



POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria per l'Ambiente e il Territorio
Rischi naturali e protezione civile

TESI DI LAUREA MAGISTRALE

Realizzazione di interventi di messa in sicurezza in un sito ex industriale con
contaminazione ambientale: aspetti geotecnici ed operativi

Relatori

Prof. Ing. Claudio Oggeri

Prof. Ing. Alberto Godio

Candidato

Norberto Gnes

Marzo 2021

Introduzione

Scopo del lavoro svolto è quello di riportare in maniera più fedele possibile ciò che è necessario per il buon conseguimento di un diaframma plastico, tecnologia usata in campo ambientale per isolare determinati volumi di terreno, qualora non sia possibile rimuoverli per lo smaltimento. Questo tipo di intervento sta prendendo sempre più piede negli ultimi anni, ciò che manca però è la giusta normativa di riferimento, su cui potersi basare per poter realizzare un'opera all'avanguardia. Senza alcuna pretesa, si vuole documentare al meglio un intervento che può tornare utile per casi futuri.

Argomento della tesi è la descrizione e l'analisi di alcune delle fasi di lavorazione nel cantiere presente nello stabilimento ex Ecolibarna, che ha come fine la prosecuzione della messa in sicurezza dell'area di discarica. I primi lavori, svolti come lotto 1, sono terminati nel 2011 con la realizzazione di 230 metri di diaframma plastico, che però non è stato sufficiente per ridurre il flusso d'inquinanti. È così che, nel 2019, con la vittoria dell'appalto da parte della Riccoboni S.p.A. sono ripresi i lavori per terminare il diaframma plastico (435 metri di lunghezza). La parete impermeabile, costituita da una miscela chiamata "Solidur" (composta da cemento e bentonite) e da una membrana in HDPE, si immorsa nello strato di marne situate a diverse profondità, consentendo così l'isolamento del cumulo di discarica e la protezione della prima falda. Durante i lavori, le analisi di laboratorio su acqua e terreno vengono svolte in continuo, così da monitorare la situazione a livello chimico ed avere un riscontro su ciò che si sta facendo. Inoltre, grazie alle analisi, è possibile determinare se i volumi di terra scavati, siano smaltibili come rifiuti pericolosi oppure no.

Il materiale per redigere la tesi proviene dagli appunti raccolti nei giorni in cui si è andato in cantiere a vedere le varie lavorazioni, dalle spiegazioni fornite dal capo cantiere, dai coordinatori delle ditte in subappalto e dal relatore, che ha provveduto anche a fornire libri e documenti scientifici. Un'altra fonte di informazione è stata internet, che ha permesso di reperire articoli e relazioni, così da recuperare dati appartenenti anche a contesti esteri.

Il documento presenta in primis una breve storia del sito, un inquadramento del cantiere, dove e in quale contesto geologico si collochi. Seguono alcuni esempi applicativi dei diaframmi plastici e le finalità del cantiere stesso, gli interventi di presostegno, atti a risolvere i potenziali problemi di sgrottamento e scivolamento del terreno, e come questi siano stati realizzati. Un capitolo sarà dedicato interamente alle analisi di stabilità, così da vedere se gli interventi fatti prima dello scavo del diaframma abbiano facilitato le operazioni e garantito la dovuta sicurezza. Verrà trattata la tecnologia usata per saldare i giunti ai teli, operazione che consente di unire le geomembrane fra loro e garantire la continuità fisica del muro plastico; riportando quali test siano stati seguiti secondo le norme. Stoccaggio del terreno e analisi di questo saranno studiati per vedere quali siano i vincoli e i limiti da rispettare per un cantiere a carattere ambientale. Infine si presenteranno le analisi di laboratorio eseguite su provini di Solidur, per verificarne le prestazioni in termini di resistenza a compressione e permeabilità.

L'intervento di confinamento avrà ottenuto i risultati previsti in fase di progetto? Proveremo a rispondere a questa domanda, cercando di analizzare ciò che è stato fatto e i motivi che hanno condotto a determinate scelte.

Ringraziamenti

Si ringraziano i relatori, i professori Claudio Oggeri e Alberto Godio, per la disponibilità e l'interesse, per l'aiuto fornito, soprattutto nelle giornate dedicate al laboratorio, in cui si sono effettuati i test sui provini.

Grazie al capocantiere Osvaldo Runca, della società Riccoboni, al geologo Mario Carbonari, della ditta C.I.B. e a Paolo Manenti, dell'azienda Imperfoggia, per aver spiegato le lavorazioni svolte in cantiere, aver fornito documenti e per essere stati sempre disponibili a domande e chiarimenti. Felice di aver sentito le vostre esperienze di lavoro e aver ricevuto consigli per il futuro.

Ringraziamenti ai docenti avuti in questi cinque anni di percorso, per le basi tecniche e per avermi insegnato a ragionare, affrontando i problemi con spirito critico.

Sommario

Introduzione	2
Ringraziamenti	4
Sommario	5
Indice delle figure	7
Indice delle tabelle	11
Indice dei grafici	12
1. Storia dell'inquinamento del sito	14
2. Inquadramento	16
2.1. Geografico	16
2.2. Geologico	17
2.3. Idrogeologico	21
3. Esempi da letteratura di diaframmi impermeabili	23
4. Finalità degli interventi e criteri progettuali	28
5. Jet Grouting	32
5.1. Perché il jet grouting?	32
5.2. I principi di funzionamento del jet-grouting	34
5.3. Campo prove	37
5.4. Com'è stato realizzato	39
5.5. Attrezzatura usata	41
5.5.1. Impianto di miscelazione e stoccaggio	41
5.5.2. Sonda	42
5.5.3. Dialog MX	43
5.6. Problemi riscontrati	45
6. Cordoli guida	47
7. Studio di stabilità dei tratti del diaframma	53
7.1. Modello Geotecnico	53
7.2. Calcolo di stabilità tramite software	56
7.3. Realizzazione pista sul tratto D ed analisi di stabilità	63

8.	La saldatura dei giunti ai teli.....	73
8.1.	Preparazione e saldatura.....	73
8.2.	Denominazione e caratteristiche dei teli.....	79
8.3.	Correzioni e migliorie	80
8.4.	Verifiche di conformità	82
8.4.1.	Prova in pressione.....	82
8.5.1.	Prova di resistenza a pelatura.....	85
8.5.2.	Spark test	89
9.	Gestione delle terre e rocce da scavo.....	91
9.1.	Deposito temporaneo e trasporto.....	91
9.2.	Analisi chimiche	96
10.	Analisi di laboratorio sui provini	100
10.1.	Prova di compressione.....	100
10.2.	Prove di permeabilità.....	114
11.	Conclusione	116
	Riferimenti.....	118

Indice delle figure

Figura 1: campione di terreno con macchie di olii e combustibili	15
Figura 2: inquadramento geografico del sito oggetto di studio ex stabilimento Ecolibarna	16
Figura 3: estratto della carta geologica (dal sito dell'Istituto di Geoscienze e Georisorse).....	19
Figura 4: planimetria dl cantiere, con suddivisone del diaframma nei vari tratti	31
Figura 5: planimetria dell'area a Sud-Est del cantiere, dettaglio delle colonne in jet-grouting sul tratto D.....	33
Figura 6: fasi esecutive del jet-grouting: la batteria d'aste raggiunge la profondità voluta, inizia quindi la risalita con l'emissione a pressione della miscela cementizia, formando così l'elemento colonnare	35
Figura 7: tre differenti sistemi di trattamento	36
Figura 8: scavo superficiale in campo prove per portare alla luce i primi metri delle colonne in jet-grouting e valutare le dimensioni ottenute con le diverse pressioni di iniezione	37
Figura 9: contenimento della miscela cementizia fuoriuscente, tramite arginatura con sponde in terra	40
Figura 10: scheda riportante i dati di realizzazione delle colonne in jet-grouting	40
Figura 11: silos di stoccaggio e impianto per la preparazione della miscela cementizia	41
Figura 12: PSM 1350	42
Figura 13: rapporto del jet-grouting	43
Figura 14: scavo del setto con la benna	47
Figura 15: fine posa del calcestruzzo nelle casseforme	49
Figura 16: doppia fila di cordoli	50
Figura 17: limitazione della fuoriuscita del fango bentonitico durante la fase di scavo del setto e del calo della geomembrana grazie ai cordoli guida	51
Figura 18: dimensioni e geometrie delle due tipologie di cordoli.....	52
Figura 19: planimetria generale con le due tracce delle sezioni geologiche	54
Figura 20: 1° parte della sezione geologica T2 (direzione Nord-Ovest).....	55
Figura 21: 2° parte della sezione geologica T2 (direzione Sud-Est)	55
Figura 22: simulazione per i tratti B e C, l'azione della miscela è stata riprodotta con una contropressione sulla parete verticale, il fattore di sicurezza minore è pari a 0,893.....	58
Figura 23: simulazione per i tratti B e C, sono stati posti i sovraccarichi in superficie e l'azione della miscela è stata riprodotta con una contropressione sulla parete verticale, il fattore di sicurezza minore è pari a 0,826, inferiore rispetto al caso senza carichi	58
Figura 24: simulazione per i tratti B e C, l'azione della miscela è stata riprodotta con un fluido avente densità pari al Solidur, il fattore di sicurezza minore è pari a 0,892, uguale al caso di Figura 22... ..	59

Figura 25: simulazione per i tratti B e C, sono stati posti i sovraccarichi in superficie e l'azione della miscela è stata riprodotta con un fluido avente densità pari al Solidur, il fattore di sicurezza minore è pari a 0,823, molto simile al caso riprodotto in Figura 23.....	59
Figura 26: simulazione per il tratto E, l'azione della miscela è stata riprodotta con una contropressione sulla parete verticale, il fattore di sicurezza minore è pari a 1,535, corrispondente alla stabilità del setto.....	60
Figura 27: simulazione per il tratto E, sono stati posti i sovraccarichi in superficie e l'azione della miscela è stata riprodotta con una contropressione sulla parete verticale, il fattore di sicurezza minore è pari a 1,086, inferiore rispetto al caso senza carichi, ma comunque sufficiente a garantire la stabilità.....	60
Figura 28: simulazione per il tratto E, sono stati posti i sovraccarichi in superficie e l'azione della miscela è stata riprodotta con un fluido avente densità pari al Solidur, il fattore di sicurezza minore è pari a 1,047, le fasce colorate identificano diversi valori del fattore di sicurezza.....	61
Figura 29: simulazione per il tratto E dopo l'intervento di jet-grouting, sono stati posti i sovraccarichi in superficie e l'azione della miscela è stata riprodotta con un fluido avente densità pari al Solidur, il fattore di sicurezza minore è pari a 1,419, non si garantisce la corretta simulazione del jet-grouting con Slide 2.....	61
Figura 30: elementi utilizzati per la realizzazione della pista	65
Figura 31: simulazione per il tratto D usando il metodo di Spencer, sovraccarichi in superficie e azione della miscela riprodotta con un fluido di densità uguale a quella del Solidur, la deformazione dei rinforzi è iperbolica, si sono utilizzati i fattori di incremento e riduzione degli eurocodici ($\varphi_{\text{terreno}} = 36^\circ$).....	66
Figura 32: simulazione per il tratto D usando il metodo di Bishop, sovraccarichi in superficie e azione della miscela riprodotta con un fluido di densità uguale a quella del Solidur, la deformazione dei rinforzi è iperbolica, si sono utilizzati i fattori di incremento e riduzione previsti dagli eurocodici ($\varphi_{\text{terreno}} = 36^\circ$), le condizioni del terreno sono drenate	66
Figura 33: simulazione per il tratto D usando il metodo di Bishop, sovraccarichi in superficie e azione della miscela riprodotta con un fluido di densità pari a quella del Solidur, la deformazione dei rinforzi è iperbolica, si sono utilizzati i fattori di incremento e riduzione previsti dagli eurocodici, le caratteristiche del terreno sono state considerate peggiori dei casi precedenti ($\varphi_{\text{terreno}} = 28^\circ$)	67
Figura 34: simulazione per il tratto D usando il metodo di Spencer, sono stati posizionati i sovraccarichi in superficie per la valutazione dei cedimenti e della stabilità con il materasso di rinforzo, la deformazione dei rinforzi è iperbolica, si sono utilizzati i fattori presenti negli eurocodici, ($\varphi_{\text{terreno}} = 36^\circ$) le condizioni del terreno sono drenate.....	67
Figura 35: simulazione per il tratto D usando il metodo di Bishop, sono stati posizionati i sovraccarichi in superficie per la valutazione dei cedimenti e della stabilità con il materasso di rinforzo, la	

deformazione dei rinforzi è iperbolica, si sono utilizzati i fattori presenti negli eurocodici, ($\varphi_{\text{terreno}} = 36^\circ$) le condizioni del terreno sono drenate	68
Figura 36: simulazione per il tratto D usando il metodo di Spencer, i sovraccarichi in superficie sono stati scambiati di posizione rispetto alle simulazioni precedenti, si sono valutati i cedimenti e la stabilità della pista con il materasso di rinforzo, la deformazione dei rinforzi è iperbolica, si sono utilizzati i fattori presenti negli eurocodici, ($\varphi_{\text{terreno}} = 36^\circ$)	68
Figura 37: simulazione per il tratto D usando il metodo di Bishop, i sovraccarichi in superficie sono stati scambiati di posizione rispetto alle simulazioni precedenti, si sono valutati i cedimenti e la stabilità della pista con il materasso di rinforzo, la deformazione dei rinforzi è iperbolica, si sono utilizzati i fattori presenti negli eurocodici, ($\varphi_{\text{terreno}} = 36^\circ$)	69
Figura 38: simulazione per il tratto D usando il metodo di Janbu, i sovraccarichi in superficie sono stati scambiati di posizione rispetto alle simulazioni precedenti, si sono valutati i cedimenti e la stabilità della pista con il materasso di rinforzo, la deformazione dei rinforzi è iperbolica, si sono utilizzati i fattori presenti negli eurocodici, ($\varphi_{\text{terreno}} = 36^\circ$)	69
Figura 39: simulazione per il tratto D usando il metodo di Spencer, sovraccarichi in superficie e superfici di scivolamento non circolari, la deformazione dei rinforzi è iperbolica, si è fatto uso dei fattori presenti negli eurocodici ($\varphi_{\text{terreno}} = 36^\circ$), il fattore di sicurezza minore è pari a 1,096, ovvero non ci sono superfici di scivolamento instabili in fase di scavo	70
Figura 40: simulazione per il tratto D usando il metodo di Bishop, sovraccarichi in superficie e superfici di scivolamento non circolari, la deformazione dei rinforzi è iperbolica, si è fatto uso dei fattori presenti negli eurocodici ($\varphi_{\text{terreno}} = 36^\circ$), il fattore di sicurezza minore è pari a 1,096, ovvero non ci sono superfici di scivolamento instabili in fase di scavo	70
Figura 41: simulazione per il tratto D usando il metodo di Spencer, sovraccarichi in superficie e superfici di scivolamento circolari, la deformazione dei rinforzi è iperbolica, si è fatto uso dei fattori presenti negli eurocodici ($\varphi_{\text{terreno}} = 36^\circ$), il fattore di sicurezza minore è pari a 1,128, ovvero non ci sono superfici di scivolamento instabili in fase di scavo	71
Figura 42: simulazione per il tratto D usando il metodo di Bishop, sovraccarichi in superficie e superfici di scivolamento circolari, la deformazione dei rinforzi è iperbolica, si è fatto uso dei fattori presenti negli eurocodici ($\varphi_{\text{terreno}} = 36^\circ$), il fattore di sicurezza minore è pari a 1,122, ovvero non ci sono superfici di scivolamento instabili in fase di scavo	71
Figura 43: alcuni degli elementi fondamentali in fase di saldatura.....	75
Figura 44: schema rappresentante il contatto fra le geomembrane e il cuneo a caldo. con successiva applicazione della pressione attraverso le due ruote di saldatura.....	77
Figura 45: dettaglio dei binari di scorrimento del giunto, delle ruote di pressione e delle catene di trasmissione del movimento.....	78
Figura 46: quadro dei comandi per la regolazione dei parametri in fase di saldatura	78
Figura 47: esempio di immatricolazione del telo.....	79

Figura 48: scheda riportante i dati di un telo dopo essere stato saldato ai giunti	80
Figura 49: estrusore manuale per la correzione e la finitura di alcune parti della geomembrana...	81
Figura 50: HDPE granulare	81
Figura 51: manometro con ago metallico per l'insufflaggio dell'aria e la misurazione della pressione	83
Figura 52: dettaglio della sezione di un campione di saldatura fra giunto e telo	86
Figura 53: dinamometro elettronico per il test di resistenza a pelatura	86
Figura 54: esempio di scheda per la raccolta dei dati dimensionali e della prova di resistenza a sfogliatura	88
Figura 55: correzione apportata al telo, dopo essere stato sottoposto a saldatura a doppia pista .	89
Figura 56: dettaglio del filo di rame all'interno della saldatura (Kelsey, 2006).....	90
Figura 57: esecuzione dello Spark test attraverso la spazzola in ottone.....	90
Figura 58: planimetria dell'area a Nord-Est del cantiere con le aree di deposito temporaneo del terreno	93
Figura 59: dumper IVECO Euro Trakker utilizzato per il trasporto del terreno all'interno del cantiere	95
Figura 60: pala gommata usata per caricare il terreno sul dumper e per sistemare i cumuli nelle aree di stoccaggio.....	95
Figura 61: le diverse componenti per un test di compressione monoassiale non confinato	102
Figura 62: sequenza di carico e rottura del provino 6.....	103
Figura 63: sequenza di carico e rottura del provino 1	104
Figura 64: sequenza di carico e rottura del provino 2.....	108
Figura 65: Solidur in fustella, riportante il numero del provino e la data di confezionamento	109
Figura 66: tipica colorazione e sgretolatura del Solidur dopo un mese di essiccazione.....	109
Figura 67: campione 3 dopo il test di compressione monoassiale.....	110
Figura 68: schema delle forze di compressione e trazione nella prova brasiliana (geoengineer, s.d.).	111
Figura 69: forze in gioco durante la prova di compressione monoassiale non confinata	112
Figura 70: campione di Solidur 3 subito dopo rottura e dopo un mese di essiccazione	113

Indice delle tabelle

Tabella 1: schematizzazione del jet-grouting fatto in lotto 2	33
Tabella 2: stratigrafia di dettaglio e parametri geotecnici dei vari orizzonti (tratto D, E).	55
Tabella 3: parametri geotecnici di terreno e miscela	56
Tabella 4: distanza della superficie piezometrica dal piano campagna.....	57
Tabella 5: dati relativi alle macchine usate	57
Tabella 6: proprietà e parametri geotecnici dei differenti materiali usati per l'analisi nel tratto D....	64
Tabella 7: schema grafico e valori dimensionali da rispettare per il campione di saldatura	87
Tabella 8: superfici delle aree di stoccaggio.....	93
Tabella 9: stima dei quantitativi di materiali scavati e ipotesi sulla destinazione (smaltimento come rifiuto pericoloso, non pericoloso, riutilizzo) (da: Progetto esecutivo, Dic. 2017).....	94
Tabella 10: capacità di carico dei mezzi.....	94
Tabella 11: esempio parziale delle analisi sulle concentrazioni nel terreno	97
Tabella 12: poche righe esempio del test di cessione in acqua.....	98
Tabella 13: alcuni dei valori risultanti dalle prove di laboratorio	99
Tabella 14: dettaglio del superamento del limite degli idrocarburi C10 – C40.....	99
Tabella 15: dati relativi ai test effettuati sui provini in laboratorio	106
Tabella 16: dati analisi di permeabilità	114

Indice dei grafici

Grafico 1: valori della pressione di prova in funzione della temperatura e della dimensione della canaletta presente fra le due piste saldate	84
Grafico 2: sforzo–deformazione dei provini 1 – 2 – 4 – 6.....	105
Grafico 3: sforzo–deformazione dei provini 3 – 5 – 7	105
Grafico 4: esempio di una prova di permeabilità (provino n° 12)	115

1. Storia dell'inquinamento del sito

Il sito di interesse è stato sede di uno stabilimento industriale della società "Gastaldi Oli Lubrificanti SpA" a partire dal 1940 fino al 1985. Questa industria si occupava dello stoccaggio e del trattamento di combustibili, olii minerali e lubrificanti (visibili nel campione di Figura 1), con l'utilizzo di melme acide per specifiche lavorazioni. A causa dei numerosi processi inquinanti del terreno e della falda acquifera (in comunicazione con il Rio Negraro), agli inizi del 1960, i comuni di Serravalle Scrivia e Pozzolo Formigaro, decidono di pubblicare alcuni emendamenti col fine di gestire e risolvere le problematiche ambientali e sanitarie del sito.

Nel 1984, la regione Piemonte decide di far interrompere le attività inquinanti e nega le autorizzazioni della società Ecolibarna S.r.l., insediatasi nel 1983, al recupero e allo smaltimento dei rifiuti solidi e liquidi, presenti nell'area dello stabilimento. È il 1986, quando il Ministero della Protezione Civile commissiona alla Fisia Italmimpianti la bonifica dell'area, di cui si termina una prima parte nel 1988, con una discreta rimozione degli inquinanti liquidi presenti in cisterne sulla superficie del terreno; nello stesso anno si scopre la discarica abusiva nella zona Sud-Est del sito (che si aggiunge a quella delle melme acide). Le operazioni di bonifica proseguono fino al 1995, data in cui si decide di estendere l'intervento, è così che nel 2003, viene delimitata un'area di circa 70 mila metri quadrati. L'inserimento del sito nell'elenco di quelli a interesse nazionale diede nuovo impulso al procedimento di bonifica. Nel Febbraio 2005, in seguito al permanere di una contaminazione della falda presso otto piezometri, costruiti a valle della discarica, ove sono stati riconosciuti superamenti dei limiti normativi per alcuni contaminanti inorganici (metalli pesanti, quali Fe e Zn, solfati) e organici (PCB, idrocarburi C>12 e C<12, solventi organoalogenati), il Commissario Delegato ha emesso un bando per l'affidamento dell'incarico professionale per la progettazione preliminare, definitiva ed esecutiva della messa in sicurezza della falda sottostante il sito.

Nel 2007 prende l'incarico per la messa in sicurezza il nuovo Prefetto di Alessandria: Francesco Paolo Castaldo che, grazie all'integrazione del piano di caratterizzazione svolto dal Politecnico di Torino, deve garantire che non vi sia più diffusione di inquinanti, facendo così realizzare un muro plastico a monte del sito e l'impermeabilizzazione superficiale con telo in HDPE per la discarica di Sud-Est.

Purtroppo neanche questi interventi sembrano fermare in modo efficace la diffusione degli inquinanti attraverso la falda sotterranea; così nell'agosto 2018, dopo l'approvazione del progetto a fine 2017, viene emesso un nuovo bando, vinto dalla società Riccoboni. I lavori prevedono la prosecuzione del diaframma plastico (altri 250 metri circa) in modo tale da cinturare completamente la zona della discarica.



Figura 1: campione di terreno con macchie di oli e combustibili

2. Inquadramento

2.1. Geografico

Il cantiere oggetto di studio si situa nel comune di Serravalle Scrivia (AL), che si trova nel settore sud-orientale della Provincia di Alessandria, confinante a nord con Novi Ligure e a sud con Arquata Scrivia. È un'area appartenuta precedentemente a uno stabilimento industriale; con superficie pari a circa 70.000 m², delimitato a Ovest dalla ex S.S. n° 35 dei Giovi, a Nord e a Est dalla strada comunale del Gambarato e a Sud-Ovest dalla linea ferroviaria Genova-Torino.



Figura 2: inquadramento geografico del sito oggetto di studio ex stabilimento Ecolibarna

2.2. Geologico

L'area oggetto di studio è geograficamente collocata allo sbocco del Torrente Scrivia, nella Pianura Padana, morfologicamente è rappresentata da modesti rilievi collinari, con incisioni prodotte dal reticolo idrografico e da serie di ampi terrazzi con lievi dislivelli. Le formazioni di tale area appartengono al Bacino Terziario Piemontese, di età Mio-Pliocenica, in particolare con riferimento ai termini del Tortoniano e del Messiniano, oltre alle formazioni superficiali più recenti. Occorre segnalare che tale area è interessata da lineamenti strutturali quali la Linea dello Scrivia, faglia con giacitura prevalente da Sud-Est a Nord-Ovest. Elementi essenziali di inquadramento locale sono desumibili dalla Relazione geologico-idrogeologica allegata al "Piano di Caratterizzazione", redatto dalla Provincia di Alessandria. Le informazioni raccolte evidenziano che "il territorio di Serravalle Scrivia è caratterizzato da una successione di sedimenti marini di età miocenica e da litotipi pliocenici sia marini che di transizione, appartenenti al Bacino Terziario Ligure Piemontese, su cui riposano i depositi continentali quaternari del Fluviale e fluvio-lacustre antichi, del Fluviale medio e del Fluviale recente". Nel profilo stratigrafico si distinguono le seguenti formazioni:

- Marne di Cessole
- Arenarie di Serravalle
- Marne di S. Agata
- Formazione gessoso-solfifera
- Conglomerati di Cassano
- Argille di Lugagnano
- Depositi fluviali

L'intera area oggetto di studio è interessata da una coltre alluvionale, costituita da terreni a granulometria complessa quali miscele omogenee di ghiaia, sabbia, limi ed argille, posta su spessori di argille grigie mioceniche. Dal punto di vista stratigrafico, in generale, si identificano le seguenti formazioni (dall'alto verso il basso):

• **Depositi fluviali quaternari**

Sono riconducibili alle diverse fasi di deposito dello Scrivia e dei bacini afferenti, si tratta di depositi continentali suddivisibili in diversi ordini, in base alla loro granulometria e potenza, a formare altresì motivi morfologici di versante e di terrazzi. Ad essi sono associati anche depositi di alluvioni recenti in posto e rimaneggiate.

- **Conglomerati di Cassano Spinola**

Si tratta di una formazione sedimentaria conglomeratica arenaceo–marnosa, in bancate, con evidenze di rimaneggiamenti e dislocazioni dei termini costituenti.

- **Formazione Gessoso–Solfifera**

È attribuita al Messiniano e si diversifica notevolmente nei termini costituenti sia nel bacino Piemontese sia localmente; generalmente si tratta di alternanze di livelli marnoso, argillitici, sabbiosi con relitti lentiformi calcarei (anche cariati) e stratificazioni o sottili intercalazioni gessose, non omogeneamente distribuite. Tale formazione è caratterizzata da rimaneggiamenti (complesso caotico o indifferenziato) anche a seguito di locali lineamenti tettonici. Da ciò ne consegue una variabilità nei termini, negli spessori, nella sequenza e nelle caratteristiche idrogeologiche (conducibilità idraulica).

- **Marne di S.Agata Fossili**

È un'importante formazione sedimentaria attribuita al Tortoniano. Si caratterizza per la presenza di marne o argilliti, più o meno sabbiose o addensate. I termini non sempre presentano consistenza litoide pur essendo in genere compatti. Sono sfaldabili e si presentano con colore da grigio a nerastro. La conducibilità idraulica di questa formazione è decisamente inferiore a quella delle sovrastanti unità.

- **Arenarie di Serravalle**

È l'unità più interna (attribuita al Serravalliano), costituita da conglomerati, arenarie, calcari spesso non ben stratificati.

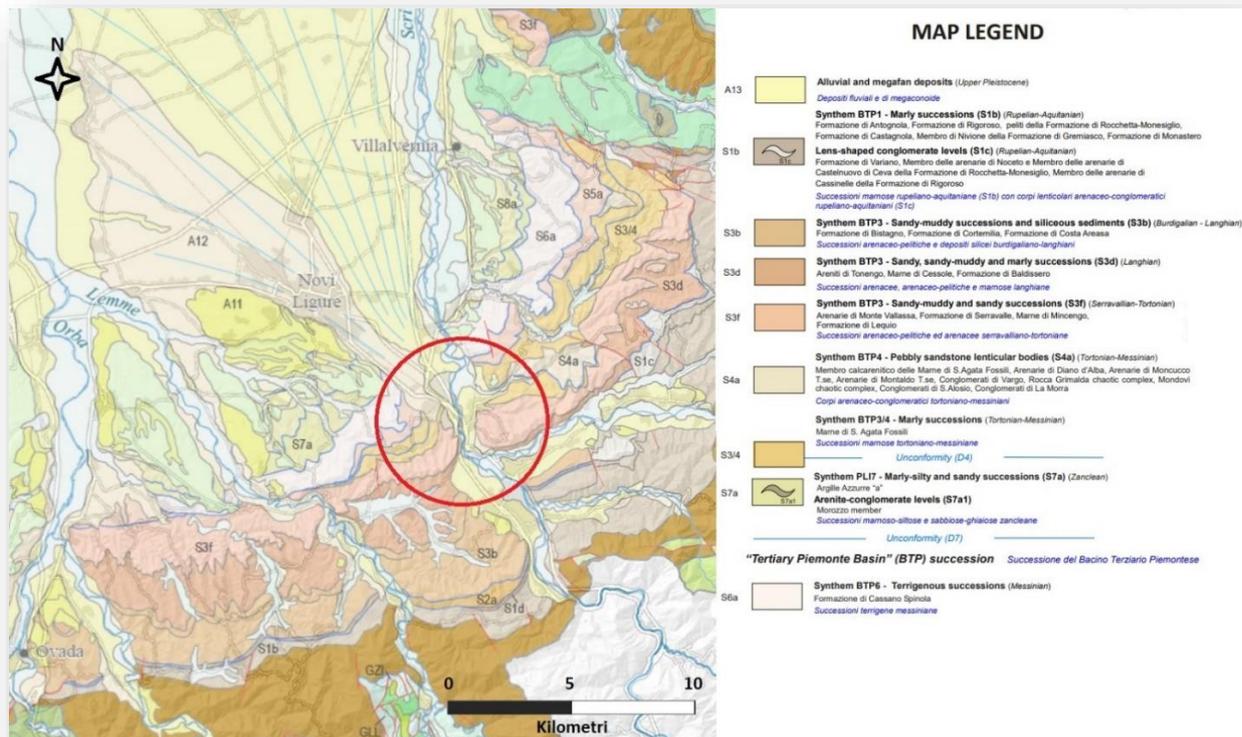


Figura 3: estratto della carta geologica (dal sito dell'Istituto di Geoscienze e Georisorse)

Dall'esame comparativo dei dati desunti dai sondaggi della campagna del 2007 e da quella del 2011, nonché in base alle risultanze delle attività di bonifica intraprese nel Lotto 1, è possibile delineare un assetto geologico contraddistinto dalla presenza di:

- un substrato poco permeabile costituito dalla Formazione delle Marne di S. Agata Fossili, che risulta individuabile a modesta profondità (da 5 a 8 m dal p.c.) nella zona delle discariche a Sud, pur se a quota assoluta più elevata; con un forte ribassamento verso la sponda Sud del Rio Negraro, ancora maggiore verso la zona del piazzale. Tra la formazione superficiale e quella del substrato a Sud del Rio Negraro si evidenzia il carattere di fascia di transizione dal punto di vista stratigrafico, a seguito sia delle disomogeneità evidenziate per la formazione Gessoso-Solfifera sia per locali discontinuità strutturali; come conseguenza, la presenza di un substrato competente non può essere quindi garantita entro i primi 18–20 m dal p.c. potendo localmente approfondirsi anche a circa 25 m. A nord del Rio Negraro il substrato tende ad approfondirsi fino a profondità comprese tra 45 e 50 m. Tale conformazione del contatto tra il substrato marnoso e la formazione Gessoso-Solfifera è dunque sede di dislocazioni che operano un brusco ribassamento, con andamento simile a quello del Rio Negraro ma con evidenze già a Sud di esso, e con almeno una seconda serie di disturbi locali, in senso Nord-Sud, nella zona del piazzale.

- Una formazione di alternanze limoso–sabbiose con intercalari calcarei e gessosi e livelli argillitici, quasi sempre direttamente posta al di sopra delle marne di S.Agata Fossili, con chiare evidenze di rimaneggiamenti e disturbi sia deposizionali sia di messa in posto, ascrivibili alla formazione Gessoso-Solfifero e a un Caotico;
- Livelli ghiaioso limosi o sabbiosi, di natura continentale detritica di alterazione ed erosione, oppure alluvionale di sbocco del bacino dello Scrivia, a potenza metrica o plurimetrica;
- Riporti di terreni, rifiuti, conglomerati cementizi o bituminosi, di origine artificiale

(Frison, 2017)

2.3. Idrogeologico

La presenza del limite geologico sepolto determina una divisione dell'assetto idrogeologico all'interno del sito. Nel settore sud-orientale si individua un substrato marnoso a bassa permeabilità che sostiene un primo acquifero ospitato all'interno di materiali prevalentemente alluvionali e caratterizzato da una debole circolazione idrica. Il substrato marnoso impermeabile immerge al di sotto di una formazione fratturata, più permeabile in alcuni strati per la dissoluzione dei livelli gessosi e calcarei, presenti nella porzione nord-occidentale dello stabilimento. Per quanto concerne la caratterizzazione delle Formazione Gessoso-Solfifera, lo scenario emerso dalle indagini prevede una permeabilità di tipo secondario associata allo stato di fessurazione e di dissoluzione dei gessi e delle rocce carbonatiche.

Tale formazione presenta al suo interno un certo grado di variabilità della permeabilità in stretta relazione sia con le eteropie di facies presenti, sia con lo stato di fratturazione. A tal proposito in alcuni sondaggi erano stati rilevati livelli più superficiali alterati, dello spessore di alcuni metri, dove la circolazione idrica sembra essere favorita. Le prove di permeabilità avevano evidenziato un grado di conducibilità da praticamente nullo ad intermedio.

