



Sommario

<u>1</u>	<u>Premessa e considerazioni generali</u>	<u>2</u>
<u>2</u>	<u>Interventi in progetto</u>	<u>3</u>
<u>3</u>	<u>Specifiche tecniche operative</u>	<u>5</u>
3.1	Riprofilatura e regolarizzazione delle superfici	5
3.2	Posa in opera della copertura impermeabile	5
3.2.1	Equivalenza argilla – materassino bentonitico	7
3.2.2	Equivalenza strato drenante naturale – geocompositi	8
3.3	Realizzazione delle canalette perimetrali	9
3.4	Posa in opera delle tubazioni e dei pozzetti	9
<u>4</u>	<u>Dimensionamenti idraulici</u>	<u>10</u>
4.1	Stima dei fattori di crescita	10
4.2	Stima della piena indice	12
4.3	Calcolo delle portate al colmo di piena	13
4.4	Verifica idraulica	14
<u>5</u>	<u>Impianto biogas</u>	<u>15</u>
<u>6</u>	<u>Impianto antincendio</u>	<u>15</u>

1 Premessa e considerazioni generali

Il presente progetto ha come finalità la realizzazione di una copertura finale della discarica comunale di Salandra come previsto dal par. 2.4.3 dell'allegato 1 del d.lgs. 36/2003. Tale discarica, infatti, ha recentemente esaurito la propria capacità utile e l'Amministrazione comunale ritiene necessario prevedere un sistema di impermeabilizzazione in grado di regimentare le acque meteoriche per ridurre la loro infiltrazione nel corpo rifiuti.

La discarica, realizzata per lo smaltimento di rifiuti non pericolosi, è stata autorizzata dalla Regione Basilicata con DGR 2113 del 23.12.2010 ed è situata a sud-est rispetto al centro abitato di Salandra, in corrispondenza del bacino idrografico del torrente Il Gruso, affluente in riva sinistra idraulica del torrente Salandrella che, a sua volta, è un affluente in sinistra del fiume Cavone. E' caratterizzata da due settori di coltivazione: il settore 1, situato ad ovest rispetto alla strada di accesso esistente, è esteso circa 28'000 m², mentre il settore 2, situato ad est rispetto alla strada, è esteso circa 5'000 m². Lungo il lato sud del settore 1 è presente una canaletta per la raccolta delle acque meteoriche in polietilene, mentre a sud-ovest sono presenti dei gabbioni di sostegno a protezione del corpo rifiuti e della strada comunale Salandra-Craco. Altri gabbioni sono presenti nella parte bassa (situata ad est) a protezione della strada interna al sito e della vasca di raccolta e stoccaggio del percolato.



Figura 1: Vista della parte sommitale della discarica

Il settore 1 è esteso circa 28'000 m², mentre il settore 2 circa 5'000 m². Viste le rilevanti pendenze del versante, tali dimensioni sono state calcolate considerando l'effettivo sviluppo delle superfici e non la loro proiezione orizzontale grazie ad un apposito rilievo topografico.

La discarica in esame è caratterizzata da uno spessore del corpo rifiuti massimo di 10 m per un volume di circa 232'000 m³. Tale abbanco è stato realizzato nel periodo compreso tra il 1992 e

il 2012 procedendo per singoli settori e senza operare, fino al 2016, chiusure provvisorie. Tale condizione porta ad ipotizzare fenomeni di stabilizzazione ed assestamento differenziali a causa della differente evoluzione dei rifiuti depositati in momenti molto distanti tra loro. In casi analoghi, infatti, sono stati riscontrati cedimenti differenziali compresi tra zero e 20-30 cm/anno.

Recentemente (prima parte del 2017) è stata realizzata una copertura provvisoria dell'intera superficie della discarica in modo da ridurre notevolmente l'infiltrazione al suo interno delle acque meteoriche riducendo la produzione di percolato e, allo stesso tempo, consentendo al corpo rifiuti di assestarsi in maniera pressoché definitiva con le conseguenti sconnessioni dello strato superficiale di copertura. Il telo di copertura, infatti, è costituito da materiale impermeabile e flessibile, ma anche resistente: in questo modo è stato in grado di assorbire tali assestamenti continuando a svolgere le funzioni di protezione dalle acque meteoriche.



