



ALISEA spa



CITTA' METROPOLITANA DI VENEZIA



COMUNE DI JESOLO

Opere di messa in sicurezza, completamento, riprofilatura e compensazione ambientale della discarica di Piave Nuovo a Jesolo

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTAZIONE



Dott. Ing. Samuele Colombo
Ordine degli Ingegneri della Provincia
di Venezia n. 3012

Service tecnico

Insula

Elab.

E

RELAZIONE IDRAULICA
IMPIANTI DI EMUNGIMENTO PERCOLATO
E CAPTAZIONE BIOGAS

Il Legale Rappresentante della
Ditta Proponente

.....

00	GENNAIO 2018	EMISSIONE			
REVISIONE	DATA	MOTIVO	ESEGUITO	CONTROLLATO	APPROVATO

Sommario

1	PREMESSA	2
2	MESSA IN SICUREZZA DELLA VECCHIA DISCARICA E IMPIANTO DI EMUNGIMENTO DEL PERCOLATO	4
2.1	SISTEMA DI EMUNGIMENTO DEL PERCOLATO DELLA VECCHIA DISCARICA.	4
2.2	SISTEMA DI GESTIONE PERCOLATO DELLA NUOVA DISCARICA.	10
2.2.1	PERIODO DI GESTIONE DELLA DISCARICA.	11
3	BIOGAS	21
3.1	CARATTERIZZAZIONE DEL BIOGAS	21
3.2	STIMA PRODUZIONE	22
3.2.1	IL MODELLO LANDGEM DELLA U.S.E.P.A	23
3.2.2	APPLICAZIONE DEL MODELLO LANDGEM.	25
3.3	POZZI DI ESTRAZIONE	29
3.4	SOTTOSTAZIONI	29
4	ALLEGATO	32

1 Premessa

Il presente lavoro si inserisce nei lavori di messa in sicurezza, completamento, riprofilatura e compensazione ambientale della Discarica di “Piave Nuovo” gestita dalla Società Alisea S.p.A.. L’area oggetto di studio è situata nella Bassa Pianura Padano-Veneta, a Nord rispetto al centro di Jesolo e a Sud del Fiume Piave, tra le località di Ca’ Callegari, Cà Soldati, Cà Pirami. Nell’immagine satellitare seguente si definisce l’area della discarica.



Figura 1: Immagine satellitare con zona indicativa dell'intervento.

L’impianto attualmente in funzione è costituito da una discarica controllata per lo smaltimento dei rifiuti solidi urbani.

Nel sito si distinguono due lotti di riferimento: il Lotto Est, attualmente esaurito, ed il lotto Ovest, di forma trapezoidale suddiviso a sua volta in area Nord ed area Sud.

L'intervento di progetto comprende:

1. La messa in sicurezza della vecchia discarica "Lotto Ovest" nella zona sud tramite asportazione del percolato.
2. Il completamento e riprofilatura delle colmate.
3. La realizzazione della copertura finale e della fascia boscata a titolo di compensazione ambientale.

Al termine dell'intervento la conformazione superficiale prevederà: un'unica colmata con ricoprimento della strada attuale, utilizzata come divisore tra i lotti Est ed Ovest, che si andrà ad appoggiare ai rilevati di rifiuto attualmente esistenti.

Il presente progetto aggiorna il precedente di completamento del lotto Ovest approvato dalla Provincia di Venezia con il Decreto Dirigenziale n 35712/05 del 18 maggio 2005.

Nel presente lavoro sono studiati:

1. Le modalità di messa in sicurezza della vecchia discarica tramite la creazione di un sistema per la captazione dei percolati presenti.
2. Il nuovo impianto di captazione del percolato per i nuovi volumi di discarica.
3. L'impianto di captazione del biogas.

Su separata relazione verranno invece approfondite le tecniche relative al deflusso superficiale delle acque meteoriche e le opere per garantire l'invarianza idraulica dell'intervento.

2 Messa in sicurezza della vecchia discarica e impianto di emungimento del percolato

Come accennato in premessa si procederà alla messa in sicurezza della vecchia discarica tramite creazione di un'infrastruttura per il drenaggio del percolato e sua successiva separazione impermeabile con il nuovo corpo rifiuti.

Stante la diversa natura le due tipologie di percolato dovranno essere gestite in maniera separata.

2.1 Sistema di emungimento del percolato della vecchia discarica.

L'area dell'intera discarica copre circa 380.000 mq. La parte il sedime di vecchia discarica oggetto d'esame, utilizzata fino alla metà degli anni '80, è di circa 30.000 mq.

Per poter procedere all'asportazione del percolato presente nella vecchia discarica è stata studiata una soluzione opportuna che utilizza trincee drenanti associate a pozzi di emungimento finali per garantire l'estrazione dei volumi in tempi adeguati.

La realizzazione di queste opere è suddivisa principalmente in due fasi principali:

- *FASE 1*: in primo luogo si esegue uno scavo di sbancamento del cappello superficiale andando a creare così una pista specifica di servizio di larghezza pari a 4.00 m.

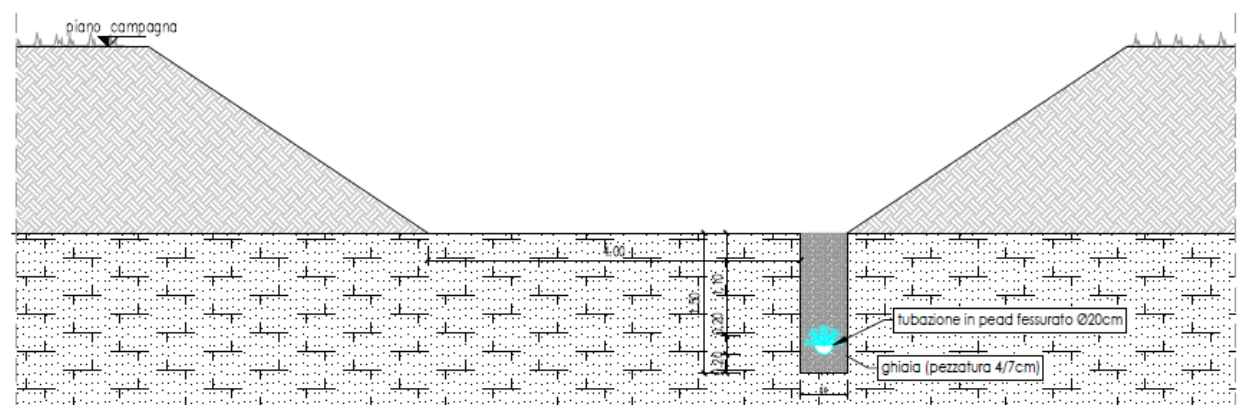


Figura 2: Trincee FASE 1.

- FASE 2: in un secondo momento vi è la posa del geotessuto e il seguente reinterro con materiale idoneo proveniente dallo scavo.

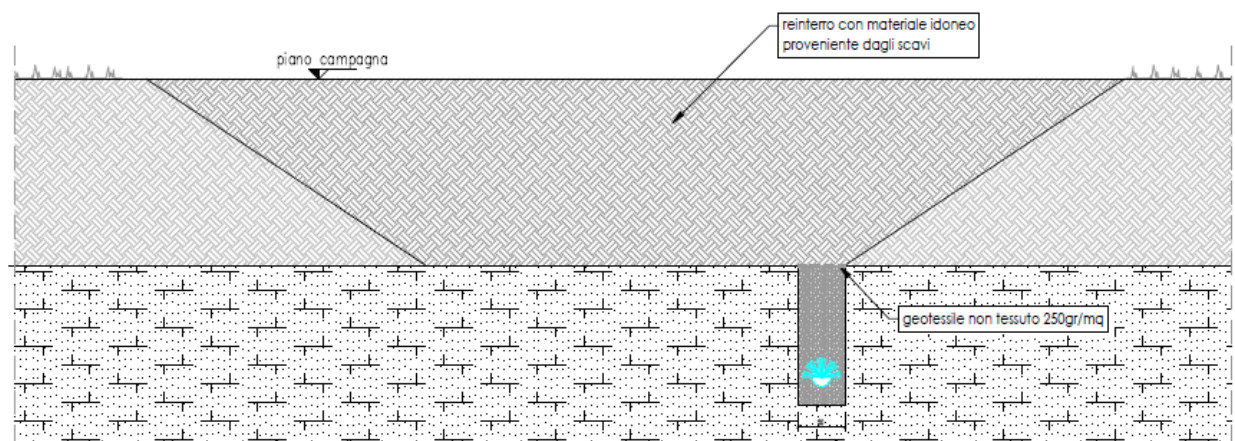


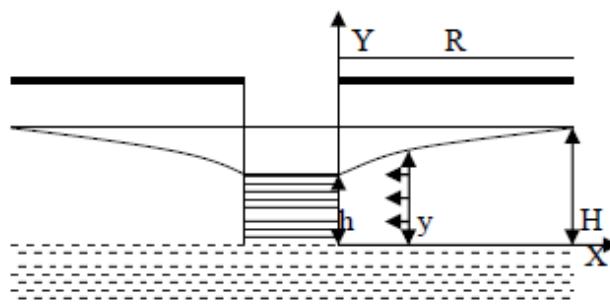
Figura 3: Trincee FASE 2.

Le trincee drenanti avranno una sezione finale trasversale rettangolare, di larghezza pari a 0.5 m e profondità massima di 1.5 m.

In considerazione delle caratteristiche geotecniche dello strato del rifiuto e della permeabilità rilevata è stata determinata una distanza d'influenza ricavata dalla formula di Sichard:

$$R_a = C * \Delta h * \sqrt{k} = 1.5m$$

dove Δh rappresenta la differenza tra l'altezza massima considerata pari a 1.5 e altezza media del livello idrico in trincea valutata pari a 0.5 mentre C, è una costante empirica che nel caso della trincea si assume uguale a $1500 (s/m)^{1/2}$.



Ritenendo adeguato un tempo di vuotamento del percolato della vecchia discarica di 10 anni, ritenuta la stessa adeguatamente isolata dal diaframma perimetrale e dallo strato impermeabile di copertura si è valutata la lunghezza del sistema drenante dai seguenti parametri:

- Il Coefficiente di permeabilità K del corpo rifiuti da prove condotte in luogo è stato considerato pari a 10^{-6} m/s.
- Altezza media strato di rifiuti pari a 3 m.
- Ipotesi di superficie considerata pari a 30.000 mq.

La quantità di percolato contenuta all'interno del corpo discarica risulta funzione, oltre che del livello, anche dell'indice dei vuoti che rappresenta il rapporto tra il volume occupato dagli spazi vuoti tra i "granuli" di terreno e rifiuto ed il totale.

Lo spazio vuoto tra i granuli risulta quello effettivamente occupato dal percolato.

La determinazione dell'indice dei vuoti viene eseguita tramite misurazioni di tipo sperimentale attraverso prove di pompaggio tra i vari pozzi di percolato (slug test), in maniera tale da valutare, tramite studio dei moti di filtrazione, per via indiretta i valori dell'indice.

Nel caso di specie si fa riferimento alla determinazione sperimentale eseguita nel 2013 presso la Discarica di Cà Rossa a Chioggia ("Assessment of leachate accumulation in a italian MSW landfill" - Borsetti, Colombo, Favaretti- Sardinia 2013) ed allegato come parte integrante della presente relazione.

Lo studio eseguito evidenzia una porosità media pari a circa l'8%; tuttavia per il dimensionamento si assumerà in via cautela un valore pari al 20%.

In conseguenza a queste ipotesi il volume di percolato totale da emungere è pari a 18.000mc. considerando una durata di vuotamento della discarica pari a 10 anni, si ottiene:

- Volume annuo da emungere pari a 1.800 mc/anno

La lunghezza della trincea è stata poi calcolata considerando la portata specifica in mq/s

$$q = \frac{1}{2R} K (H^2 - h^2)$$

con h altezza d'acqua in prossimità della parete pari a 0.5 m.

In conclusione la lunghezza totale delle trincee, considerando le portate che interessano tale superficie, è pari a 300 m.

Nella sezione terminale di ciascun tratto è stato predisposto un pozzo avente al suo interno una tubazione in PEAD da 80 cm di diametro idoneo all'emungimento del percolato raccolto attraverso le

trincee. Successivamente ogni pozzo è stato collegato con una tubazione DN 315 al pozzetto d'ispezione e rilancio.

La separazione fisica, per impedire perdite riguardanti il percolato, tra la parte della vecchia discarica e la nuova verrà eseguito con l'utilizzo di un pezzo speciale con cartella in HDPE di spessore 2mm.

Completate le opere di estrazione dalla vecchia discarica verrà realizzato lo strato di separazione secondo la stratigrafia della seguente figura per la coltivazione della nuova discarica superiore.

