

Provincia di Parma

Comune di Fornovo di Taro

COMMITTENTE: MONTANA AMBIENTE s.r.l.

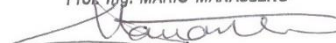
IMPIANTO DI SMALTIMENTO RIFIUTI SPECIALI NON PERICOLOSI SITO IN LOCALITÀ MONTE ARDONE NEL COMUNE DI FORNOVO DI TARO - PROGETTO DI AMPLIAMENTO PER OPERAZIONI D1 E D15

RELAZIONE GEOTECNICA

(2582_3937_R05_A4_Rev0_GEOTEC)

AGGIORNAMENTI:		
REVISIONE N°	DATA	OGGETTO
E01	07/12/2020	Prima stesura

ORDINE INGEGNERI N.
PROVINCIA DI TORINO 6134
Prof. Ing. MARIO MANASSERO



0199-001R01E01-MAR/BRU/MIN

Torino, 07/12/2020

INDICE

1.	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	4
2.	PREMESSA	9
3.	CAMPAGNA DI INDAGINE GEOTECNICA 2020.....	12
3.1	Sondaggi a carotaggio continuo con installazione di inclinometri ...	15
3.2	Sondaggi a distruzione di nucleo con installazione di piezometri.....	17
3.3	Prove geotecniche di laboratorio.....	19
3.3.1	Interfacce.....	19
3.3.2	Rifiuti assimilabili (pre-2010)	20
3.3.3	Fanghi	21
3.3.4	Argine	22
3.3.5	Substrato.....	22
4.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI MATERIALI	24
4.1	Interfacce.....	24
4.2	Rifiuti assimilabili pre-2010.....	26
4.3	Fanghi	28
4.4	Argine	31
4.5	Substrato.....	34
5.	REGIME DELLE PRESSIONI NEUTRE NELL'ARGINE DI VALLE	38
6.	REGIME DELLE PRESSIONI NEUTRE DEL PERCOLATO.....	42
6.1	Nuova rete di monitoraggio piezometrico del percolato	42
6.2	Monitoraggio del livello del percolato nel periodo 2013-2020	49
6.3	Bilancio precipitazioni/percolato estratto	53
7.	SISTEMA DI MONITORAGGIO INCLINOMETRICO DELLA DISCARICA ...	59
7.1	Sintesi dei rilievi pregressi (1996-2019)	59
7.2	Monitoraggio degli inclinometri esterni 2019-20 (Università di Parma)63	
7.3	Monitoraggio nuovi inclinometri installati nel corpo della discarica..	65
7.3.1	Installazione e misura di "zero"	66

7.3.2	Misure di esercizio	67
8.	VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE	75
8.1	Geometria del modello.....	76
8.2	Parametri geotecnici dei materiali	78
8.3	Descrizione del modello agli elementi finiti	81
8.4	Risultati ottenuti.....	87
9.	VERIFICHE ELEMENTI STRUTTURALI	90
9.1	Pali.....	90
9.2	Tiranti	93
10.	ANALISI SPOSTAMENTI IN CONDIZIONI SISMICHE	95
11.	CONCLUSIONI	99
12.	BIBLIOGRAFIA	101
13.	APPENDICE A.....	104

1. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Le considerazioni riportate nel presente rapporto tecnico sono basate sulla documentazione resa disponibile dal Committente, sui nuovi dati acquisiti tramite la campagna di indagine ed i nuovi monitoraggi geotecnici svolti nel corso del 2020, e sulle osservazioni derivate dai sopralluoghi effettuati presso il sito in esame. In particolare, nel presente elaborato si è fatto riferimento ai seguenti documenti:

- [1] Regione Emilia-Romagna, Comitato Tecnico Scientifico – Parere in merito alla verifica di stabilità di una discarica esistente per aumento di peso del materiale stoccato (Rif. int. n. 155). Prot. Reg. PE/2018/330300 del 08/05/2018.
- [2] G.M.A. Gestione Manutenzione Ambiente - Progetto di discarica di prima categoria per rifiuti solidi urbani ed assimilabili in località Monte Ardone – Fontanelle, Comune di Fornovo di Taro (PR). Perizia di Variante n. 2. Progetto esecutivo. Giugno 1998. Europrogetti Srl, Novara.
- [3] G.M.A. Gestione Manutenzione Ambiente - Progetto di discarica di prima categoria per rifiuti solidi urbani ed assimilabili in località Monte Ardone – Fontanelle, Comune di Fornovo di Taro (PR). Tavola di dettaglio del pacchetto di interfaccia discarica. Elab. E9823A20, 1997. Europrogetti Srl, Novara.
- [4] G.M.A. Gestione Manutenzione Ambiente - Progetto di discarica di prima categoria per rifiuti solidi urbani ed assimilabili in località Monte Ardone – Fontanelle, Comune di Fornovo di Taro (PR). Perizia di Variante n. 2. Progetto esecutivo. Elab. 1.B.3_R0_E1620033_Interfaccia_fondo. Giugno 1998. Europrogetti Srl, Novara.
- [5] Palladio Team Fornovo Srl - Discarica di Monte Ardone. Attività di conferimento rifiuti finalizzata al raggiungimento della morfologia finale approvata con D.D. 1177 del 17/03/2005. Istanza di autorizzazione sismica ai sensi dell'art 11 L.R. 19/08. Progetto esecutivo, Rev. 1 del 09/03/2018, a seguito Osservazioni CTS n. 145/2017. Europrogetti Srl, Novara.

- [6] Palladio Team Fornovo Srl - Analisi di stabilità statiche e sismiche riguardanti la discarica di Monte Ardone. Aggiornamento dello studio. A cura Prof. Ing. Gian Michele Calvi, Prof. Ing. Carlo Giovanni Lai, giugno 2018.
- [7] Regione Emilia-Romagna, Servizio Sismico, Geologico e dei Suoli – Trasmissione osservazioni del Comitato Tecnico Scientifico in merito alla verifica di stabilità in condizioni statiche e dinamiche della discarica di M. Ardone, in Comune di Fornovo di Taro (PR), presentate nella seduta n. 56 del CTS-RER del 26/05/2017.
- [8] Regione Emilia-Romagna, Comitato Tecnico Scientifico – Parere in merito alla verifica di stabilità di una discarica esistente per aumento di peso del materiale stoccato (Rif. int. n. 145). Prot. Gen. 2017.0509152 del 06/07/2017.
- [9] Palladio Team Fornovo Srl - Indagini geotecniche e geologiche presso la discarica per rifiuti non pericolosi di Monte Ardone (Fornovo di Taro, Parma). GTA Srl Indagini Geologiche, San Martino Siccomario (Pavia). Maggio 2020.
- [10] Palladio Team Fornovo Srl - integrazioni letture freatiche presso la discarica per rifiuti non pericolosi di Monte Ardone (Fornovo di Taro, Parma). GTA Srl Indagini Geologiche, San Martino Siccomario (Pavia). Agosto 2020.
- [11] Palladio Team Fornovo Srl – Rilievo topografico ubicazione indagini geotecniche. Maggio 2020.
- [12] Palladio Team Fornovo Srl – Rilievo topografico ubicazione, quota e verifica della profondità dei Pozzi di estrazione del percolato Lotto 1 e Lotto 2. Luglio 2020.
- [13] Palladio Team Fornovo Srl - Caratterizzazione geotecnica di rifiuti assimilabili presenti nella discarica di Monte Ardone (Fornovo Taro, Parma). Istituto Sperimentale Modelli GEOTecnici ISMGEO, Seriate (Bergamo) (giugno 2020).
- [14] Palladio Team Fornovo Srl - Caratterizzazione geotecnica di fanghi di depuratore presenti nella discarica di Monte Ardone (Fornovo Taro, Parma). Istituto Sperimentale Modelli GEOTecnici ISMGEO, Seriate (Bergamo) (giugno 2020).
- [15] Palladio Team Fornovo Srl - Caratterizzazione geotecnica dei terreni costituenti l'argine di valle della discarica di Monte Ardone (Fornovo Taro, Parma). Istituto Sperimentale Modelli GEOTecnici ISMGEO, Seriate (Bergamo) (giugno 2020).
- [16] Palladio Team Fornovo Srl - Determinazione delle caratteristiche di resistenza al taglio in corrispondenza delle interfacce di isolamento basale presso la discarica

- di Monte Ardone (Fornovo Taro, Parma). Istituto Sperimentale Modelli GEOTecnici ISMGEO, Seriate (Bergamo) (giugno 2020).
- [17] Palladio Team Fornovo Srl - Caratterizzazione geotecnica dei terreni costituenti il substrato della discarica di Monte Ardone (Fornovo Taro, Parma). Istituto Sperimentale Modelli GEOTecnici ISMGEO, Seriate (Bergamo) (giugno 2020).
- [18] Palladio Team Fornovo Srl - Centralina MICROVEN Serial n. MH033 monitoraggio livello del percolato nel Pozzo lotto I. Rilevamento e acquisizione automatica dei dati relativi al periodo 2015-2020.
- [19] Palladio Team Fornovo Srl - Registro giornaliero del volume di percolato presente nella vasca di stoccaggio provvisorio, dei volumi asportati per mezzo di autocisterne e del livello presente nel Pozzo del percolato Lotto 1.
- [20] Palladio Team Fornovo Srl - Stazione meteorologica automatizzata, rilevamento con frequenza oraria e acquisizione dati meteorologici relativi al periodo 2015-2020.
- [21] Palladio Team Fornovo Srl - Monitoraggio inclinometrico e piezometrico nel corpo rifiuti e argine della discarica di Monte Ardone. Rapporto misura di zero (Rilievo 29/04/2020) e misura n. 2 (Rilievo 15/05/2020). Ambiente e Territorio Srl, 27 maggio 2020.
- [22] Palladio Team Fornovo Srl - Monitoraggio inclinometrico e piezometrico nel corpo rifiuti e argine della discarica di Monte Ardone. Rapporto misura n. 3 (Rilievo 03/06/2020). Ambiente e Territorio Srl, 8 giugno 2020.
- [23] Palladio Team Fornovo Srl - Monitoraggio inclinometrico e piezometrico nel corpo rifiuti e argine della discarica di Monte Ardone. Rapporto misura n. 4 (Rilievo 15/06/2020). Ambiente e Territorio Srl, 17 giugno 2020.
- [24] Palladio Team Fornovo Srl - Monitoraggio inclinometrico e piezometrico nel corpo rifiuti e argine della discarica di Monte Ardone. Rapporto misura n. 5 (Rilievo 29/06/2020). Ambiente e Territorio Srl, 6 luglio 2020.
- [25] Palladio Team Fornovo Srl - Monitoraggio inclinometrico e piezometrico nel corpo rifiuti e argine della discarica di Monte Ardone. Rapporto misura n. 6 (Rilievo 13/07/2020). Ambiente e Territorio Srl, 16 luglio 2020.

- [26] Palladio Team Fornovo Srl - Monitoraggio inclinometrico e piezometrico nel corpo rifiuti e argine della discarica di Monte Ardone. Rapporto misura n. 7 (Rilievo 29/07/2020). Ambiente e Territorio Srl, 5 agosto 2020.
- [27] Palladio Team Fornovo Srl - Monitoraggio inclinometrico e piezometrico nel corpo rifiuti e argine della discarica di Monte Ardone. Rapporto misura n. 8 (Rilievo 07/08/2020). Ambiente e Territorio Srl, 26 agosto 2020.
- [28] Palladio Team Fornovo Srl - Monitoraggio inclinometrico e piezometrico nel corpo rifiuti e argine della discarica di Monte Ardone. Rapporto misura n. 9 (Rilievo 27/08/2020). Ambiente e Territorio Srl, 31 agosto 2020.
- [29] Palladio Team Fornovo Srl - Monitoraggio inclinometrico e piezometrico nel corpo rifiuti e argine della discarica di Monte Ardone. Rapporto misura n. 10 (Rilievo 11/09/2020). Ambiente e Territorio Srl, 15 settembre 2020.
- [30] Palladio Team Fornovo Srl - Monitoraggio inclinometrico e piezometrico nel corpo rifiuti e argine della discarica di Monte Ardone. Rapporto misura n. 11 (Rilievo 30/09/2020). Ambiente e Territorio Srl, 5 ottobre 2020.
- [31] Palladio Team Fornovo Srl - Monitoraggio inclinometrico e piezometrico nel corpo rifiuti e argine della discarica di Monte Ardone. Rapporto misura n. 12 (Rilievo 13/10/2020). Ambiente e Territorio Srl, 19 ottobre 2020.
- [32] Palladio Team Fornovo Srl - Monitoraggio inclinometrico e piezometrico nel corpo rifiuti e argine della discarica di Monte Ardone. Rapporto misura n. 13 (Rilievo 02/11/2020). Ambiente e Territorio Srl, 6 novembre 2020.
- [33] Palladio Team Fornovo Srl - Monitoraggio inclinometrico e piezometrico nel corpo rifiuti e argine della discarica di Monte Ardone. Rapporto misura n. 14 (Rilievo 17/11/2020). Ambiente e Territorio Srl, 17 novembre 2020.
- [34] Palladio Team Fornovo Srl - Monitoraggio della stabilità geomorfologica della discarica di Monte Ardone. Rapporto di monitoraggio Maggio 2019 – Maggio 2020. Università di Parma - Dipartimento di Ingegneria e Architettura, Responsabili scientifici Prof. Ing. A. Segalini, Prof. Ing. Antonio Montepara.
- [35] Palladio Team Fornovo Srl - Monitoraggio della stabilità geomorfologica della discarica di Monte Ardone. Rapporto n. 12 – Maggio 2020. Università di Parma -

Dipartimento di Ingegneria e Architettura, Responsabili scientifici Prof. Ing. A. Segalini, Prof. Ing. Antonio Montepara.

- [36] Min. Lavori Pubblici, Servizio Idrografico, Ufficio Idrografico del Po – Parma. Annali Idrologici 1980-1989, prima parte.
- [37] ARPAE Emilia-Romagna, Servizio idrografia e idrologia regionale e distretto Po. Annali Idrologici 1990-2019, parte prima.
- [38] Palladio Team Fornovo Srl – Monitoraggio della stabilità e delle fasi gestionali della Discarica di Monte Ardone nel Comune di Fornovo di Taro (Parma). Rapporti 2004-10 (con riferimento a rilievi inclinometrici condotti a partire dal 2001). S.G.P. Srl, Prof. geol. P.L. Vercesi, Pavia.
- [39] Palladio Team Fornovo Srl – Monitoraggio della stabilità e delle fasi gestionali della Discarica di Monte Ardone nel Comune di Fornovo di Taro (Parma). Rapporti 2010-19. Studio di Geologia, geol. Alberto Trivioli, Parma.

2. PREMESSA

Su incarico della Società Montana s.r.l., il presente rapporto tecnico è finalizzato alla valutazione della stabilità geotecnica in condizioni statiche dell'impianto per lo smaltimento di rifiuti non pericolosi sito in loc. Monte Ardone del Comune di Fornovo di Taro (PR) nella configurazione geometrica definita come da sistemazione finale di progetto.

Il documento è basato sugli esiti della campagna di indagine e di monitoraggio integrativa compiuta tra aprile e settembre 2020. Tale campagna ha avuto come obiettivo principale la risposta alle richieste formulate dal Comitato Tecnico Scientifico (di seguito CTS) della regione Emilia-Romagna (doc. [1]). In particolare, la campagna di approfondimento conoscitivo ha previsto la realizzazione di indagini in sito e di laboratorio, ed il monitoraggio piezometrico, inclinometrico dell'opera, permettendo di:

- determinare le caratteristiche di resistenza dei materiali costituenti l'opera, ed in particolare i rifiuti abbancati sul fondo della discarica, l'argine di contenimento di valle, e le interfacce tra i diversi materiali che compongono il pacchetto di impermeabilizzazione di fondo del corpo rifiuti;
- valutare e monitorare i livelli di percolato interni al corpo rifiuti e, quindi, di ricostruire il regime delle pressioni neutre;
- avviare il rilevamento strumentale del quadro deformativo del corpo rifiuti e del relativo argine di contenimento mediante la realizzazione e l'installazione degli strumenti utili per poter effettuare misure combinate di tipo inclinometrico degli spostamenti dell'opera.

Sulla base delle importanti integrazioni conoscitive sopra elencate e degli ulteriori approfondimenti compiuti circa le caratteristiche costruttive dell'impianto, è stato messo a punto un modello di calcolo bidimensionale agli elementi finiti (software PLAXIS, versione 8.6) rappresentativo della configurazione di abbancamento finale di progetto per condurre le verifiche di stabilità globali in condizioni statiche. Come espressamente richiesto nel doc. [1], il modello prende in considerazione la presenza

di uno strato di debolezza in corrispondenza del pacchetto di impermeabilizzazione del fondo della discarica che potrebbe dare luogo ad una superficie preferenziale di scorrimento in corrispondenza delle interfacce più critiche tra geosintetici, geocompositi e strati di argilla compattata. La stabilità del corpo rifiuti è garantita dalla presenza dell'argine di contenimento di valle, il quale è stato appositamente ampliato e rinforzato rispetto a quello esistente. L'opera di rinforzo è costituita da un muro di sostegno poggiante su due file di pali ed ancorato con una fila di tiranti. Il modello bidimensionale è rappresentativo della sezione di massimo invaso, nella quale il corpo rifiuti poggia interamente sul complesso di Case Boscaini (nel seguito argille a Palombini). Tale sezione bidimensionale è stata utilizzata per condurre verifiche di stabilità in accordo con il recente D.Lgs. n. 121 (del 3 settembre 2020) e con le Norme Tecniche per le Costruzioni del 2018 (di seguito NTC 2018). Oltre alla modellazione agli elementi finiti, le verifiche di stabilità globale sono state eseguite anche con il metodo dell'equilibrio limite.

Poiché le verifiche di stabilità della sistemazione finale di progetto fanno riferimento a condizioni di carico che, in campo statico ed in campo sismico, si verificheranno nel lungo termine, all'interno dei modelli di calcolo il regime delle pressioni neutre nel corpo rifiuti è stato definito con riferimento ad una superficie piezometrica rappresentativa dei livelli massimi di percolato interni al corpo rifiuti che dovranno essere raggiunti e garantiti (i.e. "livello di target"), anche nel lungo termine, al fine di consentire gli abbancamenti dei volumi residui di rifiuti sino alla quote di progetto finali in condizioni di sicurezza. Con specifico riferimento alle condizioni di stabilità dal punto di vista geotecnico, il raggiungimento di tale "livello di target" del percolato rappresenta pertanto una condizione necessaria affinché la configurazione finale di progetto possa essere raggiunta, nel rispetto delle indicazioni fornite dalle NTC 2018 attualmente vigenti. Si precisa a questo proposito che le attività di progettazione di un adeguato sistema di emungimento del percolato e di pianificazione delle connesse attività impiantistiche complessivamente volte a garantire il raggiungimento del livello di target esulano dall'incarico assegnato allo scrivente.

La relazione si articola nei seguenti capitoli principali:

- il capitolo 3 illustra la campagna di indagine condotta nel 2020, riassumendo sia i sondaggi eseguiti in-situ sia il programma delle prove eseguite in laboratorio;
- il capitolo 4 riporta la caratterizzazione dei materiali di interesse a partire dai dati delle prove di laboratorio condotte sia nel 2020 sia precedentemente;
- il capitolo 5 riassume l'analisi del regime delle pressioni neutre nell'argine di valle;
- il capitolo 6 presenta l'analisi del livello del percolato nel corpo rifiuti;
- il capitolo 7 illustra l'analisi del monitoraggio inclinometrico nel corpo rifiuti;
- nel capitolo 8 sono presentati il modello agli elementi finiti ed i risultati delle simulazioni numeriche condotte per eseguire le verifiche di stabilità globale;
- nel capitolo 9 sono presentate le verifiche degli elementi strutturali che costituiscono l'opera di rinforzo dell'argine;
- nel capitolo 10 è presentata un'analisi degli spostamenti all'interfaccia ottenuti dalle analisi dinamiche condotte dall'Università di Pavia;
- nell'APPENDICE A sono riportati i risultati della modellazione numerica con il metodo dell'equilibrio limite.

3. CAMPAGNA DI INDAGINE GEOTECNICA 2020

L'acquisizione del quadro conoscitivo rappresentativo dell'assetto e delle condizioni attuali della discarica, comprensivo dei materiali depositati e dei sistemi di isolamento basale, ha comportato lo svolgimento di un'articolata campagna geognostica condotta nel Febbraio-Aprile 2020. Tale campagna è stata finalizzata alla definizione degli aspetti specificatamente richiesti dagli Enti competenti. Gli obiettivi dell'indagine sono stati:

- l'approfondimento della conoscenza geotecnica del sito;
- la caratterizzazione geotecnica delle diverse tipologie di rifiuti;
- la caratterizzazione del pacchetto di impermeabilizzazione della discarica;
- la verifica della presenza del percolato nell'abbancamento di rifiuti;
- il monitoraggio degli eventuali spostamenti del corpo dei rifiuti.

Come illustrato in **Figura 1**, la discarica ospita attualmente due tipologie di rifiuti. In una prima fase di conferimento anteriore al 2010, sono stati depositati rifiuti costituiti da materiali eterogenei e grossolani comprendenti gomma, carta, plastica, vetri, cordame, ecc., senza frazione biodegradabile e pressoché privi di matrice fine. Tali rifiuti sono denominati nel seguito della relazione come rifiuti assimilabili (pre-2010). Successivamente al 2010, sono stati conferiti nella discarica rifiuti fini, costituiti da fanghi di depuratore. Tali rifiuti sono denominati nel seguito della relazione come fanghi.

Il pacchetto di impermeabilizzazione posizionato sul fondo e sulle scarpate dell'impianto è costituito da materiali naturali e geosintetici (**Figura 2**). In particolare, sono state identificate le seguenti interfacce di contatto tra i diversi materiali:

- riporto argilloso / geomebrana in HDPE ruvida;
- geomebrana in HDPE ruvida / geocomposito drenante;
- geomembrana in HDPE liscia / tessuto non tessuto (TNT);
- tessuto non tessuto (TNT) / ghiaia;
- tessuto non tessuto (TNT) / substrato;
- tessuto non tessuto (TNT) / rifiuti.

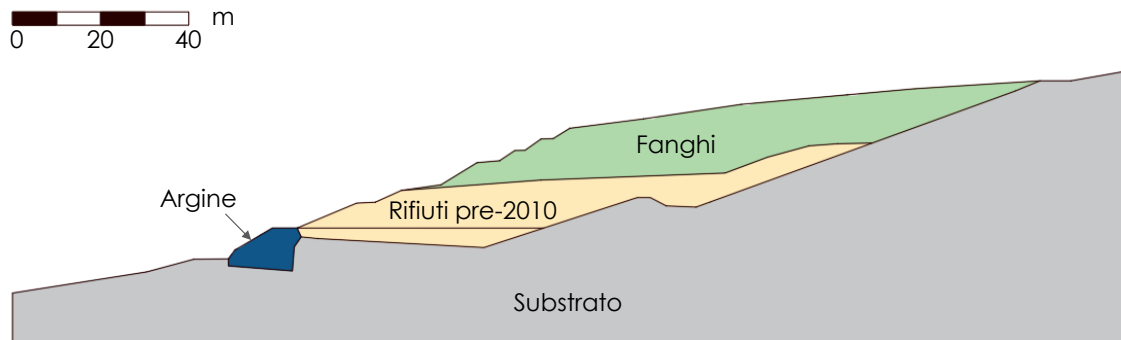


Figura 1. Sezione bidimensionale rappresentativa della configurazione attuale della discarica.

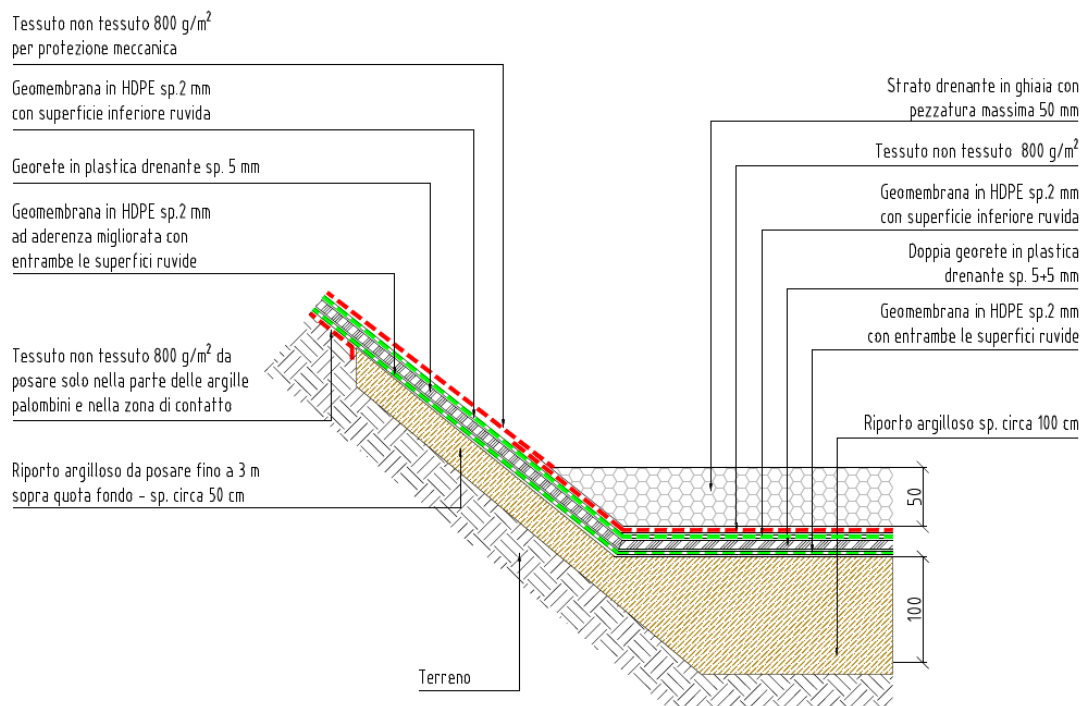


Figura 2. Pacchetto di impermeabilizzazione del fondo e delle scarpate dell'impianto.

Le attività di indagine svolte all'interno dell'area di discarica vera e propria hanno compreso:

- perforazione di sondaggi a carotaggio continuo, con prelievo di campioni, svolgimento prove in foro e installazione strumentazione;
- sondaggi a distruzione con installazione strumentazione;
- svolgimento di prove geotecniche di laboratorio per la caratterizzazione dell'argine esistente e dei terreni di imposta;
- svolgimento di prove geotecniche di laboratorio di tipo ordinario sulla componente di rifiuti fini (fanghi) assimilabile a terreni;
- campionamento tramite scavo dei rifiuti assimilabili a RSU (rifiuti pre-2010);
- campionamento dei materiali naturali e artificiali costituenti i sistemi di barriera di fondo (argilla, geomembrane, geogriglie drenanti, ecc.);
- svolgimento di prove geotecniche di grandi dimensioni per la caratterizzazione dei rifiuti assimilabili e la definizione della resistenza al taglio in corrispondenza delle interfacce;
- avvio del monitoraggio inclinometrico sul corpo dell'argine e nei rifiuti, e del rilievo del percolato nell'abbancamento.

Per consentire l'acquisizione di una più ampia serie di misure, ottimizzando allo stesso tempo gli interventi all'interno del corpo dei rifiuti, i punti di monitoraggio sono organizzati in cluster comprendenti ognuno un inclinometro e due piezometri con cella Casagrande impostate a diverse profondità. Le indagini svolte sono di seguito riassunte, la loro ubicazione è riportata in **Figura 3**. Per il Report completo della Ditta esecutrice e delle successive attività di verifica condotte si rimanda ai docc. [9], [10].

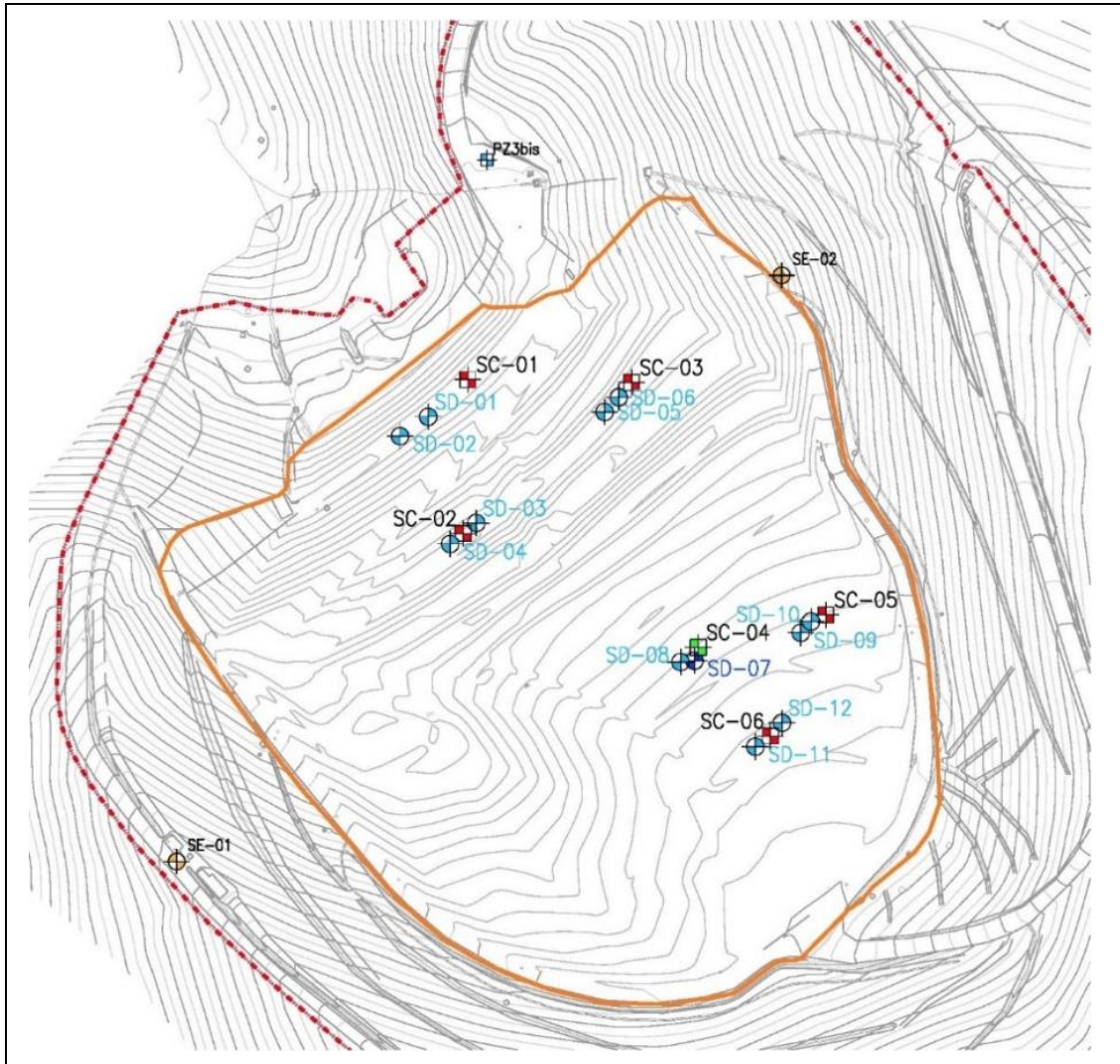


Figura 3. Posizione dei nuovi sondaggi integrativi eseguiti nel corpo rifiuti e nell'argine di contenimento nel periodo febbraio-aprile 2020 (doc. [11]).

3.1 Sondaggi a carotaggio continuo con installazione di inclinometri

Sono stati eseguiti n. 6 sondaggi a rotazione a scopo geotecnico (**Tabella 1**), a carotaggio continuo e con assetto verticale (prof. compresa tra 7,4 ÷ 30,0 m), di cui:

- n. 1 sondaggio (SC-01) eseguito in corrispondenza dell'argine con il prelievo di campioni geotecnici di tipo indisturbato nel corpo del rilevato e nelle unità del substrato locale;

- n. 5 sondaggi eseguiti nel corpo dei rifiuti (SC-02÷SC-6), con prelievo di campioni di tipo indisturbato nella parte superiore dell'abbancamento costituito da fanghi.

In ciascun sondaggio, inoltre, si è proceduto all'esecuzione di prove SPT, di permeabilità tipo Lefranc e all'installazione di tubi inclinometrici per il monitoraggio delle deformazioni all'interno del corpo dei rifiuti e in corrispondenza dell'argine di valle. Il solo SC-04 per problematiche esecutive è stato completato con piezometro con cella tipo Casagrande. La **Tabella 1** riassume il numero dei campioni prelevati ed utilizzati per la caratterizzazione geotecnica tramite prove di laboratorio.

Tabella 1. Indagini integrative 2020 nel corpo della discarica: sondaggi a carotaggio continuo, prelievo di campioni, prove in foro e strumentazione installata.

Sondaggio	Prof. (m)	Campioni (prof. m)	Prove SPT (prof. m)	Prove Lefranc (prof. m)	Strumentazione
SC-01 argine	30.0	CI-I (1.5-2.0) CI-II (9.0-9.6) CI-III (18.0-18.6)	4.50-4.95 10.50-10.95 24.00-24.45	2.5-3.0 6.5-7.5 11.0-12.0 27.0-28.0	Inclinometro
SC-02 rifiuti	9.6	CI-01 (1.5-2.0)	4.50-4.95 7.50-7.95 9.00-9.45	2.5-3.0 8.65-9.00	Inclinometro
SC-03 rifiuti	9.0	CI-01 (1.5-2.0) CI-02 (7.5-8.0)	4.50-4.95 8.00-8.45	2.65-3.00 8.65-9.00	Inclinometro
SC-04 rifiuti	18.0	CI-01 (1.5-2.0) CI-02 (4.5-4.8) CI-03 (7.5-8.0) CI-04 (13.5-13.8)	12.00-12.45	2.5-3.0 8.65-9.00 15.2-16.7	Piez. Cella Casagrande inferiore
SC-05 rifiuti	8.0	CI-01 (2.4-2.9) CI-02 (7.5-8.0)	4.50-4.95	3.0-3.5	Inclinometro
SC-06 rifiuti	14.0	CI-01 (1.7-2.2) CI-02 (7.5-8.0) CI-03 (10.5-11.0) CI-04 (13.5-14.0)	5.00-5.45	2.5-3.0 8.5-9.0	Inclinometro

Infine, sono stati eseguiti anche due sondaggi a carotaggio continuo (SE-01 e SE-02) effettuati al di fuori del corpo rifiuti al fine prelevare dei campioni nel substrato su cui è impostata la discarica (**Tabella 2**). Il sondaggio SE-01, ubicato lungo il pendio delimitante in sinistra il corpo della discarica, attraversa per l'intera lunghezza (45 m dal p.c.) le argille di Lugagnano, mentre il sondaggio SE-02, posto sul pendio in destra dell'accumulo, interessa le argille a Palombini (complesso di Case Boscaini). Entrambi i sondaggi sono stati strumentati con piezometro con cella tipo Casagrande posizionata al fondo del foro.