Figura 2: Vista della parte settentrionale del settore 1 della discarica

2 Interventi in progetto

Gli interventi in progetto prevedono la realizzazione della copertura finale da realizzarsi sui settori 1 e 2 della discarica mediante le seguenti attività:

- 1) rimozione della copertura provvisoria;
- 2) riprofilatura e regolarizzazione con rinterri e scavi localizzati in modo da colmare le depressioni e smussare i dossi al fine di realizzare pendenze medie uniformi;



- 3) posa in opera di una copertura impermeabile mediante geosintetici ("capping");
- 4) posa in opera di uno strato di 1 m di terreno vegetale;
- 5) realizzazione di canalette perimetrali in cls prefabbricato per il convogliamento delle acque meteoriche alle quali verranno ancorati i teli che costituiscono la copertura impermeabile;
- 6) posa in opera di tubazioni e pozzetti per il convogliamento e lo scarico delle acque meteoriche;
- 7) rifunionalizzazione dell'impianto di estrazione del biogas;
- 8) realizzazione di un impianto antincendio.

La scelta della tipologia di copertura impermeabile è caduta necessariamente su diversi strati di materiali geosintetici a causa delle notevoli pendenze riscontrate lungo i profili longitudinali della discarica che impediscono, come illustrato nell'elaborato "Relazione geotecnica e di stabilità dei pendii", la posa in opera degli strati di copertura tradizionali previsti dal d.lgs. 36/2003 che, cumulativamente, prevedono l'aggiunta di uno strato di terreno di spessore minimo pari a 2.50 m (cfr. la tabella seguente).

Strati previsti dal d.lgs. 36/2003	Spess. min (cm)	Strati previsti nel presente progetto	Spess. (cm)
1) Strato superficiale di copertura che favorisca lo sviluppo delle specie vegetali di copertura ai fini del piano di ripristino ambientale e fornisca una protezione adeguata contro l'erosione e di proteggere le barriere sottostanti dalle escursioni termiche	100.00	1) Strato di terreno vegetale con una geogriglia di rinforzo sul fondo dello strato	100.00
2) Strato drenante protetto da eventuali intasamenti in grado di impedire la formazione di battente idraulico sopra le barriere sottostanti	50.00	2) Geocomposito drenante costituito da una geostuoia tridimensionale in polipropilene accoppiata a due geotessili filtranti in polipropilene	0.65
3) Strato minerale compattato di conducibilità idraulica inferiore o uguale a 10^{-8} m/s o di caratteristiche equivalenti, integrato da un rivestimento impermeabile superficiale per gli impianti di discarica di rifiuti pericolosi	50.00	3) Materassino bentonitico (da 7 mm) integrato da un rivestimento con geomembrana in HDPE (da 2 mm)	0.70 + 0.20
4) Strato di drenaggio del gas e di rottura capillare, protetto da eventuali intasamenti	50.00	4) Geocomposito drenante costituito da una geostuoia tridimensionale in polipropilene accoppiata a due geotessili filtranti in polipropilene	0.65
5) Strato di regolarizzazione con la funzione di permettere la corretta messa in opera degli strati sovrastanti	0.00	5) Strato di ghiaia integrato da un geotessile non tessuto	20.00

Tabella 1: Descrizione degli strati della copertura superficiale finale

Naturalmente, dal punto di vista prestazionale, i geosintetici devono avere caratteristiche analoghe, se non migliori, agli strati previsti dal d.lgs. 36/2003. A meno del terreno vegetale che non verrà sostituito con uno strato di materiale geosintetico, quindi, nel presente progetto esecutivo la copertura impermeabile verrà realizzata considerando i seguenti requisiti minimi:



- il geocomposito drenante deve garantire una capacità di drenaggio superiore a quella di uno strato di ghiaia dello spessore di 50 cm;
- l'insieme di materasso bentonitico più geomembrana in HDPE devono garantire una permeabilità inferiore a 10^{-8} m/s.

Tra lo strato di terreno vegetale e il geocomposito drenante, inoltre, verrà posizionata una geostuoia grimpante al fine di consentire un maggiore attrito tra lo stesso terreno ed i materiali geosintetici. Vista le pendenze delle scarpate, infatti, risulta necessario garantire un maggiore fattore di sicurezza riguardo all'angolo di attrito di interfaccia tra i due materiali in modo da impedire lo scivolamento del terreno, soprattutto durante le fasi di posa in opera.

3 Specifiche tecniche operative

3.1 Riprofilatura e regolarizzazione delle superfici

La riprofilatura e la regolarizzazione dei settori 1 e 2 della discarica hanno le funzioni, come anticipato in precedenza, di rendere la superficie di posa del telo quanto più regolare è possibile in modo da evitare tensioni localizzate e rotture o lacerazioni dello stesso.