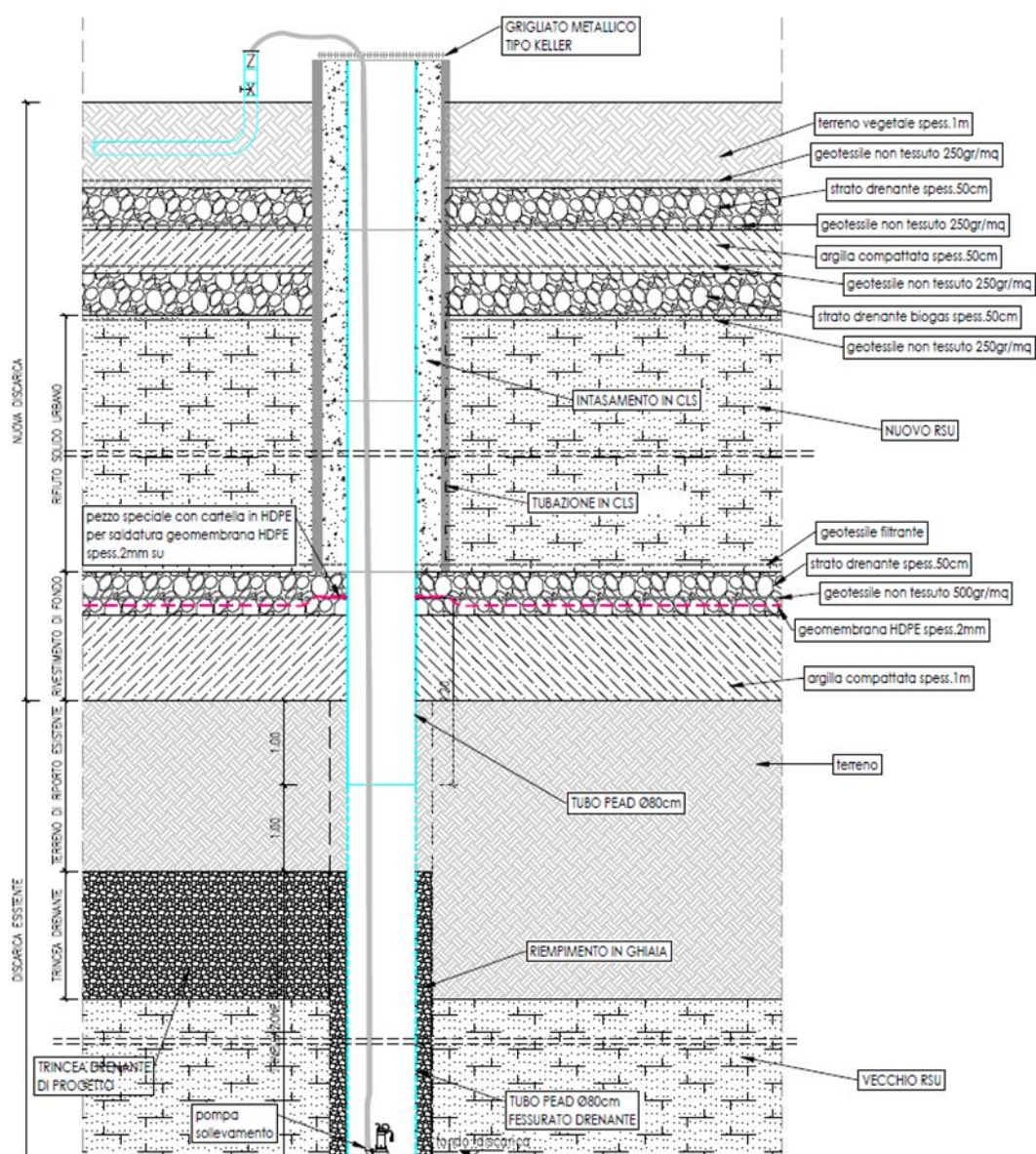


Figura 4: Sezione tipologica pozzo percolato discarica esistente.

Riassumendo, secondo lo schema appena descritto si andranno ad utilizzare:

- Lunghezza totale della trincea: 300m

- Tubazione interne alle trincee: 100m di DN 200
- Numero di pozzi finali per emungere il percolato dalle trincee: 5 di raggio $R_0 = 0.4$ m
- Pompe deflagranti inserite all'interno di ogni pozzo: $Q = 5$ l/s con prevalenza H pari a 10m
(È previsto un funzionamento medio di 20 minuti/d per ciascuna pompa)
- Numero di serbatoi di raccolta del percolato: 2 serbatoi con capacità pari 30 mc.

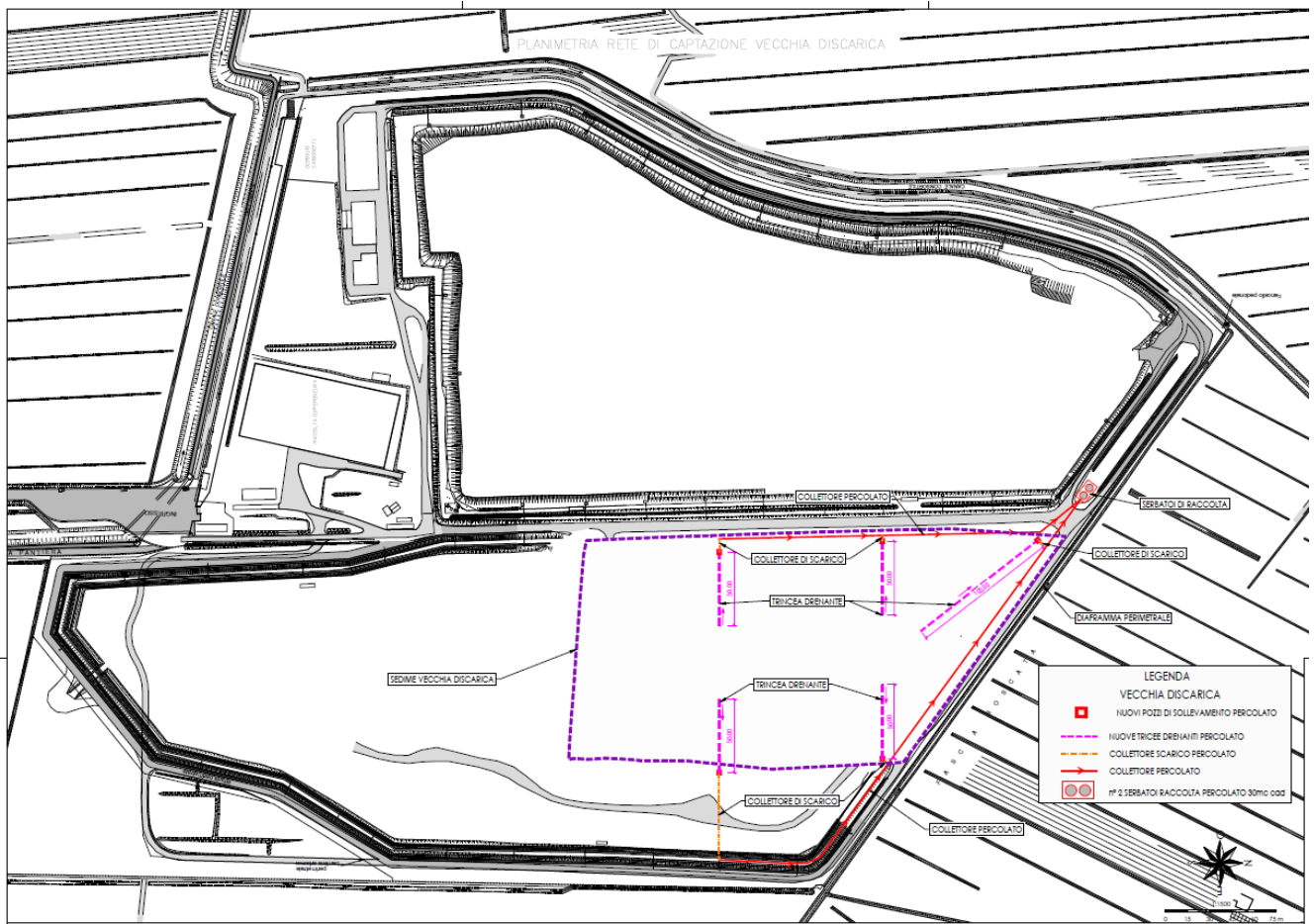


Figura 5: Planimetria rete di captazione vecchia discarica.

Tale struttura, come dimostrato dai calcoli nella tabella seguente, è adeguata nell'ipotesi di aggotamento del percolato in 10 anni.

Anno di coltivazione	Area (m2)	Volume di percolato in funzione della sup (mc/anno)	Percolato totale
2019	30000	18000	12600
2020	30000	12600	8820
2021	30000	8820	6174
2022	30000	6174	4322
2023	30000	4322	3025
2024	30000	3025	1513
2025	30000	1513	756
2026	30000	756	378
2027	30000	378	189
2028	30000	189	95
2029	30000	95	47

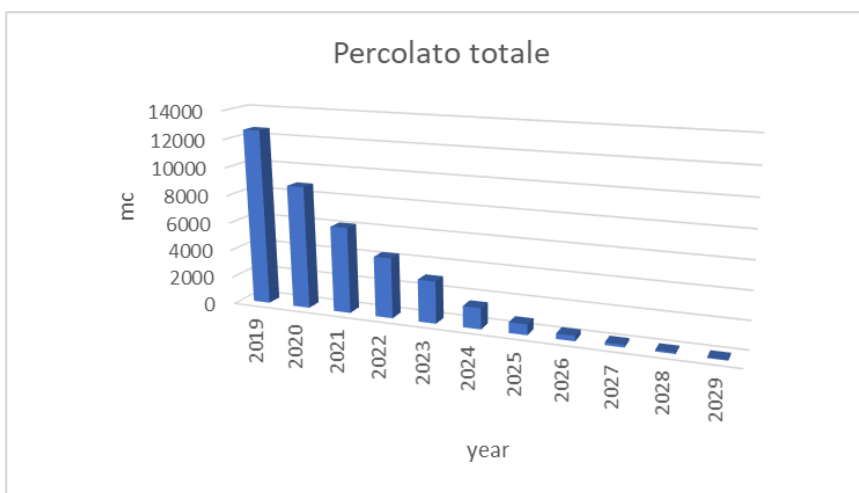


Figura 6: Aggotamento percolato.

Risulta evidente perciò che i volumi di percolato previsti siano direttamente influenzati dalla portata dei moti naturali di filtrazione, pertanto l'ipotesi di cui sopra andrà verificata durante il periodo di post-gestione sulla base dell'effettivo esercizio dell'impianto di emungimento.

2.2 Sistema di gestione percolato della nuova discarica.

Il Lotto Nord-Ovest presenta una superficie totale pari a circa 110.500 mq dei quali 65.000 mq facenti parte del progetto di variante principale.

È prevista l'estrazione del percolato dal lotto di variante mediante sistema di pozzi come da planimetria allegata (TAV. 06).

Per il dimensionamento, per prima cosa, è stato definito il Raggio di influenza relativo al singolo pozzo, cioè la distanza alla quale si attenua la perturbazione creata dal pompaggio del percolato.

Dato che la perturbazione si attenua con la distanza e che il sistema tende con il tempo a stabilizzarsi, si può immaginare che esista un limite oltre il quale gli effetti del pompaggio non si risentano più, anche se il pozzo viene mantenuto in attività per molto tempo.

Questa distanza varia da caso a caso in funzione del tipo di opera di captazione e della portata emunta. Se ad esempio a parità di altre condizioni si immagina di aumentare la portata del pozzo, si può ragionevolmente immaginare che questa distanza aumenti, mentre se si diminuisce la portata questa distanza diminuirà. Allontanandosi dai pozzi gli effetti sul percolato si risentono in modo sempre meno marcato e, oltrepassato un certo limite, questi effetti sono nulli o comunque irrilevanti.

Considerando come dati di input:

- Altezza media del rifiuto H_a pari a 9 m;
- Quantitativo di rifiuto medio finale pari a 340.000 mc;
- Coefficiente di permeabilità del corpo rifiuti k pari a 10^{-5} m/sec;
- Raggio del pozzo r_0 pari a 0.4 m;
- Altezza del livello idrico nel pozzo h_0 pari a 0.5 m;

Il volume disponibile all'interno di ciascun pozzo, destinato allo stoccaggio del percolato, è pari a 4.27 mc; tale volume è raggiungibile in 2.29 ore.

Per il calcolo del raggio di influenza è stata utilizzata la **formula di Sichard** in cui R (in metri) è calcolabile come:

$$R_a = C * \Delta h * \sqrt{k} = 53.76 \text{ m}$$

dove Δh rappresenta l'abbassamento in metri registrato nel pozzo in seguito al pompaggio e C è una costante empirica che nel caso dei pozzi si assume uguale a $2000 \text{ (s/m)}^{1/2}$.

Ricordando poi, la seconda ipotesi di *Dupuit*, la portata Q fluisce attraverso una generica superficie cilindrica (equipotenziale) di altezza h e raggio r , coassiale al pozzo.

Considerando uno strato di moto permanente quindi, si ha con *Darcy*:

$$Q = 2\pi rhv = 2\pi rhk \frac{dh}{dr}$$

Integrando la portata e imposta la condizione al contorno $h=h_0$ per $r=r_0$, la portata massima emungibile dal pozzo risulta:

$$Q_{max} = \pi k \frac{(h^2 - h_0^2)}{\ln \frac{r}{r_0}} = \pi k \frac{(H_a^2 - h_0^2)}{\ln \frac{R_a}{r_0}} = 5.1 \cdot 10^{-4} \text{ mc/s}$$

avendo posto $h=H_a$ per $r=R_a$

Considerando una superficie della riprofilatura della discarica pari a 65.000 mq, prevedendo un periodo di gestione della discarica di 5 anni e un periodo di vuotamento post gestione di 30 anni è stato determinato il volume di percolato da emungere.

La quantità di percolato contenuta all'interno del corpo discarica risulta funzione, oltre che del livello, anche dell'indice dei vuoti che rappresenta il rapporto tra il volume occupato dagli spazi vuoti tra i "granuli" di terreno e rifiuto ed il totale.

Lo spazio vuoto tra i granuli risulta quello effettivamente occupato dal percolato.

