Allegato D:

Addendum alla Relazione Idraulica (030-006R05E01)

S O M M A R I O

1. PREMESSA ... 3

2. INQUINAMENTO DELLE ACQUE (PERCOLATO) ... 5
2.1 Volumi di percolato prodotti ... 5
2.1.1 Volumi di percolato prodotti attualmente ... 5
2.1.2 Volumi di percolato prodotti a seguito dell'ampliamento ... 6
2.1.3 Volumi di percolato prodotti nella fase di gestione post-operativa ... 9
2.2 Gestione del percolato ... 9

3. REGIMAZIONE IDRAULICA ... 16
3.1 Richieste di integrazione ... 16
3.2 Invarianza idraulica ... 16

4. DIMENSIONAMENTO DELLA VASCA DI LAMINAZIONE ... 18
4.1 Scelta dei criteri per il dimensionamento dell'invaso ... 18
4.1.1 Metodo delle sole piogge ... 18
4.1.2 Metodo cinematico (o della corrivazione) ... 19
4.1.3 Metodo cinematico esteso ... 20
4.2 Dati di progetto ... 22
4.2.1 Precipitazioni ... 22
4.2.2 Trasformazione afflussi – deflussi ... 22
4.2.3 Tempo di corrivazione ... 23
4.2.4 Portata di taglio ... 23
4.3 Dimensionamento della vasca ... 24
4.3.1 Metodo delle sole piogge ... 24
4.3.2 Metodo cinematico ... 24
4.3.3 Metodo cinematico esteso ... 24
4.3.4 Sintesi dei risultati ... 25
4.4 Progettazione della vasca di laminazione ... 26
4.5 Dimensionamento delle luci di scarico ... 26
4.5.1 Stramazzo sommitale ... 26
4.5.2 Tubazione di fondo ... 27

4.6 Bibliografia 29

Figure fuori testo:

Figura 1: Schema della rete fognaria tra lo scarico del percolato della discarica di Bossarino e l'impianto di depurazione di Savona

Allegati:

Allegato 1: Assenso preventivo continuazione gestione percolato con convenzione attuale

1. PREMESSA

Nella presente relazione verranno affrontati i seguenti argomenti richiesti dalla della Regione Liguria - Dipartimento Territorio (Prot. N. PG/2016/0248365 del 27/10/2016), nell'ambito della procedura di Valutazione di Impatto Ambientale Regionale.

"per quanto riguarda l'inquinamento delle acque (percolato):

Il proponente

1) *dettagli per i vari lotti in un'unica tabella i volumi di percolato prodotti attualmente, a seguito dell'ampliamento e quelli nella fase post-operativa;*
2) *chiarisca se si prevede la dismissione dell'attuale impianto di chiari-flocculazione e l'installazione in sostituzione di un impianto di ultrafiltrazione;*
3) *rappresenti con un diagramma le quantità di percolato veicolate in pubblica fognatura rispetto al totale del percolato prodotto sia rispetto all'attuale assetto della discarica che a quello a seguito del previsto ampliamento;*
4) *riporti uno schema del sistema di trattamento e smaltimento del percolato con l'immissione in pubblica fognatura fino all'impianto di depurazione di Savona evidenziando la presenza di sfioratori di piena, impianti di sollevamento e relative condotte di emergenza;*
5) *confermi se la capacità complessiva delle vasche di raccolta del percolato sarà pari a 3050 m^3 (1300 m^3 esistenti + 1750 m^3 di nuova realizzazione)*
6) *dettagli quale sia in condizioni operative di normale 'funzionamento il volume residuo disponibile delle vasche di raccolta del percolato;*
7) *descriva e preveda l'implementazione nei documenti dei piani di gestione della discarica delle procedure/azioni atte ad evitare il conferimento in pubblica fognatura del percolato quando si verifichi l'attivazione di sfioratori o scarichi di emergenza e valuti in presenza di eventi di precipitazione estremi la quantità del percolato prodotto in relazione alla capacità residua di contenimento delle vasche di percolato ed alla capacità di trattamento dell'impianto;*
8) *riporti l'assenso preventivo da parte dell'Aio Centro Ovest 1 rispetto all'incremento presunto di percolato prodotto evidenziando altresì: le eventuali deroghe e la portata massima istantanea conferibile nella pubblica fognatura.*

Le richieste relative all'inquinamento delle acque sono riportate nel paragrafo 2.

"per quanto riguarda gli aspetti di stabilità dei versanti e regimazione idraulica:

4) *nella progettazione non è stata presa in considerazione la problematica relativa a impatti sull'infiltrazione e sulla velocità di corrivazione delle acque raccolte dalle nuove opere di regimazione della acque meteoriche. Al fine di evitare incrementi delle portate di piena a valle che possano mettere in crisi i tratti più critici dei corsi d'acqua recettori, è necessario che le valutazioni e i calcoli idraulici comportino una revisione e integrazione delle opere di regimazione in modo che il nuovo assetto dei deflussi che si vuole proporre non comporti incrementi delle portate specifiche nell'unità di tempo, alla chiusura del bacino interessato dalla discarica in rispetto del concetto di invarianza idraulica*

Le risposte alle richieste di integrazione relative alla regimazione idraulica sono contenute nei paragrafi 3 e 4.

2. INQUINAMENTO DELLE ACQUE (PERCOLATO)

2.1 Volumi di percolato prodotti

Nel presente paragrafo si risponde alle richieste di integrazione di cui al punto 1)

1) dettagli per i vari lotti in un'unica tabella i volumi di percolato prodotti attualmente, a seguito dell'ampliamento e quelli nella fase post-operativa.

Di seguito si riporta la Tabella con i volumi richiesti nella quale è proposta anche una stima della produzione di percolato per le diverse fasi realizzative dell'ampliamento in progetto.

<table>
<tr><th colspan="2">VOLUMI DI PERCOLATO PRODOTTI ATTUALMENTE</th><th colspan="2">VOLUMI DI PERCOLATO PRODOTTI A SEGUITO DELL'AMPLIAMENTO</th><th colspan="2">VOLUMI DI PERCOLATO PRODOTTI NELLA FASE POST OPERATIVA</th></tr>
<tr><td rowspan="3">35'260 m³</td><td rowspan="2">IMPIANTO PREESISTENTE + 1° AMPLIAMENTO 10'760 m³</td><td rowspan="3">43'485 m³</td><td>IMPIANTO PREESISTENTE + 1° AMPLIAMENTO 3'509 m³</td><td rowspan="3">14450 m³</td><td>2° AMPLIAMENTO VARIANTE 3 + AREA NON INTERESSATA DALL'AMPLIAMENTO 8204 m³</td></tr>
<tr><td>2° AMPL. VARIANTE 3 15'751 m³</td><td rowspan="2">AMPLIAMENTO IN PROGETTO Lotto 1A 1526 m³</td></tr>
<tr><td>2° AMPL. VARIANTE 3 24'500 m³</td><td>AMPLIAMENTO IN PROGETTO 24'225 m³</td><td>AMPLIAMENTO IN PROGETTO Lotto 1B e Lotto 2 4720 m³</td></tr>
</table>

Tabella 2.1 – Stima produzione complessiva di percolato prodotti attualmente, a seguito dell'ampliamento e in fase post-operativa

2.1.1 Volumi di percolato prodotti attualmente

Per il volume di percolato attualmente prodotto, si può fare riferimento a quanto riportato nella Relazione Annuale 2015, redatta da Waste Italia nell'Aprile 2016:

Totale percolato scaricato in fognatura nel 2015: ***34'850 m³***

Tale dato risulta in buon accordo con la stima riportata nella Relazione Idraulica della Variante al Progetto Definitivo di Ampliamento (var. 3) del 2013 (rif.: 07144-157R04E03, Studio Geotecnico Italiano, 07/03/2013), ove la produzione annuale di percolato calcolata per la discarica nella configurazione attualmente autorizzata ammonta a ***35'260 m³*** (24'500 m³ dal 2°

ampliamento variante 3, 10'760 m^3 dalla restante parte della discarica, si veda la Figura seguente).