Tali attività verranno effettuate con mezzo meccanico che, agendo sulle scarpate e sulle pendici esistenti, dovrà effettuare rinterri e scavi localizzati colmando le depressioni e smussando i dossi in modo da realizzare pendenze medie uniformi. Dovranno anche essere rimossi gli elementi grossolani come pietrisco e radici o altri oggetti acuminati e, prima della posa del telo, si dovrà verificare l'assenza di fango o acqua piovana.

In seguito alle movimentazioni suddette, inoltre, al di sopra del corpo rifiuti dovrà essere assicurato uno spessore minimo di terreno, la cui verifica dovrà essere effettuata puntualmente dal Direttore dei lavori, che garantisca una superficie compatta al fine di consentire sia ai mezzi di cantiere di muoversi liberamente e sia una perfetta posa del telo impermeabile.

Per quanto possibile dovranno essere evitate le berme in modo da ottenere una pendenza regolare e costante del versante oggetto di intervento.

Durante questa fase, infine, dovranno essere effettuati anche gli scavi necessari per:

- A) gli ancoraggi del telo;
- B) le canalette perimetrali in terra;
- C) le tubazioni e i pozzetti.

3.2 Posa in opera della copertura impermeabile

Al di sopra delle superfici regolarizzate e compattate verranno posti in opera diversi manti realizzati con materiali geosintetici.

Geostuoia grimpante

- struttura realizzata con geomatrice tridimensionale;
- polimero tipo in polipropilene – poliestere;
- spessore minimo non inferiore a 18 mm;
- resistenza a trazione non inferiore a 200 kN/m;
- allungamento massimo longitudinale alla bobina pari al 12%.

Geocomposito drenante



- polimero georete in polipropilene;
- polimero geotessile in polipropilene;
- spessore minimo (misurato a 20 kPa) non inferiore a 6.5 mm;
- resistenza a trazione non inferiore a 23.5 kN/m;
- allungamento massimo longitudinale alla bobina pari al 50%.

Geomembrana in HDPE

- densità non inferiore a 940 g/cm³;
- spessore nominale pari a 2.00 mm;
- carico di rottura non inferiore a 10 MPa;
- allungamento a rottura pari al 100%;
- resistenza alla lacerazione non inferiore a 130 N/mm.

Materassino bentonitico

- massa areica del geotessile superiore non tessuto PP non inferiore a 200 g/m²;
- massa areica del geotessile inferiore tessuto PP non inferiore a 190 g/m²;
- resistenza a trazione non inferiore a 24.0 kN/m;
- deformazione a carico massimo pari al 30%;
- spessore non inferiore a 7 mm.

Geotessile non tessuto

- massa areica pari a 200 g/m²;
- spessore minimo (misurato a 20 kPa) non inferiore a 1.5 mm;
- resistenza a trazione non inferiore a 16.0kN/m;
- allungamento al carico massimo pari a 80%;
- permeabilità normale al piano pari a 77 l/(m² x s).

Tali strati saranno posti in opera con le seguenti specifiche tecniche operative:

- prima della posa verrà proposto al Direttore dei lavori un apposito diagramma di posa;
- appena srotolati i teli, forniti in rotoli di larghezza non inferiore a 5.00 m, dovranno essere immediatamente zavorrati (anche temporaneamente) per prevenire movimenti;
- i lembi adiacenti verranno saldati con saldature a doppia pista per termofusione con macchina dotata di una coppia di cunei riscaldati elettricamente e termoregolabili;
- nei particolari di finitura (raccordi con tubazioni, angoli, ecc.) le saldature verranno effettuate ad estrusione con cordone sovrapposto di materiale vergine fuso;
- le saldature dovranno essere collaudate mediante prove a sfogliamento e a trazione in ragione di almeno una verifica ogni 500 m;
- gli ancoraggi a monte delle scarpate verranno effettuati mediante scavi e successivi rinterri di terreno (dopo aver risvoltato i manti all'interno degli scavi) con una trincea a sezione rettangolare di profondità pari a 100 cm e di larghezza pari a 150 cm;

- dovranno essere evitate le giunzioni in corrispondenza degli impluvi (naturali o artificiali);
- dovrà essere evitata la formazione di fori, pieghe, grinze, rigonfiamenti, discontinuità e difetti;
- la geomembrana dovrà essere risvoltata in corrispondenza delle canalette perimetrali in terra;
- dovranno essere previste opportune saldature in corrispondenza sia del telo di fondo della discarica che della canaletta in polietilene esistente (cfr. l'elaborato "Particolari costruttivi").