Il modello idrogeologico dell'area prevede due acquiferi:

- uno libero, ospitato nei depositi superficiali, caratterizzato da un gradiente idraulico influenzato fortemente dalla morfologia superficiale, da quella del substrato terziario e dalla permeabilità locale dei materiali. La direzione di deflusso è in genere verso Nord-Est e la soggiacenza media di qualche metro (ARPA Piemonte);
- l'altro confinato all'interno di numerosi livelli produttivi nella Formazione Gessoso-Solfifera, caratterizzato da un'estrema variabilità del livello piezometrico. La formazione presenta un assetto idrogeologico piuttosto complesso, caratterizzato da diversi livelli acquiferi e venute d'acqua per circolazione in fratture all'interno di livelli a bassa permeabilità. Per la difficoltà di correlare tra loro i livelli piezometrici molto differenti, si ritiene che le singole venute dell'acquifero confinato non siano comunicanti e che non costituiscano un unico acquifero, ma una sorta di pseudo-acquifero multifalda.

Ulteriori indagini hanno completato il quadro idrogeologico del sito, evidenziando una coltre detritica con prevalenza di matrice ghiaiosa (probabilmente associabile a paleoalvei del Rio Negraro) che si approfondisce fino a 6-7 metri dal piano campagna; è pertanto ragionevole ipotizzare che:

- le zone di paleoalveo costituiscono un discreto bacino di accumulo delle acque superficiali (prima falda), bacino che si intesta in una zona di marcata debolezza, associata alla presenza di faglia;

- la faglia potrebbe costituire una zona ad elevata permeabilità, in grado di veicolare le acque superficiali verso i livelli più profondi; pertanto la ricarica dei livelli acquiferi, riscontrabili in prossimità della zona di faglia, è prevalentemente garantita dalla circolazione idrica superficiale.

Si può quindi concludere che l'area in esame si caratterizza per la presenza di formazioni superficiali a conducibilità idraulica media (coperture, caotico, lenti o livelli granulari) e per una formazione di substrato a bassa conducibilità idraulica (limi e argille marnose). L'alimentazione dell'area deriva da un flusso diretto da Sud-Ovest verso Nord-Est, che presenta un gradiente modesto e correlato per lo più alla morfologia del versante. Le indagini geognostiche hanno messo in evidenza a Nord del Rio Negraro una condizione di apparente suddivisione tra falda superficiale e quella profonda; se ciò può essere vero in ambito locale, non altrettanto si può dire a scala dell'intera area, in quanto la presenza sia di lenti a bassa conducibilità (limi) sia quella di materiali ad alta conducibilità (sabbie e ghiaie) consentono la formazione di falde sospese, di lenti sature e di ripresa di continuità tra gli orizzonti acquiferi.

La soggiacenza della falda rispetto al piano campagna assume valori variabili a seconda della zona, potendosi collocare a circa 4-12 m dalla superficie. La formazione nel suo complesso può essere considerata come un acquifero a bassa produttività.

(Frison, 2017)

3. Esempi da letteratura di diaframmi impermeabili

Si riporta di seguito un primo articolo sul confronto fra due miscele adottate per realizzare diaframmi plastici.

Sia negli Stati Uniti che nel Regno Unito, le barriere verticali sono usate per controllare il flusso delle acque sotterranee e per contenere i contaminanti nelle discariche e nei siti inquinati. Negli Stati Uniti, i diaframmi sono comunemente realizzati miscelando terreno e bentonite, nel Regno Unito invece, questi comprendono una miscela in cemento, scorie d'altoforno (ricche di silicato di calcio idrato, un composto che aumenta la resistenza e migliora la durata del calcestruzzo) e miscela acqua-bentonite. L'obiettivo statunitense è adottare la tipologia di miscela inglese, sottoponendola a uno studio mirato. In particolare, esaminando:

- la conduttività idraulica e la resistenza alla compressione non confinata dei provini preparati utilizzando formulazioni di miscele provenienti dal Regno Unito e materiali dagli Stati Uniti
- l'influenza delle proporzioni dei componenti sulla forza e la conduttività idraulica delle miscele risultanti

Per questi studi, sono stati utilizzati tre rapporti fra materiale cementizio e miscela acqua-bentonite, al 10, 15 e 20%. La percentuale di materiale cementizio indica la percentuale in peso di cemento di Portland e scoria d'altoforno. Nella pratica tradizionale statunitense per le miscele in cemento-bentonite, il cemento di Portland è stato il materiale cementizio principale. Per studiare l'impatto delle scorie come sostituto del cemento di Portland, quest'ultimo è stato sostituito dalle scorie in diverse percentuali. Quindi, un campione di materiale cementizio al 20%, con l'80% di sostituzione di scorie, sarebbe composto dal 4% di cemento di Portland, dal 16% di scorie e dall'80% acqua-bentonite. Tutti i campioni sono giunti a maturazione dopo un periodo di 28 giorni, in completa saturazione. Dopo la stagionatura, sono stati sottoposti a prove di permeabilità e di compressione non confinata. Ulteriori test di permeabilità sono stati eseguiti a due, tre, sei e dodici mesi per esaminare l'impatto del tempo di indurimento sulla conduttività idraulica. Si presentano i risultati delle prove di permeabilità e di resistenza alla compressione non confinata su ventuno diverse miscele in scorie-cemento-bentonite. Per due miscele, aventi maturazione pari a 12 mesi, (una con il 20% di materiale cementizio e il 70% di sostituzione con scorie, l'altra con il 15% di materiale cementizio e l'80% di sostituzione con scorie) sono stati trovati i più bassi valori di permeabilità idraulica, pari a $2E^{-11}$ m/s. I dati mostrano come la sostituzione delle scorie dallo 0 al 60% abbia avuto un effetto minimo sulla permeabilità idraulica delle miscele composte in cemento-bentonite-scorie. Tuttavia questa diminuisce drasticamente quando la sostituzione aumenta dal 70 all'80%. Come previsto, la resistenza alla compressione non confinata è aumentata con l'incremento del contenuto di materiale cementizio dal 10 al 15 al 20% (Shana M. Opdyke, 2005).

In questo secondo riassunto di articolo scientifico, si riportano i vantaggi e le metodologie adottate per realizzare diaframmi plastici in Australia.

La società Menard, che propone e realizza soluzioni innovative, basate su tecniche di miglioramento e rinforzo del terreno, negli ultimi quindici anni ha realizzato un gran numero di strutture di contenimento delle acque sotterranee. Una delle più utilizzate è quella del diaframma in bentonite, che consente di abbattere la permeabilità del suolo, in modo efficiente e con costi inferiori rispetto ad altre metodologie, limitando allo stesso tempo l'impatto sull'ambiente. Nella realizzazione di progetti complessi, i diaframmi in bentonite sono stati utilizzati anche in combinazione con altre strutture meccaniche e idrauliche come membrane in PVC, fosse di raccolta del percolato e pozzi.

Nei casi in cui l'intervento sia a carattere ambientale (inquinamento del suolo e della falda acquifera), è necessario rimuovere la fonte di contaminazione e isolare il pennacchio contaminato, poiché vettore di diffusione verso le aree limitrofe. Nei casi di scavi in contesti urbani, con rischio di contaminazione delle aree ad uso comune, si rende necessario il confinamento dell'area.

La miscela bentonitica impedisce allo scavo di chiudersi, fornendo una pressione verso l'esterno, bilanciando così le forze idrauliche e impedendo il flusso d'acqua all'interno. Il metodo è un processo continuo in cui le operazioni di scavo e riempimento si svolgono con il contemporaneo uso della miscela. La prima fase prevede lo scavo del setto attraverso l'uso di un escavatore, che può essere sostituito da gru, dotato di benna bivalve, nei casi in cui occorra raggiungere profondità maggiori (anche oltre i 50 metri dal piano campagna). Nella seconda fase, è prevista l'operazione di riempimento con la miscela bentonitica a una quota maggiore di un paio di metri rispetto a quella piezometrica, così da bilanciare verso l'esterno la sovrappressione creatasi in seguito alla rimozione del terreno.

Si riportano di seguito le differenti tipologie di materiali utilizzabili per realizzare un diaframma plastico e i rispettivi vantaggi:

Terreno–Bentonite

- Costo più basso rispetto alle altre miscele
- Alta produttività
- Continuità e profondità verificabili
- Bassa permeabilità (10^{-9} m/sec)
- Eccellente resistenza alle acque sotterranee contaminate
- Resistenza alle sollecitazioni del terreno
- Può essere combinato con la membrana in HDPE per migliorare l'impermeabilità
- Riutilizzo della maggior parte dei materiali di scavo

Suolo–Cemento

- La maggior parte dei vantaggi delle pareti di fango in terreno-Bentonite si applicano anche alle pareti in Suolo-Cemento-Bentonite
- Maggiore resistenza

Cemento-Bentonite

- Utile su progetti più piccoli con accesso limitato o zone di lavoro strette grazie al minor ingombro dell'attrezzatura usata
- Bassa permeabilità (10^{-8} m/sec)
- Nessun terreno di scavo viene riutilizzato nel diaframma, ottimo nel caso in cui si trattino aree contaminate
- Poiché la miscela in Cemento-Bentonite è più pesante della sola bentonite e si indurisce da solo, questo metodo può fornire una migliore stabilità del diaframma e superare facilmente le condizioni di terreno più deboli
- Poiché la miscela si fissa dopo circa un giorno, i pannelli sovrapposti possono essere costruiti in qualsiasi direzione o ordine per formare una barriera continua
- I singoli pannelli possono essere utilizzati per attraversare a monte o a valle scarpate a pendenza moderata (5-15%), con il riporto di terra
- È possibile la realizzazione di diaframma in terreni porosi
- Il riempimento in Cemento-Bentonite, una volta fissato, ha una resistenza superiore al riempimento in Terreno-Bentonite

Pareti in slurry

- L'uso del metodo slurry permette l'inserimento di pannelli o elementi verticali nel terreno in setto autoportante, anche sotto la falda acquifera
- L'uso di pannelli plastici può essere necessario in acque sotterranee estremamente aggressive o nei casi in cui sia necessario prevenire la migrazione di gas
- L'uso della tecnica del diaframma in slurry fornisce un modo per installare lamiera d'acciaio in condizioni di guida difficili

Combinazione di più sistemi

- Costo ridotto ed elevata efficacia utilizzando due o più tecnologie
- Capacità di modificare i modelli di acquiferi deviando, estraendo o contenendo l'acqua freatica con un sistema continuo

Si riportano dunque degli esempi applicativi di ciò che si è realizzato. Il primo caso studio che si analizza nell'articolo, riguarda il sito di Mayfield, situato a 100 km da Sydney (costa Est dell'Australia)

dove, sulla riva sud del fiume Hunter, per un periodo di circa 130 anni, sono state presenti fonderie di rame, acciaierie e impianti per le lavorazioni di supporto. I rifiuti dell'acciaieria, risultati dallo scarto delle lavorazioni, sono stati interrati. I contaminanti identificati sul sito includono idrocarburi del petrolio (compresi benzene, toluene, etilbenzene e xileni), metalli, ammoniaca, cianuro, fenoli e idrocarburi aromatici policiclici. Dopo aver effettuato lo studio, Menard Bachy è stata designata per progettare ed eseguire il diaframma plastico, così da ridurre il flusso delle acque sotterranee contaminate verso il vicino fiume Hunter.

La strategia adottata si basava inizialmente sul confinamento dell'area contaminata e comprendeva le seguenti operazioni:

- Costruzione di un diaframma per le acque sotterranee in modo tale che i flussi provenienti dall'area più contaminata del sito fossero deviati
- Impermeabilizzazione superficiale del sito con uno strato di copertura inerte, che impedisse l'infiltrazione di acqua superficiale e fornisse una barriera fisica tra i terreni contaminati e la popolazione presente
- Miglioramento dell'infrastruttura di drenaggio e dei confini del sito, così da gestire al meglio il deflusso di acqua superficiale contaminata dal sito

Il diaframma plastico (terreno–bentonite) è lungo 1510 m, largo 0,8 m e ha una profondità compresa fra i 25 m e i 49 m, immorsandosi nello strato basale di argilla o roccia erosa. Data la profondità dello scavo, sono state utilizzate due attrezzature che lavorano in sequenza: un escavatore per arrivare fino a 25 metri di profondità e completare la prima fase della trincea, e una benna meccanica per scavare il materiale più in profondità. Il corretto funzionamento del diaframma e la sua efficienza hanno soddisfatto i seguenti criteri progettuali:

- permeabilità massima 10^{-8} m/s
- completamento della superficie per essere transitabile: assestamento a lungo termine del muro inferiore a 50 mm dell'assestamento totale

Le prestazioni a lungo termine del diaframma sono monitorate tutt'oggi in sito, anche attraverso un sistema di piezometri, dotati di registratori automatici del livello d'acqua, situati sia all'interno che all'esterno del diaframma.

Il secondo caso preso in esempio, è quello legato alla Liddell Coal Operations, a Glencore (Costa Sud–Est dell'Australia) in cui lo scopo è stato quello di aumentare le riserve d'acqua contenibili all'interno di una diga. Per raggiungere la capacità di progetto di due milioni di metri cubi, Menard Bachy è stata incaricata da Glencore di installare un diaframma in bentonite intorno al perimetro della nuova diga. Questo diaframma, con permeabilità di progetto di 10^{-8} m/s è stato progettato per

impedire il flusso d'acqua attraverso il terreno, verificatosi quando il livello dell'acqua nella diga è stato aumentato di oltre un milione di metri cubi.

In un periodo di cinque settimane, nel 2014, sono stati installati 5200 m² di diaframma in bentonite su 600 metri lineari. La stratigrafia in sito era costituita da uno strato di copertura di spessore fino a 7 metri, posto su bande di scisti e argille posizionate su roccia. La profondità massima raggiunta dall'escavatore è stata di 14 metri.

La diga esistente era stata costruita all'interno dell'area di un vecchio deposito di *dragline*. Di conseguenza, il materiale del sottosuolo era costituito da un'ampia gamma di materiali, compresi massi di oltre 1 m di diametro. Questo ha fornito una sfida costruttiva unica per implementare una barriera con grandi ostacoli. Per gestire le ostruzioni, il rischio è stato valutato come un possibile aumento della larghezza della trincea in punti localizzati dell'ostruzione e una produttività ridotta, tuttavia durante il progetto è stata mantenuta una larghezza tipica del setto di 0,8 m per l'intera lunghezza del diaframma.

Cosa si può dire in conclusione sui diaframmi plastici? Sono un'opera di ottima sostenibilità, in quanto è possibile installare strutture sotterranee con scavi limitati e quantità minime di materiali importati, come il cemento o l'acciaio. Un altro vantaggio chiave di questa tecnica, rispetto ad altri metodi tradizionali, è associato ai tassi di produzione molto elevati. Questo comporta una riduzione dei costi e dei tempi di realizzazione. In particolare, l'esecuzione di opere civili, in ambiente urbano contaminato, può spesso portare a un impatto negativo sui residenti. La produzione di rumore eccessivo, l'aumento del traffico e la possibilità di contaminare l'aria, sono alcuni degli impatti negativi. Di conseguenza, una buona efficienza di lavoro, in uno spazio ridotto, si traduce in una diminuzione dell'impatto sulle comunità locali.

Inoltre, i lavori di scavo avvengono in miscela, limitando sia il rischio di generare polvere, sia fornendo una maggiore stabilità attraverso una migliore capacità di controllare i rischi geotecnici, come i vuoti sotterranei e la presenza di strati deboli localizzati.

In conclusione, le barriere a bassa permeabilità possono essere implementate con successo per controllare le acque sotterranee in una vasta gamma di applicazioni come gli scavi a cielo aperto in ambiente urbano, il controllo delle infiltrazioni e la canalizzazione di acque contaminate (prevenendo lo scarico nei corsi d'acqua), ma anche per il miglioramento della capacità contentiva di dighe e discariche.

I metodi utilizzati per installare i diaframmi, sono facilmente adattabili attraverso l'uso di miscele, adatte anche per installare drenaggi di raccolta profondi, o con l'aggiunta di agenti reattivi per barriere reattive, con il fine di degradare o catturare gli inquinanti sotterranei.

Il diaframma plastico è una tecnica di costruzione altamente flessibile che ha dimostrato essere il metodo più efficace per sviluppare questo genere di opere nel terreno.

(Jonathan Hale, 2015)

4. Finalità degli interventi e criteri progettuali

Come detto, nel sito di interesse nazionale si sta ultimando la realizzazione del diaframma plastico, in modo da cinturare completamente l'area contaminata. Questa però, non è l'unica soluzione che è possibile applicare nell'ambito di messa in sicurezza; diversi sono gli interventi: rimozione del materiale inquinante, pompaggio di liquidi superficiali o sotterranei, impermeabilizzazioni, barriere reattive permeabili ed altri ancora più specifici.

Perché allora si è scelta questa tipologia d'intervento per la discarica di Ecolibarna? La risposta dipende dall'estensione e dal volume della sorgente inquinante, non sarebbe stata una soluzione efficace quella di rimuovere tutto il materiale e portarlo in discarica per rifiuti pericolosi, senza contare che qualora si fosse optato per una soluzione di questo tipo, si sarebbe dovuto tenere conto del cambio di morfologia dell'area, quindi di un necessario rimpiazzo dei terreni rimossi. Inoltre, la porzione di rilevato ferroviario, presente a ridosso del cantiere, sarebbe stata a rischio movimentazione a seguito della mobilitazione dei volumi adiacenti. Anche l'installazione di una barriera reattiva permeabile non costituisce la corretta soluzione, per poter impiegare un'opera di questo tipo infatti, è necessario rimuovere la fonte, ma come appena detto, non è cosa semplice. Allora perché anziché portare il materiale in discarica, non si crea una discarica intorno al materiale? Ecco la ragione per cui si è scelto di confinare il sito inquinato mediante diaframma plastico, è il giusto accordo fra onere economico e risultato che si vuole ottenere.

Si specifica che una barriera impermeabile è una soluzione temporanea, in quanto la vita utile di quest'opera non sarà uguale al tempo necessario alle sostanze inquinanti per biodegradarsi, ma costituisce la soluzione adatta per le nostre tempistiche, ovvero per impedire il contatto diretto fra inquinamento e popolazione, mettere in sicurezza la falda acquifera e le terre a valle del sito, oggetto di interesse locale e nazionale.

Il diaframma plastico che si sta realizzando è formato da una geomembrana in HDPE, che si interpone all'interno di un setto composto da una miscela bentonitica, denominata "Solidur 274 special". Le geomembrane sono lamine polimeriche, utilizzate nello specifico per impermeabilizzare volumi e superfici di terreno o discariche controllate, non vengono però impiegate per la bonifica e il ripristino ambientale, in quanto non favoriscono la riduzione delle concentrazioni, della massa e del volume di sostanze inquinanti. Le tipologie più utilizzate sono in polietilene ad alta densità (HDPE), bassa densità (LDPE), polivinilcloruro (PVC) e polietilene clorosolfonato (CSPE). Nel caso in analisi però, si è scelto il polietilene ad alta densità per via delle migliori proprietà in termini di durezza, impermeabilità e compatibilità chimica.

È importante ricordare che la riuscita ottimale dell'opera non dipende solo dalla scelta dei materiali e dalla qualità costruttiva (il cui controllo avviene in fase realizzativa), ma soprattutto dalle caratteristiche idrologiche, geologiche e geotecniche presenti in sito. Per questo motivo, le campagne di sondaggio e gli studi effettuati sulla geologia del territorio sono stati di fondamentale importanza. Inoltre, per garantire riscontri sulla possibile efficacia di ciò che si è fatto (ovvero una

riduzione delle concentrazioni di inquinanti, che attraversano o sottopassano il diaframma, al di sotto dei valori limite), si rende necessario il controllo dopo la realizzazione, attraverso attività di monitoraggio e registrazione dati.

Nonostante le barriere impermeabili rappresentino una soluzione sempre più impiegata in campo ambientale, non vi sono ancora normative tecniche specifiche per quanto riguarda la progettazione, la realizzazione e il controllo di queste. Le uniche indicazioni che si possiedono, derivano da studi e raccolte dati effettuati su altre opere già esistenti, di cui si cerca sempre di avere una buona documentazione.

Si schematizzano di seguito le finalità degli interventi:

- ridurre progressivamente il grado di contaminazione di suoli ed acque nel sito e, conseguentemente, il rilascio di contaminazione verso le aree limitrofe
- conseguire l'isolamento di porzioni di terreno particolarmente contaminate
- rispettare i vincoli sull'area sede degli interventi: limiti di proprietà, rilevato ferroviario, Rio Negraro, discariche preesistenti
- poter adeguare ed adattare in fase realizzativa le soluzioni tecnologiche di scavo e di scelta delle macchine alle varie condizioni del sito, mantenendo l'obiettivo di mitigazione del rischio ambientale, della sicurezza operativa e della sostenibilità post intervento
- ottimizzare la tecnica e contenere gli oneri costruttivi, mediante studio e campagna sondaggi
- monitoraggio e controllo delle concentrazioni degli inquinanti durante e post opera.

La cinturazione del lotto 2, con una lunghezza complessiva di circa 435 metri, è stata suddivisa nei seguenti cinque tratti (Figura 4):

Tratto A

Si articola all'interno dell'area dello stabilimento, parallelamente alla ex S.S. n° 35 dei Giovi, per una lunghezza di circa 40 metri; realizzato in morfologia acclive con pendenza verso Nord e variazione di quota di circa 8-10 m, con quota inferiore nell'impluvio del Rio Negraro.

Il tratto insiste lungo la zona di faglia tra la Formazione delle Marne di S. Agata Fossili e la Formazione Gessoso-Solfifera, con substrato impermeabile costituito dalle marne la cui profondità è variabile tra circa 6 m e 10 m. In particolare, il tratto iniziale insiste su un pendio parzialmente coperto da materiale di riporto e cumuli di varia natura, rimossi in fase di cantierizzazione.

Vi sono due accessi: il primo dal piazzale posto a Sud, nella zona sommitale del sito, e il secondo costeggiando il Rio Negraro, proseguendo per circa 40 m sulla pista realizzata per gli interventi effettuati lungo il tratto.

Tratto B

Si riferisce al tratto lungo circa 110 metri, che si articola lungo la sponda topografica destra del Rio Negraro. L'area in oggetto è caratterizzata da una morfologia superficiale piuttosto regolare, con pendenza costante da Ovest verso Est e variazione di quota di circa 6 metri.

La parte più ad Ovest, si snoda lungo un terrazzo di materiale prevalentemente di natura antropica, senza particolari vincoli topografici e logistici, attraversa una strada di cantiere e prosegue verso il piazzale di Nord-Est dell'ex stabilimento.

Il vincolo di maggior peso è legato alla pesante contaminazione dei suoli e dell'acqua di falda, riscontrata nelle perforazioni dell'ARPA e del Politecnico. La falda superficiale risulta contaminata da idrocarburi, con concentrazioni di benzene, toluene, composti organoclorurati ed eventuali prodotti di degradazione (quale il cloruro di vinile), superiori a quelli di limite. Il suolo invece, risulta contaminato da idrocarburi a partire da una profondità di circa 2 metri, fino alla profondità di intestazione della barriera.

Tratto C

Il tratto C prosegue verso Sud per circa 25 metri.

Non sussistono vincoli di natura topografica o logistica, in quanto l'intero tratto si sviluppa in superficie sull'area del piazzale.

Tratto D

Il tratto completa tutto il lato Est dell'intervento per una lunghezza totale di 220 m.

Il vincolo di maggior peso è stato legato alla presenza della scarpata a elevata pendenza a lato di una porzione di circa 100 metri del tratto di diaframma da realizzare (indicativamente nella zona della discarica di Sud-Est). È stato necessario procedere con cautela e valutare attentamente la sicurezza delle operazioni da fare, con delle opportune analisi di stabilità.

Per la parte Sud, si è realizzato un accesso attraverso una pista collocata sopra i teli della discarica, facendo attenzione a non danneggiarli.

Tratto E

Costituisce il tratto di chiusura del diaframma a Sud, di lunghezza pari a 40 metri.

La vicinanza con la linea ferroviaria Genova-Torino rappresenta un punto critico in fase di costruzione del diaframma, motivo per cui si è effettuato il monitoraggio del rilevato ferroviario.

L'accesso al tratto avviene tramite la medesima pista realizzata per il tratto D.

(Frison, 2017)

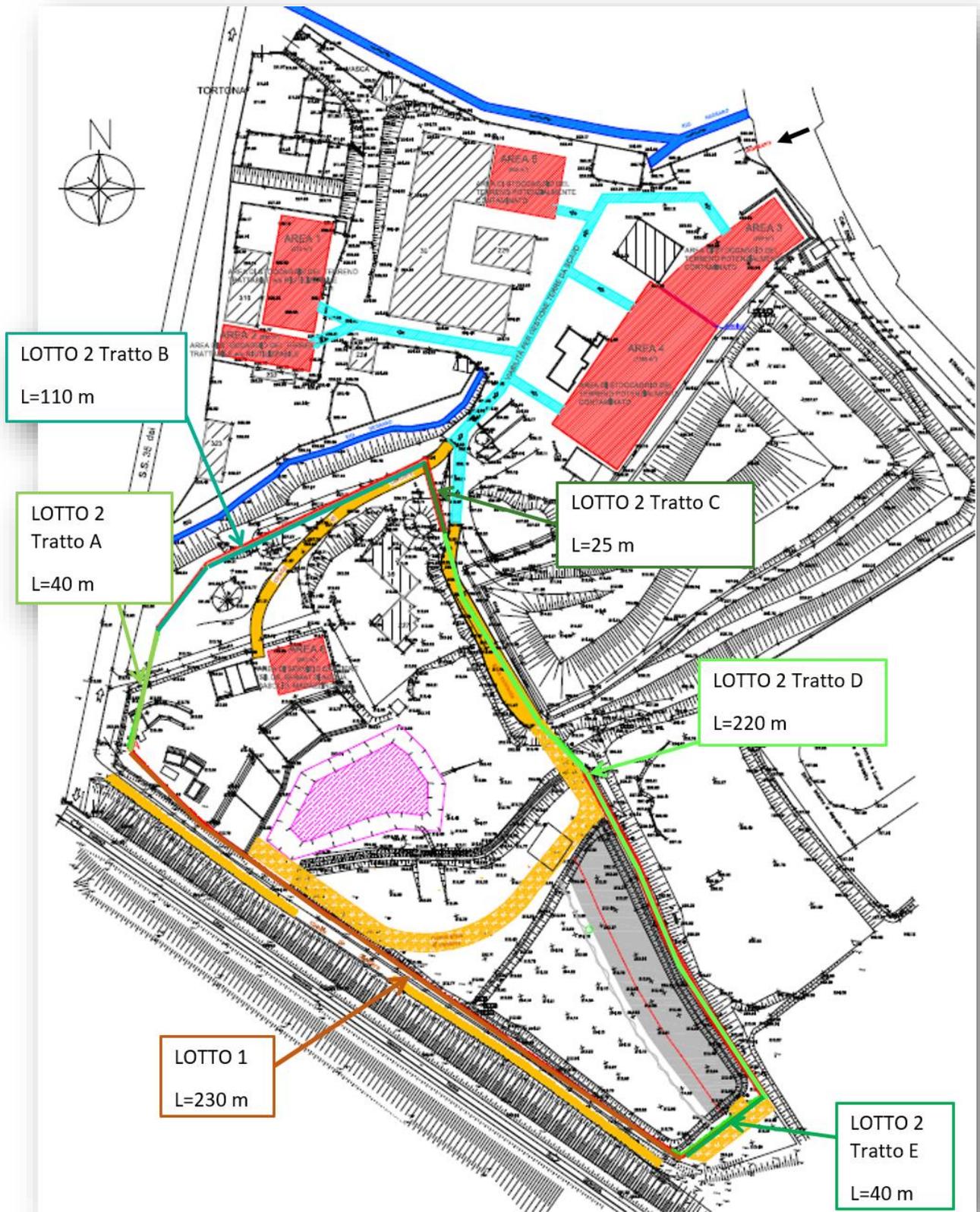


Figura 4: planimetria dl cantiere, con suddivisone del diaframma nei vari tratti

5. Jet Grouting

5.1. Perché il jet grouting?

È bene riportare che una campagna di consolidazione del terreno era già stata effettuata per i lavori del Lotto 1; prima però di dare il via al Lotto 2, si è preferito fare un ulteriore studio della geologia perimetrale (con una campagna di 50 e più carotaggi) in modo da essere certi delle caratteristiche geotecniche a cui si sarebbe andato incontro.

Una prima campagna sondaggi è stata realizzata nel 2007 e poi nel 2011, a cui si somma l'attività di bonifica effettuata nel Lotto 1. Gli studi hanno portato alla conclusione di una formazione geologica e granulometrica eterogenea, caratterizzata da più strati: formazioni di alternanze limoso – sabbiose, livelli ghiaioso limosi o sabbiosi, uno strato più profondo di Marna e riporti di terreni, rifiuti, conglomerati cementizi o bituminosi, di origine artificiale.

Queste condizioni fanno sì che, durante la fase di scavo del diaframma, possano verificarsi degli sgrottamenti; si riporta in aggiunta che in alcune tratte del Lotto 2, specie in prossimità dei punti D2 e D4, sono stati trovati dei vuoti e delle cavità, in alcune delle quali erano presenti gas. Alcuni pannelli del diaframma, realizzandosi in prossimità di scarpate, possono causare l'innescò di moti franosi, destinati ad aggravarsi nelle vicinanze del Rio Negraro, nel tratto Sud Est della discarica, e in prossimità del rilevato ferroviario.

Si è reso perciò necessario un intervento di pre-sostegno tra quelli realizzabili tecnicamente ed economicamente nel contesto in esame, ovvero una campagna di jet-grouting. Nei tratti in cui le scarpate sono ai piedi del diaframma, si realizza il jet-grouting a doppia colonna, in modo tale da consolidare il terreno, quindi contenere i rilasci in seguito allo scavo ed evitare potenziali inneschi. Lo si vede bene in Figura 5, in cui nel tratto compreso fra D4 ed E1 (a ridosso della scarpata), la realizzazione di due file parallele di pali in calcestruzzo, ha permesso sia di mantenere lo scavo stabile, sia di conservare la geometria di progetto. Inoltre, la presenza di un trattamento colonnare, a doppia colonna o singola, consente di incrementare la velocità di scavo e formazione del diaframma, operazione delicata e fondamentale per la riuscita dell'intero intervento.

Il jet-grouting può essere utilizzato con diverse finalità, poiché consente di costituire nel sottosuolo elementi consolidati, di forma e dimensioni svariate, dotati di buone caratteristiche meccaniche e di bassa permeabilità.

Si ricorda che il profilo geologico è stato realizzato effettuando un carotaggio ogni 10 metri, non si sa però se siano stati effettuati carotaggi all'interno dell'ex discarica prima della realizzazione del lotto 1, si è sicuri solo di quelli realizzati lungo la linea del diaframma. Dallo studio stratigrafico effettuato, lo strato di marna risulta essere presente in modo continuo in tutta l'area, dato di cui si è avuto conferma durante la campagna di jetting poiché, in fase di scavo, la velocità d'avanzamento all'interno del terreno dipende dal tipo di materiale e, nel caso di passaggio nella marna, si riduce di

molto, essendo questa un'argilla ben compatta e consolidata (considerabile cementata). Un'ulteriore verifica di quanto detto è avvenuta durante lo scavo del setto.

Qualora vi siano delle discontinuità nello strato a ridotta permeabilità, si può intervenire realizzando un tappo di fondo, chiamato in linguaggio tecnico "tampone di fondo", attraverso una campagna di jet-grouting, che permette di consolidare ed impermeabilizzare alla profondità voluta.

In un determinato tratto, la campagna sondaggi non ha dato riscontro dello strato di marne, facendo ipotizzare la necessità di dover realizzare un "tampone di fondo"; in fase di jet-grouting però, giunti ad una profondità di 22-23 metri, si è scoperta la continuità di questo strato impermeabile.