Tabella 2. Indagini integrative 2020: sondaggi a carotaggio continuo eseguiti al di fuori del corpo rifiuti.

Sondaggio	Prof. (m)	Campioni (prof. m)	Strumentazione
SE-01 argille di Lugagnano	45.0	CI-1 (20.0-20.5) CI-2 (25.0-25.5) CI-3 (30.0-30.5) CI-4 (35.0-35.5) CI-5 (38.0-38.5) CI-6 (42.0-42.5)	Piez. Cella Casagrande
SE-02 argille a Palombini	30.0	CI-1 (13.0-13.5) CI-2 (16.0-16.5) CI-3 (21.0-21.5) CI-4 (24.0-24.5) CI-5 (28.0-28.5)	Piez. Cella Casagrande

3.2 Sondaggi a distruzione di nucleo con installazione di piezometri

Sono state realizzate n. 12 perforazioni a distruzione di nucleo, con assetto verticale (prof. comprese tra 6,5 ÷ 21,0 m) di cui n. 2 eseguite in corrispondenza dell'argine (SD-01 ÷ SD-02) e n. 10 eseguite nel corpo dei rifiuti (SD-03 ÷ SD-12). In ciascuna verticale è stato installato, in genere, un piezometro del tipo Casagrande finalizzato al monitoraggio piezometrico delle pressioni neutre presenti all'interno del corpo dei rifiuti (i.e. percolato) e in corrispondenza dell'argine. Nella sola perforazione SD-07 per

problematiche esecutive è stato installato un tubo inclinometrico, il relativo piezometro è posizionato nell'adiacente SC-04. Nella **Tabella 3** sono riassunte le caratteristiche dei sondaggi a distruzione di nucleo eseguiti nel corpo rifiuti e nell'argine di contenimento, con indicazione della strumentazione installata e la profondità della cella rispetto alla testa tubo misurata al termine dell'installazione.

Tabella 3. Indagini integrative 2020: sondaggi a distruzione di nucleo eseguiti nel corpo rifiuti e nell'argine di contenimento.

Sondaggio	Profondità sondaggio (m)	Localizzazione	Strumentazione	Profondità Cella (m da testa tubo)
SD-01	9.0	Sommità argine, posizione centrale. La cella è posizionata nel tratto inferiore del rilevato	Piezometro cella Casagrande inferiore	8.90
SD-02	21.0	Sommità argine, posizione centrale. La cella è posta all'interno dei terreni del substrato	Piezometro cella Casagrande superiore	20.95
SD-03	9.0	Cumulo rifiuti, posizione centrale, in corrispondenza della sommità del 2o gradone	Piezometro cella Casagrande inferiore	8.90
SD-04	7.0	Cumulo rifiuti, posizione centrale, in corrispondenza della sommità del 2o gradone	Piezometro cella Casagrande superiore	5.90
SD-05	9.0	Cumulo rifiuti, lato destro, in corrispondenza della sommità del 2o gradone	Piezometro cella Casagrande inferiore	8.90
SD-06	6.5	Cumulo rifiuti, lato destro, in corrispondenza della sommità del 2o gradone	Piezometro cella Casagrande superiore	5.90

SD-07	15.1	Cumulo rifiuti, plateau superiore, posizione centrale	Inclinometro	14.70
SD-08	8.0	Cumulo rifiuti, plateau superiore, posizione centrale	Piezometro cella Casagrande superiore	7.90
SD-09	10.5	Cumulo rifiuti, plateau superiore, lato destro	Piezometro cella Casagrande inferiore	9.70
SD-10	8.1	Cumulo rifiuti, plateau superiore, lato destro	Piezometro cella Casagrande superiore	7.30
SD-11	9.5	Cumulo rifiuti, apice plateau superiore, posizione centrale	Piezometro cella Casagrande	8.90
SD-12	9.5	Cumulo rifiuti, apice plateau superiore, posizione centrale	Piezometro cella Casagrande	8.95

3.3 Prove geotecniche di laboratorio

In questo paragrafo sono riassunte tutte le prove geotecniche eseguite dal laboratorio dell'Istituto Sperimentale Modelli GEOTecnici - ISMGEO, di Seriate (Bergamo) sui campioni prelevati dai sondaggi descritti in precedenza.

3.3.1 Interfacce

Le interfacce tra i materiali costituenti il pacchetto di impermeabilizzazione rappresentano, nella maggior parte dei rivestimenti di fianchi e fondo delle discariche, un punto di debolezza per la stabilità del corpo rifiuti a causa di parametri di resistenza al taglio generalmente di molto inferiori rispetto ai rifiuti soprastanti e ai terreni sottostanti. Ai fini della valutazione di stabilità del corpo rifiuti nei confronti di una superficie di scorrimento che interessi il pacchetto di fondo, è necessario individuare l'interfaccia di maggiore criticità, ossia quella con minori parametri di resistenza e che quindi potrebbe dare luogo a cinematismi di rottura che si sviluppino prevalentemente, se non totalmente lungo le suddette interfacce critiche.

Per la definizione dei parametri di resistenza al taglio delle interfacce di interesse è stata condotta una serie di prove di taglio diretto finalizzate in ultimo all'individuazione delle superfici di potenziale scorrimento più critiche. Le attività sperimentali sono state condotte con specifico riferimento alle richieste pervenute dal CTS della Regione Emilia-Romagna nelle precedenti fasi di valutazione del progetto.

Sulla base dei documenti di progetto del fondo della discarica (doc. [4]) e dell'ampia serie di dati disponibile in letteratura (e.g. Manassero et al., 2011), sono state individuate le seguenti quattro interfacce potenzialmente di maggiore criticità da sottoporre a prove di laboratorio:

- a. tessuto non tessuto (TNT) / rifiuti assimilabili pre-2010;
- b. geomembrana HDPE ruvida / geocomposito drenante;
- c. geomembrana HDPE ruvida / argilla compattata;
- d. geomembrana HDPE liscia / tessuto non tessuto (TNT).

Per le interfacce di tipo a. e b., sono state condotte prove di taglio diretto su serie di 3 provini con l'impiego di scatola di taglio di grandi dimensioni (ampiezza della sezione di taglio pari a circa 0,5 m², con lati di 700 x 700 mm). Nel caso delle interfacce di tipo c. e d., le prove di taglio diretto, sempre su serie di 3 provini, sono state eseguite con un'apparecchiatura di dimensioni minori, ma comunque adeguata alla corretta determinazione della resistenza al taglio (ampiezza della sezione di taglio pari a circa 0,1 m², con lati di 300 x 300 mm).

I materiali utilizzati per le prove di laboratorio sono stati prelevati dalle scorte originali, conservate presso l'impianto; analogamente, i campioni dell'argilla a palombini, utilizzati per lo strato di impermeabilizzazione di base degli invasi ed i rifiuti assimilati sono stati prelevati da depositi in cumuli all'interno dell'area recintata della discarica.

3.3.2 Rifiuti assimilabili (pre-2010)

Come richiesto esplicitamente dagli Enti di controllo, prove specifiche sono state dedicate alla caratterizzazione geotecnica dei materiali conferiti nel corso della prima fase di attività dell'impianto (prima del 2010), i cosiddetti rifiuti assimilabili, per

cui non si disponeva in precedenza di parametri acquisiti tramite determinazioni dirette. Questa tipologia di rifiuti, presente nelle zone di maggiore potenza dell'abbancamento, è stata intercettata e attraversata con alcuni dei nuovi sondaggi (SC-02 ed SC-04) eseguiti nell'ambito della campagna 2020.

Data l'eterogeneità e la granulometria di tali rifiuti, per l'ottenimento di parametri di resistenza e deformabilità è risultato necessario lo svolgimento di prove di laboratorio di tipo non standardizzato, con l'impiego di apparecchiature di grandi dimensioni. Non essendo sufficienti i quantitativi recuperati tramite i sondaggi a carotaggio continuo, per il prelievo dei materiali da sottoporre a prove di laboratorio è stato scavato per mezzo di un escavatore un pozzetto al margine settentrionale dell'abbancamento, dove i rifiuti pre-2010 risultano più prossimi alla superficie dell'accumulo. Il materiale rimaneggiato prelevato in sito è stato poi ricostituito in laboratorio simulando per quanto possibile le fasi di compattazione e di carico succedutesi nell'impianto durante le fasi di gestione e riempimento della discarica.

Le prove condotte su campioni ricostituiti in laboratorio, rappresentativi dello stato dei rifiuti in posto in termini di densità e di contenuto in acqua, hanno compreso:

- prova triassiale ciclica consolidata non drenata in cella di grandi dimensioni (provino con diametro pari a 300 mm e altezza di 600 mm di altezza) per la definizione del modulo di rigidezza;
- prova di taglio diretto su una serie di 3 provini con l'impiego di scatola di taglio di grandi dimensioni (ampiezza della sezione di taglio pari a circa 0,5 m², con lati di 700 x 700 mm), per la definizione dei parametri di resistenza al taglio.

3.3.3 Fanghi

I rifiuti fini conferiti in discarica, successivamente al 2010, e costituiti da fanghi di depuratore sono stati sottoposti alle seguenti prove su campioni indisturbati prelevati dai sondaggi SC-02 ÷ SC-06:

- prove di classificazione (determinazione del peso per unità di volume, determinazione del contenuto d'acqua naturale, analisi granulometrica e limiti di Atterberg);
- n. 3 prove edometriche sui campioni SC-03 CI02, SC-04 CI01, SC-06 CI01;

- n. 2 prove di taglio diretto, con determinazione dei parametri di resistenza al taglio, sui campioni SC-04 CI04, SC-06 CI02;
- n. 2 prove triassiali consolidate isotropicamente non drenate (TX-CIU) sui campioni SC-03 CI01, SC-06 CI02;
- n. 2 prove triassiali consolidate isotropicamente drenate (TX-CID) sui campioni SC-04 CI03, SC-05 CI01;
- n. 3 prove triassiali non consolidate non drenate (TX-UU) sui campioni SC-02 CI01, SC-04 CI01, SC-06 CI01.

3.3.4 Argine

Dal sondaggio a carotaggio continuo SC-01, sono stati estratti due campioni indisturbati (CI-I e CI-II) all'interno dell'argine ed un campione indisturbato (CI-III) dal sottostante terreno di imposta. Su tali campioni sono state eseguite le seguenti prove geotecniche:

- prove di classificazione (determinazione del peso per unità di volume, determinazione del contenuto d'acqua naturale, analisi granulometrica e limiti di Atterberg);
- n. 2 prove di consolidazione edometrica sui campioni CI-II e CI-III;
- n. 2 prove di taglio diretto sui campioni CI-I e CI-II;
- n. 2 prove di taglio anulare sui campioni CI-II e CI-III;
- n. 2 prove triassiali consolidate isotropicamente non drenate (TX-CIU) sui campioni CI-II e CI-III.

3.3.5 Substrato

Dai campioni prelevati nei sondaggi esterni al corpo rifiuti (SE-01 e SE-02) sono state eseguite le seguenti analisi in laboratorio:

- prove di classificazione (determinazione del peso per unità di volume, determinazione del contenuto d'acqua naturale, analisi granulometrica e limiti di Atterberg);

- n. 2 prove di consolidazione edometrica sui campioni SE-01_CI4 e SE-02_CI3;
- n. 2 prove di taglio diretto, con determinazione della resistenza di taglio di picco e residua, sui campioni SE-01_CI4 e SE-02_CI3;
- n. 2 prove triassiali consolidate isotropicamente non drenate (TX-CIU) sui campioni SE-01_CI5 e SE-02_CI4.

Per l'esecuzione delle indagini di laboratorio, si è scelto di utilizzare i campioni più profondi (CI4, CI5, CI6 del sondaggio SE-01 e CI3, CI4, CI5 del sondaggio SE-02) tralasciando quelli più superficiali al fine di investigare il substrato nella zona più rappresentativa al di sotto della discarica. Alcuni dei campioni considerati non sono stati ritenuti idonei alla preparazione di provini per le analisi di laboratorio. Come mostrato nel doc. [17], il campione SE-01_CI6 presentava una frattura lungo tutto il suo sviluppo longitudinale, mentre il campione SE-02_CI5 presentava le caratteristiche di una roccia sedimentaria con resistenze e rigidezze non rappresentative e superiori a quelle ragionevolmente attese per i materiali in esame con particolare riferimento ai potenziali cinematismi di rottura ipotizzabili alla scala reale.

4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI MATERIALI

La caratterizzazione geotecnica dei materiali è stata svolta sulla base dei risultati delle recenti indagini condotte nel 2020 (sezione 3) e operando un confronto degli stessi con i dati acquisiti dalle indagini pregresse ed in parte già analizzati nel doc. [6]. Si rimanda ai certificati delle prove condotte per maggiori dettagli (docc. [13] - [17]). I parametri ottenuti dalle prove sono richiamati nella sezione 8 per l'esecuzione delle verifiche di stabilità.

4.1 Interfacce

La caratterizzazione geotecnica del pacchetto di impermeabilizzazione del fondo è stata ricavata dall'interpretazione delle prove di taglio diretto eseguite sulle quattro interfacce presentate nella sezione 3.3.1.

Le prove sono state eseguite in un intervallo di tensioni di confinamento verticale (σ_v) rappresentativo delle condizioni in discarica, stimate in relazione allo spessore dell'abbancamento di rifiuti nelle condizioni di progetto e precisamente pari a 50, 200 e 400 kPa.

Tutte le interfacce sono state testate in condizioni umide, in modo da tenere in considerazione la possibile presenza del percolato nella zona basale della discarica. Inoltre, le prove sono state condotte in modo da valutare sia la resistenza di picco sia la resistenza residua.

Per lo svolgimento delle prove che coinvolgono le argille ed i rifiuti assimilabili, i provini sono stati ricostituiti in laboratorio con riferimento alle condizioni dei materiali in sito. Per le argille, sulla base della caratterizzazione eseguita nel 1997, sono stati considerati un contenuto d'acqua pari a 8% ed un peso dell'unità di volume a 20 kN/m³. Per i rifiuti assimilabili, è stato utilizzato un contenuto d'acqua (w) pari a circa 22%; tale valore corrisponde al contenuto d'acqua dei rifiuti ottenuto da una misura eseguita sui campioni prelevati in discarica. Il peso dell'unità di volume (γ) del campione ricostituito in laboratorio è risultato pari a circa 8 kN/m³; tale valore rappresenta un limite superiore legato alla difficoltà relativa alle operazioni di compattazione addensamento manuale del materiale in laboratorio. A seguito dell'applicazione

della tensione verticale e del processo di compattazione in condizioni drenate, i campioni hanno raggiunto valori di γ compresi tra 9 e 13.8 kN/m³.

Le prove sono state interpretate tramite il criterio di resistenza di Mohr-Coulomb. Per le prove di interfaccia tra i materiali geosintetici, si scelto di assumere nulla la coesione intercetta, ipotizzando quindi solamente un contributo attritivo di resistenza al taglio. Nella **Tabella 4** sono riassunti i valori dell'angolo di resistenza al taglio per le diverse interfacce, sia nelle condizioni di picco si nelle condizioni residue, ottenuti dall'interpretazione dei risultati sperimentali appena descritta. I dati mostrano come il contatto tra la geomembrana in HDPE liscio ed il tessuto non tessuto rappresenti l'interfaccia maggiormente critica del pacchetto di impermeabilizzazione della discarica, con un angolo di resistenza al taglio compreso tra 9° e 10°, e coesione nulla.

Tabella 4. Parametri di resistenza delle interfacce costituenti il pacchetto di impermeabilizzazione di fondo.

Tipo di interfaccia	Condizioni	ϕ [°]	c [kPa]
rifiuti assimilabili pre-2010 - tessuto non tessuto (TNT)	picco	18	0
	residua	15	0
tessuto non tessuto (TNT) - geomembrana HDPE liscia	picco	10	0
	residua	9	0
geomembrana HDPE ruvida - georete drenante	picco	11	0
	residua	11	0
geomembrana HDPE ruvido - argilla compattata	picco	13	0
	residua	12	0

4.2 Rifiuti assimilabili pre-2010

Le prove condotte sui rifiuti assimilabili hanno consentito la determinazione diretta dei parametri di rigidezza e di resistenza al taglio.

La prova triassiale ciclica di grandi dimensioni ha consentito la valutazione della rigidezza (modulo di Young E) in condizioni non drenate per deformazioni assiali comprese tra 0.09% e 0.9%. Il provino è stato inizialmente ricostituito in laboratorio ottenendo un peso dell'unità di volume saturo pari a 11 kN/m³. Successivamente il provino è stato consolidato isotropicamente ad una tensione efficace pari a 350 kPa, rappresentativa delle condizioni medie in-situ del materiale. A seguito della consolidazione, il provino ha raggiunto un peso dell'unità di volume pari a 12 kN/m³. L'applicazione ciclica del carico assiale per ognuno dei dieci step eseguiti è stata eseguita in controllo di tensione. Il valore minimo di variazione del carico assiale (primo step) è stato +/- 27 kPa, mentre il valore massimo (decimo ed ultimo step) è stato +/- 88 kPa. In tutti i casi, la frequenza di applicazione del carico assiale è stata di 0.2 Hz. I valori ottenuti del modulo E risultano essere compresi tra 29 e 9 MPa, come mostrato in **Figura 4**.

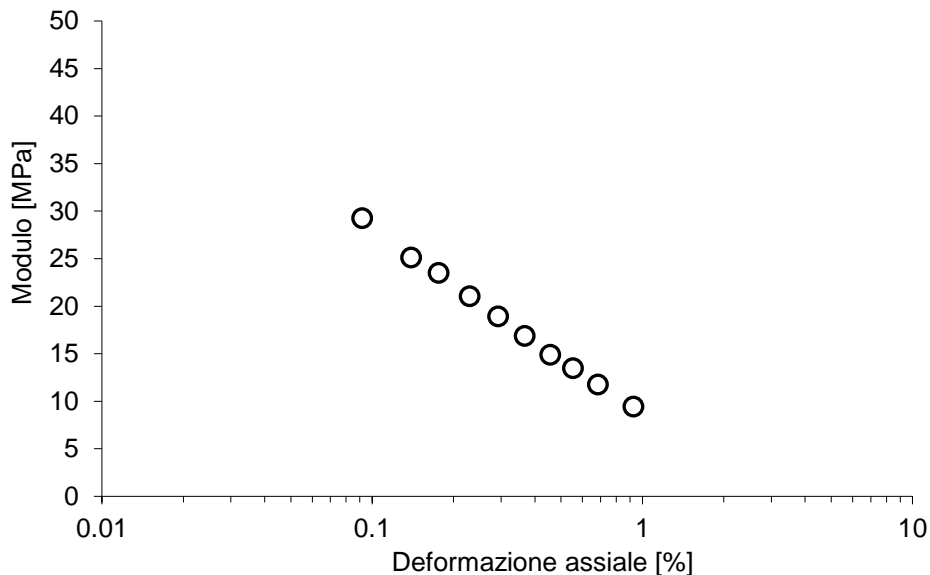


Figura 4. Valori del modulo di rigidezza ottenuti dalla prova triassiale ciclica eseguita sui rifiuti pre-2010.

La prova di taglio diretta eseguita nella scatola di grandi dimensioni ha consentito la valutazione dei parametri di resistenza (coesione ed angolo di resistenza al taglio). I

valori di tensione verticale applicata sono 50, 200, e 400 kPa, e sono rappresentativi dello stato tensionale presente in-situ. I tre provini testati sono stati ricostituiti in laboratorio, considerando un contenuto d'acqua pari a 22% ed un peso dell'unità di volume pari 8 kN/m³. A seguito della compattazione drenata indotta dall'applicazione del carico, i provini hanno esibito valori di γ compresi tra 9.6 e 11.2 kN/m³.

Per tutta la durata della fase di taglio, i provini hanno mostrato un continuo aumento della tensione tangenziale con lo spostamento orizzontale (comportamento incrudente). Questo tipo di risposta meccanica è tipica dei rifiuti grossolani ed eterogenei che presentano residui di filamenti (Bray et al., 2009; Zekkos et al., 2010; Zekkos et al., 2016; Fei et Zekkos, 2017) e non consente l'identificazione delle condizioni di picco e residue. Per la determinazione dei parametri di resistenza al taglio, è quindi necessario definire un valore di riferimento dello spostamento orizzontale. Dai dati di letteratura, tale valore risulta essere circa il 20% delle dimensioni massime del provino nel caso di prove di taglio diretto. Nel caso in esame, i provini sono stati sottoposti a scorrimenti orizzontali massimi compresi tra 160 e 185 mm. I risultati sperimentali sono stati interpretati considerando il criterio di resistenza di Mohr-Coulomb ed i valori massimi di spostamento orizzontale misurati durante la prova, che corrispondono a circa il 20-25% delle dimensioni iniziali del provino. Assumendo una coesione intercetta nulla ($c'=0$ kPa) è stato ottenuto un angolo di resistenza al taglio pari 24°. Tali valori sono nettamente inferiori ai parametri di resistenza generalmente ottenuti per i classici rifiuti solidi urbani, che mostrano valori di angolo di resistenza al taglio nell'ordine dei 30° e coesione intercetta compresa tra 10 e 15 kPa (Bray et al., 2009).

Oltre alla natura intrinseca di tali rifiuti, una delle motivazioni di questa discrepanza rispetto ai rifiuti solidi urbani è imputabile all'impossibilità di prelevare dei campioni indisturbati, e quindi all'esecuzione della prova sul materiale ricostituito. Durante la fase di abbancamento e conferimento, i rifiuti possono subire infatti notevoli spostamenti di tipo prevalentemente viscoso assumendo una configurazione di struttura che difficilmente è possibile ricostituire in laboratorio. La stima dei parametri di input per le modellazioni teoriche risulta pertanto essere sicuramente cautelativa.

4.3 Fanghi

La caratterizzazione geotecnica dei fanghi abbancati nella discarica è stata effettuata sulla base dei risultati delle prove di laboratorio eseguite sui campioni estratti dai sondaggi nel corpo rifiuti (SC-02 ÷ SC-06), ed opportunamente confrontati con i parametri disponibili dagli studi precedenti.

In **Figura 5** sono riassunti i valori del peso dell'unità di volume misurati sui campioni indisturbati estratti dal corpo rifiuti a profondità comprese tra 1.5 m e 14 m. I valori sono compresi tra 10 e 17 kN/m³, con contenuti d'acqua compresi tra 28% e 72%. I valori medi sono rispettivamente 14 kN/m³ e 50%. Tali valori sono consistenti con le indicazioni riportate in letteratura che consentono di stimare in prima battuta valori del peso per unità di volume compresi tra 10 e 14 kN/m³, in corrispondenza di profondità comprese tra 0 e circa 50 m da p.c.

L'analisi granulometrica eseguita sui fanghi è riportata in **Figura 6**, ed evidenzia una prevalenza di frazione sabbiosa e limosa dei materiali conferiti nell'impianto successivamente al 2010.

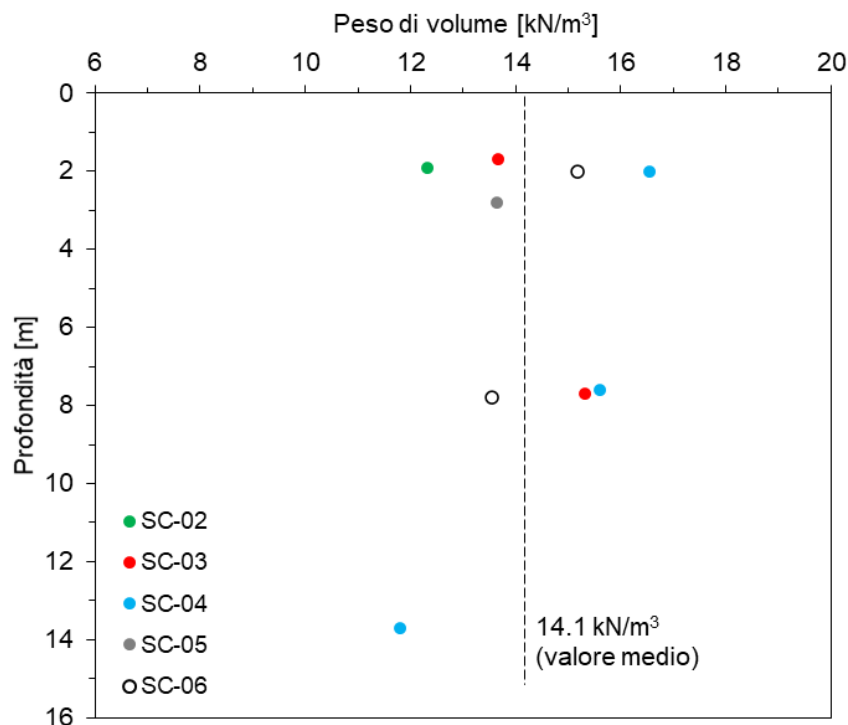


Figura 5. Peso dell'unità di volume misurato sui campioni estratti dai sondaggi eseguiti a carotaggio continuo.

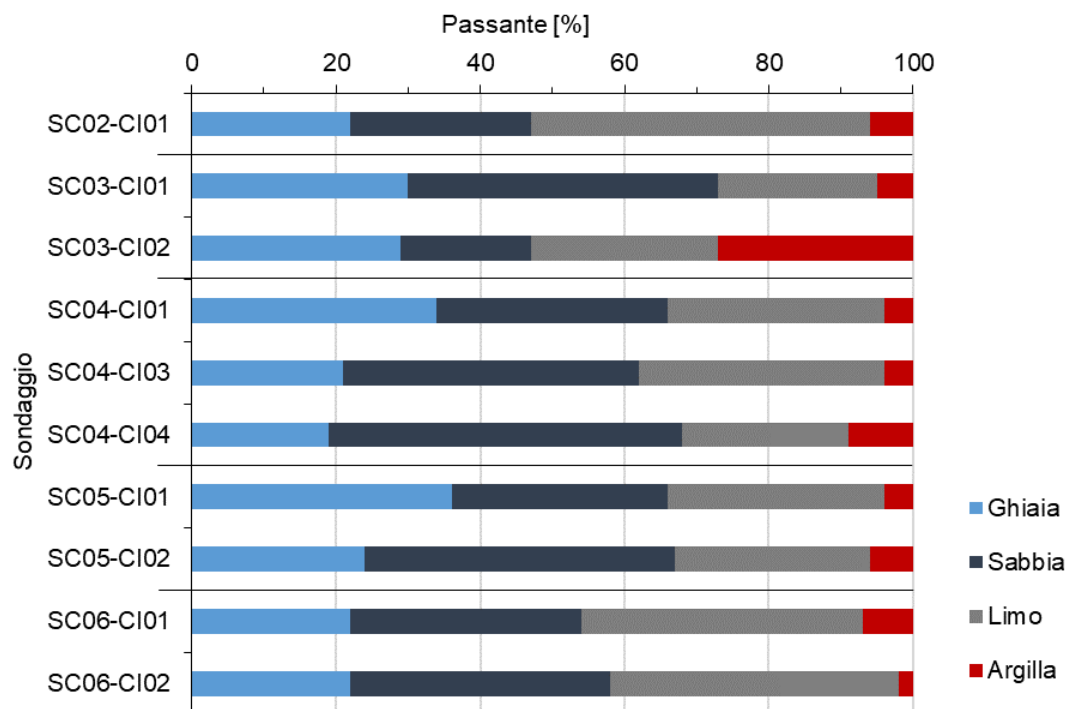


Figura 6. Composizione granulometrica ottenuta dai campioni estratti dai sondaggi eseguiti a carotaggio continuo nel corpo rifiuti.

Le caratteristiche di resistenza sono state determinate dalle prove di taglio diretto (DS) e triassiali (CIU e CID). Le prove di taglio sono state eseguite applicando diversi cicli di spostamento orizzontale, in modo da valutare sia la resistenza di picco sia quella residua. In **Figura 7** sono riportati i risultati delle prove condotte sia nella recente campagna del 2020, sia nelle campagne pregresse già analizzate nel doc. [6] (campagne del 2016 e 2017 condotte dal laboratorio SINERGEA, campagna del 2018 condotta dal laboratorio dell'Università Federico II di Napoli). In particolare, i dati aggiunti relativi alle prove eseguite nel 2020 sono relativi alle condizioni residue. Il grafico in **Figura 7** mostra anche l'involuppo lineare di resistenza definito (Mohr-Coulomb), a cui corrisponde una coesione intercetta pari a 8 kPa ed un angolo di resistenza al taglio pari a 32°.

In **Figura 8** sono riportati i punti sperimentali relativi alle prove triassiali (tx CID e tx CIU); visto la risposta meccanica di tipo incrudente esibita da questi materiali, i dati presentati nel grafico si riferiscono alle condizioni di fine prova. Confrontando tali risultati con l'involuppo di resistenza definito dalle prove di taglio diretto, è possibile

concludere che le prove triassiali sono in accordo con le prove di taglio diretto. Pertanto, i parametri di resistenza al taglio definiti ($c'=8$ kPa, $\varphi'=32^\circ$) possono considerarsi rappresentativi dei parametri caratteristici per i fanghi.

Le prove triassiali consolidate drenate (CID) hanno consentito anche la diretta determinazione della rigidezza pseudo-elastica equivalente (modulo di Young E'). Tale parametro è stato determinato considerando il modulo secante corrispondente a 50% del massimo sforzo di taglio raggiunto durante la prova, a cui corrispondono deformazioni assiali comprese tra 5% e 10%. Pertanto, i moduli così stimati sono rappresentativi delle condizioni alle grandi deformazioni. I valori ottenuti sono compresi tra 1 MPa e 6.9 MPa, con un valore medio di 3.5 MPa. Tali valori sono in linea con la recente letteratura relativa alla caratterizzazione meccanica dei rifiuti solidi urbani (Zekkos et al., 2016), in cui il modulo di rigidezza E' è generalmente stimato nell'ordine di 2÷5 MPa.

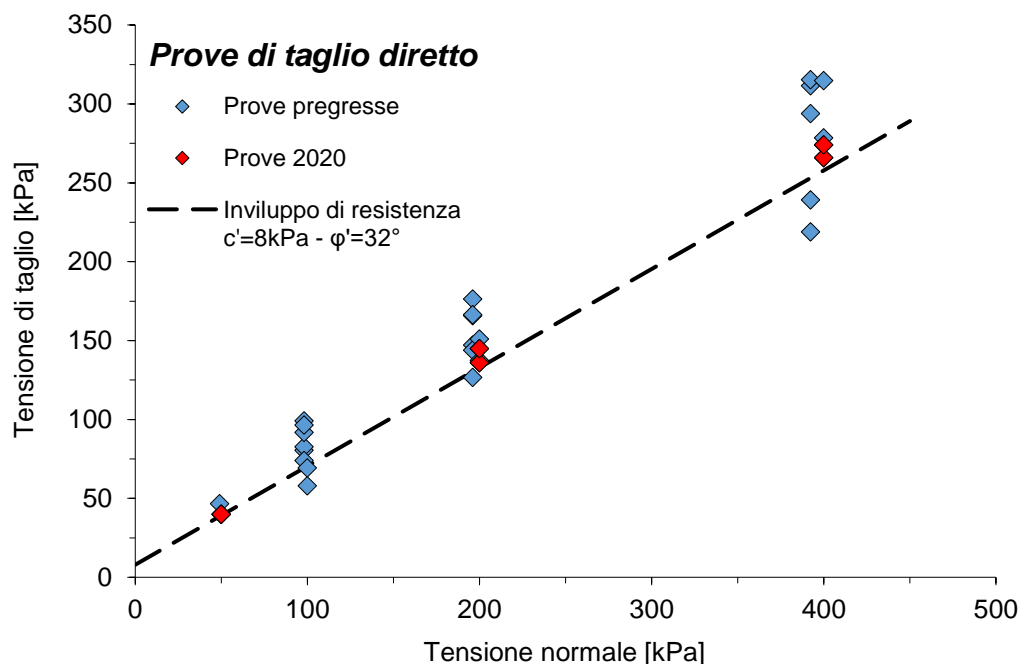


Figura 7. Risultati delle prove di taglio diretto e definizione dell'involuppo di resistenza di tipo Mohr-Coulomb.

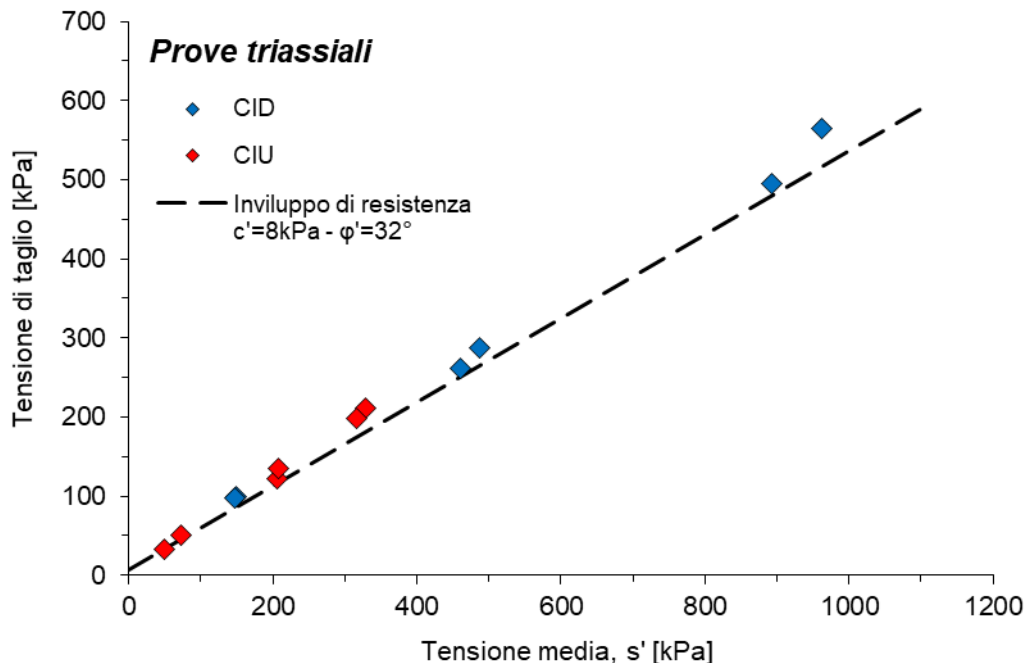


Figura 8. Risultati delle prove triassiali CID e CIU condotte nella campagna del 2020, e confronto con l'involuppo di resistenza definito dalle prove di taglio diretto.