Non essendo possibile al momento eseguire prove di pompaggio (slug test) presso la Discarica in esame si fa riferimento a studi sperimentali eseguiti in siti limitrofi a quello in esame, la porosità media del rifiuto nel periodo di gestione quindi, si ritiene pari al 20%.

In considerazione della tipologia di rifiuto da stoccare, costituito principalmente da sovralli di rifiuto secco, si è trascurato il contributo di produzione del percolato da reazioni chimiche interne alla stessa.

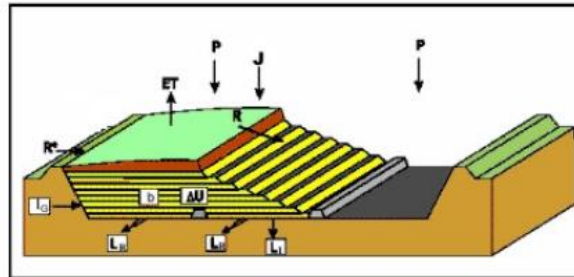
2.2.1 Periodo di gestione della discarica.

Inizialmente è stato valutato il percolato negli anni di gestione e post-gestione della discarica riguardante il Lotto Ovest di superficie pari a 65.000mq.

La produzione attesa del percolato è stata stabilita applicando il bilancio idrologico alla porzione relativa al lotto d'intervento della discarica.

In via generale, per un impianto di discarica il bilancio idrologico può essere espresso mediante la relazione:

$$P + J + R^* + I_G + I_S + S \mp b - L_R - R - ET - L_I \mp \Delta U = 0$$



dove:

- P indica gli afflussi meteorici;
- J è il ricircolo del percolato
- R* è il ruscellamento da aree esterne alla discarica;
- I_G è l'eventuale infiltrazione dalla falda idrica;
- I_S è l'apporto da falde idriche superficiali;
- S è il contenuto di umidità apportato dallo smaltimento dei fanghi;
- b è la produzione o consumo idrico dovuto alle reazioni biochimiche di degradazione aerobica ed anaerobica della sostanza organica contenuta nei rifiuti;
- L_R è il percolato drenato dalla rete di collettamento,
- R è il ruscellamento dalla superficie della discarica;
- ET è l'evapotraspirazione;
- L_I sono le perdite di percolato dal fondo della discarica;
- ΔU è la variazione del contenuto idrico dei rifiuti.

Nel caso di specie, si sono tralasciati alcuni termini dell'equazione e, nello specifico, si sono considerati pertanto nulli gli apporti dovuti al ricircolo di percolato (J), quelli dovuti a falde idriche superficiali (I_S) e profonde (I_G), quello dovuto al ruscellamento da aree esterne all'impianto (R*), le perdite L_I attraverso il manto di impermeabilizzazione, i quantitativi d'acqua (b), coinvolti nelle reazioni biochimiche di degradazione aerobica ed anaerobica della sostanza organica contenuta nei rifiuti. In fine, si valuterà pari a zero anche la variazione del contenuto idrico dei rifiuti (ΔU) e il contenuto di umidità apportato dallo smaltimento dei fanghi (S) in quanto ipotizzato il stoccaggio di solo rifiuto secco, con presenza trascurabile di componente organica.

In definitiva, il percolato (L_R) drenato dalla rete di collettamento sarà influenzato dagli apporti meteorici (P), dal termine di ruscellamento dalla superficie della discarica (R) e da quello di evapotraspirazione (ET). L'equazione del bilancio idrologico diviene, pertanto, la seguente:

$$P - L_R - R - ET = 0$$

dalla quale si ricava, invertendo, la produzione di percolato

$$L_R = P - R - ET$$

Si procede quindi al calcolo dei vari termini d'interesse.

Precipitazioni

La valutazione del contributo dovuto alle precipitazioni è stato fatto con riferimento ai valori medi mensili ottenuti dall'analisi delle serie storiche delle precipitazioni registrate dalla stazione di Eraclea, nel periodo compreso tra 01 gennaio 1994 e il 31 dicembre 2016, così come riportati nella seguente tabella:

Anno	mm/anno
1994	791.6
1995	1149.6
1996	970.6
1997	661.2
1998	818
1999	740.6
2000	772.6
2001	613
2002	1165.4
2003	631
2004	758.1
2005	856
2006	733.2
2007	828
2008	1257
2009	891.8
2010	1402.8
2011	789.4
2012	594
2013	1264.8
2014	1416.8
2015	784.6
2016	953
media	906.2217

Mese	Precipitazioni medie
Gennaio	54.6
Febbraio	62.3
Marzo	62.5
Aprile	74.3
Maggio	79.5
Giugno	68.5
Luglio	55.6
Agosto	89.4
Settembre	103.3
Ottobre	84.8
Novembre	102.3
Dicembre	69

Ruscellamento superficiale

Il ruscellamento superficiale delle acque piovane è influenzato essenzialmente dalla morfologia del terreno, dalle caratteristiche del materiale di copertura impiegato oltre ovviamente dalla intensità e durata della precipitazione. Data la difficoltà nella valutazione esatta di tale contributo per effetto dell'incertezza sulle numerose variabili che lo influenzano, si utilizzano metodi semplificati come il metodo razionale, nel quale il contributo del ruscellamento R viene considerato proporzionale alla precipitazione media mensile attraverso opportuni coefficienti di deflusso, funzioni della tipologia del terreno e della relativa pendenza.

Terreno	Pendenza		
	Nulla	Media	Elevata
Sabbioso	0,05 - 0,10	0,10 - 0,15	0,15 - 0,20
Argilloso	0,13 - 0,17	0,17 - 0,22	0,22 - 0,35

Figura 7: Valori medi annui del coefficiente di deflusso superficiale.

L'espressione è quindi del tipo:

$$R_i = c_i P_i$$

con:

R_i è il ruscellamento superficiale per unità di superficie al mese i esimo [mm/mese]

P_i è la precipitazione media nel mese i esimo [mm/mese]

c_i è il coefficiente empirico adimensionale variabile in funzione della natura del terreno, della pendenza, della presenza di vegetazione.

I coefficienti di deflusso superficiale sono valutati su base media annua e portano pertanto ad una sottostima del deflusso reale durante la stagione umida e ad una sovrastima dello stesso nella stagione secca. Per ovviare a questo aspetto vengono introdotti dei coefficienti correttivi da applicare al valore medio annuale del coefficiente di deflusso per ottenere il relativo valore mensile. I coefficienti correttivi vengono riassunti nella tabella:

Mese	CR	Mese	CR
Gennaio	1,60	Luglio	0,29
Febbraio	1,80	Agosto	0,29
Marzo	1,43	Settembre	0,46
Aprile	0,97	Ottobre	1,20
Maggio	0,89	Novembre	1,40
Giugno	0,37	Dicembre	1,60

Figura 8: Coefficienti correttivi del coefficiente de deflusso per pendenze < 5%.

Considerando che nella zona superficiale il terreno di copertura avrà una pendenza limitata, si adotta a favore della sicurezza un coefficiente medio di ruscellamento superficiale pari a 0.17.

Applicando la relazione descritta e attraverso l'uso dei coefficienti di correzione si ottiene il contributo mensile del termine di ruscellamento superficiale che viene riassunto per il singolo mese nella seguente tabella:

Mese	Ri (mm)	Mese	Ri (mm)
Gennaio	14.8512	Luglio	2.74108
Febbraio	19.0638	Agosto	4.40742
Marzo	15.19375	Settembre	8.07806
Aprile	12.25207	Ottobre	17.2992
Maggio	12.02835	Novembre	24.3474
Giugno	4.30865	Dicembre	18.768

Figura 9: Valori mensili del ruscellamento superficiale.

Evapotraspirazione

È noto dall'idrologia che la copertura vegetale di un suolo permette un rilascio di quantità d'acqua in atmosfera attraverso il fenomeno dell'evapotraspirazione. Nel caso della discarica controllata si possono presentare, nel corso dell'esercizio, situazioni che portano ad avere contributi diversi. Occorre pertanto distinguere tra discariche ancora in esercizio, con una superficie a contatto con l'atmosfera costituita dal terreno di copertura intermedio, senza vegetazione, e discariche già completate, dotate quindi di un capping finale.

Nel caso di discarica controllata completata, il termine di evapotraspirazione può essere valutato attraverso il metodo di Thornthwaite.

A tal fine, l'evapotraspirazione viene valutata mediante la relazione:

$$ET = 16 \left(10 \frac{T}{I} \right)^{\alpha}$$

dove:

- ET è l'altezza di evapotraspirazione mensile [mm/mese]
- T è la temperatura atmosferica media del mese considerato
- I è l'indice termico annuale di una data località:

$$I = \sum_{i=1}^{12} \left(\frac{T_i}{5} \right)^{1.514} = 58.34$$

Per quanto concerne le temperature medie mensili, sono state impiegate le serie storiche registrate dalla stazione di Eraclea, nel periodo compreso tra 01 gennaio 1994 e il 31 dicembre 2016.

La temperatura media mensile è riportata nella seguente tabella.

MESE	Ti (°C)	MESE	Ti (°C)
Gennaio	3.2	Luglio	23.3
Febbraio	4.3	Agosto	22.6
Marzo	8.3	Settembre	18.4
Aprile	12.7	Ottobre	13.7
Maggio	17.6	Novembre	8.9
Giugno	21.4	Dicembre	4.1

Figura 10: Valori medi mensili della temperatura.

L'esponente α in funzione dell'indice termico I si può valutare come:

$$\alpha = 675 \cdot 10^{-9} \cdot I^3 - 771 \cdot 10^{-7} \cdot I^2 + 1792 \cdot 10^{-5} \cdot I + 0.49239 = 1.41$$

L'applicazione della formula di Thorntwaite conduce al calcolo dei valori della evapotraspirazione per ogni mese dell'anno.

Mese	Evapotraspirazione [mm/mese]	Mese	Evapotraspirazione [mm/mese]
Gennaio	6.864006252	Luglio	112.657045
Febbraio	10.40945258	Agosto	107.9164237
Marzo	26.30037952	Settembre	80.76861419
Aprile	47.89736986	Ottobre	53.29717584
Maggio	75.86373537	Novembre	29.01905012
Giugno	99.9292488	Dicembre	9.733640775

Figura 11: Valori medi mensili della evapotraspirazione.

Successivamente, la differenza tra i valori mensili della precipitazione efficace (precipitazione epurata dalla componente di ruscellamento superficiale) e l'evapotraspirazione ($P - R - ET$) permette di individuare la stagione secca e quella umida durante l'anno.

Tipologia di stagione	STAGIONE SECCA				STAGIONE UMIDA							
	Maggio	Giugno	Luglio	Agosto	Gennaio	Febbraio	Marzo	Aprile	Settembre	Ottobre	Novembre	Dicembre
Precipitazione media P	79.54783	68.51304	55.6	89.40869565	54.59130435	62.3	62.54783	74.32174	103.2521739	84.82609	102.3130435	69
Ruscellamento superficiale Ri	12.02835	4.30865	2.74108	4.40742	14.8512	19.0638	15.19375	12.25207	8.07806	17.2992	24.3474	18.768
Evapotraspirazione ET	75.86374	99.92925	112.657045	107.9164237	6.864006252	10.40945258	26.30038	47.89737	80.76861419	53.29718	29.01905012	9.733641
P-Ri-ET	-8.34426	-35.7249	-59.798125	-22.91514808	32.8760981	32.82674742	21.0537	14.1723	14.40549972	14.22971	48.94659336	40.49836

	Totale [m]	Volume totale su Superficie [m ³]
Precipitazione media P	0.906221739	58904.41304
Ruscellamento superficiale Ri	0.15333898	9967.0337
Evapotraspirazione ET	0.660656142	42942.64924
P-Ri-ET	0.092226617	5994.730108

In seguito al bilancio idrologico condotto risulta un volume riconducibile alle infiltrazioni di acqua nella massa dei rifiuti pari a 6000 mc.

Al fine di tener conto del contributo dovuto alla decomposizione dei rifiuti, tenendo in considerazione le caratteristiche merceologiche del rifiuto smaltito, si è fatto riferimento ad un contenuto umido massimo pari a circa il 15%. Si stima, quindi, che i volumi complessivi di percolato derivanti dalla decomposizione dei rifiuti, in funzione della quantità di rifiuti ed al netto dei vuoti risulta pari a 40.800 mc. La produzione dei volumi riconducibili a tale aliquota è stata ipotizzata considerando un rilascio maggiore nei primi anni ed una graduale diminuzione con il progredire del processo di digestione anaerobica.

A tali valori vengono sommati annualmente i contributi dati dalla precipitazione, depurati dal ruscellamento e dal contributo dell'evapotraspirazione, nel periodo di gestione della discarica.

Pertanto il volume da estrarre al quinto anno di gestione sarà pari a:

$$Q_{perc} = 40.800 + 5.994 = 46.794 \text{ mc}$$

La raccolta del percolato avviene attraverso vasche orizzontali e in scarpata. Utilizzando questa tecnica di raccolta arriverà ai pozzi attraverso una tubazione principale DN 315 utilizzando serie di tubazioni secondarie DN 125.

Successivamente il percolato, attraverso un sistema di collegamenti secondari aventi DN 160, verrà mandato al sollevamento finale utilizzando sistemi in pressione e a gravità idonei caratterizzati da DN 225. Il percolato, raggiunto il sistema di sollevamento verrà poi stoccato in 3 serbatoi aventi 60mc di capacità ciascuno.

