



*Discarica per rifiuti non pericolosi di
Finale Emilia (MO)*

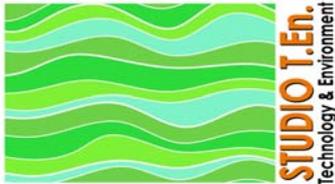
Valutazione di impatto ambientale

L.R. 9/99 come integrata ai sensi del D.Lgs 152/06 e s.m.i.

PROGETTO DEFINITIVO

Ottimizzazione dell'area tecnologica esistente con
adeguamento della capacità volumetrica

**RELAZIONE TECNICA
SPECIALISTICA**

Approvato	R. Superbi	Feronia S.r.l. L'Amministratore Delegato dott. Riccardo Superbi		 Studio T.En. Studio associato di ingegneria Via A. Einstein n° 11 - 41022 Reggio Emilia Tel. 0522 33 70 96 - Fax 0522 33 75 32 e-mail: info@studioten.it
Controllato	C. Faraone			
Redatto	S.Teneggi Studio T.En.			
Rev.	00	Data	15/10/2015	
Cod. Doc.	/	Scala	/	



INDICE

1. DIMENSIONAMENTO DELLA RETE DI DEFLUSSO DELLE ACQUE METEORICHE.	2
1.1. Descrizione delle opere previste e dei criteri utilizzati per il loro dimensionamento.....	4
1.2 Individuazione dei bacini scolanti e determinazione dei dati geometrici caratteristici.	7
1.3 Verifica delle sezioni idrauliche.....	13
1.4 Verifica del dimensionamento della vasca con il metodo delle curve di possibilità pluviometrica.....	17
1.5 Piazzale e acque di prima pioggia.....	23
1.6 Acque reflue provenienti dalla palazzina uffici.....	26
2. CARATTERISTICHE DEL MATERIALE UTILIZZATO PER LA REALIZZAZIONE DELLA BARRIERA IMPERMEABILE DI FONDO	28
3. DIMENSIONAMENTO DELLA GEORETE TRIDIMENSIONALE DRENANTE DA UTILIZZARE NEGLI STRATI 2 E 4 DELLA COPERTURA FINALE	31
4. STIMA DI PRODUZIONE DEL PERCOLATO.	42
5. BIOFILTRI E TRATTAMENTO BIOLOGICO DELL'ARIA	56

**1. DIMENSIONAMENTO DELLA RETE DI
DEFLUSSO DELLE ACQUE METEORICHE.**

Quanto descritto nel seguito affronta gli aspetti relativi alla regimazione ed al deflusso delle acque superficiali, la cui progettazione ha lo scopo di realizzare, in funzione del progetto di ampliamento della discarica, un sistema di raccolta e allontanamento dei volumi meteorici adeguato al nuovo layout impiantistico individuato.

Una dettagliata definizione del sistema di gestione di tali acque all'interno dell'area tecnologica è stata sviluppata nell'ambito della progettazione della recente riattivazione dell'impianto, che ne ha considerato approfonditamente tutti i vari aspetti.

A riguardo, si richiama come siano stati in quella sede previsti e realizzati:

- un sistema di raccolta delle acque meteoriche nell'area di discarica esaurita
- un sistema di raccolta delle acque meteoriche nell'area di discarica in fase di coltivazione
- un sistema di raccolta delle acque meteoriche del piazzale servizi
- un manufatto in c.a. per la gestione dello scarico in canale
- una vasca di laminazione

E' poi presente un sistema separato di raccolta delle acque ricadenti sulla residua area campestre presente all'interno dell'impianto.

Il layout descritto permette una efficace gestione dei volumi ricadenti sull'area tecnologica, permettendo peraltro un puntuale e distinto monitoraggio delle varie aree che la caratterizzano, come previsto nel Piano di Sorveglianza e Controllo.

Con il presente ampliamento si è ripresa l'attività di progettazione sviluppata, andandola a modificare, riverificare ed adeguare sulla base delle trasformazioni previste per l'impianto.

Si riporta una sintesi degli interventi che si rendono necessari sui sistemi fino ad ora descritti:

- eliminazione del sistema a servizio dell'area campestre (che sarà occupata da nuovi lotti), e conseguente eliminazione dello scarico campestre attualmente autorizzato;
- eliminazione del sistema di raccolta delle acque sulla discarica esaurita, area interessata da operazione di Landfill Mining;
- adeguamento del canale di raccolta a perimetro dei lotti in gestione operativa, con sua ricollocazione a contorno delle aree di nuovo ampliamento (compresa quella ricadente nella zona della discarica esaurita, anch'essa interessata da nuovi lotti)
- tombamento della canalizzazione a cielo aperto di confluenza al manufatto di gestione dello scarico in canale;
- ampliamento della rete di raccolta delle acque di prima pioggia, in corrispondenza del piazzale dedicato all'impianto di trattamento del biogas (di nuova realizzazione);

- dimensionamento dei nuovi elementi della rete;
- adeguamento della vasca di prima pioggia per la gestione delle acque del piazzale;
- adeguamento della vasca di laminazione alla luce della nuova configurazione impiantistica e dell'occupazione di nuove superfici.

1.1. Descrizione delle opere previste e dei criteri utilizzati per il loro dimensionamento.

La discarica di Finale Emilia disporrà anche a seguito del presente ampliamento, come previsto dalla normativa, di un sistema di raccolta e allontanamento delle acque meteoriche atto a captare e trasportare ai recapiti idrici stabili le acque meteoriche provenienti dai bacini circostanti l'invaso di discarica. Dal momento che i bacini afferenti all'area di discarica sono estremamente modesti, si procederà direttamente al dimensionamento della rete di gestione delle acque nella morfologia finale, a copertura avvenuta, quando le linee di deflusso a perimetro dell'invaso dovranno ricevere anche le acque provenienti dal corpo di discarica debitamente coperto. È inutile precisare che tale situazione è la più gravosa per le linee di deflusso a cielo aperto che si realizzeranno a perimetro dell'invaso fin dalle prime fasi di costruzione della discarica, ed è quindi la più cautelativa ai fini del dimensionamento delle stesse.

Per intercettare e regimare le acque di ruscellamento superficiale provenienti dalla copertura della discarica è prevista la realizzazione di una rete di drenaggio composta da diversi elementi, in cui opere e manufatti sono stati scelti per garantire il deflusso in sicurezza verso i vari ricettori sviluppati sul perimetro della discarica, fino al recapito finale, individuato in un canale di competenza della Bonifica Burana-Leo-Scoltenna-Panaro che scorre a lato dell'area oggetto di studio, in direzione sudest-nordovest e denominato, nelle planimetrie redatte dall'Ente stesso, Fossa Vigarana.

Secondo quanto già imposto dal Consorzio della Bonifica per il progetto di riattivazione dell'area recentemente realizzato, la **portata ammessa allo scarico** non potrà superare i **3 l/s*ha**, ovvero; considerata quindi una estensione dell'area pari a **214'.000 m²** (cumulo di discarica comprensivo di lotti in gestione operativa e lotti di ampliamento, piazzale servizi, altre aree di pertinenza), un valore complessivo di circa **64 l/s**.

Tale vincolo impone la necessità di laminare la portata in uscita e la conseguente individuazione di volumi di stoccaggio dei deflussi eccedenti la quota ammessa.

La verifica di tali volumi è stata eseguita mediante il metodo delle curve di possibilità pluviometrica.

Relativamente ai lotti di nuova realizzazione, sulle aree progressivamente portate alle quote ed alla morfologia finale, si procederà alla realizzazione della rete di drenaggio superficiale definitiva, descritta nella tavola allegata e così costituita:

- linee di deflusso in terra sulla superficie portata a colmatazione finale e sulla quale è stata realizzata la stratigrafia prevista dal capping definitivo: vengono realizzate delle vere e proprie scoline che richiamano la tipica morfologia del paesaggio agrario circostante fino a raccordarsi idealmente con le linee di deflusso dei campi adiacenti. Si veda a questo proposito la tavola dedicata;
- canali in terra intasati con ciotoli per la canalizzazione delle portate di pioggia lungo le linee di massima pendenza delle scarpate portate a colmatazione finale, sulle quali è stata realizzata la stratigrafia prevista dal capping definitivo. Si osserva a questo proposito che il perimetro della parte pianeggiante della copertura viene delimitato da un lieve arginello al fine di evitare la corrivazione incontrollata delle acque lungo le scarpate e convogliarle lungo i canali realizzati con i ciottoli;
- la stessa tipologia di linea di deflusso descritta al punto precedente viene riproposta nelle banche intermedie, allo scopo di limitare i fenomeni di erosione che possono verificarsi nei consueti fossati in terra; questa soluzione consente inoltre di mantenere l'efficienza della linea di deflusso anche a seguito di eventuali fenomeni di assestamento delle banche;
- meterassi reno per l'attraversamento dei gabbioni alla base delle pendici del corpo rifiuti, e nei punti di cambio pendenza;
- canaletta prefabbricata in cemento armato lungo la viabilità perimetrale per il collettamento delle acque raccolte dall'intero corpo scarica verso i sistemi di laminazione e il recapito finale;
- tubazioni chiuse per il sottopasso delle viabilità, secondo le dimensioni indicate in tabella;
- tratto già esistente di immissione nella Fossa Vigarana realizzato con tubo in pvc del diametro pari a 315 mm e pendenza pari a 0,1% in accordo coi limiti di immissione stabiliti dall'ente gestore.

Nel seguito si procederà quindi a progettare l'affidabilità idraulica dei vari sistemi per le portate di progetto, ponendosi l'obiettivo di determinare e verificare le opere di drenaggio e convogliamento delle acque ruscellanti lungo il corpo di scarica coperto.

Si è provveduto in particolare ad esaminare gli aspetti attinenti alle opere di regimazione e trasporto delle acque meteoriche, con:

- ☒ individuazione dei bacini e dei sottobacini scolanti;
- ☒ determinazione dei dati geometrici caratteristici dei bacini;
- ☒ quantificazione delle portate da smaltire;
- ☒ verifica delle corrispondenti sezioni idrauliche.

Particolare attenzione è stata riservata nei confronti delle seguenti situazioni:

- ☒ la possibilità di procedere alla rapida e costante manutenzione delle opere;
- ☒ l'assenza di conflitti ed interferenze con la viabilità dell'impianto;
- ☒ la flessibilità della rete, con possibilità di adeguamenti senza costi eccessivi;
- ☒ il mantenimento per i canali principali, per quanto possibile, di una situazione di deflusso a cielo aperto, senza tratti tombati e possibilità di ostruzioni.

In via del tutto generale si può affermare che l'analisi del territorio e delle condizioni che lo caratterizzano è sostanziale per la determinazione della situazione idraulica di una qualunque area, prescindendo anche dalla sua dimensione planimetrica. In ogni corso d'acqua, infatti, è ovunque possibile definire una sezione idraulica S , caratterizzata da un flusso d'acqua che proviene da tutta una zona situata a monte, detta bacino imbrifero relativo alla sezione S individuata.

L'estensione e la forma del bacino si ottengono dal rilievo del terreno; la linea più elevata che separa il bacino imbrifero esaminato da quelli contigui è detta spartiacque e definisce il perimetro del bacino.

Lo spostamento di S verso valle causa, coerentemente all'andamento altimetrico, la ridefinizione anche del perimetro del bacino, con la modifica dell'estensione dello stesso per l'aggiunta di una nuova zona, che può avere caratteristiche assai diverse dalle precedenti, influenzando quindi sui caratteri del corso d'acqua.

Questi infatti dipendono principalmente dalle precipitazioni che cadono nel bacino (e quindi indirettamente dall'altitudine e dall'orientamento di esso) e dalla maggiore o minore rapidità del loro smaltimento (e quindi dalla sua permeabilità e dal manto vegetativo che lo ricopre), dalla esistenza o meno di laghi o casse di espansione ed invasi.

A parità di altre condizioni, in bacini più inclinati l'acqua scorre più rapidamente, filtra nel terreno con maggiore facilità e, purtroppo, provoca nel torrente piene notevoli ed improvvise. Se però il corso d'acqua incontra laghi, invasi, laminatori o campi di inondazione, le piene diminuiscono di intensità e si prolungano nel tempo.

La quantificazione numerica dei fenomeni sopraindicati richiede al tecnico la determinazione del perimetro e della superficie del bacino imbrifero, corrispondente alla sezione idraulica esaminata, e la valutazione di elementi fisici caratteristici utili alla determinazione, nello sviluppo della formula del Giandotti di solito utilizzata, del tempo di corrivazione. Si specifica che in tale caso, data la dimensione di bacini e l'adozione di sistemi di deflusso a modestissima pendenza e per lo più realizzati in larghi canali intasati con ciottoli, si assumerà un **tempo di corrivazione pari a 15 minuti**, senza applicare la formula di Giandotti.

1.2 Individuazione dei bacini scolanti e determinazione dei dati geometrici caratteristici.

Una volta determinati i bacini imbriferi e le rispettive aree, è possibile procedere alla determinazione delle portate idrauliche per il dimensionamento e la verifica delle sezioni significative.

Si riporta di seguito la planimetrie con indicazione della morfologia della discarica in cui si evidenziano i sottobacini scolanti. Per le caratteristiche dimensionali si rimanda alla tabella.

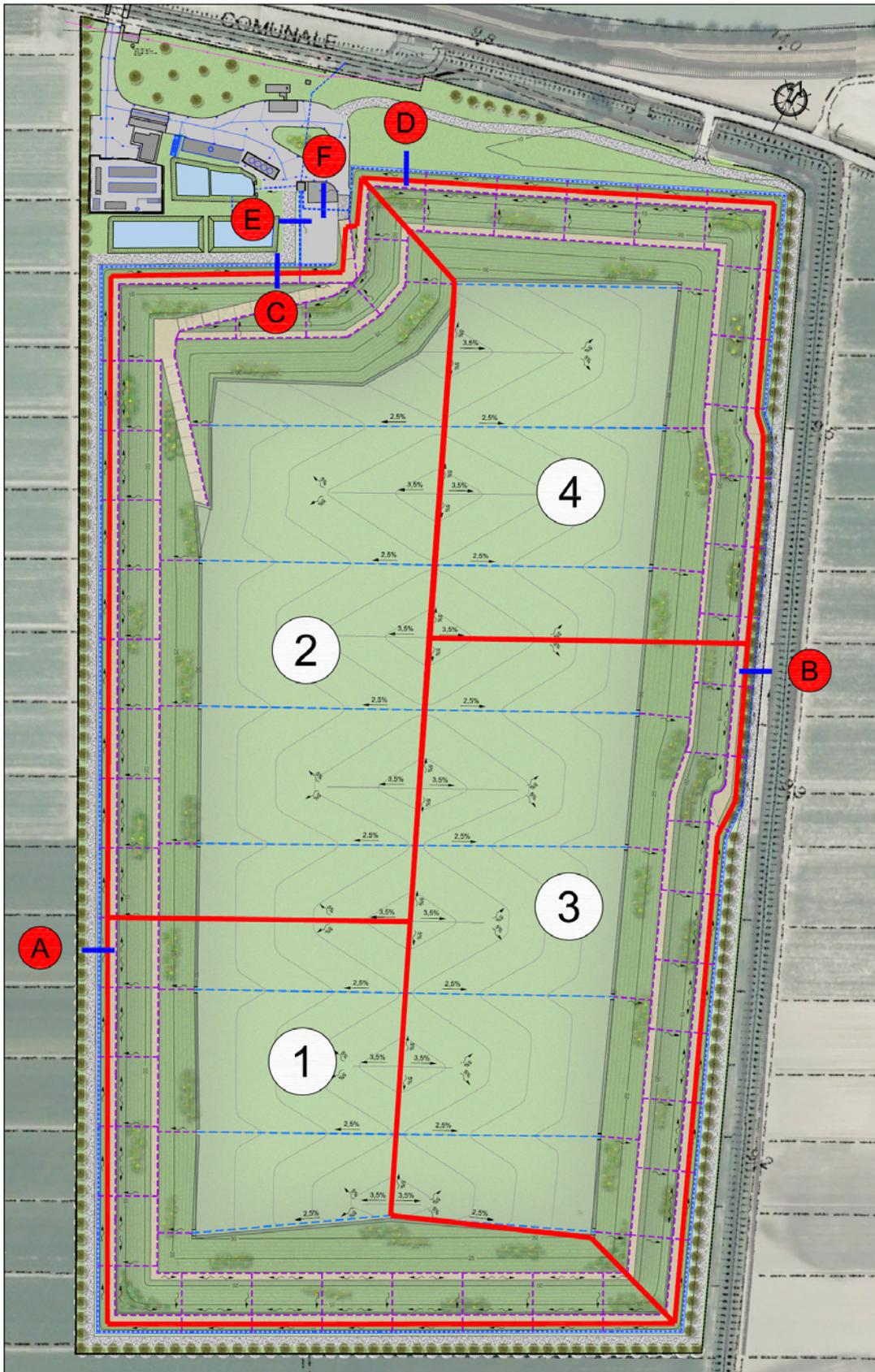


Fig. 1: Planimetria con indicazione dei sottobacini scolanti in cui è stata suddivisa la discarica nella morfologia finale e delle sezioni di verifica.

Quantificazione delle portate da smaltire

Per il dimensionamento delle opere idrauliche si è fatto riferimento ai risultati ottenuti dalla elaborazione della curva pluviometrica ottenute dai dati desunti dalle seguenti fonti:

- ☒ elaborati tecnici del P.T.C.P. di Modena attualmente in vigore;
- ☒ dati pluviometrici ricavati dall'art. del prof. Armando Brath "Regime delle piogge intense nel comprensorio della bonifica di Burana", riportato nella pubblicazione a cura del Consorzio della Bonifica Burana-Leo-Scoltenna-Panaro intitolata "Una sentinella per il territorio –relazione tecnica-.

Lo studio si concretizza nella determinazione delle cosiddette curve di possibilità climatica, che esprimono il legame esistente tra l'altezza di pioggia che cade nella località considerata e la sua durata, per un assegnato valore del tempo di ritorno. Si ricorda che con il termine altezza di precipitazione in un punto della superficie terrestre si indica l'altezza della lama d'acqua che si formerebbe al suolo in un certo intervallo di tempo (durata della precipitazione) in assenza di perdite, su una superficie orizzontale ed impermeabile di estensione limitata (al limite infinitesima) sviluppatesi attorno al punto. La curva di possibilità climatica ha la forma:

$$h=at^n \quad (1)$$

dove:

h = altezza di pioggia caduta nel tempo considerato (mm);

a = parametro (mm);

n = parametro (adimensionale).

Entrambi i parametri risultano in generale variabili al variare del tempo di ritorno considerato. Tuttavia, mentre il parametro a, che rappresenta la pioggia di durata unitaria avente il tempo di ritorno T, è ovviamente crescente al crescere del tempo di ritorno, il parametro n presenta spesso variazioni modeste al variare di T.

Dalla relazione precedente si ricava l'espressione della intensità di pioggia :

$$i(d,T)= adn^{-1} \quad (2)$$

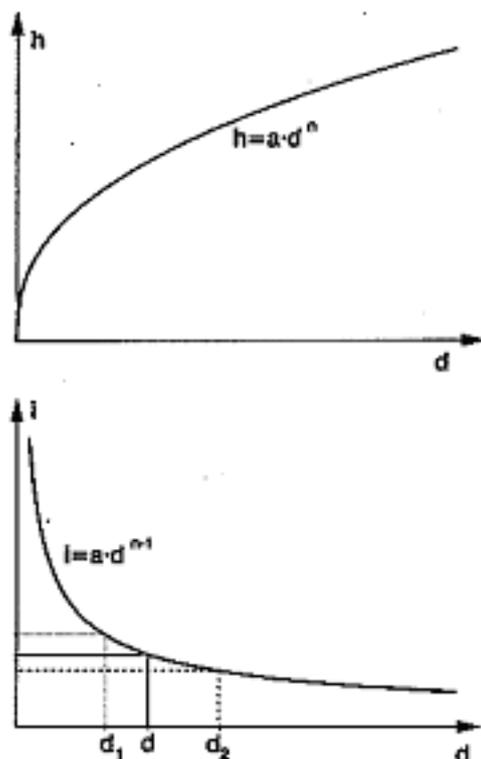


Fig. 2: Andamento delle curve che rappresentano l'altezza e l'intensità di pioggia in funzione della durata.