4.4 Argine

La caratterizzazione geotecnica dell'argine è stata eseguita tramite i due campioni indisturbati (CI-I e CI-II) estratti dal sondaggio a carotaggio continuo SC-01. Come illustrato in seguito nella sezione 8.2, l'argine attuale è stato costruito con delle terre rinforzate. I campioni estratti fanno tuttavia riferimento al solo terreno, e non comprendono in nessun modo l'effetto del rinforzo presente in sito. Per maggiori dettagli relativi alla configurazione dell'argine, si veda il doc. [2]. Si precisa inoltre che il campione CI-I è stato estratto nella parte superficiale dell'argine a 1.5 m di profondità, mentre il campione CI-II è stato estratto a 9 m in prossimità dello strato drenante in ghiaia posizionato sul fondo. In **Figura 9** è riassunta l'analisi granulometrica dei due campioni, che mostra come il materiale sia principalmente costituito da una frazione limosa-argillosa con maggiore frazione ghiaiosa nel campione CI-II.

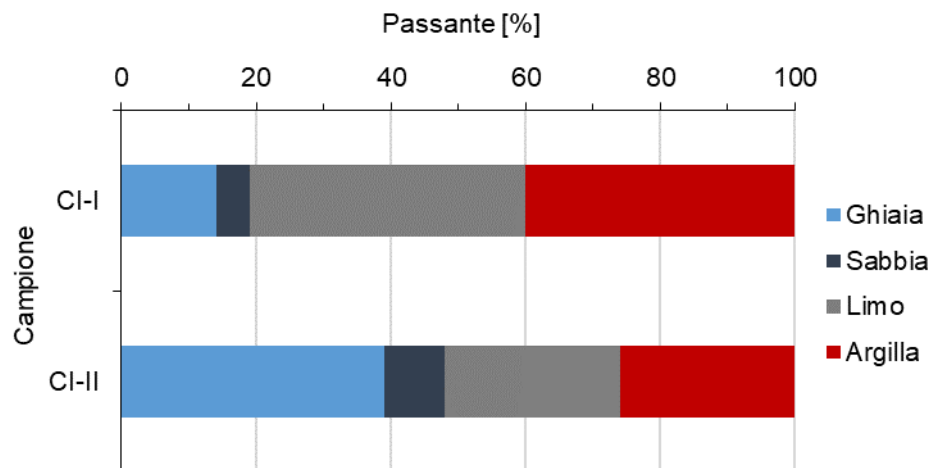


Figura 9. Analisi granulometrica dei campioni estratti dall'argine di contenimento di valle.

I parametri di resistenza sono stati determinati dalle due prove di taglio diretto (eseguite una per ogni campione), interpretando i dati sperimentali tramite il criterio di resistenza di Mohr-Coulomb. Le prove di taglio sono state eseguite in modo analogo a quelle condotte sui fanghi per la determinazione dei parametri di picco e residui. I risultati delle due prove di taglio sono illustrati in **Figura 10**, insieme ai parametri relativi agli involuipi di resistenza di picco e residui definiti dalla regressione lineare corrispondente ai valori medi.

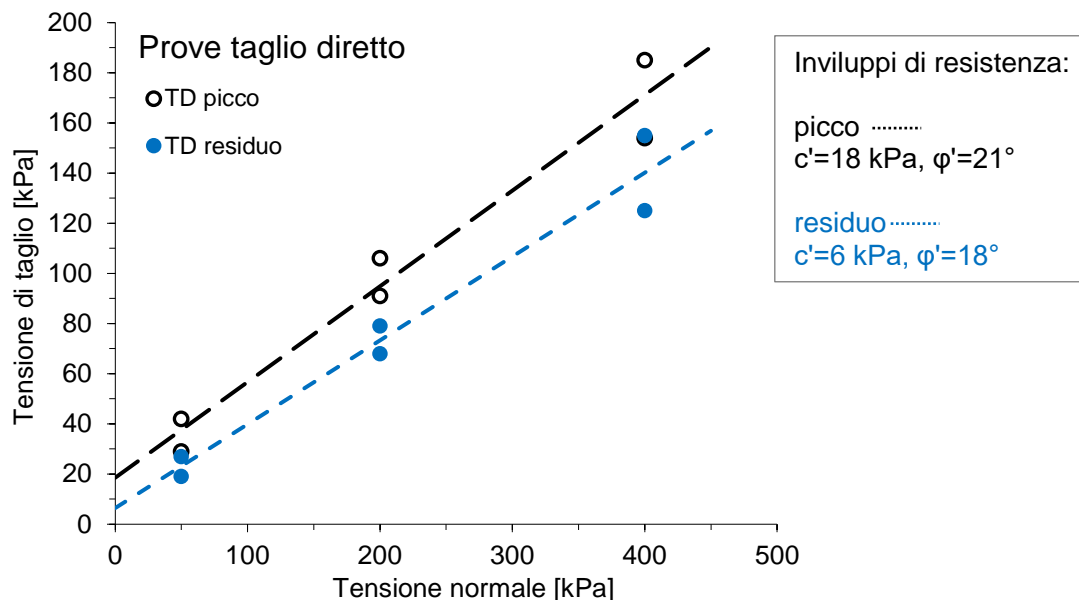


Figura 10. Risultati delle prove di taglio diretto eseguite sui campioni estratti dall'argine con i corrispondenti involuipi di resistenza.

I risultati della prova triassiale (tx CIU relativi alla condizione di fine prova) hanno fornito valori dei parametri di resistenza superiori alle prove di taglio diretto ($c'=1$ kPa, $\varphi'=26^\circ$). Tuttavia, viste le condizioni di deformazione non drenata imposte da tale prova, i risultati non sono stati considerati per la stima dei parametri di resistenza in quanto le resistenze stesse in condizioni drenate risultano essere generalmente minori e quindi più critiche rispetto a quelle in condizioni non drenate per i materiali sovraconsolidati dilatanti ed inoltre difficilmente tali condizioni si verificano per le modalità di applicazione dei carichi da considerare nell'ambito delle verifiche in assenza di sollecitazioni dinamiche.

Infine, il campione CI-II è stato inoltre utilizzato per eseguire una prova di taglio anulare, al fine di valutare la resistenza ultima del materiale costituente l'argine. I risultati di tale prova sono presentati nella **Figura 11**, ed i parametri di resistenza al taglio (criterio di Mohr-Coulomb) ottenuti da tale prova sono risultati pari a $c'=5$ kPa e $\varphi'=15^\circ$.

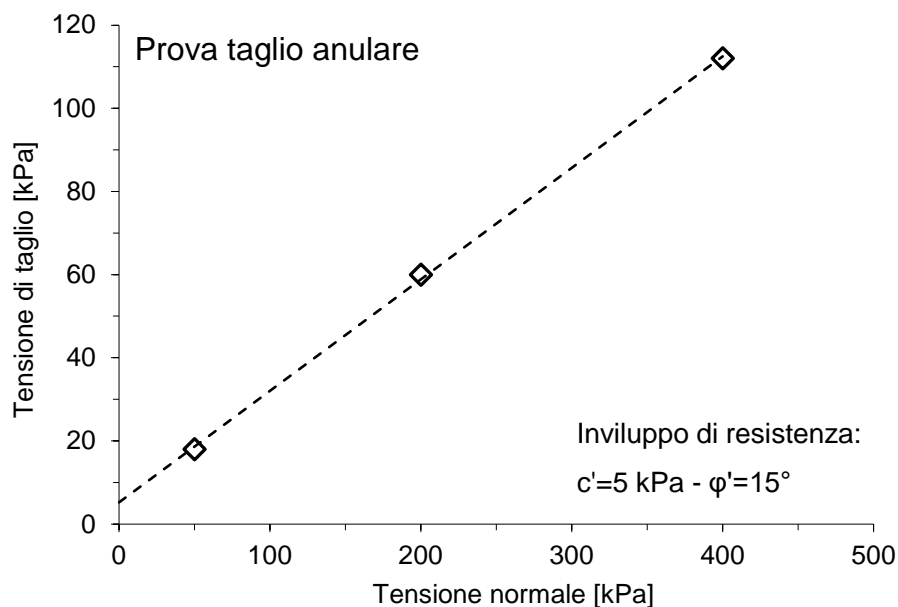


Figura 11. Risultati della prova di taglio anulare condotta sul campione CI-II estratto dall'argine e rispettivo involucro di resistenza Mohr-Coulomb.

4.5 Substrato

La caratterizzazione del substrato si concentra principalmente sulle argille Palombini, visto che tale materiale risulta essere il più rappresentativo e significativo per le verifiche di stabilità di interesse per il presente progetto. La caratterizzazione geotecnica condotta sui campioni estratti dal sondaggio SE-02 ha messo in evidenza la natura fine dei materiali costituenti tale formazione. Come mostrato dalla composizione granulometrica (**Figura 12**), il terreno è costituito prevalentemente da limo ed argilla. Nel grafico è mostrata anche la composizione granulometrica relativa al campione estratto al di sotto dell'argine (CI III) dal sondaggio SC-01. I valori del peso di volume stimati dai campioni tre analizzati sono compresi tra 17 e 22 kN/m³.

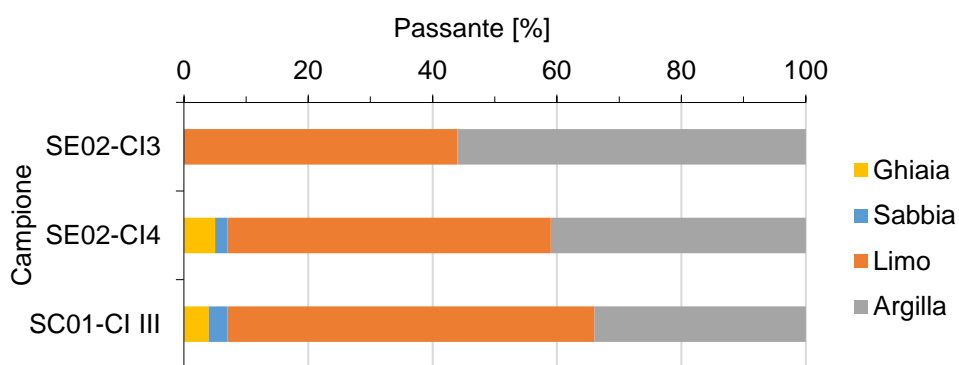


Figura 12. Distribuzione granulometrica ottenuta dai campioni estratti dal sondaggio SE-02 (argille Palombini), insieme al campione CI III estratto al di sotto dell'argine di valle.

In molti casi i campioni estratti non sono risultati idonei alla preparazione di provini. Per la prova triassiale CIU sul campione CI4 (SE-02) è stato infatti possibile preparare solamente due provini su tre. Questo aspetto indica un probabile danneggiamento del campione durante le fasi di campionamento e di estrazione. Pertanto, come nel caso dei fanghi, sono state considerate anche le prove pregresse, ed in particolare la selezione già riportata nel doc. [6], al fine di determinare le caratteristiche di resistenza al taglio.

In **Figura 13** sono riassunti i risultati delle prove di taglio diretto, relativi alle condizioni di fine prova, condotte sulle argille Palombini. Oltre alla prova condotta nel 2020 (punti rossi) sul campione CI3 del sondaggio SE-02, sono riportati i risultati delle prove

pregresse (punti blu) eseguite nel 1995 dal Laboratorio geo-tecnologico Emiliano, nel 1997 dallo SGI Lab, nel 2016 e 2017 dal Laboratorio SINERGEA. Il grafico mostra anche l'involuppo di rottura di tipo Mohr-Coulomb definito ottenuta dalla regressione lineare corrispondente ai valori medi, a cui corrisponde una coesione intercetta di 27 kPa ed un angolo di resistenza al taglio di 21°.

In **Figura 14** sono presentati i risultati della prova di taglio anulare eseguita sul campione CI III estratto dal sondaggio SC-01 al di sotto dell'argine nella formazione delle argille Palombini. Tale prova fornisce i valori residui dei parametri di resistenza, che risultano inferiori a quelli stimati dalle prove di taglio diretto.

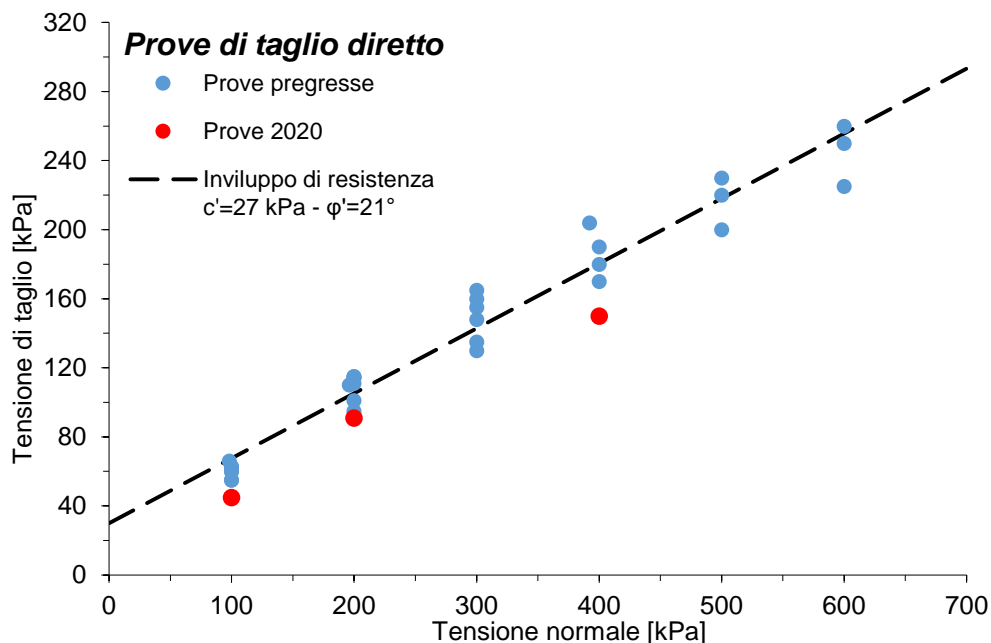


Figura 13. Risultati delle prove di taglio diretto e definizione dell'involuppo di resistenza di tipo Mohr-Coulomb.

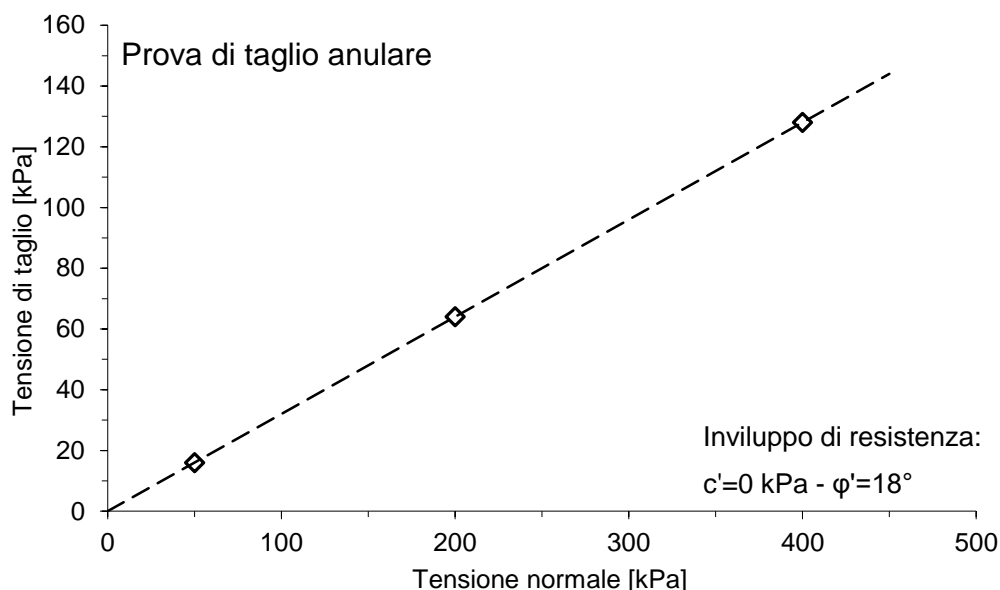


Figura 14. Risultati della prova di taglio anulare condotta sul campione CI-III estratto dal sondaggio SC-01 al di sotto dall'argine.

Le prove triassiali non drenate (CIU) non sono state considerate per la stima dei parametri di resistenza. Nel caso della prova eseguita sul campione CI4 estratto dal sondaggio SE-01, è stato possibile preparare solamente due provini su tre, evidenziando un possibile disturbo del materiale prelevato. Tale prova ha infatti evidenziato un angolo di resistenza al taglio estremamente ridotto (15°). La prova condotta sul campione CI III estratto dal sondaggio SC-01 al di sotto dell'argine ha inoltre evidenziato una notevole tendenza al rigonfiamento del materiale durante la fase di saturazione della prova in laboratorio. Il rigonfiamento in fase di saturazione ha provocato un significativo rilassamento in termini di tensioni efficaci che, a sua volta, ha influenzando notevolmente i parametri di resistenza misurati nella prova. È evidente come in questi casi ci si trovi di fronte ad un materiale difficilmente campionabile in modo indisturbato; è quindi molto probabile distruggerne la struttura presente in sito ed impedirne il rigonfiamento anche in presenza di tensioni di confinamento paragonabili a quelle riprodotte in laboratorio che, a differenza delle condizioni di sito, sono applicate su di un campione che ha subito un importante scarico tensionale in grado di distruggerne la struttura originaria. Per quanto sopra riportato i valori di resistenza desumibili da questa prova non possono essere considerati rappresentativi delle condizioni in situ e pertanto, le prove triassiali CIU condotte nel 2020 non sono

state prese in conto per la valutazione degli inviluppi di rottura della formazione naturale in oggetto.

5. REGIME DELLE PRESSIONI NEUTRE NELL'ARGINE DI VALLE

Per la definizione del regime delle pressioni neutre in corrispondenza dell'argine di contenimento di valle, nell'ambito della campagna 2020 sono stati installati 2 piezometri attrezzati con celle tipo Casagrande, denominati SD-01 e SD-02, sottoposti a monitoraggio periodico analogamente agli strumenti posizionati nel corpo della discarica (**Figura 3**).

La struttura dell'argine è stata verificata direttamente con il sondaggio a carotaggio attrezzato con tubo inclinometrico SC-01 (doc. [9]) che ha riscontrato un assetto del tutto corrispondente agli elaborati di progetto originari (doc. [2]). Nella sua configurazione attuale comprende un rilevato costituito da limi e argille, sovrapposto ad uno strato drenante in ghiaia e sabbia di spessore 0,7 m, con alla base un geosintetico tessuto non tessuto. La base dell'argine è posta a -12,0 m dal piano sommitale. Al di sotto dei terreni costituenti il rilevato, il sondaggio, approfondito sino a -30 m dal pc, ha riscontrato una sequenza di argilliti e marne con intercalazioni di limi sabbiosi attribuibile alle argille Palombini.

Nel piezometro SD-01 la cella è posizionata a -8,5 m dal pc, interamente compresa nella parte inferiore del rilevato arginale. Nel piezometro SD-02 la cella è posta a -21,1 m dal pc, risultando quindi impostata nelle litologie del substrato. Le caratteristiche delle installazioni e dati piezometrici acquisiti con i rilievi periodici avviati il 29/04/2020 con cadenza quindicinale sono riportati in **Tabella 5** e **Figura 15**.

La cella piezometrica posizionata nel corpo dell'argine (SD-01) risulta costantemente asciutta (docc. [21] ÷ [31]), questo conferma l'assenza di qualsiasi interferenza con il corpo dell'argine sia del percolato presente in discarica (i.e. si conferma l'efficienza dell'impermeabilizzazione della discarica) sia delle eventuali acque di falda (i.e. si conferma l'assenza di acqua in pressione o anche solamente di ritenzione idrica significativa in corrispondenza del piano di appoggio dell'argine). All'interno del corpo del rilevato non sono presenti carichi piezometrici e la pressione neutra agente in prossimità della base risulta nulla.

Tabella 5. Piezometri Casagrande installati nel corpo dell'argine. Rilievi del livello del percolato eseguiti nel periodo Aprile – Novembre 2020 (docc. [21] ÷ [31]).

	Piezometro SD-01	Piezometro SD-02
Posizione Cella	Rilevato arginale	Substrato (argille Palombini)
Quota pc ^[1] (m slm)	249,00	249,01
Quota testa tubo ^[1] (m slm)	249,28	249,32
Base cella da testa tubo ^[2] (m da tt)	8,95	21,10
Soggiacenza del percolato (m da tt)		
29/04/20	asciutto	11,96
15/05/20	asciutto	12,01
03/06/20	asciutto	12,02
15/06/20	asciutto	12,10
29/06/20	asciutto	12,10
13/07/20	asciutto	12,15
29/07/20	asciutto	12,17
07/08/20	asciutto	12,18 Livello dopo spurgo 20,70
14/08/20	asciutto	12,55
27/08/20	asciutto	12,23
11/09/20	asciutto	12,20
30/09/20	asciutto	12,22
13/10/20	asciutto	12,26
02/11/20	asciutto	12,03
17/11/20	asciutto	12,08

Note:

- [1] Quota determinata nel corso del rilievo topografico dell'impianto eseguito nell'aprile 2020 (doc. [11]).
- [2] Profondità rilevata a installazione completata, nel coro dello svolgimento delle misure freatimetriche (doc. [23]).

Nella verticale SD-02, impostata all'interno dei terreni del substrato locale, i rilievi hanno individuato livelli idrici significativamente superiori, prossimi a -12,2 m dal pc, rispetto alla quota della cella (-21,1 m dal pc) (docc. [21] ÷ [31]). La prima serie di rilievi, tuttavia, evidenzia una lenta ma costante riduzione del livello idrico, che tende poi a mantenersi nell'intervallo di profondità di -12,15 ÷ 12,30 m dal pc, ovvero poco al disotto del dreno in materiale granulare posto alla base dell'argine. Il livello idrico rilevato è riconducibile, quindi, a modeste infiltrazioni d'acqua provenienti dal dreno che, a causa del non completo isolamento del piezometro, si riversano nel foro sino a

raggiungere la cella di misura, e non ad una effettiva circolazione idrica sotterranea. La limitata permeabilità delle litologie costituenti il substrato consente il mantenimento dell'acqua nel tratto inferiore del foro impostato nelle unità in posto. Il raggiungimento di livelli superiori, ad esempio in presenza di una maggiore alimentazione, comporta la dispersione dell'acqua attraverso il dreno e il rapido ripristino della quota ordinaria ($-12,15 \div 12,30$ m dal pc), come verificatosi nel corso delle prime misure, quando il livello era improntato ancora dai residui dei fluidi di perforazione rimasti nel foro. Tale configurazione è stata confermata dal monitoraggio eseguito a seguito dello svuotamento completo del piezometro. In data 07/08/2020 (doc. [10]), successivamente al rilievo periodico si è proceduto allo svuotamento completo del piezometro, determinando l'abbassamento del livello da -12,18 m, a -20,70 m dal pc, ovvero in prossimità del fondo della cella (**Tabella 5**). Nei giorni successivi la risalita del livello avviene molto lentamente, tanto che in data 14/08/2020 risulta a -12,55 m dal pc, ancora sensibilmente inferiore a quello iniziale. Il ripristino completo si rileva soltanto il 27/08/2020, in seguito il livello risulta compreso nell'ordinario margine di variabilità indicato.

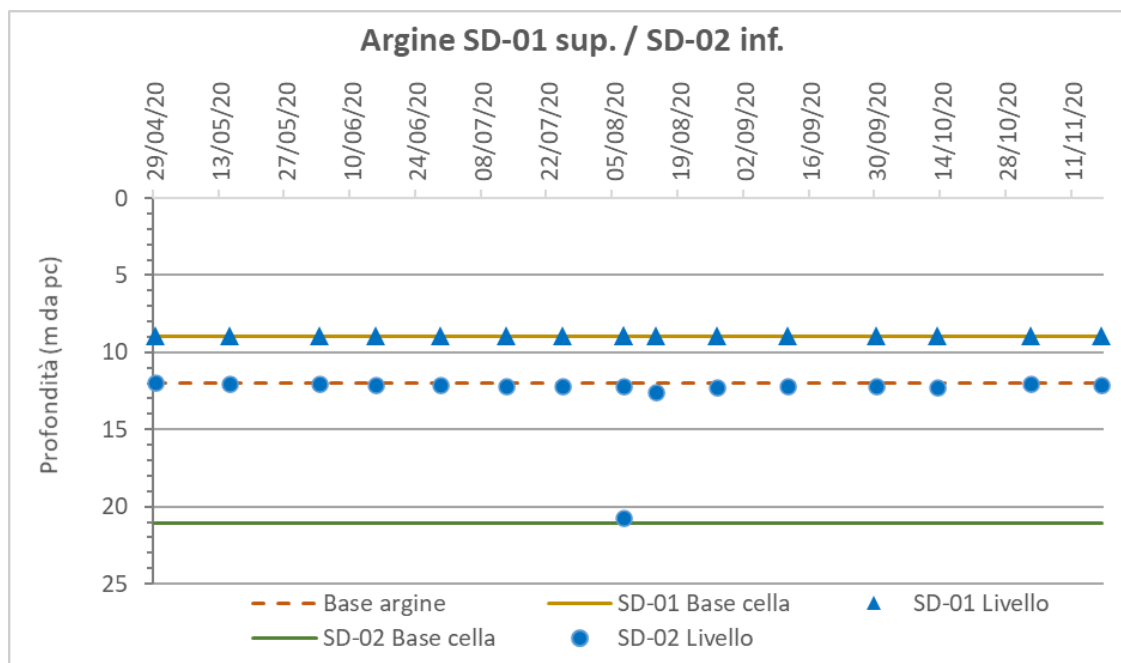


Figura 15. Livello misurato nei piezometri con cella Casagrande installati in posizione centrale nel corpo dell'argine (SD-01 nell'argine ed SD-02 nel substrato).

Per quanto riguarda la presenza di circolazione idrica sotterranea nell'ambito dei terreni del substrato, si conferma il quadro delineato nelle precedenti fasi progettuali. Nel corso degli approfondimenti conoscitivi e delle indagini integrative condotte non sono stati individuati orizzonti acquiferi e circuiti idrici estesi a scala del rilievo sul versante circostante l'impianto. In relazione alla composizione delle litologie presenti, caratterizzate da una matrice prevalentemente argilloso-marnosa, la permeabilità a scala dell'ammasso assume sempre valori bassi o molto bassi. Lo stato di saturazione, specie in prossimità della superficie, risulta variabile in relazione alle condizioni locali di alterazione dei terreni affioranti. I livelli idrici localmente rilevabili nei piezometri, quando non dovuti a cause accidentali (ruscellamento, infiltrazione dalla sommità della tubazione) sono riferibili ai modesti afflussi di acqua dall'orizzonte superficiale del suolo bio-turbato e fessurato, o da locali intercalazioni a granulometria più grossolana, che finisce col raccogliersi nella parte inferiore della tubazione impostata nei terreni indisturbati. I rilievi condotti sistematicamente da oltre un ventennio sulla rete di monitoraggio ambientale, confermano l'estrema variabilità dei livelli anche in piezometri vicini, evidenziando un'origine riferibile a modesti volumi di acque di impregnazione, privi di continuità idraulica e non soggetti a deflusso, non in grado quindi di trasmettere carichi piezometrici. Le verifiche condotte, già nel corso degli studi eseguiti dall'Università di Como nel 2005 e più recentemente su alcuni dei nuovi strumenti installati con le indagini 2020, confermano che una volta isolati i tratti superiori soggetti ad afflussi accidentali o episodici, i piezometri risultano praticamente asciutti. A titolo di esempio, con riferimento alle nuove indagini 2020 si citano la verticale SD-02 installata nel substrato, in cui il livello misurato corrisponde alla quota del dreno posto alla base dell'argine che ne determina il riempimento parziale, e la SE-01 ubicata esternamente all'abbancamento, dove a seguito dell'isolamento del tratto superficiale il livello da alcuni mesi si dispone a oltre 30 m di profondità dalla testa tubo.

Nell'ambito delle profondità di interesse per la verifica delle condizioni di stabilità del complesso discarica – volume di sottosuolo significativo, pertanto, risulta confermata sia l'assenza di acquiferi veri e propri, sia di volumi di terreno saturo, estesi con continuità e in grado di determinare significativi carichi piezometrici.

6. REGIME DELLE PRESSIONI NEUTRE DEL PERCOLATO

Per la definizione del quadro conoscitivo relativo all'assetto e alle condizioni al contorno dell'impianto, necessari per una modellazione rappresentativa delle condizioni di stabilità della discarica, è stata condotta una verifica puntuale della presenza di percolato all'interno dell'abbancamento dei rifiuti. L'acquisizione dei dati relativi ad un intervallo temporale significativo, con estensione pluriennale, ha comportato:

- l'installazione nell'ambito della Campagna d'indagine geotecnica 2020 di una serie di n. 10 piezometri nel corpo dei rifiuti (doc. [9]);
- l'acquisizione delle misure di livello eseguite sistematicamente nel sistema di prelievo del percolato, utilizzate dal Gestore proprio per regolare l'estrazione dei volumi da conferire agli impianti di trattamento. I dati disponibili coprono con continuità l'intervallo 2013-2020 (docc. [18] ÷ [19]).
- la valutazione del bilancio precipitazioni / percolato estratto per individuare situazioni favorevoli al potenziale accumulo di percolato nell'impianto. I dati disponibili coprono con continuità l'intervallo 2005-2020 (docc. [18] ÷ [20]).

La disponibilità di monitoraggi di vario tipo con punti di misura distribuiti arealmente nell'impianto e l'estensione dell'intervallo temporale coperto unitamente all'andamento del bilancio idrologico precipitazioni/estrazione percolato fanno ritenere che la ricostruzione piezometrica proposta nel presente studio possa essere considerata adeguata a descrivere le attuali condizioni della discarica.

6.1 Nuova rete di monitoraggio piezometrico del percolato

Nell'ambito delle nuove indagini integrative 2020 sono stati installati n. 10 piezometri attrezzati con Cella tipo Casagrande, all'interno del cumulo di rifiuti a profondità variabili da 6,5 m a 15,4 m dal p.c. (**Tabella 3**). I punti di misura sono stati distribuiti nell'ambito dell'impianto, compatibilmente con la presenza delle infrastrutture tecnologiche e le lavorazioni in atto, in modo da assicurare un controllo completo, in particolare dei settori con maggiore spessore di rifiuti abbancati. Le profondità di installazione, vincolate dall'esigenza di non interferire con i sottoservizi e la barriera

impermeabile di fondo, non consentono di investigare direttamente l'intero spessore dell'ammasso. L'integrazione con i rilievi acquisiti sul sistema di estrazione del percolato (si cfr. par. successivo), impostato proprio sul fondo delle zone più depresse, permette di verificare in modo esauriente la possibile presenza di elevati battenti di percolato.

I nuovi piezometri sono stati installati nel periodo Febbraio-Aprile 2020. I piezometri sono stati installati all'interno di fori di sondaggio eseguiti a distruzione. La presenza di un sondaggio a carotaggio in prossimità di ogni coppia di celle, collocate rispettivamente in posizione inferiore e superiore, consente di verificare comunque puntualmente l'assetto stratigrafico. Successivamente al lavaggio e allo spurgo dei piezometri, condotto il 24/04/20 tramite immissione di aria compressa, le misure sono state avviate il 29/04/20 e proseguite con cadenza quindicinale. Le caratteristiche dei piezometri e i rilievi disponibili sono riportati nella **Tabella 6** e nei grafici di **Figura 16 - Figura 20**

In relazione all'assetto attuale dell'abbancamento, comprendente a partire dalla superficie un esteso e potente strato di fanghi di depuratore, la maggior parte dei nuovi piezometri risulta installata in questo tipo di rifiuti (SD-06, SC-04, SD-08, SD-09, SD-10, SD-11, SD-12). La posizione delle celle consente di verificare direttamente la presenza di battenti di percolato nell'intervallo di profondità tra 5,95 e 15,40 m. Nell'ambito dei rifiuti assimilabili (pre-2010), presenti nel settore più depresso dell'invaso, risultano posizionati gli strumenti che è stato possibile installare sul fronte più settentrionale dell'accumulo articolato in una serie di gradoni (SD-03, SD-04, SD-05). Le profondità monitorate sono comprese tra 5,95 e 9,05 m dalla superficie topografica attuale.

Tabella 6. Piezometri Casagrande installati nel corpo dei rifiuti. Rilievi del livello del percolato eseguiti nel periodo Aprile – Novembre 2020.