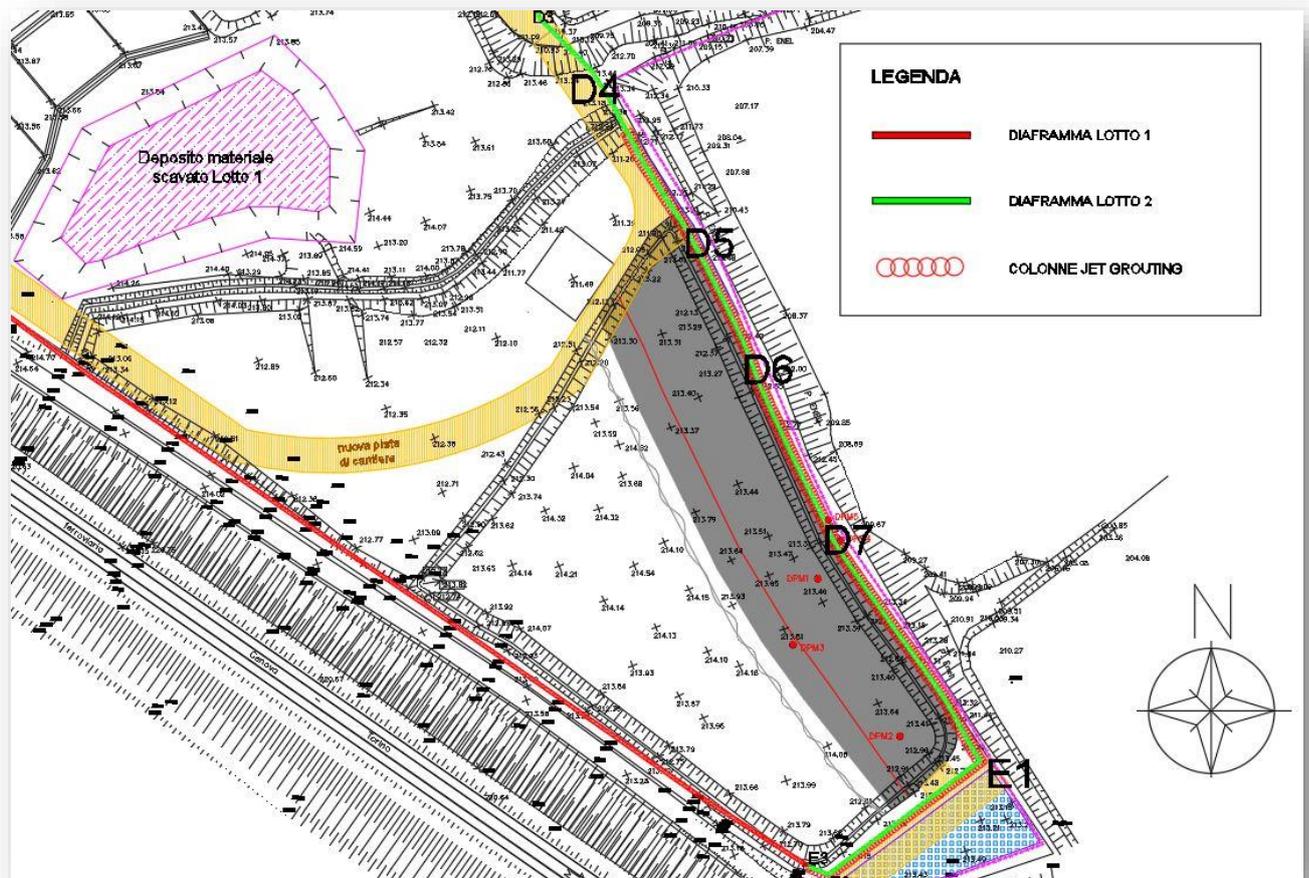


Figura 5: planimetria dell'area a Sud-Est del cantiere, dettaglio delle colonne in jet-grouting sul tratto D

In Tabella 1 si riporta uno schema delle colonne in jet-grouting, la voce singolo indica una sola fila di colonne cementate, poste sul lato interno del diaframma, doppio invece, nel caso in cui l'intervento sia stato effettuato da ambo i lati. Per l'identificazione dei vari tratti, fare riferimento alla Figura 4.

Tabella 1: schematizzazione del jet-grouting fatto in lotto 2

Tratto	A	B	Fine B	C	D1 - D4	D4 - E1	E
Jet Grouting	Assente	Singolo	Doppio	Doppio	Assente	Doppio	Singolo

5.2. I principi di funzionamento del jet-grouting

Il jet-grouting è una tecnica di miglioramento del suolo, che permette la realizzazione di strutture consolidate, aventi buone caratteristiche meccaniche e bassi valori di permeabilità. Il trattamento impiega getti fluidi ad elevata pressione che erodono la struttura del terreno affinché la si possa ricostruire attraverso l'iniezione di miscele cementizie. Il risultato del processo è una colonna di terra e cemento con migliori proprietà di resistenza, rigidità e permeabilità rispetto all'originale. Se non si applica la rotazione in fase di risalita, si può produrre un elemento a pannello. Forme più complesse come diaframmi, basi di fondazione e muri a gravità possono essere realizzati attraverso una combinazione di questi elementi. Nelle tipiche applicazioni, i processi sono fondamentalmente due: il primo consiste nel praticare un foro fino alla profondità desiderata, tramite sistemi a rotazione e fluidi di perforazione, il secondo invece, prevede la risalita della batteria d'aste (a velocità di risalita e rotazione programmate) con l'iniezione contemporanea della malta (Figura 6). Ad elemento ultimato, si ripetono le operazioni per la formazione delle colonne successive e, qualora gli elementi siano compenetranti tra loro (nel caso di realizzazione di un diaframma plastico questo avviene sempre) si può scegliere se applicare la modalità a fresco, in cui le colonne sono realizzate una di seguito all'altra senza aspettare la presa della miscela, oppure a sequenza primaria – secondaria, in cui la colonna è formata dopo che quelle adiacenti hanno fatto presa. Qualora si voglia incrementare la resistenza meccanica della struttura, è possibile alloggiare strutture metalliche o in vetroresina prima che la malta sia maturata completamente.

Al fondo della batteria d'aste, è presente il monitor, un cilindro d'acciaio avente dei fori laterali ove si posizionano gli ugelli. Questi hanno un diametro compreso fra i 2 e gli 8 mm, e possono essere posizionati nel monitor in modi differenti a seconda del tipo di lavorazione. All'interno del cilindro è presente una valvola di bloccaggio (una biglia metallica) che al raggiungimento di una determinata pressione di iniezione fa sì che il passaggio verso il fondo sia bloccato, facendo uscire la miscela cementizia attraverso gli ugelli, classificata come segue a seconda del tipo di trattamento: monofluido, bifluido, trifluido. Il sistema monofluido (quello più semplice e di vecchio sviluppo) fa sì che durante le operazioni si inietti una miscela di acqua – cemento che disgrega e ricementa il terreno allo stesso tempo. Quello a bifluido invece, espelle oltre che alla miscela precedente, anche aria compressa per incrementare il raggio d'azione e realizzare colonne a diametro più grande. L'ultimo sistema, migliora ulteriormente le dimensioni delle colonne attraverso la separazione della fase di disgregazione e di cementazione: durante la fase di risalita della batteria d'aste, da alcuni ugelli esce un getto di acqua ed aria ad alta pressione che rompe la struttura del terreno, mentre da altri ugelli posizionati più in basso, fuoriesce la miscela cementizia che si consoliderà, formando la colonna.

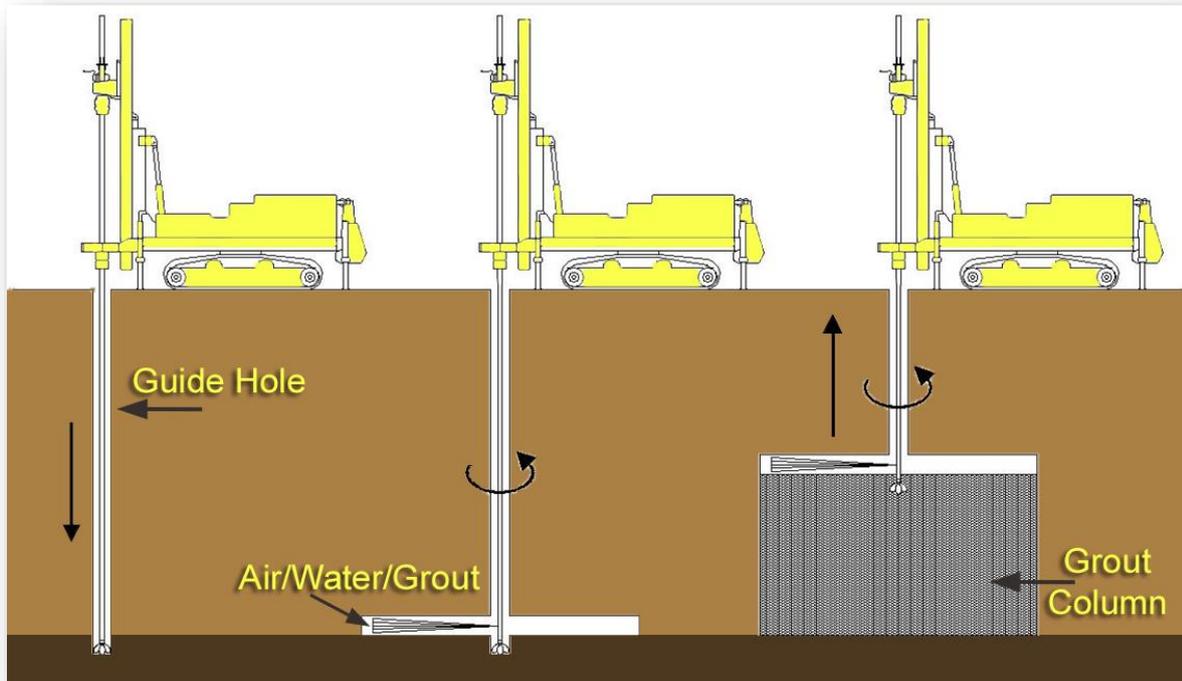


Figura 6: fasi esecutive del jet-grouting: la batteria d'aste raggiunge la profondità voluta, inizia quindi la risalita con l'emissione a pressione della miscela cementizia, formando così l'elemento colonnare

Le dimensioni della struttura cementata dipendono da diversi fattori, in primis dalla capacità erosiva del getto all'impatto con il terreno, che dipende a propria volta dalla pressione di uscita dalla pompa, dalle perdite di carico nel circuito di alimentazione e all'ugello. Ciò che poi contribuisce molto è il sistema di trattamento usato (mono/bi/trifluido). Infine le caratteristiche geologiche e stratigrafiche del volume trattato, minore sarà la permeabilità del terreno e minore sarà il diametro degli elementi cementificati, viceversa ad una permeabilità maggiore del terreno, corrisponderà un diametro maggiore. Per fare un esempio, qualora si adottasse la tecnica bifluido in un'argilla, si riscontreranno dei diametri inferiori rispetto a quelli in una sabbia.

Di seguito si riportano le principali applicazioni del jet-grouting:

- Diaframmi impermeabili
- Tamponi di fondo
- Fondazioni per la riduzione dell'assestamento e l'aumento della capacità portante
- Consolidamento di fondazioni preesistenti
- In galleria, per la stabilizzazione del fronte, per aumentare la stabilità interna o esterna nel caso di terreni deboli e aree urbane

(Associazione geotecnica italiana, 2012)

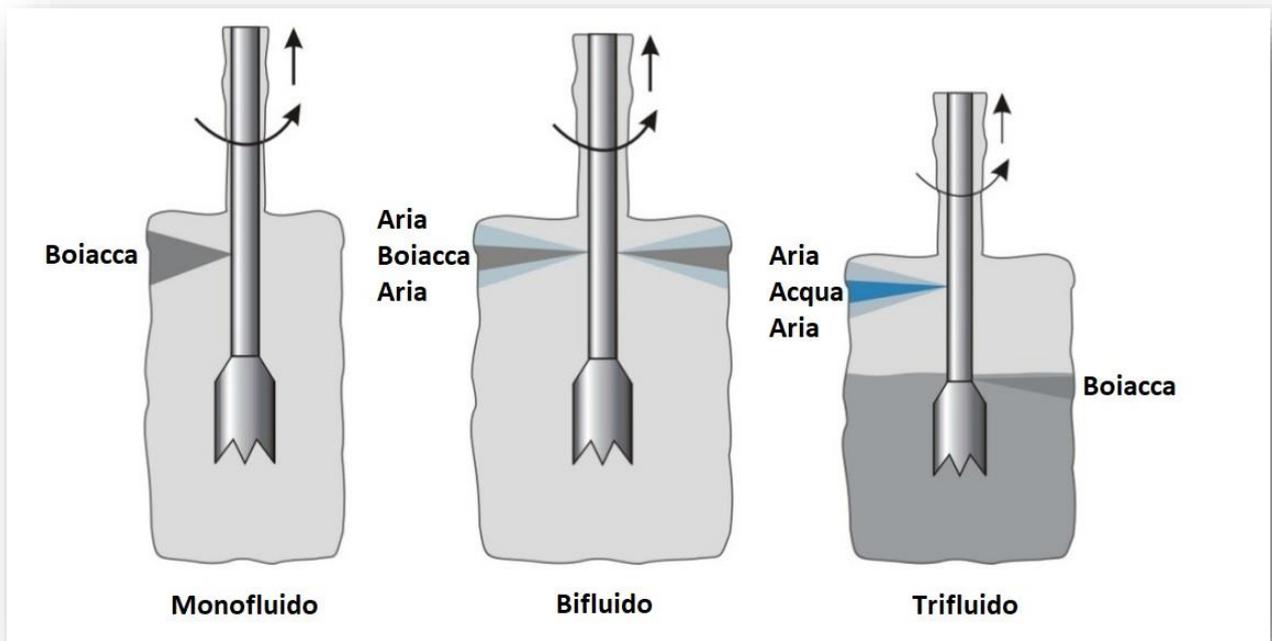


Figura 7: tre differenti sistemi di trattamento

5.3. Campo prove

Se non sono disponibili dati riguardo una campagna di jet-grouting in condizioni di terreno simili, vengono eseguite opportune prove preliminari sul campo. Queste prendono il nome di colonne di verifica di prova, il cui numero dipende principalmente dalla variabilità delle condizioni del suolo previste.

Il campo prove è una simulazione della fase esecutiva, fondamentale per il passaggio da progetto a realizzazione dei lavori, i cui risultati consentono di avere delle conferme su quanto stabilito in partenza o talvolta anche di modificare e riformulare l'iter progettuale. Le colonne di prova realizzate in cantiere in corrispondenza del tratto B, hanno una profondità di più di 20 metri, di cui i 4-5 metri più superficiali sono stati portati alla luce tramite l'uso di un escavatore (Figura 8). Sono stati inoltre recuperati 4 campioni ad una profondità di 10 metri, prelevati mediante recupero a carota e successivamente testati tramite prove a compressione. È possibile anche fare campi prova per controllare le caratteristiche delle colonne a profondità maggiori, ma richiedono tecnologie più complesse ed onerose.



Figura 8: scavo superficiale in campo prove per portare alla luce i primi metri delle colonne in jet-grouting e valutare le dimensioni ottenute con le diverse pressioni di iniezione

I fini principali del campo prove sono:

1. migliorare l'efficienza esecutiva
2. verificare che le caratteristiche geometriche e meccaniche corrispondano a quelle di progetto
3. testare gli effetti sull'ambiente
4. stimare i tempi realizzativi

È fondamentale perciò che il campo prove sia progettato ed eseguito con la massima attenzione, proprio perché parte integrante del progetto. Anche se scontato, questa attività deve essere effettuata sullo stesso campo di esecuzione dei lavori, o per lo meno, il più vicino possibile, in modo che i risultati ottenuti possano rispecchiare quelli che saranno in fase realizzativa. Le caratteristiche delle colonne di grouting infatti, non dipendono solo dai parametri scelti dagli operatori, come velocità di risalita e pressione di iniezione della miscela, ma soprattutto dalle condizioni geologiche e geotecniche presenti.

Per un campo di prova che sia il più efficace e funzionale possibile, è necessario realizzare più colonne con diversi parametri e tecniche (mono/bi/tri fluido), così da definire i parametri operativi utili al proprio fine; i principali sono i seguenti: velocità di iniezione, velocità di risalita delle aste, entità dello spurgo, consumo di miscela al metro, diametro effettivo delle colonne e loro compenetrazione, resa effettiva di colonna, resistenza del terreno trattato. Nell'area di cantiere presso il punto B1 si sono realizzate colonne a gruppi di 4, ciascun gruppo con una pressione di iniezione differente (350, 400, 450 e 500 bar) e, misurando le dimensioni del diametro una volta consolidata la miscela cementizia, la soluzione migliore è risultata essere quella con una pressione di 400 bar.

Bisogna comunque tenere conto che i livelli di marna si trovino a profondità maggiori dei 4-5 metri a cui si realizzano le colonne di prova, perciò se il diametro dei pali risulta essere di circa 60-80 cm negli strati superficiali di ghiaia e limo, è lecito assumere che il diametro di questi sia inferiore nelle marne. È da specificare anche che gli strati marnosi presentano livelli di cementificazione differente, facendo sì che, il diametro delle colonne presenti ulteriori variazioni rispetto a quello da progetto. Durante lo scavo che ha portato alla luce le colonne prova, si è scoperta la presenza di sacche di materiale bituminoso all'interno del terreno (in alcuni punti di spessore pari a 30 cm); queste oltre ad essere impermeabili rispetto alla miscela cementizia, impediscono la corretta miscelazione e conseguente formazione della struttura desiderata. Anche in questo caso il diametro della colonna è risultato essere inferiore a quello previsto.

5.4. Com'è stato realizzato

Prima di iniziare le lavorazioni si procede con il livellamento del terreno, in sito infatti erano presenti pendenze non trascurabili ed è stato necessario formare un piano di appoggio per la macchina del jet-grouting. Si formano delle terrazze, intervento che comporta lo spostamento e la rimozione di terreno non previsto inizialmente, inoltre si creano degli argini in terra attorno alla sonda (Figura 9), in modo tale da contenere il cemento superfluo fuoriuscente e che, mischiatosi con il terreno, forma quello che è chiamato comunemente spoil. Questo materiale in eccesso che esce dal foro e arriva in superficie, a fine giornata è caricato sul dumper e portato in area di stoccaggio.

La perforazione del terreno da parte della macchina avviene con circolazione di acqua e, nel caso in cui sia necessario sostenere le pareti del foro, si fa uso del fango bentonitico. Ciascuna colonna presenta una lunghezza che fa sì che il diaframma si immorsi nella marna di 5-6 metri (la prima bozza di progetto prevedeva un immorsamento di 3 metri nello strato marnoso), così da essere sicuri che non vi siano punti di fuga nel sistema. Durante lo scavo del foro è fondamentale scendere a una profondità che sia poco maggiore di quella voluta, così da trascurare errori, che a causa della deviazione della batteria d'aste lungo la verticale possono essere commessi; per esempio, se il diaframma in un determinato tratto deve giungere a -18 metri rispetto al piano campagna, la perforazione con la sonda arriverà fino a -18,50 metri. Giunti alla quota desiderata, si procede con la risalita della batteria d'aste e l'iniezione a pressione della miscela cementizia nel terreno, attraverso la tecnica a bifluido, controllando la corretta rotazione del sistema di aste ed ugelli; così facendo il terreno si frantuma e si mescola con il prodotto iniettato, formando una nuova struttura. Giunti a 50 cm sotto il piano campagna, si ferma la macchina perché le pressioni, essendo molto elevate (circa 400 bar), possono provocare sgrottamenti superficiali del terreno.

Le colonne che si creano, hanno un raggio di 80 cm e 60 cm di interasse, così da essere intersecate fra loro e realizzare un corpo unico. La costruzione dello strato esterno del diaframma infatti, avviene per avanzamento a pali alterni, calibrata in modo da ottenere un'effettiva compenetrazione delle colonne consolidate.

Fra le possibilità offerte dalla tecnica a jet-grouting, vi è anche quella di realizzare un diaframma a pannello, senza ruotare le aste in fase di jetting, operazione che però, presenta uno spessore del "muro" inferiore rispetto a quelli realizzati con tecnica standard.

Durante l'esecuzione dei lavori è necessario redigere una scheda che riporti i dati giornalieri, in Figura 10 è possibile vedere un esempio di ciò che la ditta C.I.B. ha svolto il giorno 5 dicembre 2019: vi è una prima colonna in cui è riportato il numero del palo, seguita da quella indicante la sonda utilizzata, due colonne per l'orario di inizio e fine di un singolo elemento. Ciò che è più interessante è sapere quale sia la profondità di ciascuna colonna e fin dove si sia perforato il terreno; così come a quale pressione sia stata iniettata la miscela cementizia e quale sia stata la velocità di risalita delle aste in fase di iniezione (4 cm ogni 4,5 secondi circa).



Figura 9: contenimento della miscela cementizia fuoriuscente, tramite arginatura con sponde in terra

Colonne Jet Grouting Cantiere Riccoboni

Sistemazione Ex Ecolibarna - tramite consolidamento e impermeabilizzazione colonne "jet grouting"

Data: 5/12/13

n.	colonna	Data	Sonda	inizio perforazione	fine perforazione	inizio Jet	fine Jet	Profondità perf.	Profondità Jet	Pressione iniezione	Temporali risalita a 4 cm	N. impasti (300Kg/cad)	Peso specifico (t/mc)	Note
01	B2C1	8	5/12/13	PSH 1350	8:35	8:45	8:47	9:20	19,50	19,00	400	4,5	12	1,51
02	B2C1	14	5/12/13	PSH 1350	9:35	9:45	9:47	10:20	18,50	18,00	400	4,5	12	1,51
03	B2C1	14	5/12/13	PSH 1350	10:30	10:35	10:36	11:10	18,80	18,00	400	4,5	12	1,51
04	B2C1	18	5/12/13	PSH 1350	11:20	11:36	11:38	12:12	11,50	21,00	400	4,5	14	1,51
05	B2C1	14	5/12/13	PSH 1350	14:00	14:10	14:12	14:43	13,50	13,00	400	4,5	12	1,51
06	B2C1	10	5/12/13	PSH 1350	14:56	15:07	15:09	15:45	13,50	13,00	400	4,5	12	1,51
07	B2C1	6	5/12/13	PSH 1350	16:05	16:15	16:16	16:55	13,50	13,00	400	4,5	13	1,51
08	B2C1	2	5/12/13	PSH 1350	17:01	17:09	17:10	17:51	13,50	13,00	400	4,5	12	1,51
09														
10								3144,5	151,0		629,1	30,0		
11														
12								3293,5				659,1		200 kg/m
13														
14														
15														
16														
17														
18														

Firma C.I.B. Costruzioni S.r.l. Firma RICCOBONI S.p.A. Firma D.L.

Figura 10: scheda riportante i dati di realizzazione delle colonne in jet-grouting

5.5. Attrezzatura usata

5.5.1. Impianto di miscelazione e stoccaggio

Un impianto di jet-grouting è caratterizzato da diversi elementi, tutti indispensabili per una corretta realizzazione dei lavori: l'impianto di stoccaggio e preparazione della miscela cementizia, le pompe ed il compressore, i circuiti per il pompaggio dei fluidi, la perforatrice, la batteria d'aste, il monitor e il dispositivo di controllo e regolazione dei parametri di jetting.

Per il confezionamento e la miscelazione del grouting si è utilizzato lo stesso impianto usato per il trattamento del Solidur. In Figura 11 si possono vedere due silos bianchi, atti a stoccare la miscela cementizia portata in cantiere dai camion; sulla sinistra invece, un container ospita la bilancia (per dosare le varie componenti), il mescolatore (in cui si mescolano i componenti con forti turbolenze) e l'agitatore (che conserva la corretta omogeneità della miscela senza che questa possa appiattendere e da cui è prelevato il mix attraverso il sistema di pompaggio).

A differenza dell'impianto usato per il Solidur, la pompa impiegata lavora ad elevate pressioni, infatti presenta tubazioni per il trasporto del jet-grouting con delle sicurezze che non devono mai essere slegate durante le lavorazioni, poiché nel caso in cui si sfilii l'attacco rapido e fuoriesca la miscela cementizia, si arrecherebbero danni a persone e cose nelle vicinanze.



Figura 11: silos di stoccaggio e impianto per la preparazione della miscela cementizia

5.5.2. Sonda

La perforatrice utilizzata è una PSM 1350 (Figura 12), macchina dotata di cingoli, lunga 3,6 metri, larga 1,9, e dal peso di circa 25 tonnellate, esercitante una pressione media sul terreno di 70 kPa. Alimentata attraverso un motore diesel, ha una potenza di 188 cavalli (140 kW). Il sistema idraulico è dotato di una pompa principale a pistone (con portata regolabile fino a 260 l/min) che esercita fino a 26 MPa di pressione. La perforatrice possiede un traliccio alto 23 metri che consente il raggiungimento di circa 22 metri di profondità, ma nel caso in cui fosse necessario giungere a quote inferiori, è possibile sommare ulteriori aste della lunghezza di 6 metri l'una. All'estremità della batteria d'aste è presente un monitor in cui alloggiato 2-3 ugelli grandi dai quali, al superamento di una determinata pressione con conseguente chiusura delle valvole, fuoriesce la miscela cementizia. La velocità di rotazione in fase di scavo e iniezione varia fra 0 e 118 giri al minuto.



Figura 12: PSM 1350

5.5.3. Dialog MX

La macchina del jet-grouting è collegata ad un apparecchio elettronico della Jean Lutz, chiamato Dialog MX, che registra e controlla tutti i dati in fase di realizzazione. Più in generale il Dialog MX è un dispositivo per la misurazione e il controllo dei processi di fondazione speciali. La registrazione delle misurazioni è effettuata simultaneamente nel tempo e con l'aumentare della profondità, trasmettendo le informazioni in tempo reale. Il dispositivo inoltre, è dotato di un GPS interno che ne permette la localizzazione, ma che può anche essere configurato per monitorare i componenti della macchina. In questo modo è possibile ottenere rappresentazioni grafiche delle misure e dei processi, si ottiene infatti un rapporto che consente di effettuare delle verifiche sulle colonne realizzate, di fondamentale importanza per quanto riguarda l'aspetto qualitativo. In Figura 13 è possibile vedere un esempio di rapporto realizzato dalla ditta CIB.

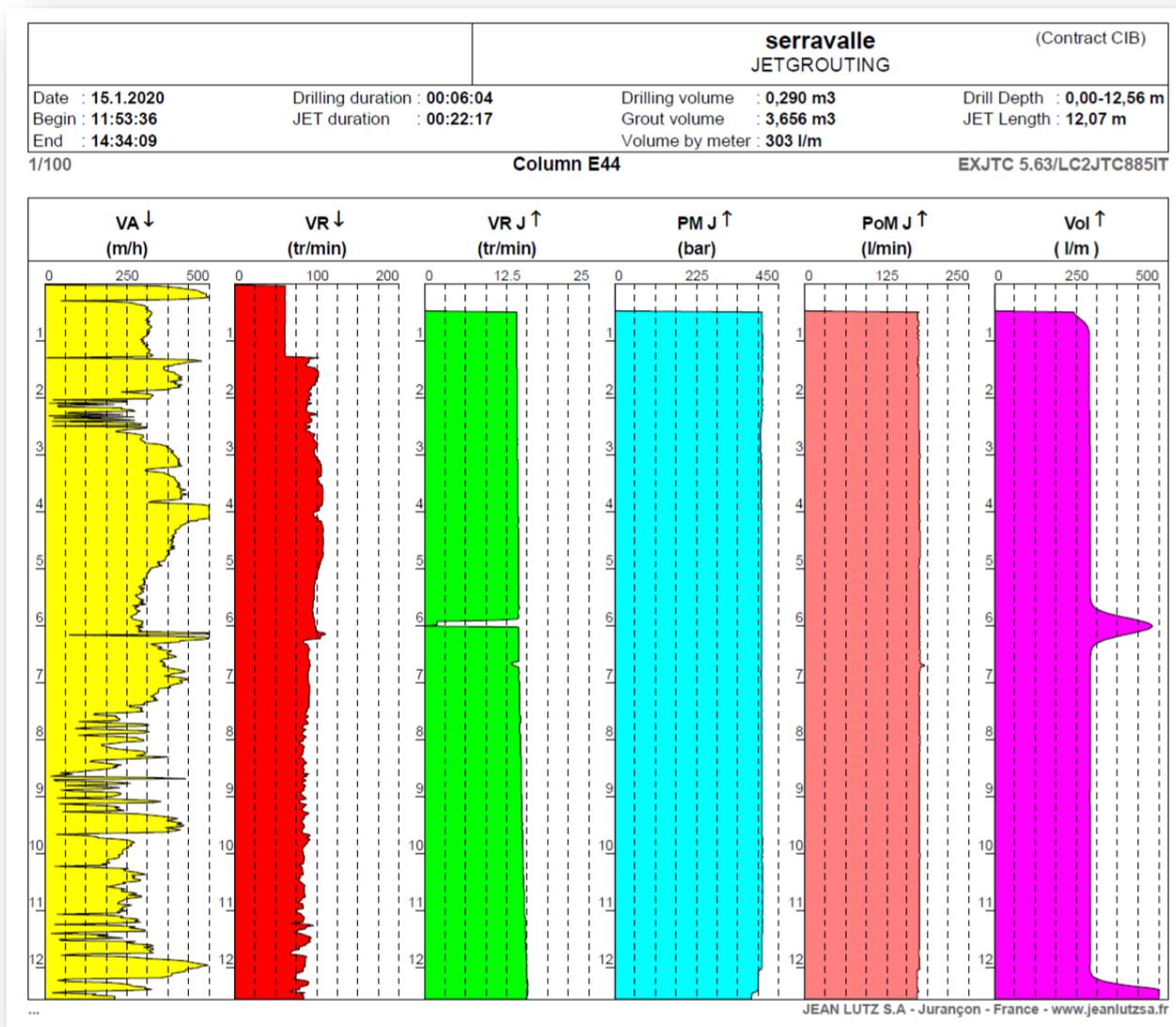


Figura 13: rapporto del jet-grouting

I dati riportati sono i seguenti:

- data del giorno di esecuzione
- orario di inizio e fine processo
- durata dello scavo del foro
- tempo totale di jetting
- volume del foro eseguito
- volume di miscela cementizia iniettata
- volume iniettato per metro di risalita dell'asta
- intervallo di quota che è stato scavato
- lunghezza del foro iniettata con la miscela

Come si può notare vi è una discrepanza fra la lunghezza del foro scavato e la lunghezza che è stata cementata, questo perché giunti a 50 cm dalla superficie, il sistema chiude in automatico il flusso di grouting uscente, in modo tale da non causare danni al terreno superficiale ed evitare la formazione eccessiva di spoil (come detto in precedenza). Non è necessario consolidare questa parte superficiale di terreno poiché sarà fatto successivamente con la realizzazione di cordoli in calcestruzzo. Nel caso in cui per altri motivi si renda necessario l'iniezione fino al piano campagna, è fondamentale diminuire la pressione d'uscita della miscela così che non crei problemi.

Sempre in Figura 13 si possono vedere una serie di grafici, il primo, denominato con la sigla VA, rappresenta la velocità di scavo in metri per ora; il grafico subito a destra invece (VR) è la velocità di rotazione degli ugelli (giri/minuto), durante la discesa infatti, viene pompata acqua alla pressione di 20-30 bar e distrutta la struttura del terreno. Il grafico verde, con la nominazione VR J, è la velocità di rotazione degli ugelli in fase di iniezione; si nota come in corrispondenza dei 6 metri circa di profondità vi sia una velocità nulla, questo perché è stato effettuato uno stop della macchina con rimozione dell'asta, per proseguire con la risalita del sistema idraulico. Questa manovra è ben visibile nell'ultimo grafico (Vol), in cui si leggono i litri di miscela iniettati per metro di quota; sempre in corrispondenza dei 6 metri, vi è un aumento del volume legato allo stop della macchina a quella profondità.

Durante l'operazione si cerca di evitare questi plus andando a sospendere temporaneamente l'iniezione, come però è facile intuire, ci sono dei ritardi dovuti alle comunicazioni fra gli operatori. Dei due grafici rimasti, quello verde acqua (PM J) mostra la pressione costante a cui è pompato il grouting, ovvero 400 bar, mentre la pressione minima per far sì che la valvola nel sistema idraulico si chiuda e permetta la fuoriuscita dagli ugelli, è di 90 bar. Si ricorda che il jet-grouting qui realizzato, non era di tipo strutturale, bensì solo finalizzato a mantenere il setto aperto in fase di scavo ed evitare collassi di terreno. Nei casi in cui sia necessario realizzare colonne di portata e diametro maggiore, si possono impiegare pressioni anche maggiori di 600 bar. Quello denominato PoM J è la portata di miscela, che nel caso in esame è stata circa di 170 l/min.

I sistemi tradizionali di jet-grouting solitamente hanno due controlli per la pressione: uno alla pompa di mandata, presente all'impianto di miscelazione del grouting (controllabile attraverso un manometro), l'altro sulla PSM 1350 (in corrispondenza del sito di iniezione). In questo caso, come già detto, grazie al dispositivo della Jean Lutz è stato sufficiente impostare i parametri per far sì che la macchina operasse in automatico.

Questo sistema oltre ad avere vantaggi in fase d'esecuzione dei lavori, rappresenta un'ulteriore garanzia di qualità, dato che è possibile verificare i parametri applicati per la realizzazione della colonna.

5.6. Problemi riscontrati

A seguito del jet-grouting, intervento che genera una grande spinta sul terreno circostante per via delle pressioni utilizzate, sono stati effettuati dei controlli sul rilevato ferroviario, il timore infatti, è che avesse potuto subire degli spostamenti. Tramite stazione totale, è stato possibile misurare la posizione e la distanza di prismi, posizionati correttamente sul rilevato, in modo da verificare se vi fossero stati dei movimenti. Dalle misure effettuate, non si è verificato alcun movimento, eccetto che per alcuni millimetri, dovuti all'errore in fase di lettura dello strumento. Le verifiche sui prismi dovranno essere fatte anche a seguito dell'esecuzione del diaframma per controllare che non vi siano spostamenti a seguito di sgrottamenti.

Presso il punto E2 è presente un inclinometro, funzionale per misurare se avvengono degli spostamenti, purtroppo però ha risentito dell'effetto causato dall'elevata pressione di pompaggio del jetting (400 bar). L'infiltrazione della miscela cementizia nelle porzioni di terreno adiacenti all'inclinometro, ha deviato il tubo, rendendo così errate le future misurazioni. Ciò che si potrebbe generalmente fare è di diminuire la pressione di iniezione quando si arriva a soli 5-6 metri di profondità, in modo da non arrecare danni ad elementi già esistenti a discapito di un diametro della colonna di terreno-cemento, che risulterebbe inferiore. Per esempio si potrebbe passare dai 400 bar di pressione ai 150.