Riassumendo, secondo lo schema appena descritto si andranno ad utilizzare:

- Numero pozzi totale Lotto Nord-Ovest: 25 di Raggio $R_0 = 0.4$ m di cui 12 utilizzati nel Lotto Ovest di Variante
- Pompe deflagranti inserite all'interno di ogni pozzo: $Q = 5$ l/s con prevalenza H pari a 10 m.
- Numero di Pozzetti d'ispezione e rilancio: 1
- Numero di serbatoi di raccolta del percolato: 3 serbatoio con capacità pari 60 mc.

Considerando un volume di percolato totale pari a circa 46.794 mc (alla fine dei 5 anni di coltivazione della discarica), al singolo pozzo arriveranno 0.12 [l/s].

Facendo alcune valutazioni riguardanti la portata in arrivo al singolo pozzo, si osserva che nell'arco di 24 ore il percolato in arrivo al pozzo è pari a 10683 l.

Successivamente, considerando che i pozzi utilizzati hanno una capacità pari a 4.2 mc ciascuno, dovranno essere svuotati 3 volte al giorno.

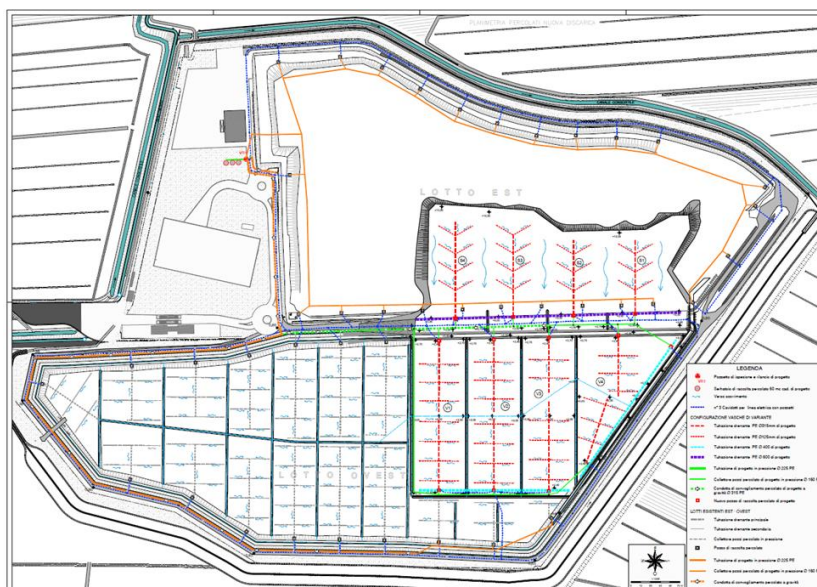


Figura 12: Aggiornamento del sistema di gestione del percolato nuova discarica.

Nel periodo di post gestione, considerando che il rifiuto non produce volumi significativi di percolato e tenendo presente il tipo di sistemazione finale proposta una volta terminato il capping, si assume un valore intermedio delle infiltrazioni dell'ordine del 3% delle precipitazioni. Considerando pertanto la

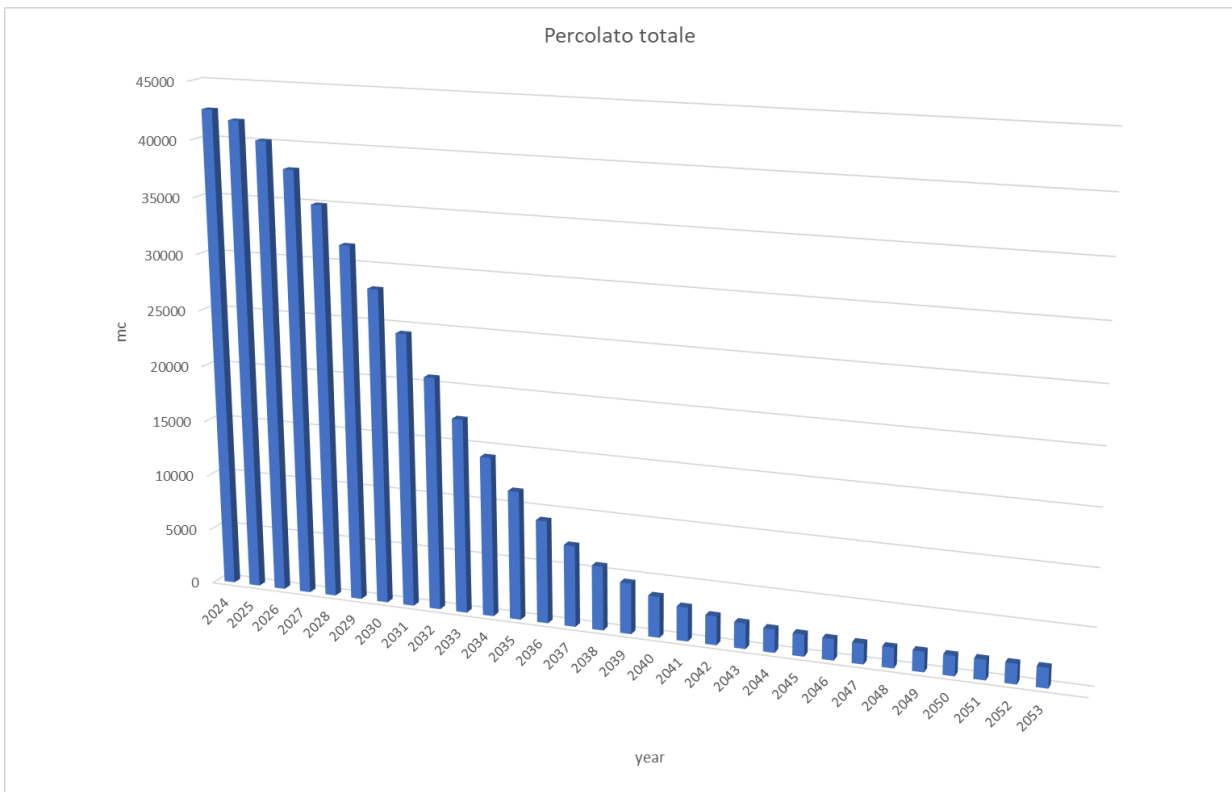
superficie totale delle aree strettamente coltivate a discarica pari a circa 65.000 mq ed una piovosità media del sito, sulla base dei dati ARPAV di 906 mm/anno occorrerà pertanto considerare un emungimento annuo dovuto alle piogge pari a:

$$V = 3\% \cdot h \cdot S = 1767 \left[\frac{mc}{anno} \right]$$

Bisognerà inoltre, considerare il fatto che vi sarà una progressiva diminuzione del volume emunto dovuta ad una riduzione della velocità di filtrazione determinata dal progressivo calo del battente idraulico.

Osservando i risultati riguardanti la post-gesdttione del percolato nei 30 anni seguenti la chiusura della discarica, si nota come il contributo sarà dato esclusivamente dalle infiltrazioni della pioggia e i rifiuti non saranno più produttivi.

Anno di coltivazione	Rifiuti totali [mc]	Volume di percolato in funzione della quantità di rifiuto (mc/anno)	Infiltrazioni meteoriche [mc/anno]	Percolato totale [mc/anno]
2024	340000	40800	1767	42567
2025	340000	39984	1767	41751
2026	340000	38385	1767	40151
2027	340000	36082	1767	37848
2028	340000	33195	1767	34962
2029	340000	29876	1767	31642
2030	340000	26290	1767	28057
2031	340000	22610	1767	24377
2032	340000	18992	1767	20759
2033	340000	15574	1767	17340
2034	340000	12459	1767	14226
2035	340000	9718	1767	11485
2036	340000	7386	1767	9152
2037	340000	5465	1767	7232
2038	340000	3935	1767	5702
2039	340000	2755	1767	4521
2040	340000	1873	1767	3640
2041	340000	1236	1767	3003
2042	340000	791	1767	2558
2043	340000	491	1767	2257
2044	340000	294	1767	2061
2045	340000	171	1767	1937
2046	340000	96	1767	1862
2047	340000	52	1767	1818
2048	340000	27	1767	1794
2049	340000	13	1767	1780
2050	340000	6	1767	1773
2051	340000	3	1767	1770
2052	340000	1	1767	1768
2053	340000	1	1767	1767



Partendo quindi da questi risultati, il sistema dei pozzi previsto in fase di gestione garantisce uno svuotamento adeguato al periodo trentennale di post-gestione.

3 Biogas

3.1 Caratterizzazione del Biogas

Il biogas deriva dalla decomposizione anaerobica che interessa il rifiuto collocato in discarica e che comporta la produzione di una miscela gassosa composta essenzialmente da CH₄, CO₂ e tracce di altri gas.

La degradazione anaerobica dei rifiuti e la produzione di metano sono governate da diversi fattori chimico-fisici, oltre che biologici, riconducibili sinteticamente a tre gruppi principali: il primo comprende le caratteristiche ambientali, il secondo le caratteristiche dei rifiuti ed il terzo le modalità di progettazione e di gestione dell'impianto stesso. Il fenomeno di produzione e fuoriuscita del gas dall'ammasso di RU inizia con un certo vigore dopo vari mesi dalla chiusura della discarica e si protrae per diversi decenni a seconda dei casi e della struttura stessa.

Durante la fase di fermentazione anaerobica che si sviluppa in presenza di rifiuti costituiti da sostanza organica, si produce del biogas costituito prevalentemente da metano ed anidride carbonica. Il metano, che possiede un alto p.c.i., rappresenta una potenziale risorsa energetica che merita utilizzare quando i quantitativi sono interessanti.

Le attività che generano le emissioni in atmosfera più significative da un sito di interrimento controllato di rifiuti solidi urbani, connesse con la presenza di biogas derivante dalla loro degradazione, possono ricondursi a:

1. l'emissione attraverso la copertura del biogas non intercettato dal sistema di captazione
2. la combustione di biogas in torcia/cogeneratore.

La fuoriuscita di biogas dal corpo rifiuti, senza che venga termicamente decomposto in anidride carbonica e acqua rappresenta un impatto che risulta mediamente circa 20 volte più inquinante rispetto alle emissioni dalle torce e dai motori, infatti dal punto di vista degli effetti climalteranti (effetto serra) il metano ha un'incidenza 23 volte superiore rispetto all'anidride carbonica.

A tal proposito risulta fondamentale prevedere la quantità di biogas che potrà formarsi dalla degradazione dei rifiuti, al fine di dimensionare in maniera opportuna il sistema di captazione nonché il sistema di trattamento.

3.2 Stima produzione

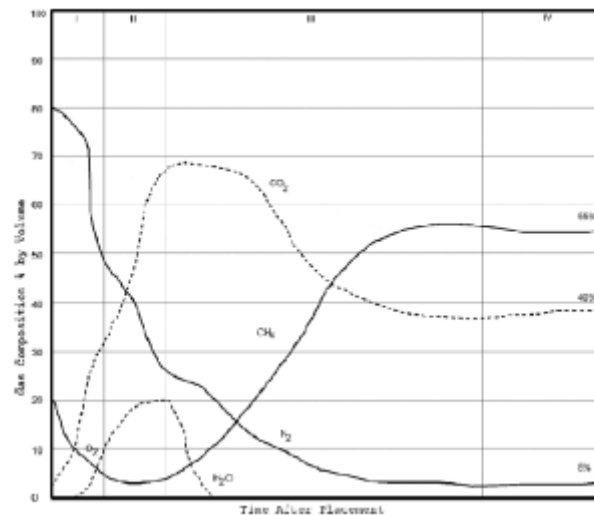
I criteri costruttivi e gestionali introdotti dal D.Lgs. 36/03 impongono, nel caso di discariche che accettano rifiuti biodegradabili, la realizzazione di un impianto per l'estrazione dei gas, condotta in modo tale da ridurre al minimo il rischio per l'ambiente e per la salute umana, che garantisca la massima efficienza di captazione.

I gas che si sviluppano in discariche per rifiuti non pericolosi sono solitamente metano, anidride carbonica, composti azotati, idrogeno, idrogeno solforato e composti sulfurei, idrogeno ed ossido di carbonio in percentuali volumetriche assai diverse, con netta predominanza di metano ed anidride carbonica.

Per quanto attiene alla stima di produzione di biogas, tutte le schematizzazioni attualmente disponibili non possono dare informazioni su valori assoluti ma descrivono la probabilità delle emissioni riferite ad una situazione di "reattore biochimico omogeneo" senza tenere conto delle inevitabili differenze di comportamento dell'ammasso dei rifiuti in ragione della tipologia di rifiuti conferiti, della loro modalità di abbancamento, del grado di umidità e di tutta un'altra serie di parametri variabili.

In pratica si stima che da una tonnellata di rifiuto urbano di un paese industrializzato possano svilupparsi mediamente 150 - 200 Nm³ di biogas, in un arco temporale compreso tra 10 e 50 anni, concentrati maggiormente nei primi 5÷10 anni di fermentazione metanigena, a seconda delle diverse velocità di decomposizione del rifiuto.

Da dati di letteratura e studi teorici sulla produzione di biogas dalla fermentazione di rifiuti urbani, l'andamento della produzione assume una curva caratteristica a campana che prevede un periodo di "inerzia" di circa 1 anno, l'apice di produzione dopo circa 3 anni dalla messa a dimora del rifiuto e prevede un drastico calo di produzione dopo circa 6-7 anni, come meglio illustrato da un grafico "tipo" sotto riportato, risultante da due contributi: quello derivante dalla decomposizione dei rifiuti rapidamente degradabili e quello derivante dai rifiuti lentamente biodegradabili:



Nel nostro caso siamo in presenza di una discarica per rifiuti urbani e quindi i materiali avranno una ragionevole omogeneità e regolarità di pezzatura, bassa umidità e saranno caratterizzati da un contenuto organico putrescibile basso.