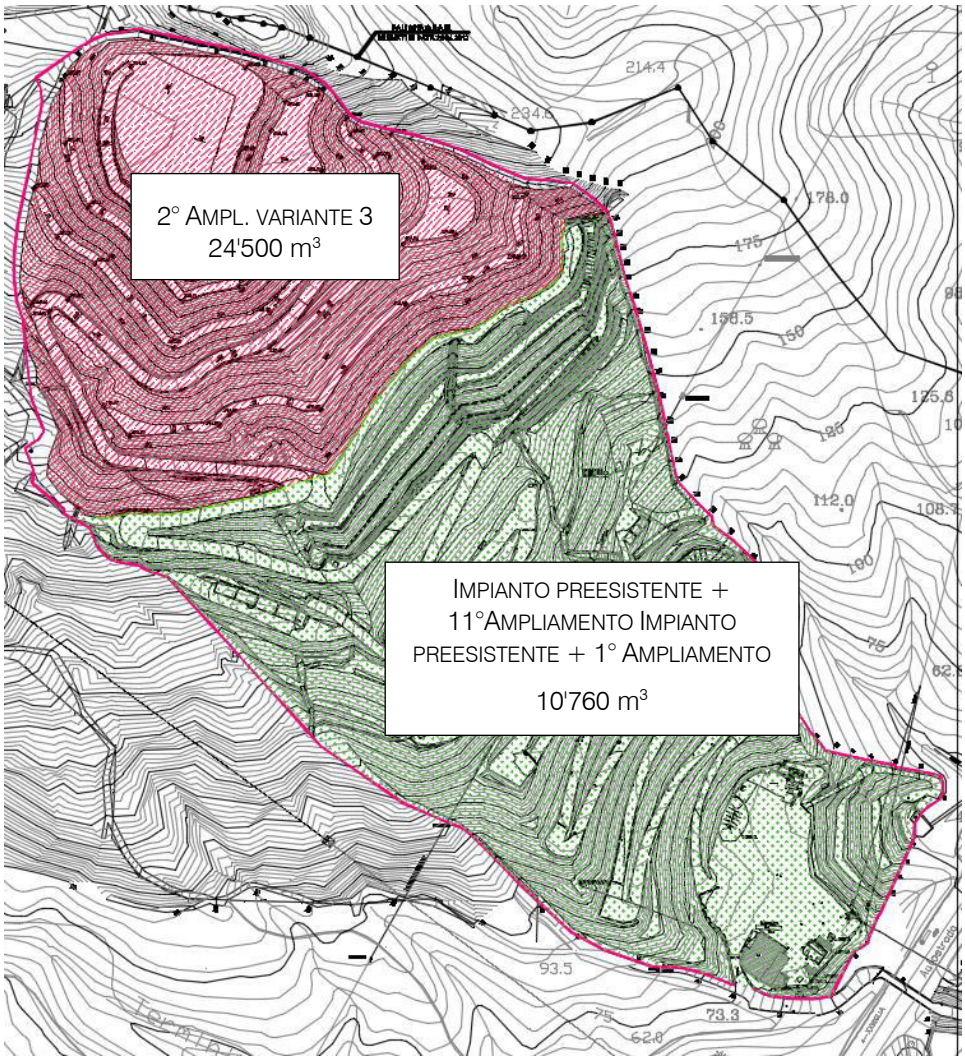


Figura 2-1: Suddivisione dell'impianto attualmente autorizzato per il calcolo della produzione di percolato

2.1.2 Volumi di percolato prodotti a seguito dell'ampliamento

Sulla base di quanto elaborato nella Relazione Idraulica del Progetto Definitivo di ampliamento Lato Est (rif.: 030-2015006R05E01, Desmos Ingegneria Ambiente ed Energia del 05/08/2016), la produzione annua di percolato durante la fase di gestione operativa dell'ampliamento in progetto, calcolata per l'intera discarica è stimata in ***43'485 m^3/annui***.

La stima così calcolata deriva dal contributo di diverse porzioni dell'impianto, così come riportato nella seguente Tabella e nella seguente Figura:

Percolato ampliamento in progetto	24’225	m^3 /annui
Percolato Impianto autorizzato 2° ampliamento var 3	15’751	m^3 /annui
Percolato Impianto autorizzato 1° ampliamento (non interessato dal progetto)	2’974	m^3 /annui
Percolato Impianto autorizzato 1° ampliamento (sotto l’ampliamento in progetto)	535	m^3 /annui
TOTALE	43’485	m^3 /annui

Tabella 2.2 – Stima produzione complessiva di percolato durante la fase di gestione operativa ampliamento in progetto

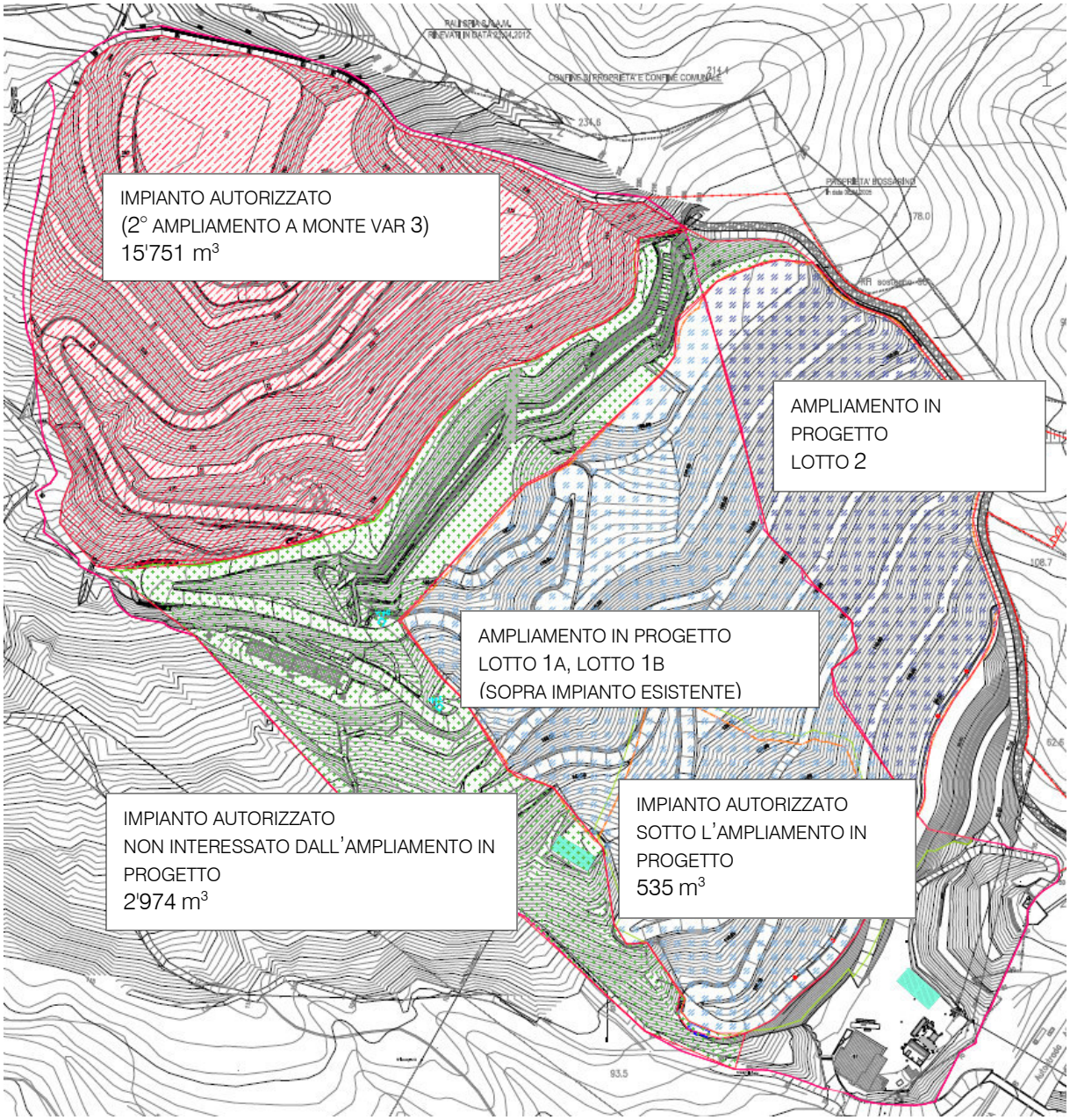


Figura 2-2: Suddivisione dell'impianto autorizzato e dell'ampliamento in progetto per il calcolo della produzione di percolato

