l.m.

La profondità della falda acquifera risulta ben oltre 100 metri sotto il piano campagna (250 metri secondo le valutazioni fatte in ambito di studio geologico ed idrogeologico), pertanto essa è pienamente compatibile con quanto previsto al punto 2.4.2 dell'allegato 1 del Decreto Legislativo n° 36 del 13 gennaio 2003, che impone una profondità minima di metri 2.

2. Determinazione del tempo di corrivazione.

L'area di impianto, come risulta dalla planimetria generale, presenta una estensione di circa 3,5 ha, dei quali circa 25'000 m² verranno occupati dall'area destinata all'accumulo dei rifiuti, a sua volta suddivisa in 2 lotti che verranno attivati in successione, di cui un primo lotto di 90.000 mc. La superficie rimanente verrà occupata per circa 5.000 m² dall'area servizi, che comprende piazzale, capannone attrezzi, uffici ed altro, mentre lo spazio rimanente sarà destinato ad area verde, da sfruttare per lo stoccaggio del terreno di copertura ed eventualmente per la realizzazione di nuove fasi di trattamento.

Per il calcolo del tempo di corrivazione, necessario ai fini delle verifiche idrauliche, si utilizzano le formule idrauliche di Turazza e Ventura, utilizzabili per bacini regolari e di limitata estensione:

$$1. T_c = 7.56 \times \sqrt{A} \quad (\text{Turazza})$$

$$2. T_c = 1.27 \times \frac{\sqrt{A}}{\sqrt{I}} \quad (\text{Ventura})$$

dove: T_c è il tempo di corrivazione espresso in ore

A è l'area del bacino scolante espressa in km²

I è la pendenza media del bacino scolante espressa in m/m, nel nostro caso pari a 0.025

Nel nostro casi si ottengono i seguenti tempi di corrivazione

$$1. T_c = 1.70 \text{ h} = 102 \text{ min}$$

$$2. T_c = 1.16 \text{ h} = 70 \text{ min}$$

Si stabilisce quindi di considerare un tempo di corrivazione pari a 80 minuti.

3. Scelta della curva di pioggia intensa.

Per la determinazione della intensità di pioggia si fa riferimento ai dati registrati dalla stazione pluviometrica di Pescina, considerando un tempo di ritorno di 10 anni, secondo quanto stabilito al punto 2.3 dell'Allegato 1 del Decreto Legislativo n° 36 del 13 gennaio 2003.

La curva di pioggia con tempo di ritorno pari a 10 anni ha la seguente espressione:

$$h = 36,2 \times t^{0,48}$$

dove: h è l'altezza di pioggia espressa in mm

t è il tempo di pioggia espresso in ore

In funzione quindi del tempo, si ottengono quindi le seguenti altezze di pioggia intensa:

Tempo di corrivazione [min]	Altezza di pioggia [mm]
5	11,0
10	15,3
15	18,6
20	21,4
25	23,8
30	26,0
40	29,8
50	33,2
60	36,2
70	39,0
80	41,6

Per quanto riguarda il coefficiente di deflusso, considerando la morfologia del terreno, soprattutto dopo colmatazione dello scarico che si considera a medio-bassa permeabilità e coltivato a verde, si assume un coefficiente $C_d = 0,3$.

4. Verifiche idrauliche

Il sistema di allontanamento delle acque deve garantire lo smaltimento del deflusso superficiale dovuto ad eventi meteorici intensi con tempo di ritorno pari a 10 anni per la intera superficie di impianto. La condizione più critica si verifica dopo la chiusura della discarica, con il ritombamento delle superfici di stoccaggio in modo da avere l'intera area, pari a circa 25'000 m², coperta di terreno.

In tali condizioni, il volume di acqua da allontanare alla sezione di chiusura del bacino scolante, considerata una intensità di pioggia corrispondente ad un tempo di corrivazione pari a 80 minuti è la seguente:

$$V = S \times C_d \times h = 312 \text{ m}^3$$

corrispondenti ad una portata:

$$Q = \frac{V}{t} = 65 \frac{l}{s}$$

Il canale di smaltimento delle acque sarà costituito da un fosso in calcestruzzo armato trapezoidale, con base minore pari a 75 cm, altezza di 80 cm e pendenza delle sponde pari al 60%.