La stima di produzione di biogas viene pertanto condotta per almeno 30 anni di produzione sulla base dei seguenti parametri:

- Peso specifico del rifiuto 0.55 [t/mc];
- Volume totale di rifiuti conferito 340.000 mc = 187.000 t;

I risultati che verranno illustrati di seguito, non forniscono elementi di certezza riguardo all'effettiva produzione di biogas, che potrà essere ragionevolmente inferiore rispetto a quella teoricamente generabile e verificata solo in campo attraverso una attenta azione di monitoraggio dei primi periodi di gestione.

3.2.1 Il modello LandGEM della U.S.E.P.A

L'Environmental Protection Agency degli Stati Uniti ha sviluppato un modello matematico chiamato "Landfill Gas Emission Model"7 che è disponibile anche in forma di applicativo per personal computer (con sistema operativo Windows®) e può fornire, oltre alla stima della generazione di metano e diossido di carbonio, anche quella di composti organici non metanici "NMOC". Il modello nasce infatti come strumento per il controllo ambientale delle emissioni inquinanti generate dalle discariche americane.

Le informazioni richieste dal modello sono combinazioni di parametri specifici del sito oggetto di studio:

- capacità della discarica,

- il numero di anni di attività della discarica,
- l'eventuale presenza di rifiuti pericolosi (codisposal),
- il tasso di generazione "k" del metano, [1/anno]
- la generazione potenziale "L0" di metano per tonnellata di rifiuto. [m3/t]

Il software propone due set di dati di default per k e L0; uno dei quali usato per la verifica degli standard minimi di legge degli Stati Uniti ed un altro che produce risultati più rappresentativi (sempre tarati sui dati delle discariche degli USA). E' sempre consigliato però, quando possibile, utilizzare per il calcolo di k dati specifici del caso in esame, e per L0 i dati di letteratura più rispondenti alla realtà considerata (generalmente L0 è una funzione della frazione organica del rifiuto e della sua umidità e varia tra 100 m3/t e 170 m3/t), soprattutto in considerazione della grande differenza tra la realtà americana e quella italiana. Il tasso di generazione del metano, k, dipende da vari fattori, in particolare da:

- quantità di acqua presente nel rifiuto,
- pH, temperatura ed altri parametri ambientali,
- condizioni operative della discarica e condizioni del rifiuto trattato.

Il software LandGEM contiene una utility per il calcolo di k in base a dati specifici del sito che automatizza la risoluzione iterativa della seguente equazione:

$$k e^{-k} A_{avg} - \frac{Q_f}{2L'_0 M_r} = 0$$

Con:

- A_{avg} età media del rifiuto [anni], e si può calcolare attraverso la formula:

$$A_{avg} = \sum_{i=1}^N f_i \cdot A_i \text{ dove } f_i$$

che indica la frazione di rifiuto contenuto nell'i-esima sezione ed A_i è la sua età;

- Q_f è la portata stabilizzata di biogas attraverso il condotto di estrazione [mc/min];
- L'_0 è il potenziale di generazione di metano modificato per tener conto della frazione non biodegradabile del rifiuto ($L'_0 = f L_0$; dove f = frazione degradabile) [mc/ tonnellata];
- M_r è la quantità di rifiuto biodegradabile nel raggio d'azione del condotto di estrazione [tonnellate].

Un metodo di risoluzione semplificato è quello di selezionare un valore di tentativo per k , inserirlo nell'equazione e, se il risultato è diverso da zero, modificare il valore di k finché il risultato del termine di sinistra nell'equazione precedente è uguale a 0 ± 0.001 .

Il modello LandGEM è basato sulla equazione del primo ordine:

$$Q_{CH_4} = L_0 R (e^{kc} - e^{kt})$$

Con:

- Q_{CH_4} = generazione di metano al tempo t , [mc/anno]
- L'_0 = generazione potenziale di metano, [mcCH₄/ton di rifiuto];
- R = la quantità annuale media di rifiuti immessi in discarica [tn/anno];
- K = tasso di generazione di metano [1/anno];
- c = il numero di anni trascorsi dalla chiusura della discarica ($c=0$ se la discarica è ancora attiva);
- t = anni trascorsi dal primo deposito di rifiuti in discarica;

Viene considerato il biogas prodotto come formato per il 50% da metano e per l'altro 50% da CO₂; la generazione teorica totale di biogas può quindi essere calcolata stimando la produzione di metano e raddoppiandola. E' comunque possibile considerare altre proporzioni se si dispone di dati attendibili in tal senso.

Il modello può essere utilizzato anche per valutare, una volta in possesso di analisi atte ad individuare la presenza di altri composti nel biogas, per stimare le quantità teoriche generabili di NMOCS, di VOCs (Composti Organici Volatili) o di altri inquinanti.

Poiché il modello è stato realizzato essenzialmente per scopi di protezione della salute pubblica e dell'ambiente, i risultati prodotti rappresentano le quantità massime di inquinanti (compresi CH₄ e CO₂) che possono venire rilasciate in atmosfera.

3.2.2 Applicazione del modello LandGEM.

Attraverso l'inserimento dei quantitativi annuali di rifiuti depositi in discarica, il modello LandGEM consente la stima delle emissioni di biogas e dei singoli composti chimici, nonché la capacità di sfruttamento residua del sito.

Un aspetto da valutare con attenzione è che, sia il software, sia i parametri con i quali vengono eseguiti i calcoli, sono stati calibrati sulla realtà americana che certamente può risultare anche molto differente da quella italiana. Infatti, c'è da considerare che le discariche americane sono solitamente molto più estese di quelle nel nostro Paese e che la composizione tipica del rifiuto può essere anche molto differente.

D'altro canto, i parametri utilizzati da questo modello sono il frutto di una rielaborazione statistica dei dati raccolti su moltissimi impianti distribuiti sul territorio degli USA, quindi possono senz'altro essere usati per valutazioni di massima e non è da escludere che si possano ottenere risultati ugualmente validi. E' indispensabile in questo caso il confronto con i dati reali ottenuti sull'impianto.

Per poter raggiungere risultati più attinenti alla realtà, il programma permette anche l'impostazione o il calcolo del valore dei parametri con informazioni specifiche sull'impianto inserite dall'utente. E' possibile così, inserendo il valore di parametri come: profondità dei camini e loro raggio d'influenza, flusso medio di biogas per camino, densità del rifiuto e sua età media, frazione biodegradabile, calcolare il valore del coefficiente k dell'equazione di primo ordine utilizzata dal modello, che nel caso in studio è risultato pari a 0,08.

Considerando un peso specifico del rifiuto pari a 0.55 t/mc, si ottengono i seguenti risultati.

USER INPUTS Landfill Name or Identifier:

1: PROVIDE LANDFILL CHARACTERISTICS

Landfill Open Year	2019	Waste Design Capacity entered is not used by the model unless 'Have Model Calculate Closure Year?' option is Yes.
Landfill Closure Year	2023	
Have Model Calculate Closure Year?	<input type="radio"/> Yes <input checked="" type="radio"/> No	
Waste Design Capacity	187000	<input type="text" value="megagrams"/>

2: DETERMINE MODEL PARAMETERS

Methane Generation Rate, k (year⁻¹) User-specified k value should be based on site-specific data and determined by EPA Method 2E.

User-specified value:

Potential Methane Generation Capacity, L_0 (m³/Mg)

NMOC Concentration (ppmv as hexane)

Methane Content (% by volume)

3: SELECT GASES/POLLUTANTS

Gas / Pollutant #1 Default pollutant parameters are currently being used by model.

Gas / Pollutant #2

Gas / Pollutant #3

Gas / Pollutant #4

4: ENTER WASTE ACCEPTANCE RATES Input Units:

Year	Input Units (Mg/year)	Calculated Units (short tons/year)
2019	37400	41'140
2020	37400	41'140
2021	37400	41'140
2022	37400	41'140
2023	37400	41'140
2024		
2025		
2026		
2027		
2028		
2029		
2030		
2031		
2032		
2033		
2034		
2035		
2036		
2037		
2038		
2039		
2040		
2041		
2042		

La previsione del modello è fornita nel grafico seguente, dove la curva con i valori più elevati è quella ottenuta considerando il valore di k calcolato con i dati della discarica studiata.

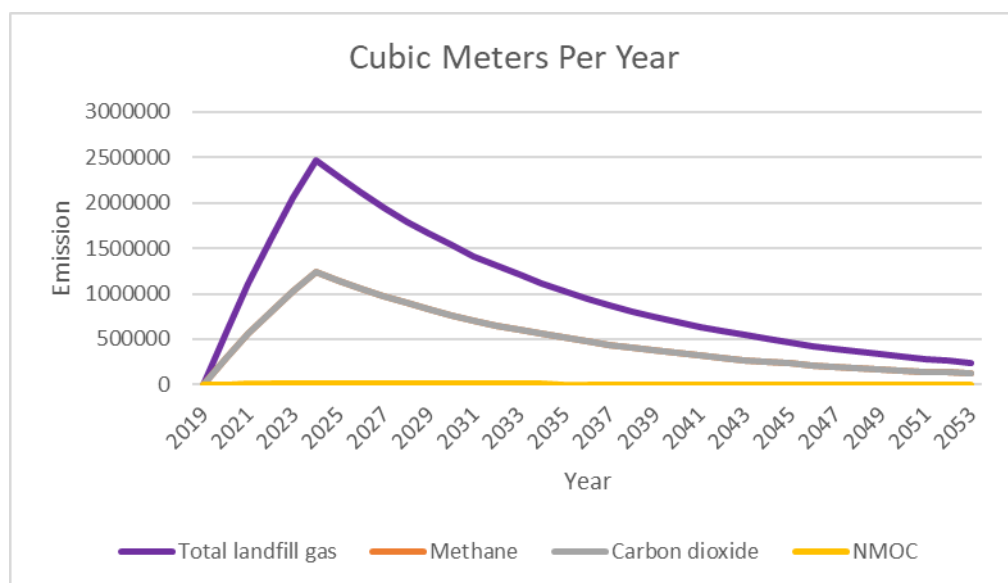


Figura 13: LandGEM : biogas teoricamente captabile.

Si può osservare che le due curve prodotte dal modello hanno un andamento con valori della pendenza (in valore assoluto) molto alto sia per la fase crescente che per quella decrescente. La curva del biogas teoricamente captabile va a zero in un lasso di tempo di poco più ampio di quanto non si verifichi normalmente. Manca inoltre una fase stazionaria con generazione di biogas pressoché costante.

I risultati analitici dell'elaborazione sono riportati nella tabella seguente:

Year	Waste Accepted		Waste-In-Place		Total landfill gas		
	(Mg/year)	(short tons/year)	(Mg)	(short tons)	(Mg/year)	(m3/year)	(av ft ³ /min)
2019	37400	41140	0	0	0	0	0
2020	37400	41140	37400	41140	721.0622	577393.1551	38.79497578
2021	37400	41140	74800	82280	1386.686	1110394.215	74.60725209
2022	37400	41140	112200	123420	2001.135	1602416.206	107.6661497
2023	37400	41140	149600	164560	2568.343	2056609.748	138.1833586
2024	0	0	187000	205700	3091.941	2475883.232	166.3542929
2025	0	0	187000	205700	2854.222	2285528.283	153.564367
2026	0	0	187000	205700	2634.779	2109808.518	141.7577774
2027	0	0	187000	205700	2432.207	1947598.731	130.8589216
2028	0	0	187000	205700	2245.21	1797860.225	120.7980096
2029	0	0	187000	205700	2072.59	1659634.162	111.5106173
2030	0	0	187000	205700	1913.242	1532035.424	102.9372736
2031	0	0	187000	205700	1766.145	1414246.943	95.0230799
2032	0	0	187000	205700	1630.357	1305514.471	87.71735834
2033	0	0	187000	205700	1505.009	1205141.749	80.97332734
2034	0	0	187000	205700	1389.299	1112486.048	74.74780209
2035	0	0	187000	205700	1282.484	1026954.056	69.00091797
2036	0	0	187000	205700	1183.882	947998.076	63.69587529
2037	0	0	187000	205700	1092.861	875112.5203	58.79870368
2038	0	0	187000	205700	1008.838	807830.6724	54.27804451
2039	0	0	187000	205700	931.2748	745721.6988	50.10495014
2040	0	0	187000	205700	859.675	688387.89	46.25269851
2041	0	0	187000	205700	793.5801	635462.1139	42.69662206
2042	0	0	187000	205700	732.5667	586605.4649	39.41394976
2043	0	0	187000	205700	676.2443	541505.0935	36.3836613
2044	0	0	187000	205700	624.2522	499872.2035	33.58635248
2045	0	0	187000	205700	576.2574	461440.2021	31.00411099
2046	0	0	187000	205700	531.9526	425962.9935	28.62040166
2047	0	0	187000	205700	491.0542	393213.4022	26.41996062
2048	0	0	187000	205700	453.3001	362981.7192	24.38869752
2049	0	0	187000	205700	418.4488	335074.3584	22.51360534
2050	0	0	187000	205700	386.2769	309312.6175	20.78267711
2051	0	0	187000	205700	356.5785	285531.5334	19.18482896
2052	0	0	187000	205700	329.1635	263578.8259	17.70982922
2053	0	0	187000	205700	303.8562	243313.9227	16.34823284

Dai risultati simulati ne deriva che il modello approssima molto bene la situazione reale.