Per i dettagli in merito ai calcoli effettuati si rimanda al par. 8.1 della citata relazione idraulica (rif.: 030-2015006R05E01, Desmos Ingegneria Ambiente ed Energia del 05/08/2016).

2.1.3 Volumi di percolato prodotti nella fase di gestione post-operativa

Per quel che attiene le valutazioni quantitative circa la produzione di percolato in fase di post-chiusura, è stata ipotizzata una produzione media pari al 4% della precipitazione media annua con riferimento alle medie annuali più recenti per la zona in oggetto (circa 900 mm/annui) da considerarsi come valore in linea con l'attuale andamento tendenziale.

Si precisa che per il calcolo della produzione di percolato in fase di gestione operativa, sono state invece impiegate le medie mensili già elaborate nelle precedenti fasi progettuali (circa 1'220 mm/annui), relative ai dati di precipitazione della stazione di Segno (250 m s.l.m.) per il periodo 1950 – 1984. Tali medie, essendo più cautelative sono state impiegate per il calcolo della produzione di percolato in fase di gestione operativa, mentre per la fase di gestione post – operativa (30 anni) si utilizzerà di seguito il dato più aggiornato di 900 mm/annui.

Considerando le diverse superfici della discarica, si ottengono le seguenti produzioni di percolato:

AREA	Superficie* m^2	Percolato m^3 /annui
Ampliamento in progetto Lotto 1A, 1B e Lotto 2	~101'260	3'645
2° Ampliamento variante 3	~110'000	3'960
Discarica originale e primo ampliamento (esclusa la sovrapposizione con i lotti 1A e 1B)	~49'000	1'764
TOTALE		9'639

Superfici : Proiezione orizzontale area esposta alla precipitazione

Tabella 2.3 – Stima produzione complessiva di percolato durante la fase di gestione post-operativa per la discarica attuale e per l'ampliamento in progetto

Complessivamente, la stima del volume di percolato prodotta nella fase di gestione post operativa ammonta pertanto a:

9'639 m^3/annui.

Utilizzando il valore già impiegato nelle precedenti fasi progettuali (circa 1'220 mm/annui) si ottiene:

13.066 m^3/annui.

2.2 Gestione del percolato

Nel presente paragrafo si risponde alle richieste di integrazione di cui ai punti:

2) *chiarisca se si prevede la dismissione dell'attuale impianto di chiari-flocculazione e l'installazione in sostituzione di un impianto di ultrafiltrazione;*

Si conferma che l'attuale impianto di chiari-flocculazione verrà dismesso e verrà installato in sostituzione l'impianto di ultrafiltrazione.

3) *rappresenti con un diagramma le quantità di percolato veicolate in pubblica fognatura rispetto al totale del percolato prodotto sia rispetto all'attuale assetto della discarica che a quello a seguito del previsto ampliamento;*

Come già riportato nella relazione del SIA "Storia del sito" (ns rif. 030-007R08E01) le quantità di percolato scaricate in fognatura nel periodo 2011-2016, a confronto con il totale delle piogge annuali sono le seguenti:

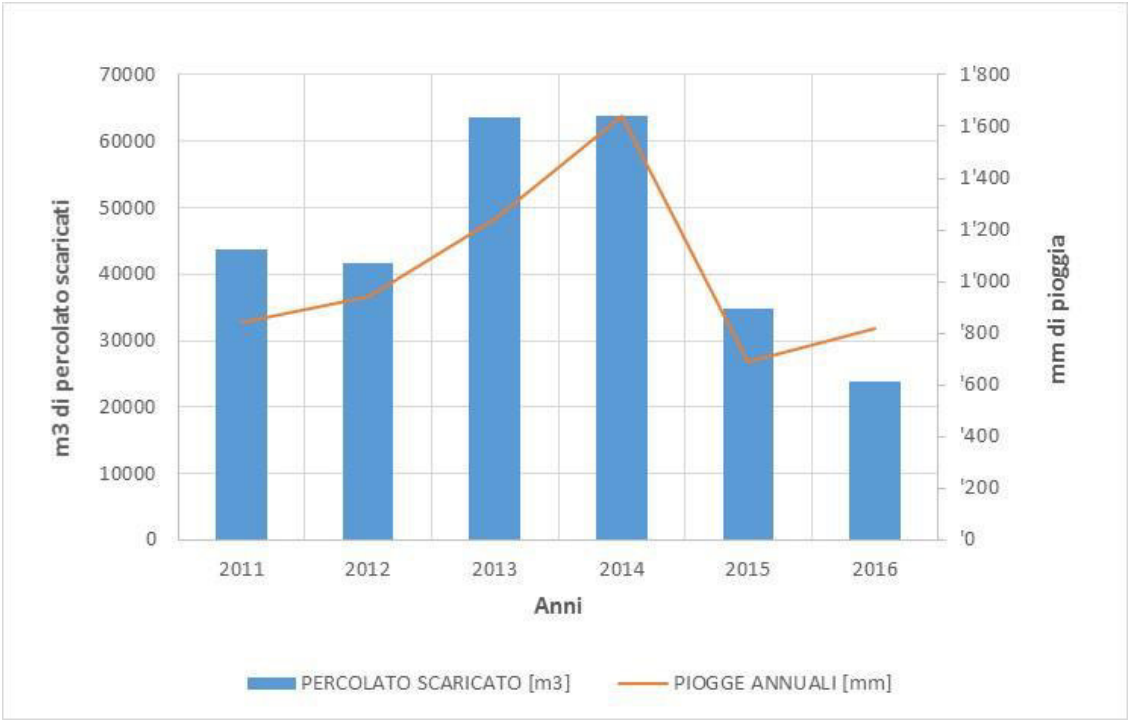


Figura 2-3 Quantità di percolato scaricate in fognatura

Questo grafico mostra che allo stato attuale la quantità annuale di percolato scaricato in fognatura minimo è di 23'885 m^3 (2016) mentre il dato massimo è di 63'837 m^3 (2014).

Il calcolo del percolato prodotto nella fase attuale è di circa 35'260 m^3/anno, compreso tra il minimo e il massimo quantitativo registrato allo scarico in fognatura.
Si evidenzia che, come riportato nel Progetto di ampliamento ed in particolare nella Relazione Geotecnica (ns rif. 030-006R04E01), il livello di percolato registrato nei rifiuti durante la campagna di indagine eseguita nel Luglio 2016 è pari a circa 1 metro, dato soddisfacente dal punto di vista della gestione operativa. Ciò dimostra che non ci sono accumuli importanti nel corpo rifiuti e che quindi il percolato scaricato è sostanzialmente equivalente a quello prodotto.

