



REGIONE SICILIANA

COMUNE TRAPANI (TP)

PIATTAFORMA TECNOLOGICA PER IL TRATTAMENTO E LA VALORIZZAZIONE
DEI R.S.U. SITA IN C\DA BORRANEA NEL COMUNE DI TRAPANI

LOTTO 1: IMPIANTO DI DISCARICA PER RIFIUTI NON PERICOLOSI

CUP: G95I18000160001

PROGETTO ESECUTIVO

Il gruppo di progettazione:

Arch. Vincenza Di Marco

Arch. Giacomo Lombardo

Ing. Saverio Di Blasi

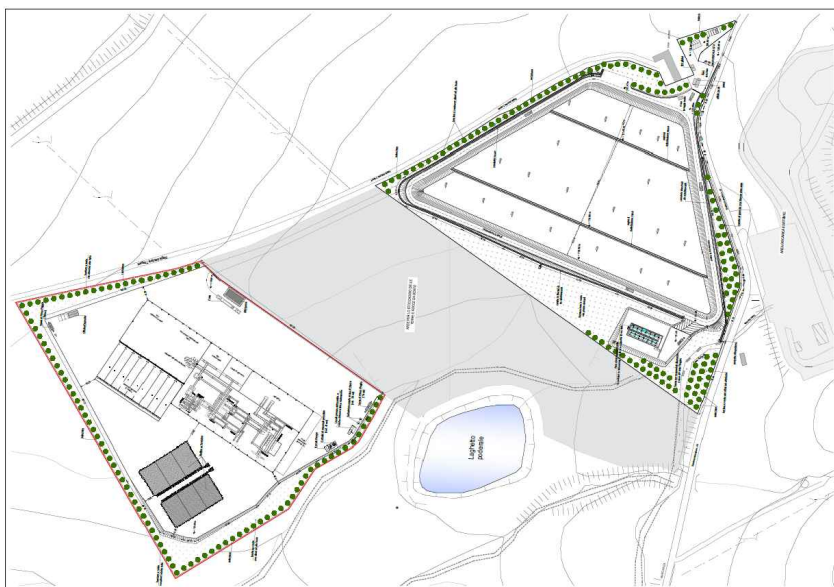
Assistenza alla progettazione:



via Sardegna, 33
90144 Palermo (PA)
Tel. 091 - 6788257

Visto il Responsabile del Procedimento:

Arch. Pasquale Musso



N. ELABORATO:

07

TITOLO ELABORATO:

Relazione idrologica e idraulica

CODICE ELABORATO:

07 PET 1 PE 01 RD 000002 B

n. progressivo

lavoro

fase

lotto

tipo documento

numero elaborato

REV

SCALA:

A

prima emissione

luglio 2019

B

seconda emissione

ottobre 2020

C

D

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

1	ASPETTI IDROLOGICI DELL'AREA	2
1.1	PRECIPITAZIONI METEORICHE.....	2
1.2	ANALISI STATISTICO-QUANTITATIVA DELLE PRECIPITAZIONI CRITICHE	3
1.3	MODELLO DI TRASFORMAZIONE PIOGGIA LORDA – PIOGGIA NETTA.	9
2	GESTIONE DELLE ACQUE IN DISCARICA	13
2.1	RETE DRENANTE PERCOLATO	14
2.1	SISTEMA DI GESTIONE DELLE ACQUE DI PROCESSO/PERCOLAZIONE..	14
2.1.2	LE SUPERFICI DELLA DISCARICA	16
2.1.3	PRODUZIONE DEL PERCOLATO	18
2.1.4	SISTEMA DI CAPTAZIONE E DRENAGGIO PERCOLATO.....	20
2.1.5	LOCALE STOCCAGGIO PERCOLATO.....	21
2.2	RETE DRENANTE ACQUE BIANCHE/PRIMA PIOGGIA.....	22
2.2.1	DIMENSIONAMENTO DELL'IMPIANTO DI TRATTAMENTO ACQUE DI PRIMA PIOGGIA.....	22
2.2.2	RETE DELLE ACQUE DALLE SUPERFICI INTERNE NON SOGGETTE A TRANSITO MEZZI.....	26
2.2.3	RETE DI CAPTAZIONE ACQUE PROVENIENTI DALLE AREE ESTERNE ALL'IMPIANTO	26
2.2.4	TRINCEA DRENANTE	28
2.3	GESTIONE ACQUE RELUE DI ORIGINE CIVILE	29
2.3.1	CARATTERISTICHE TECNICHE VASCHE TIPO IMHOFF.....	29

1 ASPETTI IDROLOGICI DELL'AREA

1.1 PRECIPITAZIONI METEORICHE

Il dimensionamento di tutte le portate che provengono dalle precipitazioni meteoriche sul corpo della discarica, derivano da uno studio idrologico e dall'applicazione prima di un modello afflussi-deflussi e poi di un modello di trasferimento dei deflussi superficiali, alle canalette previste e alle caditoie, e di infiltrazione, con la formazione di percolato. Prima di addentrarsi nel dimensionamento delle reti di collettamento delle acque meteoriche occorre scegliere il tempo di ritorno T con cui progettare tutte le reti: in altre parole, quel tempo di cui si accetta il rischio della probabilità che l'opera progettata entri in crisi almeno una volta nel corso della sua vita utile, ossia il numero di anni che in media intercorre tra due eventi pluviometrici che danno origine a portate di piena eguali o superiori a quella con cui è stata dimensionata la rete. Pertanto si assume che durante gli n anni di esercizio dell'impianto, si possano verificare portate di origine meteorica di entità superiore rispetto alle portate di progetto, tali quindi da provocare la crisi o l'insufficienza del sistema di drenaggio delle acque meteoriche.

Dal momento che tra il rischio d'insufficienza e il tempo di ritorno sussiste la seguente relazione:

$$R = 1 - (P)^n \quad \text{con} \quad P = \frac{T - 1}{T} \quad (1)$$

si deduce che, nota la vita tecnica dell'opera, la probabilità che si verifichi una crisi della rete diminuisce all'aumentare del tempo di ritorno, anche se non arriva mai ad azzerarsi. Dimensionare la rete con tempi di ritorno elevati farebbe diminuire gli eventuali danni economici, sociali ed ambientali provocati da un' superamento dei dati di osservazione ed analisi, di contro però darebbe luogo a portate di progetto sempre più grandi, che si tradurrebbero in un aumento delle dimensioni e degli oneri di costruzione dell'opera; ciò comporterebbe problemi di gestione e malfunzionamenti della rete stessa a causa delle dimensioni di fatto eccessive nei confronti delle portate cui giornalmente bisogna far fronte.

In conclusione, poiché la probabilità d'insufficienza della rete non si annulla mai, per gli impianti del tipo in oggetto vengono scelti tempi di ritorno compresi tra i 5 e i 10 anni per il dimensionamento delle tubazioni. In questo range si è osservato che per tempi di ritorno maggiori

di cinque anni il rischio residuo non si riduce sensibilmente per cui, a parità di rischio, risulta accettabile, scegliere T pari a 10 anni.

Riguardo la valutazione delle portate di pioggia in genere, è possibile riconoscere due tipi di problemi, a seconda del tipo di informazioni di cui si dispone:

1. stima della portata di piena di progetto direttamente dall'analisi probabilistica di osservazioni dirette di portata fatte in passato nel sito;
2. stima della portata di piena di progetto attraverso l'analisi probabilistica preliminare delle precipitazioni nel bacino idrografico interessato e la simulazione conseguente del processo della loro trasformazione in deflussi.

Non essendo possibile stimare per via diretta i deflussi, occorre applicare una metodologia indiretta che consente di risalire alle portate di deflusso a partire dall'elaborazione statistica delle portate di afflusso, associate allo stesso tempo di ritorno. La procedura che seguirà si occupa del secondo caso, quello cioè riguardante, in particolare, i bacini idrografici non monitorati e di non eccessive dimensioni. In tali casi la portata sarà stimata simulando, attraverso un modello matematico, il processo di trasformazione afflussi-deflussi nel bacino idrografico.

Tale metodologia si articola nelle seguenti fasi:

- analisi statistico-quantitativa delle altezze di pioggia massime annuali per fissate durate e per assegnato tempo di ritorno (Curva di Probabilità Pluviometrica) e determinazione della relativa distribuzione temporale (Curva di Intensità Pluviometrica);
- stima dei deflussi tramite applicazione di un modello di trasformazione pioggia lorda - pioggia netta;

1.2 ANALISI STATISTICO-QUANTITATIVA DELLE PRECIPITAZIONI CRITICHE

Ai fini della progettazione relativa della discarica situata in Contrada Borranea, è stata effettuata un'analisi statistico-quantitativa delle precipitazioni meteoriche critiche nel sito in oggetto al fine di un corretto dimensionamento delle opere di regimazione che dovranno essere messe in opera per favorire un regolare deflusso superficiale delle acque di ruscellamento sopra la discarica. L'analisi statistica delle altezze di pioggia massime annuali è necessaria dunque per conoscere il

regime pluviometrico medio rappresentativo dell'area in cui ricade la piattaforma impiantistica di Contrada Borraanea nel Comune di Trapani; a tal proposito sono stati reperiti i dati di pioggia registrati dalla stazione pluviometrica di Trapani, riportati negli Annali Idrologici gestiti dall'Osservatorio Acque della Regione Sicilia. La determinazione delle altezze critiche di pioggia è stata effettuata utilizzando la legge di distribuzione del valore estremo di primo tipo EV 1 o distribuzione di **Gumbel**, secondo la quale il valore massimo annuale di una data grandezza (nel caso in esame l'altezza di pioggia d'assegnato intervallo di tempo) può interpretarsi come il massimo valore di un campione di N dati, costituito dai valori massimi di pioggia di assegnato intervallo t che si riscontrano in un anno. Si è provveduto alla individuazione, nei suddetti annali, delle altezze massime di pioggia registrate per la durata di 1, 3, 6, 12, 24 ore. I dati reperiti riguardano 60 anni di osservazioni, tra il 1928 ed il 2013.