In seguito agli interventi di jet grouting e di rinforzo della pista, la macchina escavatrice non ha riscontrato particolari problemi di stabilità. Nei pochi casi in cui si sono verificati sgrottamenti, la macchina è andata leggermente avanti, verso il fronte di scavo. In un caso, il terreno presente fra l'escavatrice e i cordoli è ceduto, facendo abbassare di poco uno dei due cingoli; situazione che è stata risolta tirando su la macchina e chiamando una betoniera che ha riempito il buco creatosi con una gettata di 10 m³ di boiaccia cementizia. Probabilmente in questa zona erano presenti diverse cisterne sotterranee che, perdendo il contenuto, hanno formato delle zone vuote, causando il parziale cedimento del terreno.

Questa operazione è più frequente nei casi in cui si stiano facendo lavori a ridosso di fabbricati, infatti è necessario controllare i cedimenti di queste strutture, affinché si inietti cemento qualora si registrino degli abbassamenti di decine di millimetri.

6. Cordoli guida

I motivi che hanno reso necessaria la realizzazione di cordoli guida, al di sopra delle colonne di jet-grouting, sono principalmente due: il primo è quello di guidare lo scavo della benna (Figura 14) in modo che rispetti la geometria di progetto, il secondo è per evitare franamenti superficiali in fase di scavo del setto (specie nei pressi delle scarpate). I due muretti guida, composti da conglomerato cementizio debolmente armato, devono mantenere il più possibile il parallelismo fra loro ed essere ad una distanza costante di 60 cm, circa 5 cm in più rispetto allo spessore del diaframma progettato. Troviamo due tipologie di cordoli guida in cantiere: i primi trapezoidali, di altezza pari a 60 cm, larghezza di progetto di 50 cm, poi diventati 65-70 cm per la presenza della scarpatina di terra leggera che si è riportata per facilitarne la realizzazione; i secondi con forma a elle, altezza di 160 cm per avere geometrie e funzionalità migliori rispetto ai primi, essendo posti sul tratto della scarpata di Sud-Est. Gli schemi geometrici sono riportati in Figura 18.



Figura 14: scavo del setto con la benna

Per la realizzazione dei cordoli sono state utilizzate delle casseforme in legno, queste vengono posizionate, pulite e controllate prima di iniziare coi getti in calcestruzzo, così come fondamentale è il corretto posizionamento delle armature metalliche. Dopo la fase di scavo, fatto per creare lo spazio necessario all'alloggiamento delle casseforme, si pone uno strato di 10 cm di magrone (calcestruzzo realizzato con quantitativi ridotti di cemento e inerti di dimensione maggiore rispetto agli standard), in modo tale da costituire un piano orizzontale e mantenere le armature metalliche distanti dalla nuda terra, evitando così contatti con umidità e conseguenti rischi di corrosione. Il materiale rimosso durante lo scavo dei cordoli non può essere stanziato in cantiere, ma bisogna metterlo in area di stoccaggio, in attesa di analisi e classificazione. Come detto, all'interno delle casseforme si posizionano le armature metalliche (costituite da barre ad elevata aderenza e staffe esterne ai ferri longitudinali) collegate tra loro attraverso del filo di ferro. Queste armature sono leggere e realizzate al fine di assicurare continuità e stabilità dimensionale ai cordoli. È fondamentale che la struttura metallica mantenga una posizione fissa finché il calcestruzzo non sia indurito e abbia fatto presa. Per essere sicuri che il ferro non subisca un peggioramento delle proprie qualità meccaniche, viene conservato in un luogo asciutto e al riparo dalle intemperie, così da evitarne l'ossidazione e la conseguente corrosione. A questo punto, si è potuti procedere con la colata nelle forme e dopo si è controllato che il calcestruzzo non subisse essiccazioni, che le condizioni climatiche fossero ideali e che l'idratazione fosse sufficiente per una corretta maturazione, questa infatti, se non ottimale, avrebbe causato un calo delle caratteristiche meccaniche (in Figura 15 è possibile vedere il risultato appena concluso). Una volta che il conglomerato cementizio è giunto a maturazione, i cordoli raggiungono la resistenza necessaria per auto portarsi e non subire danni, in questo modo le casseforme possono essere rimosse. I tempi di disarmo dipendono dalla temperatura e umidità ambientale, dal tipo e quantità di cemento e di additivi impiegati; generalmente questi sono compresi fra i tre e i dieci giorni.



Figura 15: fine posa del calcestruzzo nelle casseforme

Il risultato finale delle lavorazioni è visibile in Figura 16, qui lo scopo per cui sono stati realizzati i cordoli in calcestruzzo è ben visibile, ai piedi del futuro diaframma è presente una scarpata, che avrebbe potuto dare numerosi problemi di instabilità, che invece non si sono presentati in fase di scavo con la macchina.



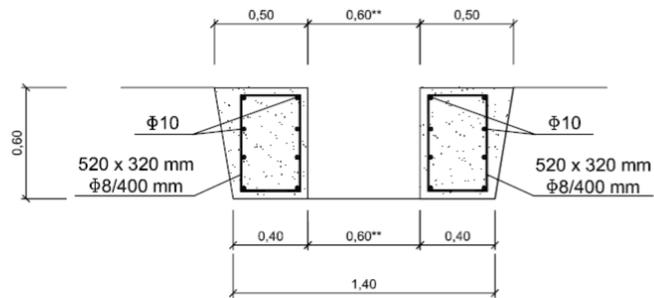
Figura 16: doppia fila di cordoli

I cordoli però, non hanno solo le funzioni citate precedentemente, essi costituiscono un'adeguata vasca per le escursioni del livello del fango bentonitico durante l'introduzione dell'utensile di scavo o del telo tramite fune in acciaio (Figura 17). Durante l'esecuzione dei cordoli infatti, si è prestata attenzione al corretto tracciamento (quota superiore e direzione), e alla verticalità, in quanto essi costituiscono l'elemento fondamentale per ogni riferimento del diaframma (quote e allineamento).



Figura 17: limitazione della fuoriuscita del fango bentonitico durante la fase di scavo del setto e del calo della geomembrana grazie ai cordoli guida

CORDOLO GUIDA TRATTO A, B, C, D, E



CORDOLO GUIDA TRATTO D SEGMENTO SUD-EST

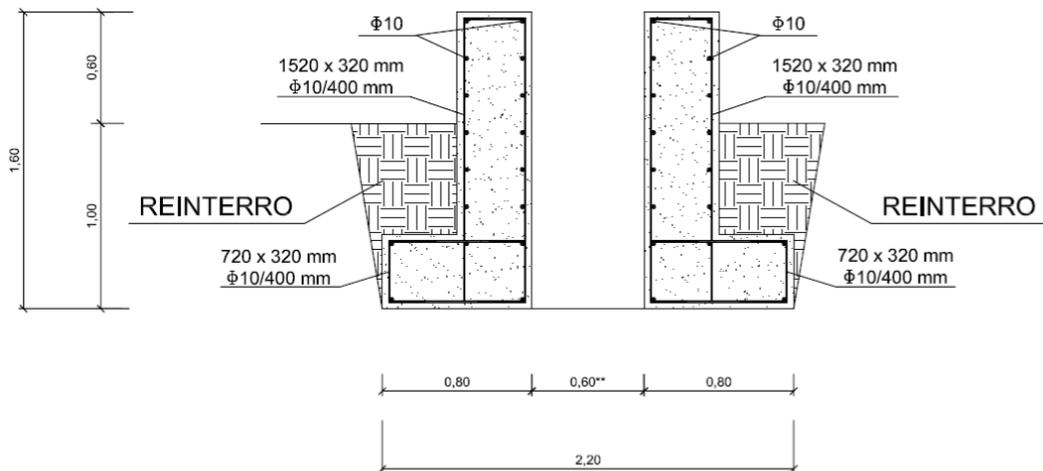


Figura 18: dimensioni e geometrie delle due tipologie di cordoli

7. Studio di stabilità dei tratti del diaframma

7.1. Modello Geotecnico

Per le prossime analisi si rende necessario definire il modello geotecnico presente nei lotti 2 e 2bis in quanto è di fondamentale importanza conoscere i comportamenti di resistenza e deformabilità dei terreni perché da queste dipendono le spinte e la stabilità degli scavi e delle opere connesse.

Le formazioni geologiche individuate precedentemente possono essere utilmente riclassificate ai fini geotecnici secondo la seguente schematizzazione:

- **Unità C:** è costituita da terreno di copertura e frazione organica, con materiali di riempimento antropici; la granulometria non è correttamente definibile in quanto spazia in un notevole intervallo dimensionale. Discorso analogo per la frazione litologica che è molto varia. Questa unità, di basso spessore, tende ad avere un comportamento poco coesivo e scarse caratteristiche geotecniche, influenzate fortemente dal grado di saturazione e quindi dalle precipitazioni atmosferiche. Per migliorarne le prestazioni in fase di scavo, è necessario consolidare questo strato in fase di scavo, ed essendo superficiale si ricorre ad un sistema di cordoli ed in alcuni casi anche al rinforzo mediante geosintetici, a cui fanno seguito la compattazione ed il livellamento.
- **Unità FGS:** alternanze di livelli limosi con termini sia sabbiosi sia argillitici (sub unità L) a livelli ghiaiosi o detritici in matrice limosa, talora con intercalari di calcari e gessi (sub unità G). Comportamento: in ragione dell'eterogeneità dei livelli presenti è necessario distinguere tra termini a grana fine e termini granulari o con frazioni lapidee. I primi (sub unità FGS-L) presentano modeste caratteristiche di resistenza e deformabilità elevata, ma dispongono di discrete proprietà di auto-sostentamento degli scavi a breve termine e relativa facilità di scavo con benna, che conferisce un profilo regolare allo scavo in trincea e in fossa. La sub unità FGS-G, quando costituita da frazioni ghiaiose, pur se in matrice limosa, presenta mediocri caratteristiche di resistenza ma scadenti caratteristiche di rigidità, in quanto condizionata dalla frazione fine; non si presentano difficoltà allo scavo con benna ma al mantenimento della regolarità del profilo, in quanto sono possibili scavamenti lungo le pareti della trincea. Qualora si presentino invece termini calcarei o gessosi si possono avere locali incrementi della resistenza e della rigidità, non tali però da condizionare, in un rapporto di scala dell'opera, l'autoportanza degli scavi stessi; lo scavo con benna può presentare locali difficoltà di avanzamento nei termini più addensati.

- **Unità MSAF:** strati di base in argilliti o argille marnose; si può comprendere anche termini incerti quali limi ed argille compatti generalmente scuri. Materiali che, essendo di formazione sedimentaria, con un'elevata compattazione, presentano una coesione valida per i fini di auto-sostentamento in fase di scavo. Dotati di buona resistenza e rigidezza, sono scavabili tramite l'uso di benne o idrofresse, eccezion fatta per le componenti lapidee.

(Frison, 2017)

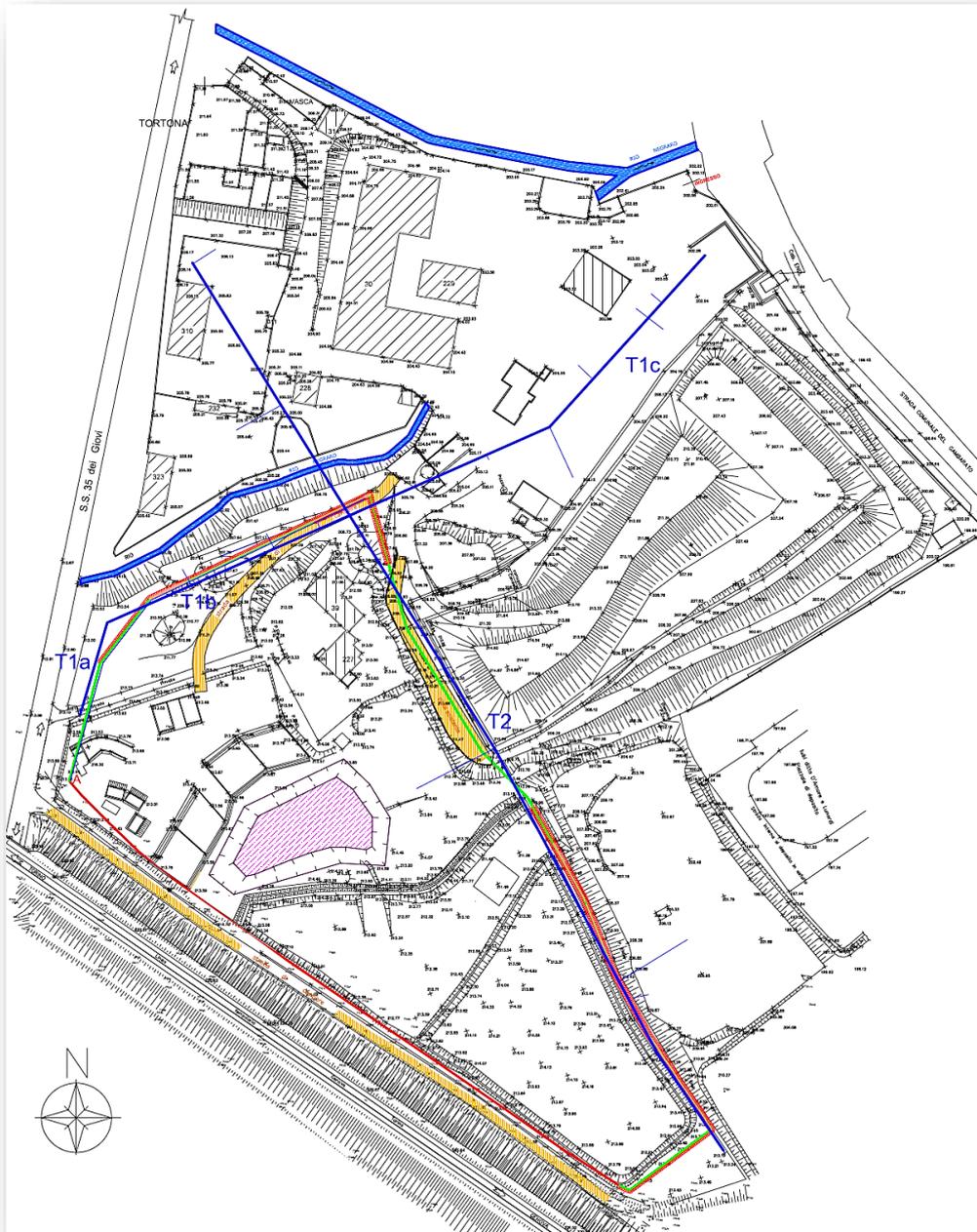


Figura 19: planimetria generale con le due tracce delle sezioni geologiche

Si riportano solo le sezioni geologiche della traccia T2 in quanto di maggiore interesse per l'analisi di stabilità che si farà successivamente.

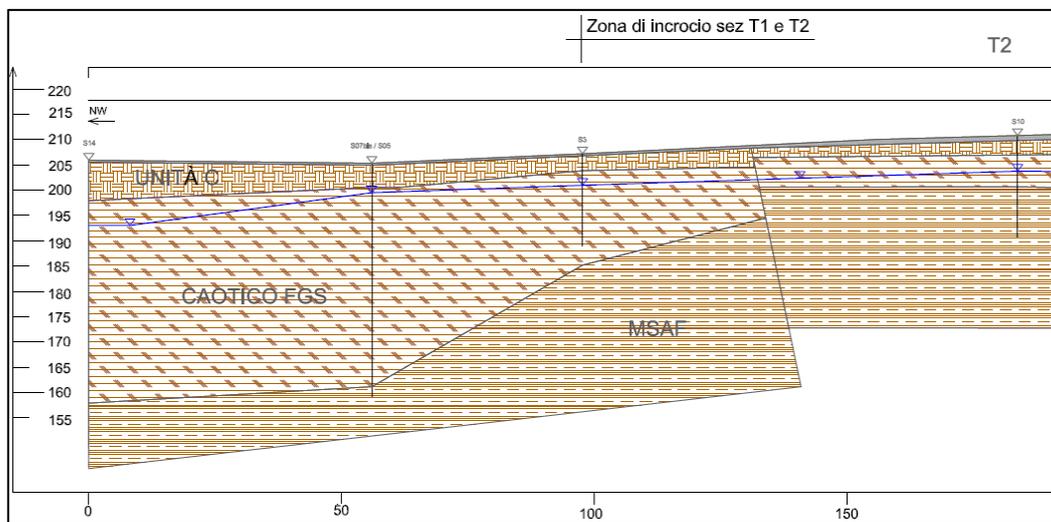


Figura 20: 1° parte della sezione geologica T2 (direzione Nord-Ovest)

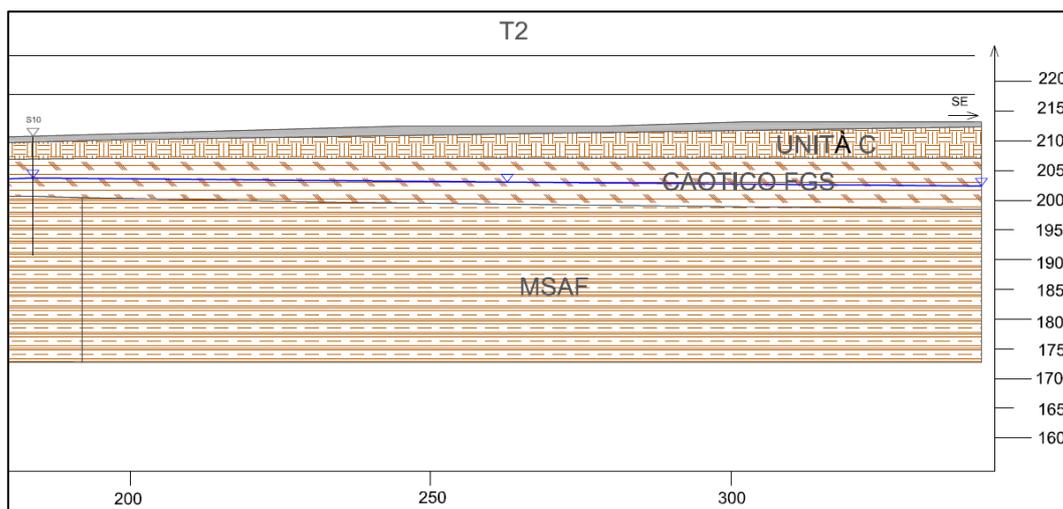


Figura 21: 2° parte della sezione geologica T2 (direzione Sud-Est)

Tabella 2: stratigrafia di dettaglio e parametri geotecnici dei vari orizzonti (tratto D, E).

Tratto D, E	Spessore (m)	Falda	Coesione (kPa)	γ (t/m ³)	φ (°)
Terreno di riporto	1	assente	1	1.9	36
Unità C	5.9	assente	2	1.8	31
Caotico FGS	4.5	assente	16	1.98	30
Caotico FGS	4.5	presente	16	1.98	30
Unità MSAF	> 15	presente	30	2.1	33

7.2. Calcolo di stabilità tramite software

La verifica di stabilità condotta per le diverse tratte del diaframma, è stata elaborata grazie all'uso del software Slide 2 della Rocscience, sfruttando il metodo dell'equilibrio limite di Spencer. Le prime analisi fatte per verificare la tenuta delle pareti durante lo scavo, considerano le condizioni stratigrafiche del terreno peggiori, venendo distribuite omogeneamente per tutto il volume preso in esame. Questa non è la condizione reale, ma lavorando in questo modo si è il più cautelativi possibile, poiché si prende in considerazione la situazione potenzialmente peggiore. Allo stesso modo anche la quota della falda è presa in base al valore che più gioca a sfavore di sicurezza, ovvero nel caso in cui la linea piezometrica è più vicina al piano campagna. Inizialmente non si riportarono i sovraccarichi delle macchine per vedere se il carico del terreno con la sola spinta del Solidur comporta delle instabilità, quindi dei possibili sgrottamenti o cedimenti in fase di scavo. Questa contropressione, simulata sia attraverso una forza triangolare distribuita lungo tutta la parete del setto, sia attraverso un fluido avente peso specifico del Solidur, è possibile grazie alla deposizione sull'interfaccia di uno strato di bentonite. A una maggior densità della miscela, corrisponderà una maggiore spinta orizzontale, e quindi una maggiore stabilità dello scavo, così come, quando verranno applicati i carichi sulla superficie del terreno per simulare il peso delle macchine operatrici, il fattore di sicurezza diminuirà. Le due pressioni delle macchine, calcolate successivamente, vengono poste a un metro di distanza l'una dall'altra (distanza dumper–escavatore), con la prima posta a propria volta a un metro dal setto. Ogni volta che verrà mostrato il calcolo di stabilità, verrà preso in considerazione il coefficiente di sicurezza inferiore, riconoscibile dal colore verde.

Tabella 3: parametri geotecnici di terreno e miscela

	γ (kN/m ³)	ϕ (°)	c (kPa)
Terreno	19	28	0
Solidur	12	0	0

Fattore molto influente ai fini di stabilità, è il carico presente in superficie, dovuto alle macchine che operano per realizzare il diaframma. Si riportano di seguito le informazioni su pesi e dimensioni dei mezzi, considerando il peso maggiore (a pieno carico nel caso dei dumper) per essere più cautelativi e lavorare a sfavore di sicurezza. Proprio per questo motivo, in fase di calcolo, si considererà sempre il dumper a quattro assi poiché esercitante un carico maggiore rispetto a quello a tre. Come visibile in Tabella 5, l'ultima colonna (Pressione₂) corrisponde alla pressione delle macchine diminuita di un fattore pari a 1,3, questo perché, con l'uso degli eurocodici, i carichi sfavorevoli vengono incrementati di 1,3, ma essendo a noi ben noti, si preferisce correggerli, per far sì che il software lavori con le

pressioni reali. Ai parametri dei materiali e quelli dei rinforzi non vengono apportate modifiche, subendo i decrementi in fase di elaborazione con l'applicazione degli eurocodici.

Tabella 4: distanza della superficie piezometrica dal piano campagna

Tratto	A	B	C	D	E
h_w (m)	8.5	3.2	8	11.4	11.4

Tabella 5: dati relativi alle macchine usate

	Larghezza (m)	Lunghezza (m)	Massa (tons)	Peso (kN)	Pressione (kPa)	Pressione2* (kPa)
Dumper 3 assi	2.5	8	35	343	17.15	13.2
Dumper 4 assi	2.5	8	37	363	18	14
Escavatore B180	3.9	5.3	60	589	29	22.3

* Pressione diminuita di un fattore 1,3

Di seguito i calcoli delle pressioni:

- Escavatore B180

$$Peso = Massa * 9,81 \frac{m}{s^2} = 60 \text{ tons} * 9,81 \frac{m}{s^2} \cong 589 \text{ kN}$$

$$Pressione = \frac{Peso}{Superficie} = \frac{589 \text{ kN}}{20,28 \text{ m}^2} \cong 29 \text{ kPa}$$

$$Pressione \text{ corretta} = \frac{29}{1,3} \cong 22,3 \text{ kPa}$$

- Dumper 4 assi

$$Peso = Massa * 9,81 \frac{m}{s^2} = 37 \text{ tons} * 9,81 \frac{m}{s^2} \cong 363 \text{ kN}$$

$$Pressione = \frac{Peso}{Superficie} = \frac{363 \text{ kN}}{20 \text{ m}^2} \cong 18 \text{ kPa}$$

$$Pressione \text{ corretta} = \frac{18}{1,3} \cong 14 \text{ kPa}$$

Nelle prossime pagine, si riportano le immagini delle simulazioni di maggior rilievo effettuate, riguardanti i tratti B, C ed E; l'analisi del tratto D viene rimandata, in quanto questo presenta una situazione geotecnica e geometrica differente, data dalla presenza del cumulo di discarica e della scarpata a valle del diaframma.

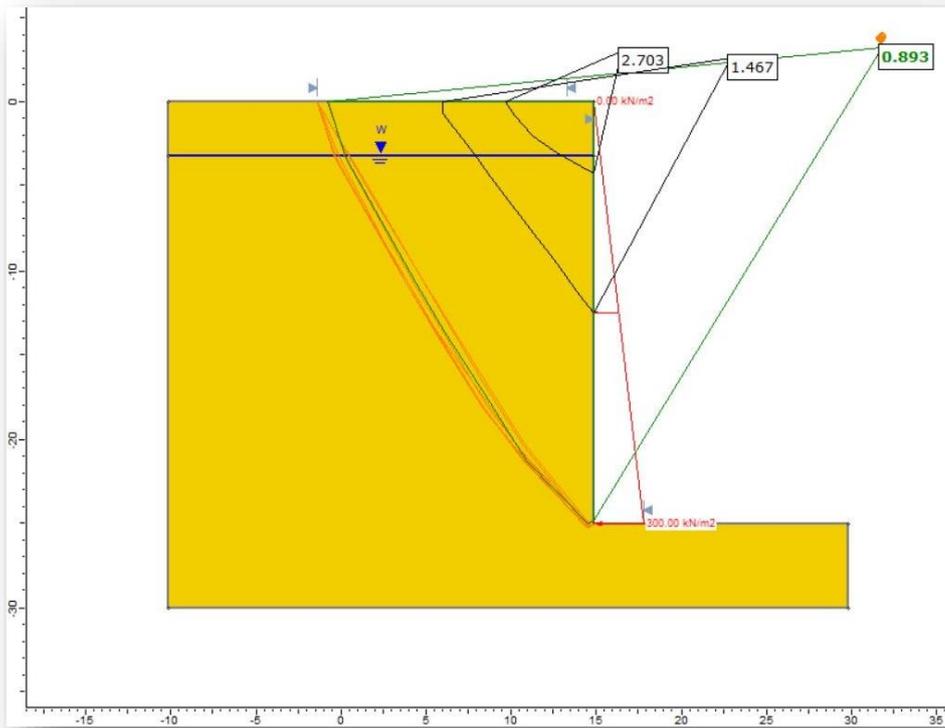


Figura 22: simulazione per i tratti B e C, l'azione della miscela è stata riprodotta con una contropressione sulla parete verticale, il fattore di sicurezza minore è pari a 0,893

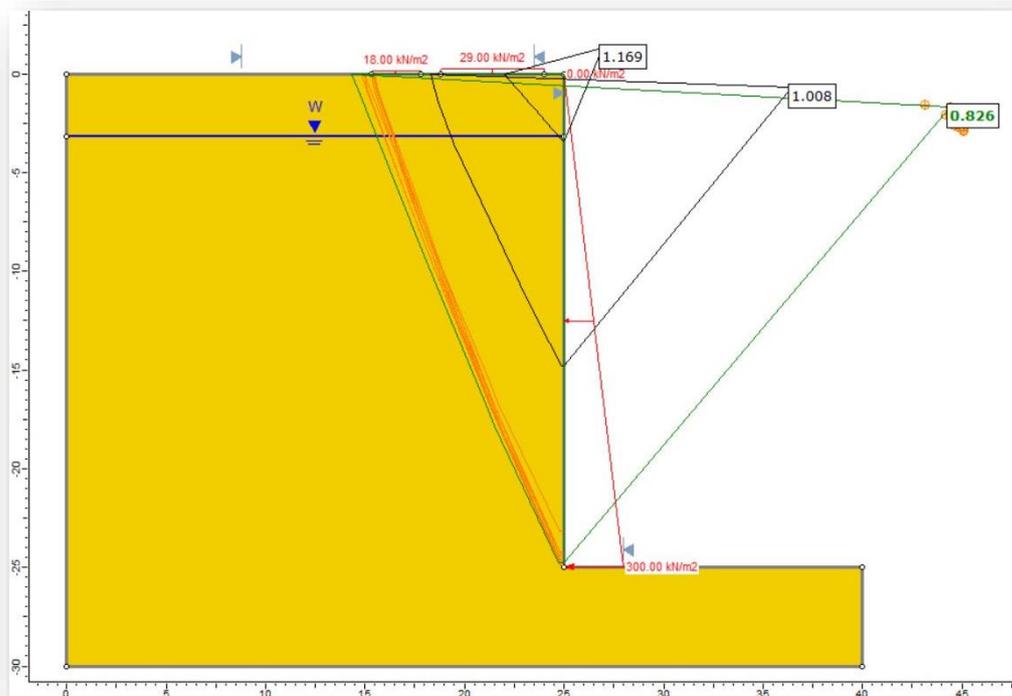


Figura 23: simulazione per i tratti B e C, sono stati posti i sovraccarichi in superficie e l'azione della miscela è stata riprodotta con una contropressione sulla parete verticale, il fattore di sicurezza minore è pari a 0,826, inferiore rispetto al caso senza carichi

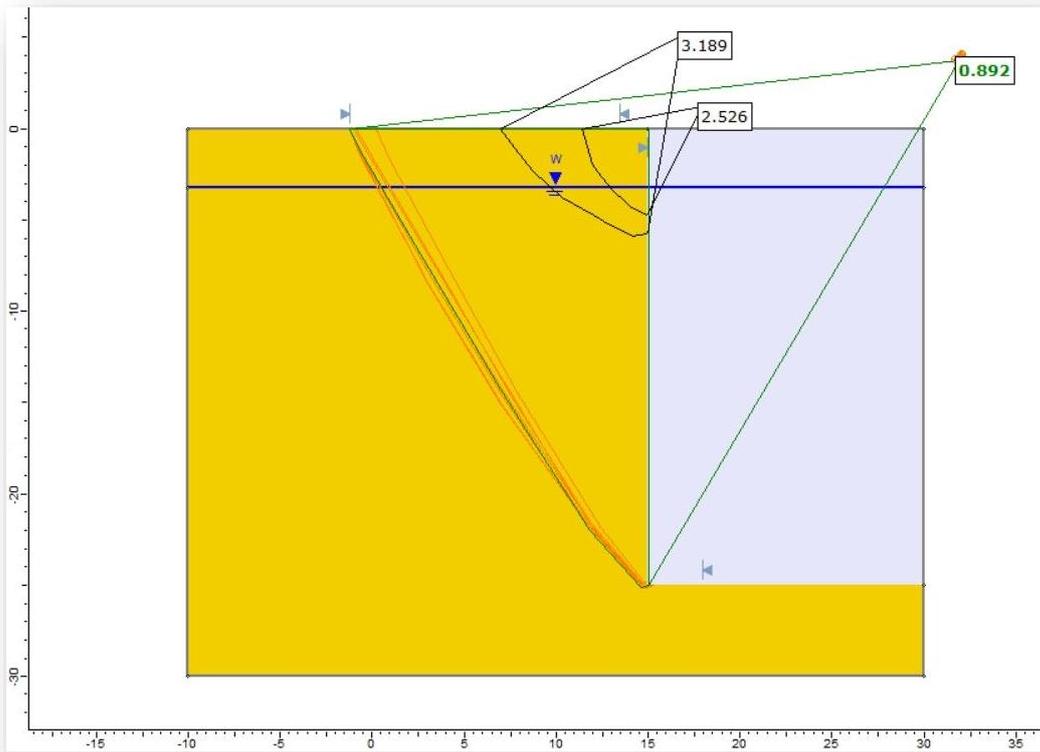


Figura 24: simulazione per i tratti B e C, l'azione della miscela è stata riprodotta con un fluido avente densità pari al Solidur, il fattore di sicurezza minore è pari a 0,892, uguale al caso di Figura 22

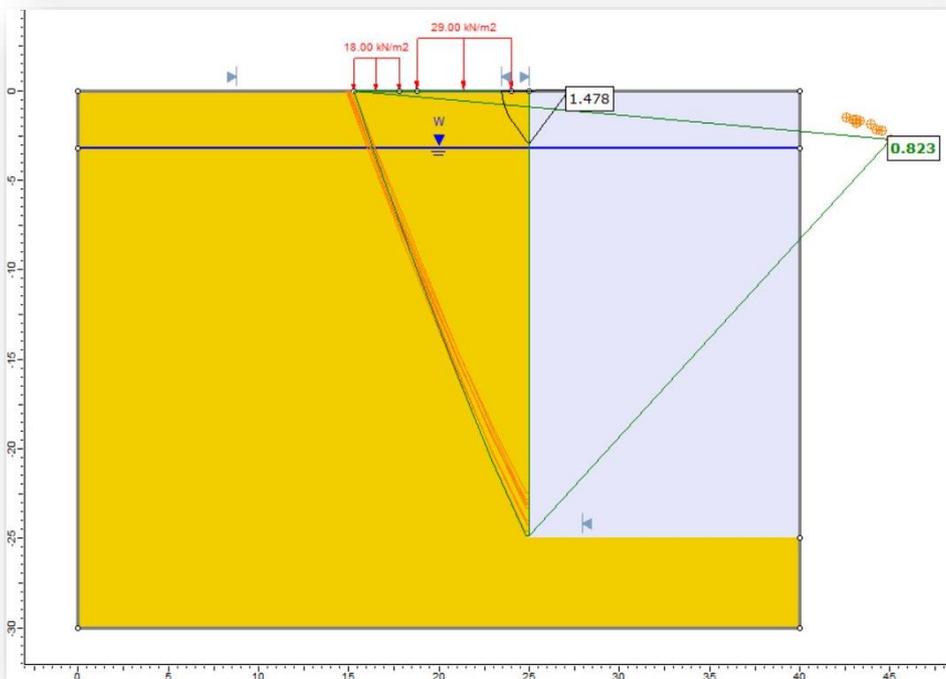


Figura 25: simulazione per i tratti B e C, sono stati posti i sovraccarichi in superficie e l'azione della miscela è stata riprodotta con un fluido avente densità pari al Solidur, il fattore di sicurezza minore è pari a 0,823, molto simile al caso riprodotto in Figura 23