3.2.1 Equivalenza argilla – materassino bentonitico

Il progetto prevede l'utilizzo di un sistema di chiusura alternativo al pacchetto previsto dal d.lgs. 36/2003. In particolare si prevede la sostituzione dello strato minerale compattato di conducibilità idraulica inferiore o uguale a 10^{-8} m/s o di caratteristiche equivalenti, costituito da un rivestimento impermeabile superficiale per gli impianti di discarica di rifiuti pericolosi con materassino bentonitico (da 7 mm) integrato da un rivestimento con geomembrana in HDPE (da 2 mm). Come si evince dalle schede tecniche allegate il valore di conducibilità idraulica del materassino bentonitico (misurato secondo la metodica EN 16416) è pari a 2.0×10^{-11} m/s.

Lo strato di argilla e il geocomposito bentonitico sono due rivestimenti impermeabili differenti tra di loro, per raffrontarli possiamo basarci soltanto sull'equivalenza di spessore. Il tempo di attraversamento di un liquido attraverso una barriera geologica naturale (Argilla) di spessore pari a 0,5 m e conducibilità idraulica massima pari a 1×10^{-9} m/s è mostrata nella tabella seguente.

Tabella 2: tempo di attraversamento barriera naturale (argilla)

Spessore	s	0,5	m
Conducibilità massima	k	$1,00 \times 10^{-9}$	m/s
Tempo attraversamento	s/k	$5,00 \times 10^8$	s
		16	anni

Il tempo di attraversamento di uno strato di argilla di spessore pari a 0.50 m è pari a circa 16 anni.

Analogo calcolo viene fatto per la determinazione del tempo di attraversamento di un liquido nel caso di barriera artificiale (materassino bentonitico)

Tabella 3: tempo di attraversamento geocomposito bentonitico

Spessore a secco	s	0,009	m
Spessore idratato	s	0,012	m
Conducibilità massima	k	$2,00 \times 10^{-11}$	m/s
Tempo attraversamento	s/k	$6,00 \times 10^8$	s
		19	anni

Come si può notare il tempo di attraversamento di un geocomposito bentonitico è **SUPERIORE** al tempo di attraversamento di 50 cm di argilla. In particolare lo spessore proposto nel

caso in esame (9 mm complessivi) presentano un tempo di attraversamento pari a 19 anni. Il geocomposito bentonitico presenta l'indubbio vantaggio che è un prodotto industriale con marchio CE, sottoposto a controlli di qualità in fabbrica che ne **garantiscono l'omogeneità** delle prestazioni, a differenza della barriera naturale in argilla da realizzare in situ che potrà risultare, nonostante l'esecuzione di prove di compattazione e permeabilità, **disomogenea** e quindi non si garantisce il raggiungimento puntuale del valore di conducibilità idraulica imposto dal d.lgs. 36/2003.

3.2.2 Equivalenza strato drenante naturale – geocompositi

Come detto in precedenza la normativa prevede la posa in opera di uno strato drenante protetto da eventuali intasamenti in grado di impedire la formazione di battente idraulico sopra le barriere sottostanti; nel caso in esame si prevede la posa in opera di un geocomposito drenante costituito da una geostuoia tridimensionale in polipropilene accoppiata a due geotessili filtranti in polipropilene. Di seguito si propone il calcolo della conducibilità idraulica del materiale granulare. La direttiva europea 1999/31/CE relativa alle discariche controllate, recepita in Italia dal Dlgs 13 gennaio 2003, n. 36, prevede l'impiego, come strato drenante, di un materiale granulare in grado di garantire che non si manifesti un battente idraulico al di sopra dello stesso. Il calcolo di tale spessore, e della conducibilità idraulica necessaria, necessita la conoscenza delle caratteristiche di pioggia del sito, oltre che della geometria. L'intensità della pioggia deve essere determinata con tempo di ritorno di 50 anni; nota l'intensità della precipitazione, è poi possibile valutare la percentuale di acqua che effettivamente raggiungerà il geocomposito drenante (considerando le perdite per evapo-traspirazione, ruscellamento superficiale ed assorbimento del suolo). Da indagini sperimentali condotte su differenti discariche di R.S.U. chiuse, la percentuale infiltrata risulta essere compresa tra 0.20 e 0.50.