Tale legame si traduce in termini statistici, nel quantile $h_{d,t}$:

$$h_{d,t} = u_t - \frac{1}{\alpha_t} \cdot \ln \left(\ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \right) \quad (2)$$

dove: $\alpha_t = \frac{\sqrt{6}}{\pi} \cdot s$ e $u_t = m - (0.5772 \cdot \alpha)$ sono i parametri della legge di Gumbel, determinati a partire dalla media m e dallo scarto quadratico medio s del campione di altezze di pioggia.

Per estendere la correlazione tra altezze di pioggia e durate dal discreto al continuo, è necessario interpolare tali altezze di pioggia secondo una legge di potenza:

$$h_{60,t} = a_t d^{n_t} \quad (3)$$

dove:

- $h_{60,t}$ [mm] è la massima altezza di pioggia associata ad una durata oraria e ad un tempo di ritorno T pari a 10 anni;
- a_t [mm/h] ed n_t [-] sono parametri che dipendono dall'interpolazione delle altezze di pioggia;
- d è la durata dell'evento di pioggia, posta pari all'ora.

La legge di potenza porta alla costruzione della Curva di Probabilità Pluviometrica (CPP), che restituisce una misura in continuo dei valori di altezza di pioggia massime che si originano per effetto di un evento meteorico di una certa durata.

Tuttavia generalmente un evento meteorico ha durate inferiori all'ora, quindi per conoscere le altezze di pioggia derivanti da eventi meteorici di durata inferiore a 60 minuti occorre passare dalle altezze di pioggia orarie a quelle alla scala del minuto, e per fare ciò si applica la relazione di Bell, di seguito riportata:

$$h_{t,T} = h_{60,T} \cdot [(0,54 t^{0,25}) - 0.5] \quad (4)$$

dove:

- $h_{60,T}$ [mm] è la massima altezza di pioggia associata ad un evento meteorico di durata 1 ora, ossia $h = 47,682$ mm (valore normalizzato con la CPP);
- t è il tempo espresso in minuti;
- $h_{t,T}$ [mm] è la massima altezza di pioggia registrata al minuto.

Una volta note le massime altezze di pioggia alla scala del minuto, è stata ricavata la Curva di Intensità di Pioggia associata ad ogni durata, ricavata come segue:

$$i_{d,t} = \frac{h_{t,T}}{d_t} \quad (5)$$

Nel caso di specie sono state condotte le elaborazioni per la stazione pluviometrica di Trapani. I dati di pioggia per gli anni dal 1928 al 2013, suddivisi tra disponibili e mancanti sono riportati di seguito.

		ore				
		1	3	6	12	24
mancanti	trovati					
	1928	8,8	23,2	25,2	37,2	37,2
	1929	22	27,4	28	31	38,5
	1930	23,8	24,2	36,4	47,2	56,2
	1931	14,6	27,6	42	56,2	56,6
	1932	21	31,2	40	40	51
	1933	65	112,6	129	132	135,8
	1934	37,8	74	74,6	74,6	87,6
	1935 -	-	-	-	-	-
	1936 -	-	-	-	-	-
	1937 -	-	-	-	-	-
	1938	17,6	29,8	33,8	40,2	55,8
	1939	21,4	38,6	43,4	65	83,4
	1940 -	-	-	-	-	-
	1941 -	-	-	-	-	-
	1942 -	-	-	-	-	-
	1943 -	-	-	-	-	-
	1944 -	-	-	-	-	-
	1945 -	-	-	-	-	-
	1946 -	-	-	-	-	-
	1947	35,2	43,4	44	49,6	59,2
	1948 -	-	-	-	-	-
	1949 -	-	-	-	-	-
	1950 -	-	-	-	-	-
	1951 -	-	-	-	-	-
	1952 -	-	-	-	-	-
	1953	29	54,6	73,8	111,2	111,4
	1954	25	48,4	57,2	60,4	68,2
	1955 -	-	-	-	-	-
	1956	21	25,8	30	31	43,8
	1957	23	27,2	27,2	36	38
	1958	28,4	60,4	63,2	63,8	95,8
	1959	23,6	27,6	28,2	28,2	34
	1960	12,6	21	21,4	21,6	27
	1961	14,2	20,2	24,8	27,2	30,6
	1962	13,6	18,2	18,2	18,4	18,4
	1963	30,8	46,8	64,4	75	75
	1964	7,6	14,4	21	31,2	44,4
	1965	48,6	84,4	148	152,4	152,4
	1966	23,2	25,4	26,6	49,2	54,4
	1967	18,2	31,2	35,4	35,4	37,2
	1968	12	17,8	21,4	22,4	30,2
	1969	11,4	22	23	23	27,6
	1970	12,6	18,4	18,6	18,6	18,6
	1971	15,6	22,6	22,6	22,6	23,4
	1972	58,4	62,4	67,8	74,6	74,6
	1973	20,4	22	28	36,4	65,4
	1974	17,6	24,2	28,2	29,8	48
	1975	23,4	24,6	32,6	32,6	32,6
	1976	31	37,6	56,2	78	117,6
	1977	18,2	19,4	22	23,4	23,8
	1978	16,4	34,6	52,4	71,6	82,6
	1979	51,2	64,6	86,8	105,2	113,8
	1980	13,4	18,8	21,2	21,4	26,8
	1981	9,2	17,8	24,6	32	39
	1982	14,6	17,8	20,6	29	31,8
	1983	28	52,6	56,2	56,8	61,4
	1984	24,6	47	51,4	53,2	83,4
	1985	22,6	41	41	41	41
	1986	21,2	29,8	34	34	36
	1987 -	-	-	-	-	-
	1988	44,4	44,4	44,4	56,2	56,2
	1989 -	-	-	-	-	-
	1990	19,8	23,4	23,4	25,6	27
	1991	35,4	38,8	60,6	77,4	77,4
	1992	41,6	64,6	84,4	91,4	91,6
	1993 -	-	-	-	-	-
	1994 -	-	-	-	-	-
	1995	26	50,6	54,8	54,8	54,8
	1996	24,6	27	27,2	32	32
	1997	25,2	26	26	26,4	26,8
	1998	30,6	30,8	33,8	36,4	40,2
	1999	19,6	22,4	42	51,2	53,2
	2000	26,8	55,8	61,4	63	86,2
	2001	47,4	57	71,6	77	77
	2002	9	14	14	14	22,6
	2003	26,4	45,2	56,4	57	57
	2004 -	-	-	-	-	-
	2005	40,8	43,6	43,6	43,6	43,8
	2006 -	-	-	-	-	-
	2007 -	-	-	-	-	-
	2008 -	-	-	-	-	-
	2009	76	127	142,6	146,2	147,8
	2010 -	-	-	-	-	-
	2011	22,8	23,2	23,2	24,8	35,4
	2012 -	-	-	-	-	-
	2013	36,2	37	37,8	37,8	38

Raggruppando i suddetti valori ed evidenziando esclusivamente gli anni per cui si hanno a disposizione dati si ha:

	Anno	1	3	6	12	24
1	1928	8,8	23,2	25,2	37,2	37,2
2	1929	22	27,4	28	31	38,5
3	1930	23,8	24,2	36,4	47,2	56,2
4	1931	14,6	27,6	42	56,2	56,6
5	1932	21	31,2	40	40	51
6	1933	65	112,6	129	132	135,8
7	1934	37,8	74	74,6	74,6	87,6
8	1938	17,6	29,8	33,8	40,2	55,8
9	1939	21,4	38,6	43,4	65	83,4
10	1947	35,2	43,4	44	49,6	59,2
11	1953	29	54,6	73,8	111,2	111,4
12	1954	25	48,4	57,2	60,4	68,2
13	1956	21	25,8	30	31	43,8
14	1957	23	27,2	27,2	36	38
15	1958	28,4	60,4	63,2	63,8	95,8
16	1959	23,6	27,6	28,2	28,2	34
17	1960	12,6	21	21,4	21,6	27
18	1961	14,2	20,2	24,8	27,2	30,6
19	1962	13,6	18,2	18,2	18,4	18,4
20	1963	30,8	46,8	64,4	75	75
21	1964	7,6	14,4	21	31,2	44,4
22	1965	48,6	84,4	148	152,4	152,4
23	1966	23,2	25,4	26,6	49,2	54,4
24	1967	18,2	31,2	35,4	35,4	37,2
25	1968	12	17,8	21,4	22,4	30,2
26	1969	11,4	22	23	23	27,6
27	1970	12,6	18,4	18,6	18,6	18,6
28	1971	15,6	22,6	22,6	22,6	23,4
29	1972	58,4	62,4	67,8	74,6	74,6
30	1973	20,4	22	28	36,4	65,4
31	1974	17,6	24,2	28,2	29,8	48
32	1975	23,4	24,6	32,6	32,6	32,6
33	1976	31	37,6	56,2	78	117,6
34	1977	18,2	19,4	22	23,4	23,8
35	1978	16,4	34,6	52,4	71,6	82,6
36	1979	51,2	64,6	86,8	105,2	113,8
37	1980	13,4	18,8	21,2	21,4	26,8
38	1981	9,2	17,8	24,6	32	39
39	1982	14,6	17,8	20,6	29	31,8
40	1983	28	52,6	56,2	56,8	61,4
41	1984	24,6	47	51,4	53,2	83,4
42	1985	22,6	41	41	41	41
43	1986	21,2	29,8	34	34	36
44	1988	44,4	44,4	44,4	56,2	56,2
45	1990	19,8	23,4	23,4	25,6	27
46	1991	35,4	38,8	60,6	77,4	77,4
47	1992	41,6	64,6	84,4	91,4	91,6
48	1995	26	50,6	54,8	54,8	54,8
49	1996	24,6	27	27,2	32	32
50	1997	25,2	26	26	26,4	26,8
51	1998	30,6	30,8	33,8	36,4	40,2
52	1999	19,6	22,4	42	51,2	53,2
53	2000	26,8	55,8	61,4	63	86,2
54	2001	47,4	57	71,6	77	77
55	2002	9	14	14	14	22,6
56	2003	26,4	45,2	56,4	57	57
57	2005	40,8	43,6	43,6	43,6	43,8
58	2009	76	127	142,6	146,2	147,8
59	2011	22,8	23,2	23,2	24,8	35,4
60	2013	36,2	37	37,8	37,8	38