La pendenza dei canali sarà compresa tra 1+2% e, considerando un franco di 20cm, si ottiene un'altezza utile di 60 cm per il deflusso delle acque, corrispondenti ad un contorno bagnato $C = 2.03 \text{ m}$ ed ad una superficie bagnata $S = 0.59 \text{ m}^2$, per un raggio idraulico $R = \frac{S}{C} = 0.29 \text{ m}$.

Per la determinazione della portata massima smaltibile dal canale, si utilizza la formula di Chezy per il moto permanente delle correnti a pelo libero, con coefficiente di scabrezza dato dalla formula di Strickler, che si esprime come:

$$Q = k \times R^{\frac{2}{3}} \times p^{\frac{1}{2}} \times A$$

dove: Q è la portata, espressa in $\frac{\text{m}^3}{\text{s}}$.

$K=60$ è il coefficiente di Strickler, valido per canali in calcestruzzo liscio.

R è il raggio idraulico dato dal rapporto tra superficie bagnata e contorno bagnato, espresso in metri;

$P=0.01$ è la pendenza, pari al 1%

A è l'area della sezione bagnata.

Sostituendo nella formula i valori si ottiene:

$$Q = k \times R^{\frac{2}{3}} \times p^{\frac{1}{2}} \times A = 1.55 \text{ m}^3 = 1550 \frac{l}{s}$$

ampiamente sovrabbondante rispetto alla portata di pioggia critica, pari a $78 \frac{l}{s}$, di conseguenza la verifica si ritiene soddisfatta.

Le acque di pioggia sono convogliate, prima dello smaltimento, ad un pozzetto partitore a pelo libero che invierà le acque ad una vasca di decantazione e, una volta che questa sia riempita, al mezzo ricettore ovvero un fosso asciutto adiacente l'area di impianto dove possono scorrere le acque nel caso di abbondanti precipitazioni.

La vasca è realizzata in calcestruzzo armato gettato in opera con copertura in lamiera di acciaio, ha una sezione interna quadrata di m 4x4 e altezza utile di m 3, per un volume utile di 48 m³.

Tale volume, con la pioggia intensa di progetto, consente un accumulo per almeno i primi 5 minuti circa di deflusso, valore che si reputa soddisfacente in quanto non sono previsti particolari carichi inquinanti per le acque di prima pioggia derivanti da scorrimento superficiale su area verde. Oltretutto un ramo delle canalette scaricherà lungo il fosso di guardia che costeggerà la strada di accesso all'area, pertanto non graverà sulla vasca.

Le condotte che convogliano le acque verso il pozzetto di ripartizione prima e verso il mezzo ricettore poi sono in PVC ø315mm, con pendenza pari al 2%; considerando un riempimento del 70% la portata massima smaltibile da tali condotte è la seguente:

$$Q = k \times R^{2/3} \times p^{1/2} \times A = 90 \times 0.093^{2/3} \times \sqrt{0.02} \times 0.058 \text{ m}^3 = 0.152 \text{ m}^3 = 152 \text{ l/s}$$

dove: $K=90$ coefficiente di Strickler, valido per condotte in PVC.

$$R = \frac{A}{C} = \frac{0.058}{0.623} = 0.093 \text{ m è il raggio idraulico}$$

$P=0.02$ è la pendenza,

La portata smaltibile dalle condotte è ampiamente superiore a quella di progetto, di conseguenza la verifica può ritenersi soddisfatta.

Durante il tempo di operatività dell'impianto, il percolato sarà raccolto da un sistema di condotte drenanti ø 200 mm in polietilene ad alta densità, che confluiscono tramite due rami collettori da ø 250 mm, verso due pozzi di raccolta realizzati in HDPE armato ø 800 mm, da cui saranno sollevate tramite pompe ad immersione verso la cisterna scarrabile di 14 m³ e successivamente, nel caso di quantità consistenti, verso la vasca di stoccaggio in conglomerato cementizio armato con doppia impermeabilizzazione in resine epossidiche della capacità di 50 m³.

La cisterna scarrabile è posta su una platea in cls, anche essa impermeabilizzata con resina epossidica, per cui le eventuali perdite finiranno alla vasca interrata.

5. Smaltimento acque del piazzale asfaltato.

L'area di impianto è occupata per circa 5.000 m² dall'area servizi, rappresentata dal piazzale asfaltato con la palazzina uffici, gli spazi per le manovre dei mezzi, le aree di stoccaggio, i parcheggi; viste le attività che si svolgeranno in quest'area è prevista la raccolta delle acque di scorrimento superficiale di prima pioggia.