Data l'intensità di una precipitazione funzione dell'altezza della colonna d'acqua sull'unità di area, nell'unità di tempo e dei coefficienti di precipitazione derivanti dalle curve di pioggia possibili, la portata per metro di sviluppo della superficie interessata dalla precipitazione Q può essere calcolata a partire dalla portata specifica q , cioè la portata sull'area unitaria interessata dalla precipitazione, moltiplicando per la lunghezza del pendio e l'inclinazione media dello stesso. Nel caso in esame, considerata una precipitazione media sull'area di interesse pari a 650 mm annui, uno sviluppo del pendio pari a 280 m, un'inclinazione media di 30° e un coefficiente di infiltrazione pari a 0.5 (Wiemer, 1987), si ottiene una portata di:

$$Q = 0.000802 \text{ m}^3/\text{s}$$

La portata idraulica all'interno di uno strato di materiale granulare può essere determinata, in modo estremamente complesso, a partire dalla geometria della superficie piezometrica. Per lunghezze molto maggiori rispetto allo spessore, la reale forma della superficie piezometrica è in realtà pressoché lineare. Un approccio semplificato (ma conservativo) è quindi decisamente consigliabile. Considerando uno spessore per il materiale granulare pari a 0.50 m, ed ipotizzando che il moto di filtrazione al suo interno sia uniforme, è possibile determinare la capacità drenante k dello strato di ghiaia mediante la relazione di Darcy a partire dalla portata precedentemente calcolata. La capacità drenante dello strato è pari a:

$$k = 0.0180 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

Tale valore è evidentemente estremamente elevato; la necessità di conferire in cantiere ingenti quantitativi di un materiale pregiato e costoso, molto difficilmente reperibile in tale quantità da una singola fonte e, quindi, di difficile controllo in cantiere, suggeriscono di valutare la possibilità di sostituire lo stesso con un materiale sintetico.

L'impiego di geocompositi drenanti consente innanzitutto al committente ed al progettista di avere delle garanzie certe e certificate sulla effettiva capacità di smaltimento delle acque del prodotto (cosa impossibile, se non a costi proibitivi, con materiale granulari). Inoltre la copertura risulta essere alleggerita, e quindi la stabilità dell'opera ne trae giovamento. Considerato un geocomposito con spessore minimo (misurato a 20 kPa) di 6.5 mm e resistenza a trazione non inferiore a 23.5 kN/m la capacità drenante è pari a:

$$k = 0.0026 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

Come è possibile notare da un confronto tra questo valore e il precedente è possibile affermare, sotto queste condizioni, che il materiale impiegato è pienamente in grado di sostituire lo strato di materiale granulare.

3.3 Realizzazione delle canalette perimetrali

Al fine di raccogliere e convogliare le acque meteoriche, dovranno essere realizzate delle canalette perimetrali in cls prefabbricato a sezione trapezoidale di profondità non inferiore a 50 cm, di larghezza di base non inferiore a 50 cm, di larghezza in sommità non inferiore a 150 cm e di pendenza di fondo non inferiore all'1%. Tali dimensioni sono adeguate per il convogliamento delle acque superficiali dell'intero bacino idrografico sotteso dalla discarica per un evento con un tempo di ritorno di 5 anni (cfr. il cap. seguente).

Le canalette dovranno essere realizzate mediante scavo di una trincea del terreno esistente (il riporto di terreno aggiuntivo è da evitare) e mediante il risvolto dei geosintetici al suo interno. Gli stessi teli, poi, dovranno essere opportunamente risvoltati per l'ancoraggio a valle di ogni canaletta, precisamente ad una distanza non inferiore a 25 cm (cfr. l'elaborato "Particolari costruttivi").

Le acque convogliate all'interno delle canalette dovranno essere rilasciate a valle della discarica mediante scarichi su suolo in maniera analoga a quanto già accade in corrispondenza della canaletta in polietilene esistente lungo il lato sud del settore 1.

3.4 Posa in opera delle tubazioni e dei pozzetti

Al fine di garantire la continuità tra la canaletta al piede del settore 1 e quella sommitale del settore 2 (cfr. l'elaborato "Planimetria di progetto") si ritiene necessario porre in opera delle tubazioni al di sotto della strada interna esistente, che divide i due settori, mediante delle condotte in calcestruzzo prefabbricato con un diametro interno non inferiore a 600 mm. Tali dimensioni sono adeguate per il convogliamento delle acque superficiali dell'intero bacino idrografico sotteso dalla discarica per un evento con un tempo di ritorno di 5 anni (cfr. il cap. seguente).