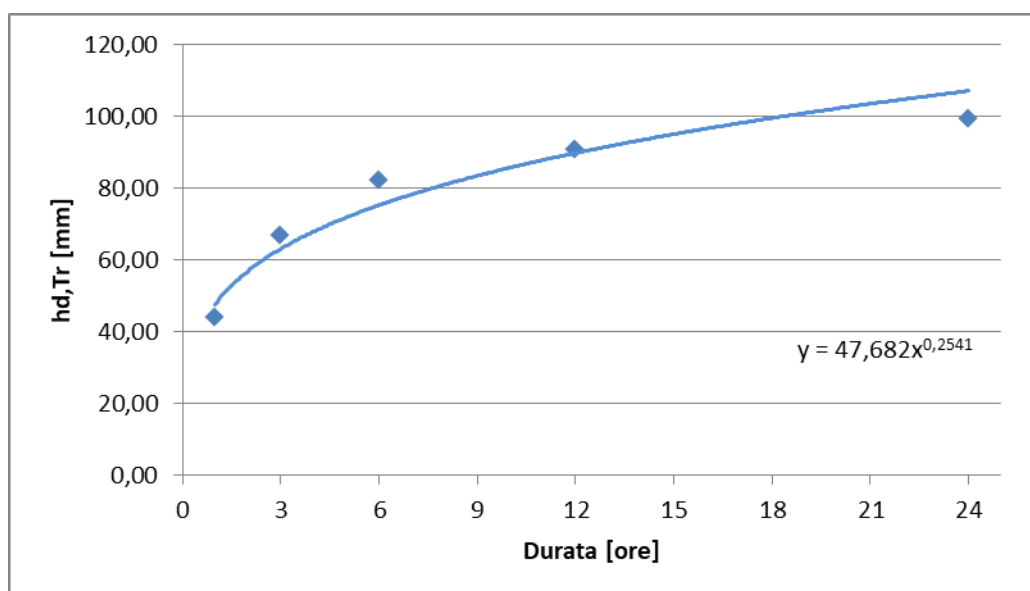
Applicando la teoria esplicitata nelle pagine precedenti si ottengono i seguenti dati:

		m	s	u	α	ε [-]
durate [hr]	1,00	26,01	13,90754	19,75	0,092252	0,5772
	3,00	37,72	22,23349	27,72	0,057706	
	6,00	44,86	28,45557	32,06	0,045088	
	12,00	50,57	30,6987	36,76	0,041793	
	24,00	57,28	32,0376	42,86	0,040047	

Applicando la legge di Gumbel si ottiene:

Quantili non regolarizzati:					
	1	3	6	12	24
hd,T=10	44,14	66,72	81,97	90,61	99,06

Che riportato in un grafico esplicativo:

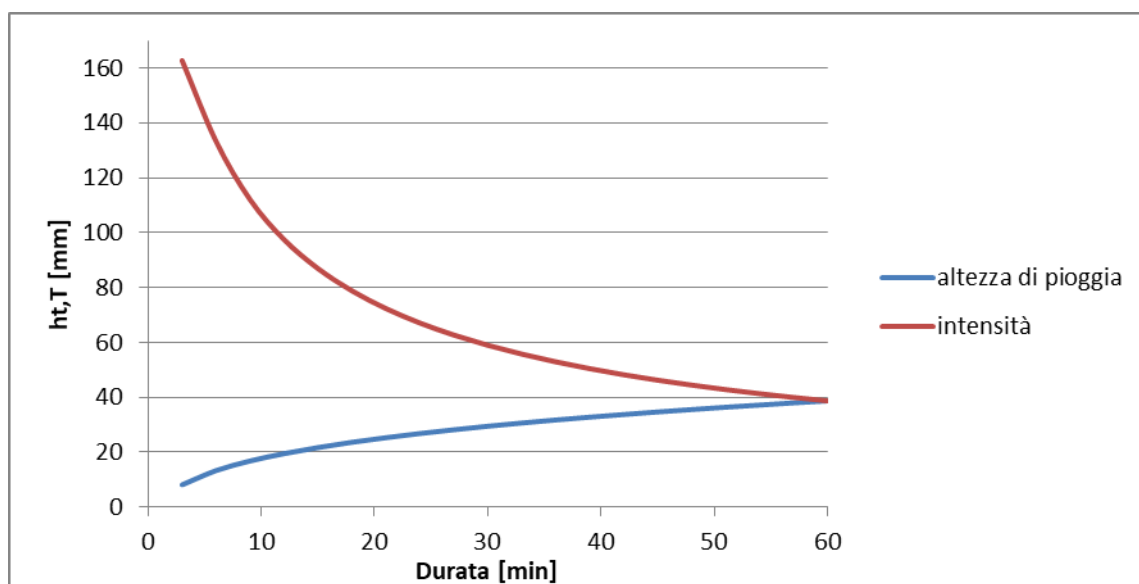


Riportati i dati puntuali sul grafico, si è nelle condizioni di ottenere l'equazione che identifica la CPP e dunque i parametri at e nt :

Dall'andamento della CPP per Tr = fissato si ricavano i parametri at ed nt (					
at	nt				
47,682	0,2541				

Per tempi di ritorno inferiori all'ora non è consigliabile estrapolare la CPP in quanto si otterrebbero valori eccessivamente e ingiustificatamente distorti. Pertanto si utilizza la formula di Bell. Fissato il Tempo di Ritorno si ottengono i seguenti risultati.

$d_{T=10 \text{ anni}} [\text{min}]$	$d_{T=10 \text{ anni}} [\text{hr}]$	$h_{\text{Bell}} [\text{mm}]$	$i_{\text{Bell}} [\text{mm/h}]$
0	0	0	0
3	0,05	10,05	200,91
6	0,1	16,46	164,57
9	0,15	20,76	138,38
12	0,2	24,08	120,41
15	0,25	26,83	107,33
18	0,3	29,19	97,31
21	0,35	31,28	89,37
24	0,4	33,15	82,87
27	0,45	34,85	77,45
30	0,5	36,42	72,84
33	0,55	37,87	68,86
36	0,6	39,23	65,38
39	0,65	40,50	62,31
42	0,7	41,71	59,58
45	0,75	42,85	57,13
48	0,8	43,93	54,92
51	0,85	44,97	52,90
54	0,9	45,96	51,06
57	0,95	46,91	49,38
60	1	47,82	47,82



1.3 MODELLO DI TRASFORMAZIONE PIOGGIA LORDA – PIOGGIA NETTA

Una volta nota l'intensità di pioggia lorda che precipita sulla superficie dell'impianto, occorre determinare l'intensità di pioggia netta che genererà deflusso superficiale nell'impianto, nonché la portata in ingresso alla rete di drenaggio. Nella generalità dei casi solo un'aliquota della pioggia lorda forma deflusso superficiale, perché una buona parte di questa si perde per intercettazione ed evapotraspirazione da parte della vegetazione, per ritenzione nelle depressioni superficiali, ma in maggior misura per infiltrazione nel terreno. Nel caso in esame, poiché le superfici dei piazzali sono completamente impermeabili è lecito assumere che le perdite idrologiche siano nulle. Pertanto occorre tener conto di questa considerazione nell'applicazione del modello afflussi-deflussi che trasforma la pioggia lorda che si abbatte sulla superficie impermeabile del bacino, in pioggia netta che contribuisce a formare il deflusso superficiale. Il metodo che è stato adottato è quello empirico del coefficiente di afflusso ϕ , definito come il rapporto tra il volume defluito e quello precipitato, che può essere determinato, nell'ipotesi di perdite idrologiche costanti nel tempo, attraverso la seguente relazione:

$$\phi = \phi_{IMP} \cdot IMP + \phi_{PERM} \cdot (1 - IMP) \quad (6)$$

dove:

- ϕ_{IMP} rappresenta il coefficiente di afflusso per le aree impermeabili (tabellato in funzione del tempo di ritorno T);
- ϕ_{PERM} rappresenta il coefficiente di afflusso per le aree permeabili (tabellato in funzione del tempo di ritorno T);
- IMP è il coefficiente di impermeabilità, dato dal rapporto tra le aree impermeabili e le aree totali del bacino.

In virtù dell'ipotesi fatta sopra, per tutte le superfici impermeabili il valore del coefficiente di afflusso è pari a 1, ciò significa che la pioggia lorda si trasforma del tutto in deflusso superficiale, quindi la rete di raccolta delle acque dei piazzali dovrà essere dimensionata per convogliare una portata di progetto pari al deflusso superficiale che si origina in ogni area di drenaggio dell'impianto.