Dai dati richiamati si sono elaborate le tre curve pluviometriche riportate nel diagramma di cui alla pagina successiva, che descrivono:

- ☒ curva di possibilità pluviometrica corrispondente a $T=10$ anni (piogge intense) valida per il comprensorio modenese, così come indicato negli elaborati tecnici del P.T.C.P. di Modena attualmente in vigore, con valori di a ed n pari rispettivamente a 36,90 e 0,245.
- ☒ curva di possibilità pluviometrica per $T=10$ anni desunta dalla regionalizzazione di a ed n eseguita a partire dai dati disponibili per le stazioni pluviometriche esistenti nel territorio di competenza della Bonifica Burana, secondo lo studio condotto dal D.I.S.T.A.R.T. dell'Università di Bologna. Di tale studio si riportano alle figg. 3 e 4 le mappe di stima dei parametri a ed n per precipitazioni di più ore consecutive aventi $T=10$ anni, dalle quali si desumono per Finale Emilia valori di a ed n pari rispettivamente a 34,50 e 0,263.

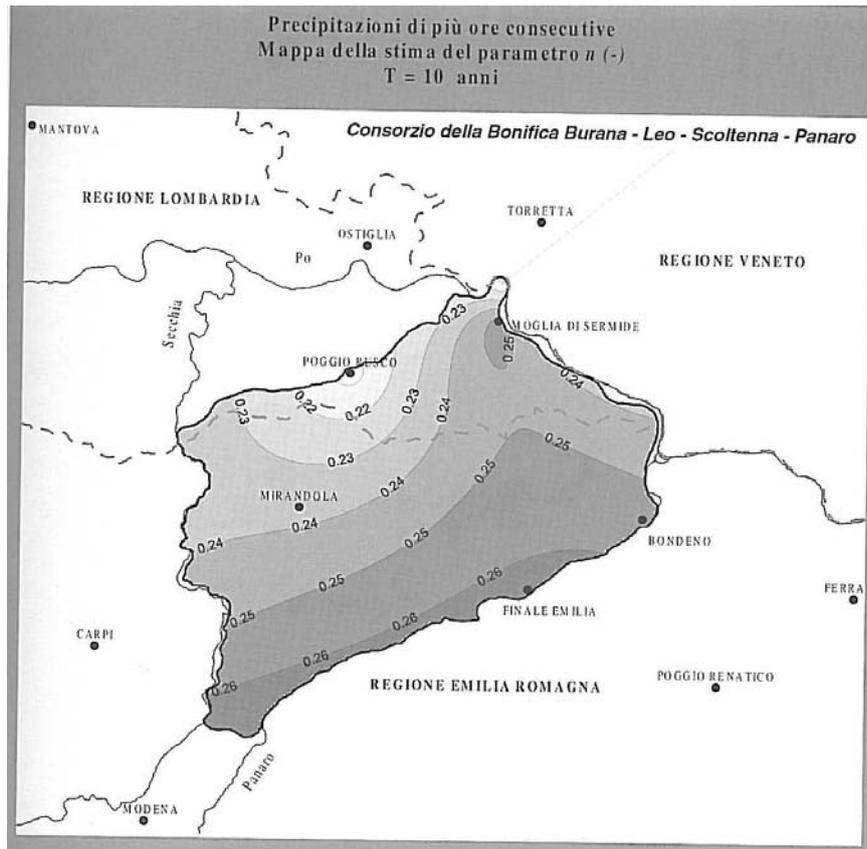


Fig. 3: Valori di n desunti dalla regionalizzazione effettuata dal D.I.S.T.A.R.T. dell'Università degli studi di Bologna.

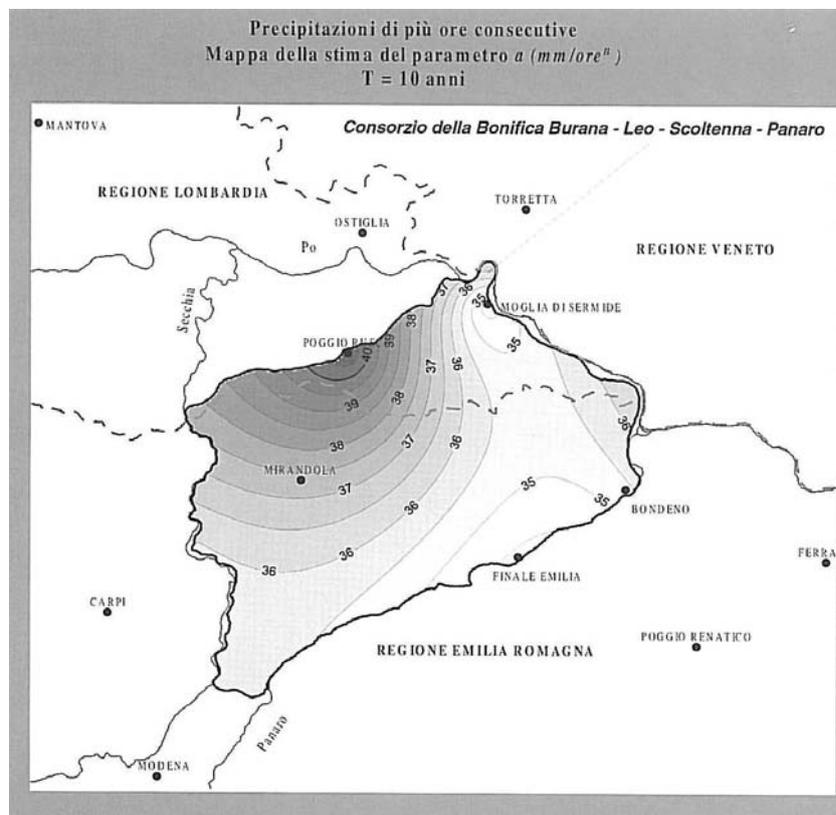


Fig. 4: Valori di a desunti dalla regionalizzazione effettuata dal D.I.S.T.A.R.T. dell'Università degli studi di Bologna.

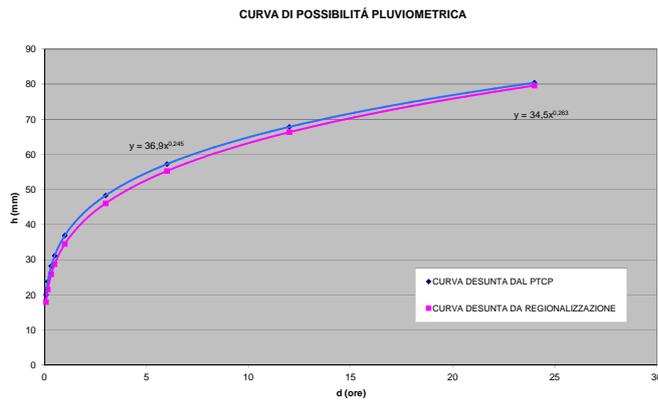


Fig. 5: Andamento delle curve di possibilità pluviometrica disponibili.

Dal confronto delle due curve pluviometriche si osserva che, per piogge con tempo di corrivazione inferiore all'ora, le altezze di pioggia ricavate dalla curva di possibilità pluviometrica indicata negli elaborati del PTCP della Provincia di Modena sono sempre maggiori rispetto a quelle indicate nelle curve di paragone, con conseguenti portate cautelative rispetto a quelle che si otterrebbero con le portate calcolate con le altre altezze.

$$- Q = \frac{\Phi * \varepsilon * h * A}{t_c} \quad (3)$$

dove:

- Φ coefficiente di deflusso (rapporto tra pioggia netta afferente alla rete e pioggia totale), assunto cautelativamente pari a 1,0.
- ε coefficiente di laminazione/ritardo (valore che dipende dalle caratteristiche del bacino quali superficie, pendenza dei versanti, sviluppo della rete idrografica, natura dei terreni, etc.), assunto pari a 0,8 in funzione delle scelte progettuali già descritte;
- h altezza di pioggia determinata per il rispettivo tempo di corrivazione;
- A area scolante;
- t_c tempo di corrivazione assunto pari a 15 minuti.

Di seguito si riporta, a titolo esemplificativo, lo sviluppo completo del calcolo del bacino 1 nell'ipotesi a ed il riassunto dei risultati ottenuti:

Bacino a

A area del bacino (in km^2) = 0,037;

t_c tempo di corrivazione assunto pari a 15 minuti (0,25 ore)

h = altezza di pioggia calcolata per il tempo di corrivazione e con i coefficienti a ed n sopra indicati:

$$h = at_c^n = 36,90 * 0,25^{0,245} = 26,27 \text{ mm}$$

Q = portata calcolata con il metodo cinematico, adottando un coefficiente di afflusso pari ad 0,3 e un coefficiente di laminazione pari a 1;

$$Q = \frac{\Phi * \varepsilon * h * A}{t_c} = \frac{1 * 0,8 * 0,02627 * 37'000}{0,25 * 3600} = 0,864 \text{ m}^3/\text{s}$$

valori dimensionali		BACINO (vedi fig. 1.1)			
		1	2	3	4
A	m2	37.000	55.500	47.000	38.000
h	mm	26,27	26,27	26,27	26,27
Q	m ³ /s	0,864	1,296	1,098	0,887

Tab. 1: valori caratteristici dei bacini in cui è stata suddivisa la discarica coperta.

1.3 Verifica delle sezioni idrauliche.

Il dimensionamento delle opere idrauliche verrà sviluppato riferendosi alle formule che simulano l'andamento delle correnti idriche che percorrono i corsi d'acqua naturale (fiumi e torrenti) o i canali artificiali (di bonifica, di irrigazione, di fognatura, di navigazione interna).

Queste correnti sono caratterizzate dall'aver una parte della loro superficie di contorno, e precisamente quella superiore, non a contatto con una parte solida, ma con un gas, che nella più grande generalità dei casi è l'atmosfera.

Tale superficie, che si dice appunto superficie libera o pelo libero è pertanto una superficie isobarica, a pressione costante, nulla nel riferimento relativo. Si potrà pertanto parlare, per la generica sezione, della quota d'alveo o di fondo invaso, del pelo libero della corrente o, più semplicemente, del profilo del pelo libero, della pendenza motrice e della velocità, approssimando lo studio della corrente ad una corrente lineare, secondo la teoria unidimensionale, caratterizzata da moto uniforme.

Preso ad esame la singola sezione idraulica potremo indicare con h l'altezza del pelo libero, misurata rispetto al punto più depresso del suo contorno e con A l'area della sezione trasversale occupata dal liquido: negli alvei considerati l'area sarà funzione solo dell'altezza della corrente idraulica.

Definiremo con R il raggio idraulico corrispondente ad una data altezza h come il rapporto fra la sezione liquida A ed il suo contorno bagnato B : ricordiamo che, per le correnti a pelo libero, si assume quale contorno bagnato soltanto quella parte del perimetro della sezione liquida che è costituita dalla parte solida dell'alveo, giacchè soltanto ad essa si deve praticamente la resistenza alla corrente.

In condizioni di moto uniforme la velocità media V è legata alle caratteristiche dell'alveo (pendenza, scabrezza, forma della sezione trasversale) e della corrente (profondità, area della sezione liquida, raggio idraulico) dalla legge del moto uniforme, che di norma si esprime a mezzo della formula di Chézy

$$V = C * \sqrt{R * i} \quad (7)$$

nella quale si pone la pendenza i quale pendenza media dell'alveo considerato.

Al coefficiente di scabrezza C sono state assegnate varie espressioni da diversi autori, riferendosi sempre alle condizioni dell'alveo e prescindendo dal tipo di moto, assunto sempre turbolento (la formulazione non considera quindi il numero di Reynolds).

Limitandoci alle formule più comunemente utilizzate, per la determinazione di C possiamo citare quelle di Bazin, Manning, Kutter, e quella di Strickler, detta anche di Gaukler e Strickler, di tipo monomio, così riassumibile:

$$C = c * R^{\frac{1}{6}} \quad (8)$$

nella quale il coefficiente c , dipendente dalla scabrezza della parete, può essere anche considerato un indice di scabrezza.

Lo sviluppo dei calcoli idraulici vedrà perciò l'utilizzo della formula del moto uniforme, con il coefficiente di scabrezza di Strickler, utilizzando parametri c dedotti dalle tabelle di bibliografia o fornite dalle ditte produttrici dei collettori utilizzati, adottando la formula:

$$Q = A V = A * C * \sqrt{R * i} \quad (9)$$

Di ogni sezione idraulica verificata verranno riportati i dati significativi, calcolati in modo iterativo per successive approssimazione del tirante d'acqua, fino a determinare le condizioni che consentono di smaltire la portata effluente dai bacini di monte.

Si specifica che verranno realizzati esclusivamente linee di deflusso in terra, senza utilizzare elementi antropizzanti, quali cemento o acciaio, per la realizzazione dei canali. La scelta è dettata sia dal minor impatto provocato sull'ambiente, sia dalla volontà di realizzare una rete efficiente ma flessibile, realizzata secondo i dettami dell'ingegneria naturalistica e facilmente adattabile ad eventuali evoluzioni o cambiamenti.

Canali circolari (collettori chiusi)

elemento	u.d.m.	descrizione
diámetro	(m)	dimensione interna del collettore verificato, al netto dello spessore
i_f	(%)	pendenza del tratto di canale verificato (livellata, così come desunta dai profili o da misure ricavate sui rilievi planoaltimetrici allegati)
h	(m)	altezza del tirante d'acqua corrispondente alla portata effluente
B	(m)	contorno bagnato della sezione (misura lo sviluppo del perimetro della sezione a contatto con l'acqua)
A	(m ²)	superficie scolante nella sezione verificata (area della vena fluida)
R	(m)	raggio idraulico della sezione, determinato dal rapporto tra l'area ed il contorno bagnato della sezione determinata
c	(m ^{1/3} /s)	coefficiente di scabrezza del collettore (Gauckler-Strickler)
Q	(m ³ /s)	portata effluente
V	(m/s)	velocità media della corrente idrica, determinata dal rapporto tra portata e sezione
Fr		n° di Froude, rapporto fra la velocità media e la velocità critica della sezione. Se $Fr > 1$ la corrente è veloce, al contrario è lenta.

Tab. 2: caratteristiche dei collettori chiusi.

Canali a cielo aperto (sezioni idrauliche di fossi e torrenti)

elemento	u.d.m.	descrizione
base	(m)	dimensione del fondo alveo della sezione esaminata
pendenza sponde	angolo	pendenza delle sponde della sezione esaminata, con angolo di inclinazione misurato rispetto all'orizzontale passante per il fondo alveo
i_r	(%)	pendenza del tratto di canale verificato (livellata, così come desunta dai profili o da misure ricavate sui rilievi planoaltimetrici allegati)
h	(m)	altezza del tirante d'acqua corrispondente alla portata effluente
B	(m)	contorno bagnato della sezione (misura lo sviluppo del perimetro della sezione a contatto con l'acqua)
A	(m ²)	superficie scolante nella sezione verificata (area della vena fluida)
R	(m)	raggio idraulico della sezione, determinato dal rapporto tra l'area ed il contorno bagnato della sezione determinata
c	(m ^{1/3} /s)	coefficiente di scabrezza della sezione (Gauckler-Strickler)
Q	(m ³ /s)	portata effluente
V	(m/s)	velocità media della corrente idrica, determinata dal rapporto tra portata e sezione

Tab. 3: caratteristiche delle linee di deflusso a cielo aperto.

Si riepilogano i risultati nelle tabelle riassuntive 1.4 e 1.5

Canaletta in c.a. prefabbricata

Verifica n°	A	B	C	D
bacini	1	3	1+2	3+4
Q progetto (m³/s)	0,864	1,098	2,160	1,985
Base (m)	0,70	0,7	0,90	0,90
if (%)	0,2	0,2	0,2	0,2
h (m)	0,68	0,75	1,02	0,964
B (m)	2,102	2,306	3,006	2,896
A (m²)	0,597	0,715	1,193	1,117
R (m)	0,284	0,310	0,397	0,386
c (m^{1/3}/s)	75	75	75	75
Q verifica (m³/s)	0,864	1,098	2,160	1,985
V (m/s)	1,45	1,54	1,81	1,78
Altezza canaletta (m)	0,80	0,90	1,00	1,00

n.b.: le dimensioni della canaletta possono variare, nel rispetto della portata di progetto

(ad es. può essere considerata una base più larga ed una altezza inferiore)

Tab.4: caratteristiche delle linee di deflusso a cielo aperto realizzate con canaletta prefabbr. in c.a.

Collettori chiusi:

Verifica n°	E	F
bacini	1+2	3+4
Q progetto (m³/s)	2,160	1,985
Diametro (mm)	1200	1200
if (%)	0,003	0,003
h (m)	0,955	0,885
B (m)	2,645	2,479
A (m²)	0,965	0,894
R (m)	0,365	0,361
c (m^{1/3}/s)	80	80
V (m/s)	2,24	2,22
Q (m³/s)	2,160	1,985
Riemp. (%)	79,6	73,7

n.b.: le dimensioni dei collettori chiusi possono variare, nel rispetto della portata di progetto

(ad es. possono essere considerati più tubi in parallelo, di diametro inferiore)

Tab.5: caratteristiche collettori chiusi prima dell'ingresso al manufatto di gestione.

Viene confermato lo scarico finale già esistente nella Fossa Vigarana, in grado di scaricare la portata ammessa dall'ente gestore.

1.4 Verifica del dimensionamento della vasca con il metodo delle curve di possibilità pluviometrica.

Come premesso, a causa del vincolo imposto dall'ente gestore sulla portata scaricabile nella Fossa Vigarana, sarà necessario realizzare un invaso che entri in funzione quando la portata generata dall'evento meteorico supera i limiti di capacità ammessi dalla Bonifica.

Il fenomeno della laminazione è descritto dal seguente sistema di equazioni:

- equazione di continuità:
$$Q_e(t) - Q_u(t) = \frac{dW(t)}{dt} \quad (4)$$

- legame funzionale tra volume W e livello idrico y:
$$W(y,t) = W(y(t)) \quad (5)$$

- legge d'efflusso dalla vasca:
$$Q_u(t) = Q_u(t, y(t)) \quad (6)$$

- dove: $Q_e(t)$ è la portata, nota, che all'istante di tempo t affluisce alla vasca di laminazione, il cui valore dipende dall'evento meteorico in atto e dalle caratteristiche del bacino e della rete di fognatura a monte della vasca di laminazione; $Q_u(t)$ è la portata che nello stesso istante di tempo defluisce dalla vasca di laminazione, il cui valore varia nel tempo in funzione delle caratteristiche del dispositivo di scarico; $W(t)$ e $y(t)$ sono rispettivamente il volume invasato e il livello idrico nella vasca di laminazione.

Si tenga presente che il legame funzionale tra il volume invasato e il livello idrico dipende unicamente dalla geometria della vasca e che la legge d'efflusso espressa dall'equazione (6) è invece definita in funzione delle modalità di scarico della portata. Pertanto, nel caso di dispositivi di tipo fisso quali stramazzi e luci sotto battente, la portata è direttamente funzione del tempo, attraverso il livello idrico $y(t)$. Sostituendo le relazioni (5) e (6) nella (4) si ottiene un'equazione differenziale nell'incognita $y(t)$, che può integrarsi numericamente con metodi alle differenze finite.

La progettazione delle vasche di laminazione si fonda sulla determinazione del volume d'invaso W^* che consente di ridurre, con la minima capacità di invaso, la portata al colmo dell'evento critico di progetto di assegnato tempo di ritorno T_R . Note la portata entrante $Q_e(t)$

e la portata massima $Q_{u \max}$ che la rete di fognatura a valle della vasca è in grado di convogliare e definite la geometria della vasca e le caratteristiche dei dispositivi di scarico, se si ipotizza che nell'intervallo di tempo (t_1, t_2) durante il quale la portata $Q_c(t)$ eccede le capacità della rete, la portata uscente $Q_u(t)$ sia costante e uguale alla massima $Q_{u \max}$, si determina il minimo volume di invaso W^* che consente di ottenere la laminazione dell'onda di piena (cfr. figura 7).

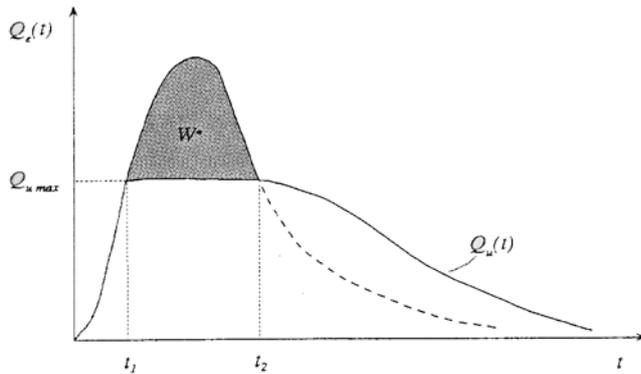


Figura 6 - Processo di laminazione dell'onda di piena impiegando dispositivi di scarico a portata costante.