Per quanto riguarda il progetto di ampliamento il calcolo di produzione di percolato indica un quantitativo medio annuo di circa 43'485 m^3 di percolato prodotto (vedi paragrafo 8.1.3 della Relazione Idraulica di progetto, ns rif. 030-006R05E1).
Per tenere conto dei picchi di produzione del percolato, dall'analisi dei dati di percolato scaricato negli ultimi anni nello stato attuale della discarica, si è calcolato il seguente fattore correttivo:
63'837 m^3 (quantitativo scaricato nel 2014)/ 35'260 (stima della quantità di percolato prodotto annualmente)= 1,81
Se si applica lo stesso fattore correttivo al quantitativo di percolato stimato per l'assetto della discarica a seguito dell'ampliamento previsto, si ottiene:
43'485 x 1.81= 78'840 m^3 (massimo quantitativo di percolato previsto per il futuro assetto della discarica)
Tale stima risulta possibile considerando che le superfici di coltivazione "aperte" ossia non dotate di coperture a bassa permeabilità (circa 25'000 m^2) sono di medesima estensione, se non addirittura inferiori, sia nello stato attuale sia a seguito dell'ampliamento previsto.
Se si divide il massimo quantitativo di percolato previsto per il futuro assetto della discarica annuale per 365 giorni, si ottiene una portata media giornaliera di percolato di circa 216 m^3/giorno, inferiore alla portata massima scaricabile in fognatura (300 m^3/giorno) autorizzata.

4) *riporti uno schema del sistema di trattamento e smaltimento del percolato con l'immissione in pubblica fognatura fino all'impianto di depurazione di Savona evidenziando la presenza di sfioratori di piena, impianti di sollevamento e relative condotte di emergenza;*

Il sistema di raccolta e trattamento del percolato di progetto prevede lo scarico nella rete fognaria e l'invio all'impianto di depurazione consortile di Savona.
Lo schema di raccolta e trattamento del percolato all'interno della discarica è riportato negli elaborati di progetto (vedi elaborati grafici 030-006D06E01, 030-006D07E01, 030-006D06E01 e 030-006D06E01) mentre nella Figura 1 fuori testo allegata alla presente relazione è riportato lo schema della rete fognaria tra lo scarico del percolato della discarica di Bossarino e l'impianto di depurazione di Savona desunto dai dati forniti a Waste dal Comune di Vado Ligure e dai gestori dell'impianto di depurazione.

5) *confermi se la capacità complessiva delle vasche di raccolta del percolato sarà pari a 3050 m^3 (1300 m^3 esistenti + 1750 m^3 di nuova realizzazione)*

La capacità delle vasche di raccolta del percolato esistenti e che verranno mantenute (secondo ampliamento a monte) è di 1'600 m^3. Il volume delle vasche di nuova realizzazione, che in parte sostituiscono quelle esistenti, è di 1'750 m^3.
La capacità complessiva delle vasche è quindi pari a 3'350 m^3.

6) *dettagli quale sia in condizioni operative di normale 'funzionamento' il volume residuo disponibile delle vasche di raccolta del percolato;*

In condizioni operative di normale funzionamento allo stato attuale viene mantenuto un livello di altezza di percolato nelle vasche di raccolta del percolato di circa 1 m.
Per quanto riguarda le condizioni operative previste in fase di ampliamento della discarica si prevede di mantenere lo stesso criterio operativo di riempimento delle vasche fino a circa 1 metro di altezza di percolato.
Considerando il volume e le dimensioni delle vasche (vedi punto 5 precedente ed elaborati grafici di progetto), il volume residuo disponibile delle vasche di raccolta del percolato sarà di 1'190 m^3 + 920 m^3 circa per un totale di 2'100 m^3 circa.
Inoltre, all'atto dell'apertura dell'ampliamento alla coltivazione, l'ampliamento autorizzato a monte sarà dotato di copertura provvisoria e nelle fasi successive si provvederà a posare progressivamente la copertura definitiva.

Questo comporterà una diminuzione sostanziale della produzione di percolato in quest'area e di conseguenza una riduzione dell'apporto di percolato alle vasche esistenti nell'area di ampliamento a monte (capacità totale 1'600 m^3): ciò renderà possibile, tramite la realizzazione di un collegamento tra le vasche di nuova realizzazione e quelle esistenti, un aumento del volume residuo disponibile per l'accumulo del percolato.
Il criterio generale di normale funzionamento in condizioni operative sarà quello di mantenere il battente nelle vasche di percolato il più basso possibile e comunque mai superiore a 1 metro (Volume residuo ≥ 2'100 m^3 circa).

7) *descriva e preveda l'implementazione nei documenti dei piani di gestione della discarica delle procedure/azioni atte ad evitare il conferimento in pubblica fognatura del percolato quando si verifichi l'attivazione di sfioratori o scarichi di emergenza e valuti in presenza di eventi di precipitazione estremi la quantità del percolato prodotto in relazione alla capacità residua di contenimento delle vasche di percolato ed alla capacità di trattamento dell'impianto;*

Si precisa che quanto segue costituisce implementazione del piano di gestione operativa.
In caso di attivazione di sfioratori o scarichi di emergenza nella rete fognaria, per evitarne il conferimento in fognatura, il percolato prodotto verrà accumulato nelle relative vasche di stoccaggio.
Come riportato nel punto precedente (punto 6), il volume residuo delle vasche, in condizioni di normale funzionamento, è di circa 2'100 m^3.
Se si considera che la portata massima di percolato stimata pari a circa 216 m^3/giorno, si ottiene che le vasche potranno stoccare il percolato mediamente per circa 9.7 giorni, con un minimo di 7 giorni se si considerasse in via teorica la portata massima di scarico autorizzata pari a 300 m^3/giorno. Applicando il dato progettuale si ottiene una capacità di stoccaggio temporaneo di 17.5 giorni.
In condizioni di emergenza prolungate oltre il numero massimo di giorni in cui è possibile stoccare il percolato nelle vasche, sarà possibile utilizzare autobotti per il trasporto a impianti di depurazione alternativi.

Per quanto riguarda il verificarsi di eventi di precipitazione estrema innanzitutto si evidenzia che la produzione di percolato non aumenta proporzionalmente all'intensità di pioggia, poiché in tal caso l'infiltrazione diminuisce a favore del ruscellamento.

Di conseguenza, ai fini della produzione di percolato, gli eventi estremi per la produzione sono rappresentati dagli episodi in cui la precipitazione ha una lunga durata unita ad un'intensità anche non troppo elevata.

Al verificarsi di tali eventi, la produzione di percolato, benché possa raggiungere dei quantitativi medi superiori a quelli stimati, non è preoccupante dal punto di vista delle portate generate.

A tal proposito si può citare l'evento piovoso estremo del novembre 2014, durante il quale si è verificata un'alluvione, e per il quale i dati indicano una portata media di percolato scaricata in fognatura nel mese di Novembre pari a circa 273,4 m^3/giorno, inferiore alla portata massima scaricabile.

Per quanto riguarda la capacità dell'impianto di trattamento, si ribadisce che l'impianto di trattamento previsto dal presente progetto di ampliamento, analogamente a quello esistente, può trattare un quantitativo massimo di circa 4 m^3/h di percolato, ovvero un massimo di 96 m^3/giorno, e che verrà utilizzato esclusivamente in caso di necessità fisico-chimiche di trattamento come già previsto dalle deroghe attualmente vigenti (AIA Provvedimento Dirigenziale n°2173/2014).

8) *riporti l'assenso preventivo da parte dell'ATO Centro Ovest 1 rispetto all'incremento presunto di percolato prodotto evidenziando altresì: le eventuali deroghe e la portata massima istantanea conferibile nella pubblica fognatura.*

Per quanto riguarda lo scarico in fognatura si riporta nell'Allegato 1 il benestare a mantenere l'attuale convenzione.

Si precisa che si conferma la portata massima attualmente autorizzata all'interno dall' AIA vigente (Tabella E-2A-1, Allegato C al Provvedimento Dirigenziale n°2173/2014) pari a 300 m^3/giorno.