Il coefficiente di deflusso per le superfici permeabili dell'impianto di scarica è stato calcolato utilizzando la seguente relazione:

$$\varphi = \varphi_{100} \cdot \left(\frac{T_r}{100} \right)^{0,2} \quad (7)$$

dove:

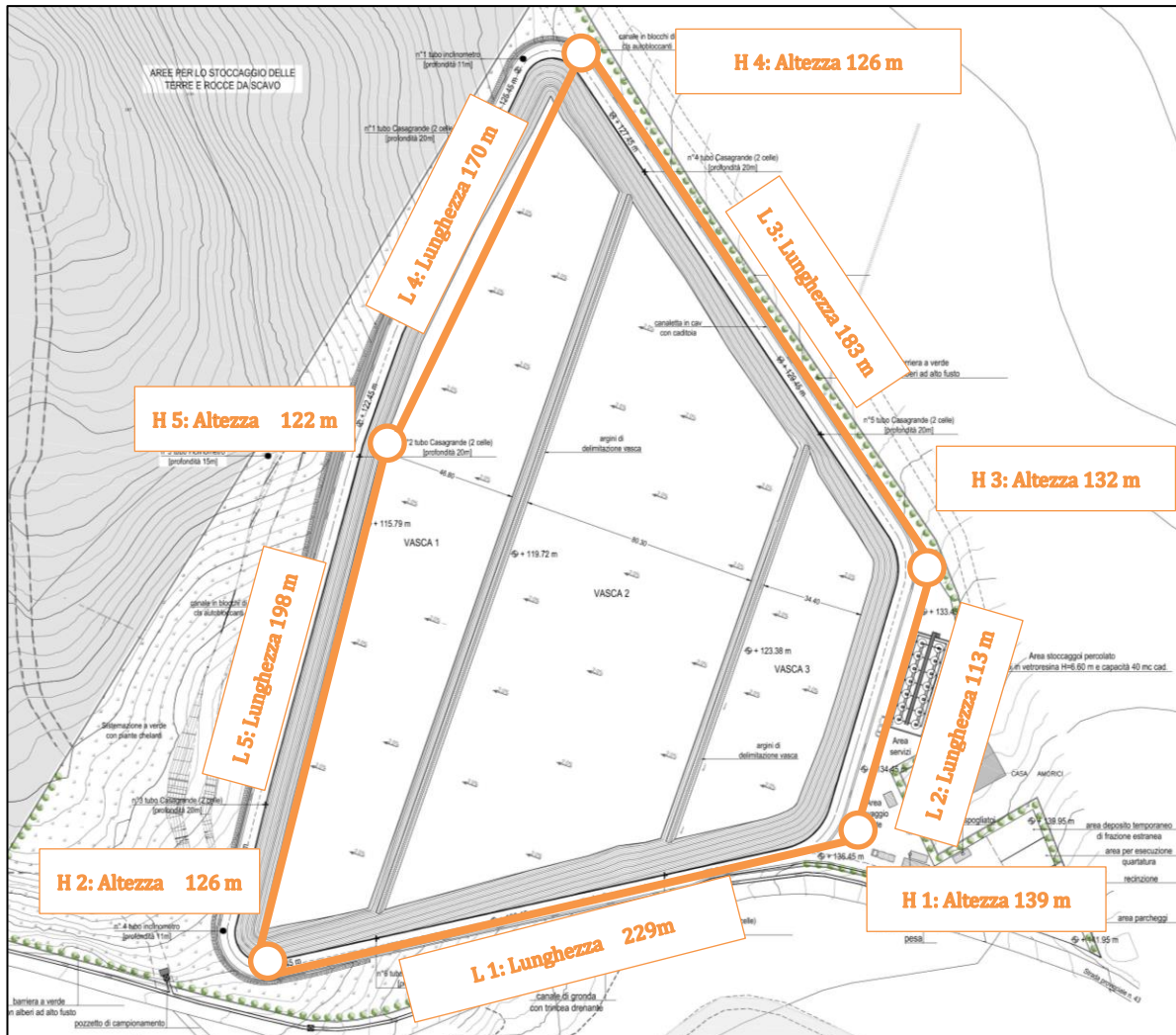
- T_r è il tempo di ritorno.
- φ_{100} è un fattore di scala tabellato in funzione della densità di copertura vegetale e del grado di permeabilità del terreno, riportato nella tabella che segue;

TABELLA 1 - FATTORE DI SCALA φ_{100}

φ_{100}	Bassa densità di copertura vegetale	Alta densità di Copertura vegetale	T > 500 anni
Terreno impermeabile	0,85	0,70	0,90
Debolmente permeabile	0,70	0,60	0,90
Terreno permeabile	0,55	0,50	0,70

Nel caso in esame, per ogni tratto di canaletta è stato calcolato il tempo di corrivazione con la formula di Pezzoli, l'intensità di pioggia e dunque la portata.

I risultati sono riportati nella tabella seguente.



Rappresentazione schematica area di studio

L 1	Area [Km ²]	L [Km]	ΔH'	ψ	T _c [h]	T _c [min]	h _{Bel} [mm]	h ₆₀ [mm]
	0,002744029	0,229	13	1	0,053	3,19	10,56	47,68
	i [mm/h]	Q [m ³ /s]						
	198,82	0,1515						0,152
L 2	Area [Km ²]	L [Km]	ΔH'	ψ	T _c [h]	T _c [min]	h _{Bel} [mm]	h ₆₀ [mm]
	0,002563377	0,1128547	7	1	0,026	1,55	4,87	47,68
	i [mm/h]	Q [m ³ /s]						
	188,99	0,1346						0,135
L 3	Area [Km ²]	L [Km]	ΔH'	ψ	T _c [h]	T _c [min]	h _{Bel} [mm]	h ₆₀ [mm]
	0,001197249	0,1833661	5	1	0,058	3,49	11,36	47,68
	i [mm/h]	Q [m ³ /s]						
	195,10	0,0649						0,199
L 4	Area [Km ²]	L [Km]	ΔH'	ψ	T _c [h]	T _c [min]	h _{Bel} [mm]	h ₆₀ [mm]
	0,001031027	0,1701501	5	1	0,058	3,45	11,26	47,68
	i [mm/h]	Q [m ³ /s]						
	195,62	0,0560						0,255
L 5	Area [Km ²]	L [Km]	ΔH'	ψ	T _c [h]	T _c [min]	h _{Bel} [mm]	h ₆₀ [mm]
	0,001264935	0,1980822	4	1	0,080	4,79	14,26	47,68
	i [mm/h]	Q [m ³ /s]						
	178,46	0,0627						0,214

Calcolo delle portate per i singoli tratti

Relazione Idrologica e Idraulica

L 1	B [m]	H [m]	L [m]	ks [m ^{1/3} /s]	i' [-]	ΔH'		Q _{prog.} [m ³ /s]	Q _{conv.} - Q _{prog.}	Se > 0
	0,5	0,3	229	70	0,056	12,866		0,152		
	h [m]	A [m ²]	P [m]	R [m]	χ [m ^{1/2} /s]	h/D	V (m/s)	Q _{conv.} [m ³ /s]	0,232	OK
	0,2	0,10	0,90	0,111	48,535	0,67	3,83	0,383		
L 2	B [m]	H [m]	L [m]	ks [m ^{1/3} /s]	i' [-]	ΔH'		Q _{prog.} [m ³ /s]	Q _{conv.} - Q _{prog.}	Se > 0
	0,5	0,3	112,8547	70	0,058	6,6		0,135		
	h [m]	A [m ²]	P [m]	R [m]	χ [m ^{1/2} /s]	h/D	V (m/s)	Q _{conv.} [m ³ /s]	0,255	OK
	0,2	0,10	0,90	0,111	48,535	0,67	3,90	0,390		
L 3	B [m]	H [m]	L [m]	ks [m ^{1/3} /s]	i' [-]	ΔH'		Q _{prog.} [m ³ /s]	Q _{conv.} - Q _{prog.}	Se > 0
	0,5	0,3	183,3661	70	0,030	5,5		0,199		
	h [m]	A [m ²]	P [m]	R [m]	χ [m ^{1/2} /s]	h/D	V (m/s)	Q _{conv.} [m ³ /s]	0,081	OK
	0,2	0,10	0,90	0,111	48,535	0,67	2,80	0,280		
L 4	B [m]	H [m]	L [m]	ks [m ^{1/3} /s]	i' [-]	ΔH'		Q _{prog.} [m ³ /s]	Q _{conv.} - Q _{prog.}	Se > 0
	0,5	0,3	170,1501	70	0,026	4,5		0,255		
	h [m]	A [m ²]	P [m]	R [m]	χ [m ^{1/2} /s]	h/D	V (m/s)	Q _{conv.} [m ³ /s]	0,008	OK
	0,2	0,10	0,90	0,111	48,535	0,67	2,63	0,263		
L 5	B [m]	H [m]	L [m]	ks [m ^{1/3} /s]	i' [-]	ΔH'		Q _{prog.} [m ³ /s]	Q _{conv.} - Q _{prog.}	Se > 0
	0,5	0,3	198,0822	70	0,019	3,684		0,214		
	h [m]	A [m ²]	P [m]	R [m]	χ [m ^{1/2} /s]	h/D	V (m/s)	Q _{conv.} [m ³ /s]	0,006	OK
	0,2	0,10	0,90	0,111	48,535	0,67	2,21	0,221		

Verifica idraulica per i singoli tratti

2 GESTIONE DELLE ACQUE IN DISCARICA

La gestione generale delle acque in un impianto di discarica di rifiuti speciali non pericolosi, viene effettuata con sistemi differenziati in accordo con la provenienza dell'effluente e con la sua composizione chimico-fisica, caratteristiche da cui dipende anche la rete di raccolta, il ciclo di trattamento e il recapito finale a cui sono destinate.

Per le acque prodotte dalle diverse sezioni di un impianto di discarica occorre prevedere la raccolta separata dei seguenti reflui:

- Acque derivanti direttamente dagli afflussi meteorici:
 - Acque provenienti dai piazzali e dalla viabilità interna;
 - Acque provenienti dalle superfici interne non soggette a transito mezzi;
 - Acque provenienti dalle aree esterne all'impianto;
 - Acque di percolazione derivanti dalle vasche in coltivazione.
- Acque di processo (generalmente assimilabili a percolato);

- Acque reflue di origine civile provenienti dai servizi igienici degli uffici e dagli spogliatoi degli addetti all'impianto.

Per ogni tipologia di refluò che si origina all'interno dell'impianto in progetto occorre prevedere reti di drenaggio diverse e linee di trattamento funzionali alle modalità di stoccaggio e di smaltimento previste.

In generale, tutti i sistemi di gestione delle acque, sia di processo, che meteoriche e reflue devono essere cicli chiusi con la massima ottimizzazione della risorsa idrica, in modo tale da garantire il massimo ricircolo di acqua industriale minimizzando l'approvvigionamento di acqua esterna all'impianto, proveniente da reti pubbliche, da consorzi agricoli o da autobotti.