	SD-03	SD-04	SD-05	SD-06	SC-04	SD-08	SD-09	SD-10	SD-11	SD-12
Posizione Cella	Rifiuti pre 2010	Rifiuti pre 2010	Rifiuti pre 2010	Fanghi	Fanghi	Fanghi	Fanghi	Fanghi	Fanghi	Fanghi
Quota pc ^[1] (m slm)	258,01	258,19	258,19	258,33	275,13	275,17	276,57	276,34	278,27	278,20
Quota testa tubo ^[1] (m slm)	258,19	258,49	258,47	258,54	275,39	275,37	276,79	276,34	278,59	278,47
Base cella da testa tubo ^[2] (m da tt)	9,05	5,95	8,95	5,95	15,40	7,95	9,70	7,30	9,00	9,15
Soggiacenza percolato (m da tt)										
29/04/20	8,77	5,52	8,20	5,08	13,45	6,95	asciutto	7,20	4,14	5,60
15/05/20	8,77	5,61	8,29	5,15	13,55	7,05	asciutto	7,30	4,31	5,80
03/06/20	8,81	5,62	8,52	5,13	12,55	7,10	asciutto	asciutto	4,36	5,82
15/06/20	8,86	5,55	8,40	5,22	13,90	6,81	asciutto	asciutto	4,40	5,95
29/06/20	8,85	5,72	8,53	5,19	13,78	6,82	asciutto	asciutto	4,38	5,91
13/07/20	8,82	5,79	8,72	5,28	13,79	6,67	asciutto	asciutto	4,51	6,02
29/07/20	8,95	5,81	8,78	5,25	13,70	6,46	asciutto	asciutto	4,38	5,94
07/08/20	8,98	5,61	8,76	5,31	13,71	6,33	asciutto	asciutto	4,37	5,98
27/08/20	8,93	5,77	8,73	5,27	13,72	6,10	asciutto	asciutto	4,27	5,93
11/09/20	8,77	5,08	8,47	5,26	13,51	5,79	asciutto	asciutto	4,22	5,82
30/09/20	8,81	5,15	8,55	5,29	13,35	5,74	asciutto	asciutto	4,13	5,92
13/10/20	8,91	5,14	8,15	5,24	13,29	5,68	asciutto	asciutto	4,10	5,91
02/11/20	8,76	5,21	8,49	5,31	13,41	^[3]	asciutto	asciutto	3,70	5,86
17/11/20	8,87	5,15	8,67	5,27	11,80	^[3]	asciutto	asciutto	^[3]	5,79

Note:

- ^[1] Quota determinata nel corso del rilievo topografico dell'impianto eseguito nell'aprile 2020 (doc. [10], [11]).
- ^[2] Profondità rilevata a installazione completata, nel corso dello svolgimento delle misure freatimetriche (docc. [21] ÷ [33]).
- ^[3] Rilievo non eseguibile a seguito delle lavorazioni in atto nell'area circostante.

Per una corretta analisi dei dati riportati in **Tabella 6** sono da tener presenti i seguenti aspetti:

- l'esecuzione della perforazione e la successiva installazione della cella piezometrica ha comportato l'impiego di fluidi di perforazione;
- i rifiuti composti da fanghi presentano valori di permeabilità medio-bassi, di conseguenza, il riequilibrio del livello idrico interno alla cella piezometrica con quello presente nell'ammasso circostante richiede un intervallo temporale non trascurabile.

Pur tenendo conto di queste limitazioni, i rilievi sinora eseguiti consentono precise considerazioni:

- Alcuni piezometri risultano asciutti (SD-09, SD-10, impostati nei fanghi), o pressoché asciutti ovvero con livelli molto prossimi al fondo della cella (SD-03 posizionato nei rifiuti pre-2010).
- Battenti idrici molto modesti, in genere pochi decimetri, si rilevano in SD-04, SD-05, entrambi impostati nei rifiuti pre-2010; le misure sinora eseguite pur presentando delle oscillazioni evidenziano la tendenza del livello a disporsi in prossimità della base della cella (ovvero individuano anche in questi casi un piezometro pressoché asciutto).
- Battenti idrici poco superiori, nell'ordine di 1 m, si individuano in SC-04, SD-06, e SD-8. Come riconoscibile dalle schede stratigrafiche dei sondaggi a carotaggio associati, per questi piezometri la cella risulta impostata nell'ambito di livelli a granulometria fine, la cui bassa permeabilità consente di trattenere localmente aliquote di percolato a quote superiori rispetto alla porzione dell'accumulo sottostante totalmente satura. In SC-04 la cella è posizionata all'interno dello strato limoso-argilloso di separazione tra i rifiuti pre-2010 e i sovrastanti fanghi. In SD-06 e SD-08 la base del piezometro è impostata alla base dei fanghi a matrice fine. Nell'intervallo temporale sinora trascorso i livelli evidenziano, sia pure con oscillazioni, una evidente tendenza a disporsi in corrispondenza del limite superiore dei materiali a minore permeabilità relativa che consentono il trattenimento del percolato nella porzione inferiore del foro. Soltanto in SD-08, a partire dal luglio 2020, si rileva la tendenza ad un lento

innalzamento del livello che al termine del periodo di osservazione si dispone circa 2 m al di sopra della quota di installazione della cella.

- Battenti idrici maggiori sono stati riscontrati solo in SD-11 e SD-12, posizionati nella parte sommitale dell'abbancamento e impostati interamente nei fanghi (prof. cella rispettivamente 9,00 m e 9,15 m). In questi piezometri si rilevano le soggiacenze minori, inizialmente pari a 4,14 e 5,60 m. Le misure successive riscontrano, sia pure con oscillazioni, una tendenza alla riduzione dei livelli. Tali misure, apparentemente indicative di elevati battenti idrici, sulla base delle condizioni idrauliche complessive dell'accumulo di rifiuti appaiono anch'esse riconducibili alla bassa permeabilità dei fanghi in cui sono installate le celle Casagrande.

Nell'insieme la presenza del percolato individuata nei vari piezometri presenta una rilevante variabilità nella dispersione delle misure, sia in termini areali, che rispetto alla profondità di installazione della cella Casagrande. Le coppie di piezometri adiacenti (distanti 2-3 m), ma posizionati a quote diverse, rilevano sempre soggiacenze significativamente diverse. Il quadro complessivo ottenuto non individua, pertanto, una superficie piezometrica unica delimitante una porzione di accumulo saturo, ma appare riferibile alle condizioni puntuali di saturazione e permeabilità dei rifiuti indagati.

In definitiva, il quadro complessivo acquisito non evidenzia, nell'ambito delle profondità direttamente investigate (sino a 15,40 m dal pc nella zona di maggiore spessore dell'abbancamento), la presenza di zone di saturazione estese con continuità ed elevati livelli di percolato all'interno dell'accumulo di rifiuti. I livelli rilevati in alcuni piezometri (SD-11, SD-12), che potenzialmente potrebbero essere riferibili ad elevati battenti di percolato, non trovano riscontro nelle condizioni idrauliche della parte basale dell'abbancamento, rilevabili attraverso il monitoraggio del pozzo di estrazione del percolato (si veda Cap. seguente). Ad eccezione dei catini di fondo, la porzione inferiore dell'abbancamento risulta costantemente in condizioni non sature; le basse soggiacenze rilevate nella zona di monte dell'abbancamento sono da riferirsi quindi alla bassa permeabilità dei fanghi all'interno dei quali sono impostate le celle di questi piezometri.

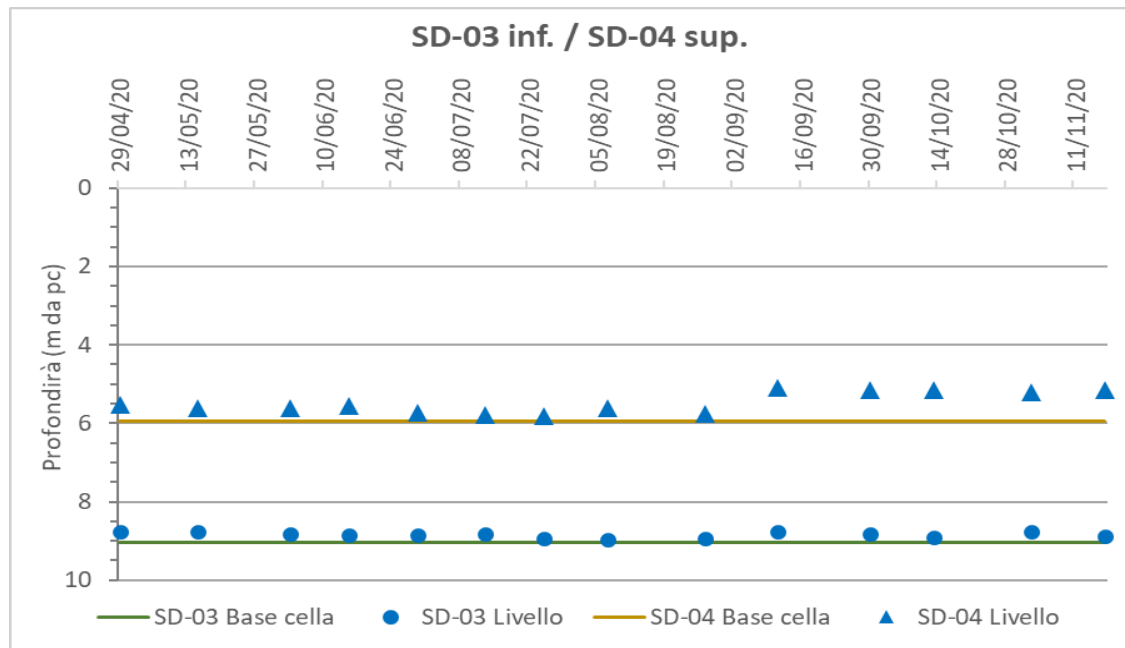


Figura 16. Piezometri SD-03 inferiore e SD-04 superiore ubicati in posizione centrale alla sommità del 2o gradone. Soggiacenza del percolato misurata dalla testa tubo del piezometro (simboli blu), confrontata con posizione della cella (linea colorata continua).

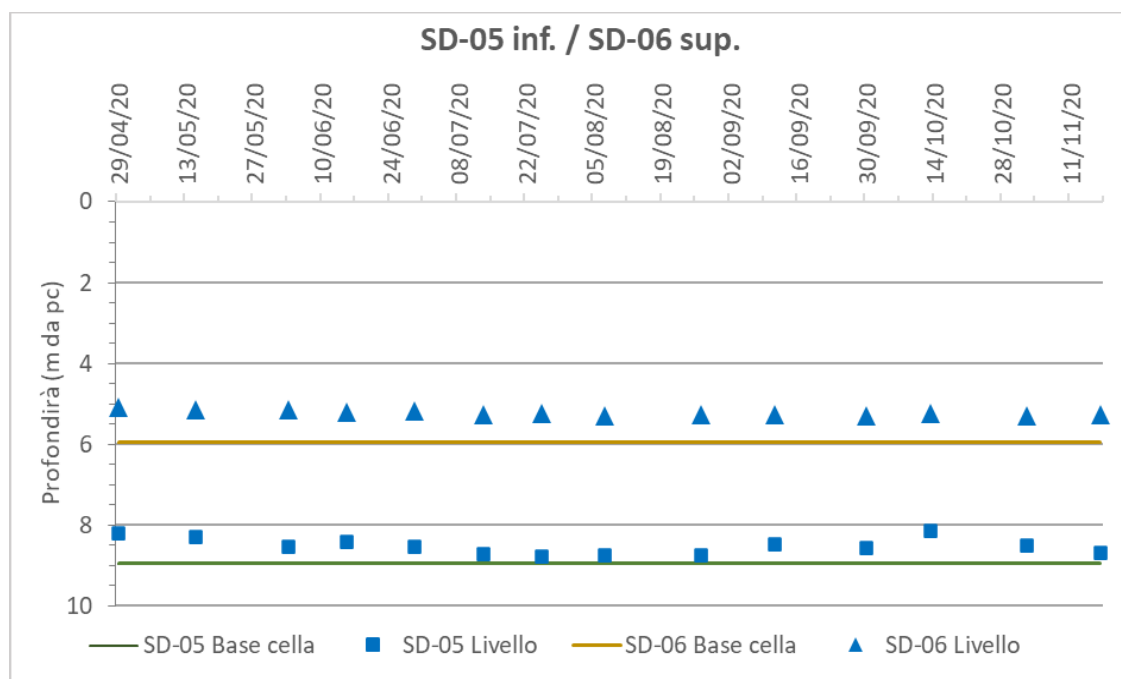


Figura 17. Piezometri SD-05 inferiore e SD-06 superiore ubicati alla sommità del 2o gradone, sul lato destro. Soggiacenza del percolato misurata dalla testa tubo del piezometro (simboli blu), confrontata con posizione della cella (linea colorata continua).

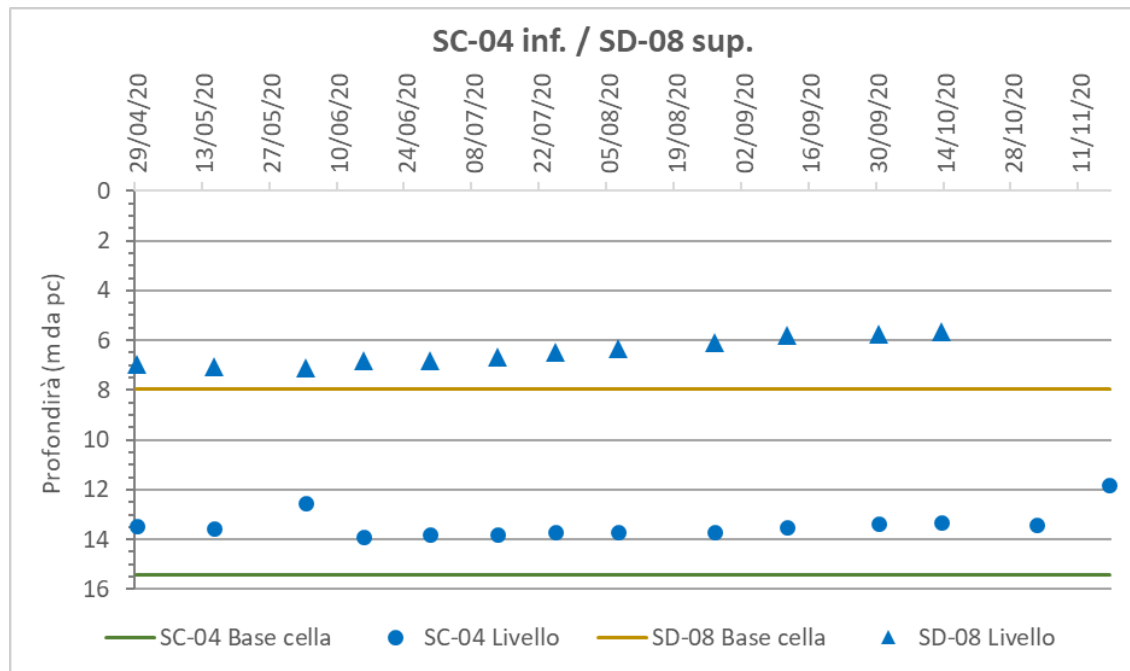


Figura 18. Piezometri SC-04 inferiore e SD-08 superiore ubicati sul plateau superiore in posizione centrale. Soggiacenza del percolato misurata dalla testa tubo del piezometro (simboli blu), confrontata con posizione della cella (linea colorata continua).

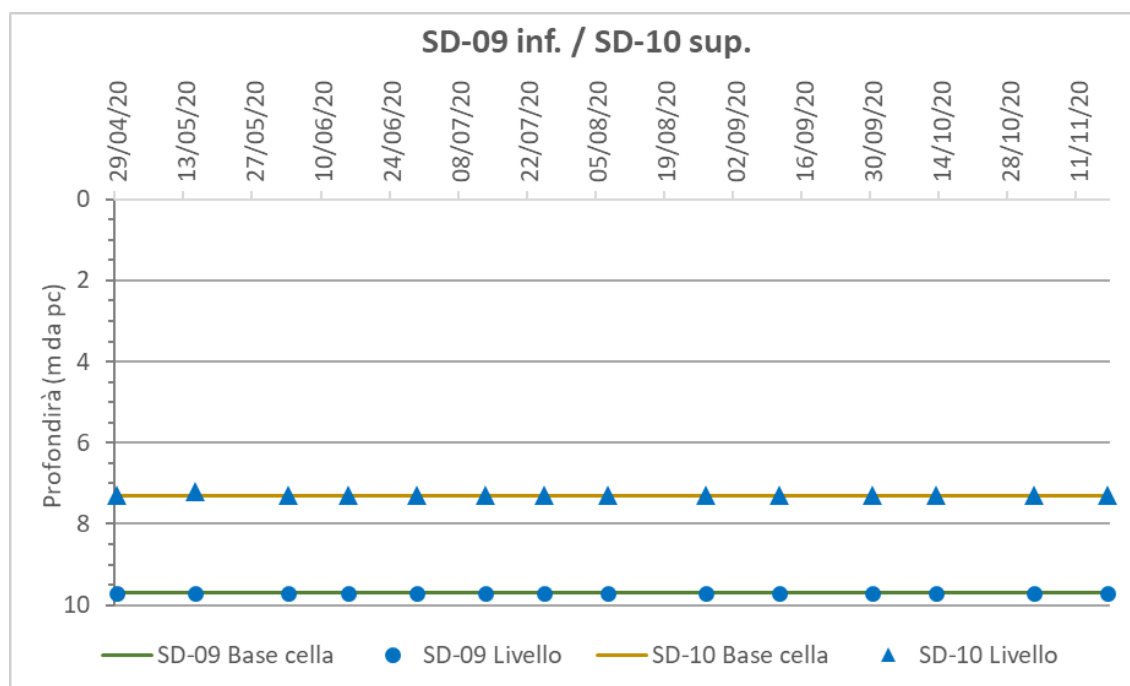


Figura 19. Piezometri SD-09 inferiore e SD-10 superiore ubicati nel plateau superiore, sul lato destro. Soggiacenza del percolato misurata dalla testa tubo del piezometro (simboli blu), confrontata con posizione della cella (linea colorata continua).

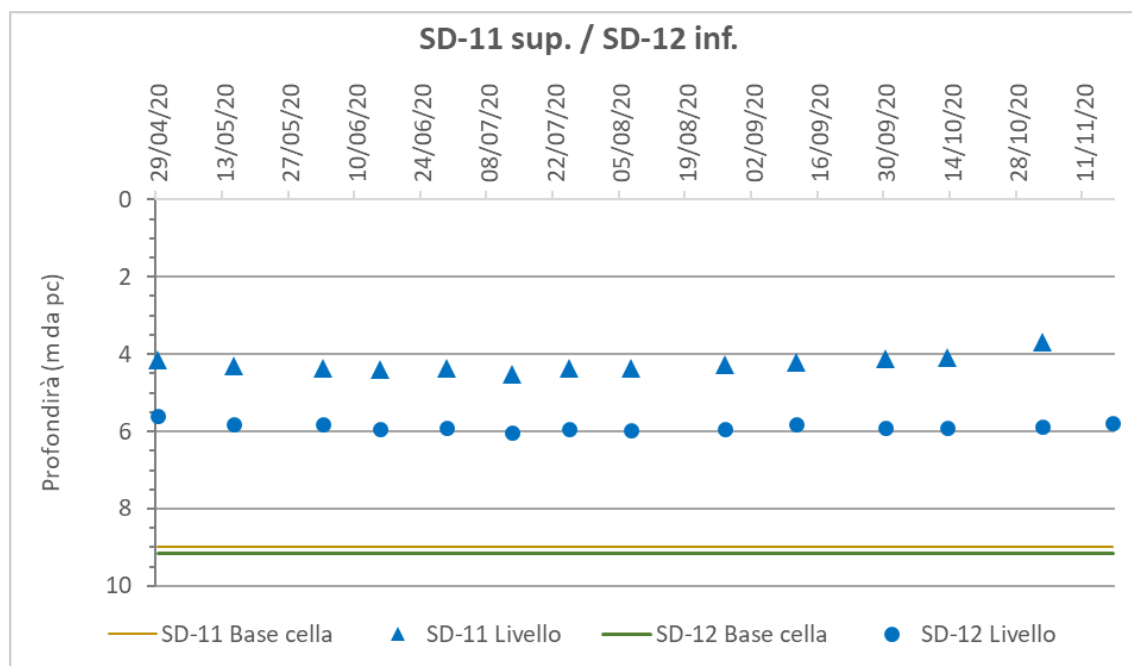


Figura 20. Piezometri SD-11 superiore e SD-12 inferiore ubicati all'apice del plateau superiore, in posizione centrale. Soggiacenza del percolato misurata dalla testa tubo del piezometro (simboli blu), confrontata con posizione della cella (linea colorata continua).

6.2 Monitoraggio del livello del percolato nel periodo 2013-2020

Nella configurazione attuale dell'impianto, il sistema di estrazione del percolato dall'abbancamento è incentrato sulla presenza di due pozzi di emungimento con assetto verticale, denominati rispettivamente Pozzo lotto 1 e Pozzo lotto 2, ubicati in corrispondenza dei due settori depressi dell'invaso (catini), con assetto in leggera contropendenza, ubicati a monte dell'argine di contenimento. A questi si associano una serie di 3 pozzi inclinati ubicati a ridosso dell'argine, da impiegare per l'estrazione del percolato qualora il pompaggio dai punti di prelievo principale risultasse impossibile o non sufficiente.

Il sistema di pozzi è stato impostato durante la prima fase di realizzazione dell'impianto (1998) ed è descritto dagli elaborati riportati nel doc. [2]. La collocazione e rapporti altimetrici tra i Pozzi lotto 1 e lotto 2 sono illustrati in **Figura 21** e **Tabella 7**.

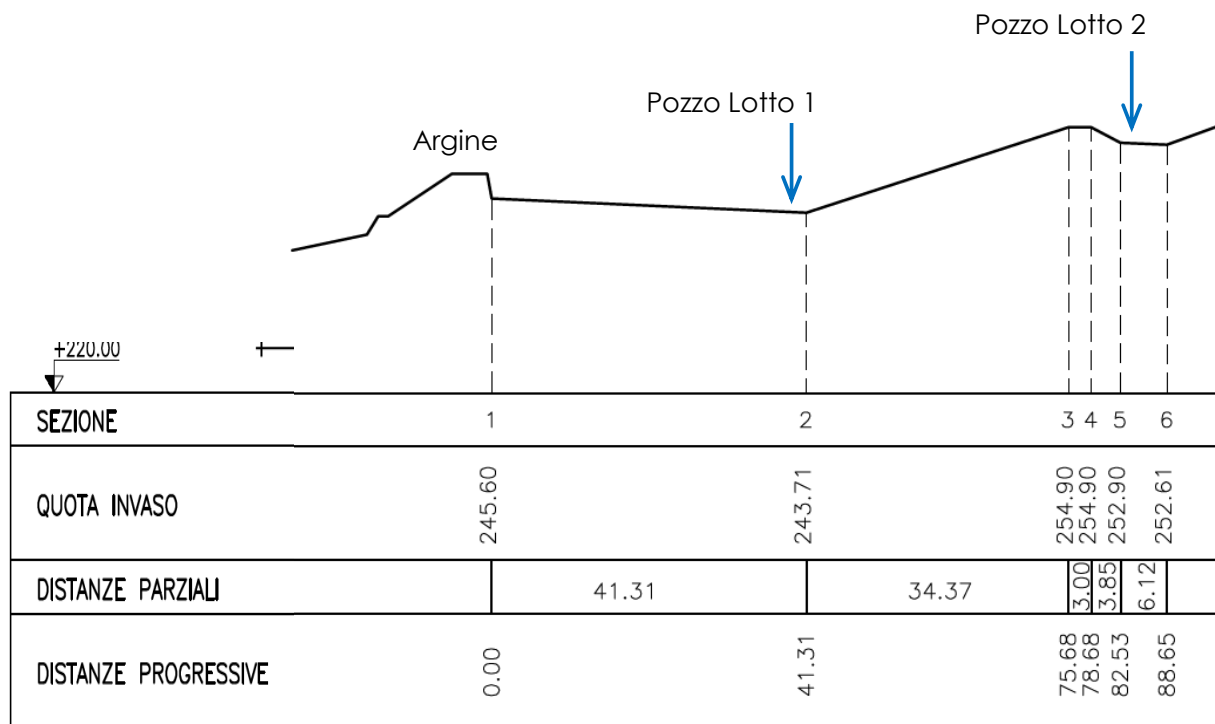


Figura 21. Localizzazione Pozzi estrazione percolato. Stralcio sez. E-E' longitudinale alla discarica, dal Prog. Variante n. 2 (doc. [2]).

Tabella 7. Quote dei catini di fondo e dei Pozzi principali di estrazione del percolato (si cfr. Figura 21). I punti di prelievo sono ubicati in corrispondenza delle zone più depresse dell'invaso. Il livello max di percolato è riferito al battente che può accumularsi nel catino senza tracimare. I dati dei pozzi riportati in Tabella derivano dalle verifiche topografiche condotte in sito nel Luglio 2020 (doc. [12]).

	Posizione	Quota max soglia (m slm)	Quota fondo catino (m slm)	Quota base Pozzo rilevata (m slm)	Livello max percolato nel catino (m dal fondo del catino)
Catino inferiore Pozzo lotto 1	A monte argine di valle	249,0	243,71	241,32	5,3
Catino superiore Pozzo lotto 2	A monte catino inferiore	254,9	252,61	250,80	2,3

In condizioni ordinarie di esercizio il percolato defluisce verso i settori più depressi dell'impianto rappresentati dai catini inferiore e superiore. Il Pozzo lotto 2 non è soggetto a emungimenti, per cui si assume che il catino superiore risulti saturo di

percolato, una volta superata la soglia di sfioro posta a quota 252,6 m slm questo defluisce verso valle. Il battente massimo di percolato che può essere trattenuto nel catino superiore è pari a 2,3 m (doc. [2]).

L'estrazione del percolato tramite emungimento e invio alla Vasca di accumulo temporaneo situata presso il piazzale servizi dell'impianto avviene, in condizioni ordinarie, dal solo Pozzo lotto 1. In questo caso, tenendo conto della relativa configurazione geometrica, l'accumulo massimo di percolato all'interno del catino inferiore, senza che si verifichi la tracimazione in corrispondenza dell'argine, può raggiungere il battente di 5,3 dal fondo del catino (doc. [2]), ovvero circa 7,7 m dalla base del Pozzo lotto 1 verificata tramite apposito rilievo (doc. [12]). In questo settore, lo spessore di rifiuti abbancati sul fondo dell'invaso assommava a 18,3 m ad Aprile 2020.

Presso il Pozzo lotto 1 il Gestore esegue sistematicamente misure di livello per monitorare la presenza del percolato nel settore più depresso dell'invaso e programmare l'attività di estrazione e trasporto tramite autobotti verso gli impianti di trattamento. I rilievi sono condotti per mezzo di una cella di carico installata nel Pozzo connessa alla centralina automatica di monitoraggio dell'impianto. I dati del livello sono riferiti alla quota del sensore posta a - 1,0 m al di sotto del catino. Le misure disponibili coprono con continuità l'intervallo 2013-20 (docc. [18], [19]).

I livelli del percolato evidenziano nell'insieme un andamento variabile, quasi di tipo ciclico, correlabile all'andamento dei periodi di maggiori precipitazioni (**Figura 22**). I battenti misurati sono compresi per lo più tra 1 e 2,8 m. Valori più elevati, sino a 4 m, si rilevano a seguito di elevati e prolungati apporti meteorici. I valori maggiori, 4 ÷ 5 m si riscontrano, almeno per brevi periodi (pochi giorni), quasi tutti gli anni. Con riferimento all'intera serie di misure di livello acquisite (marzo 2013-20), il livello massimo rilevato è stato pari a 5,75 m (in data 10/03/2016).

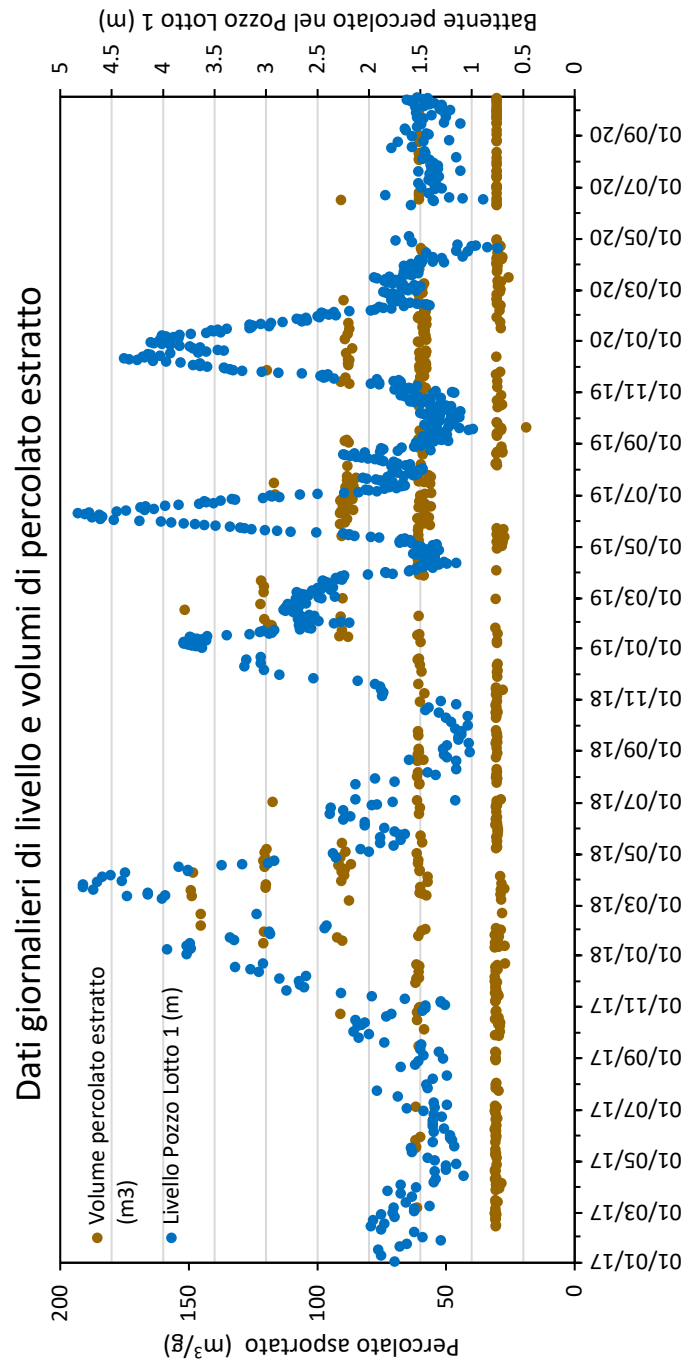


Figura 22. Battente di percolato in corrispondenza del Pozzo lotto 1 e volumi di percolato estratto nel periodo 2017 – 2020 (docc. [18]. [19]). Le misure del battente sono riferite alla posizione della cella di pressione. I volumi estratti assumono valori multipli in quanto il loro allontanamento avviene per mezzo di autobotti con portata di circa 30 m^3 .

In definitiva, l'esame della geometria del settore più depresso dell'impianto, unitamente all'analisi delle misure del battente di percolato condotte sistematicamente per il periodo 2013-2020 presso il Pozzo lotto 1 consente di affermare:

- Lo spessore della zona satura nell'intorno del catino superiore può raggiungere al massimo valori nell'ordine di 2,3 m riferiti al fondo dell'impianto (**Tabella 7**). Accumuli maggiori di percolato determinerebbero la sua tracimazione dalla sommità del "dente" e il suo deflusso verso valle.
- In corrispondenza del catino inferiore retrostante l'argine, il battente di percolato sul fondo dell'invaso deve essere inferiore ai 5,3 m, superato questo valore si verificherebbe la tracimazione dalla sommità dell'argine (**Tabella 7**), situazione mai riscontrata dall'entrata in esercizio dell'impianto. Il monitoraggio condotto sistematicamente dal 2013 conferma, in modo indipendente, questa situazione. La procedura di controllo ed estrazione del percolato consente il mantenimento di livelli, riferiti alla posizione della cella di carico, generalmente inferiori ai 3 m; valori superiori sino a 5 m si determinano episodicamente a seguito di elevati apporti meteorici. Il livello massimo, rilevato in una sola occasione, raggiunge i 5,75 m, corrispondenti ad un battente sul fondo dell'invaso di circa 4,75 m.

6.3 Bilancio precipitazioni/percolato estratto

Al fine di individuare situazioni favorevoli al potenziale accumulo di percolato nell'impianto è stata condotta una valutazione del bilancio precipitazioni/percolato estratto per l'intero periodo di esercizio dell'impianto 2005-2020.

I dati di precipitazione sono stati acquisiti dalle rilevazioni svolte dalle centraline meteo in funzione presso l'impianto a partire dal 2000 ad oggi, integrate con i dati acquisiti per il periodo 1980-2020 presso la vicina stazione pluviometrica di Ramiola (ex Servizio Idrografico Nazionale (doc. [36]), poi Servizio idrometeorologico Regione Emilia-Romagna (doc. [37])) che presenta un andamento molto simile del regime delle precipitazioni. È stato così possibile ricostruire la serie pluviometrica relativa all'ultimo ventennio, da porre in relazione con i volumi di percolato estratti dall'impianto.

Nel periodo 2000-2019 la precipitazione media annua nel sito è stata di 818 mm. Valori significativamente superiori (maggiori di 1000 mm/anno) si sono verificati in 4 casi (2004, 2009, 2010, 2019). L'altezza di pioggia annua massima, 1197 mm, è stata registrata nel 2010. Nelle condizioni opposte, ovvero negli anni con scarse precipitazioni, la pioggia totale può risultare prossima al 50 % del valore medio (come verificatosi ad esempio nel 2017).

La distribuzione mensile presenta un tipico regime bi-modale (**Figura 23**) con due periodi di maggiore piovosità alternati a due intervalli con limitati apporti. La prima fase umida si estende dalla fine dell'inverno a gran parte della primavera (febbraio-maggio), mentre la seconda risulta più breve (ottobre-novembre), ma con precipitazioni più elevate. I massimi apporti si rilevano, generalmente, nel mese di novembre ($P_{media} = 130$ mm), con valori cumulati spesso superiori ai 200 mm e un valore massimo di quasi 350 mm (2019).

Il primo periodo arido corrisponde all'estate, con i minimi apporti mensili in luglio, mentre il secondo (dicembre-gennaio) risulta caratterizzato da precipitazioni poco superiori.