Partendo da questo dato opportunamente incrementato, utilizzando il sistema di equazioni (4)÷(6), è possibile verificare se il dimensionamento della vasca è stato eseguito in modo corretto, considerando l'effettivo legame che lega tra di loro allo scorrere del tempo portate scaricate e livello di invaso, legame che in generale evidenzia valori crescenti con il livello della portata scaricata. Alcuni metodi semplificati di calcolo consentono di valutare con buona approssimazione il volume di laminazione necessario per contenere la portata massima scaricata nei limiti prefissati.

Nel caso in esame il calcolo è stato sviluppato adottando un classico sistema di afflusso/deflusso e determinando la portata applicando il “metodo cinematico”.

Si è proceduto in questa sede ad una **valutazione approfondita** delle variazioni apportate dal nuovo progetto rispetto alla situazione precedente, e in particolare **della caratterizzazione idrologica del nuovo layout impiantistico**;

In particolare, ai fini dei calcoli dei volumi di laminazione si sono mantenute in considerazione le aree occupate nel recente progetto di riattivazione dell'area, e ad esse si sono aggiunte quelle sulle quali si prevedono gli ampliamenti.

E' apparso inoltre opportuno rivedere l'attribuzione dei coefficienti di deflusso alle varie superfici scolanti, oltre che aggiornare le superfici servite dalla vasca .

Si è mantenuta una principale suddivisione delle superfici tra quelle sostanzialmente impermeabili (area servizi) e quelle con significativa capacità di infiltrazione (aree di scarica coperte in maniera definitiva, residue porzioni verdi).

Si è inserita una ulteriore differenziazione di queste ultime, viste la varietà delle pendenze in gioco: nello specifico, tra le aree di scarica coperte in maniera definitiva si sono distinte le porzioni sommitali, caratterizzate da pendenze comprese tra il 2 e il 5%, da quelle in scarpata, con pendenze decisamente maggiori.

L'attribuzione dei coefficienti di deflusso è stata effettuata riferendosi a quanto indicato dall' "American Society of Civil Engineers" e dalla "Pollution Control Federation":

Caratteristiche del bacino	c
Superfici pavimentate o impermeabili (strade, aree coperte, ecc.)	0,70 – 0,95
Suoli sabbiosi a debole pendenza (2%)	0,05 – 0,10
Suoli sabbiosi a pendenza media (2 - 7%)	0,10 – 0,15
Suoli sabbiosi a pendenza elevata (7%)	0,15 – 0,20
Suoli argillosi a debole pendenza (2%)	0,13 – 0,17
Suoli argillosi a pendenza media (2 - 7%)	0,18 – 0,22
Suoli argillosi a pendenza elevata (7%)	0,25 – 0,35

Tab. 6 – Coefficiente di deflusso in funzione delle tipologie di superfici.

Alle superfici impermeabili è stato attribuito un coefficiente di deflusso 0,95, alle superfici di scarica sommitali un coefficiente 0,20, ed a quelle in scarpata un coefficiente 0,35.

Cautelativamente si è scelto infine di considerare un coefficiente di laminazione/ritardo unitario (rispetto alla iniziale scelta di 0,8).

Alla luce della nuova caratterizzazione si è così il calcolato il prodotto $\Phi * A$ di ciascuna tipologia di superficie, aggregandoli poi con una sommatoria ed ottenendo il valore finale di 56.375 m².

	Superficie	Coeff. deflusso	Area effettiva
Aree di scarica – porzione sommitale	101.500	0,20	20.300
Aree di scarica – porzioni in scarpata	76.000	0,35	26.600
Area servizi – porzioni impermeabili	5.000	0,95	4.750
Altre aree di pertinenza (verdi o ghiaiate)	31.500	0,15	4.725
TOTALE			56.375

Tab. 7 – Caratterizzazione delle superfici interne all'area tecnologica.

Dai calcoli effettuati secondo le nuove assunzioni (mantenendo fisso il vincolo della portata effluente ammissibile non superiore a 3,0 l/s*ha) si è osservato che per mantenere un franco idraulico superiore al 15% è necessario un **ampliamento della capacità della vasca pari a circa 1.000 m³**, portando la **volumetria complessiva dagli attuali 1.400 m³ a 2.400 m³**.

Tale ampliamento avverrà destinando alla laminazione parte dei volumi delle vasche attualmente adibite a lagunaggio (di cui in futuro è previsto un utilizzo più limitato, stante la realizzazione dei nuovi lotti fuori terra). La vasca più prossima a quella di laminazione verrà quindi dotata di arginello interno di separazione, tale da confinare un settore di 1.000 m³ che sarà messo in comunicazione con il sistema di laminazione.

Si riporta nel seguito un riepilogo dei conteggi sviluppati.

durata evento pluviometrico	pioggia	superficie scolante	portata istantanea	portata ammmissibile	volume complessivo	volume da laminare	capacità residua vasca	franco
(min)	(mm)	(m ²)	(m ³ /s)		(m ³)			%
0	0,0	56375	0,000	0,064	0	0	2 400	100%
5	20,1	56375	3,772	0,064	1 132	1 112	1 288	54%
10	23,8	56375	2,235	0,064	1 341	1 303	1 097	46%
15	26,3	56375	1,646	0,064	1 481	1 423	977	41%
20	28,2	56375	1,324	0,064	1 589	1 512	888	37%
25	29,8	56375	1,119	0,064	1 679	1 582	818	34%
30	31,1	56375	0,975	0,064	1 755	1 640	760	32%
35	32,3	56375	0,868	0,064	1 823	1 688	712	30%
40	33,4	56375	0,785	0,064	1 884	1 729	671	28%
45	34,4	56375	0,718	0,064	1 939	1 765	635	26%
50	35,3	56375	0,663	0,064	1 989	1 797	603	25%
55	36,1	56375	0,617	0,064	2 036	1 825	575	24%
60	36,9	56375	0,578	0,064	2 080	1 849	551	23%
65	37,6	56375	0,544	0,064	2 121	1 871	529	22%
70	38,3	56375	0,514	0,064	2 160	1 891	509	21%
75	39,0	56375	0,488	0,064	2 197	1 908	492	20%
80	39,6	56375	0,465	0,064	2 232	1 924	476	20%
85	40,2	56375	0,444	0,064	2 266	1 938	462	19%
90	40,8	56375	0,425	0,064	2 297	1 951	449	19%
95	41,3	56375	0,408	0,064	2 328	1 962	438	18%
100	41,8	56375	0,393	0,064	2 358	1 972	428	18%
105	42,3	56375	0,379	0,064	2 386	1 981	419	17%
110	42,8	56375	0,366	0,064	2 413	1 990	410	17%
115	43,3	56375	0,354	0,064	2 440	1 997	403	17%
120	43,7	56375	0,342	0,064	2 465	2 003	397	17%
130	44,6	56375	0,322	0,064	2 514	2 013	387	16%
140	45,4	56375	0,305	0,064	2 560	2 021	379	16%
150	46,2	56375	0,289	0,064	2 604	2 026	374	16%
160	46,9	56375	0,276	0,064	2 645	2 029	371	15%
170	47,6	56375	0,263	0,064	2 685	2 030	370	15%
180	48,3	56375	0,252	0,064	2 723	2 029	371	15%
190	48,9	56375	0,242	0,064	2 759	2 027	373	16%
200	49,6	56375	0,233	0,064	2 794	2 024	376	16%
210	50,2	56375	0,224	0,064	2 828	2 019	381	16%
220	50,7	56375	0,217	0,064	2 860	2 013	387	16%
230	51,3	56375	0,210	0,064	2 891	2 005	395	16%
240	51,8	56375	0,203	0,064	2 922	1 997	403	17%
250	52,3	56375	0,197	0,064	2 951	1 988	412	17%
260	52,9	56375	0,191	0,064	2 979	1 978	422	18%
270	53,3	56375	0,186	0,064	3 007	1 967	433	18%
280	53,8	56375	0,181	0,064	3 034	1 955	445	19%
290	54,3	56375	0,176	0,064	3 060	1 943	457	19%
300	54,7	56375	0,171	0,064	3 086	1 930	470	20%
310	55,2	56375	0,167	0,064	3 111	1 917	483	20%
315	55,6	56375	0,163	0,064	3 135	1 902	498	21%
320	56,0	56375	0,160	0,064	3 159	1 887	513	21%

325	56,4	56375	0,156	0,064	3 182	1 872	528	22%
330	56,8	56375	0,153	0,064	3 205	1 856	544	23%
335	57,2	56375	0,149	0,064	3 227	1 840	560	23%
340	45,4	56375	0,305	0,064	2 560	2 021	379	16%
345	52,3	56375	0,197	0,064	2 951	1 988	412	17%
350	52,6	56375	0,194	0,064	2 965	1 983	417	17%
355	52,9	56375	0,191	0,064	2 979	1 978	422	18%
360	53,1	56375	0,188	0,064	2 993	1 973	427	18%
365	53,3	56375	0,186	0,064	3 007	1 967	433	18%
370	53,6	56375	0,183	0,064	3 021	1 961	439	18%
375	53,8	56375	0,181	0,064	3 034	1 955	445	19%
380	54,1	56375	0,178	0,064	3 047	1 949	451	19%
385	54,3	56375	0,176	0,064	3 060	1 943	457	19%
390	54,5	56375	0,174	0,064	3 073	1 937	463	19%
395	54,7	56375	0,171	0,064	3 086	1 930	470	20%
400	58,7	51650	0,126	0,055	3 034	1 720	680	28%
405	58,9	56375	0,137	0,064	3 321	1 761	639	27%
410	59,1	56375	0,135	0,064	3 331	1 752	648	27%
415	59,3	56375	0,134	0,064	3 341	1 743	657	27%
420	59,4	56375	0,133	0,064	3 351	1 733	667	28%
425	59,6	56375	0,132	0,064	3 361	1 724	676	28%
430	59,8	56375	0,131	0,064	3 370	1 714	686	29%
435	60,0	56375	0,129	0,064	3 380	1 704	696	29%
440	60,1	56375	0,128	0,064	3 389	1 694	706	29%
445	60,3	56375	0,127	0,064	3 399	1 685	715	30%
450	60,5	56375	0,126	0,064	3 408	1 675	725	30%
455	60,6	56375	0,125	0,064	3 417	1 665	735	31%
460	60,8	56375	0,124	0,064	3 426	1 655	745	31%
465	60,9	56375	0,123	0,064	3 436	1 644	756	31%
470	61,1	56375	0,122	0,064	3 445	1 634	766	32%
475	61,3	56375	0,121	0,064	3 453	1 624	776	32%
480	61,4	56375	0,120	0,064	3 462	1 613	787	33%
485	61,6	56375	0,119	0,064	3 471	1 603	797	33%
490	61,7	56375	0,118	0,064	3 480	1 592	808	34%
495	61,9	56375	0,117	0,064	3 489	1 582	818	34%
500	62,0	56375	0,117	0,064	3 497	1 571	829	35%

Tab.8: Calcolo franco di sicurezza Vasca di laminazione.

1.5 Piazzale e acque di prima pioggia.

L'art. 113 del Decreto Legislativo 03 Aprile 2006 n° 152 parte III, relativamente alle acque meteoriche di dilavamento e acque di prima pioggia, afferma che:

“Ai fini della prevenzione di rischi idraulici ed ambientali, le regioni, previo parere del Ministero dell'ambiente e della tutela del territorio, disciplinano e attuano:

- a) le forme di controllo degli scarichi di acque meteoriche di dilavamento provenienti da reti fognarie separate;*
- b), ecc.”.*

In ottemperanza a quanto già previsto dal il D.Lgs. 11 maggio 1999, n. 152, recante "Disposizioni sulla tutela delle acque dall'inquinamento e recepimento della direttiva 91/271/CEE concernente il trattamento delle acque reflue urbane e della direttiva 91/676/CEE relativa alla protezione delle acque dall'inquinamento provocato dai nitrati provenienti da fonti agricole", la Regione Emilia Romagna ha provveduto, con l'emanazione della Delibera 286/05 e della successiva DGR n° 1860 del 18/12/2006, a fornire gli indirizzi per la gestione delle acque di prima pioggia e di lavaggio da aree esterne.

Si riportano a questo proposito alcuni stralci delle delibere sopraccitate, che permettono di chiarire al meglio la situazione normativa relativa all'argomento:

***"Acqua di prima pioggia:** i primi 2,5 - 5 mm di acqua meteorica di dilavamento uniformemente distribuita su tutta la superficie scolante servita dal sistema di drenaggio. Per il calcolo delle relative portate si assume che tale valore si verifichi in un periodo di tempo di 15 minuti; i coefficienti di afflusso alla rete si considerano pari ad 1 per le superfici lastricate od impermeabilizzate. Restano escluse dal computo suddetto le superfici eventualmente coltivate.”*

(DGR 286/05 - Definizioni)

*“In linea generale le acque meteoriche e di dilavamento non sono considerate "scarico" ai sensi dell'art. 1 lettera bb) del D.lgs 152/99. Tuttavia qualora l'acqua meteorica vada a "lavare", anche in modo discontinuo, un'area determinata destinata ad attività commerciali o di produzione di beni nonché le relative pertinenze (piazzali, parcheggi ecc.) trasportando con se i "residui", anche passivi, di tale attività, la stessa acqua perde la sua natura di acqua meteorica per caratterizzarsi come **"acqua di scarico"**, da assoggettare alla disciplina degli scarichi compreso l'eventuale regime autorizzativo.”*

(DGR 286/05 – Cap. 8)

L'impianto in questione è già stato dotato, nei recenti lavori di riattivazione dell'area tecnologica, di un sistema di gestione dei volumi meteorici raccolti nel piazzale servizi, costituito da una rete fognaria separata (acque bianche) e da una vasca di prima pioggia.

Rispetto a quanto autorizzato, attraverso specifica comunicazione agli enti competenti e conseguente richiesta di modifica sostanziale, il gestore ha optato per la non installazione del previsto sistema di trattamento in loco, preferendo l'invio dei volumi raccolti a smaltimento in impianti idonei (ritenendo tale soluzione migliorativa, e comunque più cautelativa dal punto di vista ambientale).

Al di là di quanto evidenziato, nell'ambito del presente ampliamento si prevede un **ampliamento del piazzale servizi**, che arriverà ad avere un'estensione pari a circa 5.000 m² (in gran parte l'ampliamento è da ricondurre alla realizzazione di un'area pavimentata destinata all'impianto di trattamento del biogas).

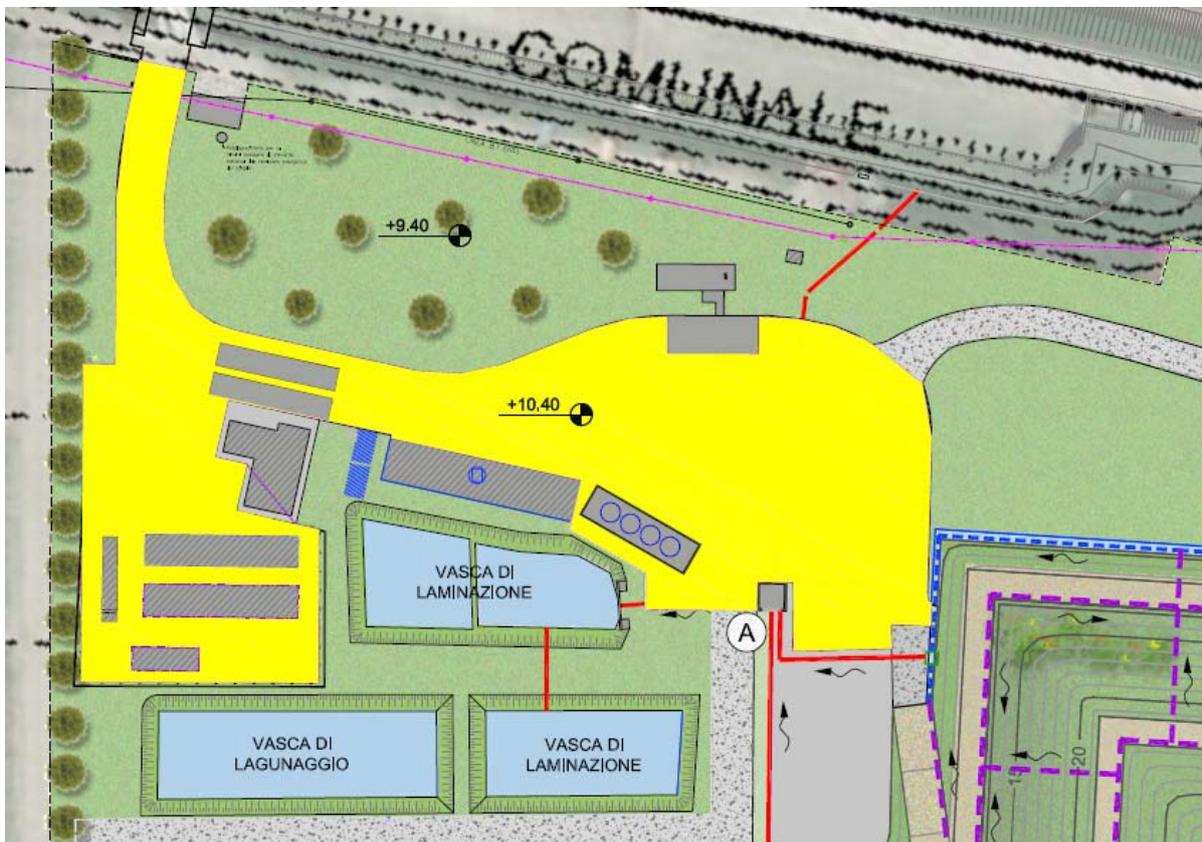


Fig. 7: Planimetria con indicazione dell'area di raccolta delle acque di prima pioggia

Al fine di raccogliere i primi 5 mm di acqua piovana dilavanti lo stesso piazzale, è necessaria una vasca di raccolta di volume 25 m³.

Quella esistente permette lo stoccaggio di un volume limitato a 16 m³, pertanto è necessaria una sua integrazione.

Dal momento che, al fine di garantire lo svuotamento della vasca di raccolta entro 72 ore dal termine dell'evento meteorico (anche in concomitanza di giorni festivi o di giornate di divieto alla circolazione dei mezzi pesanti) sarebbe opportuno disporre di una seconda vasca per lo stoccaggio delle acque di prima pioggia raccolte nella prima vasca (mantenuta così operativa anche nel caso di eventi meteorici successivi e ravvicinati), con il presente progetto si prevede un adeguamento dell'attuale dotazione impiantistica funzionale ad entrambe le necessità (volumetria maggiore della vasca di prima pioggia, seconda vasca di servizio).

Si prevede dunque l'installazione di una **nuova vasca interrata in c.a.**, della volumetria di **25 m³**, che verrà **adibita a vasca di prima pioggia**. In essa sarà installata una pompa sommersa per consentirne lo svuotamento entro le 72 ore dal termine dell'evento meteorico, rilanciandone le acque in una seconda vasca di stoccaggio, e garantire così la disponibilità del volume di raccolta in caso di successiva precipitazione.

Come seconda vasca, adibita allo stoccaggio, sarà utilizzata la vasca esistente, integrata con una nuova camera della volumetria di 6 m³ (per una capacità complessiva di 25 m³).

Le acque di prima pioggia stoccate nella seconda vasca saranno inviate con autobotte a trattamento come rifiuto ad impianti autorizzati entro 6 giorni dal termine dell'evento meteorico.

Si segnala che **temporaneamente**, nel periodo dedicato alle operazioni di landfill mining della discarica esaurita (circa 2 annualità), **sarà installato** sull'area tecnologica **un ulteriore sistema di trattamento di acque di dilavamento, a servizio dell'area di trattamento rifiuti**.

Si prevede un sistema in continuo, capace di servire una superficie di 3.500 m² (pari a quella del piazzale in oggetto), e di recapitarne i volumi scolanti al sistema di deflusso delle acque superficiali interno all'area tecnologica, nel rispetto dei limiti tabellari previsti per tali acque (previsto un pozzetto di campionamento per l'eventuale monitoraggio).

La portata scaricata da tale sistema sarà inviata a laminazione, e quindi scaricata nel corpo idrico recettore nel rispetto del vincolo di portata.