3. REGIMAZIONE IDRAULICA

3.1 Richieste di integrazione

3.2 Invarianza idraulica

Per invarianza idraulica si intende che la portata di picco, in una fissata sezione e per un determinato tempo di ritorno, non cambi a seguito di interventi al bacino afferente la sezione considerata.
Per verificare che gli interventi in progetto soddisfino questo principio vanno innanzitutto individuati i bacini a cui riferire i calcoli. Nel caso specifico sono presenti due bacini principali: quello in destra orografica e quello in sinistra orografica.
I modelli impiegati per la determinazione della portata di picco sono funzione della superficie scolante e delle caratteristiche della stessa (pendenza, uso del suolo, permeabilità, ecc).

Per quel che riguarda il bacino in destra orografica, le sue caratteristiche restano pressoché invariate in quanto il progetto di ampliamento non determina variazioni sostanziali all'area del bacino (circa 10 ha) né alle caratteristiche dello stesso. Infatti, la posizione del canale di gronda non viene modificata, la superficie scolante è sempre quella di una discarica dotata di capping impermeabile soggetto a recupero vegetazionale e le pendenze medie non vengono modificate in maniera sostanziale. Si ritiene pertanto che per il bacino in destra orografica sia rispettata l'invarianza idraulica.

Per quel che riguarda invece il bacino in sinistra orografica, pur mantenendo la medesima area, con lo spostamento del canale di gronda si modificano le proporzioni tra superfici di discarica (che aumentano) e superfici naturali (che diminuiscono) variando così anche le caratteristiche di permeabilità e la pendenza media.
Da ciò si può desumere che, se non vengono attuati degli specifici interventi, in sinistra orografica non sussiste l'invarianza idraulica.
Facendo riferimento al metodo del CIMA già descritto nella Relazione idraulica presentata (rif. 030-006R05E01, paragrafo 4.1.1.) ed a un periodo di ritorno di 200 anni, alla sezione di chiusura del bacino (si veda sezione n.55 nella tavola presentata "Sistema di regimazione delle

acque meteoriche" rif.: 030-006D19E01) la portata di picco è pari a 6.35 m^3/s per il progetto autorizzato e 7.15 m^3/s per il progetto di ampliamento come dettagliato nelle tabelle seguenti.

TIPO DI SUPERFICIE	TEMPO DI RITORNO [anni]	TIPO DI BACINO	K_T	S [km^2]	U	Q [m^3/s]
Esterna alla gronda	200	D	5.02	0.104	5.09	2.65
Interna alla gronda	200	A	5.02	0.081	9.07	3.70
Totale				0.185		6.35

Tabella 3.1 Calcolo della portata di picco duecentennale in sinistra orografica per la discarica autorizzata

TIPO DI SUPERFICIE	TEMPO DI RITORNO [anni]	TIPO DI BACINO	K_T	S [km^2]	U	Q [m^3/s]
Esterna alla gronda	200	D	5.02	0.067	5.09	1.72
Interna alla gronda	200	A	5.02	0.119	9.07	5.43
Totale				0.186		7.15

Tabella 3.2 Calcolo della portata di picco duecentennale in sinistra orografica per la discarica ampliata

Al fine di garantire l'invarianza idraulica, si propone pertanto la realizzazione di una vasca di laminazione delle portate subito a monte della sezione di chiusura del bacino.

4. DIMENSIONAMENTO DELLA VASCA DI LAMINAZIONE

4.1 Scelta dei criteri per il dimensionamento dell'invaso

Per il dimensionamento della vasca di laminazione sono stati considerati i tre diversi metodi approssimati di calcolo qui di seguito presentati che permettono di effettuare una valutazione senza conoscere la forma dell'onda di piena in ingresso alla vasca.

I metodi utilizzati nello specifico sono:

- metodo delle sole piogge;
- metodo cinematico (o della corrivazione);
- metodo cinematico esteso (Modica, 1996).

Il volume di invaso sarà quello determinato dal risultato più cautelativo.

4.1.1 Metodo delle sole piogge

Il metodo delle sole piogge si basa sulla conoscenza della curva di possibilità pluviometrica e della portata massima in uscita, ipotizzata costante e, eccezion fatta per le sole perdite idrologiche, non considera gli effetti del bacino (trasformazione afflussi-deflussi). Si considera infatti l'idrogramma entrante coincidente con lo ietogramma costante ricavabile dalle curve di possibilità pluviometrica; pertanto, il volume affluito durante un evento di durata θ è pari a:

$$Wa = \varphi \cdot S \cdot a \cdot \theta^n \tag{4.1}$$

Dove:

φ è il coefficiente di afflusso

S è la superficie del bacino

a, n sono i coefficienti delle LSPP

θ è la durata dell'evento piovoso

Il volume allontanato dalla vasca nello stesso periodo di tempo, considerando un efflusso costante (Qe), è:

$$We = Qe \cdot \theta \tag{4.2}$$

La differenza (Wa-We) determina il volume invasato durante l'evento che risulta pari a:

$$W = Wa - We = \varphi \cdot S \cdot a \cdot \theta^n - Qe \cdot \theta \tag{4.3}$$

Al fine di valutare il volume della vasca di laminazione è necessario ricavare l'evento critico, definito dalla durata che rende massimo il volume invasato nella vasca, fissata la portata uscente Qe e la curva di possibilità pluviometrica (vedi Figura 4-1).

La durata predetta si ottiene derivando rispetto a θ la relazione che definisce il volume invasato e uguagliando a 0 la derivata:

$$\frac{dW}{d\theta} = \varphi \cdot S \cdot a \cdot n \cdot \theta^{n-1} - Qe = 0$$
$$\theta w = \left(\frac{Qe}{(\varphi \cdot S \cdot a \cdot n)} \right)^{\left(\frac{1}{n-1}\right)} \tag{4.4}$$

Si ottiene:

$$W_{\max} = \varphi \cdot S \cdot a \cdot \left(\frac{Qe}{(\varphi \cdot S \cdot a \cdot n)} \right)^{\left(\frac{n}{n-1}\right)} - Qe \cdot \left(\frac{Qe}{(\varphi \cdot S \cdot a \cdot n)} \right)^{\left(\frac{1}{n-1}\right)} \tag{4.5}$$

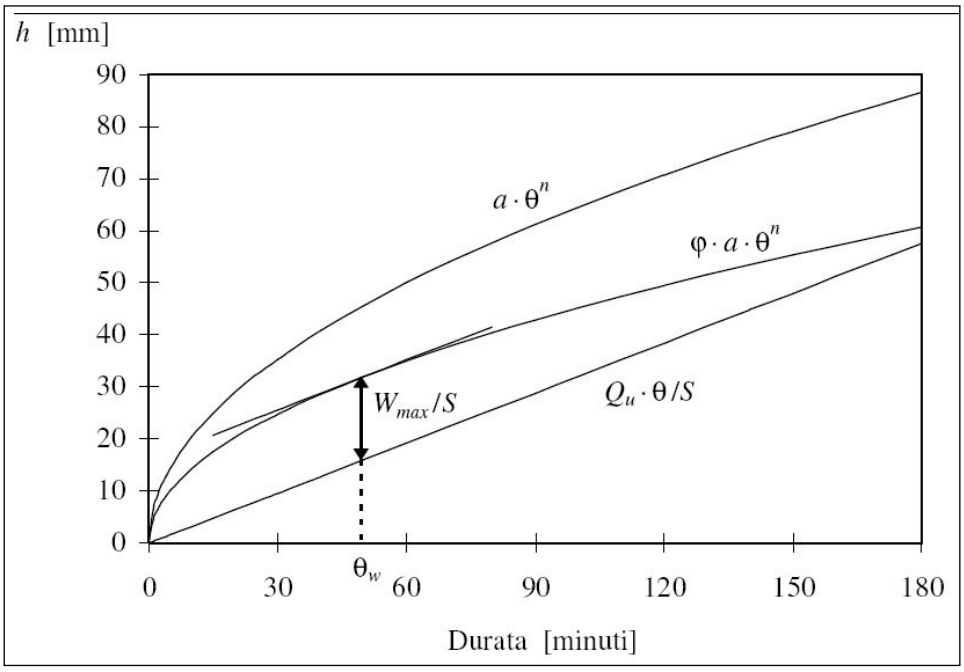


Figura 4-1 Rappresentazione del volume ottenuto col metodo delle sole piogge

4.1.2 Metodo cinematico (o della corrivazione)

Il metodo di calcolo considera l'effetto di ritardo introdotto dal bacino; esso si basa sulle seguenti ipotesi:

- Ietogramma costante;
- Curva aree-tempi lineare;
- Portata costante in uscita.