Pertanto, ai fini del dimensionamento si è fatto riferimento ad una portata generabile pari a circa 280 mc/h.

Per quanto riguarda la riorganizzazione della captazione del biogas, si sono tenute inalterate le precedenti stazioni già approvate ed è stata aggiunta una nuova stazione di regolazione del biogas denominata SR-M che riceve parte dei pozzi che in principio finivano alla stazione di regolazione SR-L, come da schema allegato (TAV 0.7).

3.3 Pozzi di estrazione

Il numero e l'ubicazione dei pozzi di captazione del biogas sono stati stabiliti considerando un raggio medio di influenza di circa 20 m .

Essi saranno di tipo verticale e costituiti da una tubazione in HDPE microfessurata tipo PFA 6, De 200 mm, con giunzioni a manicotto ed ultimo tratto non fessurato. Intorno al tubo sarà posato in opera uno strato drenante di materiale arido per uno spessore minimo di 50 cm. La parte sommitale del pozzo sarà poi sigillata con uno strato di miscela bentonitica.

I pozzi così realizzati dovranno essere collegati tra loro e, in aspirazione, convogliati di norma al sistema di recupero energetico (gruppi di cogenerazione e utenze termiche) ovvero, in caso di necessità, ad una idonea camera di combustione a temperatura $T > 900^{\circ}\text{C}$, concentrazione di $\text{O}_2 \geq 3\%$ in volume e con un tempo di ritenzione $t \geq 0,3$ sec.

Sulla parte sommitale del pozzo verrà montato, tramite manicotto elettrico ovvero flangia e contro flangia, la testa di pozzo. Essa è costituita da tubazione in HDPE o Acciaio INOX De 200 mm, flangia cieca per ispezione, derivazione De 90 mm, presa per punto di controllo del biogas, valvola di intercettazione, raccordo flessibile alla linea di trasporto.

3.4 Sottostazioni

La rete di captazione si compone di un presidio per il convogliamento ed il controllo del biogas finalizzato a garantire una organizzazione ottimale. Le sottostazioni hanno il vantaggio di rappresentare un unico punto da dove poter effettuare tutte le manovre che solitamente vengono effettuate a testa pozzo, quali: misurazione analitica delle concentrazioni del biogas di ciascun pozzo, misura e regolazione della portata e della depressione indotta; inoltre le sottostazioni permettono di effettuare una prima separazione delle condense formatesi nel tratto tra la testa di pozzo e la sottostazione.

Vista l'articolazione della rete di aspirazione tutte le sottostazioni potranno essere dotate di valvola di regolazione e di indicatore di pressione sull'aspirazione dalle sottostazioni, questo al fine di controllare che la depressione indotta dal collettore principale rientri in un range di valori accettabile rispetto alle altre sottostazioni.

Da ciascuna sottostazione partirà una tubazione interrata in HDPE, De 160 o De 200 che trasporterà il biogas fino ad un unico punto di raccolta, distinto per ciascun modulo di discarica (vecchio e nuovo) che fungerà da punto di raccolta delle tubazioni, da scaricatore delle condense e da rilancio tubazione alle centrali di aspirazione.

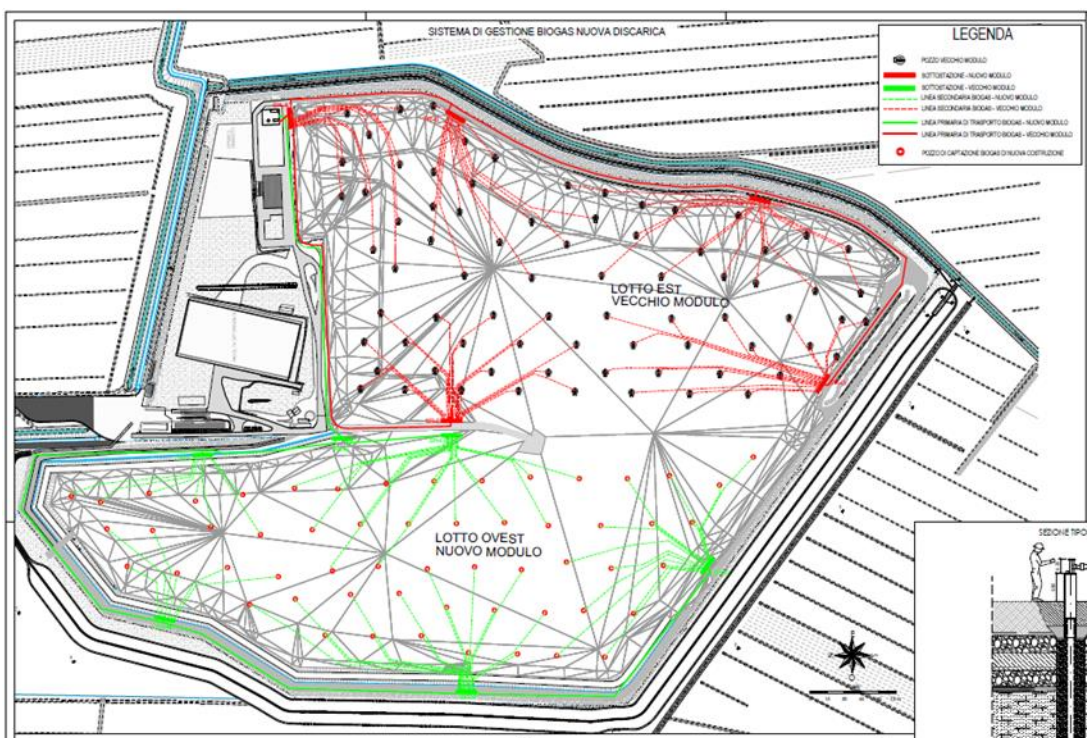


Figura 14: Sistema di gestione Biogas.

SEZIONE TIPOLOGICA NUOVI POZZI DI CAPTAZIONE BIOGAS
scala 1:50

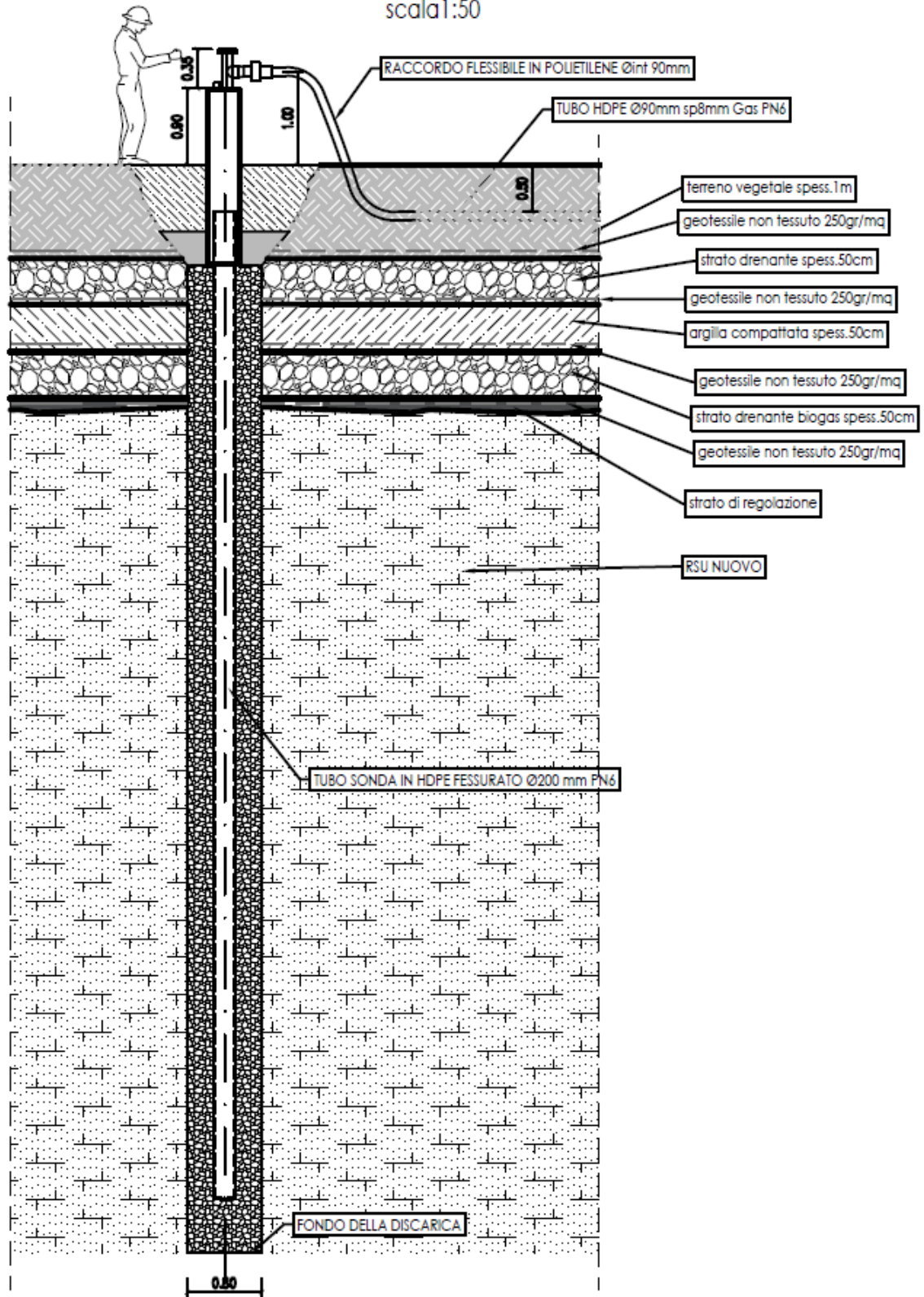


Figura 15: Sezione tipologica nuovi pozzi di captazione Biogas..

4 Allegato

ASSESSMENT OF LEACHATE ACCUMULATION IN A ITALIAN MSW LANDFILL

A.G. BORSETTI*, S. COLOMBO** AND M. FAVARETTI°

* *Environmental engineer, Venezia, Italy*

** *Veritas s.p.a., Venezia, Italy*

° *ICEA Department, University of Padova, Italy*

SUMMARY: This paper deals with the problem of leachate accumulation in a MSW landfill from an hydrological and geotechnical point of view. The study has been carried out by means of: a leachate levels analysis starting from the end of the landfill activity, when the management company put in place a provisional capping with a geomembrane and increased the leachate extraction; a waste hydraulic characterization by performing in situ pumping tests; an estimate of leachate annual production from 2009 to 2012 through a model, based on empirical formulas, and the HELP code, more complex and based on multiple parameters analysis.

1. INTRODUCTION

The landfill considered in the paper is located in the North-Eastern part of Italy and contains 2 million tons of municipal solid waste. Its activity lasted from 1992 to 2009. Its main problem has always been the high level of leachate, around +6 m over the ground level. For solving it in 2012 the management company decided to increase the leachate extraction, up to 120 m³/d, and to install a provisional capping using a not welded geomembrane. Before placing the geomembrane the company wished to estimate the leachate volume still present in the landfill, which should be pumped and treated, and the consequent costs. Leachate levels from 2009 to 2012 were so monitored and analyzed, hydraulic properties of waste were characterized through in situ pumping tests and simple models were properly calibrated.

2. MONITORING AND ANALYSIS OF LEACHATE LEVELS

In the landfill there are 34 leachate extraction wells, though only 29 are currently still functioning (Figure 1). These wells are composed of superposed macro cracked HDPE pipes, 4 m long, having an inner diameter of 800 mm, with blind end. Wells are connected to the drainage pipes, placed within precast concrete elements and put on reinforced concrete foundation. Wells allow to check the leachate levels inside the landfill. These levels were measured once a week and referred to the depth of the landfill bottom, corresponding

approximately to the base of each well. Leachate levels are significantly decreasing, though they still remain the main problem of the landfill.

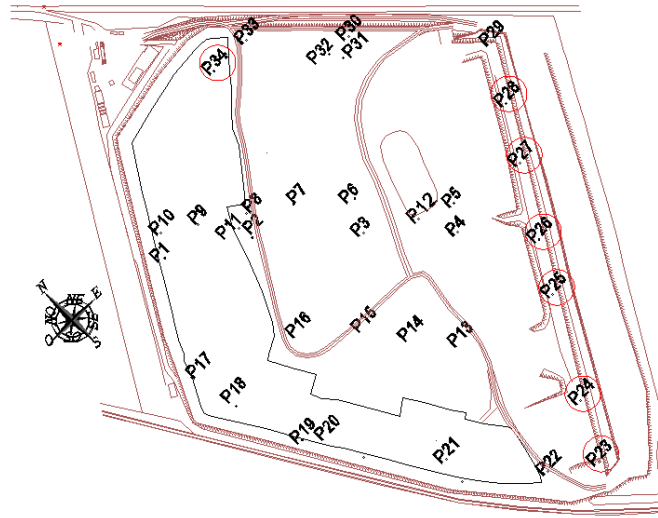


Figure 1. Wells location in the landfill.

The final capping must aim at improving the system management and protecting the environmental matrices. It should be composed by (from the top to the bottom):

- Vegetable soil layer (0.5 m thick);
- Natural soil layer (0.5 m thick);
- Subsurface drainage system running along the perimeter of the landfill, consisting of two external filters in heat-sealed non-woven geotextile with continuous PP filament with interposed an HDPE circular drain ($\phi = 200$ mm). The three elements are joined together by high strength sewing. Drains are placed every 10 m;
- LDPE geomembrane (0.5 mm thick), reinforced with internal reinforcement in HDPE and UV-stabilized fabric. Geomembrane was protected by two geotextiles (150 g/m^2);
- Regularization soil layer (0.30 m thick) over the MSW body.