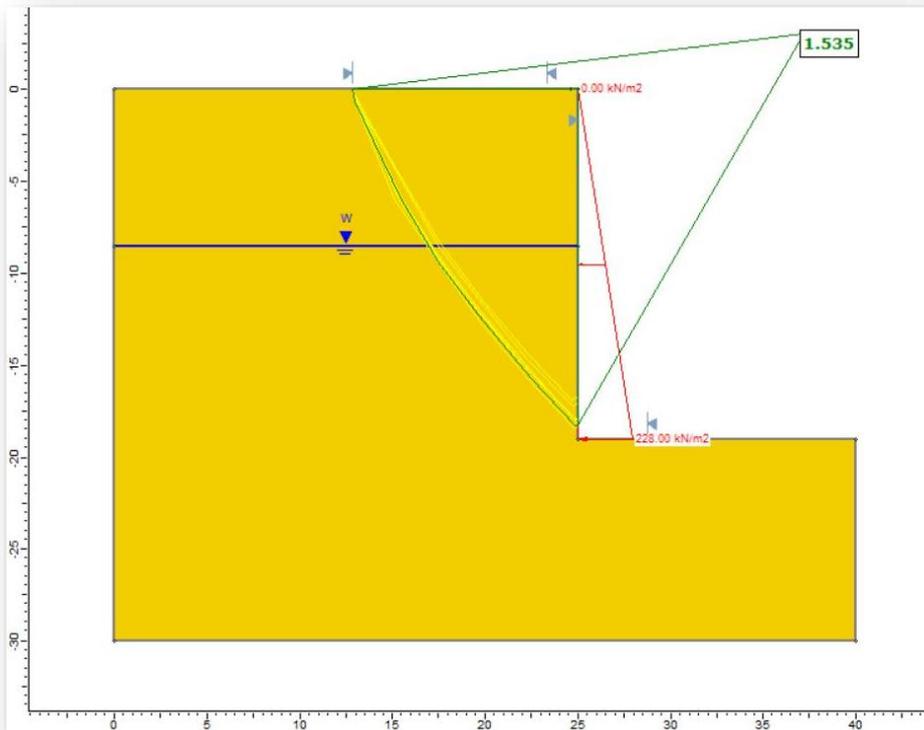


Figura 26: simulazione per il tratto E, l'azione della miscela è stata riprodotta con una contropressione sulla parete verticale, il fattore di sicurezza minore è pari a 1,535, corrispondente alla stabilità del sotto

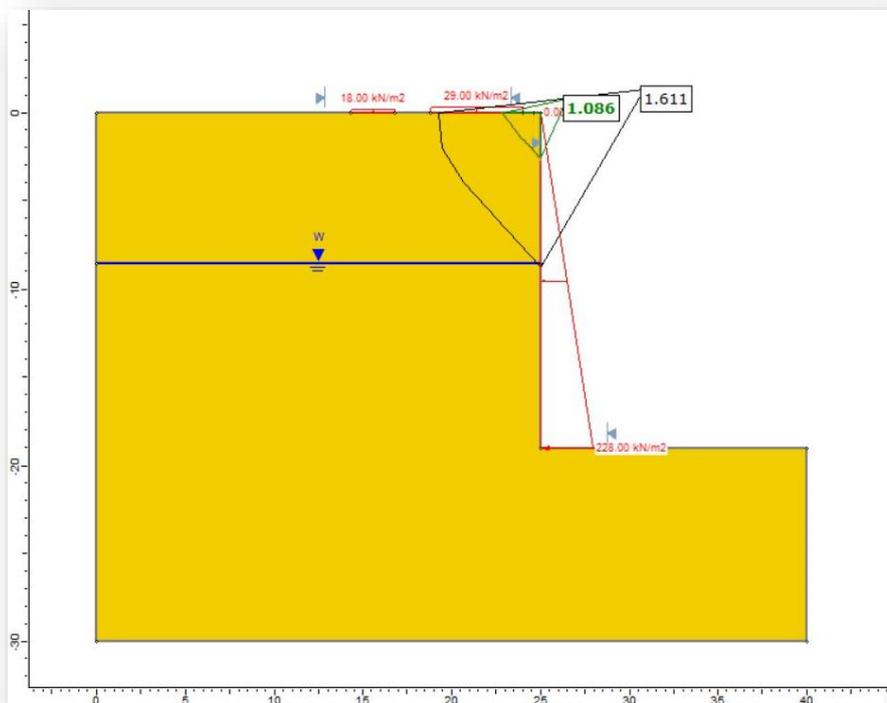


Figura 27: simulazione per il tratto E, sono stati posti i sovraccarichi in superficie e l'azione della miscela è stata riprodotta con una contropressione sulla parete verticale, il fattore di sicurezza minore è pari a 1,086, inferiore rispetto al caso senza carichi, ma comunque sufficiente a garantire la stabilità

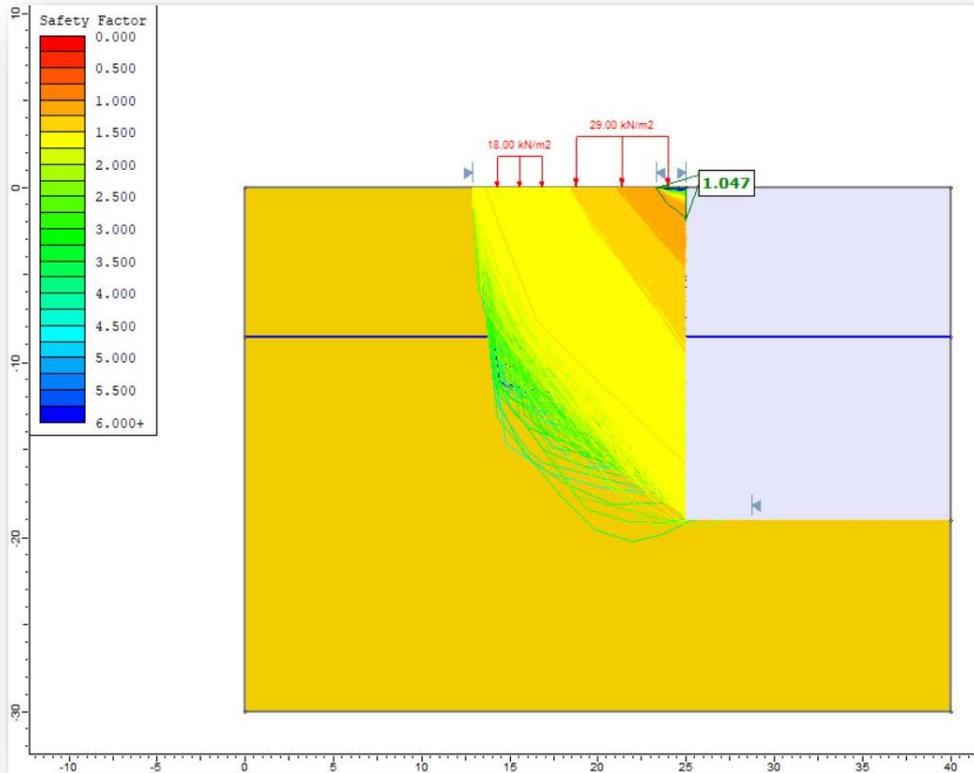


Figura 28: simulazione per il tratto E, sono stati posti i sovraccarichi in superficie e l'azione della miscela è stata riprodotta con un fluido avente densità pari al Solidur, il fattore di sicurezza minore è pari a 1,047, le fasce colorate identificano diversi valori del fattore di sicurezza

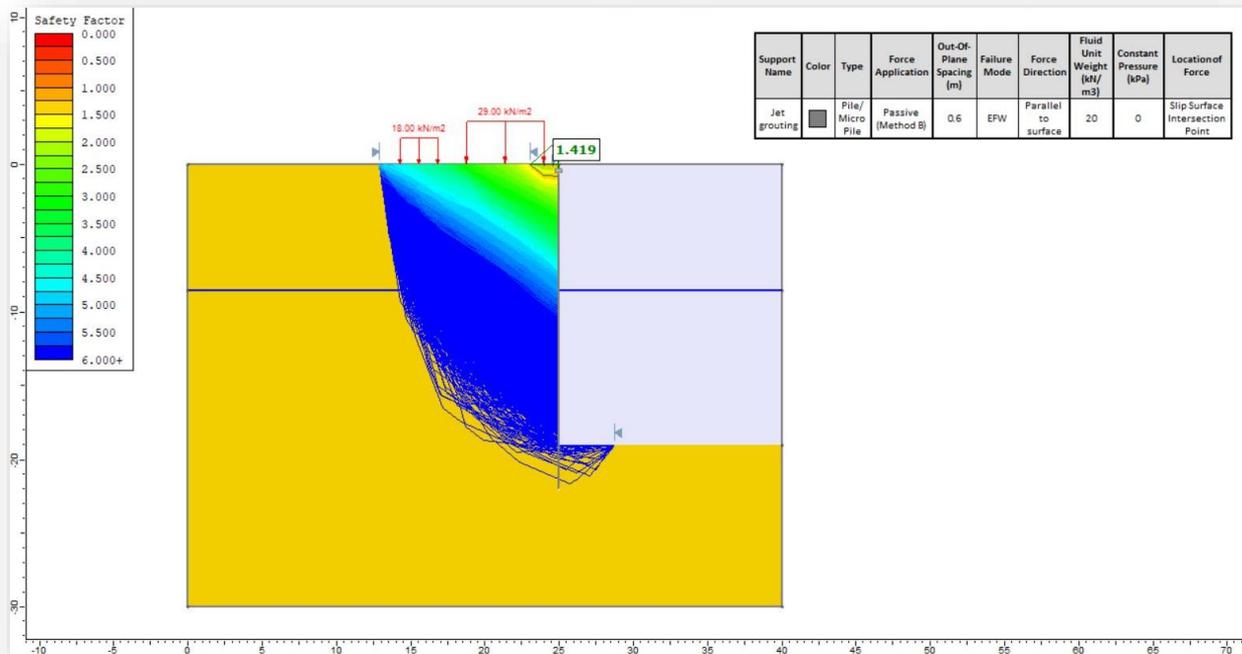


Figura 29: simulazione per il tratto E dopo l'intervento di jet-grouting, sono stati posti i sovraccarichi in superficie e l'azione della miscela è stata riprodotta con un fluido avente densità pari al Solidur, il fattore di sicurezza minore è pari a 1,419, non si garantisce la corretta simulazione del jet-grouting con Slide 2

Alla fine dell'elaborazione effettuata, il software mostrava in uscita il valore del fattore di sicurezza corrispondente alla superficie di scorrimento più instabile, come però è possibile vedere in Figura 28, di superfici di scorrimento ve ne sono molte di più, potenzialmente infinite, ma più il loro valore di F.S. è maggiore di 1, maggiore è la stabilità di queste; per questo motivo, le superfici di scorrimento con una stabilità maggiore, non sono state mostrate, in quanto di poco interesse ai nostri fini. Dalle analisi effettuate, si può vedere come per i tratti B e C, il setto, in fase di scavo, risulti instabile, sia senza che con l'azione dei sovraccarichi, ciò comporta l'impossibilità di scavare senza che vi siano sgrottamenti. Per il tratto E non accade, in quanto i fattori di sicurezza ottenuti sono sempre maggiori dell'unità. La spinta del Solidur sulla parete del diaframma, risulta essere ben simulata, sia attraverso una contropressione applicata, sia con un fluido confinante col terreno scavato. Gli indici di stabilità calcolati con questi due differenti tipi di simulazione, risultano differire di qualche millesimo, confermando la validità di questi. In Figura 29 si vede una prova di simulazione, effettuata nel tratto E, dopo aver eseguito le colonne in jet grouting; essendo però di difficile riproduzione in Slide 2, non si ha la certezza che l'interpretazione sia corretta, quello che però è possibile notare, è come il fattore di sicurezza abbia subito un incremento (così come ci si aspetterebbe).

7.3. Realizzazione pista sul tratto D ed analisi di stabilità

Per quanto riguarda il tratto D, si sono eseguite delle analisi discostanti dalle precedenti, in quanto buona parte di questa tratta passa sopra il cumulo di rifiuti misti a terreno, a Sud-Est del cantiere. Per motivi legati alla dimensione delle macchine utilizzate e alla geometria del cantiere, non è stato possibile realizzare la pista in una zona diversa da questa, si è proceduto allora con il rinforzo del terreno tramite un materasso multistrato che proteggesse la discarica da collassi o cedimenti, dovuti ai carichi in superficie.

Il materasso di rinforzo permette di avere un piano di lavoro stabile nel caso in cui gli strati sottostanti siano cedevoli e di scarsa portanza, specialmente se il terreno sia misto a rifiuti e quindi con proprietà scadenti. Spesso queste opere sono realizzate nelle vicinanze di intagli di terreno, permettendo così il transito e le manovre di macchine alte e pesanti, senza causare instabilità.

Il principio di funzionamento di questo sistema si basa sulla distribuzione del carico su una superficie maggiore; questa distribuzione si può immaginare come un tronco di cono che diffonde le forze applicate sulla base minore verso la base maggiore, evitando la loro concentrazione e stabilizzando il volume sollecitato. A una compattazione maggiore del materasso multistrato corrisponde una distribuzione maggiore dei carichi, viceversa a compattazioni minori corrisponde una distribuzione minore, aumentando i potenziali cedimenti.

Qualora vengano inserite geogriglie all'interno dello strato di rinforzo (come nel caso in esame), si avrà un'amplificazione dell'effetto descritto, con un allargamento del tronco di cono e uno spostamento sempre più laterale delle pressioni in gioco. Nello specifico, la geogriglia raccoglie e blocca i grani del terreno all'interno delle proprie maglie, confinando e irrigidendo lo strato di rinforzo, processo che porta ad allargare su superfici maggiori la distribuzione delle sollecitazioni.

Per realizzare il materasso rinforzato, è stato effettuato lo svolgimento dei rotoli di TNT (tessuto non tessuto), del tipo grosso, di spessore 5-7 mm, in polipropilene e dal peso unitario di 400 g/m². Il TNT è posizionato sopra il telo in HDPE che riveste superiormente la discarica, HDPE che si presenta sia nello stato liscio, che ruvido, a seconda dei vari punti. È stato fondamentale posizionare il tessuto non tessuto per proteggere il telo in polietilene, così da evitare la sua rottura e la conseguente comunicazione del terreno contaminato con l'ambiente circostante. Lateralmente, verso la scarpata, sono stati posizionati due tubi corrugati microfessurati (anche questi ricoperti dal TNT così che la sabbia posta sopra non ostruisse i fori) per la regimazione delle acque piovane che, infiltrandosi nel terreno, vengono raccolte dal sistema e fatte defluire verso l'esterno, all'inizio del tratto D. Lo strato posizionato successivamente è di sabbione, dello spessore di 50 cm circa, sottoposto a processi di compattazione e su cui è stata posizionata la geogriglia per la stabilizzazione e il rinforzo. Lo scopo della geogriglia, realizzata al 100% in polipropilene, tramite estrusione continua e senza successive saldature, è quello di garantire una buona resistenza a trazione del materasso. Per ultimo, si è posto uno strato di 30 cm di terreno riciclato, proveniente da scavi precedenti in cantiere, classificati come

terreni facenti parte della colonna B e quindi riutilizzabili per siti di interesse industriale e commerciale. In Figura 30 si possono vedere alcuni dei materiali impiegati in cantiere durante la realizzazione del materasso rinforzato, sulla pista che costeggia il tratto D.

Tabella 6: proprietà e parametri geotecnici dei differenti materiali usati per l'analisi nel tratto D

Materiale	γ (kN/m³)	ϕ (°)	c (kPa)	T (kN/m)
Terreno	19	36	1	-
Terreno*	19	28	0	
Rifiuti discarica	19	24	0	-
Sabbia	20	38	0	-
Solidur	12	24	1	-
Telo HDPE liscio discarica	10	6	0.01	17
Geomembra na in HDPE rugosa	10	16	0.01	17
Geogriglia tipo Tenax LBO 440	-	32	0	14 (2%)
TNT	-	30	0	6

** Questo terreno rappresenta le condizioni peggiori presenti in sito, usato per una delle analisi in fase di scavo*



Figura 30: elementi utilizzati per la realizzazione della pista

Nelle successive simulazioni non si sono considerati gli interventi di jet grouting, sia perché con Slide 2 è difficile inserire correttamente i parametri e le caratteristiche del terreno cementato (come fatto per il caso di Figura 29), sia perché non considerandoli si è più cautelativi nel valutare la stabilità.

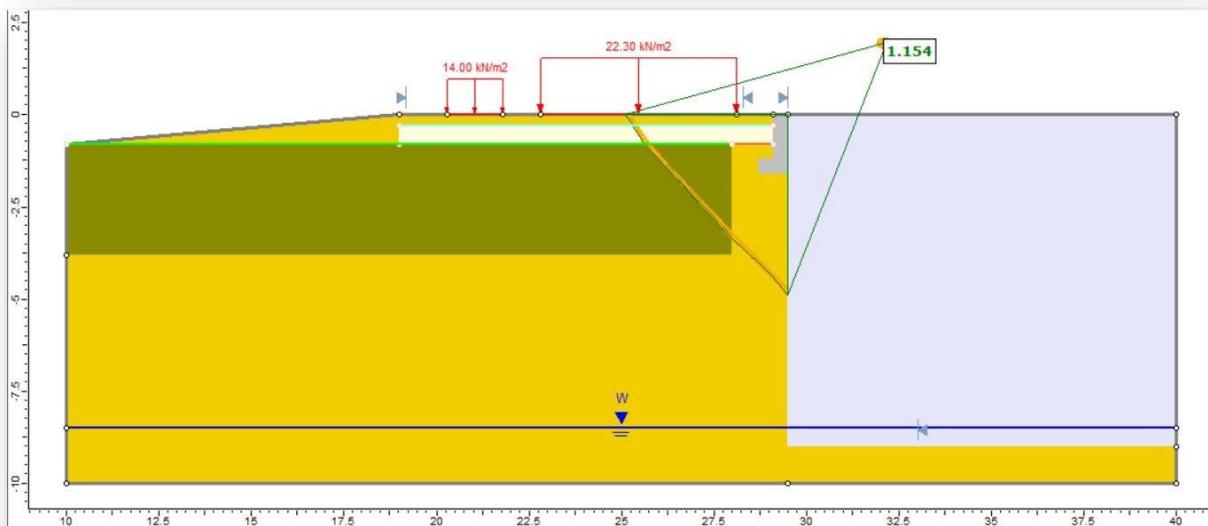


Figura 31: simulazione per il tratto D usando il metodo di Spencer, sovraccarichi in superficie e azione della miscela riprodotta con un fluido di densità uguale a quella del Solidur, la deformazione dei rinforzi è iperbolica, si sono utilizzati i fattori di incremento e riduzione degli eurocodici ($\varphi_{\text{terreno}} = 36^\circ$)

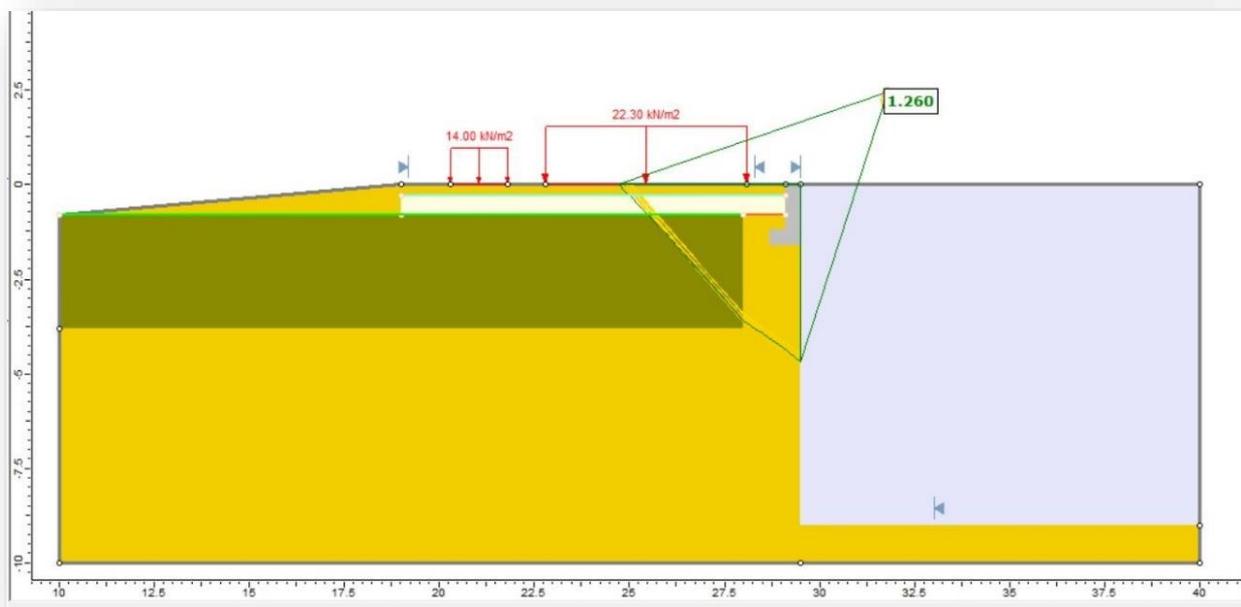


Figura 32: simulazione per il tratto D usando il metodo di Bishop, sovraccarichi in superficie e azione della miscela riprodotta con un fluido di densità uguale a quella del Solidur, la deformazione dei rinforzi è iperbolica, si sono utilizzati i fattori di incremento e riduzione previsti dagli eurocodici ($\varphi_{\text{terreno}} = 36^\circ$), le condizioni del terreno sono drenate

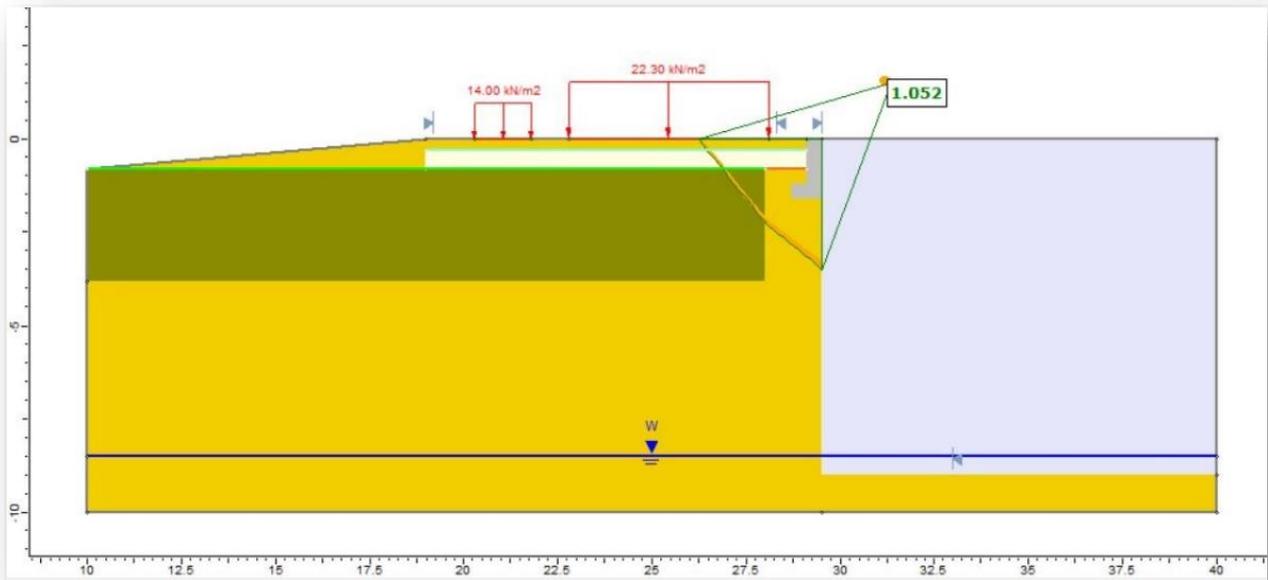


Figura 33: simulazione per il tratto D usando il metodo di Bishop, sovraccarichi in superficie e azione della miscela riprodotta con un fluido di densità pari a quella del Solidur, la deformazione dei rinforzi è iperbolica, si sono utilizzati i fattori di incremento e riduzione previsti dagli eurocodici, le caratteristiche del terreno sono state considerate peggiori dei casi precedenti ($\varphi_{\text{terreno}} = 28^\circ$)

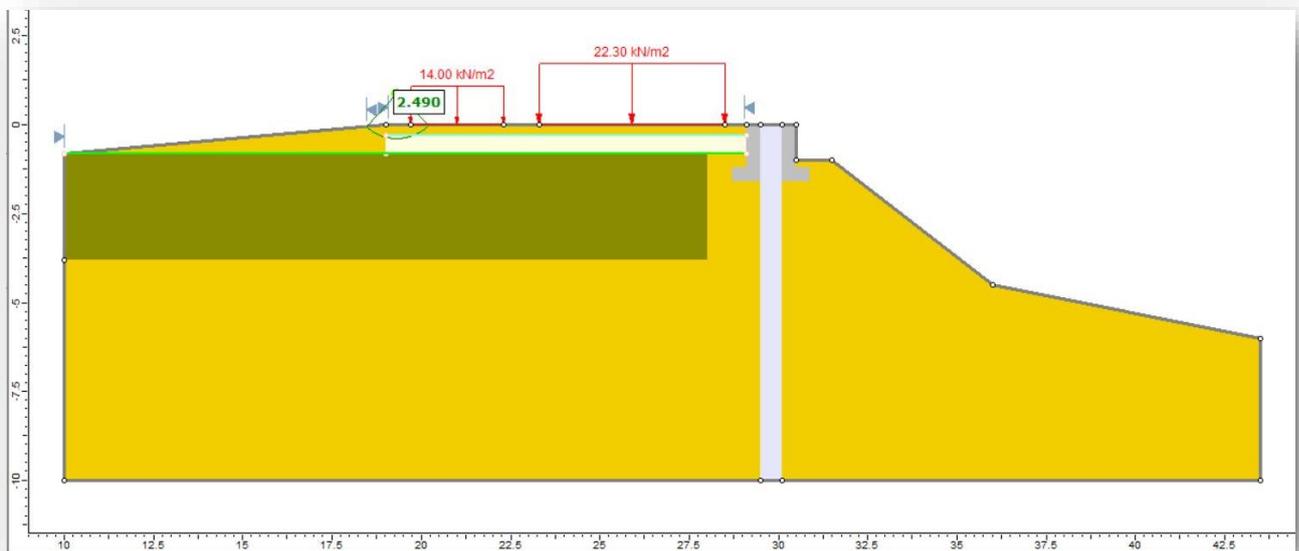


Figura 34: simulazione per il tratto D usando il metodo di Spencer, sono stati posizionati i sovraccarichi in superficie per la valutazione dei cedimenti e della stabilità con il materasso di rinforzo, la deformazione dei rinforzi è iperbolica, si sono utilizzati i fattori presenti negli eurocodici, ($\varphi_{\text{terreno}} = 36^\circ$) le condizioni del terreno sono drenate

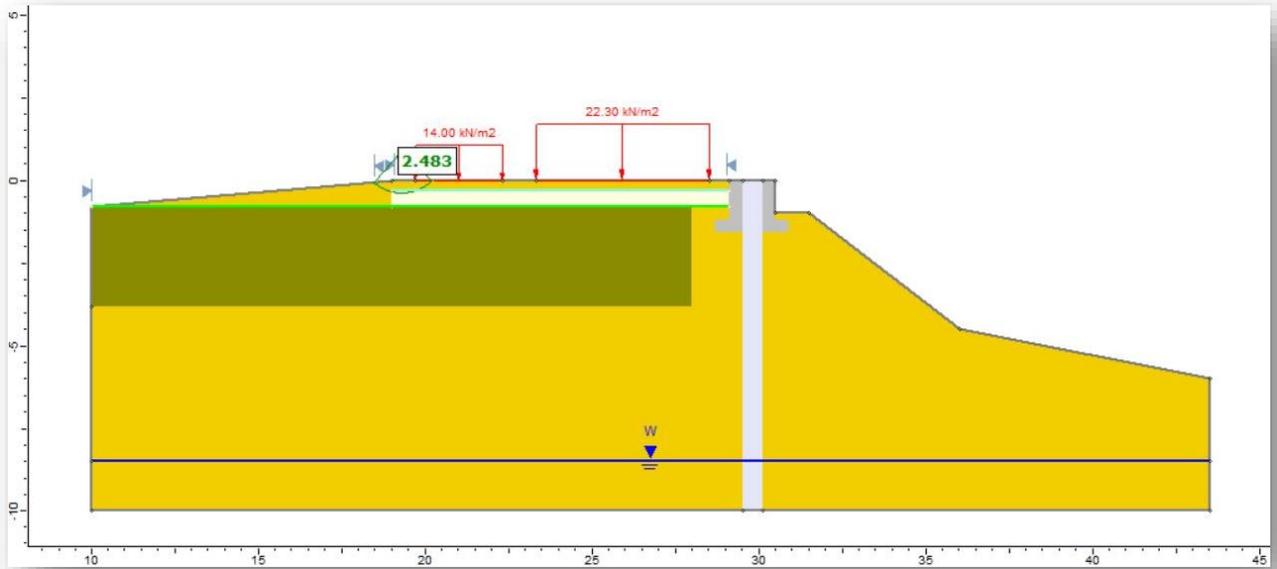


Figura 35: simulazione per il tratto D usando il metodo di Bishop, sono stati posizionati i sovraccarichi in superficie per la valutazione dei cedimenti e della stabilità con il materasso di rinforzo, la deformazione dei rinforzi è iperbolica, si sono utilizzati i fattori presenti negli eurocodici, ($\varphi_{\text{terreno}} = 36^\circ$) le condizioni del terreno sono drenate

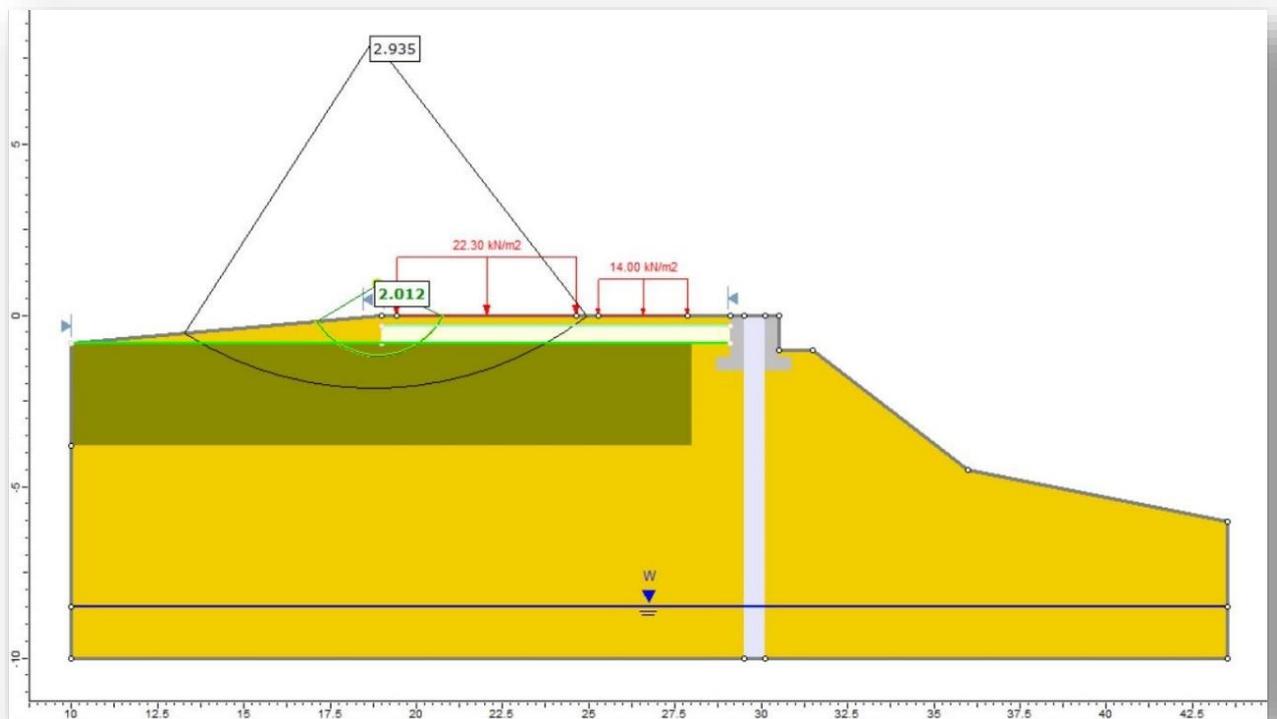


Figura 36: simulazione per il tratto D usando il metodo di Spencer, i sovraccarichi in superficie sono stati scambiati di posizione rispetto alle simulazioni precedenti, si sono valutati i cedimenti e la stabilità della pista con il materasso di rinforzo, la deformazione dei rinforzi è iperbolica, si sono utilizzati i fattori presenti negli eurocodici, ($\varphi_{\text{terreno}} = 36^\circ$)