2.1 RETE DRENANTE PERCOLATO

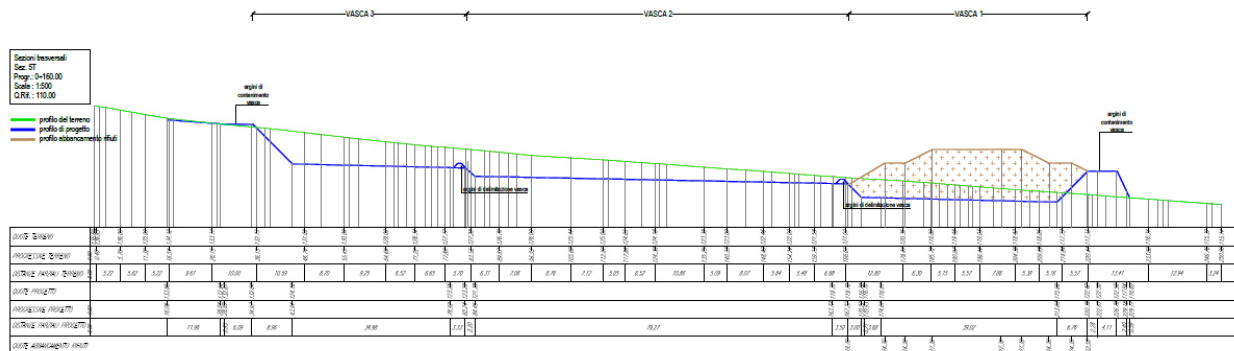
2.1.1 SISTEMA DI GESTIONE DELLE ACQUE DI PROCESSO/PERCOLAZIONE

Le acque di processo in un impianto di discarica per rifiuti solidi urbani sono riconducibili alla formazione di percolato che si ha in corrispondenza della produzione o consumo di acqua associabile alle diverse reazioni biochimiche di degradazione aerobica ed anaerobica della sostanza organica contenuta nei rifiuti; tale contributo è comunque praticamente trascurabile per cui i copiosi quantitativi di percolato che si producono in discarica sono derivanti dal dilavamento del corpo rifiuti dovuto all'infiltrazione delle precipitazioni atmosferiche durante la sua operatività.

La discarica è suddivisa in tre lotti indipendenti dal punto di vista idraulico, e ciò consente la regimentazione delle acque meteoriche che affluiscono sulle varie superfici in maniera differenziata. Le precipitazioni che ricadono sulla superficie della discarica in coltivazione provocano sicuramente il dilavamento del corpo rifiuti e quindi producono percolato, mentre le superfici non ancora coltivate ma comunque impermeabilizzate, producono un afflusso che è assimilabile alle acque di dilavamento delle superfici e delle coperture degli edifici che non sono in alcun modo interessate direttamente dall'attività di discarica e che dunque risulta possibile avviare, con i dovuti presidi, direttamente al ricettore finale.

In altre parole, ad esempio, quando è in coltivazione solo la vasca 1 (si veda immagine seguente), le acque meteoriche che insistono sulle vasche 2 e 3 potranno essere assimilate ad acque

meteoriche pulite che dunque potranno essere allontanate direttamente fino al corpo ricettore finale.



Tale sistema di differenziazione dei flussi è realizzabile attraverso l’inserimento di saracinesche e valvole antiriflusso adeguatamente progettate per impedire categoricamente che il percolato prodotto nella vasca in coltivazione possa, anche accidentalmente, essere assimilato ad acque meteoriche in senso stretto e viceversa. Durante la fase di gestione sarà onere del Gestore IPPC garantire la corretta utilizzazione del sistema progettato al fine di ottemperare agli scopi prefissati.

La progettazione del sistema di drenaggio del percolato sarà effettuata sulla base dei principi definiti all’Allegato 1 del D.Lgs 36/03.

Al punto 2.3 dell’allegato “Controllo delle acque e gestione del percolato”, il decreto specifica che *“il percolato e le acque di discarica devono essere captati, raccolti e smaltiti per tutto il tempo di vita della discarica, secondo quanto stabilito nell'autorizzazione, e comunque per un tempo non inferiore a 30 anni dalla data di chiusura definitiva dell'impianto. Il sistema di raccolta del percolato deve essere progettato e gestito in modo da:*

- *minimizzare il battente idraulico di percolato sul fondo della discarica al minimo compatibile con i sistemi di sollevamento e di estrazione;*
- *prevenire intasamenti ed occlusioni per tutto il periodo di funzionamento previsto;*
- *resistere all'attacco chimico dell'ambiente della discarica;*
- *sopportare i carichi previsti.*

Il percolato e le acque raccolte devono essere trattate in impianto tecnicamente idoneo di trattamento al fine di garantirne lo scarico nel rispetto dei limiti previsti dalla normativa vigente in materia.”

Il sistema di gestione del percolato prevede una rete drenante, pozzi di estrazione e vasche di stoccaggio del percolato estratto. La prima assolve il compito di convogliare il percolato o (in alternativa le acque meteoriche) interno all'area di coltivazione verso i punti di raccolta prestabiliti. Attraverso i pozzi di estrazione il percolato è sollevato e allontanato dal corpo della discarica e inviato allo stoccaggio temporaneo posto a monte dell'impianto.

Per tali motivi, per il dimensionamento delle reti di captazione e convogliamento delle due tipologie di acque ovvero delle acque meteoriche ricadenti all'interno delle vasche in coltivazione, così come quelle ricadenti nelle vasche non ancora in coltivazione, si è tenuto in considerazione l'applicazione di un adeguato sistema che garantisca la differenziazione dei flussi delle due diverse aliquote sopra citate. Questo sistema, per la captazione del percolato e/o delle acque ricadenti nella vasche non ancora in fase di coltivazione, sfrutta le stesse reti di tubazioni posizionate all'interno delle vasche, differenziando, tramite apposita camera di manovra, posta in corrispondenza della parte superiore di ogni pozzo estraente, il flusso in funzione della sua natura e provvedendo al suo allontanamento verso valle (acque assimilabili ad acque bianche) o verso monte (percolato), attraverso tubazioni differenti; nel primo caso il fluido procederà a gravità verso il fosso di guardia, nel secondo caso, invece, sarà inviato in pressione verso gli appositi serbatoi di stoccaggio.

2.1.2 LE SUPERFICI DELLA DISCARICA

La realizzazione dell'impianto destinato ad ospitare la nuova discarica avverrà in contrada Borranea nel Comune di Trapani; il bacino di abbancamento sarà suddiviso in tre vasche (o sottobacini o lotti) fisicamente separate dalle seguenti caratteristiche:

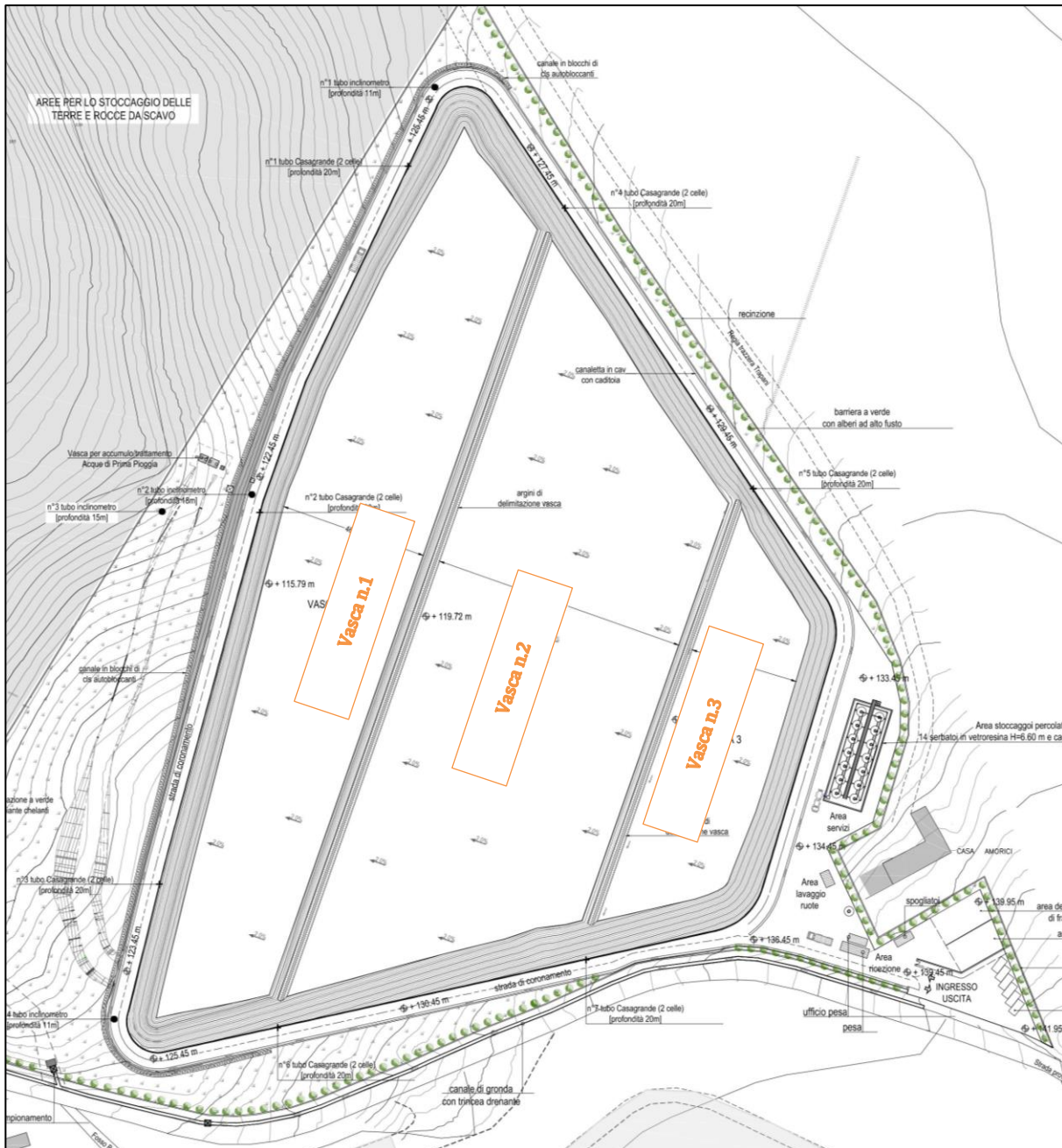


FIGURA 1 – SCHEMA SUDDIVISIONE IN VASCHE DELLA DISCARICA

Vasca n. 1 – è situata nell'area posta a Ovest di tutto l'impianto e occupa una superficie nel fondo vasca di circa 11.400 m². La vasca in progetto viene rimodellata adeguando con scavi e riporti la regolarizzazione del fondo e la pendenza delle scarpate, portando la superficie interessata a circa 15.600 m². L'accesso alla vasca avviene dalla strada principale dell'impianto la quale confluisce direttamente alla base delle celle di coltivazione, facilitando le operazioni di scarico. Il fondo vasca è posta ad una quota pari a circa +116 m s.l.m. Per la sua realizzazione

sono previste terre armate perimetrali e attività di scavo e sistemazione delle scarpate. La vasca è dotata di un sistema di captazione e regimentazione delle acque meteoriche mediante l'installazione di fossi di guardia posti in corrispondenza dei terrazzamenti degli argini. La viabilità di cantiere è posta sulla testa delle terre armate.