This layout was used only in the western part of the landfill, while an overlapped geomembrane (not welded) with 30 cm of soil above was placed in the remaining area.

Leachate levels in 2009 (landfill was still in activity), 2010 and 2011 (disposal was finished but final capping was not already put in place) and 2012 (provisional cover was working) were compared. Average annual levels in each well are reported in Figure 2; leachate hydraulic heads were significantly reduced after the interventions of the management company.

The difference between levels in 2010 and in 2011 is minimal even if it appears that the total average in 2011 is lower than the average in 2010. This is mainly due to rainfall equal to 1.253,6 mm in 2010, much more than 499 mm of 2011. The lowest levels were recorded in 2012 due to the action of the provisional capping. Annual rainfall in 2012 was 746 mm. However there are still some wells that exhibit higher levels, even if only slightly, compared to those of 2010 and 2011. These wells are located in a peripheral area (Figure 1), were never pumped and are not affected by the installation of the final capping. Note the difference in levels compared to 2009, when the landfill was still active and levels were not monitored in each well. Average levels in 2009 are lower than those in 2010 and 2011, but much higher compared to 2012. The annual precipitation was 852,6 mm. The difference in leachate heads between 2009 and 2010 is due to the heavy annual rainfall recorded in 2010 that, increasing the soil moisture, did maintain high

levels also for 2011. Daily leachate extraction was not sufficient and, therefore, the placement of the final cover was required to remedy the problem. Average annual leachate levels in each well were used in order to estimate the average leachate volume in the landfill. Figure 3 shows the estimated 3-D distribution of leachate in the whole landfill in 2010, 2011 and 2012.

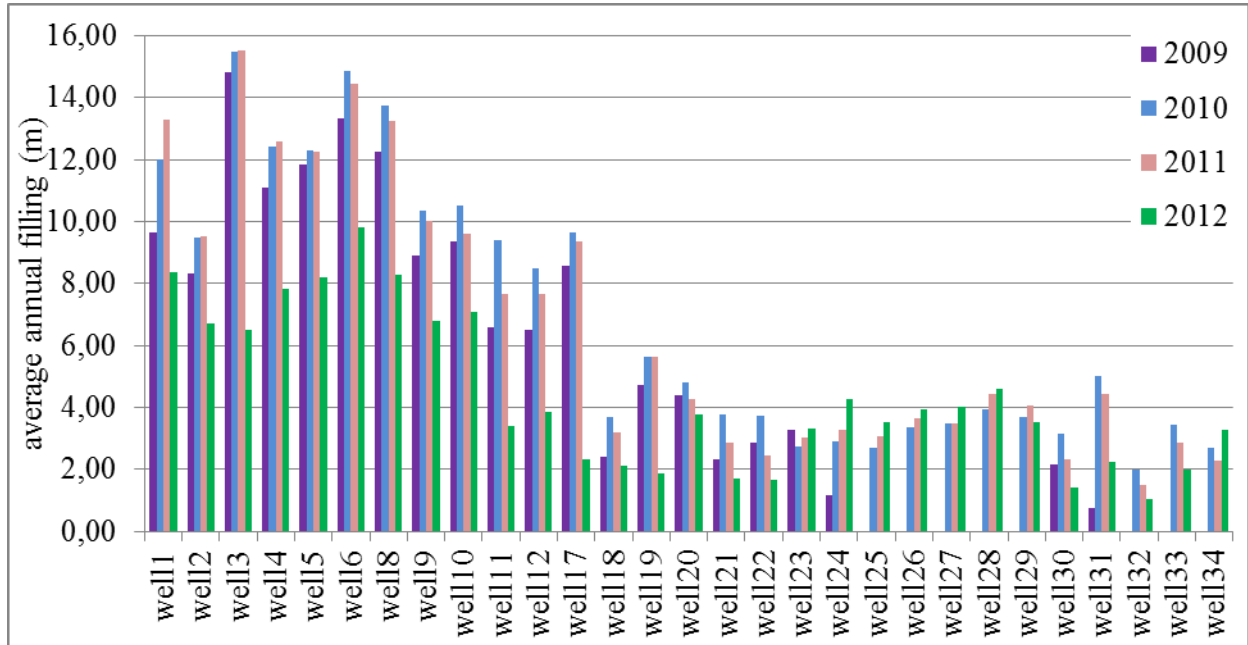


Figure 2. Average annual leachate level in each well from 2009 to 2012.

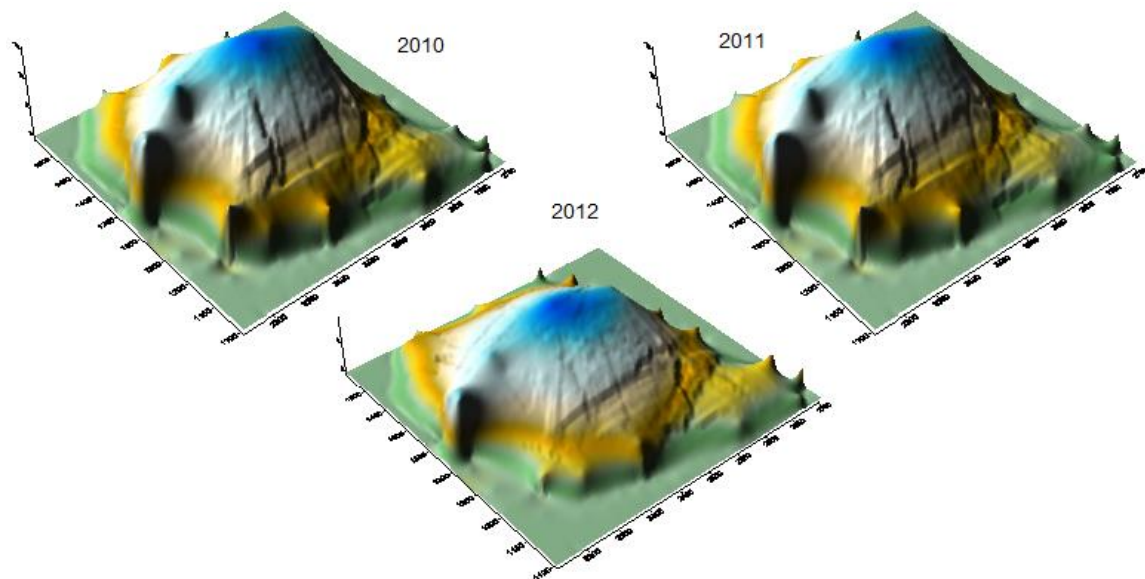


Figure 3. Comparison between estimated volumes in 2010, 2011, 2012.

Volume is drastically decreased in 2012 compared to the other considered years; while the difference is almost imperceptible between the volumes in 2010 and in 2011 (Table 1).

The same procedure was also applied for 2009 obtaining a volume of 823.123 m³; this value is less reliable than the others since levels were not monitored in all wells. The south-eastern part of the landfill with p25, p26, p27, p28 and p29 wells and the north-eastern one (p32, p33, p34) are not represented in the estimate of 2009. These values are not leachate volumes but they refer to the saturated waste (waste + leachate).

Table 1. Estimated volumes of saturated waste.

<i>Year</i>	<i>Total saturated waste volume (m³)</i>
2010	983.418
2011	956.912
2012	642.578

To calculate the actual volume of leachate in the landfill we need to multiply these volumes by an effective (or drainable) porosity value. Considering the porosity value constant over time it has been possible to calculate the percentage of leachate decrease: about 35% between 2010 and 2012, about 33% between 2011 and 2012, 3% between 2010 and 2011, despite the continued extraction of leachate and the very low amount of rain.

A certain water retention by waste can be so explained: in 2010 the heavy rainfall has increased the water content in waste, remaining high also throughout 2011 although the total rainfall in this year was less; only in 2012, due to waterproofing effect of provisional capping and to the increase of leachate extraction, the total volume is significantly decreased.

3. FIELD INVESTIGATIONS AND WASTE HYDRAULIC PROPERTIES

In order to calculate leachate accumulation in the landfill the knowledge of the waste effective porosity coefficient is required. The study of waste hydraulic characteristics has been carried out in laboratory or with test-cell scale experiments. Usually, these were made on milled, young waste under controlled conditions of temperature, moisture input and compaction, therefore the results did not reflect the actual conditions existing in the landfill (characteristics of waste and leaching fluid) (Burrows et al, 1997; Staub et al, 2009). Hence, to obtain waste hydraulic characteristics, two in situ pumping tests were performed on leachate extraction wells.

A submerged pump was put into each extraction well, fixing a flow discharge of 35 m³/h (about 10 l/s). The test procedure consisted of two stages: the leachate drawdown during the pumping and then the leachate rise when the pump was switched off. Tests were carried out on the following wells, all located in the central part of the landfill:

- Test n.1: p2, p8, p11 wells with the pump in p8;
- Test n.2: p4, p5, p12 wells with the pump in p5.

During both pumping tests, at constant flow rate, no level lowering was recorded in the surrounding wells, mainly due to the low permeability of the waste body. The test results have been implemented in the AQTESOLV software, suitable for the single pumped well.

The waste body has been assumed like an unconfined aquifer (Burrows et al, 1997; Cossu et al, 1997; Giardi, 1997; Joseph, 1997). This assumption provides that the leachate is supplied to the pumping:

- Firstly from the aquifer elastic storage (due to the compressibility of water and the compressibility of the porous medium), expressed from the specific storage (S_s), for a very small time, immediately after the start of pumping;
- From the aquifer gravimetric storage (due to the drainable porosity of the aquifer or specific yield S_y that is the value of porosity that is necessary for the determination of leachate quantity) for long periods. This is a sort of a delayed drainage effect that develops so prematurely the greater is the vertical hydraulic conductivity of the aquifer and the smaller is the thickness of the aquifer and its horizontal hydraulic conductivity.

AQTESOLV software requires: single well pumping test, aquifer saturated thickness, well configuration and characteristics, pumping rates and observations. For obtaining the hydraulic characteristics of aquifer, different interpretation methods can be used, all deriving by the Theis approach for a confined aquifer. Drawdown and recovery phases for the two in situ tests are presented in the Figures 4, 5, 6, 7. Table 2 summarizes the waste hydraulic properties found from both tests. Results from the two tests seem to be coherent. In the second test the hydraulic conductivity is a little bit less than in the first one, but this is absolutely acceptable due to the waste heterogeneity. The drainable porosity of the first test is greater than that of the second test; note that the little pumping period can affect the S_y value. These waste porosity values may seem low compared to the values usually available in literature. MSW layers don't seem to behave like an homogeneous medium since some pores are enclosed, not connected to the main channels and so not available as flow paths (Staub et al, 2009).

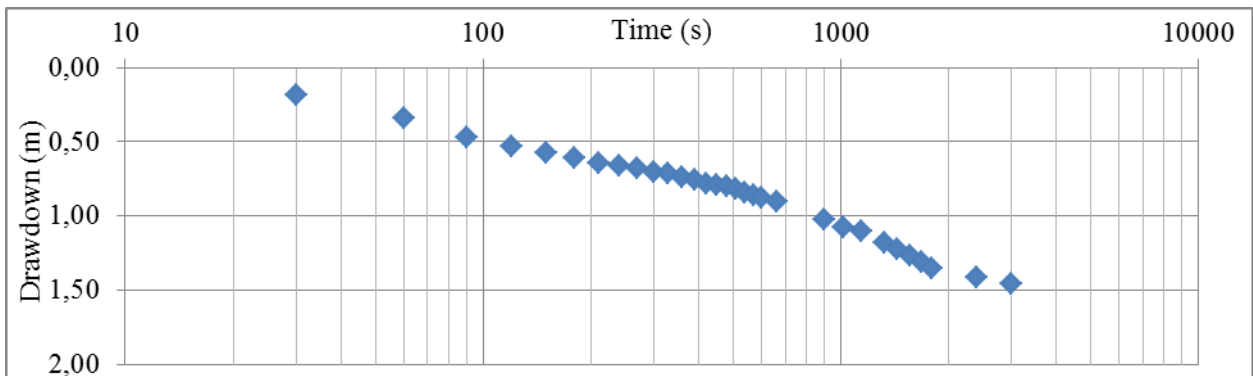


Figure 4. Pumping phase of the first test.

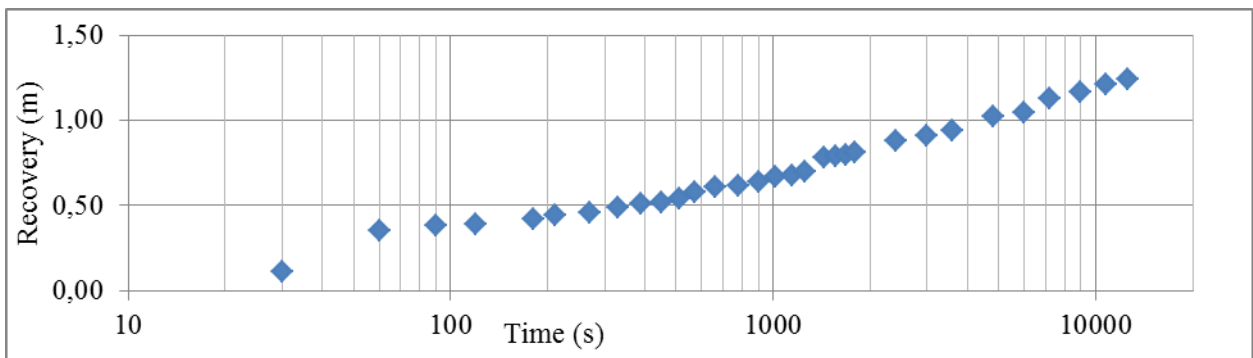


Figure 5. Recovery phase of the first test.