Si considera l'idrogramma entrante trapezio come quello che si otterrebbe nell'ipotesi di legge aree-tempi lineare per eventi di durata θ maggiore del tempo di corrivazione del bacino Tc.

Il volume affluito nella vasca nell'evento di durata θ è pari a

$$Wa = \left(\varphi \cdot S \cdot a \cdot \theta^{n-1} - Qe\right) \cdot \left(\theta - Tc\right) + Tc \cdot \left(\frac{(\varphi \cdot S \cdot a \cdot \theta^{n-1} - Qe)^2}{\left(\varphi \cdot S \cdot a \cdot \theta^{n-1}\right)} \right) \tag{4.6}$$

Il volume allontanato dalla vasca nello stesso periodo di tempo, considerando un efflusso costante (Qe), è:

$$We = Qe \cdot \theta \tag{4.7}$$

La differenza (Wa-We) determina il volume invasato durante l'evento che risulta pari a:

$$W = \left(\varphi \cdot S \cdot a \cdot \theta^{n}\right) + Tc \cdot \left(\frac{Qe^2 \cdot \theta^{1-n}}{\varphi \cdot S \cdot a} \right) - Qe \cdot \left(\theta + Tc\right) \tag{4.8}$$

L'evento critico è definito dalla durata che rende massimo il volume invasato nella vasca, fissata la portata uscente Qe e la curva di possibilità pluviometrica.

La durata critica predetta θw si ottiene uguagliando a 0 la derivata rispetto a θ della relazione che definisce il volume invasato e:

$$\frac{dW}{d\theta} = n \cdot \varphi \cdot S \cdot a \cdot \theta^{n-1} + \left(1 - n\right) \cdot \frac{Tc \cdot Qe^2 \cdot \theta^{-n}}{\varphi \cdot S \cdot a} - Qe = 0 \tag{4.9}$$

Sostituendo il valore della durata critica nell'espressione del volume invasato si ottiene il volume massimo invasabile ($Wmax$).

4.1.3 Metodo cinematico esteso

Modica, nel 1996, ha esteso il metodo cinematico, rimuovendo alcune ipotesi semplificative. Nel caso specifico è stato considerato che:

- la pioggia non è costante ma segue uno ietogramma di tipo Chicago;
- la portata in uscita non è considerata costante ma segue una legge di efflusso del tipo

$$Q_e = \gamma \cdot H^{\beta}. \tag{4.10}$$

Dove:

H è il battente sul dispositivo di scarico

β 0.5 per le luci a battente e 1.5 per le luci a stramazzo.

Il volume della vasca può essere determinato attraverso degli abachi elaborati per fissati valori dell'esponente della curva di possibilità pluviometrica (n= 0.20; 0.25; 0.30; 0.35; 0.40; 0.45), per fissati valori del rapporto α tra larghezza B e lunghezza L del bacino (α= 1/3; 1; 3), in funzione della tipologia di scarico (a stramazzo o a battente) e con riferimento alle variabili adimensionali

$$q_t = \frac{Q_{e,max}}{Q_{a,colmo}} \quad \text{e} \quad w = \frac{W}{W_c} \tag{4.11}$$

Dove:

$Q_{a,colmo}$ portata al colmo ottenuta con il metodo della corrivazione e pari a

$$Q_{a,colmo} = \varphi \cdot a \cdot T_C^{n-1} \cdot S \tag{4.12}$$

Wc è il volume di piena ottenuto con il metodo della corrivazione e pari a:

$$W_c = Q_{a,colmo} \cdot T_C \tag{4.13}$$

W è il volume della vasca di laminazione

Gli abachi suddetti sono stati elaborati anche per il dimensionamento del dispositivo di scarico con riferimento alle variabili adimensionali

$$q_t = \frac{Q_{e,max}}{Q_{a,colmo}} \quad \text{e} \quad \lambda = \frac{\gamma \cdot T_C^{\frac{\beta}{\mu}} \cdot Q_{a,colmo}^{\frac{\beta}{\mu}-1}}{W_0^{\frac{\beta}{\mu}}} \tag{4.14}$$

Dove:

W_0 e μ sono i parametri della relazione $W = W_0 \cdot H^{\mu}$ fra il volume della vasca W e altezza H.

4.2 Dati di progetto

4.2.1 Precipitazioni

Le linee segnalatrici di probabilità pluviometrica (LSPP) sono state desunte dall'interpretazione probabilistica dei dati pluviometrici di massima intensità e di durata inferiore alle 24 ore disponibili negli anni 1952- 1980, registrati presso la stazione di Santuario.
Nella tabella seguente sono sintetizzati i parametri delle LSPP suddette:

T [anni]	a(T) [mm/h^n]	n
5	45.54	0.386
10	55.40	0.386
25	67.86	0.386
50	77.10	0.386
100	86.27	0.386
200	95.42	0.386
250	98.35	0.386

Tabella 4.1 Parametri delle LSPP al variare del tempo di ritorno

In generale, si consiglia di effettuare il dimensionamento delle vasche di laminazione in relazione ad un tempo di ritorno abbastanza elevato (50 – 100 anni) per ridurre al minimo il rischio di esondazioni qualora si verifichino eventi superiori a quelli di progetto e per tenere conto delle incertezze legate alle semplificazioni adottate nei metodi di calcolo.
Benché l'area in oggetto non sia di particolare pregio, data la vicinanza dell'autostrada, per il dimensionamento della vasca di laminazione si è fatto riferimento a un tempo di ritorno di 200 anni.

4.2.2 Trasformazione afflussi – deflussi

Per le valutazioni in oggetto, la trasformazione afflussi - deflussi è rappresentata dal coefficiente di afflusso φ.
Nel caso specifico, poiché la superficie del bacino è costituita prevalentemente da aree di discarica impermeabilizzate è stato assunto un valore di 0.8, coerente con il valore già adottato per il dimensionamento delle canalizzazioni interne.

4.2.3 Tempo di corrivazione

Una prima stima del tempo di corrivazione è stata effettuata sulla base dei tempi di percorrenza delle canalizzazioni determinati per il dimensionamento delle canalizzazioni interne e del canale di gronda (si veda la Relazione Idraulica presentata, rif.: 030-006R05E01).

In particolare sono stati considerati i seguenti termini:

- Tempo di ingresso nella rete (10 minuti)
- Massimo tempo di percorrenza delle canalette interne che si riversano nel canale di gronda
- Tempo di percorrenza del canale di gronda determinata con la modellazione attraverso HEC-RAS.

Nel complesso è risultato un tempo di corrivazione pari a 0.33 h.

Tale valore è stato confrontato con quello stimabile attraverso la formula di Giandotti (Giandotti, 1934) (Giandotti, 1940) (Tonini, 1959):

$$T_c = \frac{4 \cdot \sqrt{S} + 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot \sqrt{z}} \qquad (4.15)$$

Dove:

Tc	[h]	è il tempo di corrivazione del bacino
S	[km^2]	è la superficie del bacino
L	[km]	è la lunghezza dell'asta principale
z	[m]	è l'altezza media del bacino rispetto alla sezione di chiusura

Introducendo i dati relativi al bacino in oggetto si ottiene che il tempo di corrivazione è pari a 0.34 h.