Al fine di ridurre gli impatti dei rilasci a valle, si prevede di realizzare non meno di quattro punti, aggiuntivi rispetto a quello esistente, in cui verranno effettuati gli scarichi su suolo delle

acque meteoriche convogliate all'interno delle canalette perimetrali in progetto. Ognuno di questi punti di scarico sarà caratterizzato da:

- una tubazione “di convogliamento” in calcestruzzo prefabbricato con un diametro interno non inferiore a 600 mm, una lunghezza non inferiore a 6.00 m ed una pendenza di fondo non inferiore all'1%;
- la presenza di un pozzetto in calcestruzzo prefabbricato delle dimensioni di 100×150×100 cm per consentire il prelievo di campioni di qualità delle acque dagli opportuni organi di controllo;
- una tubazione “di scarico” in calcestruzzo prefabbricato con un diametro interno non inferiore a 600 mm, una lunghezza non inferiore a 3.00 m ed una pendenza di fondo non inferiore all'1%;

Ogni pozzetto sarà posizionato al di sopra di un letto di calcestruzzo magro e sarà costituito da un elemento di base delle dimensioni in pianta di 100×150 cm per uno spessore di 10 cm, da una soletta in sommità spessa 20 cm e da almeno un elemento verticale in grado di far affiorare la soletta sulla strada esistente in modo da renderla visibile. La soletta sarà dotata di opportuno chiusino in ghisa con l'apertura necessaria per consentire un agevole campionamento delle acque.

4 Dimensionamenti idraulici

Ai fini del dimensionamento idraulico delle canalette perimetrali e delle tubazioni in progetto, è stata effettuata un'analisi idrologica basata sul metodo VAPI (“Valutazione delle Piene”) Basilicata, come consigliato dall'Autorità Interregionale di Bacino della Basilicata all'interno del Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI).

Come tempo di ritorno utilizzato per tale dimensionamento è stato considerato quello suggerito dalla *“Guida alla progettazione dei sistemi di collettamento e depurazione delle acque reflue urbane”* redatta dall'Agenzia Nazionale per la Protezione dell'Ambiente (ANPA) nel 2001.

Nella tabella seguente sono indicate le superfici scolanti individuate. Con “settore 3” si è indicata l'area non interessata dai rifiuti posta a sud della canaletta in polietilene esistente.

Sezione di chiusura	A (km ²)
Settore 1	0.0280
Settore 2	0.0050
Settore 3	0.0047
Totale	0.0377

Tabella 4: Superfici scolanti

Come anticipato in premessa, per la stima delle portate al colmo di piena in funzione di un fissato tempo di ritorno si è fatto riferimento al rapporto VAPI Basilicata che valuta le portate al colmo di piena in base a tre livelli di regionalizzazione.

4.1 Stima dei fattori di crescita

Nella figura seguente è mostrata la mappa del secondo livello di regionalizzazione che stabilisce, in particolare, i parametri dell'equazione che lega il tempo di ritorno al fattore di crescita.



L'equazione che consente di calcolare il fattore di crescita " K_T " a seconda del tempo di ritorno " T " è la seguente:

$$K_T = a + b \times \ln(T)$$

Il bacino del fiume Cavone, cui appartengono i bacini sottesi nella presente analisi, è incluso all'interno della zona omogenea "B". Di conseguenza l'equazione precedente assume la seguente espressione:

$$K_T = -0.2354 + 0.7827 \times \ln(T)$$

Nella tabella seguente sono mostrati i fattori di crescita calcolati per vari tempi di ritorno di riferimento.

Fattori di crescita						
Sezione di chiusura	K5 (-)	K10 (-)	K20 (-)	K30 (-)	K200 (-)	K500 (-)
Settore 1	1.02	1.57	2.11	2.43	3.91	4.63
Settore 2	1.02	1.57	2.11	2.43	3.91	4.63
Settore 3	1.02	1.57	2.11	2.43	3.91	4.63
Totale	1.02	1.57	2.11	2.43	3.91	4.63