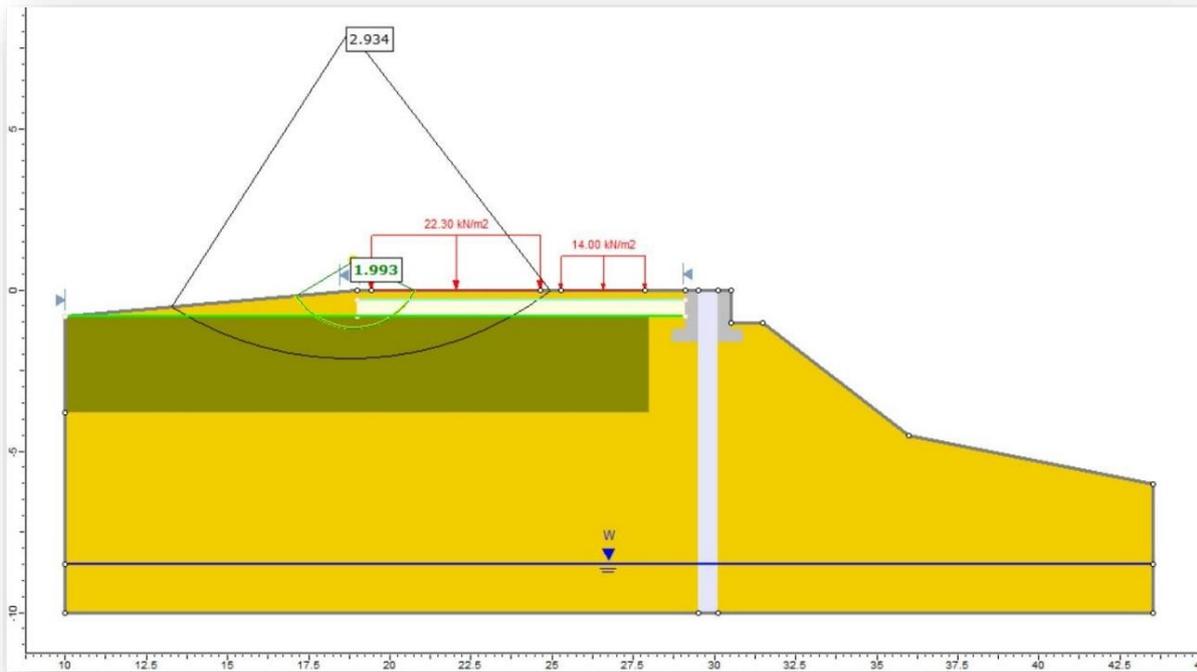


Figura 37: simulazione per il tratto D usando il metodo di Bishop, i sovraccarichi in superficie sono stati scambiati di posizione rispetto alle simulazioni precedenti, si sono valutati i cedimenti e la stabilità della pista con il materasso di rinforzo, la deformazione dei rinforzi è iperbolica, si sono utilizzati i fattori presenti negli eurocodici, ($\varphi_{\text{terreno}} = 36^\circ$)

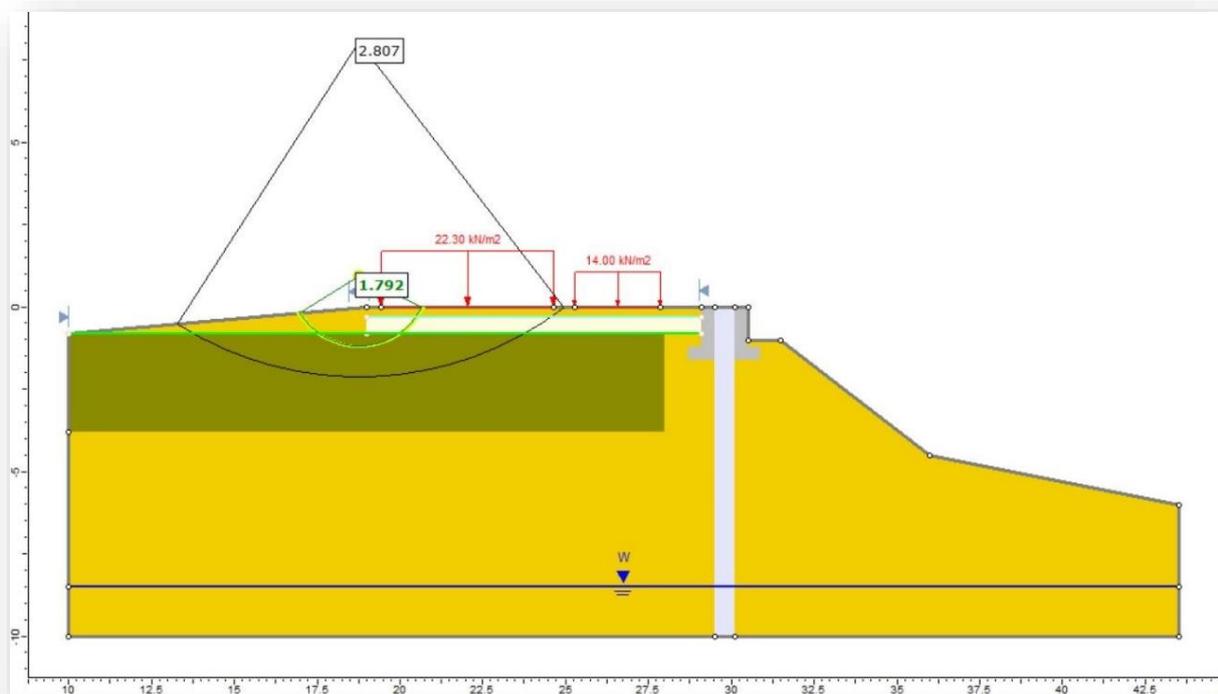


Figura 38: simulazione per il tratto D usando il metodo di Janbu, i sovraccarichi in superficie sono stati scambiati di posizione rispetto alle simulazioni precedenti, si sono valutati i cedimenti e la stabilità della pista con il materasso di rinforzo, la deformazione dei rinforzi è iperbolica, si sono utilizzati i fattori presenti negli eurocodici, ($\varphi_{\text{terreno}} = 36^\circ$)

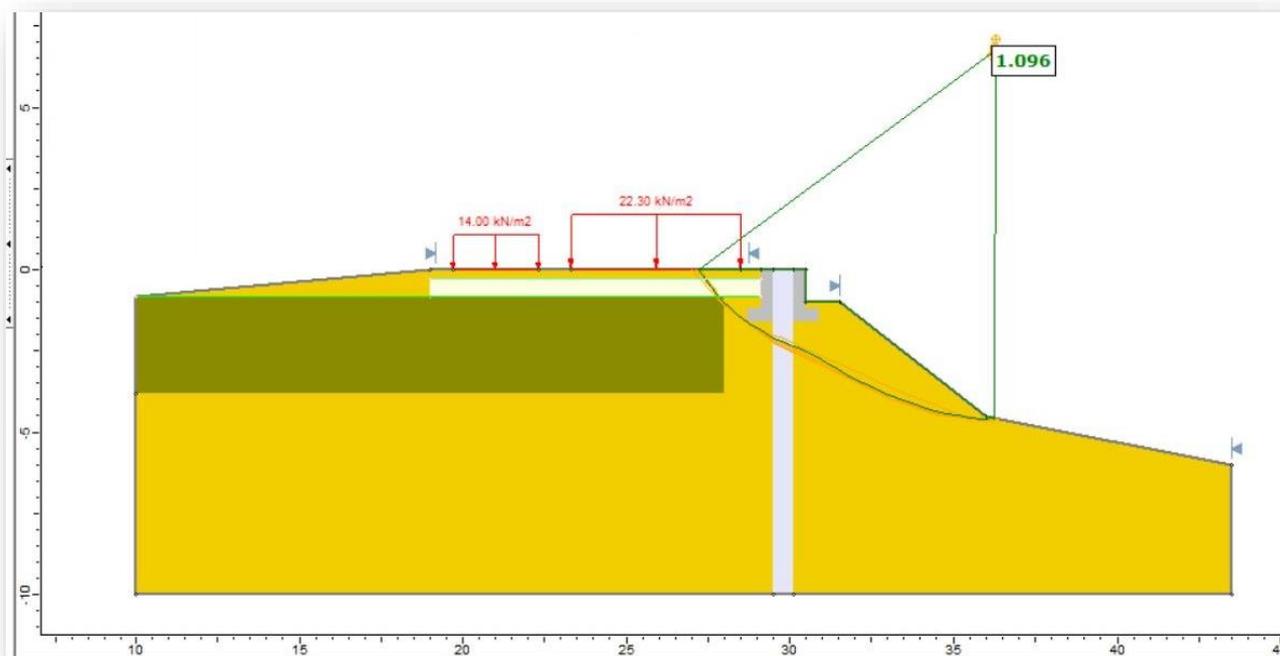


Figura 39: simulazione per il tratto D usando il metodo di Spencer, sovraccarichi in superficie e superfici di scivolamento non circolari, la deformazione dei rinforzi è iperbolica, si è fatto uso dei fattori presenti negli eurocodici ($\varphi_{\text{terreno}} = 36^\circ$), il fattore di sicurezza minore è pari a 1,096, ovvero non ci sono superfici di scivolamento instabili in fase di scavo

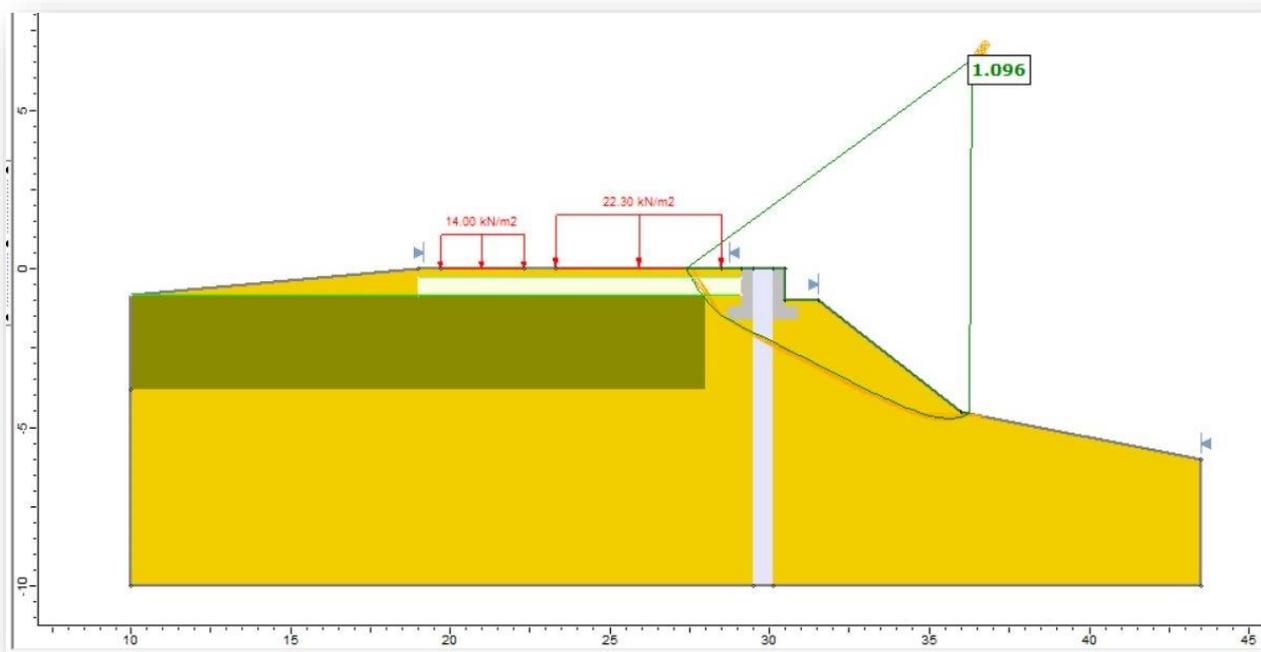


Figura 40: simulazione per il tratto D usando il metodo di Bishop, sovraccarichi in superficie e superfici di scivolamento non circolari, la deformazione dei rinforzi è iperbolica, si è fatto uso dei fattori presenti negli eurocodici ($\varphi_{\text{terreno}} = 36^\circ$), il fattore di sicurezza minore è pari a 1,096, ovvero non ci sono superfici di scivolamento instabili in fase di scavo

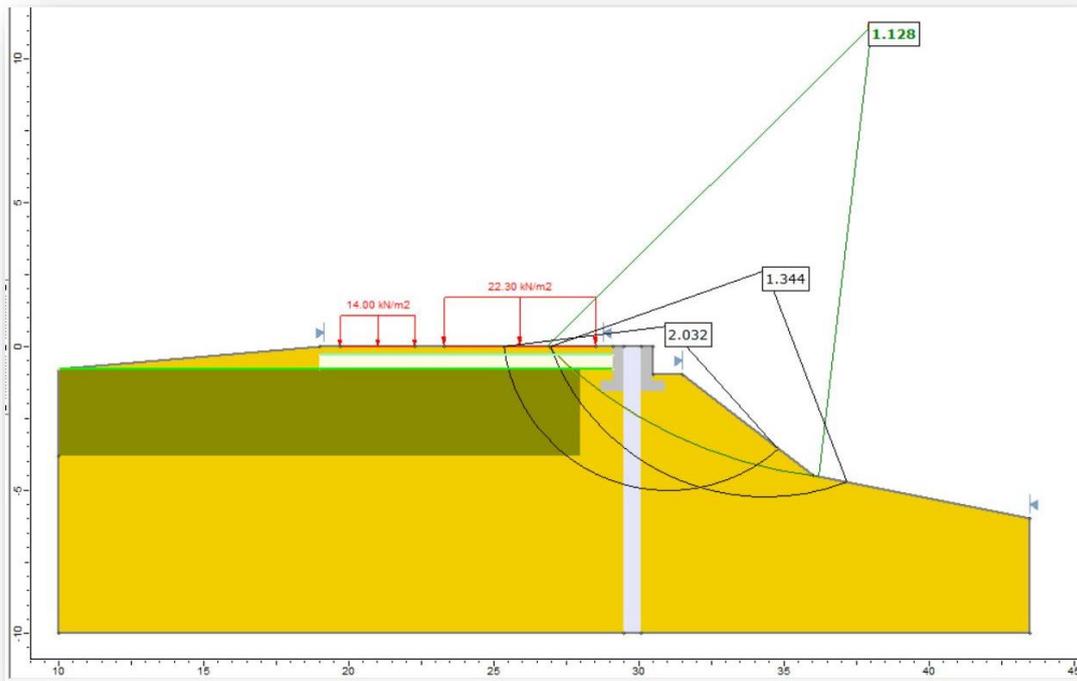


Figura 41: simulazione per il tratto D usando il metodo di Spencer, sovraccarichi in superficie e superfici di scivolamento circolari, la deformazione dei rinforzi è iperbolica, si è fatto uso dei fattori presenti negli eurocodici ($\varphi_{\text{terreno}} = 36^\circ$), il fattore di sicurezza minore è pari a 1,128, ovvero non ci sono superfici di scivolamento instabili in fase di scavo

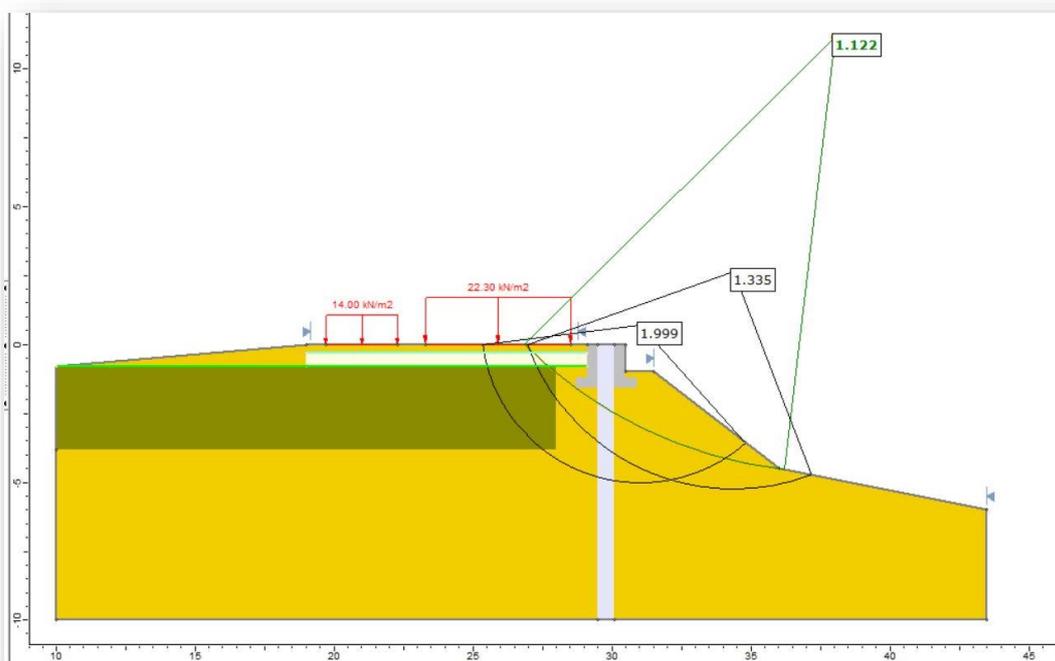


Figura 42: simulazione per il tratto D usando il metodo di Bishop, sovraccarichi in superficie e superfici di scivolamento circolari, la deformazione dei rinforzi è iperbolica, si è fatto uso dei fattori presenti negli eurocodici ($\varphi_{\text{terreno}} = 36^\circ$), il fattore di sicurezza minore è pari a 1,122, ovvero non ci sono superfici di scivolamento instabili in fase di scavo

Come ci si poteva aspettare, il materasso multistrato è risultato ottimale per questo intervento, grazie alla distribuzione dei carichi su una superficie più ampia, che ha fatto sì che non ci fosse una concentrazione delle pressioni solamente sotto le macchine e che quindi le superfici di scorrimento fossero più stabili. Dalla Figura 31 e Figura 32 si evince come la parete del diaframma risulti essere stabile in fase di scavo (sia tramite l'analisi di Spencer, sia attraverso quella di Bishop), persino nel caso di Figura 33, in cui si considerano le condizioni stratigrafiche peggiori (angolo di attrito del terreno pari a 28° e coesione nulla), il fattore di sicurezza risulta essere superiore all'unità.

Anche nelle successive analisi, le macchine operatrici non creano collassi o instabilità. Sono state cambiate anche alcune impostazioni nel software, come le superfici di scorrimento (circolari e non) e il metodo di analisi (Spencer, Bishop e Janbu), così da valutare tutti i possibili casi; i risultati ottenuti sono stati però sempre positivi per quanto riguarda la stabilità.

In realtà che la situazione fosse sicura, grazie agli interventi di rinforzo, era già stato dimostrato in fase progettuale. Anche durante l'esecuzione dei lavori, non si sono verificate situazioni pericolose, se non qualche problema di facile risoluzione dovuto a casi particolari (vedi il paragrafo Problemi riscontrati). Ciò che si è voluto fare con questa analisi, è stato capire come i coefficienti di sicurezza variassero utilizzando i dati reali e non quelli di progetto, le geometrie nel tratto D non sono infatti esattamente quelle progettuali, bensì differiscono di poco.

Ciò che si può trarre in conclusione è la validità dei sistemi utilizzati, sia per quanto riguarda la miscela bentonitica usata in fase di scavo, sia la realizzazione e il rinforzo della pista di cantiere.

8. La saldatura dei giunti ai teli

Obiettivo principale del cantiere è quello di isolare completamente la fonte di inquinamento della falda acquifera, è necessario perciò che il diaframma sia continuo e che tutti i teli facciano corpo unico, non lasciando possibili vie di passaggio per il flusso. A questo scopo interviene la ditta “Imperfoglia” che, specializzata in opere di impermeabilizzazione sia a carattere ambientale che civile – edile, si occupa non solo di fornire le membrane in HDPE ma anche di saldare i giunti su ciascun telo, in modo che possano interconnettersi fra loro e formare una barriera continua. I teli, così come i giunti, sono in polietilene ad alta densità, per consentire una buona resistenza alla trazione e delle corrette saldature; il polietilene a bassa densità infatti, oltre a non avere una buona resistenza meccanica non è in grado di sopportare le elevate temperature, ha il pregio però di essere più economico.

Ciò che permette a questa ditta di emergere maggiormente rispetto alle altre è la tecnologia utilizzata, dispone infatti di impianti automatici che permettono di eseguire le saldature al meglio, aumentando l'efficienza ed evitando possibili errori geometrici, dati dal lavoro manuale degli operatori. In fase di calo la ditta dispone di un rullo motorizzato (avente come scheletro una struttura metallica) che permette di svolgere il telo e calarlo senza sollevarlo con la gru, evitando così che nelle giornate ventose si possano creare problemi dati dall'effetto vela. Inoltre, l'assenza della gru a traliccio evita ampi raggi di manovra, permettendo che vi siano operazioni limitrofe durante la posa del telo e offrendo allo stesso tempo una maggiore sicurezza agli operatori.

Poiché la saldatura dei teli è un'operazione delicata, da cui può dipendere l'efficienza dell'intero sistema di isolamento, è necessario seguire la normativa UNI 10567:2011, che ha lo scopo di fornire le modalità di esecuzione e del controllo della qualità dei giunti saldati.

8.1. Preparazione e saldatura

I teli trasportati in cantiere sono avvolti in bobine; questi vengono stoccati con copertura protettiva dai raggi solari e dalle intemperie. I raggi ultravioletti infatti danneggiano la struttura polimerica del telo, andandolo a deteriorare. Questo processo fa sì che la vita utile dei pannelli diminuisca rispetto a quella data da progetto. La movimentazione dei giunti è effettuata con un escavatore, che li trasporta dal punto di stoccaggio fino ad un'area (a nord-ovest del cantiere) che è adibita alle operazioni di saldatura, sotto ad un capannone impermeabile (per evitare che le precipitazioni o le radiazioni solari possano arrecare danni alle macchine o ai materiali utilizzati in fase di lavorazione). Come detto in precedenza la ditta possiede una macchina, dotata di rulliera meccanica, in grado di ospitare 120 metri di telo in HDPE, e che permette di realizzare la saldatura. Tutte le macchine presenti sono alimentate attraverso un generatore posto al di fuori del capannone.

Prima di procedere con le operazioni di saldatura, si controlla che le superfici dei teli e dei giunti siano asciutte e prive di sporcizia, permettendo così una lavorazione ottimale del polimero. Il telo è composto da polietilene ad alta densità ed è dello spessore di 2 mm, questo però è sufficiente a svolgere la funzione di impermeabilizzazione all'interno del diaframma, la quale viene mantenuta anche dopo decine di anni dalla produzione. La pressione conferita dalla macchina permette l'avanzamento del giunto attraverso dei binari guida (Figura 45), che si infilano perfettamente all'interno del giunto, garantendone un corretto allineamento con il telo. Il rammollimento del materiale avviene mediante il contatto tra le geomembrane ed un elemento termico (cuneo metallico) portato ad alta temperatura mediante elettroresistenze. L'elemento saldante, come detto, è un cuneo dotato di resistenze cilindriche che riscaldano fino alla temperatura stabilita dall'operatore (solitamente 400°C) i due lembi in HDPE portandoli a fusione parziale e permettendo così che il giunto e il telo formino un corpo unico, senza dover necessitare dell'apporto di ulteriore materiale. Il raffreddamento naturale della saldatura è immediato e fa sì che non avvengano deformazioni in un secondo momento. La velocità di avanzamento del telo attraverso il cuneo a caldo è di 2 metri al minuto ed è seguita simultaneamente dagli operatori, che accompagnano il telo tirandolo dall'estremità. Completate le operazioni, si procede con lo stoccaggio delle geomembrane saldate, che vengono accatastate al riparo dagli agenti atmosferici su una superficie d'appoggio orizzontale e priva di asperità, in modo tale da non arrecare danni alle geomembrane ed influenzare negativamente la qualità delle saldature. In Figura 43 si vedono gli elementi appena descritti, ciò che richiede attenzione non è solo il controllo del telo e del giunto in fase di saldatura, ma soprattutto l'organizzazione e la manutenzione delle varie componenti.



Figura 43: alcuni degli elementi fondamentali in fase di saldatura

Come detto, la saldatura è a doppia pista automatica, in quanto si realizza una doppia giunzione lasciando tra le due fasce saldate un canale intermedio, utilizzato successivamente per testare la tenuta della giuntura stessa.

Le saldature in generale si dividono in due tipologie: a freddo e a caldo; più spesso si ricorre a queste ultime poiché offrono migliori prestazioni nel tempo in termini di tenuta. La giunzione a freddo avviene con l'impiego di collante o nastro autoadesivo, applicati per mezzo di presse meccaniche, quelle a caldo si avvalgono di elementi termici per portare a fusione parziale il materiale da saldare. Esistono in totale 4 tipi di saldature, realizzabili con materiali polimerici, di seguito vengono riportate con una breve descrizione:

1. Saldatura a doppia pista

Realizzata tramite l'uso di elementi termici, quali non solo il cuneo caldo (come indicato schematicamente nella Figura 44), ma anche a gas caldo, che viene inviato sulla superficie delle geomembrane attraverso uno o più ugelli di uscita, in modo da ottenere una distribuzione omogenea del gas stesso. Questa tecnica fa uso di rulli di pressione, che spingono i teli lungo un binario, e di un elemento saldante, permettendo così la formazione di un giunto costituito da due distinte saldature parallele tra loro, tra le quali rimane una canaletta, utilizzata poi per testare la continuità e la tenuta del lavoro eseguito. La qualità della saldatura dipenderà dalla pressione esercitata dal rullo (solitamente intorno ai 20 kg), dalla temperatura del cuneo (dipendente dai valori di temperatura e umidità dell'ambiente) e dalla durata del contatto.

2. Estrusione sovrapposta

È una tecnica che si avvale di un piccolo estrusore manuale che porta a fusione un cordone in HDPE e lo deposita in pressione, a cavallo delle due geomembrane che si vogliono saldare. Il materiale apportato, uguale a quello che costituisce i teli, può essere sia in granuli che in fili. Per assicurare una migliore presa della saldatura, i due lembi, prima di essere accostati fra loro, vengono raschiati superficialmente e poi preriscaldati con un getto di aria calda, emesso dallo stesso estrusore. Come si vedrà a breve, questo sistema è utilizzato soprattutto per apportare correzioni e rifiniture ai giunti già saldati. È fondamentale che l'apparecchiatura permetta un facile controllo delle temperature e delle pressioni adottate, così che le prestazioni dell'estrusore non dipendano dalle condizioni ambientali. Completati i passaggi, si procede con il collaudo delle saldature attraverso prove distruttive e non distruttive.

3. Estrusione interposta

Questa terza tipologia prevede una saldatura senza che venga apportato ulteriore materiale fra le due estremità che si intendono giuntare. Si può procedere in due modi: o si rammollisce il materiale con un processo a gas caldo (inviato dalla macchina da uno o più ugelli), oppure attraverso apparecchiature in grado di applicare pressioni adeguate allo scopo.

4. Estrusione a filo di rame

Simile alle ultime due tipologie di estrusione presentate, si tratta infatti di un filo in polietilene vergine che entra nell'estrusore e subisce la fusione; questa tecnica offre un vantaggio in più: consente il funzionamento della macchina in qualsiasi posizione spaziale, permettendo così all'operatore di apportare saldature ai teli pur non essendo disposti su un piano orizzontale.

La saldatura che meglio si presta qualitativamente fra quelle descritte, è quella che prevede una forza di saldatura per pressare fra loro i due lembi in polietilene dopo essere stati portati a fusione parziale o semplicemente preriscaldati.

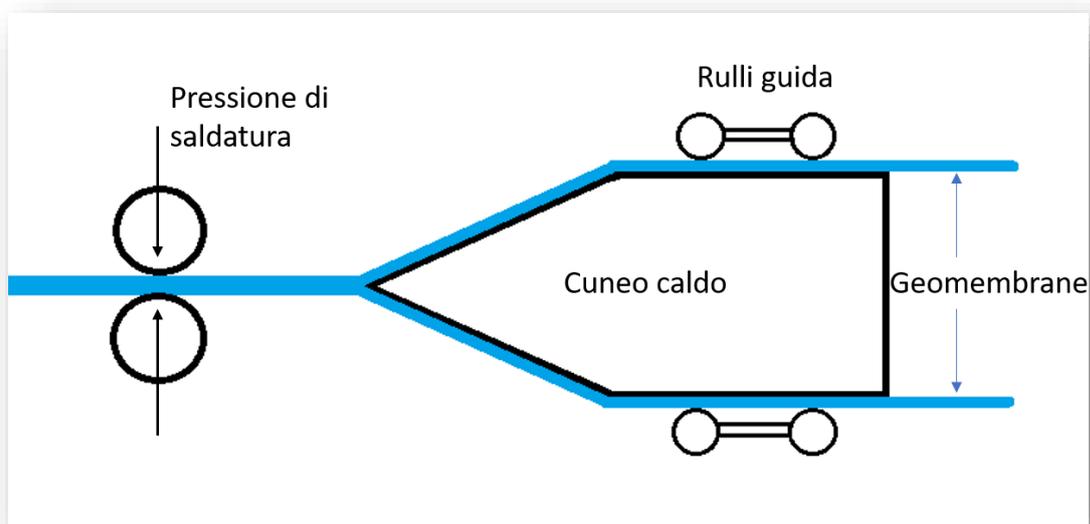


Figura 44: schema rappresentante il contatto fra le geomembrane e il cuneo a caldo. con successiva applicazione della pressione attraverso le due ruote di saldatura

Durante la saldatura i parametri fondamentali che devono essere regolati sono tre: temperatura, velocità e pressione; da questi dipende la qualità della saldatura. I valori di questi parametri non sono sempre uguali, è compito dell'operatore saperli impostare correttamente, tenendo in considerazione sia la temperatura che l'umidità presenti nell'ambiente circostante. La temperatura delle geomembrane durante le operazioni di saldatura non deve risultare inferiore a 5°C, non è tuttavia possibile utilizzare sorgenti termiche esterne per innalzare la temperatura dei teli. L'impianto meccanico possiede una centralina di controllo, attraverso la quale è possibile regolare i parametri citati. Guardando più dettagliatamente in Figura 46 si osservano due termoregolatori (i selettori rossi al centro) attraverso i quali sono regolabili le temperature che sono visibili sui piccoli schermi neri. Quando la resistenza raggiunge la temperatura desiderata, è possibile procedere con la saldatura. La rotella nera invece, corrispondente al potenziometro, regola la velocità di scorrimento dei teli, ovvero il tempo di contatto tra cuneo caldo e geomembrana. La pressione applicata fra telo e giunto invece, è impostata manualmente da un operatore, attraverso un meccanismo a molla che imprime una pressione a due ruote cave al centro (Figura 45), in modo da realizzare la canaletta per il test non distruttivo.

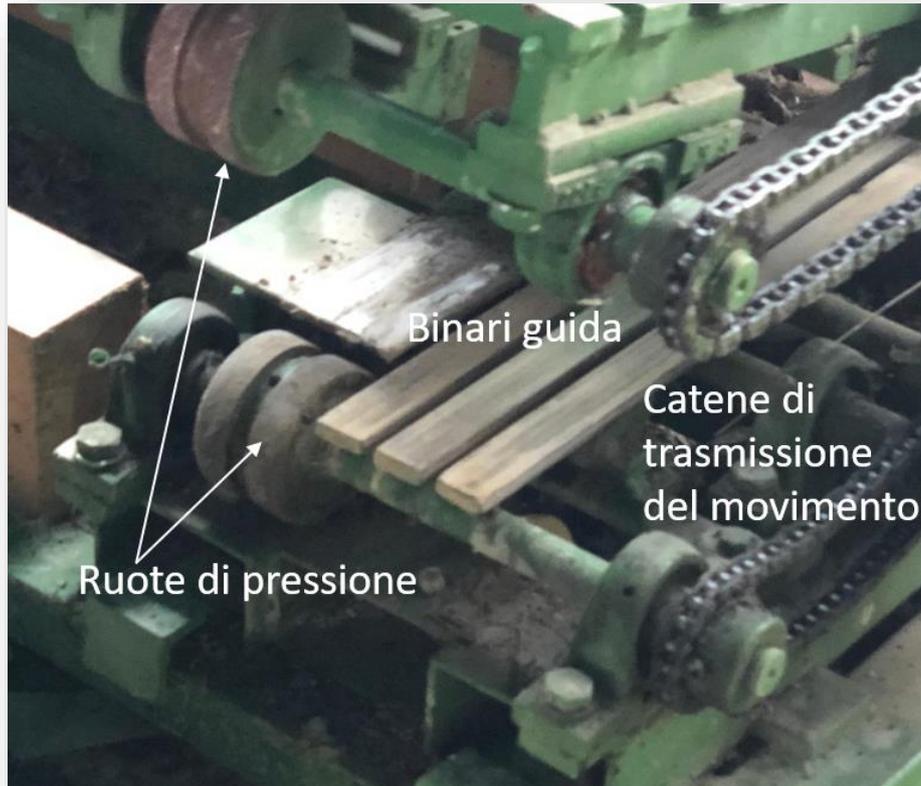


Figura 45: dettaglio dei binari di scorrimento del giunto, delle ruote di pressione e delle catene di trasmissione del movimento



Figura 46: quadro dei comandi per la regolazione dei parametri in fase di saldatura

8.2. Denominazione e caratteristiche dei teli

Finita la fase di saldatura, è necessario riportare i dati di denominazione sul telo, ciascun pezzo infatti avrà una propria collocazione all'interno del diaframma e poiché più teli vengono saldati e conservati contemporaneamente, è necessario poterli distinguere. Come spiegato nei capitoli precedenti, lo strato di marne si trova a profondità differenti lungo il perimetro del diaframma, per questo motivo ogni pannello ha un'altezza precisa a seconda delle tratte, e affinché l'immorsamento sia corretto e non vengano lasciati spazi nella cinturazione, è fondamentale usare il telo delle giuste dimensioni. Sopra di questi, viene segnato anche il verso (sinistra o destra), in modo da poterli orientare correttamente in fase di calo. In Figura 47 si può vedere un telo dopo essere stato saldato al giunto, oltre ai nominativi citati, si riporta anche la data di realizzazione della saldatura (necessaria affinché si possa controllare la corrispondenza con i dati presenti nella tabella) e la lunghezza totale del telo.



Figura 47: esempio di immatricolazione del telo

A questo punto, si procede con la compilazione della tabella identificativa, che contiene: lunghezza, larghezza, superficie, matricola del telo e tutti gli altri dati che è possibile vedere in Figura 48.