Vasca n. 2 – è ubicata a ridosso della vasca n.1 dell'impianto di progetto e posta a valle della vasca di progetto n.3; ha forma pressoché trapezoidale con una superficie interessata pari a circa 18.700 m². L'accesso al sottobacino avviene tramite la viabilità principale interna posta sulla testa dell'argine perimetrale. Il perimetro della cella è protetto da una canaletta di guardia avente la funzione di captare le acque meteoriche di dilavamento delle superfici carrabili ed impermeabili perimetrali. La quota del fondo vasca è posta a circa +121 m s.l.m.

Vasca n.° 3 – è la vasca collocata a Est dell'impianto, al di sopra delle vasche n. 1 e 2. Ha forma pressoché trapezoidale interessando una superficie areale pari a circa 6.000 m². Il fondo vasca è posta a quota +124 m s.l.m..

2.1.3 PRODUZIONE DEL PERCOLATO

La stima dell'andamento della produzione di percolato negli anni di abbancamento dei rifiuti e di gestione post-chiusura si esegue facendo ricorso a modelli di bilancio idrogeologico. Questi modelli valutano la produzione di percolato come differenza tra le precipitazioni medie annue, da una parte, e la somma dell'evapotraspirazione, del ruscellamento superficiale e dell'acqua immagazzinata nell'ammasso di rifiuti (valutata in termini di capacità di campo, secondo la quale non c'è rilascio di liquido da un terreno o dai rifiuti finché non si raggiunge un valore soglia del contenuto d'acqua¹), dall'altra.

¹ Fellner e Brunner, 2010

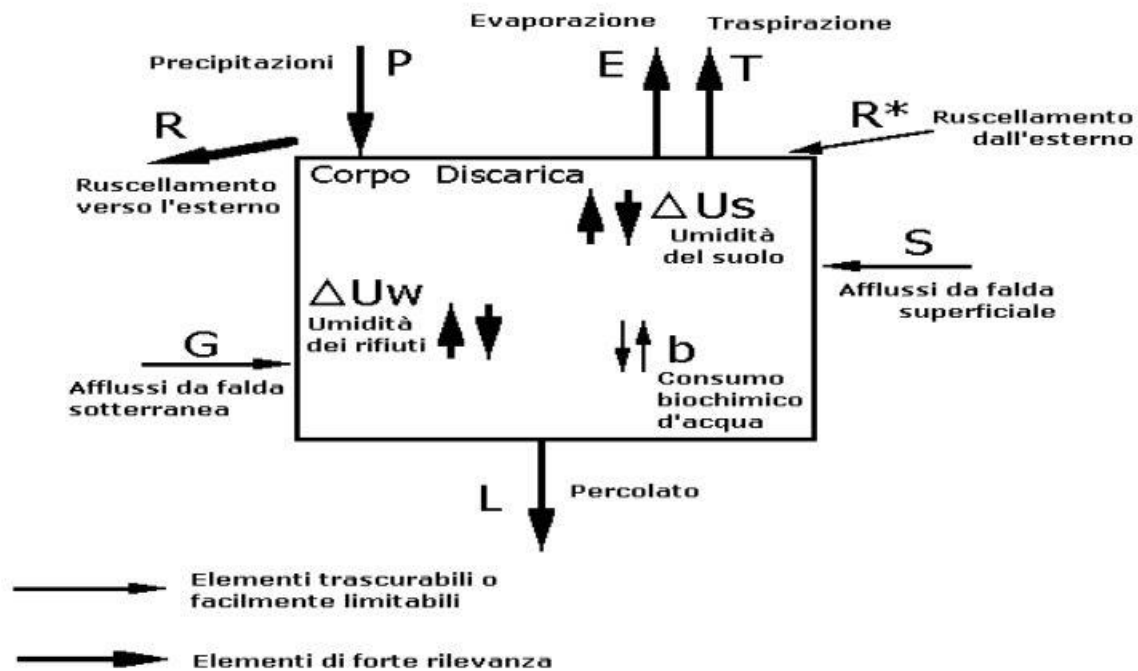


FIGURA 1 – SCHEMA DI BILANCIO IDROLOGICO DI UNA DISCARICA

$$L = P - R - E - T + (\Delta U_s + \Delta U_w) \quad (8)$$

Dal punto di vista teorico, il bilancio si scrive in maniera relativamente semplice per quanto attiene alla fase di gestione post-chiusura, in cui la discarica ha un assetto abbastanza definito; in questo caso, infatti, la principale difficoltà consiste nello stimare l'aliquota della precipitazione media annua che percola attraverso i vari strati della copertura e raggiunge i rifiuti in via di decomposizione, nel corpo rifiuti. Finché l'ammasso di rifiuti e il terreno dei ricoprimenti intermedi non raggiungono la capacità di campo, l'acqua che entra in discarica è trattenuta, determinando un progressivo aumento di umidità. Una volta raggiunta la capacità di campo, si produce percolato. Il bilancio idrogeologico si basa sull'assunzione che, per gli anni successivi alla chiusura della discarica, si avrà la stessa precipitazione, pari alla precipitazione media annua, desunta su base statistica dei dati degli annali pluviometrici relativi alla stazione meteorologica più vicina. Nel caso in cui la copertura della discarica sia del tutto impermeabile non ci sarà alcuna produzione di percolato in fase di gestione post-operativa.

Nel corso del periodo di coltivazione della discarica, la scrittura del bilancio idrologico è complicata dal fatto che l'assetto muta giorno per giorno e che è impossibile da modellizzare, sia per effetto della non perfetta aderenza tra il piano di abbancamento e effettivo conferimento dei rifiuti in discarica sia per il fatto che i rifiuti sono un materiale fortemente eterogeneo.

Tutto ciò premesso, in generale si preferisce riferirsi ad un approccio pratico-operativo per procedere con la verifica della rete di drenaggio e raccolta percolato.

Nel periodo di coltivazione della discarica, in presenza di terreno di copertura provvisoria, la portata media annua di percolato si può stimare con l'ausilio della formula seguente:

$$Q_{p,media} = 0,2 \div 0,3 \cdot P \cdot A \cdot \left(\frac{1}{1000} \right) \quad (9)$$

Dove:

$Q_{p, media}$ = Portata media annua di percolato nel periodo di esercizio ($m^3/anno$);

P = Precipitazione media annua ($mm/anno$);

A = Superficie intercettante del i-esimo settore (m^2);

Nel periodo di post-esercizio della discarica, in presenza di geomembrana perfettamente impermeabile, la portata media annua di percolato si può stimare pari a zero.

2.1.4 SISTEMA DI CAPTAZIONE E DRENAGGIO PERCOLATO

La rete di drenaggio del percolato è costituita da una serie di tubazioni microfessurate installate all'interno di uno strato di materiale drenante. Tali tubazioni conducono il percolato a gravità verso un pozzetto interno alla discarica dal quale si diparte un pozzo costituito da una tubazione dal diametro idoneo ad ospitare al suo interno la pompa di estrazione del percolato stesso.

È stato previsto altresì un secondo sistema di raccolta del percolato totalmente indipendente dal primo e altrettanto isolato idraulicamente che entra in funzione esclusivamente in caso di eventi improbabili e comunque straordinari come la rottura di un telo di fondo, permettendo in tal modo di evitare eventuali contaminazioni nei confronti dell'ambiente circostante. La rete di progetto è stata studiata per rispondere ai seguenti requisiti:

- resistenza alla sollecitazione statica esercitata dal materiale depositato;
- resistenza all'abrasione;
- resistenza alle sollecitazioni termiche;
- resistenza all'aggressione chimica;
- stabilità nel tempo delle caratteristiche fisico-chimiche e meccaniche;
- semplicità di posa;
- adattabilità all'assestamento e eventuali cedimenti del terreno;

- realizzazione giunzioni affidabili.

Al fine di minimizzare i costi di gestione del percolato, il sistema di coltivazione della discarica avverrà per lotti coincidenti essenzialmente con le 3 vasche. Le precipitazioni che insistono sulla vasca in cui si abbancano i rifiuti naturalmente produce percolato, mentre la pioggia che insiste sulle altre vasche non ancora coltivate produrrà solo acque bianche, come già illustrato nei paragrafi precedenti. Non appena si comincerà ad abbancare sulla vasca successiva, si dovrà contestualmente prevedere la disattivazione del bypass al fine di condurre i reflui verso il sistema di accumulo del percolato. Un sistema di valvole garantirà che i flussi siano indipendenti e ben separati. Tale semplice sistema idraulico di valvole è utile a ridurre enormemente i costi di gestione. Ulteriori dettagli sono riportati nella relazione tecnica degli impianti.