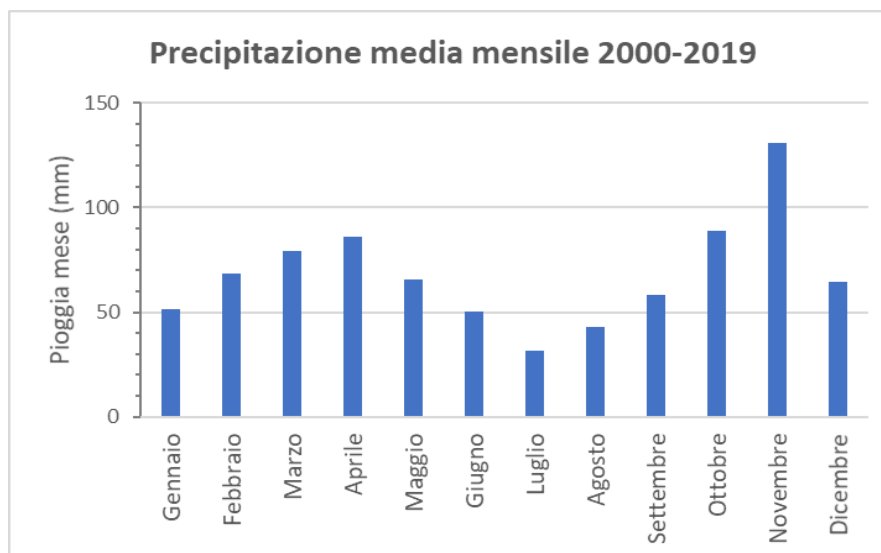


Figura 23. Distribuzione media mensile delle precipitazioni nell'area dell'impianto. Nel periodo esaminato la pioggia media annua è stata di 818 mm.

Il percolato accumulatosi nella zona più depressa dell'invaso (Catino 1 a ridosso dell'argine), viene estratto tramite il Pozzo lotto 1 (**Figura 21**) e pompato alla vasca di

accumulo, realizzata in elementi di calcestruzzo prefabbricati con una capienza utile massima di 700 m³, posizionata sul piazzale servizi. Dalla vasca il percolato viene asportato con frequenza giornaliera tramite autobotti con capienza di circa a 30 m³. Il registro dei carichi di percolato asportati dalla vasca di stoccaggio provvisorio, disponibile sistematicamente dal 2005 ad oggi, consente di definire con precisione anche quantitativamente la produzione di percolato e porla in relazione con gli afflussi meteorici.

L'approccio seguito può comportare qualche sfasamento temporale, al più di pochi giorni, tra l'allontanamento tramite autobotte del percolato (dato registrato giornalmente) rispetto al momento di estrazione effettivo del percolato dai rifiuti e al suo stoccaggio temporaneo nella vasca di accumulo (ad es. nel fine settimana o nei periodi festivi). Data l'entità dei volumi trattati e l'estensione dell'intervallo temporale considerato, tuttavia, si può ritenere ragionevolmente che questo "ritardo" non infici la validità complessiva dei dati ottenuti. I quantitativi di pioggia effettivamente incidente sull'area di accumulo dei rifiuti, e quindi potenziale fonte di percolato, sono stati calcolati sulla base dei valori di pioggia annuale, assumendo una superficie del bacino pari a 24.800 m² (Prog. Esecutivo - Perizia di Var. n. 2 del 1998, Relazione tecnica, doc.[2]). I volumi annuali di pioggia affluita nell'impianto e di percolato estratto sono riassunti e confrontati nella **Tabella 8** e **Figura 24**. La produzione del percolato varia normalmente tra 8.000 e 18.000 m³/anno, con valori massimi nel periodo esaminato 2005-19 prossimi ai 20.000 m³/anno. Nell'insieme è possibile riconoscere una correlazione tra quantità di precipitazione totale annua e produzione di percolato. Con riferimento all'intero periodo 2005-19, il Rapporto medio tra il volume di pioggia affluita e quello del percolato estratto risulta pari a 0,60. Prendendo in considerazione i singoli anni, nel 75 % dei casi i valori sono compresi nell'intervallo 0,45 – 0,75. Il valore minore (0,35) corrisponde all'anno di minore piovosità (2017, Panno = 426 mm).

Tabella 8. Volumi di pioggia affluiti nel settore dell'impianto in coltivazione e volumi di percolato estratti annualmente nel periodo 2005-2019.

Anno	Altezza Pannua (mm)	Volume pioggia annuo (m ³)	Volume percolato estratto (m ³) ^[1]	Rapp. annuo Vol. Percolato estratto / Vol. Pioggia affluita
2005	880,8	21844	10625	0,49
2006	594,6	14746	8850	0,60
2007	719,0	17831	7133	0,40
2008	847,8	21025	10200	0,49
2009	1027,0	25470	19052	0,75
2010	1196,6	29676	18601	0,63
2011	711,6	17648	17627	1,00
2012	808,4	20048	12759	0,64
2013	974,2	24160	17334	0,72
2014	938,0	23262	16116	0,69
2015	716,0	17757	12973	0,73
2016	576,2	14290	8296	0,58
2017	425,8	10560	3744	0,35
2018	642,0	15922	7794	0,49
2019	1023,0	25370	11062	0,44

^[1] I volumi di percolato sono stati ricavati adottando un peso specifico unitario di 1,08 t/m³.

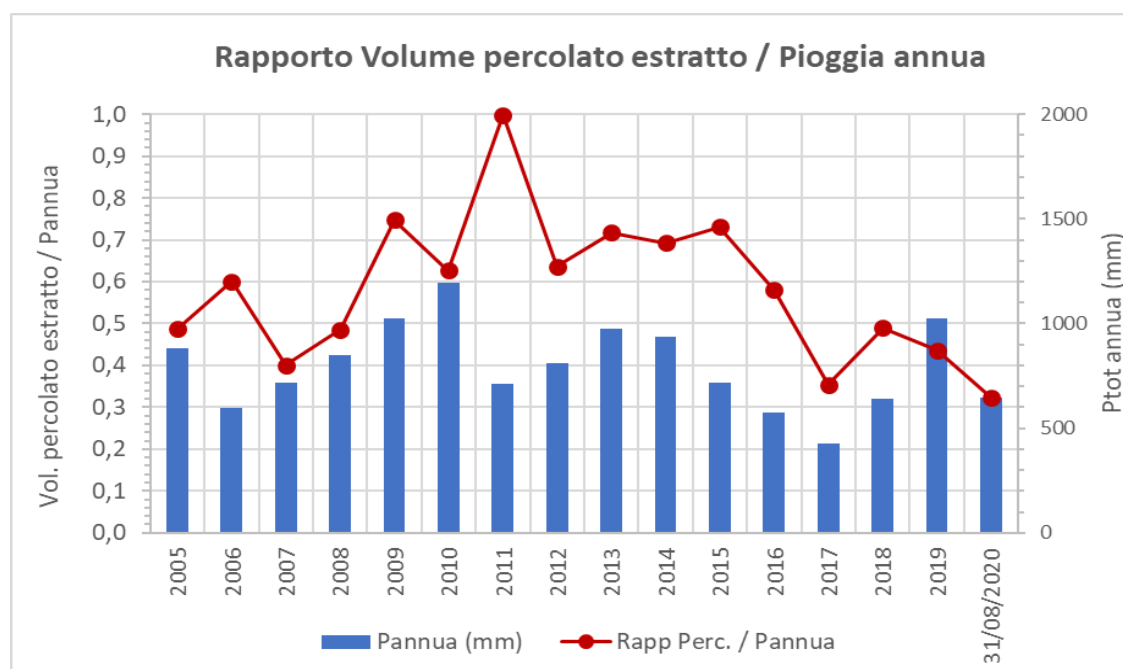


Figura 24. Confronto tra i valori annui di pioggia affluiti nel settore in coltivazione dell'impianto e volumi di percolato estratti nel periodo 2005-2019.

Alcune apparenti anomalie presenti nella **Figura 24** sono spiegabili con l'esame delle relative condizioni al contorno:

- Periodo 2010-2011 Non corrispondenza temporale tra i massimi valori di pioggia e la produzione di percolato: le piogge del 2010 sono concentrate nell'ultimo trimestre con un valore cumulato pari a quasi il 40% dell'intero anno. Dato il ritardo temporale nell'accumulo del percolato rispetto al verificarsi delle piogge (si veda nel seguito), l'estrazione dei volumi sono stati computati nel 2011 (quando la pioggia è stata molto inferiore a quella del 2010). Questo spiega anche l'anomalo valore del Rapporto percolato/pioggia ottenuto per il 2011 pari ad 1.
- Periodo 2015-2016 Elevati volumi di percolato estratto rispetto ai valori di pioggia (valori del Rapporto percolato/pioggia = 0,73). Nel corso del 2015 e sino all'Agosto 2016, l'intero bacino della discarica era in coltivazione, senza alcuna presenza di coperture (Prog. 2018 - All. 9 – Doc. fotografica, doc. [5]), questo assetto ha sicuramente favorito l'infiltrazione di un'aliquota maggiore di pioggia rispetto alle condizioni di esercizio ordinarie.

L'esame dei singoli volumi mensili di pioggia caduta e di percolato estratti, oltre a confermare la corrispondenza generale tra i due parametri, consente di valutare il “ritardo” temporale tra gli afflussi meteorici e l'accumulo del percolato sul fondo del catino, da dove viene estratto tramite il Pozzo lotto 1 (Figura 25)

Sebbene si tratti di un approccio semplificato, che non tiene conto delle eventuali riduzioni negli apporti dovuti a evapotraspirazione e scorrimento superficiale risulta evidente la stretta correlazione tra i due parametri. La serie mensile delle precipitazioni presenta una spiccata variabilità funzione della distribuzione degli apporti, analogamente si rileva per il percolato. La serie dei volumi estratti presenta anch'essa una serie altalenante di picchi, che tuttavia si colloca temporalmente dopo le piogge, con uno sfasamento valutabile generalmente in $1 \div 2$ mesi.

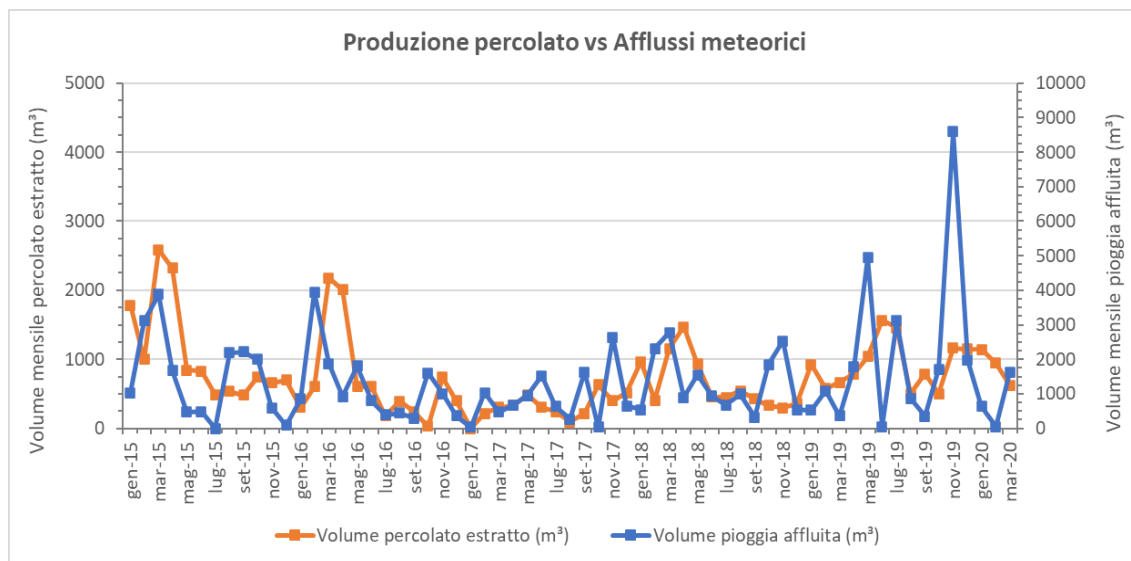


Figura 25. Confronto tra i valori mensili di pioggia e di percolato estratto. La serie dei volumi di percolato, pur ricalcando nell'insieme quella delle precipitazioni, presenta un evidente ritardo temporale (nell'ordine di 1 ÷ 2 mesi) rispetto a quest'ultima. I valori particolarmente elevati di percolato estratti in alcuni mesi del 2015 e 2016 sono riferibili alle condizioni della discarica all'epoca (coltivazione intera area di deposito, assenza di teli di copertura).

L'esame complessivo della relazione apporti pluviometrici/percolato estratto condotto su un intervallo significativo consente sia di evidenziare il "ritardo" temporale nella formazione del percolato, dovuto alla filtrazione attraverso l'ammasso dei rifiuti, sia l'assenza di accumuli significativi di percolato non connessi al normale ciclo afflussi/deflussi. In accordo con quanto riscontrato attraverso l'esame delle misure di livello condotte sistematicamente nel pozzo di estrazione (si cfr. Cap. 6.2), si può affermare che nella configurazione attuale dell'impianto, e con le modalità di gestione in atto, non sono presenti adunamenti significativi di percolato, né sussistono condizioni favorevoli alla loro formazione. Gli unici accumuli temporanei presenti, soggetti direttamente al ciclo afflussi/deflussi, si rilevano all'interno dei catini inferiore e superiore ubicati nel settore più depresso della discarica.

7. SISTEMA DI MONITORAGGIO INCLINOMETRICO DELLA DISCARICA

Sin dalla sua impostazione la discarica e l'argine di valle sono stati oggetto di monitoraggi di superficie e nel sottosuolo per la verifica dell'insorgere di eventuali fenomeni di instabilità. Per una completa definizione dello stato dell'accumulo e della possibile presenza di fenomeni deformativi, nell'ambito del presente studio si è proceduto sia all'analisi complessiva dei dati acquisiti nel precedente periodo sia alla realizzazione di un nuovo sistema di monitoraggio relativo alla configurazione attuale dell'intero abbancamento.

7.1 Sintesi dei rilievi pregressi (1996-2019)

Per il controllo dei versanti circostanti il bacino di deposito dei rifiuti è presente una rete di monitoraggio comprendente n. 6 tubi inclinometrici installati in fori di sondaggio con profondità compresa tra 20 e 35 (**Figura 26**). I primi inclinometri, S1 ed S2, sono stati installati nel 1996, S3 nel 1999, S4 ed S5 nel 2005, infine S6 nel 2013.

I rilievi periodici sono stati condotti con continuità a partire dalla data di installazione della strumentazione (1996 per S1 e S2), e sono proseguiti sino al Giugno 2019 con cadenza in genere da mensile a trimestrale. L'ampio intervallo temporale coperto ha comportato il succedersi di più Operatori nelle attività di monitoraggio, con variazione nella strumentazione utilizzata e conseguente necessità di impostazione di nuove misure di "zero" da porre come riferimento. I dati disponibili consentono, comunque, di esaminare in modo pressoché completo i periodi 2001-10 (doc. [38]) e 2010-19 (doc. [39]) gestiti da due Operatori diversi. Le misure disponibili per le diverse verticali di misura sono riassunte in **Tabella 9**.

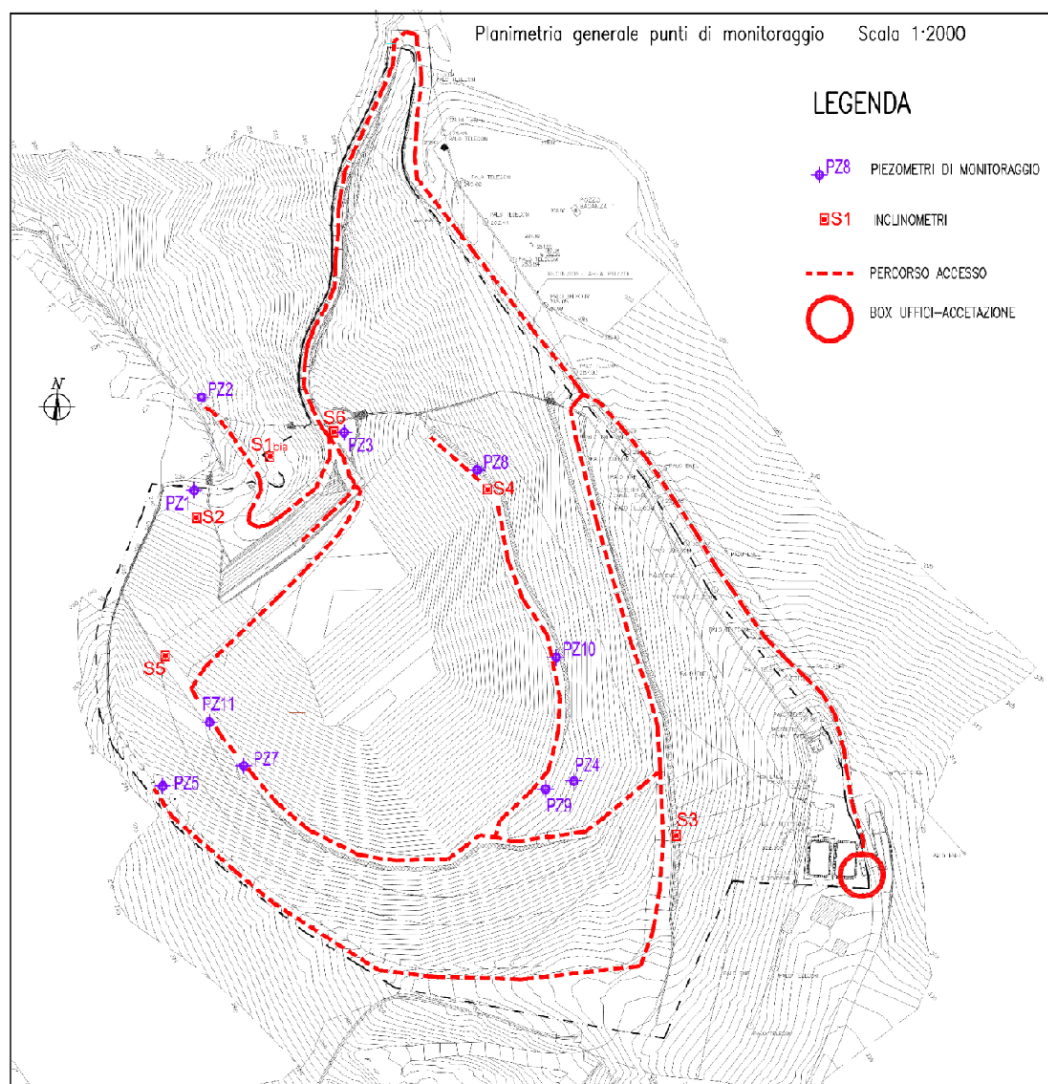


Figura 26. Localizzazione degli inclinometri installati esternamente al corpo della discarica. La verticale S1 era ubicata in prossimità del punto S1bis.

Tabella 9. Caratteristiche generali degli inclinometri installati nell'intorno della discarica e rilievi disponibili.

Inclinometro	Installazione	Prof. (m da pc)	1a Fase 2001-10	2a Fase 2010-19	Note
S 1	Nov 1996	24,5	Gen 2001 – Feb 2010	Giu 2010 – Mar 2013	Interrotto nel marzo 2013 alla prof. di – 8,5 m, a seguito dell'evoluzione di un movimento estremamente lento (alcuni mm/anno).

S 1bis	Ott 2013	25,0	-	Nov 2013 – Giu 2019	Installato nel novembre 2013 in adiacenza a S1.
S 2	Nov 1996	24,0	Gen 2001 – Feb 2010	Giu 2010 – Giu 2019	
S 3	Mar 1999	20,0	Gen 2001 – Feb 2010	Giu 2010 – Giu 2019	
S 4	Mag 2005	35,0	Giu 2005 – Feb 2010	Giu 2010 – Giu 2019	
S 5	Mag 2005	35,0	Giu 2005 – Feb 2010	Giu 2010 – Giu 2019	
S 6	Ott 2013	25,0	-	Nov 2013 – Giu 2019	

Tabella 10. Quadro di sintesi dei movimenti rilevati nel periodo Gennaio 2001- Giugno 2019. La velocità media annua è determinata con riferimento allo spostamento in corrispondenza della zona di scorrimento principale.

Inclinometro	Inclinazione pendio	Spostamento totale a testa tubo (mm)	Spostamento in corrispondenza della zona di scorrimento principale (mm)	Velocità media annua (mm/anno)
S1	OSO	79	62 (gennaio 2001 – febbraio 2013)	5,2
S1 bis	OSO	42	21 (novembre 2013 – giugno 2019)	3,8
S2	N	60	51	2,8
S3	OSO	17	11	0,8
S4	SO	64	48	3,4
S5	NE	3	-	-
S6	SO	-	-	-

I principali elementi ottenuti dall'analisi dell'insieme dei dati disponibili (**Tabella 10**) sono di seguito riassunti.

- Ad eccezione degli strumenti posti in prossimità del fondo della vallecchia del rio Fontanelle (S1-S1bis, S2), gli inclinometri sono posizionati sui pendii prospicienti il bacino di deposito, caratterizzati da orientazione localmente variabile e inclinazioni significative. Tutte le verticali sono impostate nell'ambito delle unità argillitico-marnose del substrato locale (argille di Lugagnano, argille Palombini).

- Nell'intervallo temporale coperto dal monitoraggio, prossimo a 19 anni, gli inclinometri installati hanno rilevato, con la sola eccezione della verticale S1 – S1bis soltanto modesti spostamenti, nell'ordine di alcune decine di mm complessivi, corrispondenti a velocità medie annue di pochi mm. L'evoluzione degli spostamenti risulta discontinua nel tempo e con direzione dei movimenti variabile puntualmente. Data l'entità estremamente ridotta degli spostamenti tra un ciclo e l'altro di misura, al limite della precisione intrinseca della metodologia, si osservano frequentemente oscillazioni nelle misure con apparenti spostamenti "inversi" dello strumento, oppure indeterminazioni anche significative nella determinazione della direzione di spostamento.
- Tutti gli strumenti evidenziano in corrispondenza del tratto superficiale spostamenti di modesta entità variabili in direzione e valore non associabili a movimenti gravitativi, ma riconducibili a variazioni nello stato dei terreni circostanti (espansione/ritiro per variazione del contenuto d'acqua, gelo/disgelo), o disturbi accidentali dovuti al transito di mezzi o lavorazioni nelle aree circostanti.
- L'insieme di questi aspetti unitamente al fatto che gli strumenti, dopo ben 15 ÷ 24 anni trascorsi dall'installazione, risultano pienamente utilizzabili (ad eccezione del solo S1), fanno ritenere che le deformazioni rilevate siano attribuibili per la maggior parte a movimenti estremamente lenti di tipo viscoso, caratteristici della porzione più superficiale, controllati direttamente dalle variazioni dello stato fisico del terreno.
- Presenza di limitati movimenti con zone di taglio ben sviluppate sono state riconosciute soltanto in alcune verticali (S1-S1bis, S2). I movimenti, caratterizzati da velocità molto ridotte (alcuni mm/anno), sono inquadrabili secondo la classificazione di Cruden & Varnes (1996) come "estremamente lenti", ovvero con spostamento complessivo inferiore a 16 mm/anno. In generale, agli spostamenti in corrispondenza delle zone di scorrimento ben definite si associano sempre aliquote importanti di deformazione in prossimità della superficie topografica, riconducibili a variazioni stagionali nelle condizioni dei terreni.

- A partire dall'autunno 2017, le misure condotte sulle verticali S1bis e S2 non individuano incrementi significativi degli spostamenti in corrispondenza delle zone di taglio.
- Esclusiva presenza in alcuni inclinometri posizionati sui pendii prospicienti la zona di abbancamento dei rifiuti (S3, S4, S5) di movimenti di tipo "estremamente lento". Le caratteristiche rilevabili sono riferibili, in genere, a movimenti superficiali, prevalentemente di tipo viscoso ("creep", reptazione), interessanti localmente limitati tratti del pendio. Le direzioni di movimento sono controllate dalla morfologia locale del pendio, non si rileva alcuna correlazione tra i diversi punti di misura, né tanto meno con le verticali di misura poste più a valle (S1-S1bis, S2). Questo aspetto porta ad escludere la presenza di movimenti in atto o potenziali lungo i pendii prospicienti il bacino di deposito della discarica.
- Nell'inclinometro S6, infine, i dati rilevati non evidenziano la presenza di movimenti significativi in atto sul pendio.

7.2 Monitoraggio degli inclinometri esterni 2019-20 (Università di Parma)

A partire dal maggio 2019 il monitoraggio degli inclinometri circostanti il corpo della discarica è condotto da parte del Dip. di Ingegneria e Architettura (DIA) dell'Università di Parma con cui Palladio Team Fornovo Srl ha stipulato un apposito contratto di consulenza scientifica (docc. [34], [35]). L'impiego di nuova strumentazione inclinometrica per i rilievi ha determinato l'esecuzione di un nuovo rilievo di "zero", condotto nel maggio 2019. Le successive misure sono condotte con cadenza mensile. I rilievi sono condotti sempre in corrispondenza dei tubi inclinometrici precedentemente installati (**Tabella 9**), che risultano a tutt'oggi pienamente funzionali. Il nuovo ciclo di misure è condotto con strumentazione di elevata precisione (sistema inclinometrico della DGSI Slope indicator, sonda Digitilt Probe con costante $\sin(\alpha) = 25.000$). Per assicurare la massima accuratezza, le misure sono condotte a partire dal basso, con passo = 0,5 m, ripetendo le letture su tutte e quattro le guide (A+A180, B+B180). L'elaborazione è condotta con il software DIGIPRO2 sviluppato da DGSI Slope Indicator. L'impiego della nuova strumentazione ha reso necessario nuove misure di riferimento e l'interruzione della precedente elaborazione cumulativa degli

spostamenti. La restituzione dei movimenti rilevati durante l'ultimo periodo di monitoraggio viene quindi effettuata sulla base dei rilievi di zero acquisiti nel maggio-giugno 2019.

Questa fase del monitoraggio ha completato nel maggio 2020 il primo ciclo annuale, comprendente n. 11 ÷ 12 cicli di misure. Le misure acquisite dai Tecnici dell'Università di Parma confermano ulteriormente gli elementi rilevati dai precedenti monitoraggi. Nella valutazione degli elementi acquisiti deve comunque essere tenuto in considerazione che la velocità estremamente bassa dei possibili movimenti ed il limitato intervallo temporale trascorso consentono ad oggi solo l'osservazione di spostamenti molto limitati.

Gli spostamenti complessivi rilevati a testa tubo, in termini di risultante, assumono sempre valori molto ridotti, in genere non superiori a 2 ÷ 3 mm, e quindi compresi nei limiti di precisione della metodologia. Non si osservano zone di scorrimento localizzate o superfici di taglio ben definite, ma le deformazioni si distribuiscono nel tratto sommitale del tubo inclinometrico (in genere ultimi 2 o 3 m).

L'inclinometro S1bis rileva solo limitati spostamenti in prossimità della testa tubo, senza alcuna evidenza della possibile zona di scorrimento segnalata nella prima fase del monitoraggio (2001-13 per lo strumento in esame, reso inutilizzabile dalla deformazione subita).

Le verticali S2 ed S6 evidenziano un andamento irregolare nel tempo, con alternanza di modesti spostamenti in "avanti" e "indietro" rispetto al pendio (val. max 3 ÷ 4 mm), evidentemente non dovuti a movimenti gravitativi, ma a riconducibili a variazioni nelle condizioni dei terreni incassanti (imbibizione, gelo, temperatura ecc.).

Spostamenti relativi verosimilmente a deformazioni superficiali del terreno sono rilevabili solo in S3 e S4, nel tratto compreso tra la superficie e le profondità, rispettivamente, di 3 e 4 m circa. Lo spostamento rilevato mostra un incremento pressoché continuo dal basso verso l'alto, senza evidenze di superfici di taglio ben enucleate, in corrispondenza della testa tubo il valore complessivo raggiunge i 5 mm. Questi aspetti sono riferibili a deformazioni con sviluppo estremamente lento, interessanti esclusivamente l'orizzonte corticale del terreno soggetto ai processi di alterazione meteorica e detensionamento (movimenti per "creep"). La loro impostazione è controllata dalle condizioni del pendio a scala puntuale.

7.3 Monitoraggio nuovi inclinometri installati nel corpo della discarica

Per il rilevamento delle eventuali deformazioni in atto nel corpo della discarica nell'ambito delle indagini geotecniche 2020 condotte a supporto del presente studio si è proceduto all'installazione ex-novo di una serie n. 6 tubi inclinometrici (**Figura 3, Tabella 1, Tabella 2**) il cui assetto è rilevabile per mezzo di una sonda inclinometrica mobile dotata di servoaccelerometri biassiali.

Localizzazione e profondità delle verticali sono state definite in modo da consentire il monitoraggio spaziale dell'intero impianto in relazione ai fattori di maggiore rilevanza nei confronti dell'attivazione di movimenti (argine di contenimento, zone di maggiore spessore dell'accumulo, fronti di abbancamento non confinati, inclinazione del fondo, ecc.).

Per assicurare l'acquisizione di rilievi adeguatamente rappresentativi, anche in relazione alla peculiare natura e comportamento del "rilievo" da monitorare, particolari attenzioni sono state poste nella realizzazione della rete di controllo e nelle modalità di esecuzione delle misure:

- il posizionamento dei tubi inclinometrici, con la sola eccezione della verticale SD-07, è avvenuto all'interno di sondaggi geotecnici, di elevata qualità, perforati interamente a carotaggio continuo con impiego del rivestimento provvisorio;
- per rendere solidale il tubo inclinometrico ai rifiuti circostanti, si è proceduto alla cementazione del tubo con pompaggio da fondo foro della miscela cementizia;
- la profondità dei tubi (**Tabella 11**) è stata definita in modo da portarsi il più vicino possibile alla barriera di fondo, mantenendo comunque un adeguato margine di sicurezza, definito tramite la verifica dei rilievi "as-built" dell'impianto, rispetto all'interfaccia basale e ai sistemi tecnologici di servizio.

A differenza dell'inclinometro SC-01, con la base impostata nel substrato locale al di sotto dell'argine a profondità tale da poter considerare stabile la base (posta a – 30 m dal p.c.), le verticali SC-02 ÷ SC-03, SC05 ÷ SC-06 e SD-07 installate nell'accumulo dei rifiuti risultano prive di un ancoraggio alla base e possono subire traslazioni su

entrambe le estremità. Per monitorare in modo completo l'assetto dei tubi inclinometrici nel tempo e verificare anche l'insorgere di eventuali traslazioni rigide, i terminali di superficie delle verticali di misura sono stati rilevati e inseriti nel sistema di rilevamento topografico di elevata precisione realizzato per il periodico monitoraggio dello stato dell'impianto.

7.3.1 Installazione e misura di “zero”

Nel complesso sono state realizzate n. 6 verticali attrezzate a partire dalla sommità dell'abbancamento con tubi inclinometrici di lunghezza compresa tra 7,4 e 30 m, per uno sviluppo complessivo di 84,4 m (**Tabella 11**).

Tabella 11. Caratteristiche dei nuovi inclinometri installati nel corpo della discarica e risultati dei rilievi di zero eseguiti in data 29/04/2020.

Verti- cale	Posizione e impostazione	Profondità installazione (m)	Lungh. rilievo inclinometrico (m)	Deviazione dalla verticalità (m) (%)		Azimut deviazione dalla verticale (°)
SC-01	A partire dalla sommità argine, attraversa l'intero rilevato impostandosi per circa 18 m nelle litologie del substrato.	30,0	29,0	0,448	1,49	328-340 NNO
SC-02	Sommità 2o gradone, posizione centrale. A partire dal p.c. interessa terreni di copertura e fanghi (sino a 2,8 m), quindi rifiuti assimilabili (pre-2010).	9,0	9,0	0,11	1,22	309-317 NO
SC-03	Sommità 2o gradone, lato destro. A partire dal p.c. interessa terreni di copertura e fanghi (sino a 7,9 m), quindi rifiuti assimilabili (pre-2010).	9,0	8,0	0,112	1,24	346-354 N
SD-07	Plateau superiore, posizione centrale. Interessa per l'intero sviluppo fanghi.	15,0	14,0	0,111	0,74	29-42 NNE
SC-05	Plateau superiore, lato destro. Interessa per l'intero sviluppo fanghi.	7,4	7,0	0,124	1,68	295-301 ONO
SC-06	Apice plateau superiore, posizione centrale. Interessa per l'intero sviluppo fanghi.	14,0	13,0	0,081	0,58	310-333 NO

Il completamento dell'ultimo inclinometro (SC-01) è avvenuto in data 08/04/2020. La lettura di zero, da assumere a riferimento per i rilievi successivi, è stata svolta il 29/04/2020 in modo da consentire la completa presa della cementazione. Le misure di esercizio sono state condotte con cadenza quindicinale sino a Novembre 2020.

In tutti gli strumenti i rilievi sono stati svolti con passo di misura = 0,5 m e le elaborazioni condotte a partire dal basso. I risultati dei rilievi di zero confermano la corretta installazione dei tubi inclinometrici (**Tabella 11**). La deviazione dalla verticalità è sempre contenuta ($< 1,5\%$) e solo in un caso di poco superiore (SC-05 = 1,68%). Nel singolo tubo l'orientazione della deviazione è generalmente costante, mentre per l'insieme delle verticali risulta variabile e disposta in modo casuale. Questi aspetti confermano che la perdita di verticalità del foro è dovuta alla deviazione accidentale conseguente a modesti disallineamenti della perforatrice a causa del costipamento dei rifiuti sottostanti.

La rappresentazione della verticalità delle installazioni conferma, in generale, l'assenza di deformazioni significative intervenute nel periodo compreso tra l'installazione degli inclinometri e l'esecuzione del rilievo di zero.

7.3.2 Misure di esercizio

Il quadro dei rilievi sinora eseguiti sugli inclinometri installati nel corpo della discarica è riportato nella **Tabella 12** (per i relativi Report si rimanda ai docc. [21] ÷ [33]). I valori di spostamento complessivo (risultante), riferiti al tratto sommitale dell'inclinometro ottenuti nei diversi cicli di misura sono riassunti nella **Tabella 13**.

Tabella 12. Misure inclinometriche condotte nel periodo aprile – ottobre 2020.

Misura	Tipologia	Data
1	Rilievo di "zero"	29/04/2020
2	Rilievo di esercizio	15/05/2020
3	Rilievo di esercizio	03/06/2020
4	Rilievo di esercizio	15/06/2020
5	Rilievo di esercizio	29/06/2020
6	Rilievo di esercizio	13/07/2020
7	Rilievo di esercizio	29/07/2020
8	Rilievo di esercizio	07/08/2020
9	Rilievo di esercizio	27/08/2020
10	Rilievo di esercizio	11/09/2020
11	Rilievo di esercizio	30/09/2020
12	Rilievo di esercizio	13/10/2020

Tabella 13. Direzione e spostamento complessivo massimo rilevato dai nuovi inclinometri installati nel corpo della discarica e nell'argine di valle.