1.6 Acque reflue provenienti dalla palazzina uffici.

Nell'ambito del recente progetto di riattivazione dell'area tecnologica, il sistema di trattamento dei reflui a servizio della palazzina uffici è stato dimensionato considerando un numero complessivo di 10 addetti: considerando i valori medi riportati in letteratura si è assunta una dotazione idrica di 250 l/ab, un carico inquinante in uscita di 60 gBOD₅/gg e 90 gCOD/gg per abitante equivalente, prevedendo così di scaricare giornalmente 600 gBOD₅/g e 900 gCOD/gg, che a fronte di 2500 l/g di acqua scaricata forniscono una concentrazione rispettivamente di circa 240 mg/l e 360 mg/l.

Con tali dati si è provveduto quindi a stimare il quantitativo annuo di scarichi, che possono essere assimilati senz'altro ad acque reflue domestiche, in quanto costituiti esclusivamente dallo scarico di acque derivanti dal metabolismo umano e da attività domestiche.

Sulla base del dimensionamento dei reflui da gestire appena descritto, si è previsto un idoneo sistema per il loro trattamento.

In merito a quest'ultimo aspetto, si sottolinea come a livello progettuale e poi a livello di autorizzazione si sia creata una certa ambiguità sul tipo di sistema da installare, ritrovando nei documenti di A.I.A. le diciture “idoneo sistema di trattamento secondo quanto indicato dalla D.G.R. 1053/2003” nel Rapporto sull'impatto ambientale, e “sistema di depurazione ad ossidazione totale”.

Attraverso specifica comunicazione agli enti competenti e conseguente richiesta di modifica sostanziale, si è ritenuto opportuno risolvere l'indeterminazione riesaminando le scelte progettuali, e optando in definitiva per l'installazione di un filtro batterico anaerobico (a valle di una fossa Imhoff e di un degrassatore), sistema individuato dalla D.G.R. citata come idoneo al caso in questione (il sistema ad ossidazione totale è indicato per impianti a servizio di più di 300 A.E., numero molto superiore ai 10 di progetto).

Durante le prime fasi di gestione operativa dell'impianto si è poi riscontrato come il carico organico presente nel refluo prodotto sia insufficiente a garantire il mantenimento della componente batterica presente all'interno del filtro anaerobico e ottenere quindi rese depurative soddisfacenti. Pertanto, in considerazione dell'esigua quantità prodotta dallo scarico, e per mantenere elevati standard di tutela ambientale, il gestore ha richiesto la possibilità di destinare i reflui prodotti dai servizi igienici della palazzina uffici ad idoneo impianto di trattamento (ritenendo anche in questo caso tale soluzione migliorativa, e comunque più cautelativa dal punto di vista ambientale).

Per l'ampliamento in esame non si registrano variazioni sui sistemi descritti, pertanto si conferma la validità di quanto già predisposto sull'area.

2. CARATTERISTICHE DEL MATERIALE
UTILIZZATO PER LA REALIZZAZIONE DELLA
BARRIERA IMPERMEABILE DI FONDO

MODULO GEOBENT® XP5/355 GEOCOMPOSITO BENTONITICO RINFORZATO



1213-CPD 4452

GEOTESSILI	
Geotessile superiore	Nontessuto PP
Massa areica del geotessile superiore	220 g/m ²
Geotessile inferiore	Tessuto PP
Massa areica del geotessile inferiore	135 g/m ²
BENTONITE	
Bentonite	Sodica naturale in polvere
Tenore in montmorillonite (Metodo XRD)	> 90%
Indice di rigonfiamento (ASTM D5890)	> 27 ml/2g
Perdita di liquido (ASTM D 5891)	< 18 ml
CARATTERISTICHE del GCL	
Massa areica della bentonite (EN 14196)	5.000 g/m ² (- 100 g/m ²) al 12% umidità
Coefficiente di permeabilità (ASTM D 5887)	< 1E-11 m/s
Portata idraulica per unità di superficie (ASTM D 5887)	5E-9 m ³ /m ² s (- 0,5E-9 m ³ /m ² /s)
Resistenza a trazione – MD (EN ISO 10319)	12 kN/m (- 0,5 kN/m)
Deformazione a carico Massimo – MD (EN ISO 10319)	< 30 %
Resistenza a trazione – CMD (EN ISO 10319)	12 kN/m (- 0,5 kN/m)
Deformazione a carico massimo – CMD (EN ISO 10319)	< 30 %
Resistenza a punzonamento statico (EN ISO 12236)	2000 N (- 50 N)
Resistenza a spellamento – MD (ASTM D6496)	390 N/m (-12 N)
DIMENSIONI	
Spessore (EN ISO 9863 -1)	6 mm
Dimensioni standard rotoli (h x L)	5 x 45 m
Superficie totale singolo rotolo	225 m ²
Peso singolo rotolo	1220 kg (- 15 kg)

All information contained here is believed to be accurate, but is not warranted. It does not represent any assurance of properties and fitness for use of the product. The above mentioned specifications may be changed without any notice.



LAVIOSA CHIMICA MINERARIA S.p.A.

Società del gruppo Laviosa Minerals S.p.A.
57123 LIVORNO (Italy) • Via Leonardo da Vinci, 21
Tel. (+39) 0586 434146 - Fax (+39) 0586 434130
<http://www.laviosa.it> • E-mail: tecnogea@laviosa.it

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
= ISO 9001/2000 =



GSE HD – FOGLIA DATI (Geomembrana in HDPE)

(disponibile da de 0.3 – 3.0 mm)

I fogli GSE HD sono prodotti esclusivamente con polietilene ad alta densità (HDPE) di qualità formulata "ad hoc". Il tipo di polietilene è scelto per uso in geomembrane flessibili a lunga durata. I fogli GSE HD hanno eccellenti caratteristiche di resistenza chimica, meccanica, biologica, allo stress cracking e alla stabilità dimensionale. I fogli GSE HD contengono polimero puro $\geq 97\%$, nero di carbonio $\geq 2,0\%$, antiossidanti e stabilizzanti che conferiscono alta resistenza alle radiazioni UV ed eccezionale durabilità alla luce solare. GSE HD possiede eccellente resistenza agli UV per applicazioni esposte alle radiazioni. I valori minimi delle caratteristiche sopra elencate soddisfano le Norme UNI 8699/6:2001 (Spessore $\geq 2,0$ mm).

Caratteristiche	Unità	Metodi di Prova	Valori (*)				
Spessore (a)	mm	DIN EN ISO 9863-1	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0
Massa Volumica	g/cm ³	DIN EN ISO 1183-1/A	$\geq 0,94$	$\geq 0,94$	$\geq 0,94$	$\geq 0,94$	$\geq 0,94$
Caratteristiche alla Trazione (ambidue le Direzioni)		DIN EN ISO 527-3 (Type 5, 100 mm/min; l ₀ = 50 mm)					
Carico di Snervamento	MPa		17 (16)	17 (16)	17 (16)	17 (16)	17 (16)
Allungamento a Snervamento	%		10 (9)	11 (10)	11 (10)	11 (10)	11 (10)
Carico di Rottura	MPa		35 (26)	35 (26)	35 (26)	35 (26)	35 (26)
Allungamento a Rottura	%		800 (700)	800 (700)	800 (700)	800 (700)	800 (700)
Resistenza alla Lacerazione	N	DIN ISO 34-1/B(a)	145 (130)	225 (210)	300 (280)	375 (360)	450 (420)
Resistenza a Punzonamento Statico	N	DIN EN ISO 12236	2.650 (2.400)	4.150 (3.700)	5.450 (4.900)	6.750 (6.050)	8.000 (7.200)
Contenuto Nero di Carbonio	%	ASTMD 1603	$\geq 2,0$	$\geq 2,0$	$\geq 2,0$	$\geq 2,0$	$\geq 2,0$
Indice di Dispersione Nero di Carbonio	Cat.	ASTMD 5596	1 / 2 (b)	1 / 2 (b)	1 / 2 (b)	1 / 2 (b)	1 / 2 (b)
Stabilità Dimensionale a Caldo (ambidue le Direzioni)	%	DIN 53377 (120 °C/1h)	± 2	± 2	± 2	± 2	± 2
Indice di Fluidità in Massa (MFR) (c)	g/10 min	DIN EN ISO 1133 (190 °C /5,0 kg) (190 °C /2,16 kg)	$\leq 3,0$ $\leq 1,0$	$\leq 3,0$ $\leq 1,0$	$\leq 3,0$ $\leq 1,0$	$\leq 3,0$ $\leq 1,0$	$\leq 3,0$ $\leq 1,0$
Resistenza allo Stress Cracking (NCTL)	h	ASTMD 5397; Appendice	≥ 400	≥ 400	≥ 400	≥ 400	≥ 400
Durata Ossidazione Induttiva (OIT)	min	ASTMD 3895 (200°C; Puro O ₂ ; 1 atm)	≥ 100	≥ 100	≥ 100	≥ 100	≥ 100
Riferimento Proprietà	Unità	Metodi di Prova	Valori (*)				
Flessibilità a Freddo	°C	ASTMD 746	-77	-77	-77	-77	-77
Resistenza UV (d)	%	GRI-GM 11					
HP-OIT mantenuto dopo 1.600 ore (e)	%	ASTMD 5885	≥ 50	≥ 50	≥ 50	≥ 50	≥ 50
Larghezza Rotolo (circa) (f)	m	---	7,5 / 6,95			7,5	
Superficie	---	---	ambidue le superfici lisce				

(*) : Tutti i valori – salvo indicazione contraria – sono valori nominali. I valori tra parentesi sono valori minimi all'interno del 95% livello di fiducia.

(a): Tolleranza $\pm 10\%$ - Spessore diversi a richiesta.

(b): La dispersione si applica soltanto alle particelle sfeniche vicine.

(c): Stati di prova standard: 190 °C /5,0 kg.

(d): Stati di prova: ciclo UV a 75°C per 20 ore, seguito da 4 ore a 60°C di condensazione per un totale di 1.600 ore.

(e): La resistenza UV è basata su percentuale trattenuto nonostante il valore originale del Tempo di Induzione dell'ossidazione ad alta Pressione.

(f): Larghezza e lunghezza dei rotoli con una tolleranza di $\pm 1\%$.

GSE HD è prodotta nella fabbrica di Rechlin, Germania con sistema soffiato (6,95 m) o con sistema calandrata (7,5 m).

Le presenti informazioni hanno solo uno scopo di riferimento e non vanno intese come garanzia. La GSE non assume responsabilità per l'uso di tali valori. Le suddette informazioni possono essere variate senza preavviso. Prego contattare la GSE per informazioni aggiornate. Questo documento è stato tradotto dalla versione base in lingua inglese. In caso di scostamenti, dovuti alla traduzione, oppure di divergenze nella formulazione della traduzione, fa fede esclusivamente la versione base in inglese.



1213-CPD-3879

Sede Europa
GSE Lining Technology GmbH
Normannenweg 28
20537 Hamburg
La Germania
Tel.: +49 40 76742-0
Fax: +49 40 76742-34
e-mail: europe@gseworld.de

Sede Americana
GSE Lining Technology, Inc.
19103 Gundle Road
Houston, Texas 77073
USA
Tel.: +1 281 443-8564
Fax: +1 281 875-6010

Altre sedi di stabilimenti ed uffici commerciali
Gran Bretagna
Russia
Turchia
Australia
Tailandia
Egitto
Cile



06-04-11-HDA-10/60-ISO-1

www.gseworld.com
A Gundle/SLT Environmental, Inc. Company

3. DIMENSIONAMENTO DELLA GEORETE
TRIDIMENSIONALE DRENANTE DA
UTILIZZARE NEGLI STRATI 2 E 4 DELLA
COPERTURA FINALE

➤ **Georeti nello strato 4 per il drenaggio del biogas.**

L'utilizzo dei geocompositi per il drenaggio dei gas consente notevoli vantaggi tecnici e pratici in termini di maggior reperibilità, di semplicità d'installazione, di maggior stabilità delle sponde su cui vengono posati, di notevole inerzia chimica e resistenza all'erosione e alla corrosione.

I vantaggi economici sono altrettanto tangibili se compariamo il costo di un geocomposito sintetico ai costi d'acquisto e posa in opera di un drenaggio tradizionale costituito da strati di sabbia e ghiaia, senza trascurare la difficile reperibilità di questi materiali dovuta anche alla maggior sensibilità collettiva per la tutela del territorio.

Esistono varie gamme di geocompositi con elevate qualità filtranti e drenanti, realizzati accoppiando georeti con geotessili non tessuti.

L'accoppiamento di georeti con capacità drenante e distributiva dei carichi con geotessili ad azione filtrante, permette la realizzazione di un sistema completo "filtro-dreno-protettivo" estremamente compatto e semplice da usare.

La possibilità di scelta tra soluzioni diverse consente ai vari tipi di geocompositi in commercio una singolare molteplicità d'uso e permette al progettista una grande libertà esecutiva. Inoltre, l'impiego di geocompositi consente di avere delle garanzie certe e certificate sull'effettiva capacità drenante del prodotto non solo nel breve termine, ma anche e soprattutto nel lungo termine.

Di seguito vengono calcolate le caratteristiche minime del geocomposito, affinché la sua capacità drenante sia pari a quella di uno strato di 50 cm in ghiaia e sabbia.

La conducibilità idraulica ai gas è misurabile sperimentalmente, e risulta essere pari a circa 1/10 della permeabilità ai liquidi (acqua). Volendo garantire una conducibilità ai gas pari almeno a 5×10^{-4} m/sec, è pertanto necessario ricercare un materiale avente una conducibilità idraulica ai liquidi pari a 5×10^{-3} m/sec, al pari di uno strato in sabbia e ghiaia.

Tabella 6. Campo di variabilità della permeabilità.

k (cm/s)	10^2	10	1,0	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-9}	10^{-10}
Drenaggio	Buono			Ridotto			Praticamente nullo					
Tipi di terreno	Ghiaia pulita	Sabbie pulite, misto di ghiaie e sabbie pulite			Sabbie molto fini, limo organico ed inorganico, misti di sabbie, limi e argille ecc.			Argille omogenee al di sotto della coltre d'alterazione atmosferica				
	Argille con modificazioni strutturali generate da vegetazione ed alterazione in sito											
Determinazione diretta di k	Prova diretta nella posizione originale - prova di pompaggio: Prova di delicata esecuzione; significativa											
	Prova di altezza di carico costante. Prova di facile esecuzione											
Determinazione indiretta di k		Prova a carico variabile di facile esecuzione; significativa			Prova a carico variabile di delicata esecuzione; scarsamente significativa			Prova a carico variabile, molto scarsamente significativa, di delicata esecuzione				
	Determinazione dalla curva granulometrica, applicabile soltanto a sabbie e ghiaie pulite in natura						Determinazione basata sui risultati della prova di consolidazione; prova di delicata esecuzione significativa					

Tab. 9 - estratta da "Manuale dell'ingegnere", Nuovo Colombo, Editore Ulrico Hoepli Milano

Si studiano due geometrie ipotetiche ma che possono essere considerate con buona approssimazione come condizioni caratteristiche della discarica di Finale Emilia con pendenze modeste e buon sviluppo longitudinale e delle parti in scarpata, più ripide e a sviluppo minore.

Sezione	α [°]	i
Sommità	1	0,02
Scarpate	26	0,49

Tab. 10 - geometrie di cumulo considerate per i calcoli di equivalenza.

È pertanto necessario determinare il geocomposito equivalente ad uno strato di spessore 0,50 m di sabbia e ghiaia in corrispondenza dei due gradienti considerati nella tabella precedente.

La portata d'acqua "smaltita" da uno strato drenante può essere ricavata tramite la legge di Darcy

$$Q = k A i \text{ [m}^3\text{/sec]} = k A i$$

La portata idraulica che si può calcolare, su di una lunghezza unitaria, vale quindi:

Sezione	α	i	$Q_{\text{RICHIESTA}}$
	[°]	[-]	[m ³ /sec/m]
Sommità	1	0,02	4.36E-05
Scarpate	26	0,49	1.22E-03

Tab. 11 – calcolo portata idraulica materiale drenante

La scelta della tipologia di geocomposito deve essere fatta in considerazione alla problematiche progettuali, ed in particolare alla necessità di garantire un immediato deflusso, ed una notevole resistenza alla compressione. Innanzi tutto è fondamentale che la rete sia realizzata con polimeri chimicamente inerti; la scelta di poliolefine (polietilene ad alta densità o polipropilene orientato) è pressoché obbligatoria; altri polimeri, come il Poliammide o lo stesso Polipropilene ma sotto forma di filamento e quindi semplicemente estruso, potrebbero essere indicati per quanto riguarda la resistenza chimica ma sono vulnerabili e fragili alle basse temperature, e sono pertanto da escludersi.

Il geocomposito drenante, oltre a garantire la sua capacità drenante, dovrà anche essere in grado di resistere alle sollecitazioni cui sarà sottoposto durante le operazioni di stesa del terreno sovrastante, e deve essere caratterizzato da adeguata resistenza a compressione.

Si ricorda infatti che il flusso espresso tramite la legge di Darcy per materiali granulari non risulta essere influenzato dal carico verticale applicato; al contrario, un geocomposito drenante sintetico ha caratteristiche di portata idraulica che sono fortemente legate allo stato di sollecitazione verticale cui è sottoposto.

Lo spessore massimo di terreno che verrà steso sopra a tale strato è pari a 100 cm; ipotizzando un peso di volume di 20 kN/m³, il carico applicato dal solo terreno è quindi pari a 20 kPa.

La particolarità di questa applicazione rende però necessario l'impiego di un materiale con un certo spessore e con resistenza alla compressione garantita anche per lunghi periodi.

E' quindi necessario che le portate idrauliche siano disponibili anche per carichi applicati elevati, pari a quelli che potranno interessare la copertura durante le operazioni di stesa dello strato 1.

È importante che il materiale proposto abbia una resistenza a trazione minima pari a 10.0 kN/m, con allungamenti del materiale al picco che siano contenuti entro il 50% (+/- 5%).

E' poi necessario che tali valori della resistenza a trazione non siano dati dal solo geotessile filtrante, ma che anche l'anima drenante garantisca una discreta resistenza (non inferiore a 5 kN/m); in caso contrario, a seguito di delaminazione di uno dei due filtri, l'anima drenante potrebbe lesionarsi, interrompendo la continuità del drenaggio.

Si assume pertanto come carico di progetto per il geocomposito un valore altamente cautelativo pari a:

$$\sigma_h = 200.00 \text{ [kPa]}$$

Si considera poi una larghezza unitaria di prodotto.

$$L = 1.00 \text{ [m]}$$

Dal valore nominale della portata Q è possibile calcolare la portata di progetto Q_{PROGETTO} che tiene conto del comportamento del geocomposito drenante in condizioni di esercizio e, quindi, nel lungo termine, applicando opportuni fattori di sicurezza riduttivi, secondo la relazione seguente:

$$Q_{\text{PROGETTO}} = Q_{\text{RICHIESTA}} * [RF_{in} \cdot RF_{cr} \cdot RF_{bc} \cdot RF_{cc}]$$

Nell'ipotesi di impiegare geocompositi aventi anima drenante costituita da una georete rigida a tre ordini di fili i fattori di sicurezza che si possono impiegare valgono

$RF_{in} = 1.20$ Fattore di riduzione per deformazioni elastiche o intrusione del geotessile (il geocomposito è accoppiato in stabilimento non più con termosaldatura bensì incollaggio che ne migliora le caratteristiche dal punto di vista dell'alterazione e dell'intrusione del geotessile);

$RF_{cr} = 1.10$ Fattore di riduzione per le deformazioni di creep subite dalla rete drenante;

$RF_{bc} = 1.20$ Fattore di riduzione per intrusione di materiale biologico o per intrusione della frazione più fine del terreno di copertura;

$RF_{cc} = 1.00$ Fattore di riduzione per intasamento chimico della rete drenante;

$RF_{tot} = 1.60$ Fattore di riduzione totale.

Ovviamente tali valori non si applicano a georeti ottenute per aggrovigliamento di filamenti in poliammide o polipropilene, estremamente compressibili.

Per le sezioni oggetto di valutazione si ottiene quindi:

Sezione	α	i	$Q_{\text{RICHIESTA}}$	$Q (Q_{\text{richiesta}} \times \text{RF}_{\text{tot}})$
	[°]	[-]	[m ³ /sec/m]	[m ³ /sec/m]
Sommità	1	0,02	4.36E-05	6.98E-05
Scar pate	26	0,49	1.22E-03	1.95E-03

Tab. 12 – calcolo portata idraulica geocomposito drenante

La portata idraulica di un geocomposito può essere misurata secondo la normativa EN-ISO12958.

Secondo questa normativa le prove vengono effettuate sotto diversi carichi e sotto alcuni gradienti idraulici caratteristici (0.10 e 1.00, talvolta 0.30 e 0.50).