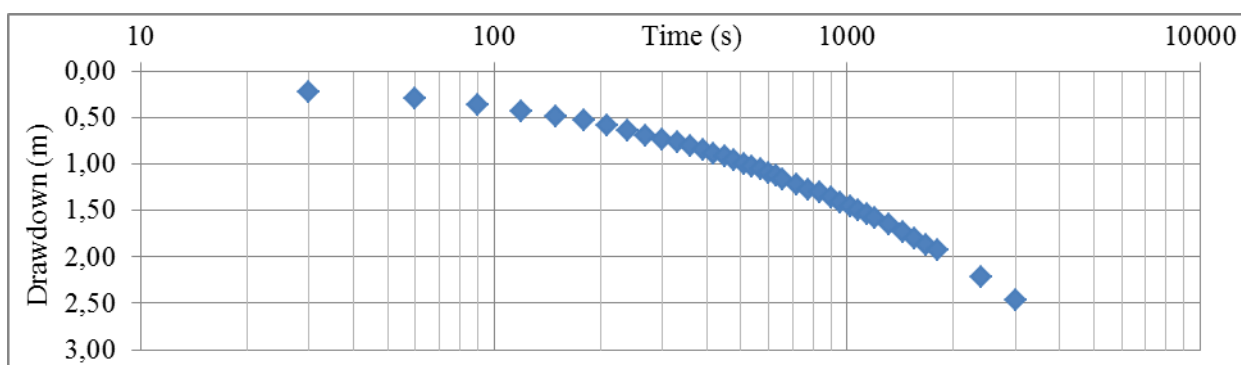


Figure 6. Pumping phase of the second test.

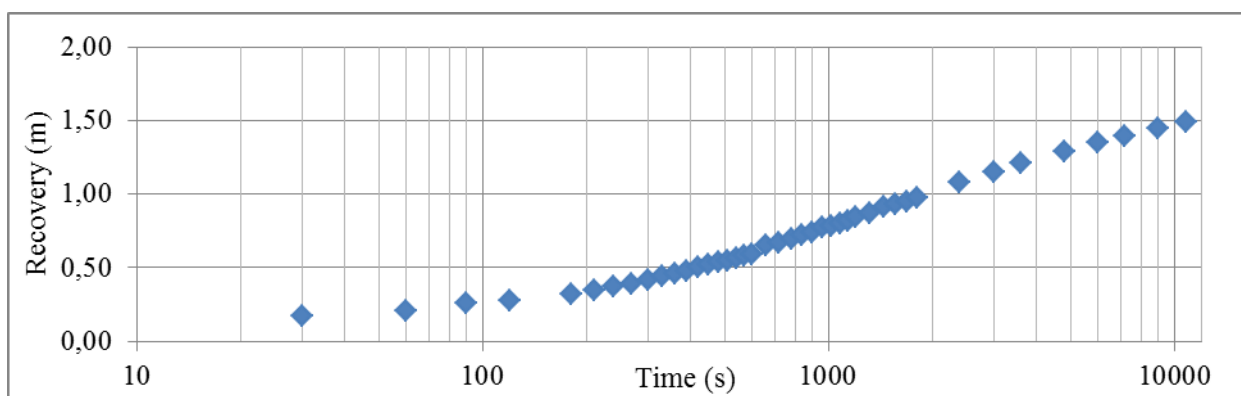


Figure 7. Recovery phase of the second test.

Table 2. Hydraulic parameters obtained through AQTESOLV program.

Test	Trasmissivity (m^2/s)	Saturated hydraulic conductivity (m/s)	Drainable porosity (%)
1	0,0022	2,5E-04	8
2	0,0011	1,2E-04	7

4. LANDFILL WATER BALANCE AND VERIFICATION OF THE RESULTS

Annual production of leachate was then calculated, by means of a hydrogeological balance, taking into account the contribution of precipitation (P), surface runoff (R and R*), evapotranspiration and evaporation (ET/E), infiltration from other water sources (G and S), moisture variation of the top cover (ΔU_s), moisture variation of waste (ΔU_w) and water consumption or production by biological activities (ΔU_{bio}) (Cossu and Favaretti, 1999).

The volumes of water coming into the basin in a given time interval must be equal to the sum of the volumes flowed and accumulated from it in the same time. Two methods were used to evaluate this hydrological balance: 1) manual calculation through simplified mathematical formulas (Cossu and Favaretti, 1999); 2) Hydrologic Evaluation of Landfill Performance

(HELP) model that is a quasi-2D, deterministic hydrologic model (Schroeder et al, 1994). In both cases it was impossible to assess the contribution provided by the water consumption or production by biological activity.

Table 3 reports the differences between the two methods in the determination of two main contributions.

The simplified mathematical model needs only a few data (precipitations, monthly average temperature, and weight of 1 m³ of waste) and coefficients (type of cover soil, vegetation and insulation). HELP code takes into account both the vertical component of percolation and the lateral drainage component for drainage layers, the stratigraphy of the landfill (especially the presence or not of a geomembrane on the surface), asking for much more parameters that cannot always be accurately determined (Table 4). So the complexity of the model requires the use of default values in several cases (Capodaglio et al, 1999).

Table 3. Differences between the two methods in the determination of two main contributions.

	<i>Simplified mathematical model</i>	<i>HELP model</i>
Surface runoff	$R = c \cdot P$	SCS curve number model
Evapotranspiration	Thorntwaite formula	Penman equation

Table 4. Required input data for the considered methods.

<i>Simplified mathematical model</i>	<i>HELP model</i>
Weather data: <ul style="list-style-type: none"> - Latitude - Monthly rainfall - Monthly temperature Surface runoff: <ul style="list-style-type: none"> - Texture and slope of the surface soil - Soil moisture and vegetative cycle Soil data: <ul style="list-style-type: none"> - Landfill area - Actual moisture content of the ground - Weight of 1 m³ of waste 	Weather data: <ul style="list-style-type: none"> - Latitude - Evaporative zone depth and vegetative cycle - Relative humidity - Daily rainfall - Daily temperature - Daily solar radiation Curve number: <ul style="list-style-type: none"> - Vegetation information - Slope - Slope length Soil data: <ul style="list-style-type: none"> - Landfill area - % runoff - Initial moisture content of each layer - Soil and waste texture and thickness (porosity, wilting point, field capacity, etc) - Geomembrane

For evaluating the influence of each parameter for both the methods, a sensitivity analysis was carried out; the results are strongly affected by many factors (Table 5).

Using the HELP model a small variation of the initial waste water content involves changes up to 80% in the final result; while for the simplified mathematical model changes do not exceed 50%. These models have to be carefully calibrated on the site conditions; a margin of error due to the uncertainty of the data determination and to the intrinsic uncertainty of the model itself is still present.

Ranges of the annual production of leachate are reported in Table 6.

2012 annual production was drastically decreased due to the installation of the geomembrane that avoided the excessive infiltration of rainfall into the landfill.

In 2010 the highest percentage of precipitation, transformed into leachate, was recorded, because of the increasing in the waste water content due to the heavy rainfall in 2010.

As expected, in 2010 the production of leachate was the highest.

Table 5a. Parameter uncertainty versus result variation.

<i>Parameter</i>	<i>Parameter uncertainty</i>	<i>Result variation</i>
<i>Simplified mathematical method</i>		
a, surface runoff coeff	-40%	+30÷50%
	+40%	-2÷40%
U, surface soil moisture	+100%	-2÷20%
	-40%	+10÷50%
W, weight of 1 m ³ of waste	-10%	+0÷1%
	+10%	-0÷0,5%

Table 5b. Parameter uncertainty versus result variation.

<i>Parameter</i>	<i>Parameter uncertainty</i>	<i>Result variation</i>
<i>HELP code</i>		
evaporative zone depth	-33%	+20÷30%
	+33%	-15÷20%
maximum leaf area index	Fair stand of grass	+15÷20%
	Bare ground	-25÷30%
slope lenght	-40%	-0,1÷1%
	+40%	+1÷2%
waste water content	-14%	-80%
	+14%	+80%
pinhole density	+100%	+0,5%
geomembrane installation defects	-60%	-60%
	+60%	+60%
drain slope of the drainage layer	-50%	+60%
	+50%	-30%
drainage length of the drainage layer	-40%	-30%
	+40%	+30%
waste type	Waste with/without channeling	+2÷30%

Table 6. Estimate of produced leachate annual volumes.

Year	Produced leachate (m ³)	Percentage of precipitation transformed into leachate (%)
2009	29000 ÷ 30000	24
2010	46000 ÷ 48000	26
2011	26000 ÷ 27000	36
2012	1500 ÷ 2000	< 2

In order to evaluate the reliability of porosity and leachate annually produced, a balance has been carried out from year to year on the landfill. This simple balance can be written as follows:

$$(V_{total,i-1} - V_{total,i})n = V_{extract,i} - V_{produced,i}$$

- $V_{total,i-1}$: saturated waste volume relative to the year “i-1”;
- $V_{total,i}$: saturated waste volume relative to the year “i”;
- n : drainable porosity value (unknown data);
- $V_{extract,i}$: volume extracted in the year “i” (data provided by the company);
- $V_{produced,i}$: produced volume in the year “i”.

Considering for example $i = 2012$ the balance will be:

$$(V_{total,2011} - V_{total,2012})n = V_{extract,2012} - V_{produced,2012}$$

$$(956912 - 642578)n = 27045 - 1500 \rightarrow n = 0,081 \cong 8\%$$

If the volume produced in 2012 were equal to zero, n would be equal to 8,6%. This value must be considered as an estimate of the maximum waste porosity in 2012 (so, porosity will definitely be smaller than this value).

Developing this balance also for the previous years the porosity results:

- $n = 8\%$ for 2011
- $n = 9\%$ for 2010

For 2009, it was not possible to implement the balance as the data of the leachate levels because of the previous years are fragmentary and incomplete.

These calculations represent only an estimate, but show the reliability of the porosity values found through the field tests.

5. CONCLUSION

Multiplying the drainable porosity (8%) by the volume of the saturated waste a leachate volume for 2012 equal to 52.000 m³ was determined. This volume is noticeably lower (30 %) than that recorded in previous years (77.000 m³ in 2011; 79.000 m³ in 2010). After having placed the geomembrane, the volume of leachate annually produced is drastically decreased by 90 %. This means that the strategies adopted by the company have been effective to control the problem in a short time.

However, in a long-term perspective, this choice is not very suitable. It is necessary to break down the leachate polluting load; after the final closure of the landfill, less leachate would be extracted but the polluting load will always be the current one (or more being less diluted). This is still quite high even if the landfill is in the methanogenic phase. Once extracted most of the leachate, no more water entering the landfill, bacteria will be no longer able to degrade the organic matter and thus the biological decomposition processes stop and waste mummifies (Munnich and Collins, 2001). Therefore long term emissions are expected and landfill would still remain a potential source of contamination in the next years.

It is therefore necessary to take appropriate measures to stabilize the waste, reduce the residual emission potential and biodegradability thus acting on the quality of waste.

A suitable technique for this purpose could be the in-situ aeration that should guarantee the biodegradability of organic matter with a rapid reduction of the organic load of leachate through the transfer of carbon from leachate to biogas and the transformation of ammonia nitrogen in free nitrogen through the oxidation by the aerobic bacteria.

The cost of this type of treatment would not be much higher than that of the extraction of the leachate that, for transport and treatment, currently costs 24 €/m³, but would ensure the stabilization of the waste and the consequent non-occurrence of future problems related to the biological risk.

REFERENCES

- Cossu R., Favaretti M. and Nobile A. (1998), *Hydraulic properties and behavior of landfilled waste*, International Training Seminar "Management and Treatment of MSW landfill leachate", Cini Foundation, San Giorgio, Venice, Italy; 2-4 December 1998.
- Cossu R., Frongia G., Muntoni A., Nobile A. and Raga R. (1997), *Use of pumping test for the assessment of leachate flow regime, waste hydraulic parameters and well efficiency*, Proceedings Sardinia 97, Sixth International Landfill Symposium, S. Margherita di Pula, Cagliari, Italy.
- Duffield G.M., HydroSOLVE, Inc. (1996-2000), *AQTESOLV for Windows, User's Guide*, Reston VA, 24 July 2000.
- Giardi M. (1997), *Hydraulic behavior of waste: observation from pumping tests*, Proceedings Sardinia 97, Sixth International Landfill Symposium, S. Margherita di Pula, Cagliari, Italy.
- Jang Y.S. (2000), Analysis of flow behavior in a landfill with cover soil of low hydraulic conductivity, *Environmental Geology* 39 (3-4), January 2000.
- Schroeder P.R., Lloyd C.M. and Zappi P.A. (1994), *The Hydrologic Evaluation of Landfill Performance (HELP) Model: User's Guide for Version 3*, EPA/600/R-94/168a, September 1994, U.S. Environmental Protection Agency Office of Research and Development, Washington, DC.
- Schroeder P.R., Dozier T.S., Zappi P.A., McEnroe B.M., Sjostrom J.W. and Peyton R.L. (1994), *The Hydrologic Evaluation of Landfill Performance (HELP) Model: Engineering Documentation for Version 3*, EPA/600/R-94/168b, September 1994, U.S. Environmental Protection Agency Office of Research and Development, Washington, DC.