IMPERFOGLIA S.p.A. SISTEMI DI IMPERMEABILIZZAZIONE		Modulo lavorazione pannelli per diaframmi verticali									
Messa in sicurezza sito contaminato di interesse nazionale ex-Ecolibano, Serravalle Scivina (AL)											
Commissa 19073											
Sx Dx											
Codice pannello	P53	P50	P57	P56	P55						
Lunghezza [m]	15,2m	15,2m	15,2m	16,6m	16,6m						
Larghezza [m]	5,1m	5,1m	5,1m	5,1m	5,1m						
Superficie [m ²]	77,5m ²	77,5m ²	77,5m ²	83,5m ²	83,5m ²						
Matricola HDPE	0477	0477	0477	0477	0477						
Assemblaggio (sx/dx)	Sx	Dx	Sx	Dx	Sx						
Data	04/11/2020	04/11/2020	04/11/2020	04/11/2020	04/11/2020						
Operatore	Menendi Paolo	Menendi Paolo	Menendi Paolo	Menendi Paolo	Menendi Paolo						
Temperatura cuoco caldo [°C]	400°C	400°C	400°C	400°C	400°C						
Velocità avanzamento [m/min]	2m/min	2m/min	2m/min	2m/min	2m/min						
Giunto	Sx	Dx	Sx	Dx	Sx	Dx	Sx	Dx	Sx	Dx	
Matricola giunto	R15	R16	R17	R18	R21	R22	R1	R2	R3	R4	
N. Saldatura	139	138	137	136	135	134	133	132	131	130	
Pressione iniziale	5,1da	5,0da	5,2da	5,2da	5,0da	5,1da	5,0da	5,1da	5,2da	5,2da	
Pressione dopo 5'	5,0da	5,0da	5,2da	5,1da	5,0da	5,1da	5,1da	5,0da	5,1da	5,2da	
Esito Saldatura	Positivo	Positivo	Positivo	Positivo	Positivo	Positivo	Positivo	Positivo	Positivo	Positivo	
Note										Comp. n° 31	
Firma Imperfogli S.p.A.			Firma Riccoboni S.p.A.				Firma D.L.				

Figura 48: scheda riportante i dati di un telo dopo essere stato saldato ai giunti

8.3. Correzioni e migliorie

Qualora la saldatura non sia riuscita perfettamente o nel caso in cui si renda necessario correggere una determinata superficie del telo, si fa uso di un estrusore manuale; questo dispositivo consente di apportare ulteriore materiale sul telo, che viene fuso e applicato lungo i punti di interesse. L'estrusore è alimentato elettricamente dal generatore, e presenta una dimensione adatta per essere utilizzato dagli operatori in cantiere. Come visibile in Figura 49, l'apparecchio è provvisto di un recipiente metallico in cui collocare il polietilene granulare (Figura 50), questo viene portato allo stato semi fluido grazie al passaggio attraverso una camera di fusione, successivamente una vite senza fine lo incanala verso l'uscita di una bocchetta antiaderente, da cui è applicato alla geomembrana. Per consentire una presa ergonomica ed una facile accensione, è dotato di un'impugnatura con pulsante di alimentazione. Lateralmente è posto un soffiante d'aria calda che preriscalda il telo, consentendo una miglior adesione del polimero e quindi un rattoppo efficace. In aggiunta a ciò, si rende necessario utilizzare una smerigliatrice, lo scopo è quello di rendere la superficie del telo più ruvida, in modo tale che l'HDPE fuso dall'estrusore riesca a fare una presa migliore. Su un display è possibile controllare e regolare i parametri di saldatura, come la tensione (per la fusione dell'HDPE) e la temperatura dell'aria uscente dal cannello preriscaldante. Anche le portate del flusso d'aria calda e del polietilene fuso devono essere controllate, così da apporre la giusta quantità di polietilene ed evitare un eccessivo rammollimento del telo o al contrario un riscaldamento insufficiente.



Figura 49: estrusore manuale per la correzione e la finitura di alcune parti della geomembrana



Figura 50: HDPE granulare

8.4. Verifiche di conformità

I controlli che si effettuano sui giunti saldati si dividono in due tipologie: quelli indiretti, da effettuare sulle componenti prima delle lavorazioni, e quelli diretti, a fine operazioni. In questo capitolo si tratteranno tre tipologie di controllo diretto: la prova in pressione, la resistenza a pelatura e lo spark test. Mentre la prova di resistenza a sfogliamento, che è di carattere distruttivo, si esegue su un campione prelevato dalle lavorazioni effettuate ogni 100 metri di telo lavorato, le altre due sono non distruttive e si eseguono direttamente sui materiali che verranno messi in opera ad ogni giuntura realizzata (secondo norma UNI 10567). Tali controlli devono essere eseguiti dalla ditta incaricata di saldare i giunti alle geomembrane. Le modalità esecutive e l'esito di tali esami e prove devono essere registrati su specifici documenti, da rendere sempre disponibili su richiesta del committente o dell'ente di controllo. È buona prassi in ogni caso, effettuare un controllo visivo sulle geomembrane prima che vengano collocate all'interno del diaframma, in modo da verificare che non vi siano danni o abrasioni sulla superficie.

8.4.1. Prova in pressione

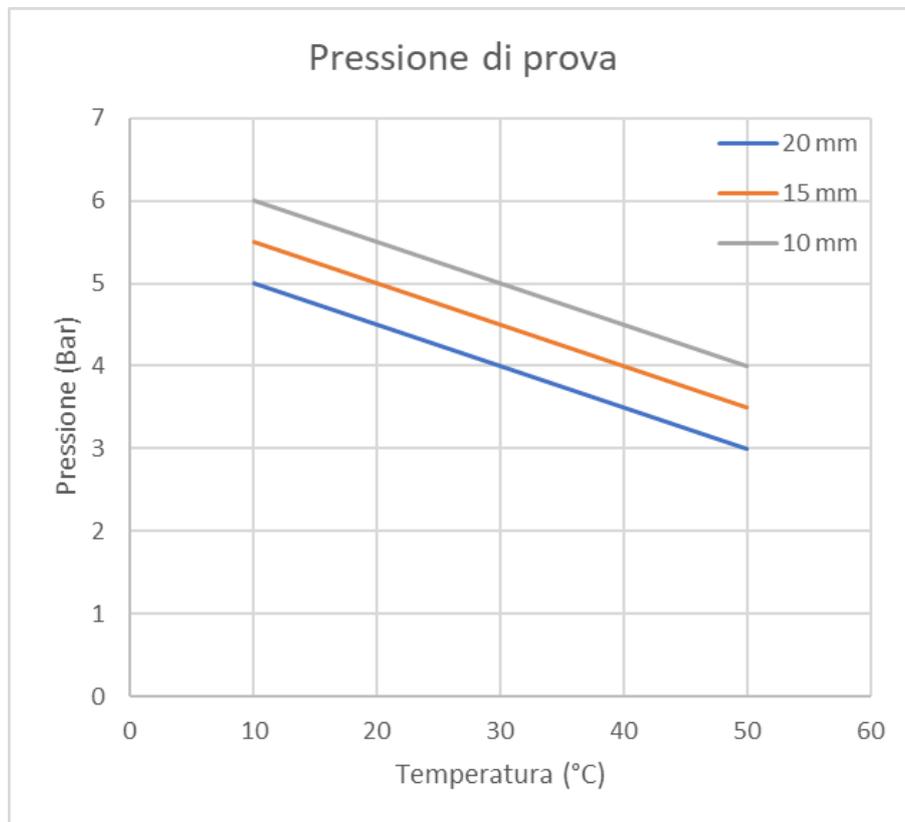
La prima prova a cui si sottopone la saldatura, è quella in pressione, effettuata per verificare che non vi siano eventuali falle nel giunto, difetto che consentirebbe il passaggio del flusso inquinante una volta calate le geomembrane. La prova deve essere effettuata non prima di un'ora dal termine dell'esecuzione del giunto e consiste inizialmente nell'insufflare aria in pressione all'interno della canaletta del giunto, questa è sigillata alle due estremità per impedire la fuoriuscita dell'aria. Per eseguire questa operazione si adopera un compressore in cui in punta è posto un manometro (Figura 51) dotato di ago metallico che si infila nella canaletta. Si procede subito con la lettura della pressione sul manometro e affinché il test sia considerato superato correttamente, la caduta di pressione dopo 5 minuti dalla prima registrazione, non deve essere maggiore del 10%.



Figura 51: manometro con ago metallico per l'insufflaggio dell'aria e la misurazione della pressione

La pressione di inizio prova non è randomica, ma è stabilita a priori dipendentemente da due variabili: la temperatura della geomembrana e la dimensione della canaletta di insufflaggio. Per sapere quale sia la pressione corretta, si utilizza il Grafico 1, in cui, data la temperatura (misurata prima del test) e la dimensione della canaletta, si ricava in uscita sull'asse delle ordinate il valore d'interesse. Nel caso di dimensioni della canaletta di prova diverse da quelle riportate nel grafico, è possibile ottenere la pressione da utilizzare mediante interpolazione lineare dei dati contenuti nel grafico stesso. È comunque possibile applicare una pressione maggiore rispetto a quella ricavata dal grafico, in questo modo si sarà più cautelativi e sicuri nell'esecuzione della prova. Nella prova effettuata in cantiere ad esempio, la canaletta presentava una larghezza di 10 mm e la temperatura del telo era di circa 20 °C, motivo per cui si è scelta una pressione pari a circa 5,5 – 6 bar. Dopo 5 minuti non si è registrato un calo di pressione maggiore al 10%, confermando la riuscita ottimale della saldatura. A prova finita, avviene la registrazione dei dati e ulteriore documentazione, avendo cura di acquisire anche fotografie del giunto e del manometro. La prova non superata è segnale di una perdita d'aria, si rende così necessaria un'ulteriore verifica da eseguire sulla saldatura. Per fare ciò, si divide il giunto in più parti, in modo tale da poter eseguire il test su tratti di saldatura più brevi ed individuare così la falla. Infine, a seguito della chiusura del foro con nuovo materiale granulare, si procede con un'ultima verifica sul tratto, in modo da confermare la riuscita della correzione.

Grafico 1: valori della pressione di prova in funzione della temperatura e della dimensione della canaletta presente fra le due piste saldate



8.5.1. Prova di resistenza a pelatura

Un'ulteriore verifica è la resistenza a sfogliatura che, nel caso di giunti a doppia saldatura con canaletta di prova, prevede l'analisi su entrambe le saldature. La prova si esegue su 5 provini di larghezza pari a minimo 20 mm, prelevati con una frequenza di uno ogni 300 m di telo saldato. Affinché la prova si consideri valida, le caratteristiche geometriche e dimensionali del campione, non devono essere fuori dagli intervalli nominali previsti da normativa. In Tabella 7 si riportano i range dei valori e lo schema grafico di interpretazione, presenti nella norma UNI 10567 del febbraio 2011: "Criteri generali per la saldatura ed il controllo dei giunti saldati". Secondo questa tabella, si compila una scheda identificativa della prova, come quella di Figura 54, in cui, oltre ai valori dimensionali, si riportano anche i valori ottenuti dal test distruttivo. La prova di resistenza a sfogliamento, consiste nel sottoporre a pelatura un provino di dimensioni standardizzate, sollecitandolo in modo da determinare il distacco di un lembo rispetto all'altro. Per svolgere questa operazione, ci si avvale di un dinamometro elettronico portatile, dotato di certificato di taratura in corso di validità, che consenta di applicare una forza di trazione, con conseguente deformazione in maniera uniforme. Il provino si colloca nel dinamometro, posizionando le due estremità dei lembi sulle apposite pinze di trazione, le quali devono essere serrate correttamente per evitare che il campione si sfili in fase di test. Si procede dunque con l'accensione della macchina, che inizia ad applicare un carico crescente (velocità di applicazione pari a 100 mm/min) per verificare la corretta resistenza a pelatura. Con l'avanzare della prova si osserverà uno snervamento sempre più marcato del materiale; quando questo avrà raggiunto il carico di rottura con conseguente distacco totale, sarà necessario spegnere la macchina e salvare i dati riportati sul display. La rottura deve avvenire sempre al di fuori dei lembi saldati, poiché, qualora fosse all'interno, equivarrebbe ad un fallimento della prova con esito negativo per quanto riguarda la validità della saldatura. Vi è inoltre un'altra condizione che deve essere rispettata affinché il campione superi il test: il valore del carico di rottura deve raggiungere almeno il 75% del carico di resistenza del polietilene (corrispondente a 17N/mm^2). Nel nostro caso la rottura si è verificata a $15,4\text{ N/mm}^2$, ovvero a circa il 90% del carico massimo. Questo risultato ci porta a dire che la lavorazione è stata ottimale e che il giunto saldato non presenterà potenziali danni, garantendo adeguate prestazioni nel tempo.



Figura 52: dettaglio della sezione di un campione di saldatura fra giunto e telo

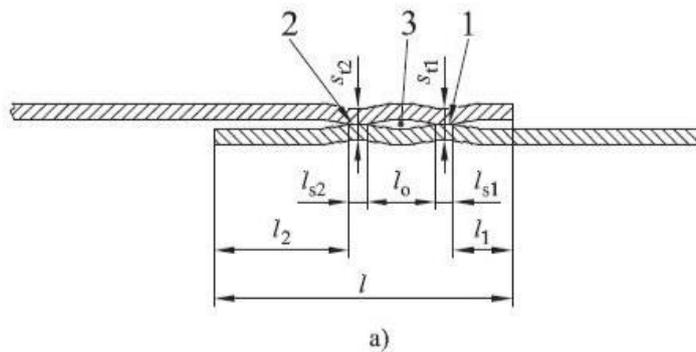


Figura 53: dinamometro elettronico per il test di resistenza a pelatura

Tabella 7: schema grafico e valori dimensionali da rispettare per il campione di saldatura

Legenda

- a) Giunto a doppia saldatura (con canaletta di prova)
- 1 Prima saldatura
- 2 Seconda saldatura
- 3 Canaletta di prova



Dimensioni dei giunti saldati

	s_1	s_{11}	s_{22}	l	l_s	l_{s1}	l_{s2}	l_{cs}	l_1	l_2	l_c
	Dimensioni in millimetri										
Giunto a doppia saldatura		$\leq 2 \times s - 0,2$ $\geq 2 \times s - 0,8$	$\leq 2 \times s - 0,2$ $\geq 2 \times s - 0,8$	≥ 100		≥ 13	≥ 13	≥ 26	$\geq 20^{a)}$	≥ 30	≥ 10
a)	Valore richiesto per effettuare la prova di pelatura su entrambe le saldature.										



IMPERFOGLIA S.r.l.

UNIPERSONALE

SISTEMI DI IMPERMEABILIZZAZIONE



RINA



Data: 04/11/2020

Protocollo:

Comittente:

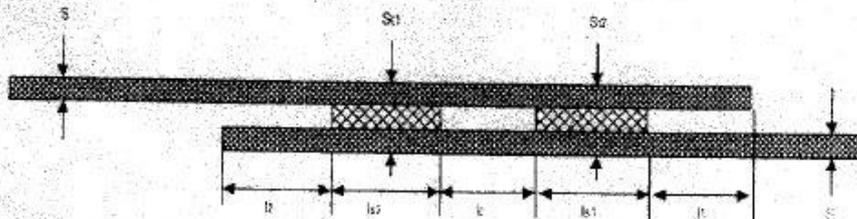
Cantiere:

VERIFICA DIMENSIONALE E PROVA DI RESISTENZA A PELATURA

Saldature di prova del											
- Scheda di verifica HD-PE ai sensi norme UNI 10567/2011 - Saldatura a doppia pista - verifica DIMENSIONALE (mm)											
Camp. N°	del	Spessore Membrana Sup.	Spessore Membrana inf.	S12	S12	S1	S1	S2	S2	S1	S1
12	04/11/20	2	5	6,7	6,8	200	28	23	170	0	10
Valori di rif. (in mm)				±2 x ±0,2	±2 x ±0,2	±100	±15	±15	±10	±5	±5
Provino 1 Sald.		126									

Saldature di prova del								
- Scheda di verifica HD-PE ai sensi norme UNI 10567/2011 - Saldatura a doppia pista - verifica RESISTENZA A PELATURA								
Prov. f. telo mtr	Largh. provino (mm)	Sezione provino (mm ²)	Carico di snervamento (N)	Carico (N/mm ²) unitario di snervamento	Tipo di rottura	≥ 26 Dim. residua saldatura (mm)	Valore carico Snervamento materiale base	Carico snervamento % 75%
Pista interna	13	45,5	700	15,4	Fuori		17N/mm ²	90%

Saldatura



Rivestimenti in polietilene per: Discariche controllate - Vasche stoccaggio reflui industriali - Vasche in C.A. - Bacini per acque piovane.

Sede Leg. Via delle Fonti di Mezzano n. 7 - 50100 Prato (PO) Sede Amm. Via Francesco di Giorgio Martini, 31 - 01010 Capranica P. Anagnino (VT)
 tel. 0722 362057 - fax 0722 362056 - e-mail: info@imperfoGLIA.it - PEC: info@imperfoGLIA.it - www.imperfoGLIA.it
 Cap. Soc. € 100.000,00 i.v. - Codice Fiscale Partita IVA e iscr. Reg. Imprese n. 01159450412 - Iscr. al R.E.A. n. 01052070

Figura 54: esempio di scheda per la raccolta dei dati dimensionali e della prova di resistenza a sfogliatura

8.5.2. Spark test

Nel caso in cui si siano effettuate delle saldature con estrusore manuale, è possibile ricorrere a una prova non distruttiva, chiamata in inglese “Spark test”, per verificare l’eventuale presenza di falle nei rattoppi (Figura 55). Prima di procedere con la saldatura però, si rende necessario posizionare un filo di rame a cavallo fra i due lembi di HDPE, che verrà poi rivestito con il materiale granulare fuso. Il risultato finale di questa operazione è visibile in Figura 56, in cui il filo metallico è rivestito interamente dalla geomembrana.

Il test consiste nel passare sopra la saldatura con un dispositivo su cui è posta una spazzola di ottone all’estremità, questa, presentando una tensione di circa 10 kVolt fa sì che, qualora il filo conduttore sia scoperto, vengano emesse delle scintille, rivelando così la presenza di fori. Qualora la tensione non fosse abbastanza alta, le scintille non verrebbero prodotte, implicando così erroneamente l’assenza di perdite. Si specifica che ciascuna geometria di saldatura presenta le proprie caratteristiche e che la tensione deve essere regolata di conseguenza. Chiaramente, prima di poter procedere, devono essere eseguiti dei test di calibrazione per assicurare un corretto funzionamento della prova (Kelsey, 2006).

Lo strumento usato, “Pistol Grip Spark Tester”, è ampiamente utilizzato per testare i giunti saldati in svariati settori della plastica e della gomma, petrolchimico e della costruzione di condutture.

Nel caso in cui si rilevino delle imperfezioni sulle saldature, è possibile ripetere il procedimento di saldatura manuale, estrudendo nuovo HDPE granulare sui punti di giuntura che hanno presentato scintille.



Figura 55: correzione apportata al telo, dopo essere stato sottoposto a saldatura a doppia pista



Figura 56: dettaglio del filo di rame all'interno della saldatura (Kelsey, 2006)



Figura 57: esecuzione dello Spark test attraverso la spazzola in ottone

9. Gestione delle terre e rocce da scavo

9.1. Deposito temporaneo e trasporto

Si definisce “deposito temporaneo” lo stoccaggio di rifiuti all'interno dell'ambiente di lavoro in cui sono prodotti, prima che questi possano essere sottoposti ad analisi e trasportati in apposite aree, come discariche o impianti di trattamento. Si specifica che i depositi di raccolta devono essere suddivisi per categorie omogenee di rifiuti e nel rispetto delle relative norme tecniche. Nel caso in analisi, il deposito temporaneo è posto nei pressi dell'accesso al cantiere, mentre il rifiuto è costituito dal terreno proveniente dagli scavi e dalle lavorazioni del diaframma.

Perché il terreno in sito viene considerato come un rifiuto? Secondo l'Articolo 184 D. Lgs 152/06 sono rifiuti speciali i rifiuti derivanti dalle attività di demolizione, costruzione, nonché i rifiuti che provengono dalle attività di scavo.

Sempre secondo questo articolo, il produttore di rifiuti può adottare due diverse tipologie di gestione, a seconda dei quantitativi prodotti: stoccare il materiale e, al raggiungimento dei 30 m³ (di cui massimo 10 m³ di rifiuto pericoloso), avviare le procedure di recupero o smaltimento, oppure raggruppare un quantitativo superiore (regolato dal capitolato d'appalto) e, a partire dalla data di registrazione del rifiuto prodotto, avviare le medesime procedure con un termine massimo trimestrale. Nel primo caso, qualora non fosse raggiunta la volumetria massima, si rende comunque necessario lo smaltimento dopo un anno dalla produzione (Certifico S.r.l. IT, 2018). Inoltre, il decreto obbliga il produttore a verificare che i trasportatori e i destinatari dei propri rifiuti siano soggetti regolarmente autorizzati al trasporto, riutilizzo, smaltimento di rifiuti.

In cantiere, essendo il terreno rimosso ben superiore ai 30 m³, si fa riferimento a quanto stabilito da capitolato, documento tecnico legato al contratto di appalto, in cui si definiscono le specifiche tecniche delle opere da eseguirsi, e che prevede uno stoccaggio massimo di 250 m³ di materiale, somma delle sei aree di stoccaggio. Una volta prodotto il rifiuto, si compila il registro di carico e scarico e, a partire da questa data, si hanno a disposizione tre mesi per lo stoccaggio.

Il materiale scavato è trasportato attraverso dumper e scaricato nel deposito temporaneo per la caratterizzazione ai fini dell'eventuale riutilizzo in sito oppure per la determinazione del codice C.E.R. e la verifica di pericolosità, per il conseguente smaltimento in discarica autorizzata.

Il terreno è sempre movimentato considerandolo contaminato e viene accumulato nei punti di stoccaggio avendo cura di limitare al massimo le interferenze con la viabilità esterna. Quando non possono essere evitate, è necessario lavare su apposita griglia le ruote dei dumper (grazie al lavar ruote presente all'ingresso Nord-Est del cantiere), al fine di contenere la dispersione nell'ambiente circostante.

Il materiale classificato idoneo al riutilizzo è adoperato nell'ambito delle diverse necessità di rimodellamento e sistemazione del cantiere, quali ad esempio la sagomatura dei profili e delle

scarpate, per la disposizione di eventuali opere di regimazione delle acque superficiali, per la realizzazione e manutenzione dei fondi di piste e argini. In occasione degli interventi di bonifica sul lotto 2bis si erano adibite le aree 1 e 2, successivamente durante l'apertura del lotto 2, si è deciso di implementarne altre tre. Queste, ubicate in prossimità dell'area piazzale, sono state realizzate effettuando una regolarizzazione della superficie, superficie che, è stata limitata da un cordolo perimetrale in misto compatto e su cui è stato posto un geosintetico di fondo con struttura a maglia (avente resistenza a trazione pari a 200 kN/m e deformazione al carico massimo del 10%) e una canalizzazione per la regimazione delle acque. Sopra il geosintetico è stesa una geomembrana sintetica con superficie ruvida, costituita da un foglio di spessore 1,5 mm in HDPE e caratterizzata da coefficienti di permeabilità molto bassi. Su quest'ultima, si pone un ulteriore geotessile e successivamente il terreno scavato, il quale viene a propria volta coperto con un telo impermeabile, in modo da non produrre una quantità elevata di percolato, risultato dell'azione combinata di dilavamento, proveniente dalle precipitazioni atmosferiche, e degli inquinanti presenti nel materiale. L'area 6, posta in prossimità della zona discariche, è invece funzionale alle attività di cantiere, questa è attualmente caratterizzata da pavimentazione di fondo in calcestruzzo. In Figura 58 è illustrata la planimetria del lato Nord del cantiere, dove sono ubicate cinque aree di stoccaggio, in Tabella 8 invece, sono riportate le superfici delle singole aree.

Per il trasporto del terreno all'esterno del cantiere, interviene la ditta Co.A.P. (in subappalto) che, iscritta all'Albo Nazionale dei Gestori Rifiuti, si occupa del servizio di trasporto, smaltimento o recupero di rifiuti speciali e pericolosi grazie all'uso di bilici, su cui carica il terreno e lo porta fino alle discariche appropriate. Il volume del cassone dei bilici è di 16-17 m³, corrispondenti ad un peso complessivo di circa 30 tonnellate di materiale.

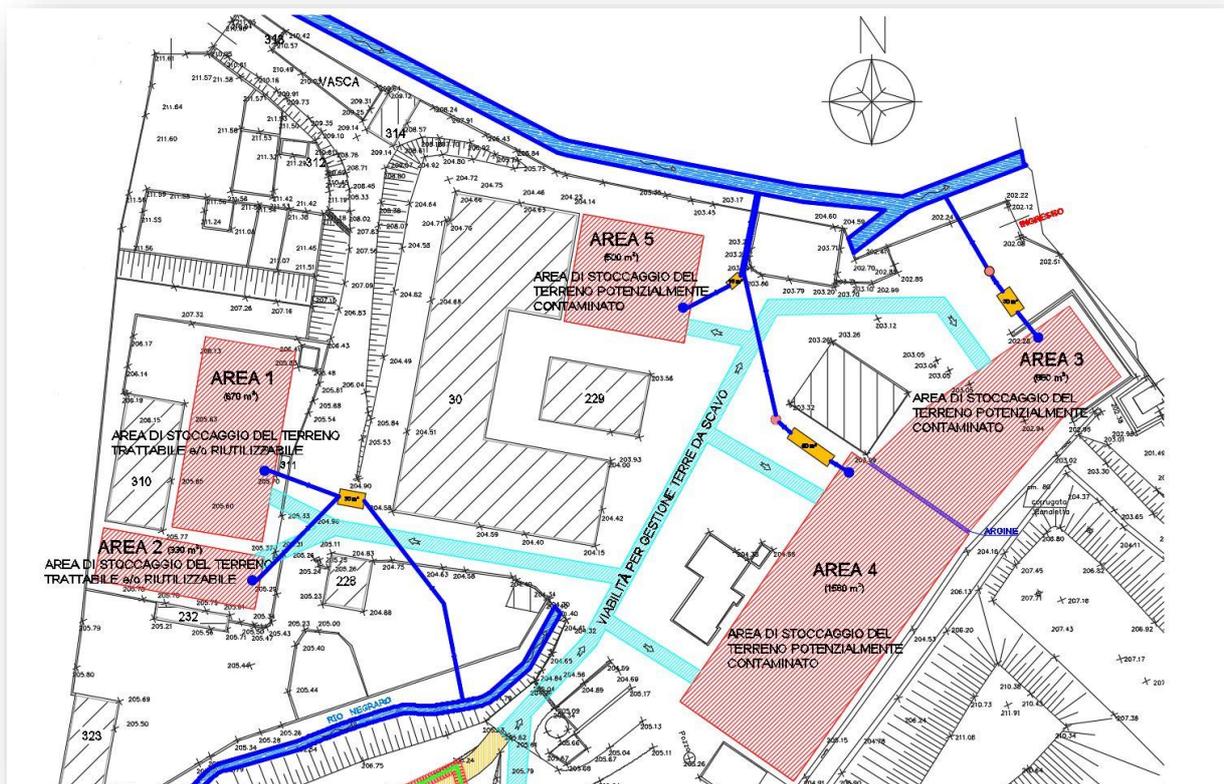


Figura 58: planimetria dell'area a Nord-Est del cantiere con le aree di deposito temporaneo del terreno

Tabella 8: superfici delle aree di stoccaggio

	Superficie di stoccaggio (m ²)
Area 1	670
Area 2	330
Area 3	880
Area 4	1580
Area 5	500
Area 6	290

Il volume di terreno scavato, previsto inizialmente da progetto, era di 10.700 tonnellate circa (Tabella 9), in fase esecutiva però, questo è cambiato sensibilmente passando alle 16.000 tonnellate. Ma come mai questa discrepanza di materiale? I motivi sono molteplici, prima causa è stata quella legata a un maggiore approfondimento degli scavi per la realizzazione del setto; ad esempio, se da progetto era previsto un immersionamento di 3 metri negli strati marnosi, in fase esecutiva poi si è passati ad uno di 5-6 metri, così da essere certi sulla chiusura dell'area. Altro fattore influente è stato quello degli sgrottamenti che, se pur minimi, hanno inciso comunque sul volume di terreno rimosso. Per quanto riguarda il materiale prodotto dal jet-grouting, erano previste 260 tonnellate (7 viaggi del

dumper), quelle effettive però sono state circa 2000 tonnellate. Per lo scavo dei cordoli guida il volume di terreno previsto (considerato l'aumento con il bulking factor) era pari a circa 500 m³, stima che è sembrata corretta in fase di realizzazione. Un altro apporto, di cui non si è tenuto conto, è stato quello proveniente dai lavori di formazione dei piani di lavoro e delle piazzole a gradino. Prima di iniziare qualsiasi attività in cantiere infatti, si è reso necessario sbancare e livellare il terreno, così da rimuovere i tratti in pendenza e i cumuli su cui cresceva la vegetazione. Inoltre, tutto il materiale presente in eccesso sulle piste e sugli spazi di lavoro è stato grattato via (boiaccia cementizia fuoriuscita dal foro o terreno misto a Solidur che si è accumulato sul bordo del diaframma), sia per la sicurezza del personale, sia per tenere pulito e consentire alle macchine un corretto svolgimento delle lavorazioni. La ditta Riccoboni, che si è occupata della gestione e del trasporto del terreno scavato, non ha risentito di questo fatto a livello economico, in quanto il lavoro è stato a misura e non a corpo (pagamento del lavoro direttamente proporzionale al materiale trattato).

Tabella 9: stima dei quantitativi di materiali scavati e ipotesi sulla destinazione (smaltimento come rifiuto pericoloso, non pericoloso, riutilizzo) (da: Progetto esecutivo, Dic. 2017)

Tipologia		Boiaccia [t]	Materiale scavo diaframma [t]	Materiale scavo cordoli [t]	Totale [t]
Densità		1,3	2,1	2	
Totale	potenz. pericoloso	0	5261	178	5439
Totale	potenz. non pericoloso	250	8948	735	9933
Totale		250	14209	913	15371
<i>Ipotesi</i>					
60% Tratto A-D-E: perc. rifiuto non pericoloso, resto materiale da riutilizzo					
85% Tratto B-C: perc. rifiuto pericoloso, resto materiale da riutilizzo					
100% Boiaccia: classificata come rifiuto non pericoloso					
Totale	rifiuto pericoloso	0	4471	151	4623
Totale	rifiuto non pericoloso	250	5369	441	6059
Totale		250	9840	592	10682

In Tabella 10 si riportano i quantitativi massimi trasportabili dai mezzi; i due dumper sono usati per portare il terreno estratto dai punti di scavo del diaframma, fino alle aree di stoccaggio; i bilici con rimorchio per il trasporto del terreno dal cantiere alle discariche.

Tabella 10: capacità di carico dei mezzi

Mezzo	Tara (tons)	Capacità carico (m ³)	Capacità carico (tons)
Dumper 3 assi	10	15	25
Dumper 4 assi	10	16	27
Bilico con rimorchio	14	18	30



Figura 59: dumper IVECO Euro Trakker utilizzato per il trasporto del terreno all'interno del cantiere



Figura 60: pala gommata usata per caricare il terreno sul dumper e per sistemare i cumuli nelle aree di stoccaggio

9.2. Analisi chimiche

Nei casi in cui le terre e rocce da scavo contengano materiali di riporto, la componente di origine antropica frammista a quella di origine naturale non può superare la quantità massima del 20% in peso. Oltre al rispetto dei requisiti di qualità ambientale, le matrici materiali di riporto sono sottoposte al test di cessione, per i parametri pertinenti, ad esclusione del parametro amianto, al fine di rispettare le concentrazioni soglia di contaminazione delle acque sotterranee.

Per la classificazione del rifiuto in cantiere, si utilizza il codice CER, Catalogo Europeo dei Rifiuti, adottato da tutta la Comunità europea ed entrato in vigore dal 1° gennaio 2002. Questo catalogo consta di 842 codici di sei cifre, divisi in 20 capitoli, suddivisi a propria volta in un numero variabile di sottocapitoli, indispensabili per la corretta identificazione dei rifiuti. L'elenco dei codici CER è riportato nell'Allegato D del D. Lgs. 3 aprile 2006, n. 152 "Norme in materia ambientale – Parte quarta – Norme in materia di gestione dei rifiuti e di bonifica dei siti inquinati"; al comma 3 dello stesso allegato sono illustrati i criteri da seguire per individuare correttamente il codice CER da attribuire ad un rifiuto, in funzione dell'attività e del processo che lo ha generato.

La prima coppia di cifre del CER identifica il macrotipo di rifiuto, ovvero l'attività che lo ha prodotto, la seconda coppia si riferisce allo specifico processo produttivo, infine le ultime due cifre sono l'identificativo specifico per quel rifiuto. I CER sono codici fissi per ciascun rifiuto, rifiuto che può essere classificato come "non pericoloso assoluto" o "pericoloso assoluto", ci sono situazioni però, in cui questa scelta non è scontata, poiché il materiale mediante riferimento specifico o generico, possiede sostanze pericolose, ma allo stesso tempo risulta essere differente dalla categoria dei rifiuti pericolosi; viene così denominato come "rifiuto con codice a specchio". In questo caso, il produttore, che ha piene responsabilità, necessita di specifiche analisi prima di poter stabilire con certezza la categoria di appartenenza. Si procede comunque alla denominazione del rifiuto con codice CER, ma questa è temporanea e, qualora le analisi determinino valori delle concentrazioni superiori ai limiti di legge, verrà posto un asterisco a fianco del codice, identificandolo come pericoloso. In caso contrario, il codice provvisorio è confermato, risultando non pericoloso. (Sogea, 2016)

Avendo cura di seguire le modalità previste dalla norma UNI 10802:2013, si procede con la preparazione di due pacchetti di terreno, provenienti da più punti del cumulo stoccato e privato della frazione granulare maggiore di 2 cm. L'attrezzatura utilizzata per il campionamento è pulita e decontaminata tra un'operazione e l'altra e i pacchetti sono etichettati in maniera univoca, riportando la denominazione, il giorno e i dati del cantiere.