Il gradiente idraulico è definito come rapporto tra il dislivello piezometrico tra sezione di monte e di valle e la lunghezza del percorso di drenaggio. Nell'ipotesi di un moto lineare, tale valore corrisponde al seno dell'angolo sotteso tra la linea di massima pendenza ed il piano orizzontale.

I risultati delle prove sono riassunti in diagrammi nei quali, in ascissa viene indicata la pressione normale, in ordinata la portata idraulica unitaria misurata dall'apparecchiatura di prova. I risultati delle prove effettuate per carichi diversi e per gradienti diversi sono indicati tramite curve, una per ciascun gradiente idraulico testato.

Se il gradiente i di progetto è indicato nei diagrammi di trasmissività, si può allora scegliere quel geocomposito che, sotto un carico verticale σ_v e un gradiente i abbia una portata maggiore o uguale a Q .

Nei due casi considerati, i valori reali sono diversi da quelli che vengono misurati nella prove. Per determinare un'equivalenza tra la portata sotto il gradiente reale e quella sotto il gradiente misurato sperimentalmente si può fare riferimento alla formula di Chezy, valida per calcolare la velocità media, e quindi la portata, in un canale aperto con moto stazionario:

$$v = \chi \sqrt{Rj}$$

dove:

v è la velocità media [m/s]

χ è il coefficiente di scabrezza [m^{1/2}/sec]

R è il raggio idraulico [m]

j è l'inclinazione della linea del carico totale (cadente piezometrica), assimilabile al gradiente

In base a tale relazione, la portata idraulica, data dalla relazione

$$Q = v A$$

in cui:

A = sezione idraulica del geocomposito (assimilabile alla dimensione dei canali aperti).

La portata idraulica per il medesimo geocomposito sotto due gradienti differenti i_1 e i_2 vale:

$$Q_{i1} = A C R^{1/2} i_1^{3/2}$$

$$Q_{i2} = A C R^{1/2} i_2^{3/2}$$

Il rapporto tra le due portate è pertanto

$$Q_{i1}/Q_{i2} = (i_1/i_2)^{3/2}$$

Tale formula è di tipo pratico, o empirico, poiché ricavata per via sperimentale. Nel caso dei geocompositi drenanti, che non rappresentano in modo assoluto un canale aperto e per i quali l'assunzione di moto stazionario è plausibile ma non certa, tale equazione deve essere validata da prove sperimentali. In base a decenni di sperimentazioni, si è potuto stabilire come essa sia ragionevolmente valida ed applicabile solo confrontando gradienti prossimi tra loro.

Sotto queste ipotesi è quindi possibile calcolare la portata specifica per il gradiente immediatamente superiore a quello reale mediante la relazione sperimentale:

$$Q_{i1} = Q \cdot \sqrt{\frac{i_1}{i}}$$

con Q_{i1} = portata specifica indicata nel diagramma [m^2/s];

Q = portata specifica per il gradiente i [m^2/s];

i_1 = gradiente idraulico, tra quelli misurati per normativa e presenti nei diagrammi, immediatamente superiore a quello reale (in questo caso 0.10);

i = gradiente reale.

➤ Georete nello strato 2 per il drenaggio delle acque di infiltrazione dalla copertura.

Con il presente progetto si propone la sostituzione dello strato 2 con un geocomposito artificiale formato da una georete tridimensionale drenante confinata tra due geotessili, con elevate qualità filtranti e drenanti.

Di seguito vengono calcolate le caratteristiche minime del geocomposito, affinché la sua capacità drenante, pari a quella di uno strato di 50 cm in ghiaia e sabbia, sia garantita nel tempo.

A partire dall'intensità della pioggia, è possibile valutare la percentuale di acqua che effettivamente raggiungerà gli strati ipodermici drenanti (considerando le perdite per evapotraspirazione, ruscellamento superficiale ed assorbimento del suolo).

In merito alla piovosità, sono stati presi a riferimento i dati del P.T.C.P. di Modena, riportati in precedenza, pari a 36,9 mm di pioggia in 1 ora.

In via cautelativa è stata assunta una pioggia critica di intensità pari a 60 mm/ora.

Data l'intensità di una precipitazione, j , funzione dell'altezza della colonna d'acqua sull'unità di area, nell'unità di tempo:

$$j = h/t \quad [\text{mm/h}]$$

in cui h = altezza della colonna d'acqua [mm];
 t = durata della precipitazione [h];

la portata specifica q , cioè la portata sull'area unitaria interessata dalla precipitazione è data

$$q = 2,777 \cdot 10^{-7} \cdot j \quad [\text{m}^3/\text{s}/\text{m}^2]$$

La portata per metro di sviluppo della superficie interessata dalla precipitazione Q può essere calcolata moltiplicando la portata specifica per la lunghezza del pendio.

$$Q = 2,777 \cdot 10^{-7} \cdot h/t \cdot \cos \alpha \cdot f \cdot L \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

dove α = inclinazione del pendio $[\text{°}]$
 f = coefficiente di infiltrazione
 L = sviluppo del pendio [m]

Con piogge di tale intensità e di durata $t = 1.00$ [ora], la parte di precipitazione che si infiltra nel terreno e raggiunge lo strato drenante è compresa tra il 10% e il 30% dell'acqua che raggiunge la superficie. La parte rimanente ruscella sulla superficie senza avere il tempo di infiltrarsi. Si considerata un coefficiente di infiltrazione tipico per l'area e pari a $f = 0,3$ di seguito si studiano due geometrie ipotetiche ma che possono essere considerate con buona approssimazione come condizioni caratteristiche della discarica con pendenze modeste e buon sviluppo longitudinale e delle parti in scarpata, più ripide e a sviluppo minore.

Sezione	α [°]	L [m]	i [-]
Sommità	1	115	0,02
Scarpate	26	19	0,49

Tab. 13 – geometrie di cumulo considerate per i calcoli di equivalenza.

Lo sviluppo longitudinale tiene conto della lunghezza media del rotolo e dell'esigenza di realizzare dei rompi-tratta mediante fossetti d'ancoraggio contenenti un drenaggio di gronda. La scelta della tipologia di geocomposito deve essere fatta in considerazione alla problematiche progettuali, ed in particolare alla necessità di garantire un immediato deflusso, ed una notevole resistenza alla compressione. Innanzi tutto è fondamentale che la rete sia realizzata con polimeri chimicamente inerti; la scelta di poliolefine (polietilene ad alta densità o polipropilene orientato) è pressoché obbligatoria; altri polimeri, come il Poliammide o lo stesso Polipropilene ma sotto forma di filamento e quindi semplicemente estruso, potrebbero essere indicati per quanto riguarda la resistenza chimica ma sono vulnerabili e fragili alle basse temperature, e sono pertanto da escludersi.

Il geocomposito drenante, oltre a garantire la sua capacità drenante, dovrà anche essere in grado di resistere alle sollecitazioni cui sarà sottoposto durante le operazioni di stesa del terreno sovrastante, e deve essere caratterizzato da adeguata resistenza a compressione.

Si ricorda infatti che il flusso espresso tramite la legge di Darcy per materiali granulari non risulta essere influenzato dal carico verticale applicato; al contrario, un geocomposito drenante sintetico ha caratteristiche di portata idraulica che sono fortemente legate allo stato di sollecitazione verticale cui è sottoposto.

Lo spessore massimo di terreno che verrà steso sarà sopra a tale strato è pari a pari a 100 cm; ipotizzando un peso di volume di 20 kN/m³, il carico applicato dal solo terreno è pari a 20 kPa.

La particolarità di questa applicazione rende però necessario l'impiego di un materiale con un certo spessore e con resistenza alla compressione garantita anche per lunghi periodi.

E' quindi necessario che le portate idrauliche siano disponibili anche per carichi applicati elevati, pari a quelli che potranno interessare la copertura durante le operazioni di stesa dello strato 1.

È importante che il materiale proposto abbia una resistenza a trazione minima pari a 10.0 kN/m, con allungamenti del materiale al picco che siano contenuti entro il 50% (+/- 5%).

E' poi necessario che tali valori della resistenza a trazione non siano dati dal solo geotessile filtrante, ma che anche l'anima drenante garantisca una discreta resistenza (non inferiore a 5

kN/m); in caso contrario, a seguito di delaminazione di uno dei due filtri, l'anima drenante potrebbe lesionarsi, interrompendo la continuità del drenaggio.

Si assume pertanto come carico di progetto per il geocomposito un valore altamente cautelativo pari a:

$$\sigma_h = 200.00 \text{ [kPa]}$$

Si considera poi una larghezza unitaria di prodotto.

$$L = 1.00 \text{ [m]}$$

Dal valore nominale della portata Q è possibile calcolare la portata di progetto Q_{PROGETTO} che tiene conto del comportamento del geocomposito drenante in condizioni di esercizio e, quindi, nel lungo termine, applicando opportuni fattori di sicurezza riduttivi, secondo la relazione seguente:

$$Q_{\text{PROGETTO}} = Q_{\text{RICHIESTA}} * [RF_m \cdot RF_{cr} \cdot RF_{bc} \cdot RF_{cc}]$$

Come al punto precedente si considera:

RF_{tot} = 1.60 Fattore di riduzione totale.

Per le sezioni oggetto di valutazione si ottiene quindi:

Q_{PROGETTO}					
Sezione	α	L	i	Q _{RICHIESTA}	(Q _{richiesta} x RF _{tot})
	[°]	[m]	[-]	[m ³ /sec/m]	[m ³ /sec/m]
sommità	1	115	0.02	5.7E-04	9.2E-04
scarpata	26	19	0.49	8.5E-05	1.37E-04

Tab. 14 – calcolo portata idraulica geocomposito drenante

La portata idraulica di un geocomposito può essere misurata secondo la normativa EN-ISO12958. Secondo questa normativa le prove vengono effettuate sotto diversi carichi e sotto alcuni gradienti idraulici caratteristici (0.10 e 1.00, talvolta 0.30 e 0.50).

Il gradiente idraulico è definito come rapporto tra il dislivello piezometrico tra sezione di monte e di valle e la lunghezza del percorso di drenaggio. Nell'ipotesi di un moto lineare, tale valore corrisponde al seno dell'angolo sotteso tra la linea di massima pendenza ed il piano orizzontale.

I risultati delle prove sono riassunti in diagrammi nei quali, in ascissa viene indicata la pressione normale, in ordinata la portata idraulica unitaria misurata dall'apparecchiatura di

prova. I risultati delle prove effettuate per carichi diversi e per gradienti diversi sono indicati tramite curve, una per ciascun gradiente idraulico testato.

Se il gradiente i di progetto è indicato nei diagrammi di trasmissività, si può allora scegliere quel geocomposito che, sotto un carico verticale σ_v e un gradiente i abbia una portata maggiore o uguale a Q .

Nei due casi considerati, i valori reali sono diversi da quelli che vengono misurati nella prove. In questo caso si procederà a valutazioni sperimentali di cui si è già parlato al punto precedente.

4. STIMA DI PRODUZIONE DEL PERCOLATO.

La produzione di percolato da una discarica è da valutarsi in funzione dell'infiltrazione delle acque meteoriche ed è pertanto strettamente correlata alla forma geometrica ed alla tipologia delle coperture che verranno realizzate.

Il modello utilizzato è stato quindi sviluppato analizzando i dati "storici" relativi alle precipitazioni e tenendo conto dei seguenti parametri:

- superficie del singolo settore considerato;
- date di inizio e fine conferimenti nei singoli settori;
- percentuale del volume di percolato drenato e relativo volume di pioggia afferente sulla superficie.

Si è quindi proceduto ad una diversa valutazione per settori chiusi in modo temporaneo o provvisorio e chiusi in modo definitivo.

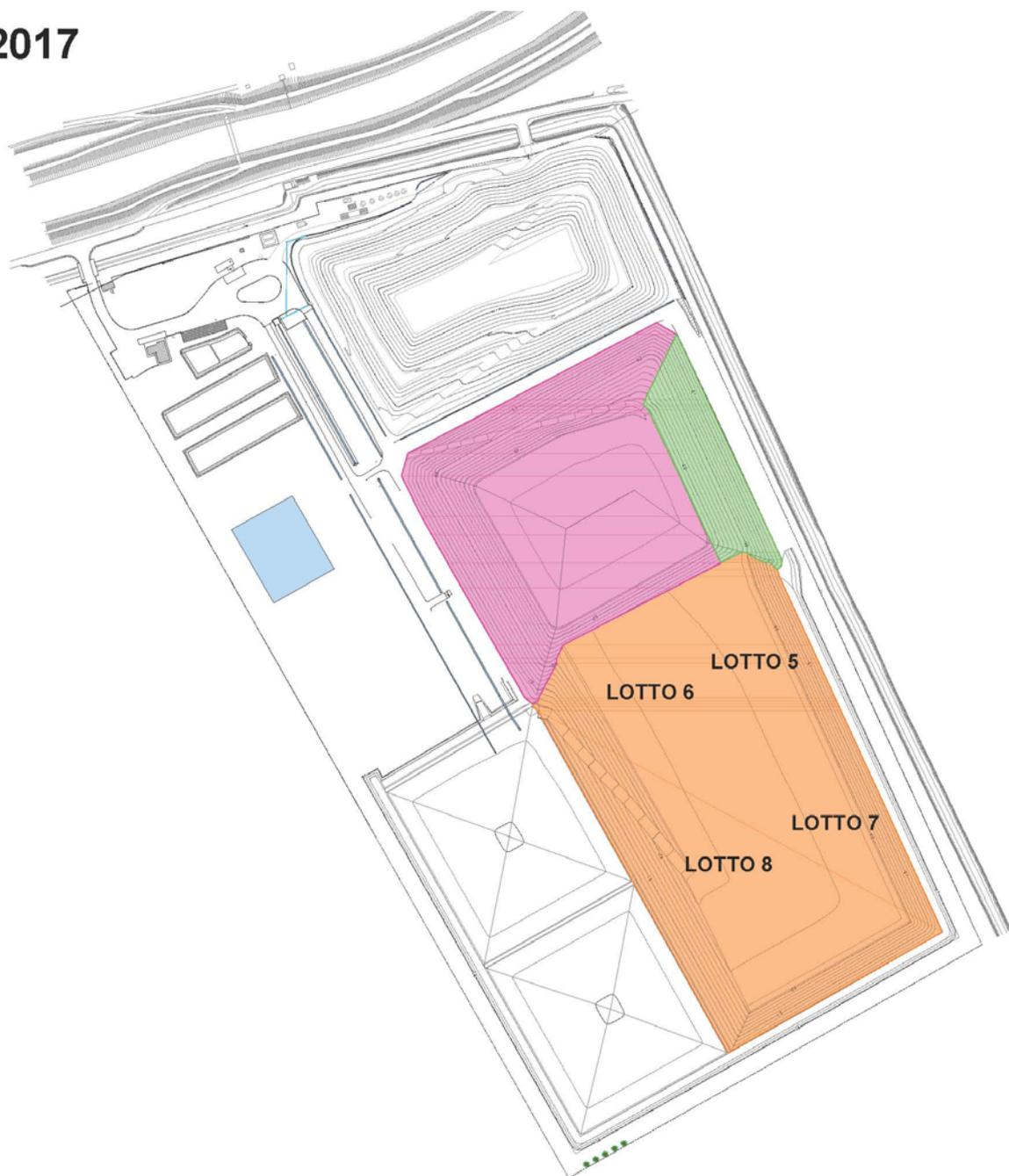
Rispetto a quanto già illustrato nella *Relazione tecnica illustrativa* si riporta di seguito un esploso della stima relativa al progetto in esame (Scenario 1).

Per ogni anno sono state calcolate le superfici in conferimento (indicate in arancione), le superfici coperte in modo temporaneo o provvisorio (indicate in rosa) e le superfici coperte in modo definitivo (indicate in verde). Inoltre, sono state indicate in marrone le aree della discarica esaurita oggetto di movimentazione dei rifiuti per l'operazione di landfill mining, alle quali viene attribuito lo stesso coefficiente pioggia caduta/percolato prodotto delle aree in conferimento.

Di seguito si riportano le superfici considerate anno per anno:

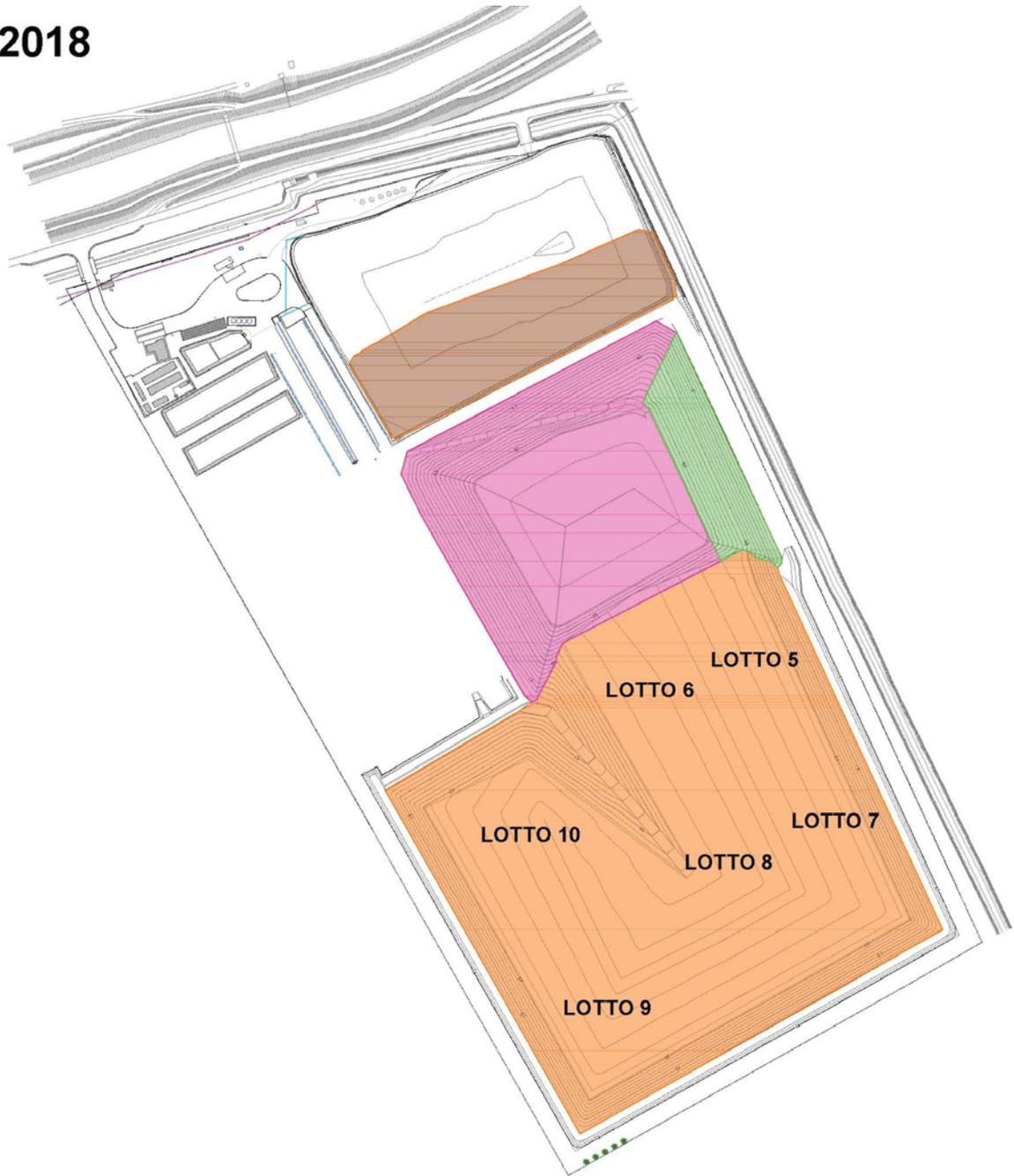
	Sup. Feronia 0 coperta in modo definitivo (mq)	Sup. Feronia 1 in conferimento (mq)	Sup. Feronia 1 coperta in modo provvisorio (mq)
2015	30.000	36.000	
2016	30.000		36.000