Poiché i due valori ottenuti sono simili, si è stabilito di utilizzare $Tc = 0.33$ h.

4.2.4 Portata di taglio

La portata di taglio, ovverosia la massima portata in uscita dalla vasca, viene stabilita sulla base dell'invarianza idraulica ovverosia deve essere mantenuta la portata attualmente recapitata nel recettore.

Facendo riferimento al metodo del CIMA ed al periodo di ritorno di 200 anni, la portata di taglio è stabilita in

$$Qe = 4.71 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Per il calcolo si veda la Tabella 3.1.

4.3 Dimensionamento della vasca

4.3.1 Metodo delle sole piogge

Applicando il metodo delle sole piogge e i valori dei parametri precedentemente discussi, risulta che la durata critica (cfr. equazione 4.4) è:

$$\theta w = 0.090 \text{ h}$$

Pertanto, facendo riferimento alle equazioni 4.1, 4.2 e 4.3, risultano:

$$Wa = 5\,317 \text{ m}^3$$

$$We = 2\,053 \text{ m}^3$$

$$W = 3\,263 \text{ m}^3 \text{ (volume della vasca)}$$

4.3.2 Metodo cinematico

Attraverso l'equazione 4.9, è possibile stimare la durata critica in

$$\theta w = 0.315 \text{ h}$$

La durata critica è inferiore al tempo di corrivazione del bacino e pertanto il metodo non è applicabile.

4.3.3 Metodo cinematico esteso

Per l'applicazione del metodo cinematico esteso si farà riferimento agli abachi relativi a:

- Ietogramma Chicago
- Curva aree tempi caratterizzata da $\alpha = 1/3$
- Legge di efflusso a stramazzo
- Coefficiente delle LSPP: $n = 0.40$ (cfr. Tabella 4.1)

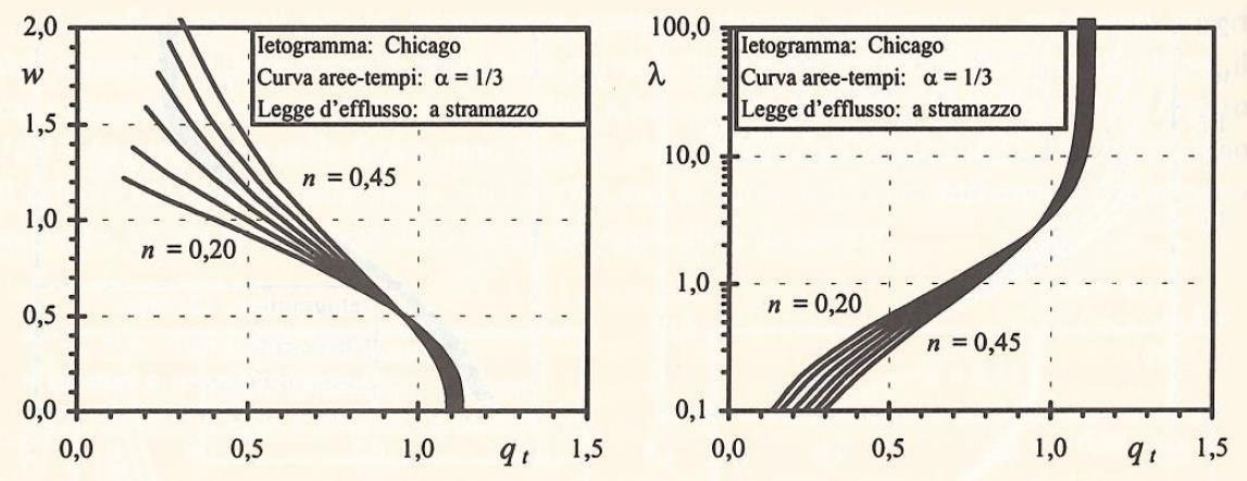


Figura 4-2 Curve $w(qt)$ e $\lambda(qt)$ ottenute per lo ietogramma Chicago nel caso di dispositivo di scarico con funzionamento a stramazzo

Applicazione delle equazioni 4.11, 4.12 e 4.13 permette di determinare:

$$Qa = 7.45 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Wc = 8\,748 \text{ m}^3$$

$$qt = 0.85$$

Entrando con il valore di qt nel grafico di sinistra di Figura 4-2, si ottiene w = 0.67, da cui con l'equazione 4.11 si ricava

$$W = 5\,900 \text{ m}^3 \text{ (volume della vasca)}$$

4.3.4 Sintesi dei risultati

I risultati ottenuti mediante i tre metodi sopra descritti sono riportati nella Tabella sottostante.

METODO	VOLUME (m^3)
Sole piogge	3 263
Cinematico	-
Cinematico esteso (Modica)	5 900

Tabella 4.2 Risultati dimensionamento vasca di laminazione finale

Come si può notare i volumi sono simili in termini di ordine di grandezza.

A favore di sicurezza, si è deciso di scegliere come valore di progetto il massimo tra quelli calcolati (circa 5 900 m^3).

4.4 Progettazione della vasca di laminazione

Il volume necessario per la laminazione della piena duecentennale è piuttosto rilevante.
Per evitare di realizzare un'opera in calcestruzzo che risulterebbe decisamente impattante sia in termini ambientali che economici si è stabilito di ottenere il volume di invaso realizzando una serie di briglie di altezza massima pari a 4 m lungo il tratto terminale del canale di gronda in progetto e rivestendo le pareti con materassi tipo Reno, come peraltro già previsto dal progetto presentato.

4.5 Dimensionamento delle luci di scarico

Ciascuna briglia sarà collegata alla successiva da uno stramazzo sommitale dimensionato per una portata pari alla portata di taglio della vasca di laminazione e da una tubazione di fondo per il passaggio delle portate di magra e lo svuotamento della vasche una volta esaurito l'evento di piena.

4.5.1 Stramazzo sommitale

Il dimensionamento dello stramazzo sommitale è stato effettuato considerando la portata in uscita pari alla portata di taglio Q_e= 6.35 m^3/s (rif. paragrafo 4.2).
La formula generale degli stramazzi è la seguente:

$$Q = \mu \cdot l \cdot h \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \tag{4.16}$$

dove l e h rappresentano rispettivamente la larghezza e l'altezza dello stramazzo.
Poiché si tratta di una briglia, lo stramazzo è schematizzabile come uno stramazzo a larga soglia caratterizzato dalla seguente equazione:

$$Q = \frac{2\sqrt{2 \cdot g}}{3\sqrt{3}} \cdot l \cdot h^{1.5} \tag{4.17}$$

Ipotizzando una massima altezza rispetto alla soglia del pelo libero indisturbato di 1 m si ottiene che la larghezza dello stramazzo sarà pari a 3.72 m.

4.5.2 Tubazione di fondo

La tubazione di fondo ha lo scopo di permettere il transito della portata di magra senza invasare volumi e di svuotare la vasca una volta transitata la piena.

Per la portata in uscita dalla vasca attraverso la tubazione è stata considerata quella calcolata con il metodo del CIMA in riferimento ad un periodo di ritorno di 5 anni che è pari a 1.84 m^3/s, come si può evincere dalla tabella seguente.

TIPO DI SUPERFICIE	TEMPO DI RITORNO [anni]	TIPO DI BACINO	K_T	S [km^2]	U	Q [m^3/s]
Esterna alla gronda	5	D	1.29	0.067	5.09	0.44
Interna alla gronda	5	A	1.29	0.119	9.07	1.40
Totale				0.186		1.84

Tabella 4.3 Calcolo della portata di picco con tempo di ritorno 5 anni in sinistra orografica per la discarica ampliata

Per la determinazione del diametro della tubazione vengono considerate due condizioni di funzionamento considerate le più critiche:

- in condizioni di magra, quando le vasche sono vuote e non c'è battente sulla tubazione;
- in condizioni di piena, quando le vasche sono alla massima capacità ed il dislivello idrico è minimo.