Tabella 5: Stima dei fattori di crescita

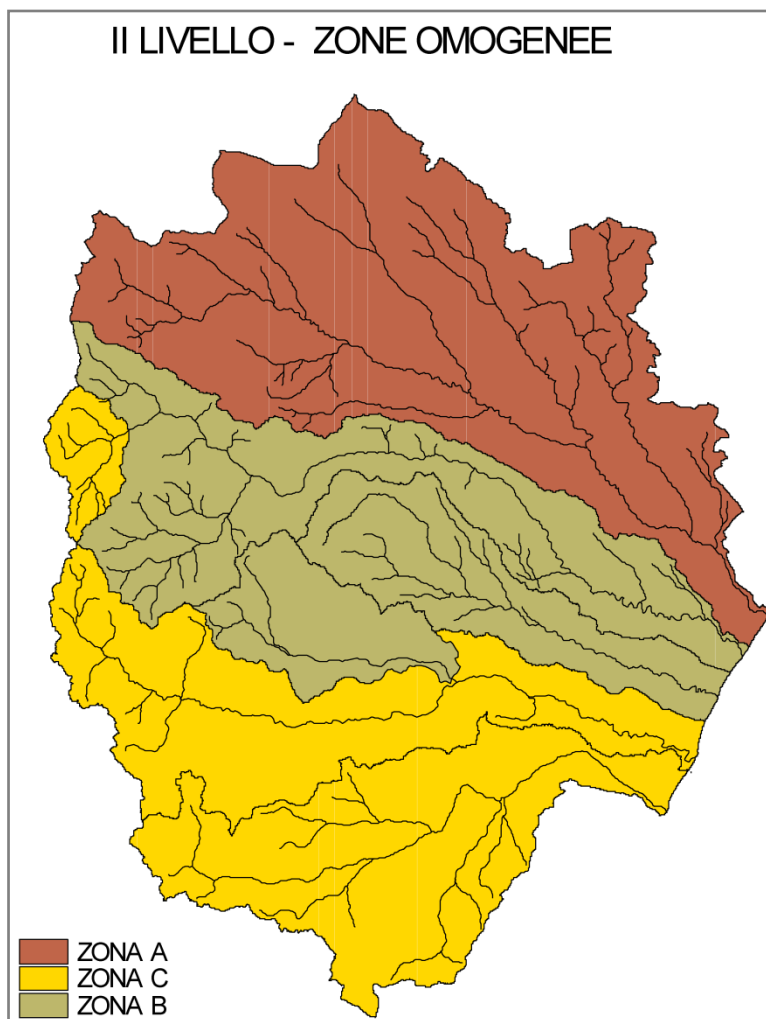


Figura 3: Secondo livello di regionalizzazione

4.2 Stima della piena indice

Per il calcolo della piena indice “ Q_i ” è necessario utilizzare la seguente espressione in funzione dell’area del bacino “ A ”:

$$Q_i = k \times A^\alpha$$

I parametri di tale equazione dipendono dal terzo livello di regionalizzazione. Il bacino idrografico in esame, in particolare, appartiene all’area omogenea “1” in quanto incluso nel bacino del fiume Cavone. Di conseguenza, l’equazione precedente assume la seguente espressione:

$$Q_i = 2.13 \times A^{0.766}$$

Tenuto conto della superficie dei bacini sottesi, pertanto, è possibile stimare il valore della piena indice.

Nella tabella seguente è mostrato il risultato di tale calcolo applicato ai bacini in esame.

Superficie e piena indice		
Sezione di chiusura	A (km ²)	Q _I (m ³ /s)
Settore 1	0.0280	0.138
Settore 2	0.0050	0.037
Settore 3	0.0047	0.035
Totale	0.0377	0.173

Tabella 6: Stima della piena indice

4.3 Calcolo delle portate al colmo di piena

Come precisato nel citato rapporto VAPI Basilicata, il valore della portata al colmo di piena “Q_T” per il fissato tempo di ritorno “T” è dato dal prodotto tra il fattore di crescita “K_T” e la piena indice “Q_I” secondo l’espressione seguente:

$$Q_T = K_T \times Q_I$$

Nella tabella seguente sono presenti i valori delle portate al colmo di piena relativi a vari tempi di ritorno di riferimento.

Portate al colmo di piena						
Sezione di chiusura	Q5 (m ³ /s)	Q10 (m ³ /s)	Q20 (m ³ /s)	Q30 (m ³ /s)	Q200 (m ³ /s)	Q500 (m ³ /s)
Settore 1	0.141	0.216	0.290	0.334	0.539	0.637
Settore 2	0.038	0.058	0.078	0.089	0.144	0.170
Settore 3	0.036	0.055	0.074	0.085	0.137	0.162
Totale	0.177	0.271	0.365	0.420	0.676	0.800

Tabella 7: Calcolo delle portate al colmo di piena

Una volta calcolate le portate al colmo è possibile calcolare i coefficienti udometrici dividendo tali portate per le superfici dei bacini idrografici.