Il sistema di captazione e raccolta del percolato prodotto in discarica sarà realizzato con tubazioni di drenaggio PEAD PN 10 del diametro $\varnothing = 355$ mm, disposte sul bordo di valle dei vari settori della discarica ed annegate in uno strato drenante di sabbia e ghiaia. Il fondo delle vasche sarà realizzato in pendenza pertanto il percolato defluisce per gravità verso le condotte di captazione principali e contestualmente, sempre per gravità, verso i pozzetti estremi. Agli estremi dei collettori principali saranno collocati dei pozzetti di raccolta dai quali si dipartono tubi in PEAD da 800 mm adagiati alle sponde della discarica, entro i quali saranno collocate le pompe di sollevamento del percolato. In attesa di essere avviato al trattamento presso impianti autorizzati, il percolato prodotto in discarica dovrà essere stoccato in condizioni di sicurezza. L'estrazione del percolato dal sistema di drenaggio principale, per tutti i settori, avverrà tramite idonee pompe sommerse posizionate nei pozzi di estrazione ed avviato all'impianto di stoccaggio e trattamento. Il sistema funzionerà in automatico mediante galleggianti di attivazione, con la possibilità di funzionamento manuale escludendo i sensori di attivazione e controllo.

2.1.5 LOCALE STOCCAGGIO PERCOLATO

Si prescrive infine che i serbatoi costituenti l'impianto di stoccaggio del percolato siano dotati di un bacino di contenimento che soddisfi i requisiti tecnici prescritti dal punto 8 dell'Allegato all'Ordinanza Commissariale 7 dicembre 2001, il quale recita testualmente che (...) *i serbatoi per rifiuti liquidi devono essere dotati di bacini di contenimento di capacità pari allo stesso serbatoio se questo è dislocato singolarmente oppure, se ve ne sono più di uno, potrà essere realizzato un*

solo bacino di contenimento di capacità pari alla terza parte di quella complessiva del serbatoio ed in ogni caso il bacino dovrà avere dimensioni pari almeno a quelle del serbatoio di maggiore capacità (...). A tal uopo è prevista la formazione di un bacino di contenimento in calcestruzzo di dimensioni 33.00x12.00x1.00 del percolato entro cui verranno collocate n. 14 cisterne in vetroresina appoggiate su platea armata di dimensioni m, ciascuna della capacità di 40 m³ per un volume complessivo di 560 m³.

2.2 RETE DRENANTE ACQUE BIANCHE/PRIMA PIOGGIA

L'approccio metodologico seguito ci ha portato a dimensionare la rete di raccolta delle acque meteoriche e delle acque di prima pioggia in moto uniforme, utilizzando le leggi dell'idraulica che regolano le correnti a pelo libero e le nozioni di idrologia applicata necessarie a stimare l'evento di pioggia di progetto più gravoso.

Le acque meteoriche derivanti dalle precipitazioni atmosferiche riguardano, come detto, sia i piazzali e la viabilità interna in cui i mezzi che li percorrono, trasportando rifiuti solidi urbani, provocano comunque un inquinamento, sia le aree in cui detti mezzi non interferiscono.

Il sistema di raccolta, trasporto e allontanamento delle acque meteoriche è stato progettato dunque, prevedendo due reti differenziate: una per veicolare le acque di dilavamento della viabilità e dei piazzali di servizio e l'altra per le acque di dilavamento delle superfici che non sono in alcun modo interessate direttamente dall'attività di discarica. Alla luce di tali adempimenti, il dimensionamento idraulico del sistema di drenaggio delle acque meteoriche è stato condotto separatamente per le due reti, adottando due metodologie di calcolo differenti in quanto cambiano sia le portate in gioco sia le modalità con cui i volumi di pioggia si trasferiscono dal punto di caduta al punto di captazione e smaltimento finale.

2.2.1 DIMENSIONAMENTO DELL'IMPIANTO DI TRATTAMENTO ACQUE DI PRIMA PIOGGIA

Per “acque di prima pioggia” s’intendono, distinguendole così da quelle meteoriche, le acque che, per ogni evento meteorico, corrispondono ad una precipitazione di 5 mm distribuita uniformemente sull'area scolante servita dalla rete di drenaggio.

In particolare, nel caso in esame, le acque di prima pioggia sono quelle ricadenti sulle piste carrabili, sul piazzale di servizi e sulle aree pavimentate in genere.

Tali acque potrebbero risultare, infatti, da sottoporre a trattamento perché potrebbero contenere sabbie, oli lubrificanti, carburanti, idrocarburi, abrasioni di pneumatici e freni, rifiuti, metalli pesanti, corpi solidi in genere, etc.

A tal fine, in ottemperanza a quanto disposto dall’art. 113 del decreto legislativo 152/2006, vengono raccolte mediante un sistema di canalette e caditoie e convogliate verso la linea di trattamento prevista, composta da un dissabbiatore e un disoleatore, e un filtro a coalescenza (vasca di prima pioggia). In questo modo, separando e trattando le acque di prima pioggia si limita l'inquinamento e il depauperamento delle risorse idriche sotterranee.

Le acque ricadenti sulla pista e sui piazzali saranno, come detto, captate dai pozzetti interrati dotati di caditoia e avviate alla apposita vasca di trattamento ubicata come indicato negli elaborati di progetto.

L’impianto di trattamento delle acque di prima pioggia asservita alla discarica è stato dimensionata in funzione di una superficie afferente complessiva pari a circa 10.000 m² (piste e piattaforma logistica), ovvero per contenere un quantitativo di acque di prima pioggia corrispondente al prodotto di un'altezza di pioggia di 5 mm per la predetta superficie. Per quanto sopra, è stata prevista, a vantaggio di sicurezza, una vasca di prima pioggia della capienza di 60 m³ dislocata nei pressi del ricettore finale, come si evince dalle planimetrie di progetto.

Sulla scorta dei dati pluviometrici ricavati precedentemente, si procede al dimensionamento idraulico delle canalette a sezione rettangolare ubicate al bordo della strada di coronamento.

Si considera che soltanto le acque meteoriche cadute sulla strada di coronamento e sulla piattaforma logistica debbano essere incanalate nelle suddette caditoie, pertanto, dividendo in cinque distinti rami l’afflusso complessivo, si ottiene il seguente risultato. Per il calcolo della portata di massima piena, dopo aver elaborato i dati di massima intensità di pioggia ed aver trovato la funzione che lega il tempo con i millimetri di pioggia caduti, si è calcolata l’altezza di pioggia relativa al tempo di corrivazione T_c ; quest’ultimo è dato dalla seguente espressione, la formula di Pezzoli:

$$T_c = \frac{0.055 \cdot L}{\sqrt{p}} \quad (10)$$

dove:

- T_c = Tempo di corrivazione in ore ;
- L = Lunghezza del maggiore percorso idraulico in Km ;
- p = Pendenza media dell'asta .

Note tutte le componenti, la portata che confluisce in ogni canaletta è stata ottenuta secondo la seguente espressione:

$$Q_c = i_{Tci} \cdot \varphi \cdot A_i \quad (11)$$

dove:

- i_{Tci} : è l'intensità di pioggia associata al tempo di ritorno $T = 10$ anni e alla durata dell'evento pari al tempo di corrivazione di ogni area drenata. Calcolata come:

$$i_{Tci} = \frac{h_{Bell}}{T_{Ci}} \quad (12)$$

- ϕ : è il coefficiente di afflusso relativo ad ogni sottobacino, che come precedentemente spiegato è stato posto pari ad 1;
- A_i : è l'area cui compete ogni ramo del collettore principale afferente all' i -esimo sottobacino.

La rete di drenaggio per il convogliamento delle acque meteoriche ricadenti sui piazzali e sulle strade interne all'impianto è composta da una serie di canalette rettangolari in cemento armato vibrocompresso con larghezza di 50 cm, completa di griglia in acciaio zincato, con caratteristiche e spessori conformi alle norme UNI EN 1433:2008, classe di resistenza D400, e set di portate convogliabili. La determinazione delle dimensioni delle canalette della rete è stata eseguita sulla base di alcune ipotesi semplificative:

- moto uniforme in ogni sezione della canaletta;
- funzionamento autonomo della rete, ovvero ciascun ramo del collettore viene considerato idraulicamente indipendente dagli altri, trascurando l'influenza di eventuali rigurgiti;

- funzionamento sincrono della rete, ovvero si ipotizza che viene raggiunto il massimo livello idrico di progetto in ogni sezione nel medesimo istante, in modo che il tempo di corrivazione e il volume invasato al colmo siano pari a quelli relativi alle condizioni di massimo colmo in tutta la rete;
- utilizzo del modello cinematico per il dimensionamento idraulico dei canali collettori.

Avendo assegnato a ciascun ramo del collettore dimensioni commerciali di 0.5m x 0.3m, e dopo aver ipotizzato un tirante di primo tentativo pari ad un grado di riempimento della canaletta del 50%, ricordando che il tirante massimo consentito, mantenendo un franco di 5 cm, è di 25 cm, allora è stata tracciata la scala di moto uniforme con la formula di Chèzy:

$$Q_{Chèzy}(h_0) = A_0 \cdot \chi_0 \cdot \sqrt{R_0 \cdot i} \quad (13)$$

dove:

- A_0 rappresenta il contorno bagnato, in m^2 , ottenuto come segue:

$$A = B \cdot h_0 \quad (14)$$

- R_0 è il raggio idraulico, in m, dato dal rapporto tra il contorno bagnato A_0 e il perimetro bagnato P , ottenuto secondo la formula:

$$P = B + (h_0 \cdot 2) \quad (15)$$

- χ_0 rappresenta il coefficiente di Chézy [$m^{1/2}/s$], ottenuto secondo l'espressione:

$$\chi_0 = k_s \cdot R^{\frac{1}{6}} \quad (16)$$

con $k_s = 70 m^{1/3}/s$, ossia il coefficiente di scabrezza di di Gauckler-Strickler;

- i indica la pendenza del canale.