2017



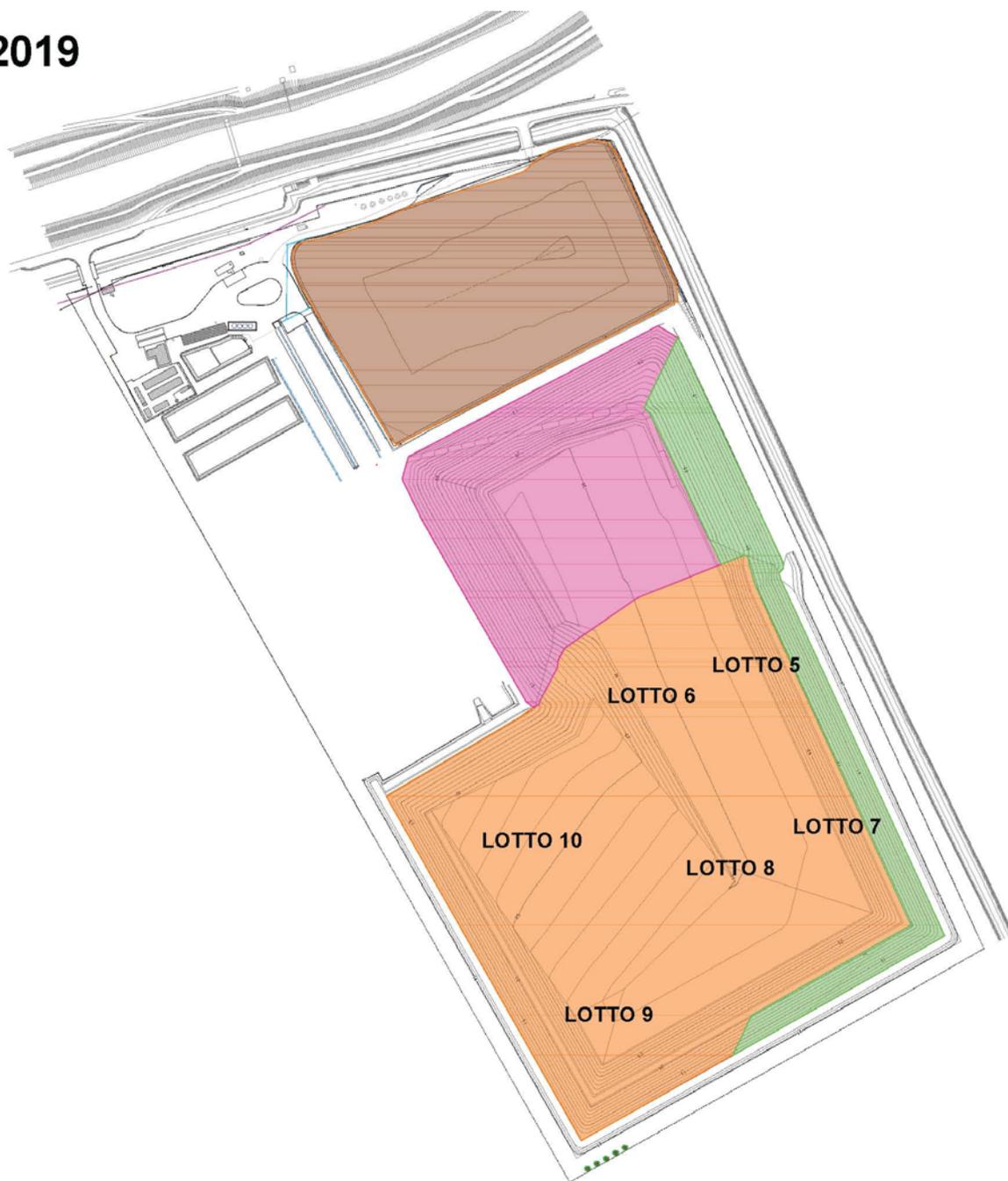
Sup. Feronia 0 coperta in modo definitivo (mq)	Sup. in conferimento (mq)	Sup. copertura temporanea o provvisoria (mq)	Sup. Feronia 1 coperta in modo definitivo
30.000	48.820	27.371	5.270

2018



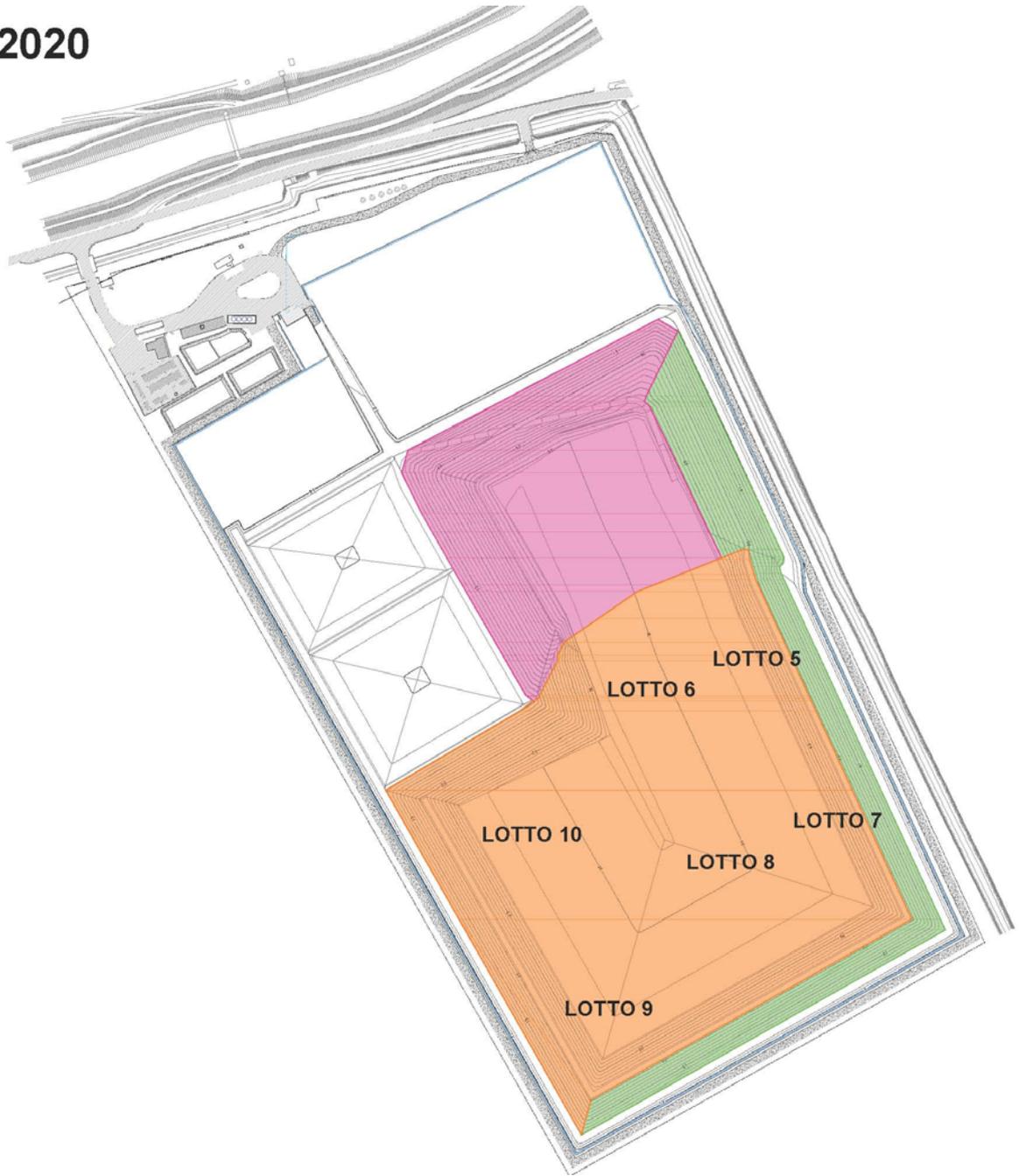
Sup. Feronia 0 coperta in modo definitivo (mq)	Sup. in conferimento (mq)	Sup. copertura temporanea o provvisoria (mq)	Sup. Feronia 1 coperta in modo definitivo
16.414	90.916	27.371	5.270

2019



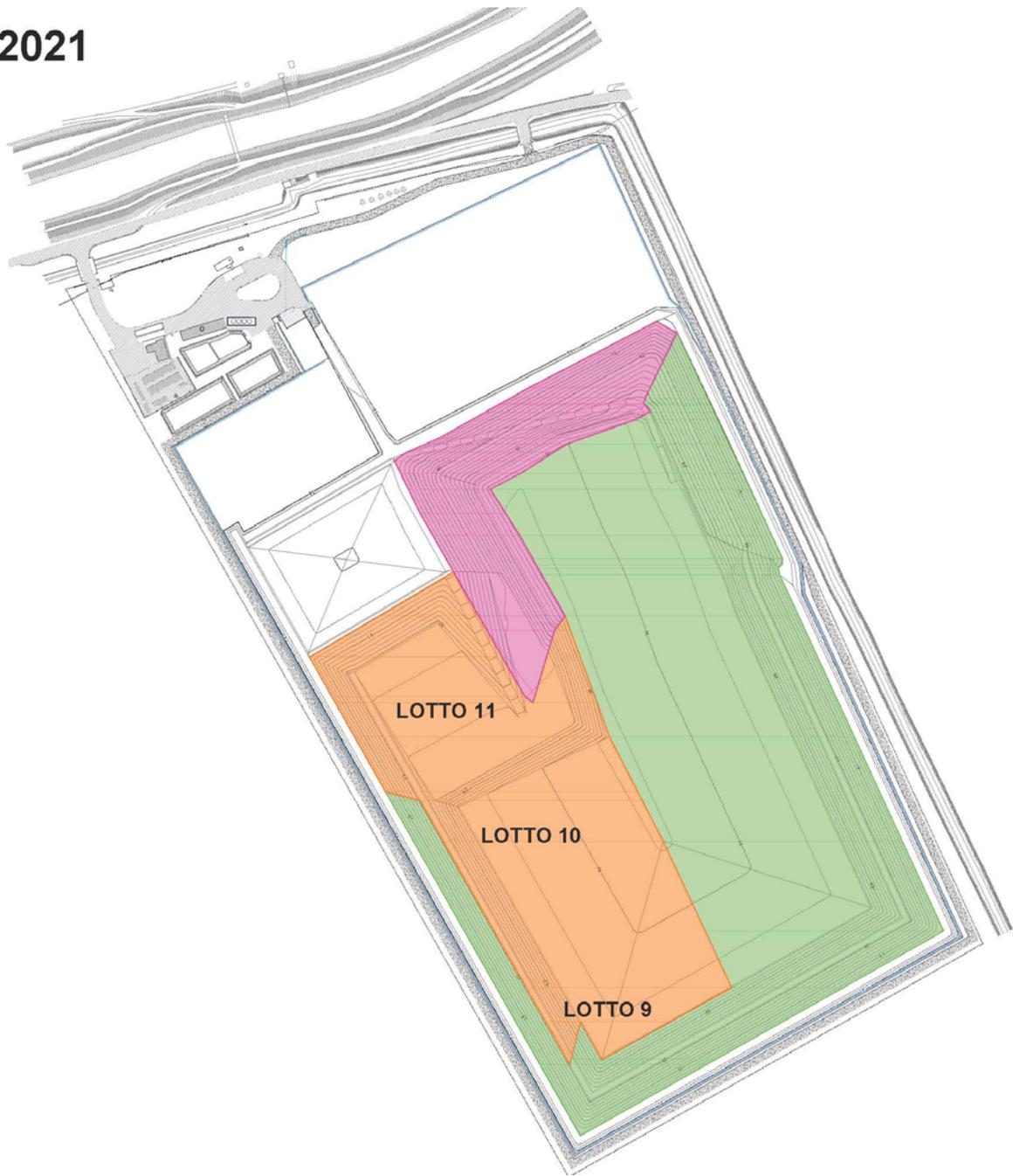
Sup. in conferimento (mq)	Sup. copertura temporanea o provvisoria (mq)	Sup. coperta in modo definitivo
100.905	26.893	12.106

2020



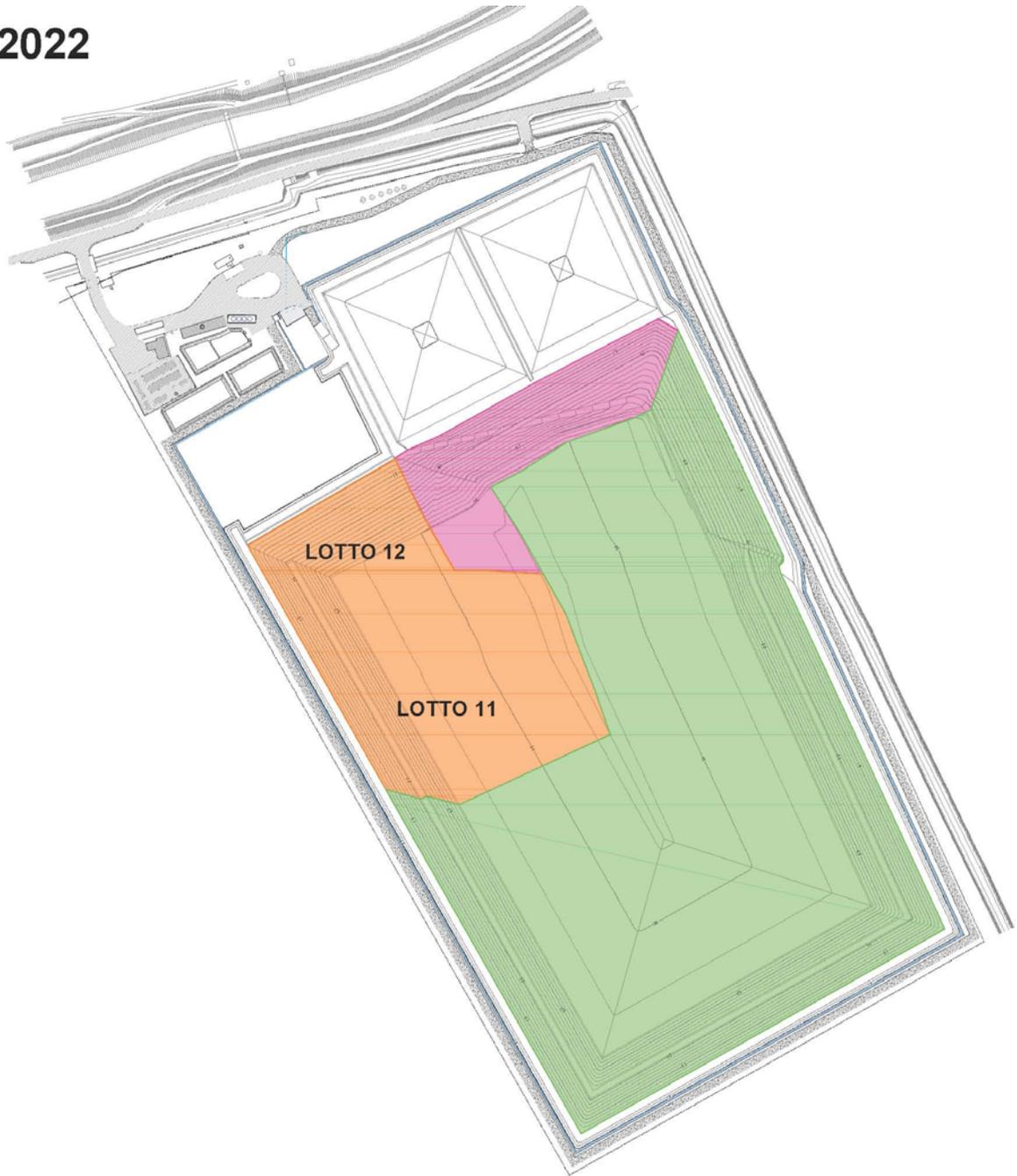
Sup. in conferimento (mq)	Sup. copertura temporanea o provvisoria (mq)	Sup. coperta in modo definitivo
69.966	26.893	14.099

2021



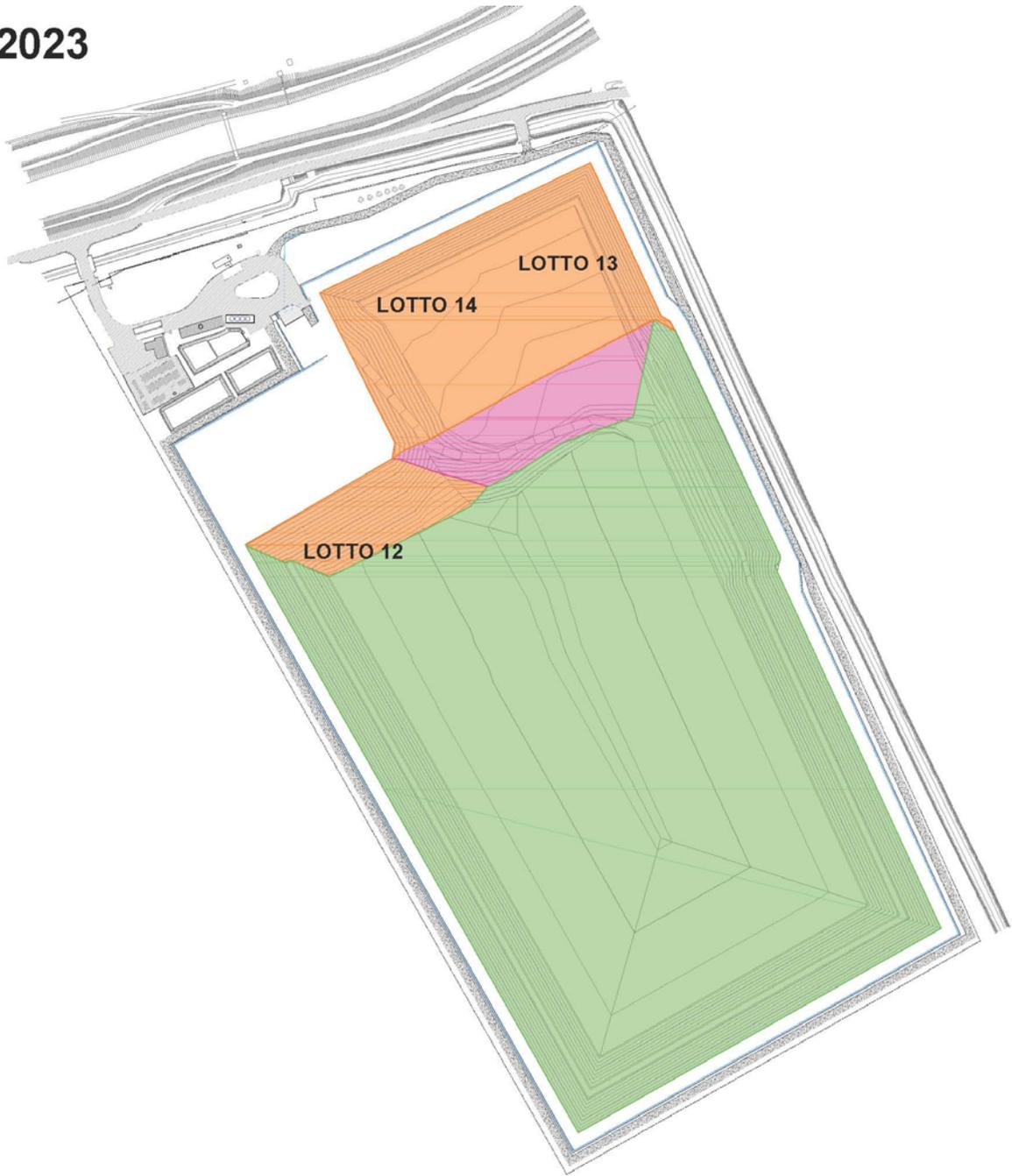
Sup. in conferimento (mq)	Sup. copertura temporanea o provvisoria (mq)	Sup. coperta in modo definitivo
40.263	14.416	67.472