Viste la limitata superficie dell'area si stima un tempo di corrivazione di 5 minuti, e si dimensiona la vasca di raccolta delle acque per una pioggia intensa di tale durata con tempo di ritorno di 10 anni (secondo quanto stabilito al punto 2.3 dell'allegato 1 del Decreto Legislativo n° 36 del 13 gennaio 2003), alla quale corrisponde una altezza di 11mm.

Considerando un coefficiente di afflusso in fogna $C_d = 0.7$, il volume di acqua da raccogliere è il seguente:

$$V = S \times C_d \times h = 38,5 m^3$$

corrispondenti ad una portata:

$$Q = V/t = 64 l/s$$

Il valore calcolato risulta di gran lunga superiore a quello calcolato considerando per le acque di prima pioggia i primi 5 mm, a cui corrisponde un volume riferito all'area di 25 m².

Tuttavia ai fini cautelativi si adotterà una vasca di stoccaggio delle dimensioni di m 4x4 e altezza utile di m 3, per un volume utile di 48 m³. A monte della vasca un pozzetto di ripartizione provvederà ad inviare le acque eccedenti direttamente al mezzo ricettore, rappresentato da un fosso adiacente all'area in oggetto. La rete fognante per lo smaltimento delle acque bianche è costituita da condotte in PVC ø250 mm (ø200 mm per i bracci secondari) con pendenza pari a 2%, in grado di smaltire la seguente portata, con una percentuale di riempimento del 70%:

$$Q = k \times R^{2/3} \times p^{1/2} \times A = 90 \times 0.074^{2/3} \times \sqrt{0,02} \times 0.037 m^3 = 83,6 l/s$$

superiore alla portata di progetto, pari a $64 \frac{l}{s}$.

Le acque della zona di lavaggio dei mezzi in arrivo all'impianto saranno convogliate, tramite opportune pendenze, da condotte in PVC verso un serbatoio interrato a tenuta della capacità di 15mc.

6. Verifica della vasca biologica a servizio dell'impianto.

Per il trattamento e lo smaltimento delle acque nere l'impianto sarà dotato di vasca biologica a tenuta di tipo Imhoff, circolare in calcestruzzo con diametro interno 185 cm ed altezza utile 65 cm, per un volume utile pari a 1.75 m^3 .

Considerando una produzione di 0.27 litri di BOD_5 per addetto alla discarica e uno svuotamento della vasca ogni anno, la fossa risulta dimensionata per circa 20 persone/giorno, valore ampiamente cautelativo considerata la dimensione dell'impianto.

Il surnatante della vasca Imhoff sarà raccolto da una vasca a tenuta del volume di 10 m^3 ; considerando la presenza di n° 3 addetti prevista nell'impianto nei giorni lavorativi, ed un consumo di 80 l/d pro capite, si evidenzia la necessità di uno svuotamento ogni due mesi circa.

7. Calcolo della rete di drenaggio del percolato

Per il calcolo del sistema drenante da realizzare sul fondo della discarica, capace di allontanare il percolato prodotto senza creare problemi di allagamento dell'invaso della discarica, sono stati presi come riferimento i seguenti dati:

- Superficie imbriferà pari a tutta l'area dello scarico di circa 25.000 m^2 ;
- Precipitazione massima oraria pari a 36,2 mm come da curva di Gumbel;
- Grado di riempimento delle tubazioni pari a 0,3;
- Velocità del liquido all'interno dei tubi non inferiore a 2m/sec per evitare intasamenti.

La portata teorica dell'invaso sarà :

$$Q = S \times h / 3600 = 25 \text{ m}^3 / \text{s} \text{ pari a } 220 \text{ litri/sec}$$

Supposto due collettori principali $\varnothing 250$ mm sui quali gravano i $\frac{3}{4}$ della portata avremo un afflusso di 187,5 l/sec.

Considerando uno strato drenante sopra i tubi di 30cm, di permeabilità 2×10^{-3} cm/sec, il tempo di attraversamento dello stesso sarà pari a 15.000 sec.

Il volume di liquido disponibile in un'ora sarà pari a 905 m^3 .

Pertanto la portata effettiva affluente al sistema drenante sarà:

$$Q = V/t = 905/15.000 = 0,060 \text{ m}^3/\text{s} \text{ pari a } 60 \text{ l/s}$$

Dunque ogni ramo collettore veicolerà per una portata pari almeno a 30l/s.