Dunque una volta nota la sezione bagnata e la portata di moto uniforme circolante all'interno di ogni collettore, è stato necessario verificare che la portata di moto uniforme fosse superiore o al

più uguale alla portata Q_{progetto} , calcolata precedentemente secondo la formula razionale del modello cinematico.

Si è ripetuto tale procedimento per ogni tratto della rete afferente ad ogni area di drenaggio. Procedendo da monte verso valle, nel calcolo idraulico delle condotte si è provveduto a verificare che ogni tubazione rispettasse i seguenti vincoli:

- grado di riempimento h/D dei collettori circolari non superiore al 80% ;
- velocità minima nel periodo di magra maggiore di 0,5 m/s, al fine di evitare fenomeni di sedimentazione e setticità sul fondo della condotta.

2.2.2 RETE DELLE ACQUE DALLE SUPERFICI INTERNE NON SOGGETTE A TRANSITO MEZZI

Il fondo delle vasche n.1, n.2 e n.3 prima dell'inizio della loro coltivazione sono superfici scolanti non soggette al traffico veicolare. Infatti le acque che sversano direttamente sulla superficie di dette vasche provenienti dalle precipitazioni meteoriche, quando non è ancora iniziata la loro coltivazione, possono essere assimilate ad acque prive di contaminazioni e quindi, per non gravare sul sistema di captazione e smaltimento del percolato, possono essere allontanate come tali.

Per agevolare la raccolta delle suddette acque è stata prevista la realizzazione, nella parte terminale a valle della singola vasca, di un arginello di altezza di circa 1,00 metro, che verrà realizzato con le stesse terre provenienti dallo scavo.

Il sistema costruttivo adottato per la formazione delle vasche, quindi, consente di trattenere le acque meteoriche in maniera differenziata dal percolato; le acque che incidono sul fondo impermeabilizzato dei sottobacini 2 e 3, non coltivati verranno trattate come acque bianche e pompate direttamente nei fossi perimetrali di scolo.

Utilizzando pompe di sollevamento aventi le stesse caratteristiche tecniche per ciascun sottobacino individuato, al fine di ottimizzare la gestione, si considera la maggiore delle superfici delle vasche (la vasca n.2) per dimensionare il volume idrico che ciascuna sistema dovrà smaltire. Si utilizzeranno pompe dalla potenza nominale di 5,5 kW.

2.2.3 RETE DI CAPTAZIONE ACQUE PROVENIENTI DALLE AREE ESTERNE ALL'IMPIANTO

Vengono definite acque bianche esterne quelle raccolte dal sistema di convogliamento acque meteoriche provenienti dallo scolo di aree non direttamente interessate dal transito e dallo stoccaggio dei rifiuti (aree circostanti il sito). La posizione dell'impluvio esistente all'interno del sito della discarica è idonea all'intercettazione delle acque scolanti sulla stessa. Tali acque, non entrando in contatto con le aree di discarica potranno essere recapitate direttamente presso il recettore finale.

Tali acque saranno intercettate da un sistema di canali di gronda rivestiti con un sistema flessibile tipo "block-flex", lungo il perimetro esterno delle tre vasche, al piede delle terre armate; per maggiori dettagli in merito si rimanda agli elaborati grafici; il rivestimento è caratterizzato da una dimensione dei vuoti pari a circa il 18 % in modo da consentire l'intasamento con terreno vegetale e l'impianto di vegetazione di tipo erbacea che oltre a consentire il mascheramento visivo tende a migliorare nel tempo la stabilità del rivestimento stesso e contribuisce a limitare, con la scabrezza indotta, le velocità dello scorrimento superficiale. La conformazione a blocchi consente di realizzare un rivestimento che risulta molto flessibile per adattarsi alla geometria della superficie da proteggere ed assorbire eventuali cedimenti del sottofondo, la discontinuità dei blocchi ed i vuoti presenti consentono di avere una superficie permeabile permettendo al canale di funzionare anche come dreno delle acque in eccesso presenti nelle zone circostanti, come un canale naturale.

Per intercettare le acque esterne alla discarica ed evitare che penetrino all'interno del corpo dei rifiuti sono stati previsti due distinti canali che conferiscono le acque intercettate agli impluvi esistenti nella zona. Il dimensionamento dei canali è stato eseguito mediante il calcolo della massima portata pluviale da convogliare, che si può ottenere con la "formula razionale":

$$Q_{\max} = \frac{S \cdot i \cdot \psi}{3,6} \quad (17)$$

dove:

- "S" è la superficie scolante afferente in una fissata sezione del canale in progetto [km²];
- "i" è l'intensità della pioggia di progetto [mm/h];
- ψ è il coefficiente di deflusso;

Il coefficiente di deflusso è stato calcolato utilizzando la relazione (7)

L'intensità di pioggia è stata ottenuta con l'espressione della curva di probabilità pluviometrica già elaborata, in cui il tempo t è il “tempo di corrivazione”, cioè il tempo impiegato da una particella liquida a percorrere il percorso idraulico maggiore. Il tempo di corrivazione in questo caso è stato calcolato utilizzando la formula di “Kirpich”:

$$\tau_c = 0,000325 * L^{0,77} * \left(\frac{\Delta H}{L} \right)^{-0,385} \quad (18)$$

dove:

- “L” è il percorso idraulico principale più lungo che segue la particella liquida [m];
- “ ΔH ” è il dislivello altimetrico valutato sulla distanza L.

Il progetto del canale è stato condotto scegliendo una sezione trapezoidale di geometria nota (vedi relazione tecnica ed elaborati grafici) e utilizzando la scala di deflusso in moto uniforme. I valori di portata ottenuti dalla scala di moto uniforme (relazione tecnica) sono stati poi confrontati con i valori di portata massima precedentemente calcolati, al fine di verificarne l'intera convogliabilità idraulica.

2.2.4 TRINCEA DRENANTE

Vista la morfologia del territorio, il sito è protetto dallo scorrimento delle acque superficiali a nord da un naturale declivio del terreno, ad ovest da impluvi naturali, ad est dal naturale aumento di quota del terreno.

Al fine di proteggere il sito dal possibile scorrimento di acque superficiali esterne provenienti da sud, è stata progettata una trincea drenante, parallela al confine sud della discarica e al tracciato della S.P. 43.

Il riempimento della trincea (si vedano elaborati grafici) sarà costituito da pietrisco di varia pezzatura; sul fondo di tale trincea sarà posto un tubo spiralato, diametro minimo pari a DN 315, che convoglierà le acque direttamente all'impluvio esistente.

2.3 GESTIONE ACQUE RELUE DI ORIGINE CIVILE

La discarica oggetto di progettazione, sorgerà in C.da Borranea. Nonostante il sito destinato ad ospitare l'insediamento non sia del tutto isolato, infatti, è ivi già presente la discarica di Trapani Servizi, la zona risulta sprovvista di allaccio fognario.

Tale condizione ha determinato la necessità di attrezzare l'impianto di smaltimento (discarica) con adeguato sistema di trattamento (on-site) delle acque reflue di origine civile.

Il sistema di trattamento delle acque reflue scelto è la vasca imhoff, alla quale sarà associata anche una vasca a tenuta per lo stoccaggio dell'effluente chiarificato.

2.3.1 CARATTERISTICHE TECNICHE VASCHE TIPO IMHOFF

Le vasche settiche di tipo IMHOFF sono caratterizzate dalla presenza di compartimenti distinti per il liquame e il fango; sono completamente interrate, sia per permettere un idoneo attraversamento del liquame nel primo scomparto e consentire un'idonea raccolta del fango nel secondo scomparto sottostante con uscita continua del liquame chiarificato.

Devono avere accesso dall'alto a mezzo di apposito vano ed essere munite di idoneo tubo di ventilazione.

Il liquame grezzo entra con continuità, mentre quello chiarificato esce; l'estrazione del fango e della crosta avviene periodicamente da una a quattro volte l'anno; normalmente buona parte del fango viene asportato, essiccato all'aria e usato come concime, od interrato, ovvero conferito ad idonei impianti di smaltimento mentre l'altra parte resta come innesto per il fango.

E' noto che la funzione della fossa settica, tipo IMHOFF è da considerarsi molteplice, infatti:

✓ può essere considerata sotto molti aspetti un vero e proprio sedimentatore o chiarificatore primario, in quanto tutte le sostanze pesanti, affluenti con i liquami sono costrette a flocculare sul fondo della vasca.

✓ può essere considerata un degrassatore — disoleatore in quanto, tutte le sostanze leggere nonché grassi e oli tendono a risalire verso l'alto, dove vengono intrappolate nell'apposito vano centrale di superficie.

✓ può essere considerato un digestore anaerobico a tutti gli effetti, infatti nel comparto di digestione tutti i fanghi sedimentati, causa la mancanza di ossigeno, vengono biodegradati, nel tempo, dal processo anaerobico.

Considerando quindi:

- che in un sedimentatore primario la separazione dei solidi sedimentabili sottrae ad una eventuale e successiva fase di ossidazione una buona parte delle sostanze organiche putrescibili, che in termini percentuali rappresentano il 45% del BOD complessivo di partenza - che quindi viene abbattuto poiché le suddette sostanze passano direttamente alla digestione anaerobica.
- che la separazione dei residui oleosi e grassi dalle acque chiarificate comportano un ulteriore abbattimento medio del BOD di partenza pari al 25% circa.

Il sistema Imhoff consentirà di ottenere, quindi, i seguenti abbattimenti:

- BOD: abbattimento previsionale circa il 70%
- Solidi sospesi sedimentabili: abbattimento previsionale circa il 90%
- Solidi sospesi totali: abbattimento previsionale circa il 60%.

Le fosse imhoff devono essere conformi alla norma UNI EN 12566-1 e 12566-3.

Devono distare almeno 2 metri dai confini (Art. 889 Codice Civile); devono avere almeno 1 metro di distanza dalle fondamenta degli edifici cui sono associate.