2022



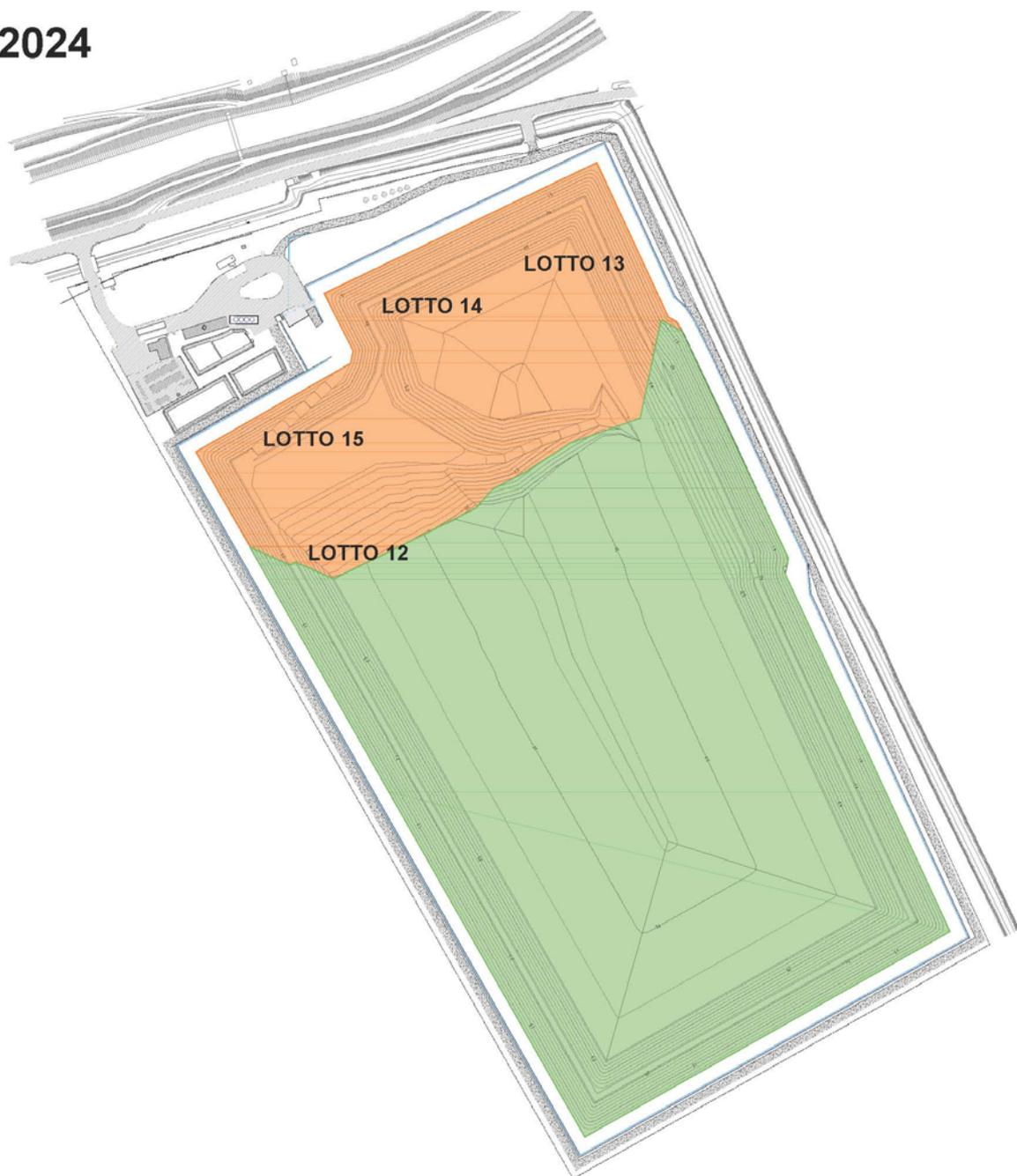
Sup. in conferimento (mq)	Sup. copertura temporanea o provvisoria (mq)	Sup. coperta in modo definitivo
29.504	11.423	90.445

2023



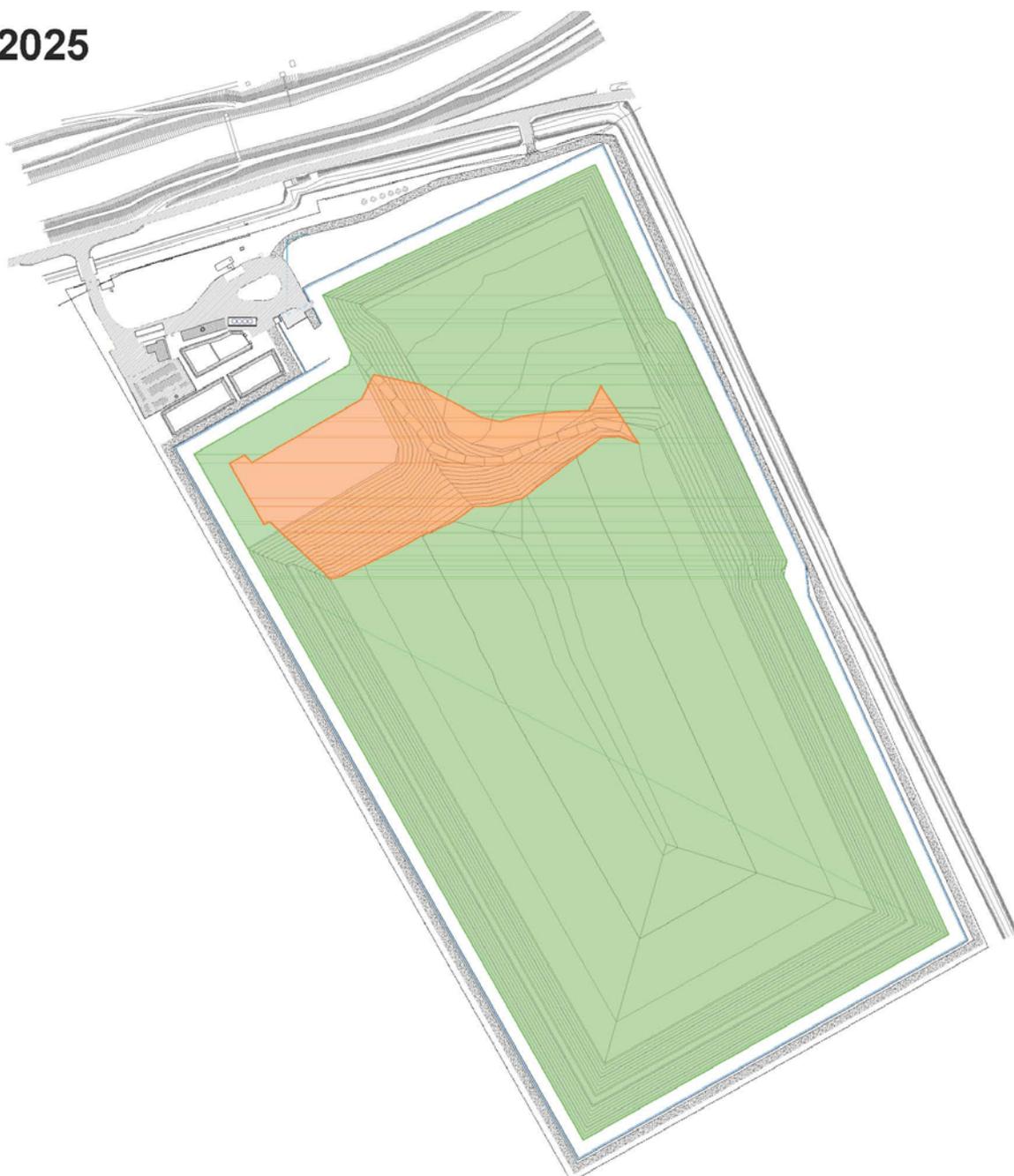
Sup. in conferimento (mq)	Sup. copertura temporanea o provvisoria (mq)	Sup. coperta in modo definitivo
28.310	7.093	118.436

2024



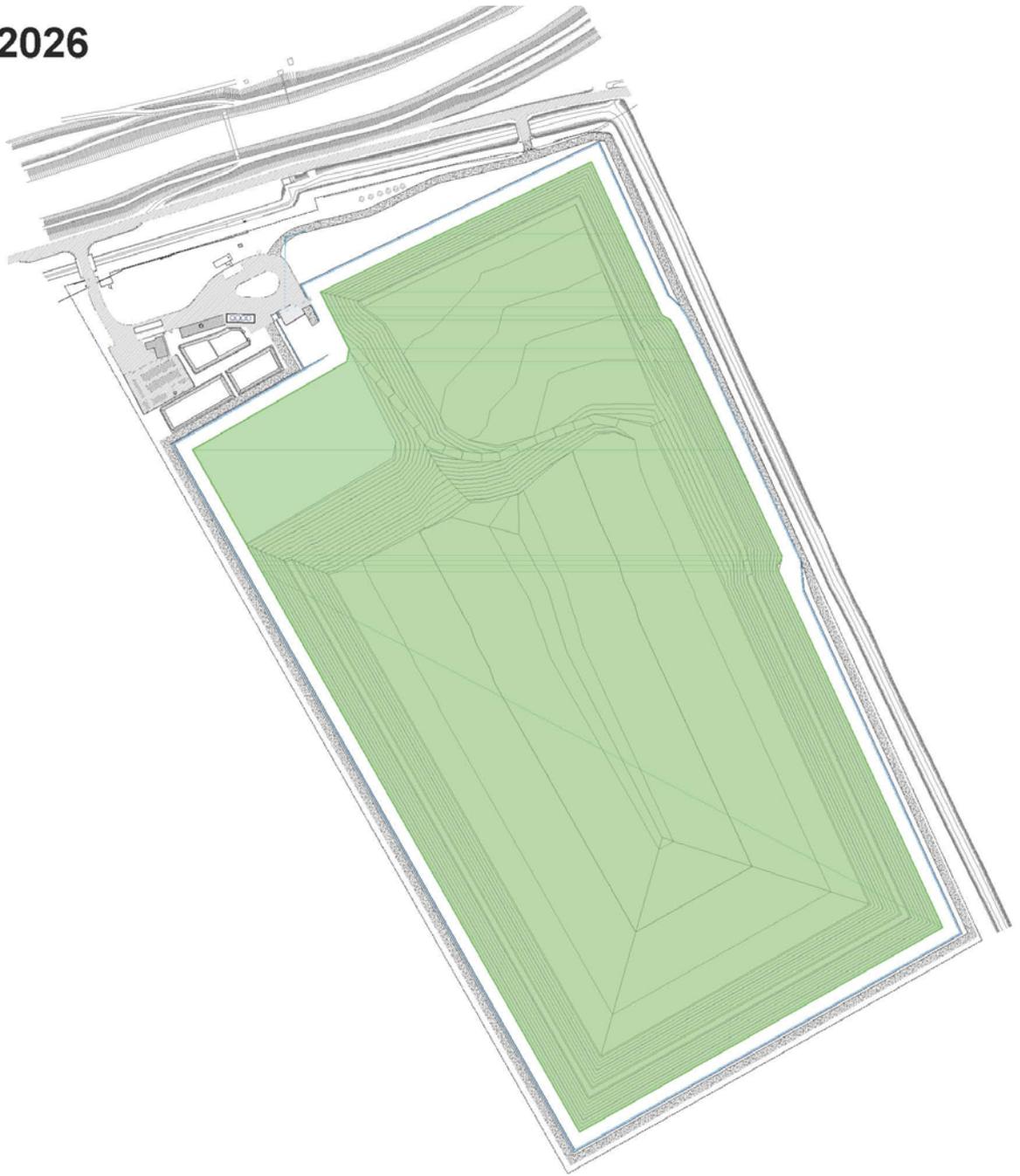
Sup. in conferimento (mq)	Sup. coperta in modo definitivo
43.870	118.436

2025



Sup. in conferimento (mq)	Sup. coperta in modo definitivo
17.115	145.149

2026



Sup. coperta
in modo
definitivo

162.264

anno	Stima da Feronia 0 (t)	Stima da Feronia 1 (t)	Stima progetto aree in gestione (t)	Stima progetto aree coperte modo provvisorio/temporaneo (t)	Stima progetto aree coperte modo definitivo (t)	Totale percolato atteso (t)
2015	4.872	6.088				10.960,46
2016	4.773	4.320				9.092,93
2017	4.674		9.337	3.285	238	17.532,77
2018	2.589		17.387	3.153	211	23.341,24
2019			19.298	3.227	505	23.029,34
2020			13.381	3.098	549	17.028,20
2021			7.700	1.730	2.919	12.349,29
2022			5.643	1.371	3.663	10.675,80
2023			5.414	851	4.634	10.899,38
2024			8.390		4.300	12.689,45
2025			3.273		5.275	8.548,24
2026					5.736	5.736,25
2027					5.427	5.427,16
2028					5.198	5.198,13
2029					5.012	5.012,10
2030					4.854	4.854,19
2031					4.716	4.716,48
2032					4.594	4.594,12
2033					4.484	4.483,89
2034					4.384	4.383,53
2035					4.291	4.291,35
2036					4.206	4.206,09
2037					4.127	4.126,76
2038					4.053	4.052,58
2039					3.983	3.982,91
2040					3.917	3.917,21
2041					3.855	3.855,07
2042					3.796	3.796,10
2043					3.740	3.739,99
2044					3.686	3.686,48
2045					3.635	3.635,34
2046					3.586	3.586,36
2047					3.539	3.539,37
2048					3.494	3.494,21
2049					3.451	3.450,74
2050					3.409	3.408,84
2051					3.368	3.368,39
2052					3.329	3.329,31
2053					3.292	3.291,50
2054					3.255	3.254,88
2055					3.219	3.219,38
2056					3.185	3.184,93
2057					3.151	3.151,47
2058					3.119	3.118,95
2059					3.087	3.087,31

anno	Stima da Feronia 0 (t)	Stima da Feronia 1 (t)	Stima progetto aree in gestione (t)	Stima progetto aree coperte modo provvisorio/temporaneo (t)	Stima progetto aree coperte modo definitivo (t)	Totale percolato atteso (t)
2060					3.057	3.056,50
2061					3.026	3.026,49
2062					2.997	2.997,24
2063					2.969	2.968,70
2064					2.941	2.940,84
2065					2.914	2.913,64
2066					2.887	2.887,05

Tab. 15: Produzione di percolato ipotizzata.

Nel grafico sottostante è riportato l'andamento della curva di produzione del percolato in funzione del tempo.

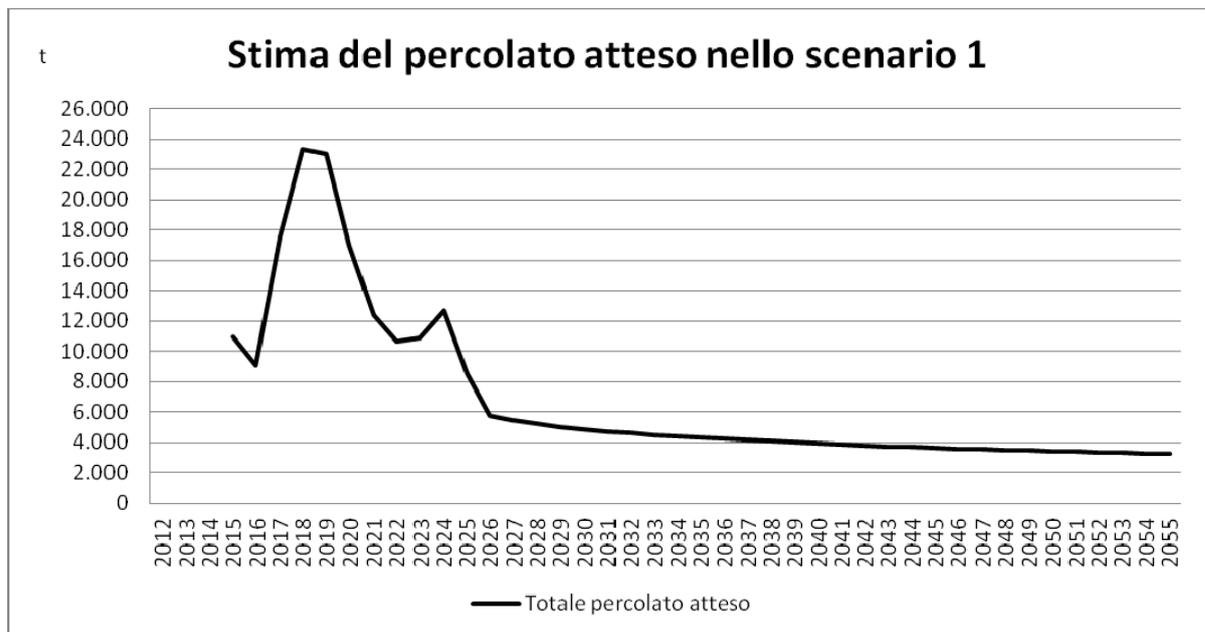


Fig. 8: Produzione di percolato stimata per la discarica di Finale Emilia.

5. BIOFILTRI E TRATTAMENTO
BIOLOGICO DELL'ARIA

Principi del Trattamento biologico dell'aria

I dispositivi di trattamento biologico dell'aria, quali i biofiltri e i bioscrubbers, sono tecnologie di abbattimento degli odori e degli inquinanti particolarmente adatte alle emissioni costituite in prevalenza da composti organici biologicamente degradabili e a emissioni con concentrazioni di inquinanti medio-basse, ma portate elevate.

In tali sistemi il composto inquinante da depurare viene trasferito dalla fase gassosa a un film liquido che avvolge un supporto di materiale solido, ove viene degradato biologicamente in anidride carbonica, acqua e composti inorganici semplici, non più fastidiosi per l'olfatto, grazie all'azione di microorganismi residenti nel film e all'apporto di ossigeno e di nutrienti (fig. successiva Fonte: Centro Ricerche Produzioni Animali – C.R.P.A. S.p.A.)

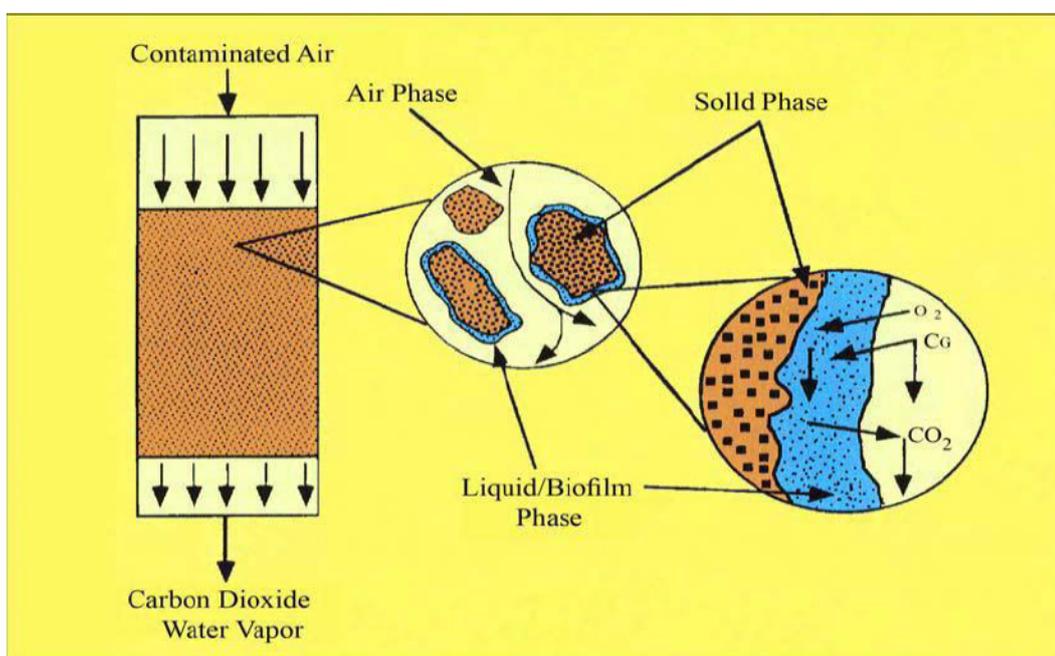


Figura 9 – Principio di funzionamento dei sistemi di trattamento biologico dell'aria

Negli impianti che trattano matrici di origine organica, quali gli impianti di compostaggio, gli impianti di trattamento meccanico-biologico (TMB) dei rifiuti urbani, gli impianti di depurazione, gli impianti di digestione anaerobica, le tecniche di trattamento biologico si rivelano come il sistema più versatile ed efficace di abbattimento degli odori.

La natura relativamente "diluata" dei composti odorigeni da trattare pone infatti limiti strutturali all'efficienza dei sistemi chimico-fisici di abbattimento, mentre i sistemi biologici hanno mostrato buone capacità di rimozione e soprattutto caratteristiche spiccatamente adattive al variare della natura delle sostanze da trattare, garantendo l'efficienza di rimozione

anche nel corso delle attendibili fluttuazioni nella composizione delle sostanze odorigene (per stagionalità dei conferimenti, variazioni nel flusso delle matrici da compostare, ecc.).

La ossidazione biologica sembra poi garantire il miglior rapporto tra i costi d'investimento e di gestione ed una buona efficienza nel risolvere il problema degli odori.

I composti degradabili tramite i processi di biofiltrazione sono raggruppabili in:

- composti inorganici, prevalentemente rappresentati da ammoniaca e idrogeno solforato;
- composti maleodoranti costituiti da miscele in bassa concentrazione di composti solforici (metil ed etil mercaptano), composti amminici (metil ed etilammine), composti carbonilici (aldeidi, chetoni), ed acidi grassi a catena corta (propionico, butirrico);
- composti organici di diversa natura chimica (idrocarburi alifatici, aromatici, eterociclici);
- composti alifatici alogeno-sostituiti, quali idrocarburi alifatici clorurati.