Dalle tabelle delle case costruttrici, che ci danno per i tubi di HDPE un coefficiente di scabrezza pari a 0,06, avremo che tale portata verrà abbondantemente smaltita con una pendenza delle tubazioni del 4% a cui corrisponderà una portata effettiva di 29,14 l/s, con una velocità di allontanamento pari a $2,68 \text{ m/s}$ ed un grado di riempimento pari a 0,3.

Poiché su ogni ramo collettore confluiscono 10 rami drenanti basterebbero delle tubazioni da 160mm, tuttavia ai fini della resistenza nel tempo dei tubi allo schiacciamento si sceglierà per i tubi un diametro pari a 200mm.

8. Dimensionamento impianto di sollevamento del percolato

Il dimensionamento è stato fatto sulla base delle indicazioni emerse poc'anzi riguardo la portata affluente al sistema drenante pari proprio a 60l/s. Si specifica che tale portata tuttavia corrisponde alla situazione peggiore in assoluto corrispondente tra l'altro a condizioni che si riferiscono ad una discarica ancora non riempita dai rifiuti, in cui tutto il liquido raccolto confluisce verso il punto di aspirazione.

Anche in questo caso le ipotesi di calcolo effettuate risultano molto prudenziali, pur tuttavia ai fini di un rapido svuotamento della discarica, anche per evitare battenti idraulici di sorta, le ipotesi fatte risultano decisamente adeguate. Per calcolare la portata delle pompe la discarica è stata divisa in sub bacini imbriferi riferiti alla divisione effettuata in discarica tramite il setto di separazione.

Per la definizione della prevalenza necessaria alle pompe, per il convogliamento

del liquido aspirato nella cisterna scarrabile di accumulo, sono stati considerati per il settore di aspirazione:

- *il dislivello riferito al bordo superiore della discarica;*
- *la quota di consegna della cisterna;*
- *lo sviluppo lineare complessivo del tragitto di ogni tubazione, comprensivo del tratto di risalita ungo le sponde.*

Sulla base delle seguenti variabili progettuali al fine di svuotare tempestivamente il liquido raccolto nel bacino della discarica occorre una pompa in grado di smaltire almeno la portata di afflusso che per il sub bacino risulta pari a 30l/s.

Pertanto prevedendo di aspirare tutto il liquido raccolto in un tempo ragionevole è stato deciso di considerare una dotazione di due pompe che, funzionando in continuo, potranno smaltire immediatamente tutto il liquido raccolto ed impedire allagamenti all'interno del catino di scarico.

Sulla base di tali necessità sono state scelte le caratteristiche delle pompe da inserire all'interno del pozzo di raccolta del percolato. Le pompe avranno una portata di 20l/sec e prevalenza fino 15,9 m., e garantiranno quindi portate di aspirazione di almeno 40l/s, decisamente superiori ai 30l/s.

Al riguardo è stata ritenuta idonea una macchina la cui parte idraulica sarà con girante monocanale del tipo idonea al pompaggio di acque reflue e con una potenza nominale di 5,5kw. La costruzione del motore dovrà garantire che la pompa sia di tipo antidefragrante e quindi conforme alle norme EN50014 - EN50018 tipo EEx d IIB T4.

9. Dimensionamento vasche di accumulo del percolato

L'ipotesi di dimensionamento parte dal presupposto che le vasche serviranno a stoccare il percolato prodotto in discarica per un tempo necessario a garantire i margini sufficienti di operatività per effettuare le operazioni di travaso e conferimento agli impianti di smaltimento, senza che tra l'altro la discarica possa allagarsi.

Ai fini di rapportarsi alle reali condizioni di funzionamento della discarica si è preso a base di riferimento le seguenti condizioni progettuali:

- *le caratteristiche pluviometriche dell'area come da curva di Gumbel, riferita però a 10 ore consecutive di pioggia;*
- *il bacino imbrifero del primo lotto, pari ad un'area di 12.000 m² diviso in due sub-lotti, per i quali si considera una situazione di afflusso determinata in condizioni di infiltrazione nell'area occupata dal deposito di rifiuti pari circa 6000 m².*

Poiché il percolato si formerà solo quando sono stati immessi i rifiuti in discarica si ipotizza che non tutta la disponibilità idrica del bacino si raccoglierà alla base del sistema drenante, giacché i fenomeni di evapotraspirazione e di ritenzione capillare nella massa dei rifiuti ridurranno il volume del liquido infiltrato. A tal riguardo ai fini del calcolo si considera che le precipitazioni che raggiungeranno il fondo della discarica siano pari a :

- A. 20% della disponibilità idrica del bacino
- B. 50% della disponibilità idrica del bacino

La portata giornaliera di percolato dipenderà oltre che dalla percentuale di infiltrazione, anche dal tempo di attraversamento degli strati di rifiuto, che sarà legato direttamente:

- al coefficiente di permeabilità del materiale abbancato;
- all'altezza degli strati di rifiuto;
- al grado di saturazione raggiunto.