Inclinometro	SC-01	SC-02	SC-03	SD-07	SC-05	SC-06
Lunghezza operativa (m)	29,0	9,0	8,0	14,0	7,0	13,0
Azimut	250-260°	200°	210-220°	130-160°	200-210°	180°
Misura	Data	Spostamento complessivo massimo (mm)				
1 (zero)	29/04/2020					
2	15/05/2020	10,2	1,8	0,5	0,8	1,3
3	03/06/2020	5,9	3,0	1,2	5,1	0,8
4	15/06/2020	12,5	3,7	1,1	5,8	1,9
5	29/06/2020	12,6	5,9	1,4	6,0	0,6
6	13/07/2020	12,8	7,0	2,0	6,4	1,7
7	29/07/2020	6,4	9,2	3,4	11,0	1,2
8	07/08/2020	9,9	10,6	2,2	15,1	2,8
9	27/08/2020	5,4	13,1	3,1	16,7	2,9
10	11/09/2020	15,9	14,8	3,1	17,8	1,6
11	30/09/2020	16,3	16,0	3,7	22,4	2,0
12	13/10/2020	9,0	17,5	3,7	21,8	1,8
13	02/11/2020	9,3	20,3	4,1	23,6	2,0
14	17/11/2020	5,9	21,5	5,0	[1]	2,3

Note:

[1] Strumento non più rilevabile a seguito delle lavorazioni in atto nelle aree circostanti.

In relazione alla diversa localizzazione e impostazione degli strumenti, l'analisi dei dati acquisiti è condotta trattando in modo separato l'inclinometro SC-01 installato nel corpo dell'argine dalle altre verticali di controllo posizionate interamente all'interno dell'abbancamento dei rifiuti.

7.3.2.1 Inclinometro SC-01 - Argine

L'inclinometro SC-01 (lunghezza = 30 m), ubicato nel settore centrale dell'argine, attraversa il corpo del rilevato (spessore accertato = 12,0 m), per impostarsi significativamente all'interno delle litologie in posto del substrato locale, riferibili alle argille Palombini. Il sondaggio a carotaggio eseguito per l'installazione ha consentito di verificare puntualmente la stratigrafia attraversata. La struttura e lo spessore complessivo dell'argine corrispondono a quanto riportato nella tavola di progetto. Al di sotto non sono presenti riporti, terreni incoerenti o depositi rimaneggiati. La sequenza del substrato presenta i caratteri tipici dell'unità, non sono state individuate zone di roccia degradata, alterata, zone di fratturazione intensa o possibili superfici di scorrimento gravitativo. Questi aspetti, unitamente all'approfondimento raggiunto, oltre 20 m al di sotto dell'originario talweg del Rio Fontanelle, fa ritenere in posizione stabile il tratto inferiore del tubo inclinometrico. I rilievi condotti, tuttavia, segnalano sin dalla prima misura di esercizio spostamenti complessivi significativi presso la testa tubo, nell'ordine della decina di millimetri (**Tabella 13** e **Figura 27**).

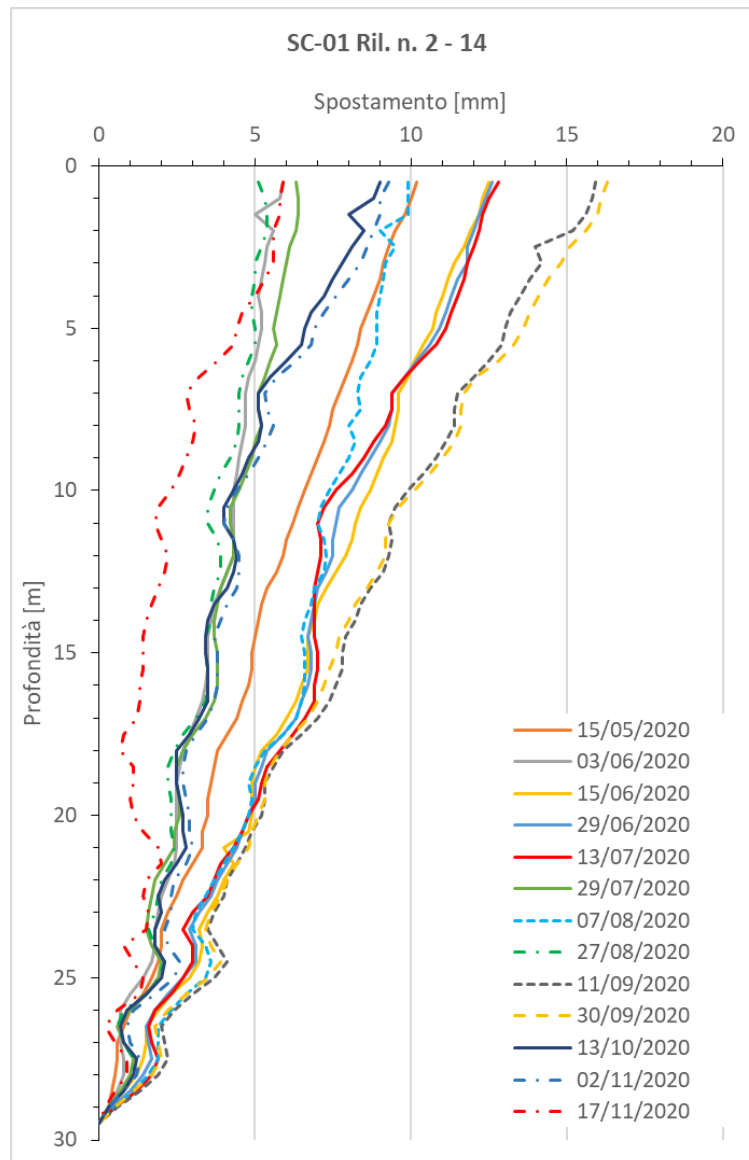


Figura 27. Inclinometro SC-01. Deformate rappresentative dello spostamento cumulato ottenute con i rilievi condotti nel periodo 29/04/2020 ÷ 17/11/2020 (docc. [21] ÷ [33]).

Le deformate relative allo spostamento complessivo (risultante) ottenute con la prima serie di rilievi presentano particolari caratteristiche:

- ogni deformata presenta, nell'insieme, uno sviluppo lineare ben definito, con inclinazione praticamente costante dalla base alla testa dell'inclinometro;
- in nessuna delle deformate sinora acquisite si individuano zone di taglio con movimento delle parti a contatto;

- la direzione di spostamento ottenuta, verso Ovest ($N\ 250 \div 260^\circ$), non risulta coerente con l'andamento del rilevato arginale, in particolare del suo pendio di valle, dove la massima pendenza assume orientazione circa NO ($N\ 315^\circ$);
- l'aumento dello spostamento totale che si rileva, non procede coerentemente alla cronologia delle misure, come ci si aspetterebbe nel caso di un movimento effettivo con incremento progressivo nel tempo della traslazione. A titolo di esempio, nel grafico di **Figura 27** si confronti la deformata relativa alla misura del 13/10/2020 (spostamento totale = 9,0 mm) con quella precedente del 30/09/2020, che individuava uno spostamento "apparente" di 16,3 mm.

Una deformata risultante con andamento lineare, in presenza di un movimento effettivo in atto lungo la verticale indagata, indicherebbe un incremento costante dello spostamento per ogni passo di misura, dalla base dell'inclinometro sino alla sommità. Questo comporta il rilevamento di uno spostamento incrementale uguale su ognuno dei punti di misura eseguiti ogni 0,5 m lungo il tubo inclinometrico. Il comportamento del materiale coinvolto risulterebbe quindi confrontabile con quello di un liquido e la superficie di scorrimento basale si posizionerebbe a profondità molto maggiore della base del tubo. Questi aspetti, nel loro complesso, risultano del tutto incoerenti con la stratigrafia riscontrata, le caratteristiche geotecniche determinate per i terreni presenti, l'assetto geomorfologico del sito e l'assenza di evidenze riferibili a movimenti gravitativi coinvolgenti spessori rilevanti di terreno, in atto o potenziali.

Come noto dalla letteratura sui rilievi inclinometrici (OTR, 1986; Collotta et al., 1987; Sappa et al., 1989; Mikkelsen, 2003; ecc.), la presenza di uno spostamento incrementale costante lungo l'intera verticale indica, invece, la presenza di un errore sistematico insito nella strumentazione di misura (sonda inclinometrica) riferibile a varie cause (deriva strumentale, inesatto allineamento dei servoaccelerometri, ecc.). L'entità del singolo errore ordinariamente è molto limitata (decimi \div centesimi di mm), ma la ripetizione dell'operazione di misura ogni 0,5 m determina la sua ripetizione con raggiungimento di valori complessivi significativi.

L'applicazione delle tecniche di filtraggio numerico alle misure originarie ha consentito di individuare la componente dovuta all'errore sistematico e sottrarla alle

deformate risultante ottenute in ogni ciclo di misura. L'analisi è stata condotta sull'intera serie di rilievi sinora condotti (n.10), le deformate "corrette" relative ad alcuni rilievi maggiormente significativi sono riportate nella **Figura 28**.

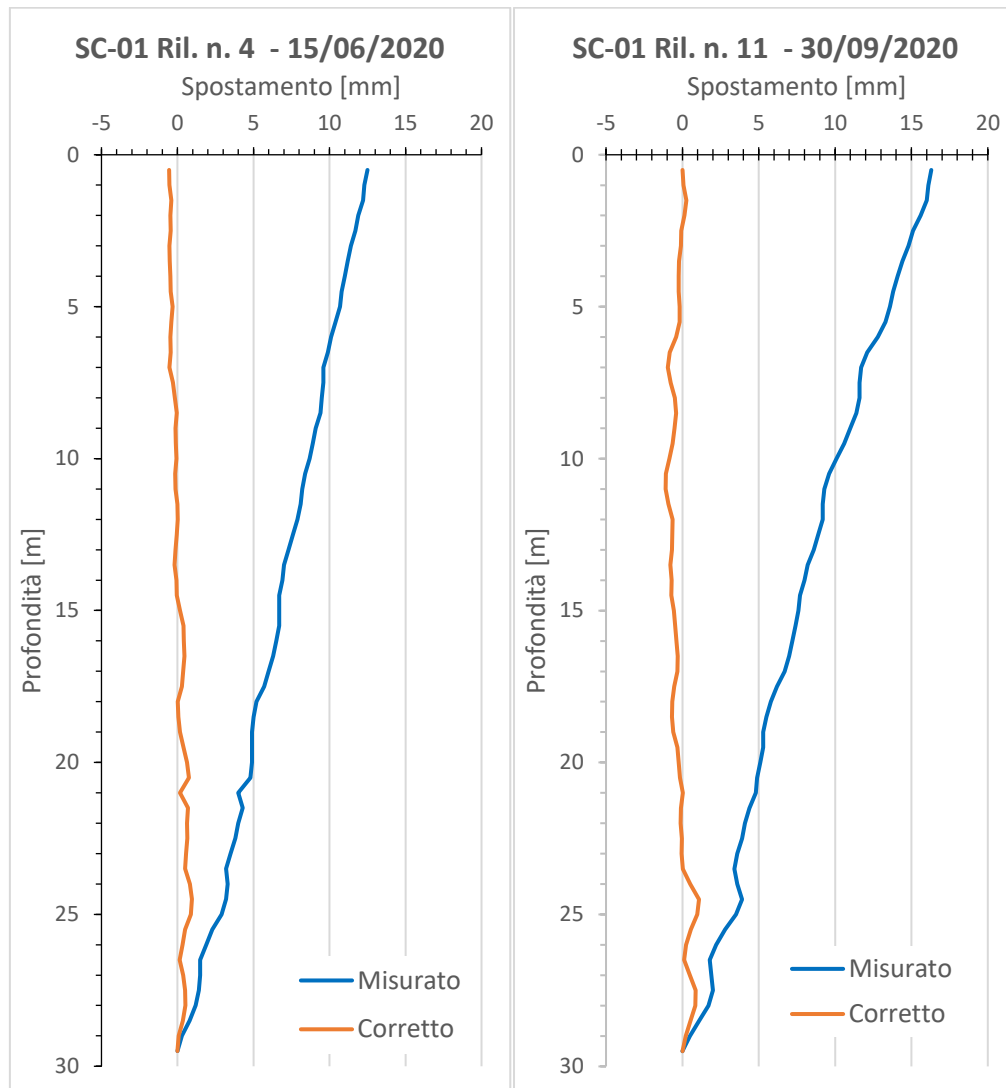


Figura 28. Inclinometro SC-01 installato in corrispondenza dell'argine. Depurazione della deformata risultante dal contributo relativo agli errori sistematici. Elaborazione di alcuni rilievi maggiormente significativi svolti sulla verticale SC-01 (n. 4 del 15/06/2020 e n. 11 del 30/09/2020). Le deformate corrette non evidenziano alcuno spostamento significativo (valori spostamento $< \pm 1,0$ mm). Un andamento del tutto analogo è stato verificato per gli altri cicli di misura riportati nella Figura 27.

Le deformate "corrette" così ottenute presentano un andamento nel complesso verticale, con spostamenti puntuali sempre minimi (inferiori a $\pm 1,0$ mm) e ampliamenti contenuti nella precisione complessiva della metodologia.

In definitiva, tutti i rilievi inclinometrici sinora condotti sulla verticale SC-01, in corrispondenza dell'argine di valle della discarica, non rilevano alcuna evidenza di movimento nel sottosuolo, né di zone di potenziale deformazione. In particolare, non si riscontra alcuna evidenza di movimento neanche in corrispondenza della superficie di appoggio basale dell'argine (ubicata alla profondità di – 12 m dal p.c.). L'andamento delle deformate, e di conseguenza, l'individuazione di spostamenti complessivi significativi è interamente riconducibile alla presenza nelle misure originarie di modesti errori sistematici (nell'ordine di $0,1 \div 0,3$ mm per ogni passo di misura).

7.3.2.2 Inclinometri SC-02 ÷ SC 06 – Abbancamento rifiuti

L'analisi dei rilievi condotti sugli inclinometri impostati nel corpo dei rifiuti (

Tabella 13; docc. [21] ÷ [33]) evidenzia per l'insieme delle verticali:

- spostamenti complessivi modesti, spesso compresi nella precisione della metodologia (molti valori sono inferiori a $2 \div 3$ mm);
- spostamenti locali (per singolo passo di misura) molto ridotti, rilevabili con continuità su intervalli di profondità anche di alcuni metri;
- assenza di superfici di scorrimento o zone di deformazioni concentrate;
- direzioni di spostamento molto diverse tra i vari punti di misura, nel complesso variabili da N 130° (direzione SE) a N 220° (direzione SO);
- tendenza ad un lento incremento degli spostamenti nel tempo, rilevabile in particolare nelle verticali SC-02, SD-07 e SC-06.

Per quanto riguarda la direzione di spostamento rilevata, va ricordato che l'elaborazione della misura è stata condotta a partire dal basso assumendo come stabile la base dello strumento, a differenza delle condizioni di installazione ordinarie, tuttavia, per gli inclinometri installati nel corpo dei rifiuti entrambe le estremità del tubo-guida, inferiore e sommitale, risultano non vincolate. In queste condizioni l'effettiva direzione del movimento può essere individuata assumendo l'orientazione opposta rispetto a quella fornita dall'elaborazione classica. A seguito di questa trasformazione il range di orientazioni ottenuto per gli spostamenti, N $130^\circ \div$ N 220° ,

muta in N 40° ÷ N 310°, tale intervallo di direzioni risulta coerente con l'inclinazione della superficie sommitale dell'abbancamento e, di conseguenza, con l'azione della gravità nel determinare possibili effetti deformativi nell'ammasso. Tali aspetti consentono di spiegare l'apparente incongruenza di possibili spostamenti all'interno dell'ammasso dei rifiuti associati a direzioni di movimento rivolte costantemente verso monte (N 130° ÷ N 220°).

L'assenza nelle deformate inclinometriche di evidenze di zone di scorrimento ben definite, unitamente alla rilevante variabilità da punto a punto nelle direzioni degli spostamenti individuati, conferma l'assenza di movimenti gravitativi o deformazioni di massa coinvolgenti volumi importanti dell'accumulo. Gli spostamenti individuati sono riferibili a deformazioni a carattere locale in atto nell'accumulo, indotte dagli ordinari processi di costipazione e assestamento caratteristici dei materiali depositati.

Gli spostamenti massimi rilevati nell'arco di 5 mesi, 2,2 cm, risultano del tutto coerenti con le deformazioni presenti normalmente in un abbancamento di rifiuti di spessore significativo, nel caso in esame per ampi tratti superiore ai 20 m, comprendente due categorie di materiali con comportamento deformativo significativamente diverso, che possono raggiungere anche varie decine di centimetri l'anno.

In definitiva, il monitoraggio inclinometrico condotto sull'ammasso dei rifiuti nel periodo 29/04/2020 ÷ 17/11/2020 non ha riscontrato movimenti gravitativi in atto o zone di rilevante deformazione all'interno dell'abbancamento dei rifiuti, ma soltanto modesti fenomeni di deformazione locale riferibile agli ordinari fenomeni di assestamento dell'accumulo.

8. VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE

Le verifiche di sicurezza allo Stato Limite Ultimo (SLU) richieste per opere civili e geotecniche sono stabilite dalle NTC 2018. Il recente Decreto Legislativo n. 121 del 3 settembre 2020 stabilisce che le verifiche di stabilità per le discariche di rifiuti non pericolosi devono essere condotte considerando quanto stabilito nelle NTC 2018 con riferimento alle opere di materiali sciolti e fronti di scavo.

Secondo quanto indicato nel Paragrafo §6.8 delle NTC 2018, le verifiche in campo statico allo Stato Limite Ultimo delle opere di materiali sciolti devono essere effettuate secondo Combinazione 2 (A2+M2+R2) l'Approccio 1, in cui il coefficiente parziale di sicurezza sulle azioni A2 è unitario, il coefficiente parziale di sicurezza M2, da applicare ai parametri di resistenza $\tan \varphi'$ e c' , è pari a 1.25, ed il coefficiente parziale sulle resistenze R2 è pari a 1.1.

A partire dalla sezione bidimensionale fornita dal Committente (presentata nella sezione successiva), e dalle indagini geotecniche del sito illustrate nelle sezioni 3, 4, 5, e 6, è stato messo a punto un modello di calcolo bidimensionale idoneo alla valutazione delle condizioni di stabilità della discarica con riferimento alla sistemazione finale di progetto. Il modello di calcolo è stato implementato nel software di simulazione numerica agli elementi finiti Plaxis (versione 8.6), studiando la sezione bidimensionale di massimo invaso rappresentativa del profilo di progetto. Le verifiche di stabilità sono state condotte tramite il metodo di riduzione delle resistenze, anche noto in letteratura come *Strength Reduction Method* (Griffiths e Lane, 1999), il quale consente di ottenere un coefficiente di sicurezza calcolato come il rapporto tra i parametri di resistenza assegnati ai materiali geotecnici (coesione ed angolo di resistenza al taglio), ed i parametri di resistenza ridotti per quali la simulazione numerica non raggiunge le condizioni di equilibrio. La potenzialità di questo approccio risiede nel fatto di non dover specificare una superficie di scorrimento per la valutazione della stabilità della discarica. Al contrario, il progressivo processo di riduzione delle resistenze dei materiali porta all'individuazione della superficie di scorrimento critica (in cui si verifica una concentrazione delle deformazioni di taglio) a cui è associato il minor fattore di sicurezza. Le verifiche di stabilità condotte con

questo metodo hanno come obbiettivo la valutazione della stabilità globale della discarica, considerando quindi non solo il corpo rifiuti, ma anche l'argine di contenimento di valle ed il substrato. Come richiesto nel doc. [1], tali verifiche sono state condotte considerando la presenza di uno strato di debolezza rappresentativo della ridotta resistenza in corrispondenza delle interfacce del pacchetto di impermeabilizzazione posto sul fondo dell'impianto.

8.1 Geometria del modello

Il modello geometrico bidimensionale sviluppato per condurre le verifiche di stabilità è presentato in **Figura 29**. La sezione è stata ottenuta dalla configurazione tridimensionale dell'impianto e corrisponde alla sezione di massimo invaso, nella quale il corpo rifiuti poggia interamente sul substrato costituito dalle argille a Palombini. Da un punto di vista bidimensionale, tale sezione risulta essere quella più critica ai fini delle verifiche di stabilità globali. Rispetto alla configurazione attuale mostrata nella **Figura 1**, il modello in **Figura 29** prevede due zone di estensione (aree con contorno tratteggiato in nero): una nella parte di monte (a seguito di uno sbancamento), ed una nella parte di valle al di sopra dei rifiuti esistenti. Il modello è suddiviso nelle diverse regioni rappresentative dei diversi tipi di rifiuti (pre-2010 e fanghi), l'argine, il substrato (argille a Palombini), e la copertura. È stata inoltre inserita una regione sottile posizionata tra il corpo rifiuti ed il substrato che consente di simulare la presenza del pacchetto di impermeabilizzazione di fondo della discarica. Questo aspetto del modello è fondamentale per simulare la presenza dello strato di debolezza costituito dall'interfaccia critica che può rappresentare una via preferenziale per lo sviluppo di potenziali superfici di scorrimento. In particolare, lo strato di impermeabilizzazione è stato modellato per mezzo di una regione sottile di spessore pari a 1 m, ed è stato diviso in due regioni per differenziare la parte posizionata nella zona esistente della discarica (colore rosso), dalla parte nella zona di ampliamento (colore giallo); come riportato nelle sezioni successive, tale distinzione è necessaria per assegnare diverse proprietà meccaniche a queste due regioni.

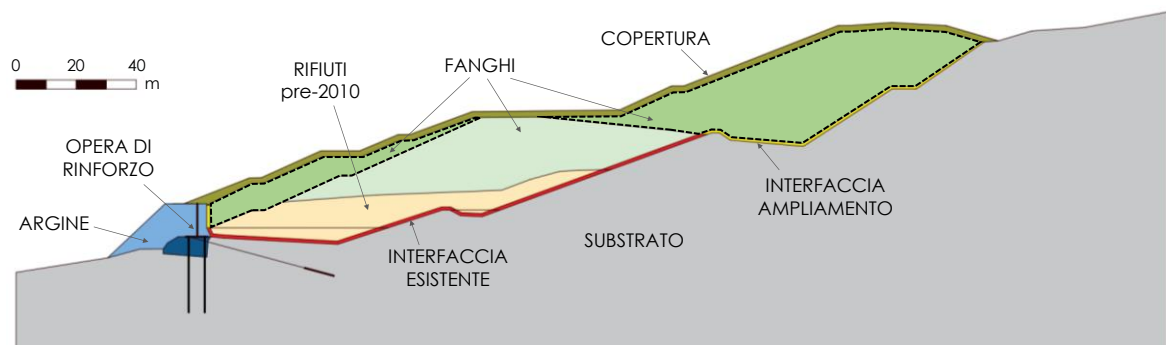


Figura 29. Geometria della sezione bidimensionale utilizzata per condurre le verifiche di stabilità.

Un dettaglio della configurazione geometrica dell'argine è presentato in **Figura 30**, dove è possibile distinguere la porzione dell'argine esistente (blu scuro) dalla porzione relativa all'estensione (colore blu chiaro). La figura mostra anche l'opera strutturale di rinforzo dell'argine, costituita da un muro a mensola di altezza pari a 11 m e larghezza della base di 7 m, la quale si innesta al di sopra dell'argine esistente, e fondata su due file di pali di lunghezza pari a 25 m e distanziati di 5 m. Infine, il modello presenta anche un tirante di lunghezza pari a 50 m ancorato alla base del muro di sostegno ed inclinato di 15° rispetto all'orizzontale. Il bulbo del tirante ha una lunghezza pari a 10 m e si innesta per tutta la sua lunghezza all'interno del substrato a 10 m di profondità al di sotto del fondo dell'impianto.

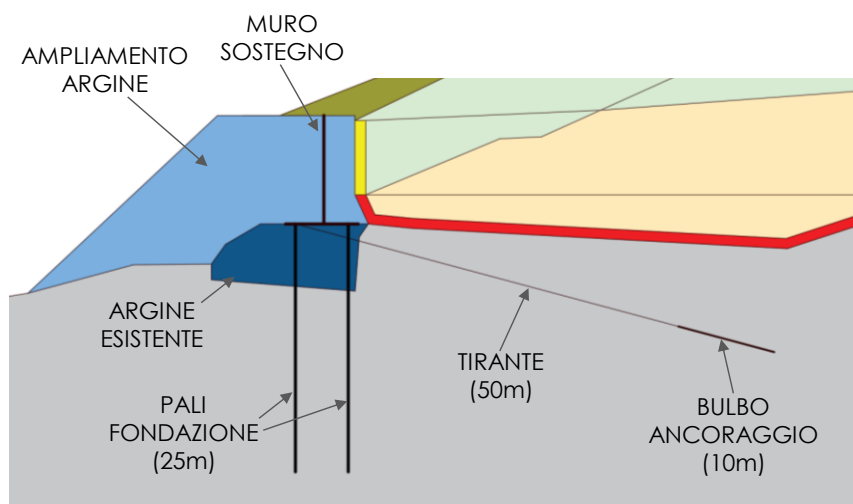


Figura 30. Dettaglio della geometria del modello in corrispondenza dell'argine di contenimento di valle.

8.2 Parametri geotecnici dei materiali

Le proprietà fisiche e le caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti il modello di calcolo sono state scelte alla luce dei risultati della caratterizzazione geotecnica eseguita tramite le prove di laboratorio presentate nella sezione 4. In **Tabella 14** sono riassunti i valori caratteristici dei parametri geotecnici assegnati ai materiali. Di seguito si precisa il significato dei simboli utilizzati:

- γ_{unsat} = peso dell'unità di volume del materiale sopra il livello della falda/percolato;
- φ' = angolo di resistenza al taglio efficace;
- c' = coesione intercetta efficace;
- E = modulo di Young;
- ν = coefficiente di Poisson.

Come mostrato nella sezione successiva, questi parametri sono necessari per definire un legame costitutivo elasto-plastico perfetto di tipo Mohr-Coulomb nella modellazione numerica per tutti materiali coinvolti.

Tabella 14. Valori caratteristici dei parametri geotecnici assegnati ai materiali del modello numerico agli elementi finiti.

Materiali	γ_{unsat}	φ'_k	c'_k	E	ν
	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[MPa]	[-]
<i>Substrato</i>	20	21	27	50	0.25
<i>Argine</i>	20	21	50	20	0.25
<i>Interfaccia esistente</i>	20	10	0	5	0.25
<i>Interfaccia ampliamento</i>	20	14	0	5	0.25
<i>Rifiuti assimilabili (pre-2010)</i>	10	24	0	3	0.25
<i>Fanghi</i>	14	32	8	3	0.25
<i>Copertura</i>	20	30	15	5	0.25

Come indicato nella sezione 4.5, i parametri di resistenza al taglio caratteristici scelti per il substrato sono $c'_k=27$ kPa e $\varphi'_k=21^\circ$. I moduli elastici sono stati definiti in base ai risultati della prova edometrica condotta sul campione CI3 estratto dal sondaggio

SE-02. Tale prova mostra valori del modulo di deformazione edometrico compresi tra 30 MPa e 80 MPa, per un intervallo di tensione verticale efficace compreso tra 70 kPa e 5000 kPa, a cui corrispondono valori del Modulo di Young compresi tra 25 MPa e 55 MPa, assumendo un coefficiente di Poisson pari 0.25. Considerati questi valori, si è scelto di adottare un modulo di Young per il substrato pari a 50 MPa, ed un coefficiente di Poisson pari a 0.25.

I parametri geotecnici dell'argine indicati nella **Tabella 14** sono stati assunti sia per l'argine esistente sia per la parte di ampliamento (vedere **Figura 30**). In particolare, il valore di coesione efficace è stato definito considerando la presenza delle geogriglie di rinforzo, come specificato nel progetto originario della discarica del 1998 (doc.[2]). L'argine attuale è infatti costituito dal materiale di scavo ottenuto in fase di costruzione della discarica (i.e. argille a Palombini), rinforzato con geogriglie aventi spaziatura verticale variabile tra 30 e 120 cm e resistenza a trazione pari 35-40 kN/m. Questa metodologia costruttiva è stata assunta in via preliminare anche per la parte di ampliamento dell'argine.

L'effetto di rinforzo delle geogriglie sui parametri di resistenza è stato tenuto in conto tramite la teoria del materiale composito rinforzato in direzione orizzontale, in cui il terreno rinforzato viene considerato come un materiale composito omogeneizzato. Il rinforzo ha infatti il compito di produrre un incremento del contenimento laterale, il quale è determinato in base al raggiungimento della tensione limite di trazione del rinforzo, o alla perdita di aderenza tra il rinforzo ed il terreno naturale. Questo metodo consente di calcolare dei parametri di resistenza equivalenti, maggiori rispetto a quelli del solo terreno, in modo da considerare l'influenza delle geogriglie.

Assumendo che il massimo contributo statico del rinforzo sia legato alla rottura del rinforzo (e non allo sfilamento), il miglioramento delle caratteristiche di resistenza del terreno naturale è assimilabile alla presenza di una coesione equivalente (c'_{eq}) che può essere calcolata con la seguente formula:

$$c'_{eq} = \frac{\sigma'_R}{2} \cdot \frac{1 + \sin \varphi'}{\cos \varphi'}$$

dove σ'_R è la resistenza a trazione del rinforzo (assunta pari a 40 kN/m), e φ' è l'angolo di resistenza al taglio del terreno naturale (21°). In questo modo si ottiene una coesione

equivalente $c'_{eq}=50$ kPa. L'assunzione dovrà essere verificata in fase di progettazione esecutiva, prevedendo una lunghezza adeguata delle geogriglie.

I parametri di deformabilità assunti sono stati scelti considerando i risultati della prova edometrica condotta sul campione CI-II estratto dal sondaggio SC-01. Tale prova mostra valori del modulo di deformazione edometrico compresi tra 9 MPa e 45 MPa, per un intervallo di tensione verticale efficace compreso tra 150 kPa e 4500 kPa, a cui corrispondono valori del Modulo di Young compresi tra 7.5 MPa e 37 MPa, assumendo un coefficiente di Poisson pari 0.25. A partire da questi valori, e considerando l'effetto di rinforzo prodotto dalle geogriglie, si è scelto di adottare un modulo di Young per l'argine pari a 20 MPa ed un coefficiente di Poisson pari a 0.25.

I parametri geotecnici per l'interfaccia nella zona esistente fanno riferimento all'interfaccia maggiormente critica determinata tramite le prove sperimentali (sezione 4.1), relativa al contatto tra il tessuto non tessuto (TNT) e la geomembrana in HDPE liscia. In particolare si è assunto il valore di picco per l'angolo di resistenza al taglio ($\varphi'_k=10^\circ$), visto che nelle prove di laboratorio non sono riprodotti effetti stabilizzanti dovuti al possibile ondulamento del fondo presente in-situ. Per l'interfaccia nella zona di ampliamento della discarica, i parametri di resistenza sono stati assunti considerando la possibilità di utilizzare dei geocompositi ad aderenza migliorata per ottenere maggiori parametri resistenza. Il valore di angolo di resistenza al taglio riportato nella **Tabella 14** ($\varphi'_k=14^\circ$) è stato assunto sulla base di dati di letteratura riportati in Manassero et al. (2011). In linea con l'interpretazione delle prove di interfaccia per il pacchetto di impermeabilizzazione nella parte esistente della discarica, la coesione efficace è stata assunta pari a 0 kPa anche per l'interfaccia nella zona di ampliamento. Tali valori dei parametri di resistenza dovranno essere verificati e confermati in fase di progettazione esecutiva.

Per i rifiuti assimilabili (pre-2010), come indicato nella sezione 4.2, i parametri di resistenza al taglio utilizzati sono: $c'_k=0$ kPa e $\varphi'_k=24^\circ$. Sono stati scelti parametri elastici inferiori a quelli ottenuti dalla prova triassiale di grandi dimensioni, per considerare deformazioni maggiori della deformazione massima (~1%) raggiunta nella prova. In particolare, è stato assunto un valore del modulo di rigidezza pari a 3 MPa, ed un coefficiente di Poisson pari a 0.25.

Per i fanghi, sono stati assunti i parametri di resistenza già indicati nella sezione 4.3 ($c'_k=8$ kPa e $\varphi'_k=32^\circ$), mentre per il modulo di Young ed il coefficiente di Poisson sono stati considerati valori pari a 3 MPa e 0.25, rispettivamente.

I valori caratteristici per la copertura sono stati ipotizzati in modo da evitare che rotture e/o plasticizzazioni locali possano influenzare l'analisi agli elementi finiti alterando il fattore di sicurezza. L'obiettivo di tali analisi è infatti la valutazione di stabilità globale della discarica.

Nella **Tabella 15** si riportano i valori di progetto dei parametri di resistenza, che sono stati ottenuti applicando i coefficienti di sicurezza parziali specificati nella Tab. 6.2. Il colonna M2 delle NTC 2018 ai valori caratteristici dei parametri geotecnici. Tali parametri di resistenza sono stati adottati in tutte le verifiche di stabilità eseguite, e presentate nel seguito.

Tabella 15. Valori di progetto dei parametri geotecnici assegnati ai materiali del modello numerico agli elementi finiti.

Materiali	φ'_d	c'_d
	[°]	[kPa]
<i>Substrato</i>	17.1	21.6
<i>Argine</i>	17.1	40.0
<i>Interfaccia esistente</i>	8.0	0
<i>Interfaccia ampliamento</i>	11.3	0
<i>Rifiuti assimilabili (pre-2010)</i>	19.6	0
<i>Fanghi</i>	26.6	6.4
<i>Copertura</i>	24.8	12.0

8.3 Descrizione del modello agli elementi finiti

Sulla base del modello geometrico è stato definito il modello agli elementi finiti nel quale la definizione delle diverse regioni di volume ha consentito di creare successivamente la *mesh*, costituita da elementi triangolari a tre nodi, a cui sono stati assegnati i parametri geotecnici specificati nella sezione 8.2. Come mostrato in **Figura 31**, la dimensione degli elementi della *mesh* risulta essere omogenea in tutto il modello,

in modo da avere elementi sufficientemente piccoli da poter riprodurre in modo attendibile la risposta tenso-deformativa in tutte le regioni del modello.