Nella tabella seguente sono presenti i valori dei coefficienti udometrici.

Coefficienti udometrici						
Sezione di chiusura	u5 (l/s·ha)	u10 (l/s·ha)	u20 (l/s·ha)	u30 (l/s·ha)	u200 (l/s·ha)	u500 (l/s·ha)
Settore 1	50.4	77.0	103.7	119.3	192.4	227.6
Settore 2	75.4	115.3	155.2	178.6	287.9	340.6
Settore 3	76.5	117.0	157.5	181.2	292.1	345.6
Totale	47.0	71.9	96.8	111.3	179.4	212.3

Tabella 8: Calcolo dei coefficienti udometrici

I valori riportati nella tabella precedente sono assolutamente in linea con quelli riscontrabili in caso di bacini idrografici di dimensioni e caratteristiche simili a quelli in esame.



4.4 Verifica idraulica

Come portata di dimensionamento per la presente verifica idraulica, in particolare, è stato considerato il valore massimo della portata al colmo di piena, corrispondente al totale dei tre settori indicati in precedenza, per il tempo di ritorno di 5 anni. Tale valore è pari a $0.177 \text{ m}^3/\text{s}$.

Nelle tabelle seguenti sono mostrati i calcoli idraulici, ipotizzando il deflusso in regime di moto uniforme, per le canalette perimetrali e per le tubazioni in progetto.

Tratto	Input			
	Pendenza (-)	Scabrezza ($\text{m}^{1/3}/\text{s}$)	Base (m)	Altezza (m)
Totale	0.010	40	0.50	0.50
Tratto	Calcolo			
	Franco di sicurezza (m)	Tirante idrico (m)	Area (m^2)	Raggio idraulico (m)
Totale	0.25	0.25	0.19	0.16
Tratto	Output			
	Velocità media (m/s)	Portata defluita (m^3/s)	Portata di progetto (m^3/s)	Numero di Froude (-)
Totale	1.16	0.217	0.177	0.60

Tabella 9: Verifiche idrauliche per le canalette perimetrali in progetto

Tratto	Input			
	Pendenza (-)	Scabrezza ($\text{m}^{1/3}/\text{s}$)	Diametro interno (m)	Riempimento (-)
Totale	0.010	60	0.600	0.50
Tratto	Calcolo			
	Angolo al centro (rad)	Tirante idrico (m)	Area (m^2)	Raggio idraulico (m)
Totale	3.14	0.30	0.14	0.15
Tratto	Output			
	Velocità media (m/s)	Portata defluita (m^3/s)	Portata di progetto (m^3/s)	Diametro esterno (mm)
Totale	1.69	0.239	0.177	774

Tabella 10: Verifiche idrauliche per le tubazioni in progetto

In tali tabelle si nota come le dimensioni e le pendenze delle opere in progetto sono quelle minime descritte in precedenza, mentre come coefficienti di scabrezza sono stati considerati dei valori del parametro di Gauckler-Strickler pari rispettivamente a $40 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per la geomembrana e $60 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per il calcestruzzo prefabbricato.

Nelle tabelle è stato dimostrato che la portata defluita, considerando un franco di sicurezza pari al 50% dell'altezza utile (cfr. la citata "Guida alla progettazione dei sistemi di collettamento e



depurazione delle acque reflue urbane”), è sempre superiore alla portata di progetto. Di conseguenza, la verifica idraulica risulta essere pienamente soddisfatta.

5 Impianto biogas

Il progetto prevede l’ottimizzazione del sistema di estrazione del biogas mediante il ripristino dei 9 esistenti e la realizzazione di 7 nuovi pozzi di estrazione posati a regola d’arte, provvisti di teste di pozzo e tubazioni di collettamento alla centrale di aspirazione e combustione del biogas. Per una descrizione dettagliata si rimanda alla relazione specialistica e all’elaborato grafico di riferimento.

6 Impianto antincendio

A servizio dell’area è prevista la realizzazione di un impianto antincendio costituito da un modulo per esterno prefabbricato a norme UNI11292 con Gruppo Antincendio a norme UNI EN12845, tubazioni in polietilene ad alta densità, un gruppo completo per attacco motopompa e n. 9 idranti soprasuolo in ghisa. Per una descrizione dettagliata si rimanda alla relazione specialistica e all’elaborato grafico di riferimento.