In relazione a ciò sono state assunte le seguenti condizioni:

1. il coefficiente di permeabilità degli strati di rifiuti più inerti di ricoprimento sia pari a 10^{-3} cm/s per un coefficiente di compattazione pari a 0,7t/mc;
2. l'altezza degli strati di rifiuto più materiale di ricoprimento più strato drenante di fondo sia pari a 1,5m;
3. il grado di saturazione sia pari a tre condizioni limite: 1-0,8-0,6.

Dal diagramma di Irmay si rileva che:

- il valore di $S_r = 1$ corrisponde ad una condizione di saturazione totale degli strati, in cui risulta valida la legge di Darcy e quindi il coefficiente di permeabilità risulta proprio pari a 10^{-3} cm/s;
- per valori di $S_r = 0,8$ dal diagramma di Irmay si ricava un coefficiente di permeabilità pari a 4×10^{-4} cm/s;
- per $S_r = 0,6$ il coefficiente K si riduce a 2×10^{-4} cm/s.

Nei tre casi considerati il tempo di attraversamento risulterà pari a:

$$T_1 = 1,5 : 10^{-5} \text{ m/s} = 1,7 \text{ giorni}$$

$$T_2 = 1,5 : 4 \times 10^{-6} \text{ m/s} = 4,3 \text{ giorni}$$

$$T_3 = 1,5 : 2 \times 10^{-6} \text{ m/s} = 8,6 \text{ giorni}$$

Caso A 20% di infiltrazione

Dalla curva di possibilità pluviometrica per 10 ore consecutive di pioggia si avrà un'altezza pari a:

$$h = 36,2 \times t^{0,48} = 36,2 \times 10^{0,48} = 108 \text{ mm}$$

il volume disponibile per 6.000 mq sarà : $6.000 \times 0,108 = 648 \text{ mc}$

Avendo supposto il 20% di infiltrazione il volume affluente sarà di circa 130mc.

Nelle ipotesi fatte dei tre tempi di attraversamento

$$T_1 = 1,7 \text{ giorni} \quad Q = 130/T_1 = 76 \text{ mc/g}$$

$$T_2 = 4,3 \text{ giorni} \quad Q = 130/T_2 = 30 \text{ mc/g}$$

$$T_3 = 8,6 \text{ giorni} \quad Q = 130/T_3 = 15 \text{ mc/g}$$

Caso B 50% di infiltrazione

Avendo supposto il 50% di infiltrazione il volume affluente sarà di circa 324mc.

Nelle ipotesi fatte dei tre tempi di attraversamento

$$T_1 = 1,7 \text{ giorni} \quad Q = 324/T_1 = 190 \text{ mc/g}$$

$$T_2 = 4,3 \text{ giorni} \quad Q = 324/T_2 = 75 \text{ mc/g}$$

$$T_3 = 8,6 \text{ giorni} \quad Q = 324/T_3 = 37 \text{ mc/g}$$

Va specificato che le situazioni più gravose di afflusso del percolato si riferiscono a condizioni limite per le quali tuttavia non va trascurata la capacità di accumulo del pozzo di raccolta e del catino di scarico. Si evidenzia altresì che quando la discarica risulterà riempita di rifiuti, anche se il bacino imbrifero aumenterà, lo spessore degli strati e le condizioni richiamate di capillarità, evapotraspirazione e saturazione saranno tali che la portata affluente risulterà molto inferiore; da dati di letteratura si ha un tempo di attraversamento fino a 20 giorni.

Sulla base pertanto delle condizioni poc'anzi richiamate e dei dati di calcolo è stato scelto di considerare un volume totale di accumulo del percolato pari ad 74mc, costituito da una vasca in c.a. di 50mc e una cisterna scarrabile di 14mc.

Come si evince dai calcoli lo stesso risulta più che sufficiente per garantire un rapido svuotamento della discarica e scongiurare rischi di allagamento del catino con impossibilità di accesso adeguato dei mezzi conferenti lo scarico.