Le condizioni al contorno del modello sono state imposte in termini di vincoli sugli spostamenti, assegnando ai nodi giacenti sui due segmenti verticali che delimitano il modello ortogonalmente all'asse x uno spostamento nullo nella direzione dell'asse x, mentre ai nodi giacenti sul segmento orizzontale che delimita inferiormente il modello è stato imposto uno spostamento nullo nella direzione dell'asse x e dell'asse y.

Il modello ha una lunghezza complessiva di circa 370 m, ed un'altezza variabile tra 50 m (confine sinistro) e 130 m (confine destro). Tali dimensioni sono state definite in modo da evitare un'influenza delle condizioni al contorno del modello sui risultati della simulazione numerica.

Infine, tutti gli elementi finiti appartenenti al modello numerico sono sollecitati da forze di volume, proporzionali al peso dell'unità di volume assegnate ai differenti materiali (**Tabella 14**).

Al fine di valutare la stabilità globale della discarica, è stato assegnato un legame costitutivo elasto-plastico di tipo Mohr-Coulomb a tutte le regioni del modello corrispondenti ai materiali coinvolti. In questo modo, non è posto alcun limite allo sviluppo di deformazioni plastiche che portano alla definizione della superficie di scorrimento, la quale può quindi propagarsi nel corpo rifiuti, nel substrato, lungo l'interfaccia, e nell'argine di contenimento di valle.

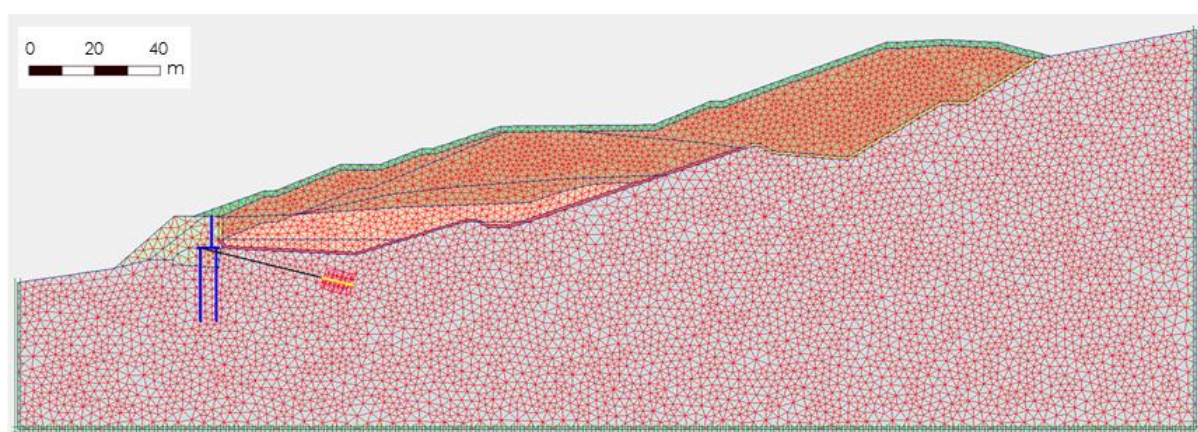


Figura 31. Mesh del modello numerico agli elementi finiti sviluppato nel software Plaxis.

Il livello del percolato definito nel modello numerico rispecchia quanto definito nella sezione 6. Come illustrato in **Figura 32**, due aree sono interessate dalla presenza di percolato. La prima in corrispondenza del catino di fondo subito a monte dell'argine di valle, nella quale si ha un battente massimo di circa 5.5 m. La seconda in corrispondenza del dente posto a metà del modello, in cui si ha un battente di 2.2 m. In entrambi i casi, la presenza del percolato interessa le regioni del modello corrispondenti ai rifiuti assimilabili (pre-2010) e all'interfaccia. È stato inoltre ipotizzata la presenza di un battente di percolato di 4.5 m nella parte relativa all'ampliamento di monte (evidenziato in grigio in **Figura 32**), al fine di simulare un ristagno di percolato nel catino. La presenza di tale battente è risultata non influente sulla stabilità globale dell'opera.

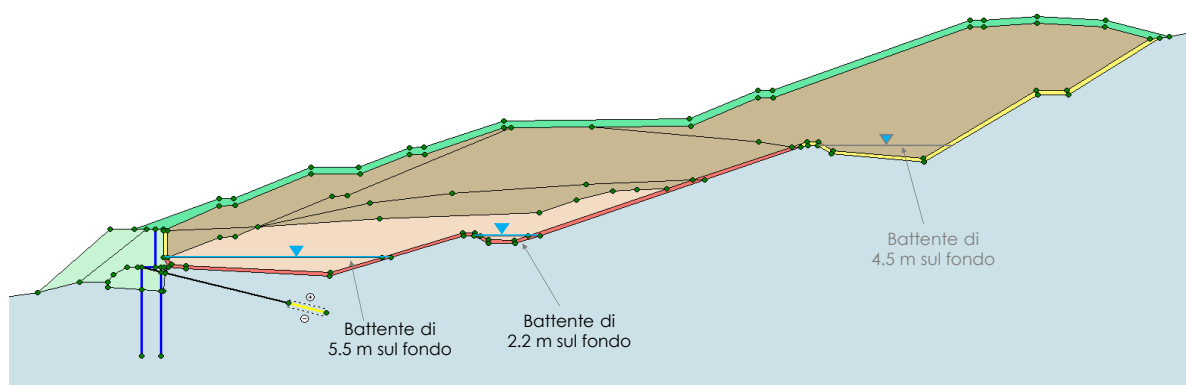


Figura 32. Livello del percolato assunto nel modello numerico all'interno del corpo rifiuti e dell'interfaccia.

In seguito alle considerazioni riportate nella sezione 5, nel substrato non è stato inserito un livello di falda. Questa assunzione è anche supportata dal fatto che, i margini di sicurezza messi in evidenza dalle verifiche di stabilità non risultano influenzati da un eventuale livello di falda analogo a quello ipotizzato nel doc.[6]. Infatti, come dimostrato nei risultati ottenuti dalle simulazioni numeriche presentate nella sezione successiva, l'instabilità dell'impianto non coinvolge il substrato.

Il modello numerico comprende anche l'opera strutturale in corrispondenza dell'argine di contenimento di valle. Il muro a mensola, costituito dalla base e dal paramento verticale, è stato modellato nel software Plaxis tramite degli elementi *plate* con legame costitutivo elastico. Al fine di definire i parametri di rigidità assiale e flessionale di tali elementi, è stato assunto un modulo elastico di 30 GPa

(rappresentativo del calcestruzzo), ed uno spessore di 1 m e 2 m per il paramento verticale e per la base, rispettivamente. Considerando lo sviluppo di un metro lineare (ml) nella direzione ortogonale al piano del modello (condizioni di deformazioni piane), sono state calcolate le rigidezze assiali e flessionali degli elementi riportate in **Tabella 16**.

Tabella 16. Valori delle rigidezze assiali e flessionali assegnati agli elementi *plate* del modello numerico costituenti il muro a mensola.

	Rigidezza assiale	Rigidezza flessionale
<i>Paramento muro</i>	3×10^7 kN/ml	2.49×10^6 kN·m ² /ml
<i>Base muro</i>	6×10^7 kN/ml	2×10^7 kN·m ² /ml

Anche i pali di fondazione del muro sono stati modellati tramite degli elementi *plate*. Il dimensionamento dei pali è stato definito al fine di soddisfare le verifiche di stabilità globale (fattore di sicurezza maggiore di 1.1). In particolare, si è scelto di adottare dei pali in acciaio costituiti da profilati metallici HEM 800 ad ali larghe parallele, in acciaio laminato a caldo di tipo S450 con tensione di snervamento f_{yk} pari 440 MPa (paragrafo 4.2.1.1 delle NTC 2018). Questo tipo di profilato consente di avere un'elevata resistenza flessionale, necessaria per contenere l'elevata spinta laterale derivante dal corpo rifiuti. In particolare, assumendo un modulo elastico dell'acciaio pari a 210 GPa, si ottengono i seguenti valori di rigidezza assiale e flessionale del singolo palo: 8.49×10^6 kN, e 9.30×10^5 kN·m². I pali sono stati modellati con un legame costitutivo elasto-plastico perfetto, assegnando un valore di forza assiale massima (16942 kN) e momento di plasticizzazione (5234 kN·m). Tali valori sono stati calcolati in accordo con le NTC 2018 (paragrafi 4.2.4.1.2.2 e 4.2.4.1.2.3, vedere sezione 9 per le verifiche strutturali). L'interasse dei pali in direzione longitudinale parallela allo sviluppo dell'opera di sostegno è di 2 m per entrambe le file di pali. Pertanto, considerando le condizioni di deformazioni piane della simulazione numerica, i valori di rigidezza e i valori di resistenza introdotti nel modello numerico sono stati dimezzati per tenere conto dell'interasse scelto. La **Tabella 17** riassume le caratteristiche meccaniche dei pali implementate nel modello numerico.

Tabella 17. Caratteristiche meccaniche assegnate agli elementi *plate* utilizzati per simulare i pali nel modello numerico.

	Interasse	Rigidezza assiale [kN/ml]	Rigidezza flessionale [kN·m ² /ml]	Resistenza flessionale [kN·m/ml]	Resistenza assiale [kN/ml]
<i>Palo HEM 800</i>	2 m	4.24x10 ⁶	4.65x10 ⁵	2617	8471

Infine, per il tirante di ancoraggio è stato definito un interasse di 1 m in direzione ortogonale alla sezione ed una forza massima di trazione pari a 1200 kN. In particolare, il tirante è stato modellato tramite un elemento *node-to-node anchor* per la parte libera (linea nera in **Figura 32**), ed un elemento *geogrid* per la parte relativa al bulbo di ancoraggio (linea gialla in **Figura 32**). L'elemento *geogrid* è stato utilizzato per simulare l'attrito tra il bulbo di ancoraggio ed il terreno tramite l'utilizzo di un'interfaccia. Per stabilire il valore di resistenza limite unitaria (q_s) tra il bulbo ed il terreno, è stato utilizzato l'abaco riportato in **Figura 33**, presentato in Bustamante e Doix (1985) e anche ripreso dalle raccomandazioni AGI-AICAP (2012). Il valore di N_{SPT} è stato valutato sulla base delle prove penetrometriche dinamiche eseguite in sondaggi pregressi localizzati nella parte di valle della discarica. In particolare, sono state considerate le prove pregresse condotte nei seguenti sondaggi (vedere doc. [5] per l'ubicazione):

- A1, A2, A3, PZ1 del 1997;
- BH8, BH9 del 2012;
- S-DH del 2016;
- SC-01 del 2020.

I risultati di tali prove sono riassunti nella **Figura 34**, in cui è stato assegnato un valore pari a 100 in caso di rifiuto. Dal grafico emerge come per una profondità di circa 10 m (profondità alla quale si trova il bulbo al di sotto del fondo della discarica) sia possibile assumere cautelativamente un valore di N_{SPT} pari a 30. Ipotizzando infine di realizzare il bulbo di ancoraggio con un'iniezione singola, si ottiene un valore di resistenza unitaria limite q_s pari a 150 kPa. Nelle verifiche di stabilità, tale valore di (q_s) è stato ridotto in base al coefficiente sui materiali $\gamma_M=1.25$, come per gli altri parametri geotecnici illustrati nella sezione 8.2, ottenendo un valore di 120 kPa. Ad entrambi gli

elementi (sia la parte libera, sia il bulbo di ancoraggio) è stata assegnata una rigidità assiale pari a 3.06×10^5 kN.

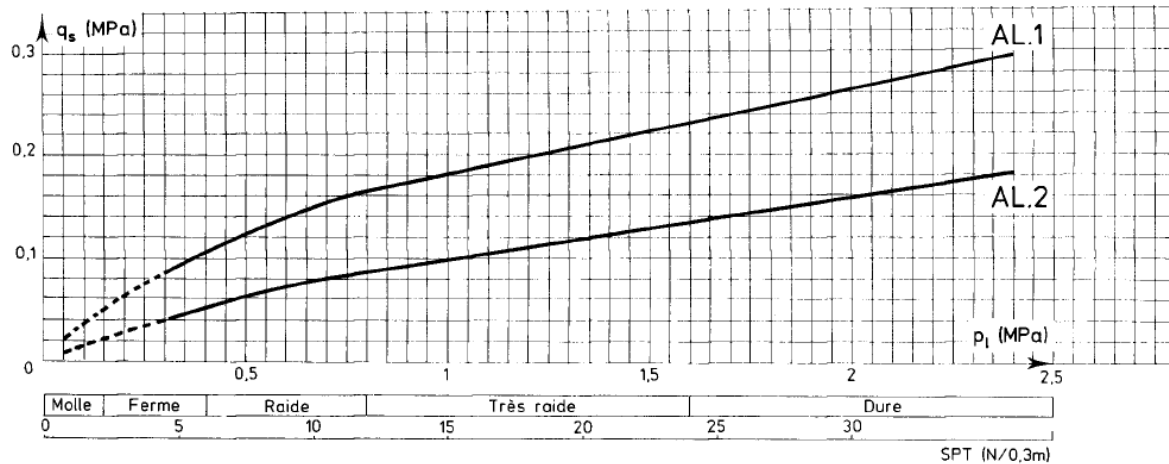


Figura 33. Abaco per la stima della resistenza unitaria limite (q_s) nei terreni a grana fine nel caso di iniezione del bulbo singola AL.2 e ripetuta AL.1 (Bustamante e Doix, 1985).

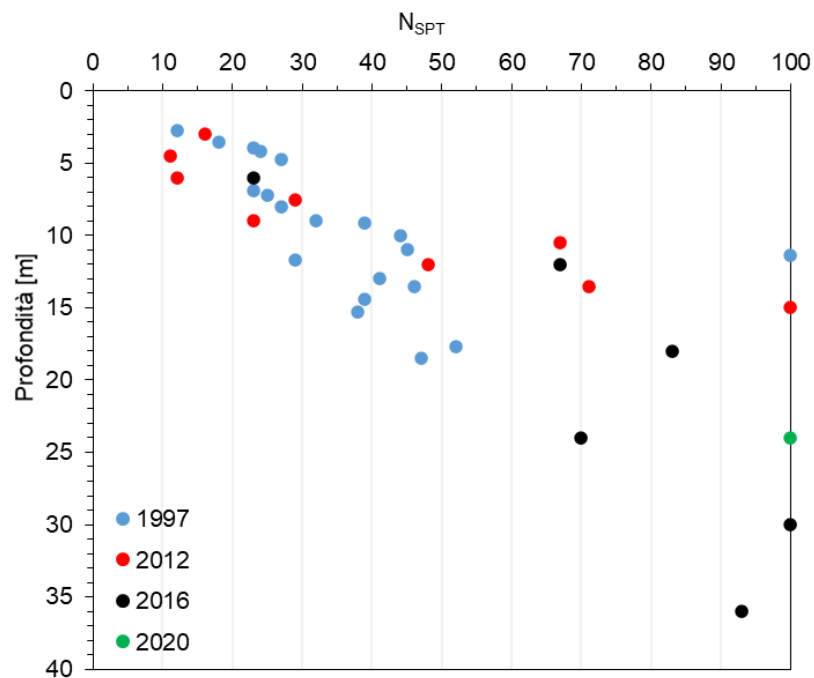


Figura 34. Risultati delle prove penetrometriche dinamiche utilizzate per la stima della resistenza unitaria limite (q_s).

8.4 Risultati ottenuti

Questa sezione contiene una sintesi dei risultati di maggiore importanza delle verifiche di stabilità globale condotte tramite la modellazione agli elementi finiti.

In **Figura 35** sono illustrate le deformazioni di taglio nel modello in corrispondenza della condizione di collasso (i.e. a conclusione del processo di riduzione delle resistenze). L'immagine evidenzia chiaramente come si verifichi una concentrazione dello scorrimento in corrispondenza dell'interfaccia esistente, a partire dall'argine di contenimento di valle, fino ad arrivare in corrispondenza del secondo dente situato nella parte di monte dell'impianto, punto dal quale le deformazioni tendono a propagarsi nel corpo rifiuti fino a raggiungere la superficie in corrispondenza del colmo dell'abbancamento. Nei dintorni dell'argine di valle le deformazioni sono minori e si concentrano principalmente a valle dell'opera di sostegno. Questo risultato consente di affermare che il meccanismo di collasso prevede sostanzialmente uno scorrimento del corpo rifiuti lungo l'interfaccia e non interessa il substrato ad eccezione della parte in corrispondenza dell'argine a causa della presenza dell'opera di rinforzo. Infatti, in assenza dell'opera strutturale, il solo argine costituito da terre rinforzate non sarebbe in grado di contenere il corpo rifiuti, e la superficie di scorrimento si svilupperebbe attraverso l'argine stesso.

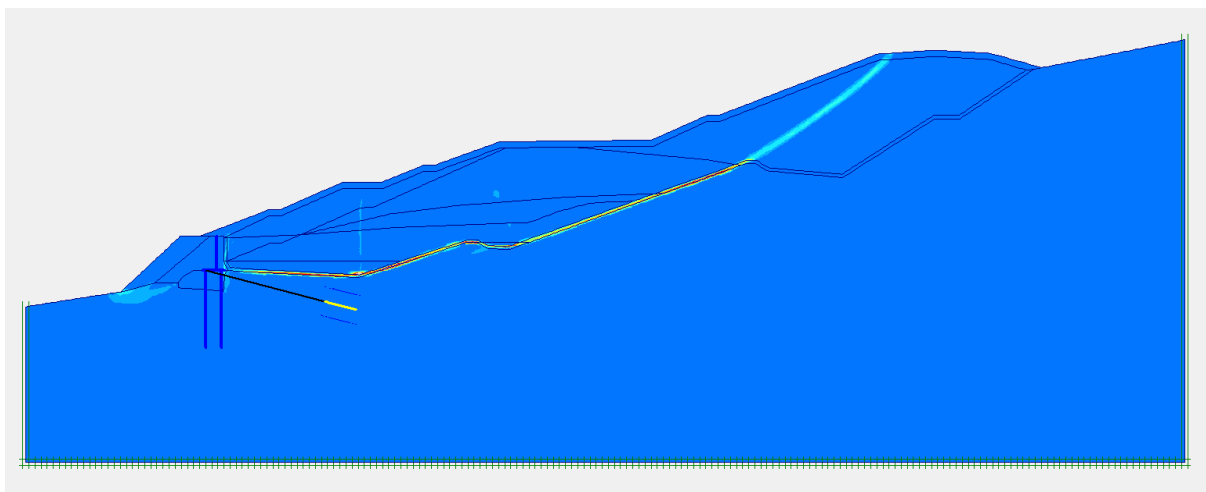


Figura 35. Deformazioni di taglio in corrispondenza della situazione di collasso (l'intensità delle deformazioni aumenta passando dal colore blu al colore rosso).

Questo risultato è meglio evidenziato nella **Figura 36**, che riporta gli spostamenti orizzontali nel modello in corrispondenza della condizione di collasso. L'interfaccia segna sostanzialmente una separazione netta degli spostamenti tra il corpo rifiuti ed il substrato. Questo risultato è ovviamente dovuto ai parametri di resistenza estremamente ridotti relativi al contatto tra i geosintetici presenti nel pacchetto di impermeabilizzazione (ed in particolare il contatto tra TNT e HDPE liscio).

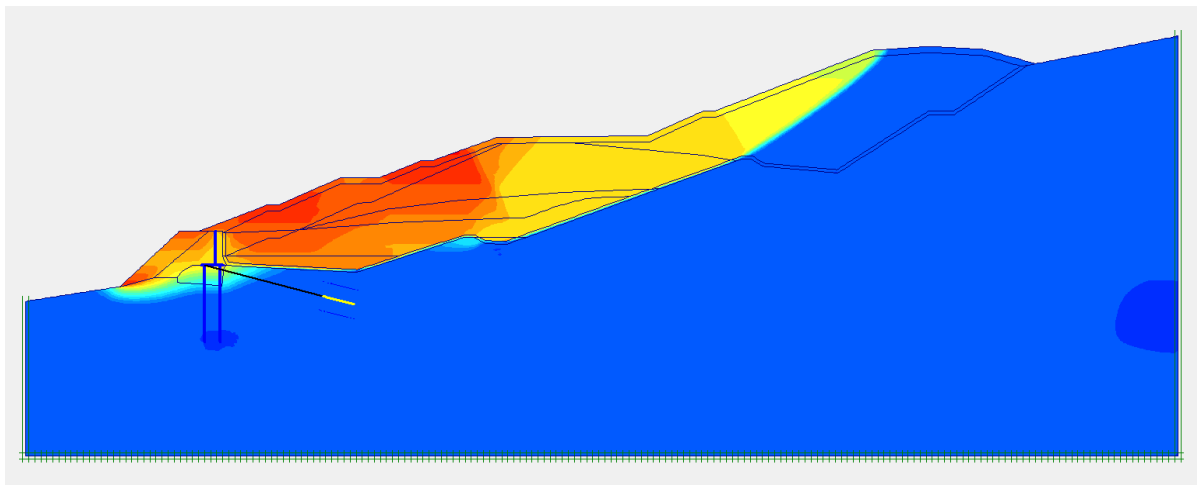


Figura 36. Spostamenti orizzontali in corrispondenza della situazione di collasso (l'intensità degli spostamenti aumenta passando dal colore blu al colore rosso).

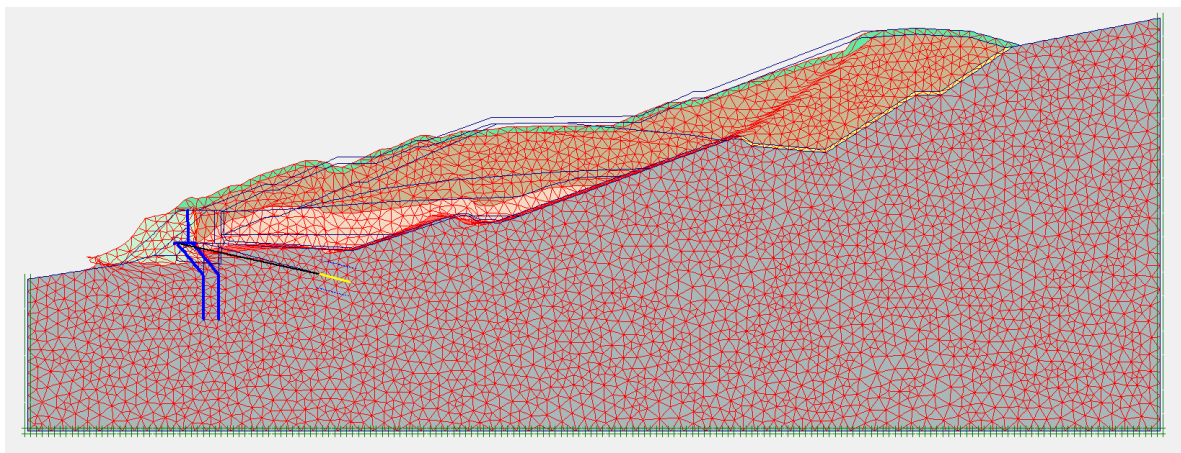


Figura 37. Configurazione deformata del modello agli elementi finiti che mette in evidenza il cinematismo di collasso.

Il grafico in **Figura 36** mostra anche degli spostamenti in corrispondenza dell'argine di valle. Per comprendere la causa di tali spostamenti, è utile analizzare la configurazione deformata del modello in corrispondenza della condizione di collasso riportata in **Figura 37**. La figura, oltre a mostrare lo scorrimento dei rifiuti lungo l'interfaccia, mette in evidenza il ruolo dell'opera di sostegno introdotta in corrispondenza dell'argine, la quale deve assorbire interamente la spinta proveniente dai rifiuti. Pertanto, il cinematismo che porta alla condizione di collasso prevede una plasticizzazione dei pali in acciaio dell'opera di sostegno; questa plasticizzazione provoca uno scorrimento dell'argine che a sua volta viene spinto verso valle. Si precisa, che la configurazione deformata è stata opportunamente scalata per meglio evidenziare il cinematismo di collasso dell'opera.

Il fattore di sicurezza che si ottiene da questa analisi è pari a 1.10, e risulta pari al fattore di sicurezza minimo richiesto dalla normativa (NTC 2018). La verifica di stabilità globale è pertanto soddisfatta. Si precisa che il fattore di sicurezza ottenuto dall'analisi appena mostrata deve riferirsi ad una configurazione bidimensionale in condizioni di deformazioni piane, la quale risulta essere cautelativa nei confronti della reale configurazione tridimensionale dell'abbancamento.

Al fine di un'ulteriore validazione delle verifiche di stabilità condotte con il modello agli elementi finiti, un'ulteriore analisi è stata effettuata con il metodo dell'equilibrio limite. I risultati di tale analisi sono presentati nell'APPENDICE A.

9. VERIFICHE ELEMENTI STRUTTURALI

Gli elementi strutturali (pali e tiranti) sono stati dimensionati tramite le verifiche di stabilità, in modo da soddisfare i requisiti di sicurezza richiesti dalla normativa. Successivamente, sono state condotte le verifiche di tali elementi. Come indicato nelle NTC 2018, le verifiche degli elementi strutturali sono state condotte considerando la combinazione A1+M1+R3. Le verifiche strutturali riportate nelle seguenti sezioni sono da considerarsi a livello preliminare. Il dimensionamento definitivo delle opere in acciaio e cemento armato dovrà essere verificato ed eventualmente affinato nelle fasi di progettazione definitiva ed esecutiva dell'impianto.

9.1 Pali

Al fine di identificare le sollecitazioni di momento flettente, taglio, e sforzo normale agenti nei pali, è stata eseguita una simulazione numerica (analisi tenso-deformativa elasto-plastica) tramite il medesimo modello agli elementi finiti presentato nella sezione 8. In questo caso è stato pertanto simulato il processo di ampliamento dell'impianto che porta alla configurazione finale di progetto illustrata in **Figura 29**. Tale processo è composto dai seguenti due step: (i) ampliamento dell'argine con installazione dell'opera di rinforzo (muro + pali + tirante), (ii) abbancamento dei rifiuti nella zona di valle e nella zona di monte.

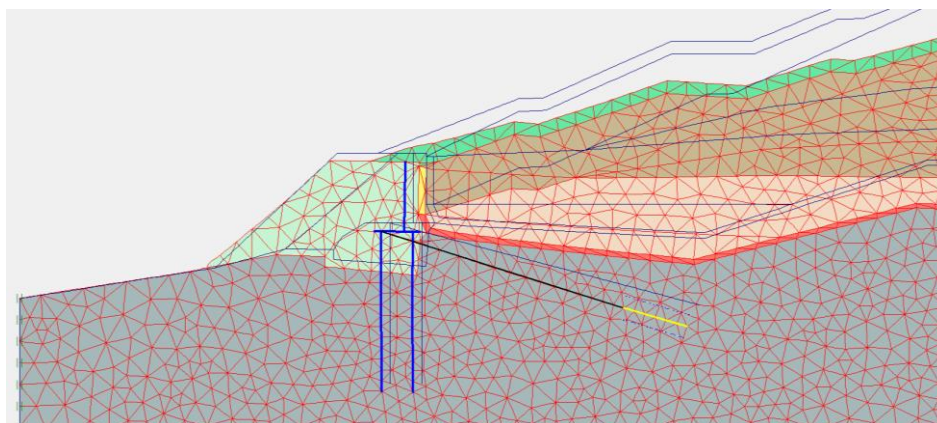


Figura 38. Configurazione deformata del modello agli elementi finiti in corrispondenza dell'opera di rinforzo dell'argine.

In **Figura 38** è riportata la configurazione deformata del modello in corrispondenza dell'argine di valle. Le sollecitazioni di momento flettente e di taglio nei due pali sono presentate in **Figura 39**, con i relativi valori massimi. I grafici mostrano come nel palo di valle il momento massimo è concentrato all'incastro con la base del muro di sostegno, mentre nel palo di monte il momento massimo si verifica a circa un terzo della profondità. I valori massimi di sforzo normale sono 338 kN e 639 kN per il palo di monte e di valle, rispettivamente.

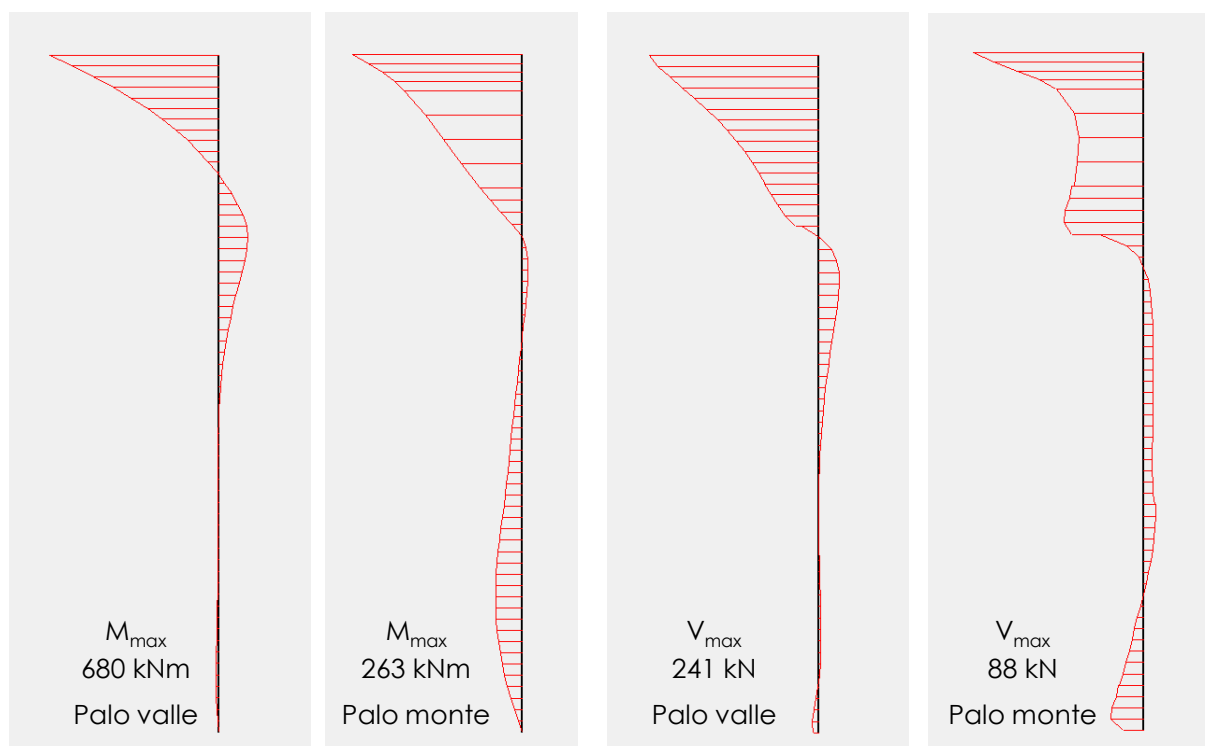


Figura 39. Sollecitazioni di momento flettente (M) e taglio (V) lungo i pali di valle e di monte.

Nel caso di verifiche strutturali dei pali, le NTC 2018 prevedono che il coefficiente delle resistenze γ_R non sia considerato. Pertanto, al fine di soddisfare le verifiche, è necessario che i valori delle resistenze siano maggiori delle sollecitazioni massime ottenute dalla modellazione amplificate tramite il coefficiente parziale per le azioni (γ_F) pari ad 1.3. I valori di resistenza del momento flettente, taglio, e sforzo normale sono stati calcolati in accordo con il paragrafo 4.2.4 delle NTC 2018 per i profilati in acciaio. Il momento flettente resistente $M_{rd,pl}$ è stato calcolato con la seguente formula, considerando la sezione dei pali HEM 800 di classe 1:

$$M_{rd,pl} = \frac{W_{pl} f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

dove W_{pl} è il modulo di resistenza plastico della sezione pari a 12490 cm³, f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento pari a 440 MPa per l'acciaio S450, e γ_{M0} è il coefficiente di sicurezza per la resistenza pari 1.05. Da questi valori, si ottiene un momento resistente per il singolo palo pari a 5234 kNm.

La resistenza di progetto a taglio è calcolata con la seguente formula:

$$V_{rd} = \frac{A_v f_{yk}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

dove A_v è l'area resistente a taglio, ed è ottenuta per i profilati ad I e ad H dalla seguente formula:

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + r)t_f$$

dove i parametri A , b , t_f , t_w , r , t_f sono relativi alla geometria della sezione (si veda il paragrafo 4.2.4.1.2.4 delle NTC 2018). Il valore di V_{rd} ottenuto per il singolo palo è pari 4701 kN.

Infine, la resistenza di progetto a compressione è calcolata con la seguente espressione:

$$N_{rd} = \frac{A f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

dove A è l'area della sezione. Il valore ottenuto per il singolo palo è pari 16942 kN.

Considerato che è stato adottato un interasse dei pali pari a 2 m, i valori delle resistenze devono essere dimezzati per eseguire le verifiche. Nella **Tabella 18** sono riassunti i valori resistenti e sollecitanti di momento flettente, taglio e sforzo, normale. Tutte le verifiche in condizioni statiche sono soddisfatte.

Tabella 18. Confronto tra i valori delle azioni e delle resistenze per i pali.

	Resistenza	Azione
<i>Momento flettente [kNm]</i>	2617	884
<i>Taglio [kN]</i>	2350	313
<i>Sforzo normale [kN]</i>	8471	831

Gli incrementi delle sollecitazioni dovute alle azioni sismiche e le sollecitazioni totali (statiche più sismiche) sono riportati nella **Tabella 19**. Per gli incrementi indotti dalle azioni sismiche si veda la "Relazione sismica" condotta dall'Università di Pavia. A tali incrementi, come indicato nelle NTC18, è stato applicato un coefficiente parziale sulle azioni unitario. Nella stessa tabella sono riportati i corrispondenti valori di resistenza di confronto. Anche in queste condizioni le resistenze strutturali soddisfano i requisiti richiesti dalle norme nazionali.