Il diametro della tubazione sarà il massimo tra i due precedentemente individuati.

Condizioni di magra

In condizioni di vasche vuote si ipotizza che l'acqua passi attraverso la tubazione lasciando un franco di almeno il 25%. Applicando la formula di Chezy (si veda il paragrafo 4.1.3 della relazione idraulica presentata, rif.: 030-006R05E01) si ottiene che è necessaria una tubazione in calcestruzzo con diametro interno di almeno 1 m per drenare la portata di magra.

DI [m]	PEND [-]	N [$s/m^{1/3}$]	H [m]	A [m^2]	R [m]	Q_D [m^3/s]	H/D [-]
1.0	1%	0.013	0.0668	0.558	0.291	1.84	67%

Tabella 4.4 Calcolo della tubazione di fondo a vasche vuote

Condizioni di piena

In fase di svuotamento delle vasche la tubazione funziona come una luce a battente che collega due serbatoi la cui portata è governata dalla seguente legge:

$$Q = \mu \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot \Delta h} \qquad (4.18)$$

Dove μ è il coefficiente di efflusso della luce, A è l'area della sezione e Δh è la minima differenza di quota tra due vasche consecutive che, nel caso specifico è pari a 1 m.
Ipotizzando che il coefficiente di efflusso μ sia pari a 0.6, si ottiene che l'area della sezione A è pari a 0.69 m^2, corrispondente ad un diametro interno di circa 94 cm.

Le due condizioni considerate danno un risultato del tutto analogo, ovverosia che è necessaria una tubazione con diametro interno di 1.0 m.

4.6 Bibliografia

[1] Alfonsi G., Orsi E.; "Proporzionamento delle vasche di laminazione per reti fognarie sulla base del metodo cinematico"; Idrotecnica n.2, 1987;

[2] Artina S. et al; "Sistemi di fognatura – Manuale di progettazione", CSDU – Hoepli, 1997;

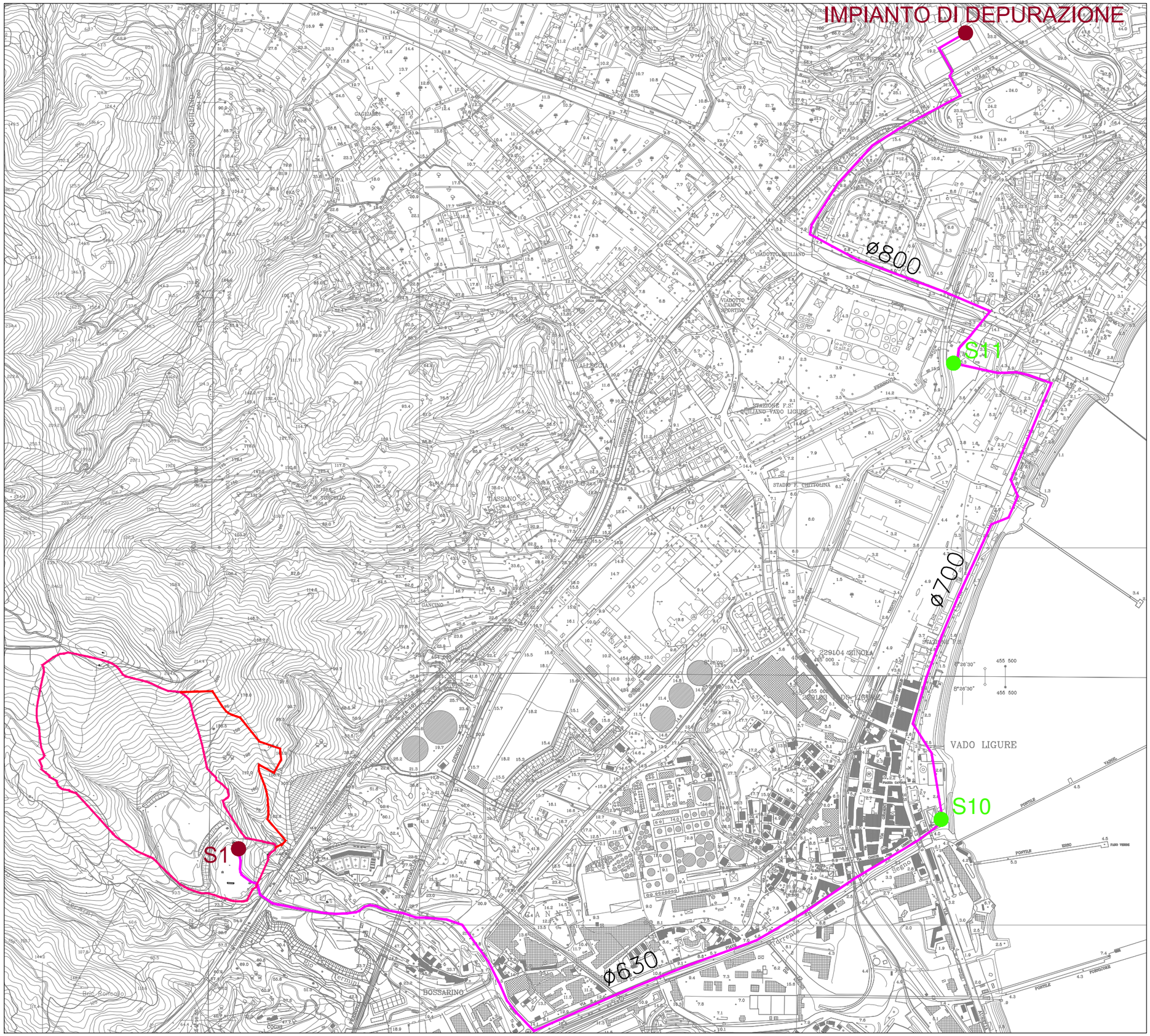
[3] Citrini D., Noseda G.; "Idraulica"; Casa Editrice Ambrosiana Milano, 1987;

[4] Giandotti M.; "Previsione delle piene e delle magre dei corsi d'acqua"; Ministero LL.PP., Servizio Idrografico Italiano, Memorie e studi idrografici, vol. 8, Roma, 1934 (Pubbl. n.2 del S.I.I.);

[5] Giandotti M.; "Previsione empirica delle piene in base alle precipitazioni meteoriche, alle caratteristiche fisiche e morfologiche dei bacini. Applicazione del metodo ad alcuni bacini dell'Appennino Ligure"; Ministero LL.PP., Servizio Idrografico Italiano, Memorie e studi idrografici, vol. 10, Roma, 1934 (Pubbl. n.2 del S.I.I.);

[6] Modica C.; "Il dimensionamento delle vasche volano per piogge di intensità variabile e per diversi dispositivi di scarico"; Atti del XXV Convegno di idraulica e costruzioni idrauliche, Torino, 16-18 settembre 1996, vol. 3, pagg. 191-204

[7] Tonini D.; "Elementi di idrografia e idrologia"; Venezia, Libreria Universitaria, 1959


IMPIANTO DI DEPURAZIONE
ø800
S11
ø700
S10
ø630
S1
VADO LIGURE
BOSSARINO
TASSANO
VIADOTTO GUILIANO
VIADOTTO CAMPO SPORTIVO
STAZIONE F.S. GUILIANO-VADO LIGURE
STADIO F. CHITTOLINA
CANETI
GANCINO
CAGLIARDI
PIEMONTE
VALLEGGIA
BRUGNA
Rio Torbido
Rio Cornelio
Rio Carbonara
Rio Termine
Rio Segno
Torrente Segno
FORNACCIA
FONTILE
PINO
ROMA
ROMA
ROMA

Allegato 1:
Assenso preventivo continuazione gestione percolato con convenzione attuale