Biofiltrazione e biofiltri

I biofiltri sono costituiti da un letto di materiale organico filtrante attraverso il quale viene fatta passare l'aria da trattare. Lo spessore del letto è di 1-2 metri, su tale substrato si seleziona e sviluppa una microflora batterica in grado di degradare, mineralizzandole, le molecole dei composti (organici e inorganici) inquinanti contenuti nell'aria da trattare, in particolare composti odorigeni. Essendo l'ossidazione biologica più lenta di quella chimica è indispensabile che i tempi di contatto delle arie da trattare con la microflora del biofiltro siano ottimali per fare avvenire queste reazioni.

La velocità e la portata dell'aria nei biofiltri devono essere dosate in modo da permettere dei tempi di ritenzione tra i 30 e i 60 secondi.

Tenuto conto che di norma lo spessore del letto filtrante è compreso tra 1 e 2 m, questo significa che la capacità di trattamento consigliata è di 60-120 mc/h/mq di superficie filtrante ovvero 60-240 mc/h/mc di letto filtrante

Aumentando la portata specifica diventano più critiche le perdite di carico e il materiale del filtro diventa più soggetto alla perdita di umidità e calore.

Inoltre, essendo processi di natura biologica, è indispensabile che le condizioni all'interno del biofiltro siano sempre ottimali per lo sviluppo della flora microbica, soprattutto per quanto

riguarda la struttura fisica del substrato che lo compone (granulometria, porosità, capacità di ritenzione idrica) e per l'umidità.

Le condizioni ottimali raccomandate per il funzionamento di un biofiltro, come evidenziato nel documento Bref della Commissione Europea che descrive le migliori tecniche disponibili per il trattamento dei rifiuti, possono essere sintetizzate:

- contenuto di sostanza organica superiore al 60%
- materiale resistente alla compattazione e con buona capacità di ritenzione idrica;
- contenuto di umidità compreso tra il 50% e l'80%;
- ph compreso tra 7 e 8.5
- temperatura dell'aria immessa compresa tra i 15 e i 40 °C
- aria in entrata satura di umidità

Characteristic	Description
Filter media	Biologically active, but reasonably stable
	Organic matter content >60 %
	Porous and friable with 75 – 90 % void volume
	Resistant to water logging and compaction
	Relatively low fines content to reduce gas headloss
	Relatively free of residual odour
	Specifically designed mixtures of materials may be desirable to achieve the above characteristics
Moisture content	50 – 80 % by weight
	Provisions must be made to add water and remove bed drainage
Nutrients	Must be adequate to avoid limitations
	Usually not a problem with aerobic digestion gases because of the high NH ₃ content
pH	7 to 8.5
Temperature	Near ambient, 15 – 35 or 40 °C
Gas pretreatment	Humidification could prove to be useful in order to achieve near 100 % inlet gas humidity
	Dust and aerosols may be removed to avoid media plugging, but for most biofilters this is not a problem (unless they have a tissue layer in the bottom)
Gas loading rate	<100 m ³ /h-m ² , unless testing supports higher loadings
Gas residence time	30 - 60 seconds, unless testing supports shorter residence time
Media depth	>1m, <2 m
Elimination capacity	Depends on media and compound (typically in the range 10 – 160 g.m ⁻² .h ⁻¹)
Gas distribution	The manifold must be properly designed to present a uniform gas flow to the media

Tab.16 – Parametri di funzionamento ottimale dei biofiltri

La resa di abbattimento dipende dal tempo di contatto dell'aria con il materiale biofiltrante, dal carico unitario, dal tipo di composto, dalla concentrazione del composto nell'aria, dall'altezza e dalla qualità del biofiltro.

In media un biofiltro ben gestito e ben dimensionato, ha rese di abbattimento superiori al 95% per quasi tutti i composti odorigeni (fonte CIC).

Quando le prestazioni di un biofiltro non rispondono alle aspettative, le più comuni cause di malfunzionamento derivano da:

- sottodimensionamento della superficie filtrante;
- non ottimale distribuzione dell'aria;
- insufficiente umidificazione;
- rapido compattamento del materiale filtrante o formazione di canali preferenziali dovuti ad una disomogenea umidificazione del letto;

Come detto le efficienze di abbattimento dei sistemi di rimozione biologica riportate in letteratura sono in generale assai soddisfacenti per la maggioranza dei composti organici (e inorganici) sottoposti a controllo, pur risultando variabili in range abbastanza differenziati.

Fra i parametri in emissione più comunemente sottoposti a controllo si annovera il Carbonio Organico Totale (TOC), che assomma tutti i composti biologici. Il flusso gassoso da TMB contiene concentrazioni di TOC comprese tra 10-2000 mg/Nm³, ma sono stati misurati valori sino a 7500 mg/Nm³ (WT Bref, 2006). L'emissione di TOC avviene principalmente durante la prima fase esotermica di degradazione biologica ad esempio nelle prime (1-2) settimane del processo di compostaggio.

Altri parametri di controllo significativi possono essere i Composti Organici Volatili (COV), espressi sia in forma aggregata che per singoli composti.

L'efficienza di rimozione di un biofiltro è determinata dal tempo di permanenza del gas nel letto biofiltrante. Con tempi di residenza da 30 a 60 secondi diversi studi riportano una ottima efficacia di rimozione di composti specifici come H₂S (> 99 %) , metil mercaptano, dimetilsolfuro (> 90 %) e vari terpeni (>98 %) (WT Bref, 2006).

Nel seguito si riportano alcune tabelle, tratte da diversi lavori di letteratura, con efficienze di abbattimento di biofiltri e bioscrubber per numerosi composti organici e inorganici.

Le Tabelle 4.53e 4.54 del WT Bref 2006 mostrano l'efficienza di abbattimento dei biofiltri applicati a impianti di trattamento meccanico-biologico dei rifiuti (TMB). La efficienza di abbattimento degli odori risulta superiore al 95%, quella dei composti organici volatili (NMVOC) risulta pari a 83%.

La Tabella 4.55 sempre del WT Bref 2006 mostra altri risultati di misurazioni di biofiltri ben curati con umidificatori dell'aria monte.

Substance (group)	Input concentration (mg/Nm ³)	Output concentration (mg/Nm ³)	Biofilter efficiency (%)
Aldehydes, alkanes			75
Alcohols			90
AOX, aromatic hydrocarbons (benzene)			40
Aromatic hydrocarbons (toluene, xylene)			80
NMVOC			83
PCDD/F			40
Odour			95 – 99
NMVOC (Values in total carbon)	30 – 70	10 – 40	80

Tabella 17 – Efficienza dei biofiltri

Parameter	Concentration (µg/m ³)	Effectiveness (%)	Concentration (µg/m ³)	Effectiveness (%)	Concentration (µg/m ³)	Effectiveness (%)
	min – max	min – max	min – max	min – max	min – max	min – max
Acetaldehyde	2100 – 2500	78 – 89	46 – 740	89 – 96	4900 – 6100	99
n-Butylacetate	150 – 425	97 – 99	30 – 120	83 – 96	170 – 980	73 – 99
Ethylbenzene	250 – 310	12 – 42	60 – 190	27 – 61	250 – 740	16 – 43
2-Ethyltoluene	180 – 220	33 – 41	25 – 105	14 – 89	80 – 270	25 – 55
3,4-Ethyltoluene	480 – 640	23 – 45	70 – 260	38 – 96	230 – 1000	48 – 77
Limonane	1700 – 4300	29 – 40	810 – 2200	94 – 98	1300 – 3700	30 – 63
Toluene	490 – 550	16 – 39	130 – 280		460 – 1000	7 – 36
m/p-Xylene	850 – 1400	9 – 42	280 – 620	30 – 71	720 – 2000	19 – 45
o-Xylene	260 – 290	23 – 41	60 – 150	7 – 63	160 – 650	20 – 45
Acetone	2450 – 2900	99 – 100	1200 – 2800	99 – 100	4700 – 8200	93 – 97
2-Butanone	960 – 2800	99 – 100	80 – 770	94 – 99	370 – 11000	95 – 100
Ethanol	5200 – 5300	100	88 – 750	94 – 99	14000 – 18000	100
α-Pinene	370 – 700	8 – 44	280 – 790	53 – 83	560 – 930	5 – 39
β-Pinene	330 – 800	12 – 44	120 – 300	53 – 81	230 – 490	38 – 49

Tabella 18 – Ranges di concentrazione nelle emissioni dei biofiltri

Compounds of the exhaust air	Separation efficiency (%)		
	Facility A	Facility B	Facility C
Acetaldehyde	-18 to -99	99	99
n-Butylacetate	83 – 96	73 – 99	97 – 99
Camphor	60 – 88	60 – 90	88 – 91
Dichloromethane	-53 to -80	-300 to -33	43 – 62
Dimethyldisulphide	44 – 78	-55 to -89	10 – 31
2-Hexanone	75 – 80	-	80 – 82
Naphthalene	50 – 75	38 – 93	58 – 82
Phenol	-25 to - 79	75 – 88	47 – 94
1,4-Dichlorobenzene	0 – 73	-1900 to -89	-130 to -13
Ethyl benzene	27 – 61	16 – 43	12 – 42
2-Ethyl toluene	14 – 89	25 – 55	33 – 41
3/4-Ethyl toluene	38 – 96	45 – 77	23 – 45
Limonene	94 – 98	30 – 63	29 – 40
Styrene	64 – 89	44 – 66	21 – 50
Toluene	29 – 50	7 – 36	16 – 39
m/p-Xylene	30 – 71	19 – 45	9 – 42
o-Xylene	7 – 63	20 – 45	23 – 41
Acetone	99 – 100	93 – 97	94 – 97
2-Butanone	94 – 99	95 – 100	99 – 100
Ethanol	94 – 99	100	100
Ethylacetate	74 – 93	82	97 – 99
α -Pinene	59 – 83	5 – 39	8 – 44
β -Pinene	53 – 81	38 – 49	12 – 44
Benzene	0 – 17	-	0 – 20
Trichlorethene	-108 to -3	67 – 90	20 – 46
Combinations of air humidifiers and biofilters may provide varying purification power for organic substances of the first and second group			

Tab 19 – Efficienza di separazione dei composti organici.

Table 1: Results of VOC analysis by SPME at the inlet and outlet of an advanced biofilter

Compounds	Advanced biofilter					Conventional biofilter				
	Inlet		Outlet		Efficiency (%)	Inlet		Outlet		Efficiency (%)
	conc. (mg/m ³)	RSD %	conc. (mg/m ³)	RSD %		conc. (mg/m ³)	RSD %	conc. (mg/m ³)	RSD %	
1-Propanol	1.6	38.5	<0.01	--	>99	1.3	33.6	0.3	27.1	77
Ethyl acetate	2.4	34.6	<0.01	--	>99	1.8	27.4	1.9	15.3	-6
2-Butanol	0.6	50.0	<0.01	--	>98	0.8	33.9	<0.01	--	99
1-Butanol	1.9	81.4	<0.01	--	>99	1.4	36.1	0.3	30.2	79
Propyl acetate	0.2	93.2	<0.01		>96	0.3	109	0.1	62.6	67
Butanoic acid	0.01	17.7	<0.01	--	>75	0.03	17.7	0.0	37.0	33
Dimethyl disulfide	0.7	--	<0.01	--	>99	0.5	20.2	0.1	11.8	80
3-Methyl-1-butanol	2.3	49.0	<0.01	--	>99	1.9	49.0	0.6	28.5	68
Ethyl butanoate	0.7	112.9	<0.01		>99	0.6	112.9	0.9	19.9	-50
Pentanoic acid	0.3	98.6	<0.01	--	>96	0.6	88.4	0.01	--	98
Propyl propanoate	0.7	69.9	<0.01	--	>99	0.4	69.9	0.1	21.4	88
Butyl acetate	0.1	86.4	<0.01	--	89	<0.01	--	<0.01	--	--
Methyl pentanoate	4	38.9	0.1	6.2	97	3.4	28.7	0.8	17.3	76
Propyl butanoate	1.4	78.0	<0.01	--	>99	1.1	51.3	0.3	36.1	73
Ethyl pentanoate	8.7	4.4	1.4	16.8	84	5.4	16.8	1.1	22.7	80
α -Pinene	1.1	110.1	<0.01	--	>99	0.7	19.9	0.2	42.3	71
Methyl hexanoate	8.2	5.1	2.7	22.6	67	6.0	14.3	1.8	18.2	70
2- β -Pinene	5.8	3.1	2.0	42.6	66	5.1	16.5	0.9	9.2	82
β -Myrcene	2.2	116.3	1.3	39.6	40	<0.01	-	<0.01	--	--
2-Pentylfuran	19.6	91.3	<0.01	--	>99	17.3	44.8	3.6	80.4	79
Ethyl hexanoate	52.6	18.4	10.1	18	81	33.7	27.6	7.4	23.9	78
Limonene	3.1	21.5	0.8	21.7	75	6.4	30.3	1.7	18.0	73
p-Cymene	0.9	98.8	<0.01	--	>99	1.5	--	0.2	62.1	87
Methyl heptanoate	7.8	6.2	<0.01	--	>99	5.2	9.9	1.5	18.9	71
Eucalyptol	0.4	142.3	<0.01		>98	<0.01	--	<0.01	--	--
Hexanoic acid	18.3	84.4	<0.01	--	>99	14.5	94.1	3.2	48.4	78
Propyl hexanoate	5.9	77.3	<0.01	--	>99	5	42.3	1.7	38.9	66
Ethyl heptanoate	3.8	71.6	<0.01	--	>99	3.1	54.3	1.0	33.5	68
Butyl hexanoate	39.1		3.5		92	48.9		8.6		82
Σ Other Terpenes	1.3	37.7	<0.01	--	>99	1.1	24.9	0.3	44.5	73
Odour concentration (ouE/m ³)	18470	23.1	843	21.7	95	20225	28.2	3142	21.4	84,5

Tab 20 – Risultati analisi su composti organici volatili in flussi in ingresso e in uscita da biofiltri.

Un recente studio su biofiltri convenzionali ed a tecnologia avanzata applicati a emissioni da impianti di trattamento di rifiuti urbani (Almarcha et al., 2012) riporta efficienze di abbattimento per numerosi composti organici (tabella 1). L'efficienza di abbattimento per i

composti odorigeni risulta pari a 85% per i biofiltri convenzionali e 95% per i biofiltri evoluti. Per gli altri composti le efficienze risultano in generale buone.

Da un'analisi del CRPA di Reggio Emilia si evince inoltre che:

Pagans et al. (2006b) hanno studiato l'emissione di COV prodotti durante il compostaggio di diversi rifiuti organici: frazione organica selezionata dei rifiuti solidi urbani (FORSU), fanghi di depurazione non trattati (RS), fanghi digeriti anaerobicamente (ADS) e sottoprodotti di origine animale (AP) e la successiva biofiltrazione di tali emissioni. Il compostaggio è stato condotto in un impianto di compostaggio a scala di laboratorio (30 l) e le emissioni generate sono state trattate con un biofiltro a compost.

Le efficienze di rimozione tendono ad essere più elevate quando le emissioni di COV sono più alte e declinano quando queste diminuiscono. Questo effetto è anche attribuibile al fatto che, come osservato in precedenza, il biofiltro stesso emette COV e quando le concentrazioni da trattare si avvicinano al livello di emissione naturale del biofiltro i rendimenti di abbattimento si riducono fino ad azzerarsi (Frederickson et al., 2013).

In un analogo studio gli stessi autori hanno misurato le prestazioni di rimozione dell'ammoniaca da parte dei biofiltri (*Tabella 10* dell'articolo, sotto riportata). Hanno riscontrato una efficienza molto elevata di rimozione per tutti i tipi di rifiuti, con una sola eccezione. Una efficienza di rimozione globale del 98,8% è stata ottenuta ad un tasso di carico di $846 \text{ mgNH}_3 \text{ m}^{-3} \text{ biofiltro h}^{-1}$ (0-5 giorni per la FORSU 5:1), una efficienza di rimozione del 95,9% è stata ottenuta ad un tasso di carico di $7500 \text{ mgNH}_3 \text{ m}^{-3} \text{ biofiltro h}^{-1}$ (0-6 giorni per FORSU 1:1) ed una efficienza di rimozione del 99,4% è stata ottenuta con un tasso di carico di $6670 \text{ mgNH}_3 \text{ m}^{-3} \text{ biofiltro h}^{-1}$ (0-6 giorni per DS). Anche aumentando il tasso di carico globale a $67.100 \text{ mgNH}_3 \text{ m}^{-3} \text{ biofiltro h}^{-1}$ (0-4 giorni per AP), l'efficienza di rimozione è solo leggermente diminuita ad un valore globale di 89,5%.

Risultati interessanti in relazione alla tipologia di materiale trattato vengono riportati in Defoer et al. (2002), che hanno studiato le emissioni del biofiltro da quattro impianti in scala reale di compostaggio di scarti vegetali, frutta e rifiuto verde (VFG). Gli autori riferiscono che le emissioni sono costituite principalmente da terpeni (65% del totale dei COV), chetoni (8%), idrocarburi (8%), alcoli (7%), esteri (5%), aldeidi (3%) e composti solforati (3%). Gli Autori hanno misurato sia la concentrazione delle emissioni di odori che di composti chimici e riportano che la concentrazione di VOC totale varia tra 0,09 e $23,6 \text{ mg m}^{-3}$, mentre la concentrazioni di odore (determinata mediante olfattometria dinamica) varia da 390 a 13.050 OUEm-3. Essi hanno concluso che la concentrazione totale di COV è fortemente correlata alla concentrazione di odore ($R^2=0,97$). Quindi la concentrazione totale delle emissioni di COV da biofiltro per il compostaggio dei VGF può essere utilizzato per dare una buona indicazione delle concentrazioni di odore della emissione.

Questo può non essere il caso per tutti i tipi di compostaggio di rifiuti, ad esempio Noble et al. (2001) hanno invece trovato una stretta correlazione ($R^2=0,9$) tra la somma delle concentrazioni di odori delle emissioni nel compostaggio di funghi.

Table 12. Average VOC mass flow (before and after biofilter), global loading rate, global elimination capacity and resulting global removal efficiency. Different superscripts (a and b) in the removal efficiency column indicate statistically significant differences ($\alpha = 0.05$) among VOC removal efficiency values before and after material replacement for each biofilter. The values in parentheses show the minimum and maximum value of each parameter (Colon *et al.*, 2009).

	Average VOCs mass flow (g C h ⁻¹)		Loading rate (g C m ⁻³ biofilter h ⁻¹)	Elimination capacity (g C m ⁻³ biofilter h ⁻¹)	Removal efficiency (%)
	Before biofilter	After biofilter			
Biofilter 1 old	2959	1156	18.0 (5.5–35.6)	11.0 (0.9–29.9)	42 (14–83) ^a
Biofilter 1 new	3690	929	22.8 (7.8–40.2)	17.1 (1.9–29.7)	74 (53–92) ^a
Biofilter 2 old	839	198	11.3 (4.3–23.4)	8.6 (2.4–20.6)	65 (39–88) ^a
Bofilter 2 new	2548	547	34.4 (4.4–72.9)	27.0 (1.8–62.0)	71 (37–98) ^a

Table 13. Average ammonia mass flow (before and after biofilter), global loading rate, global elimination capacity and the resulting global removal efficiency. Different superscripts (a and b) in the removal efficiency column indicate statistically significant differences ($\alpha = 0.05$) among ammonia removal efficiency values before and after material replacement for each biofilter. The values in parentheses show the minimum and the maximum value of each parameter (Colon *et al.*, 2009).

	Average ammonia mass flow (g C h ⁻¹)		Loading rate (g NH ₃ m ⁻³ biofilter h ⁻¹)	Elimination capacity (g NH ₃ m ⁻³ biofilter h ⁻¹)	Removal efficiency (%)
	Before biofilter	After biofilter			
Biofilter 1 old	439	256	2.68 (1.22–4.26)	1.12 (0.16–1.70)	41 (13–71) ^a
Biofilter 1 new	418	83	2.56 (0.52–8.06)	2.04 (0.52–3.51)	89 (50–100) ^b
Biofilter 2 old	94	25	1.25 (0.80–1.58)	0.9 (0.30–1.58)	74 (22–100) ^a
Biofilter 2 new	212	25	2.86 (0.49–7.54)	2.52 (0.43–7.43)	92 (64–100) ^a

Tab.21-22 –Analisi su composti organici volatili e ammoniaci in ingresso e uscita da biofiltri.