Tabella 19. Verifiche strutturali in condizioni sismiche: incremento delle sollecitazioni nei pali in condizioni sismiche, sollecitazioni totali e confronto con i valori delle resistenze per momento flettente, taglio, e sforzo normale.

	Resistenza	Azione Statica	Azione sismica	Azione totale
<i>Momento flettente [kNm]</i>	2617	884	389	1273
<i>Taglio [kN]</i>	2350	313	67	380
<i>Sforzo normale [kN]</i>	8471	831	2737	3568

9.2 Tiranti

Le verifiche a sfilamento dei tiranti sono state eseguite in accordo con quanto indicato dalle NTC 2018 al paragrafo 6.6.2.

A partire dal valore di resistenza unitaria $q_s=150$ kPa, dalla lunghezza del bulbo di ancoraggio $L=10$ m, ed assumendo un diametro del bulbo $D=20$ cm, è possibile calcolare la resistenza limite a sfilamento $R_{a,c}$ con la seguente formula:

$$R_{a,c} = \pi L D q_s$$

Considerato che la resistenza limite a sfilamento $R_{a,c}$ (942 kN) è ottenuta tramite la resistenza limite unitaria (q_s) stimata dalle otto prove penetrometriche indicate nella sezione 8.3, il valore di progetto della resistenza a sfilamento (R_{ad}) è stato calcolato con la seguente espressione:

$$R_{ad} = \frac{R_{a,c}}{\xi_{a3}\gamma_R}$$

dove ξ_{a3} è un fattore di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche in funzione del numero di profili di indagine (1.60), e γ_R è il coefficiente parziale per la resistenza degli ancoraggi (1.2 per gli ancoraggi permanenti). Il valore di resistenza di progetto (R_{ad}) ottenuto è pari a 491 kN. Si precisa che il valore della resistenza a sfilamento caratteristica (R_{ak}) è pari a 589 kN.

Tale valore è stato confrontato con la sollecitazione massima nel tirante, la quale è stata stimata tramite la medesima simulazione numerica adottata per le verifiche dei pali presentata nella precedente sezione. Il valore ottenuto dalla simulazione è pari a 72 kN, che moltiplicato per il coefficiente parziale sulle azioni $\gamma_F = 1.3$, porta ad una stima finale della forza assiale pari a 94 kN. Tale valore risulta essere inferiore al valore della resistenza di progetto a sfilamento R_{ad} , e pertanto la verifica in condizioni statiche è soddisfatta.

Come nel caso dei pali, l'incremento di carico sui tiranti dovuto alle azioni sismiche è stato valutato tramite le analisi dinamiche presentate nella "Relazione Sismica" dell'Università di Pavia. Nella **Tabella 20** è riportato tale incremento di carico insieme al valore ottenuto in condizioni statiche ed il corrispondente valore di resistenza. Anche in queste condizioni le resistenze strutturali soddisfano i requisiti richiesti dalle norme nazionali.

Tabella 20. Verifiche strutturali dei tiranti di ancoraggi in condizioni statiche e sismiche.

	Resistenza (R_{ad})	Azione Statica	Azione sismica	Azione totale
$Ca[kN]$	491	94	184	278

Si precisa infine che le verifiche presentate dovranno essere successivamente validate con delle prove di sfilamento su ancoraggi di prova da eseguire in-situ durante la messa in opera dei tiranti.

10. ANALISI SPOSTAMENTI IN CONDIZIONI SISMICHE

In questa sezione sono analizzati gli spostamenti all'interfaccia ottenuti dalle analisi dinamiche condotte dal Dipartimento di Ingegneria Civile e Architettura dell'Università di Pavia (si veda la "Relazione Sismica"), come richiesto dagli Enti di controllo. Tale analisi è necessaria per verificare che la barriera di impermeabilizzazione di fondo, ed in particolare la geomembrana in HDPE, non venga danneggiata a causa di eccessive deformazioni di trazione indotte dagli spostamenti relativi tra il corpo rifiuti ed il substrato dovuti alle azioni sismiche.

Si precisa che nel caso in esame, lo scorrimento indotto dallo spostamento dei rifiuti nel pacchetto di impermeabilizzazione tenderebbe a generare degli stati tensionali di trazione nel tessuto non tessuto (TNT), il quale dovrebbe scivolare sulla geomembrana in HDPE. Questa considerazione è fatta alla luce dei risultati delle prove di interfaccia, le quali hanno mostrato come il contatto tra TNT e geomembrana in HDPE risulti essere quello con minore attrito.

Alla luce di queste considerazioni, è stata comunque svolta un'analisi degli spostamenti relativi tra corpo rifiuti e substrato per valutare lo stato di deformazione nell'interfaccia. I risultati delle analisi dinamiche hanno consentito la valutazione degli spostamenti relativi permanenti lungo l'interfaccia in condizioni sismiche. Dai risultati ottenuti con i sette accelerogrammi utilizzati nelle analisi dinamiche (TH1-INV, TH2, TH3-INV, TH4-INV, TH5-INV, TH6, TH7-INV) è stato calcolato un profilo medio degli spostamenti relativi tra il substrato ed il corpo rifiuti lungo l'interfaccia, il quale è rappresentato in **Figura 40**. Il grafico mostra gli spostamenti relativi a partire dall'argine di valle (coordinata x pari 0 m) fino alla zona di monte dell'invaso (coordinata x pari a circa 280 m); i valori positivi di spostamento relativo indicano una direzione da monte verso valle. Il valore massimo di spostamento relativo permanente lungo l'interfaccia è pari a 0.302 m. Il grafico evidenzia come forti variazioni di spostamento si verifichino in corrispondenza dei denti presenti sul fondo dell'invaso, la cui posizione è indicata dalle frecce grigie in **Figura 40**. Questa evoluzione dimostra come la presenza di questi gradini consenta di stabilizzare i rifiuti, provocando un'attenuazione dello scorrimento relativo tra i rifiuti ed il substrato. Questo aspetto evidenzia come si

verifichi un effetto di ancoraggio dei teli del pacchetto di fondo localizzato in corrispondenza dei denti presenti sul fondo dell'invaso.

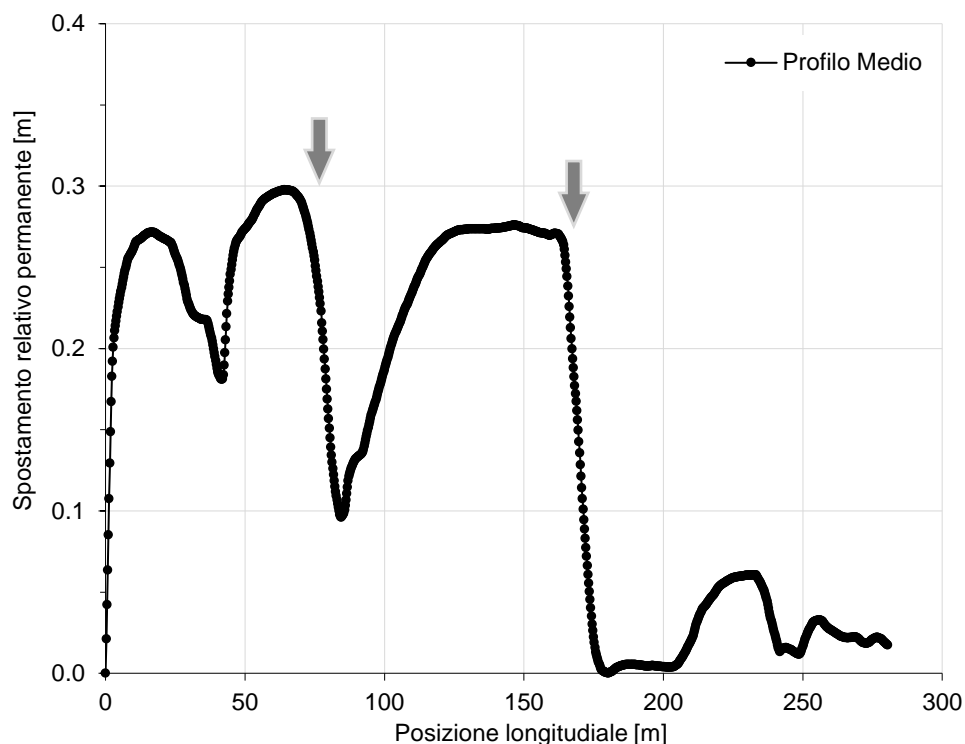


Figura 40. Profilo medio degli spostamenti relativi tra il corpo rifiuti ed il substrato lungo l'interfaccia ottenuto dai sette accelerogrammi selezionati dalle analisi dinamiche.

Nella letteratura scientifica, il tema degli spostamenti ammissibili all'interfaccia in condizioni sismiche è raramente affrontato in modo rigoroso. Gli studi presentati da Seed e Bonaparte (1992), Bray et al. (1995) indicano spostamenti ammissibili nell'ordine dei 30 cm, senza però fornire una chiara giustificazione di questi valori. Un diverso approccio è stato recentemente proposto da Yu e Rowe (2018), il quale si basa sull'analisi delle deformazioni longitudinali nell'interfaccia indotte dagli spostamenti. In tale studio è evidenziato tramite simulazioni numeriche come la presenza di gradini e tratti ad inclinazione nulla del fondo dell'abbancamento consentano di ridurre fortemente gli spostamenti relativi all'interfaccia tra corpo rifiuti e substrato. Yu e Rowe (2018) indicano sulla base dei risultati ottenuti un valore soglia di deformazione dell'interfaccia pari a 5%. Se si considerano i risultati di prove di trazione eseguite su geomembrane in HDPE, una deformazione del 5% risulta essere

generalmente inferiore alla deformazione di snervamento. In **Figura 41** è schematizzato il risultato tipico di una prova di trazione su geomembrane in HDPE per identificare gli ordini di grandezza in gioco delle deformazioni per questa tipologia di materiali quando sottoposti a stati tensionali di trazione. Il grafico mostra la risposta bilineare del materiale, che esibisce un comportamento elastico fino a circa il 10% di deformazione, per poi snervarsi ed esibire una risposta plastica fino a rottura, la quale avviene per deformazioni pari a circa il 700 %. Variazioni dei valori indicati in **Figura 41** dipendono ovviamente dallo specifico tipo di geomembrana considerata.

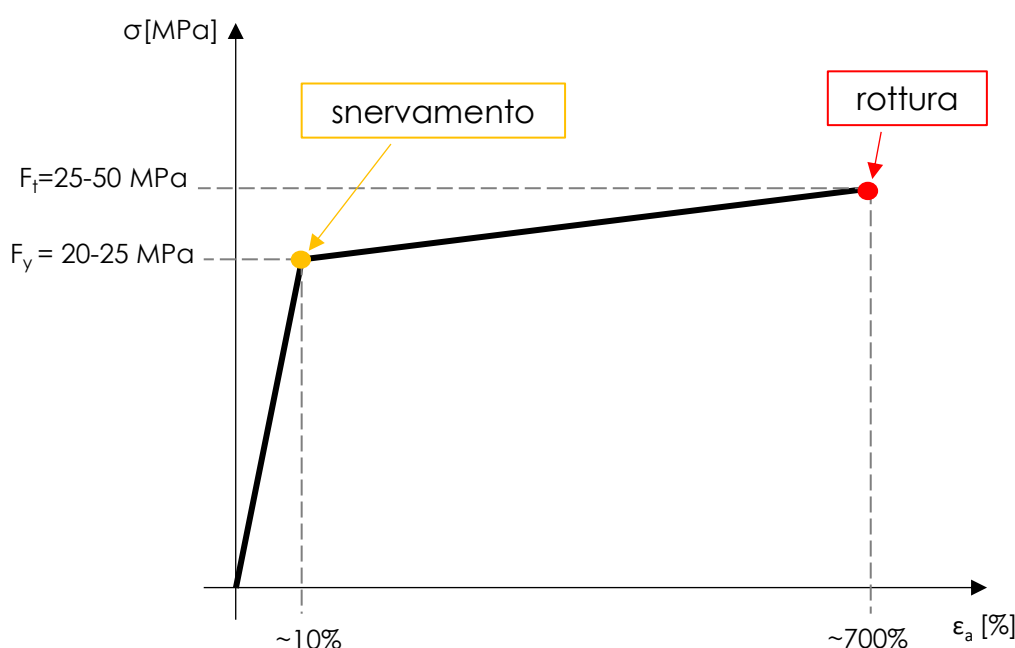


Figura 41. Illustrazione di un risultato tipico di prove di trazione condotte su geomembrane in HDPE.

Sulla base di queste considerazioni, dal profilo medio di spostamento presentato in **Figura 40**, è stato calcolato il corrispondente profilo di deformazione longitudinale, il quale è illustrato in **Figura 42**. Le deformazioni di estensione sono indicate con valori negativi, mentre valori positivi indicano stati deformativi di compressione (trascurabili ai fini dell'analisi). L'evoluzione delle deformazioni lungo l'interfaccia evidenzia la presenza di due picchi di estensione longitudinale dell'interfaccia in corrispondenza dei denti (gradini) presenti sul fondo dell'invaso, tra 50 e 100 m, e tra 150 e 200 m. Tali picchi assumono valori massimi pari a 3%, e sono pertanto ampiamente inferiori ai

tipici valori di deformazione a snervamento delle geomembrane in HDPE, ed anche minori rispetto al valore soglia del 5% indicato in letteratura da Yu e Rowe (2018).

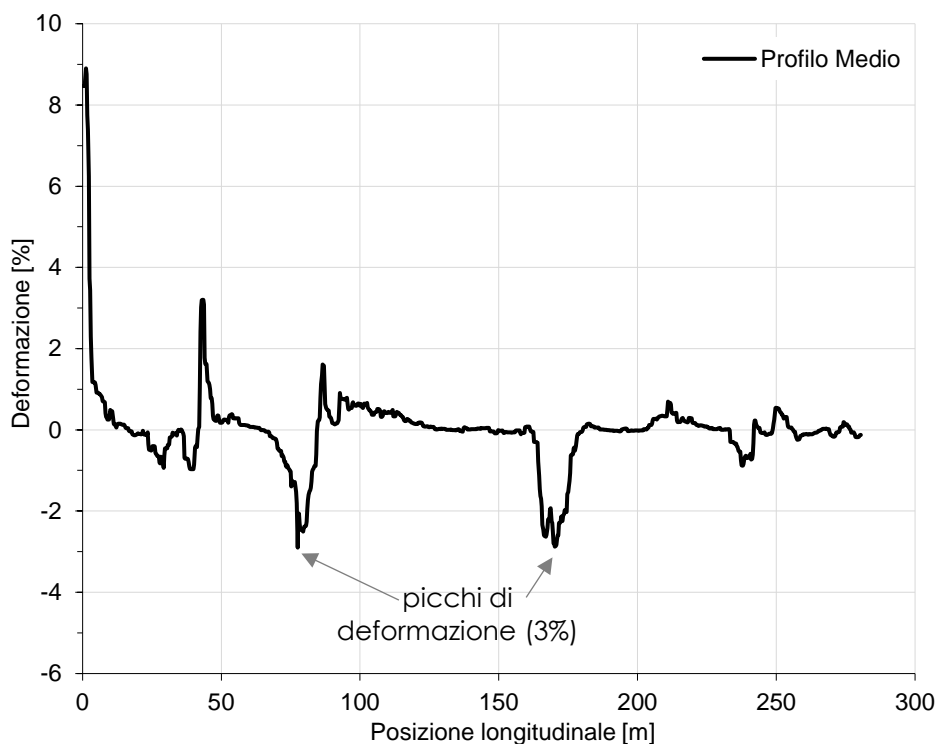


Figura 42. Profilo delle deformazioni longitudinali in corrispondenza dell'interfaccia ottenuto dal profilo medio degli spostamenti.

Si precisa inoltre che nel caso del profilo di spostamento (e di corrispondente deformazione) ottenuto con l'accelerogramma più intenso tra quelle analizzati dalle analisi dinamiche (TH3-INV) si ottiene un picco di deformazione pari a 5%. Alla luce di questi risultati, è possibile concludere che gli spostamenti indotti dalle azioni sismiche ottenuti dalle analisi dinamiche non risultano essere gravosi per l'integrità del pacchetto di impermeabilizzazione posizionato sul fondo dell'invaso.

11. CONCLUSIONI

La relazione ha illustrato l'analisi geotecnica dell'impianto per smaltimento di rifiuti non pericolosi sito in località Monte Ardone nella configurazione finale di progetto. Le indagini integrative condotte nel 2020 hanno consentito di ampliare il quadro conoscitivo dell'impianto, rispondendo alle richieste del CTS della regione Emilia-Romagna formulate nel 2018.

La campagna sperimentale eseguita in laboratorio ha permesso una migliore caratterizzazione dei materiali coinvolti nell'impianto, ed in particolare dei rifiuti abbancati sul fondo dell'invaso e conferiti prima del 2010, delle argille costituenti l'argine esistente, e delle interfacce tra i materiali costituenti il pacchetto di impermeabilizzazione dell'impianto.

Il sistema di monitoraggio piezometrico ed inclinometrico installato nel corpo rifiuti ha consentito di ricostruire il livello del percolato, il quale risulta estremamente ridotto e limitato sul catino di fondo dell'invaso, e di escludere la presenza di superfici di scorrimento attive sia nel corpo rifiuti sia nell'argine di valle.

I risultati ottenuti dalle indagini condotte nel 2020, opportunamente integrati con i dati disponibili dalle indagini e analisi pregresse, ha consentito lo sviluppo di un modello numerico bidimensionale agli elementi finiti per condurre le verifiche di stabilità globale dell'impianto.

I risultati delle analisi condotte hanno messo in evidenza come, in condizioni statiche, il pacchetto di impermeabilizzazione posizionato sul fondo dell'abbancamento giochi un ruolo primario per la stabilità globale dell'impianto. Il cinematismo di collasso evidenzia infatti come il corpo rifiuti si sposti rigidamente nella parte centrale dell'abbancamento, e gran parte della superficie di scorrimento legata al cinematismo di collasso coinvolga l'interfaccia. Questo aspetto è stato messo in luce grazie alle indagini di laboratorio condotte sui materiali naturali e geosintetici costituenti il pacchetto di impermeabilizzazione, che hanno mostrato valori di resistenza al taglio delle interfacce estremamente inferiori rispetto ai parametri dei rifiuti e del substrato. La porzione più a monte dell'impianto non risulta essere coinvolta nel cinematismo di collasso; questo aspetto conferma la corretta progettazione del fondo dell'invaso e del profilo dei rifiuti nella zona relativa all'ampliamento di monte.

La stabilità globale dell'abbancamento nella sua configurazione finale di progetto è affidata all'argine di contenimento di valle, il quale è stato opportunamente innalzato e rinforzato con un'opera di sostegno fondata su due file di pali ed ancorata con una fila di tiranti. Tale configurazione consente di soddisfare le verifiche ed i requisiti di stabilità richiesti dalla normativa attualmente in vigore (NTC 18).

Infine, sono stati analizzati gli spostamenti in corrispondenza del fondo dell'abbancamento ottenuti dalla analisi dinamiche condotte dall'Università di Pavia e riportate nella "Relazione sismica" per valutare l'integrità del pacchetto di impermeabilizzazione del fondo. L'analisi condotta ha dimostrato come le deformazioni calcolate dagli spostamenti indotti dalle azioni sismiche risultino essere compatibili con le caratteristiche tenso-deformative delle geomembrane in HDPE generalmente utilizzate nelle discariche per rifiuti non pericolosi.

12. BIBLIOGRAFIA

Ancoraggi nei terreni e nelle rocce. Raccomandazioni. AGI-AICAP 2012.

Bray, J. D., Augello, A. J., Leonards, G. A., Repetto, P. C., & Byrne, R. J. (1995). Seismic stability procedures for solid-waste landfills. *Journal of geotechnical engineering*, 121(2), 139-151.

Bray, J. D., Zekkos, D., Kavazanjian, E. Jr., Athanasopoulos, G.A., and Riemer, M.F. (2009). Shear Strength of Municipal Solid Waste. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 135(6): 709-722.

Bustamante, M., & Doix, B. (1985). Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés. *Bull Liaison Lab Ponts Chauss*, (140).

Collotta, T., Chin, D., Lazzari, A., Neri, A., Moretti, P.C. (1987). Il controllo della stabilità dei pendii mediante installazione di tubi inclinometrici. *Autostrade*, n. 11/12, 48-59, Novembre –Dicembre 1987.

Davies, J.P., Loveridge, F.A., Perry, J., Patterson, D. e Carter, D. (2003). Stabilization of Landslide on the M25 Highway London's Main Artery. *Proc. of the 12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Culligan P.J., Einstein, H.H. and Whittle, A.J. editors, pp. 2531-2539.

Fei, X., & Zekkos, D. (2017). Comparison of direct shear and simple shear responses of municipal solid waste in USA. *Environmental Geotechnics*, 5(3), 158-167.

Griffiths, D. V., & Lane, P. A. (1999). Slope stability analysis by finite elements. *Geotechnique*, 49(3), 387-403.

Lollino, G., Brunamonte, F., Larini, G., Malaguti, C. (2001). La sperimentazione del Sistema Inclinometrico Automatizzato nel monitoraggio in continuo della frana di Corniglio (Parma) e ricerca di correlazioni significative fra le precipitazioni e la riattivazione del novembre 1994. *Quaderni di Geologia Applicata*, 8 (2), 159-187.

Manassero M., Dominijanni A., Terrioti C., Buffa L. (2011). Stabilizzazione di discariche su pendio, In: *Atti delle Conferenze di Geotecnica di Torino (XXIII Ciclo)*. Earth retaining

structures and slope stabilization: theory, design and applications Patron XXIII Conferenze di Geotecnica di Torino, Torino 23-24 Novembre 2011, pp 71.

Mikkelsen, P.E. (2003). Advances in inclinometer data analysis. In F Myrvoll (ed.), Proceedings of the 6th International Symposium on Field Measurements in Geomechanics, A. A. Balkema, Rotterdam, pp. 555-567.

OTR - Organizzazione Tecnici Riuniti (1987). Errori nelle misure inclinometriche e sistemi di correzione. Notiziario Tecnico 1/I 1986. 21 pp.

Sappa, M., Sappa, G., Cavallo, R. (1989). Alcune considerazioni sulle misure inclinometriche. Quarry and Construction, n. 1, maggio 1989, 67-79.

Sappa, M., Sappa, G. (1995). Observation on Inclinometer Measurements. FMGM95-4th International Symposium, 333-340.

Seed, R.B. and Bonaparte, R., 1992, "Seismic Analysis and Design of Lined Waste Fills: Current Practice", Stability and Performance of Slopes and Embankments-II, Seed, R.B. and Boulanger, R.W., Editors, Geotechnical Special Publication No. 31, ASCE, Vol. 2, proceedings of a specialty conference held in Berkeley, California, USA, June/July 1992, pp. 1152-1187.

Tommasi, P. (1986), La precisione delle misure inclinometriche e le possibilità di elaborazione offerte dai metodi statistici. Associazione Geotecnica Italiana, Atti 16° Convegno Nazionale di Geotecnica, 3, 525-532. Bologna, 14-16 maggio 1986.

Viggiani, C. (1981). Ultimate lateral load on piles used to stabilize landslides, Proceedings of the 10th ICSMFE Stockholm, vol. 3, pp. 555-560.

Yu, Y., & Rowe, R. K. (2018). Development of geomembrane strains in waste containment facility liners with waste settlement. Geotextiles and Geomembranes, 46(2), 226-242.

Zekkos, D., Athanasopoulos, G. A., Bray, J. D., Grizi, A., & Theodoratos, A. (2010). Large-scale direct shear testing of municipal solid waste. Waste Management, 30(8-9), 1544-1555.

Zekkos, D., Fei, X., Grizi, A., and Athanasopoulos, G. A. (2016). Response of municipal solid waste to mechanical compression. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 143(3).

13. APPENDICE A

In questa Appendice sono presentati i risultati delle verifiche di stabilità globali che sono state eseguite con il metodo dell'equilibrio limite. Le analisi sono state condotte utilizzando il software Slope (GeoStudio 2010, versione 8.11.1) con il metodo di Morgenstern e Price. Tale metodo utilizza sia le equazioni di equilibrio alla traslazione sia le equazioni di equilibrio alla rotazione per il calcolo del fattore di sicurezza, che è unico per una data superficie di scivolamento. Per l'interazione delle forze tra i conci (forze normali e forze di taglio), è stata utilizzata la funzione preimpostata half-sine. Il modello geometrico implementato nel software è analogo a quello presentato nella sezione 8.1 utilizzato per la modellazione agli elementi finiti, ed è illustrato in **Figura 43**.

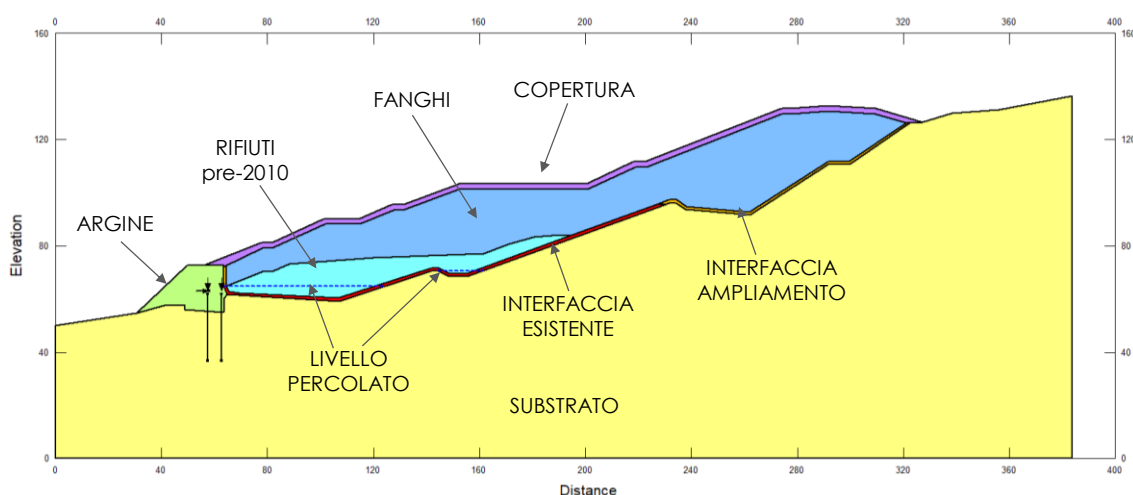


Figura 43. Modello geometrico implementato nel software Slope per le analisi condotte con il metodo dell'equilibrio limite.

Le analisi all'equilibrio limite sono indipendenti dal processo deformativo del terreno, il quale viene assunto come un mezzo rigido-plastico. Come per le verifiche condotte con il metodo degli elementi finiti, anche in questo caso è stata utilizzata la combinazione A2+M2+R2, utilizzando per i diversi materiali i parametri di resistenza di progetto indicati nella sezione 8.2.

Dal punto di vista della modellazione, la principale differenza tra i due approcci (elementi finiti ed equilibrio limite) è relativa dell'opera di rinforzo. Infatti, mentre nel

software Plaxis è possibile introdurre le reali caratteristiche meccaniche degli elementi per calcolarne la risposta tenso-deformativa, nel software Slope tali elementi vengono simulati con delle forze orizzontali equivalenti.

La forza orizzontale equivalente relativa alla presenza del tirante è stata stimata partendo dalla resistenza limite a sfilamento caratteristica ($R_{ok}=589$ kN), considerando l'inclinazione di 15° dei tiranti rispetto all'orizzontale. La forza orizzontale equivalente così ottenuta è pari 569 kN/m.

La forza orizzontale equivalente dovuta alla presenza dei pali è stata stimata utilizzando la procedura proposta da Viggiani (1981). Un'applicazione di tale procedura è disponibile in Davis et al. (2003). Nella sono riassunti i parametri adottati per il calcolo della forza di taglio. Considerando un meccanismo di rottura del palo di tipo B2, che prevede la formazione di una cerniera plastica nel palo, si stima una forza di taglio esercitata da un singolo palo pari a circa 1200 kN. Considerando l'interasse dei pali nelle due file è pari a 2 m, si ottiene una forza orizzontale equivalente pari a 600 kN/m. Nel modello sono quindi state introdotte due forze equivalenti, per simulare la presenza delle due file di pali.

Tabella 21. Parametri adottati per il calcolo della forza di taglio equivalente con il metodo proposto da Viggiani (1981).

<i>Interasse pali (i)</i>	2 m
<i>Diametro pali (d)</i>	1 m
<i>Coefficiente capacità portante strato superiore (k_1)</i>	0.4
<i>Coefficiente capacità portante strato inferiore (k_2)</i>	0.8
<i>Coesione non drenata strato superiore (c_1)</i>	50 kPa
<i>Coesione non drenata strato inferiore (c_2)</i>	50 kPa
<i>Momento di plasticizzazione palo (M_y)</i>	5234 kNm

La definizione delle superfici di scorrimento per il calcolo del fattore di sicurezza nelle analisi all'equilibrio limite rappresenta un altro aspetto che si discosta fortemente dalle analisi agli elementi finiti. In particolare occorre determinare la superficie di scorrimento globale a cui è associato il minor fattore di sicurezza. Questa analisi è stata condotta partendo dai risultati della modellazione agli elementi finiti, ricercando quindi superfici di scorrimento che coinvolgessero per gran parte l'interfaccia.

In **Figura 44** e **Figura 45** sono illustrate le due superfici di scorrimento maggiormente critiche (linee verdi). Tali superfici sono state manualmente introdotte nel modello. Entrambe le superfici partono dalla zona di monte, attraversano inizialmente il corpo rifiuti, per poi propagarsi lungo l'interfaccia fino a raggiungere la il catino a monte dell'argine di valle. A questo punto, la prima superficie esce dal corpo rifiuti a monte dell'argine, mentre la seconda si immerge nel substrato e attraversa i pali per uscire a valle dell'argine. Le forze equivalenti relative all'opera di rinforzo vengono pertanto coinvolte solamente nella seconda superficie di scorrimento, che cerca di simulare un collasso globale che coinvolga la stessa opera di rinforzo. La prima superficie di scorrimento è stata invece utilizzata per riprodurre un cinematismo di collasso all'interno del corpo rifiuti lungo l'interfaccia.

Le due superfici di scorrimento individuate hanno un fattore di sicurezza pari a 1.15 e 1.10, rispettivamente. In entrambi i casi le verifiche di sicurezza soddisfano i requisiti richiesti dalle NTC 2018. Tali analisi confermano quanto già osservato con la modellazione agli elementi finiti.

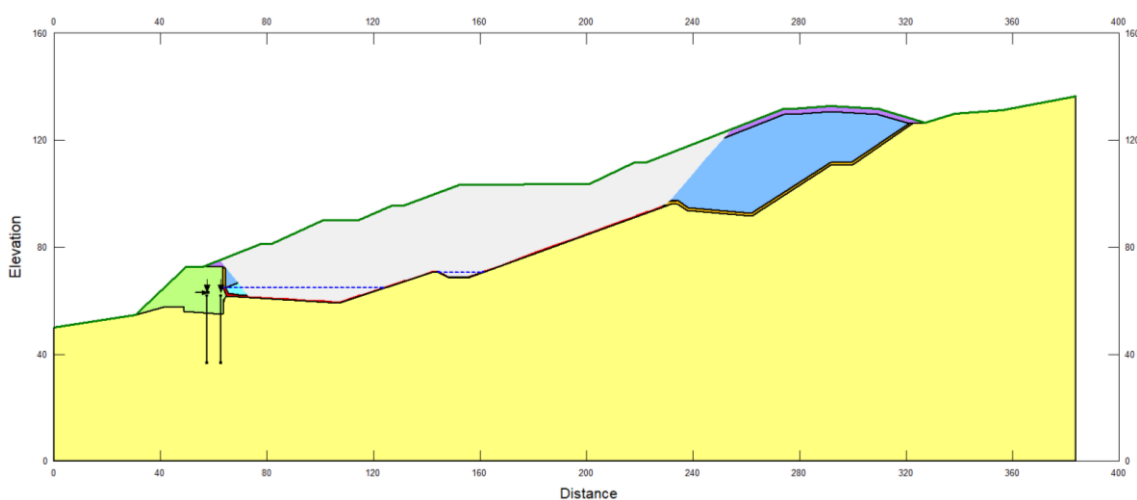


Figura 44. Superficie di scorrimento critica n1.

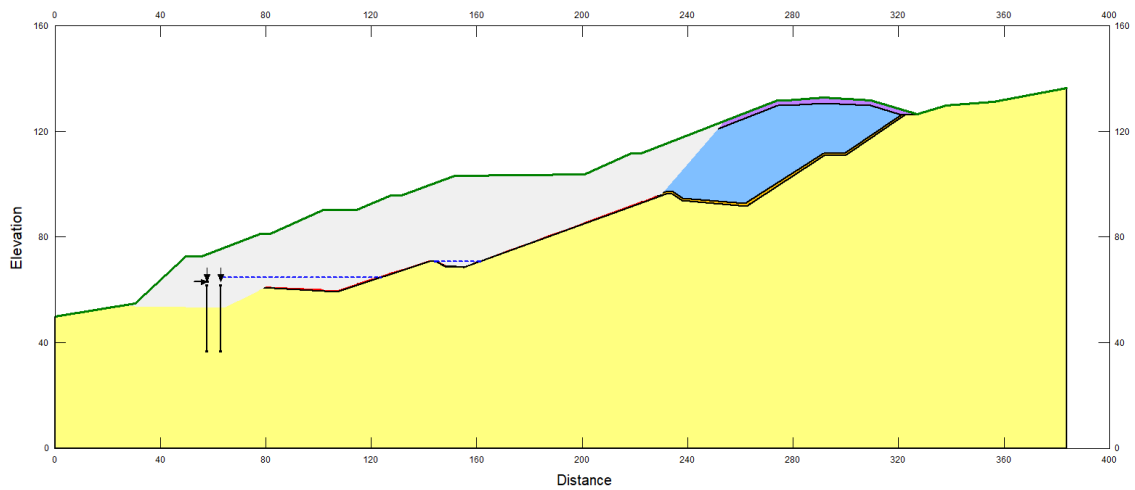


Figura 45. Superficie di scorrimento critica n2.