Il laboratorio Environ-lab, a cui si appoggia il cantiere per la caratterizzazione del terreno, esegue le seguenti analisi:

- concentrazioni solide nel terreno
- test di cessione
- test su Diossine e Furani

Per le analisi si fa riferimento al D.M. Ambiente e Tutela del Territorio e del Mare del 27 settembre 2010 (relativo allo smaltimento in discarica per rifiuti solidi), per i valori limite si usano le tabelle 1 (concentrazioni solide) e 2 (concentrazioni liquide per il test di cessione) presenti in allegato 5, parte IV del D.L.vo n.152 del 03/04/2006.

I risultati delle analisi svolte in laboratorio, si presentano in questo modo: le prime righe descrivono il materiale, colore, odore e stato fisico, seguite da informazioni come pH, umidità, residuo secco. A fianco a ogni parametro, sono riportati unità di misura e il metodo utilizzato per analizzarlo (presente nel decreto o nella norma UNI), le ultime due colonne invece, sono per il risultato trovato e il valore limite che questo può assumere affinché il terreno rientri nella categoria desiderata. In Tabella 11 si riportano alcuni dei parametri con le rispettive concentrazioni, l'unità di misura è in mg/kg di sostanza secca, ovvero quella parte di campione che rimane dopo essere stato privato dell'acqua. Qualora anche solo un valore risulti maggiore del limite relativo a materiale non pericoloso, l'intero cumulo di terreno da cui è stato prelevato il campione, è classificato come pericoloso e necessita di smaltimento in discarica appropriata.

Tabella 11: esempio parziale delle analisi sulle concentrazioni nel terreno

Parametro	Unità di misura	Valore	Limite
pH	unità pH	12,20	–
Residuo secco a 600° C	% p/p	66	–
Arsenico	mg/kg ss	< 5	≤ 1000
Mercurio	mg/kg ss	< 0,5	≤ 1000
Selenio	mg/kg ss	< 1,25	≤ 1000
Cadmio	mg/kg ss	< 0,39	≤ 1000
Cromo totale	mg/kg ss	41	–
Cromo esavalente	mg/kg ss	< 0,5	≤ 1000
Piombo	mg/kg ss	30,8	≤ 5000
Rame totale	mg/kg ss	30	≤ 25000
Nichel	mg/kg ss	33	≤ 10000
Zinco	mg/kg ss	81	–

Tabella 12: poche righe esempio del test di cessione in acqua

Test di cessione in acqua	Unità di misura	Valore	Limite
pH	unità pH	12,2	–
DOC (Carbonio organico disciolto)	mg/l	23,6	≤ 100
Antimonio	mg/l	0,0003	≤ 0,07
Bario	mg/l	4	≤ 10
Cadmio	mg/l	0,0003	≤ 0,1
Cromo	mg/l	0,017	≤ 1
Mercurio	mg/l	< 0,0001	≤ 0,02
Nichel	mg/l	0,04	≤ 1
Solfati	mg/l	32	≤ 5000
TDS (solidi totali disciolti) a 180° C	mg/l	4632	≤ 10000

Per la gestione delle terre e rocce da scavo in cantiere, si fa riferimento al D.P.R. 120 del 13 giugno 2017, che norma i materiali provenienti da scavi, gestiti come rifiuti, e da quelli provenienti da bonifiche. Il decreto è l'unico strumento di legge che permette il riutilizzo delle terre e rocce da scavo come sottoprodotti, che abbiano origine da cantieri.

La norma ha come obiettivo principale quello di agevolare e incrementare il ricorso alla gestione delle terre e rocce da scavo come sottoprodotti, semplificando le procedure e riducendo gli oneri documentali, fissando inoltre, tempi certi e definiti per l'avvio delle attività di gestione di materiali e garantendo che avvengano in condizioni di sicurezza ambientale e sanitaria.

Nelle prime analisi effettuate, la ditta Riccoboni ha commissionato al laboratorio la classificazione del terreno di scavo per stabilire se appartenesse al gruppo A (siti ad uso verde pubblico, privato e residenziale) oppure al gruppo B (siti ad uso commerciale e industriale). Il cantiere infatti, come visionabile da catasto, non presenta una superficie appartenente ad un'unica tipologia di suolo, bensì una parte è superficie agricola (A) e una superficie industriale (B). Per poter riutilizzare il terreno scavato a fini di rimodellamento di zone di cantiere, è necessario che questo sia corrispondente alla classe A e B. Purtroppo però, come si evince dalle analisi fatte (così come era prevedibile), l'unica classe presente in cantiere è quella B, facendo sì che sulle superfici a indirizzo agricolo (A) non sia possibile riutilizzarlo. Invece, per la realizzazione della pista lungo il tratto D, a Sud-Est del cantiere (sul margine della scarpata), si è posto superficialmente uno strato di riciclabile di 30 cm, proveniente proprio dal materiale scavato come colonna B. Le analisi effettuate per classificare il terreno secondo queste due tipologie, seguono i limiti presenti in Tabella 1, allegato 5, Parte IV del D. L.vo n.152 del 03/04/2006. In Tabella 13 sono presenti solamente 4 parametri dei tanti analizzati dal laboratorio Environ-lab, nei giorni tra ottobre e novembre 2019. Il campione di terreno, prelevato il 10 ottobre 2019 da una rampa del cantiere, dopo essere stato analizzato, risulta essere classificato come tipologia B, questo perché le concentrazioni di Idrocarburi pesanti sono oltre la soglia del limite A, ma al di sotto di quella B. È sufficiente che un solo valore sia oltre la soglia

per far sì che l'esito risulti negativo, nessun altro parametro di queste analisi infatti è risultato maggiore, con alcuni (come Piombo, Zinco e Amianto) che però si sono avvicinati.

Tabella 13: alcuni dei valori risultanti dalle prove di laboratorio

Parametro	Unità di misura	Valore	Limite A	Limite B
Piombo	mg/kg ss	38	≤ 100	≤ 1000
Zinco	mg/kg ss	137	≤ 150	≤ 1500
Idrocarburi pesanti (C > 12)	mg/kg ss	184	≤ 50	≤ 750
Amianto	mg/kg ss	<500	≤ 1000	≤ 1000

Fino ad oggi, di tutte le analisi di laboratorio fatte eseguire dalla Riccoboni, nessuna ha riscontrato valori del terreno tali per cui andasse smaltito in discarica per rifiuti pericolosi; non si è rimasti neanche stupiti da ciò, in quanto, il terreno proveniente dallo scavo del diaframma, è sul confine della discarica e non sopra (come si poteva evincere già dai carotaggi), dove invece vi sono le concentrazioni maggiori (confermate dalle analisi eseguite nel 2011 per il lotto 1). In Tabella 14 infatti, è possibile vedere, come, dalle analisi effettuate da Cesilab nel dicembre 2011, il valore delle concentrazioni degli idrocarburi C10 – C40 superassero il limite, determinando così un terreno da smaltire in discarica per rifiuti pericolosi.

Tabella 14: dettaglio del superamento del limite degli idrocarburi C10 – C40

Parametro	Unità di misura	Valore	Limite
Arsenico	mg/kg ss	< 1	≤ 1000
Mercurio	mg/kg ss	< 1	≤ 1000
Selenio	mg/kg ss	N.D.	≤ 1000
Idrocarburi C10 - C40	mg/kg ss	2560	≤ 1000

Tutto il materiale proveniente dal lotto 2 dunque, è sempre stato portato nelle discariche SRT spa di Novi Ligure e di Tortona. Nel caso in cui sia necessario smaltire il terreno come rifiuto pericoloso, rimane sempre in considerazione la discarica Barricalla a Venaria (TO).

10. Analisi di laboratorio sui provini

In questo capitolo si riportano le analisi in merito al test di compressione e permeabilità; per il primo tipo sono presenti i risultati svolti nel laboratorio del Politecnico di Torino, posti a confronto con quelli fatti eseguire dalla ditta in cantiere e con i dati presenti nella tabella di certificazione del Solidur. Per le prove di permeabilità invece, si riporta una breve discussione sulle analisi date in commissione dalla ditta di cantiere.

10.1. Prova di compressione

Per ricavare il valore di resistenza a compressione del Solidur, ci avvaliamo della macchina presente in laboratorio, questa è dotata di una pressa, che permette l'applicazione di una forza lungo l'asse verticale del provino cilindrico che si sta ponendo sotto analisi. Nel nostro caso si parla di compressione non confinata poiché, oltre alla forza di compressione longitudinale, non vi sono forze agenti sulla superficie laterale del cilindro. Questa tipologia di prova è ampiamente utilizzata in campo geotecnico e strutturale per ricavare la resistenza a compressione, più in generale per sapere quali siano le consistenze e le portate, motivo per cui, i materiali solitamente studiati, sono i terreni (quelli coesivi o cementati), le rocce, le miscele cementizie e i metalli. La validità del test dipende dal numero di campioni sottoposti ad analisi, maggiore sarà il numero di prove e più significativo sarà il valore ricavato, viceversa, a minor numero di prove, corrisponderà una scarsa affidabilità del risultato. Nel caso specifico della roccia, è difficile valutare correttamente le caratteristiche meccaniche in quanto un campione cilindrico non presenta le stesse proprietà della massa rocciosa, ovvero discontinuità e faglie. Vi è anche la possibilità di ricavare la resistenza al taglio, considerando la metà del valore di resistenza a compressione non confinata, non è possibile però farvi troppo affidamento, in quanto questa prova non simula i vincoli laterali presenti in sito e non permette il controllo delle condizioni interne del suolo, come pressione dell'acqua nei pori e grado di saturazione. Si sono svolte sette prove in laboratorio, anche se la cosa migliore è fare almeno dieci test, in modo tale da avere maggiore certezza, per compensare a questa mancanza però, si sono considerati i documenti forniti dalla ditta di cantiere (come detto in precedenza).

Come si ricava però il valore di resistenza a compressione monoassiale? Questo corrisponde alla massima sollecitazione di compressione assiale che un campione cilindrico può sopportare prima di cedere, ovvero prima di arrivare a rottura per superamento della deformazione massima laterale. Solitamente, il materiale raggiunge una sollecitazione massima, dopo di che la resistenza inizia a diminuire con l'aumento della deformazione.

Per registrare il carico applicato dalla pressa al provino, si fa uso di una cella di carico, componente elettronica che serve per misurare una forza applicata su un oggetto, tramite la misura di un segnale elettrico che varia a causa della deformazione che tale forza produce sul componente. Per misurare

la deformazione invece, si fa uso di un trasduttore di spostamento induttivo (LVDT), dispositivo elettromagnetico che misura i piccoli spostamenti lineari. Entrambi i dati vengono salvati da un software presente sul pc, collegato a cella di carico e trasduttore lineare; nel nostro caso la velocità di acquisizione è stata di 10 scansioni al secondo.

In Figura 61 è riportato il sistema di cui si è fatto uso, con tutte le principali componenti; la ruota nera alla base della macchina è un regolatore di compressione con cui si imposta la velocità di avvicinamento dei due piatti, ovvero l'incremento di carico per unità di tempo. La macchina è alimentata elettricamente e una volta messa in funzione applica il carico in totale autonomia, qualora però si voglia, è possibile anche caricare il provino manualmente. Inizialmente, le due piastre vengono distanziate fra loro per consentire l'inserimento del campione, ma qualora la distanza fosse grande, è possibile aggiungere degli spessori (cilindretti in acciaio).

In cantiere, ogni 100 m³ di miscela confezionata vengono preparati 2 provini di permeabilità e un provino di resistenza, ciascuno provvisto di data e numerazione (Figura 65), mandati poi in laboratorio per essere analizzati. I campioni di Solidur testati, già maturi poiché trascorsi più di 28 giorni dal confezionamento, sono all'interno di fustelle plastiche cilindriche, usate per raccogliere la miscela liquida all'impianto di miscelazione, tuttavia sarebbe utile prelevare degli elementi all'interno del diaframma così da vedere come cambino le caratteristiche di compressione e permeabilità del materiale, una volta in contatto con le sostanze inquinanti del terreno. Il campione alla vista ha un colore verde scuro, e una volta lasciato asciugare per qualche giorno si screpola, diventando di colore quasi bianco (Figura 66). Ogni cilindro di materiale presenta una lunghezza di circa 160 mm con un diametro di 46 mm (se compreso di fustella è di 50 mm).

Il primo passo dunque, è rimuovere il campione dal contenitore, verificarne l'integrità e tagliarlo della giusta lunghezza, avendo cura di non rovinarlo poiché adoperando delle modifiche su un materiale "fragile" si rischia di staccargli dei frammenti o di creargli delle crepe. Il tipico rapporto tra diametro e lunghezza del provino è di circa 1:2 o 1:2,2; quindi essendo il diametro di 46 mm la lunghezza ideale è di 100 mm. Per evitare che si distacchino delle schegge in fase di compressione, il bordo viene smussato, così da creare una bisellatura ed evitare la concentrazione delle forze sugli spigoli. La cosa migliore sarebbe utilizzare il pian parallelo, cioè un piano con un micrometro per vedere che le basi del provino siano parallele fra loro, in questo modo si avrebbe una distribuzione del carico sul cilindro più omogenea, con un abbassamento del rischio di rottura delle parti più sollecitate; nel nostro caso però, per la prova di compressione c'è un adattamento dei piatti della pressa, quindi un minimo di parallelismo lo si recupera automaticamente.

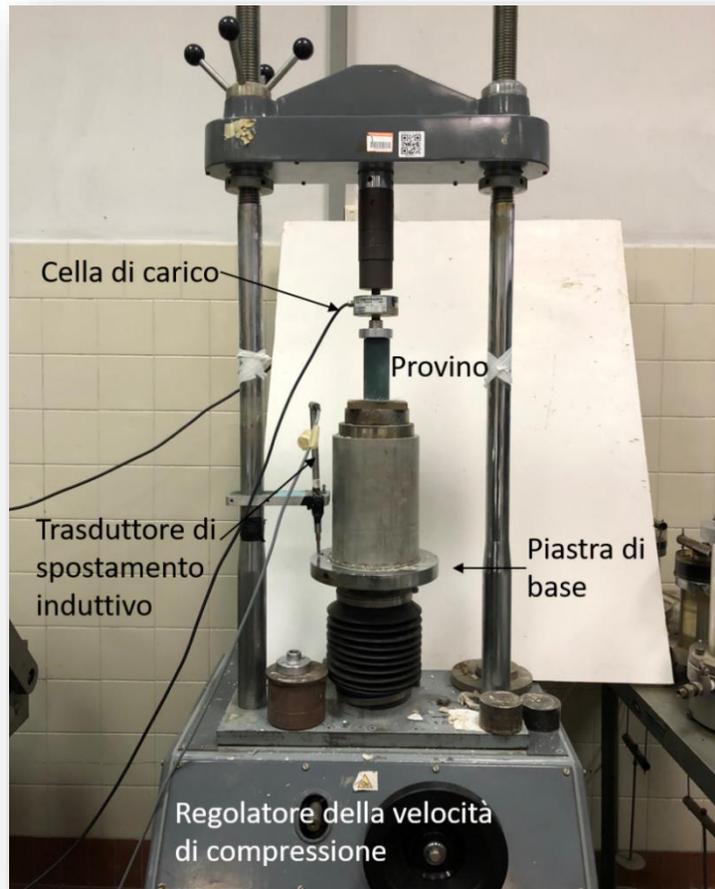


Figura 61: le diverse componenti per un test di compressione monoassiale non confinato

È sembrato quasi di lavorare un'argilla perché il Solidur sembra molto coesivo, ciò che però gli conferisce questa sorta di coesione è il processo di cementazione che ha subito, infatti, mentre l'argilla è coesiva perché possiede i legami di Van Der Waals ed altri legami elettrochimici minori fra acqua e minerali dell'argilla, il Solidur è una miscela in cemento - bentonite che subisce cementazione. Ma cosa succede esattamente all'interno della miscela quando viene idratata? Il cemento, anche se ha una granulometria simile a quella della bentonite, si comporta in maniera differente da questa. La bentonite aspira l'acqua negli strati cristallografici (processo fisico) mentre il cemento ha dei granelli che reagiscono superficialmente con l'acqua (processo chimico). Questo fenomeno porta il cemento a reagire subito, mentre la bentonite impiega più tempo; per ovviare a questo problema, che vede il cemento essere pronto in tempi più rapidi, si rende necessaria la presenza di un ritardante che posticipi l'inizio della reazione chimica. In cantiere, il cemento e la bentonite arrivano asciutti, in sacchi in cui le due componenti sono già miscelate assieme a ritardante ed altri composti minori. È necessario perciò mescolare il contenuto della miscela in polvere con la giusta dose d'acqua e poi tenere il tutto nella vasca di ricircolazione così che la bentonite si idrati correttamente.

La Figura 62 mostra le varie sequenze di carico e rottura: si pone il provino in posizione e si mette in funzione la pressa, con l'aumentare del carico iniziano a formarsi le prime crepe e schegge, al raggiungimento del carico massimo, il cilindro comincia a rompersi, con il distacco di alcune parti dal corpo centrale. Una volta rimosso il campione dalla pressa, lo si pone su piano per osservare meglio le superfici di rottura; rimuovendo le scheggette si può notare la formazione di un parziale conetto interno, segno della rottura tipica alla Mohr-Coulomb.



Figura 62: sequenza di carico e rottura del provino 6

Il provino di Solidur 1 ha presentato alcuni difetti rispetto agli altri, come si vede dal Grafico 2, il primo tratto della curva sforzo–deformazione è assente, questo perché quasi un terzo del provino si è sfaldato (Figura 63): dopo poco più di 3 minuti dall'inizio della prova si è formata la prima spaccatura, a 5 minuti la porzione formatasi inizia a distaccarsi dal corpo centrale, per crollare del tutto raggiunti i 7 minuti dall'inizio. La superficie del provino su cui è applicato il carico, si è ridotta drasticamente, ma fortunatamente si è portato a conclusione il test; i primi 7 minuti di dati della prova non sono affidabili, misurando però con la carta millimetrata la superficie rimanente, si è rappresentata una porzione della curva. Il valore di resistenza a compressione risulta comunque essere valido (1,2 MPa).

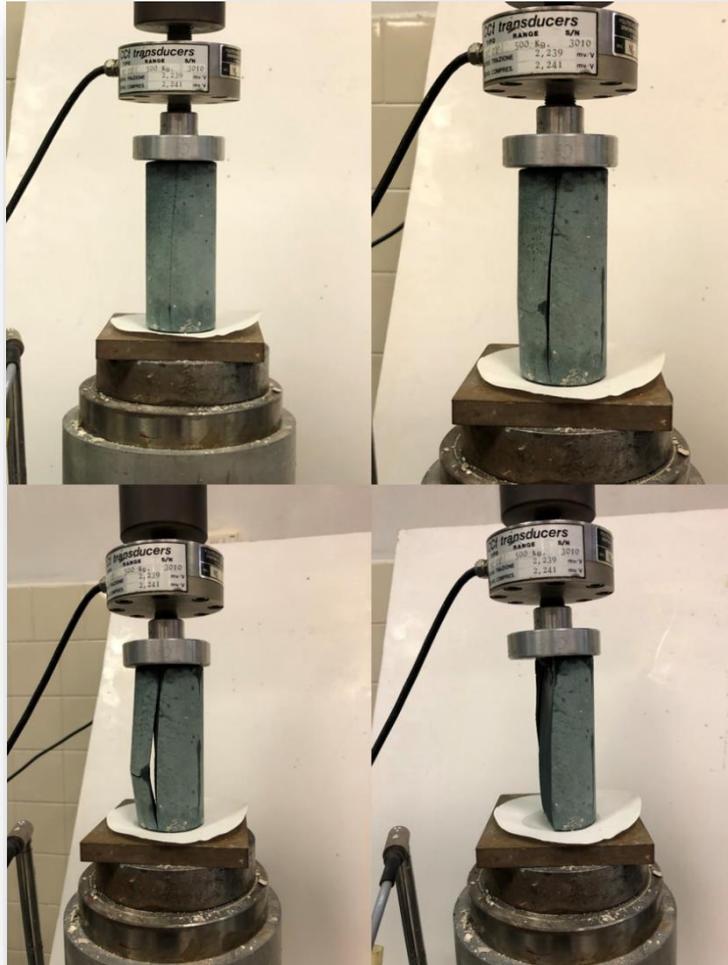


Figura 63: sequenza di carico e rottura del provino 1

Come detto, i dati registrati dal software sono: tempo, carico (in kilogrammi) e spostamento (in millimetri). In alcuni casi, la parte iniziale dei dati registrati è stata alterata per spike di corrente in fase di accensione della macchina, perciò rimossa. Una volta scaricati su Excel, i dati si elaborano e si ricavano deformazione e compressione. La deformazione si ottiene come il rapporto tra la variazione di altezza del cilindro e l'altezza iniziale, la compressione invece, dividendo il carico applicato per la superficie d'appoggio. I dati ricavati si riportano in grafici sforzo–deformazione come quelli del Grafico 2, in cui i valori di resistenza a compressione sono risultati essere sempre maggiori di 1 MPa. Nel Grafico 3 invece, il materiale non è mai riuscito a raggiungere un valore di resistenza unitario, attestandosi su valori intorno a 0,7 MPa. La casa produttrice del Solidur garantisce una resistenza alla compressione dopo 28 giorni, di circa 1 MPa (secondo norma UNI EN 196-1 (II)), anche dai test effettuati da Geotea s.r.l. (commissionata dalla ditta in cantiere) il materiale risulta avere quasi sempre quella resistenza; la discrepanza fra i valori potrebbe allora dipendere dalla qualità d'esecuzione della prova in laboratorio o per altre motivazioni che si proveranno ad analizzare più avanti.

Grafico 2: sforzo–deformazione dei provini 1 – 2 – 4 – 6

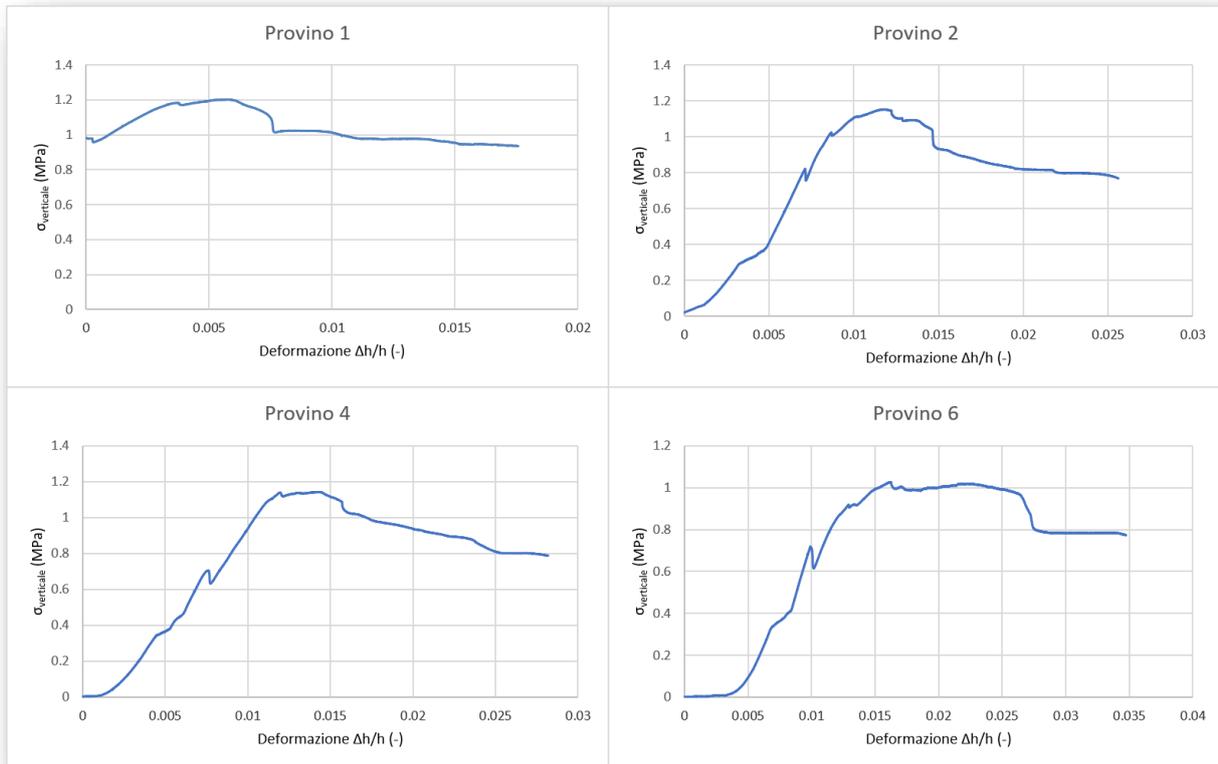
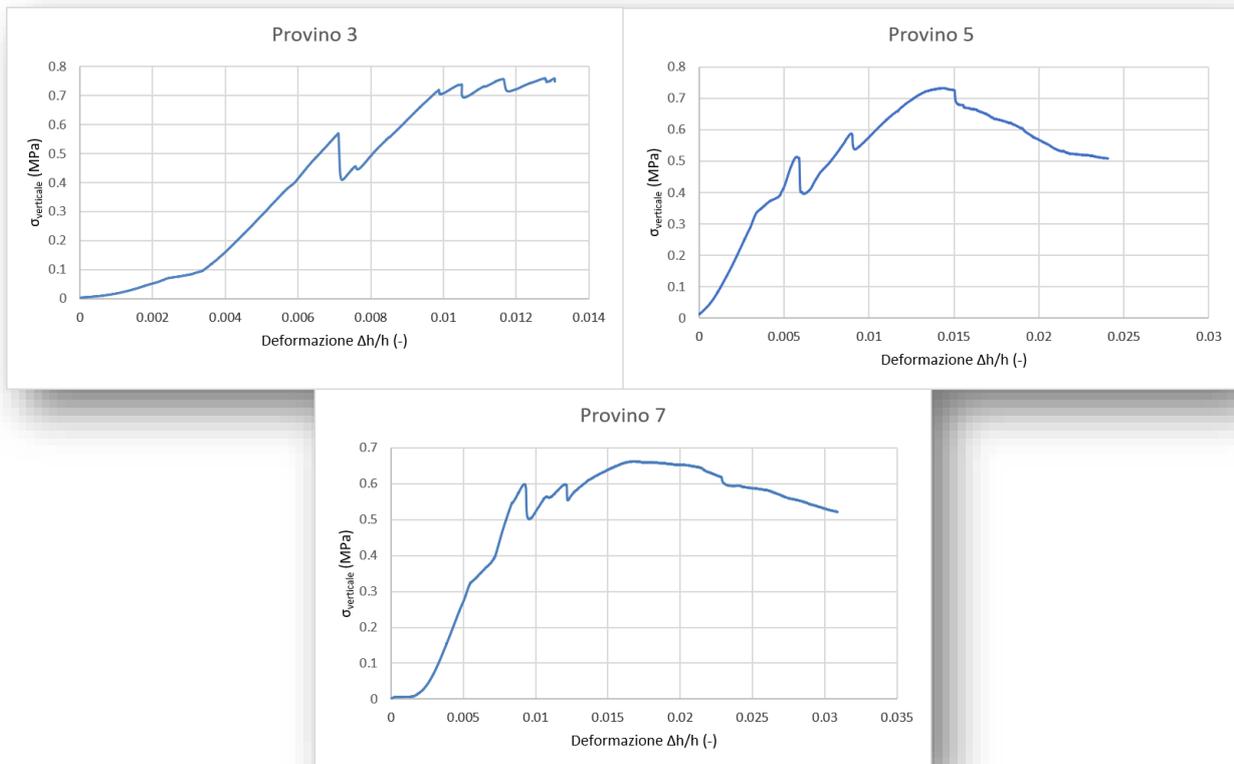


Grafico 3: sforzo–deformazione dei provini 3 – 5 – 7



A conferma del fatto che il valore di resistenza a compressione sia influenzato dall'esecuzione della prova, si riporta il caso dei provini 6 e 7; questi provengono dallo stesso cilindro di Solidur, tagliato per ottenere i due campioni di lunghezza pari a circa 92 mm ciascuno. Mentre la resistenza per il provino 6 è superiore al MPa, quella del provino 7 è risultata persino inferiore a 0.7. Una delle cause di questa differenza, potrebbe essere legata al taglio del cilindro e alla formazione delle due basi parallele, se presenti delle gobbe infatti o dei piani inclinati, questi fanno sì che il carico non sia distribuito correttamente, sollecitando maggiormente alcune parti e causandone prima la rottura. Altra causa potrebbe essere legata al trasporto dei campioni, possibili urti avrebbero causato la formazione di fratture interne e piani di debolezza.

Il materiale tende a rompersi in maniera progressiva, permettendo così di vedere un decremento dei valori anche in fase di post picco. Dove vi sono dei salti nella curva, il provino ha perso dei frammenti, facendo sì che il valore di compressione diminuisse, questo comportamento ha iniziato a mostrarci i primi segni di fragilità del materiale, di cui si parlerà a breve. Queste diminuzioni repentine fanno sì che ci siano difficoltà nel calcolare correttamente il modulo elastico del materiale. Si è comunque calcolato attraverso due differenti strade: la prima consiste nel tracciare la secante lungo tutto il tratto elastico e misurarne la pendenza; il secondo invece nel dividere il tratto elastico in tratti che abbiano una pendenza uniforme e poi fare la media delle varie pendenze, facendo in modo di escludere i tratti inquinanti il dato cercato. In Tabella 15 si riportano i dati raccolti dall'intera prova, si può vedere come i moduli di Young, calcolati con i due diversi metodi, tendano ad avere valore uguale; per i provini 1 e 5 si è calcolato solo uno dei due valori, in quanto il comportamento della curva era troppo anomalo per poter ottenere un dato significativo. Per il provino 3 invece, i due moduli elastici si discostano maggiormente, questo perché il salto presente nel tratto elastico ha influito di molto sulla pendenza della secante nel tratto lineare.

Tabella 15: dati relativi ai test effettuati sui provini in laboratorio

<i>N° provino</i>	<i>P1</i>	<i>P2</i>	<i>P3</i>	<i>P4</i>	<i>P5</i>	<i>P6</i>	<i>P7</i>
<i>φ (mm)</i>	46	46	95.5	45	45.5	45.5	45
<i>h (mm)</i>	104	99	168.5	95	97.5	93	94
<i>Volume (cm³)</i>	172.84	164.53	1206.97	151.09	158.53	151.22	149.50
<i>Massa (pre-prova) (g)</i>	205.70	198.12	1545.50	190.45	193.50	186.60	183.20
<i>Massa volumica (g/cm³)</i>	1.19	1.20	1.28	1.26	1.22	1.23	1.23
<i>Resistenza a compressione (MPa)</i>	1.2	1.15	0.76	1.14	0.73	1.02	0.66
<i>E_{secante tratto lineare} (MPa)</i>	83	132	100	111	-	108	82.00
<i>E_{media tratti secanti} (MPa)</i>	-	134	130	115	81	128	83.00
<i>Coefficiente di Poisson (-)</i>	-	0.087	-	-	-	-	-

Per il provino 2 è stata montata una struttura di palpatori per misurare l'espansione radiale (Figura 64), questa con la misura del carico e della deformazione verticale, consente di calcolare il coefficiente di Poisson. Non è stato possibile attaccare gli estensimetri elettrici (francobolli con resistenze stampate sopra) perché la superficie del provino non lo permette, a differenza dei campioni di roccia infatti, il Solidur è saponoso e anche con la colla cianacrilica sarebbe un risultato difficile da ottenere. Qualora si fosse lasciato asciugare il Solidur per migliorare l'adesione degli estensimetri, questo si sarebbe rovinato, perdendo la propria consistenza. Dopo essersi disidratato infatti, processo che inizia quasi immediatamente una volta lasciato a contatto con l'aria, il Solidur inizia a sgretolarsi e diventare poroso (Figura 66), questo perché, mentre nel calcestruzzo l'acqua è presa tutta per la reazione chimica, nella miscela cemento-bentonite l'acqua che non reagisce chimicamente rimane nei pori ed evapora nel momento in cui non si idrata più il materiale.

In ogni caso, il sistema di palpatori ha una precisione millesimale, quindi offre un'accuratezza ottimale al nostro scopo, ciò che però è difficile valutare è il dato registrato, i valori di espansione infatti, dipendono più dal distaccamento di schegge dal provino che dalla deformazione radiale. In alcuni casi, è il palpatore che tiene su una parte del provino, consentendo una registrazione dei dati, cosa che non accadrebbe con gli estensimetri qualora si distaccasse il frammento su cui sono incollati.

Procedendo con il test di compressione infatti, si sono formate differenti schegge che, spostandosi lateralmente, hanno fatto registrare degli incrementi notevoli nell'espansione e pertanto hanno inquinato la serie di valori. Per provare ad estrapolare una stima del coefficiente di Poisson, si sono diagrammati i valori ottenuti e si sono eliminati quelli in cui erano presenti dei salti o dei valori fuori dal campo che compete al coefficiente di Poisson (0 - 0,5), dopo di che si è fatta una media di quelli rimasti. Per calcolare meglio Poisson sarebbe necessario un sistema con tre palpatori a 120° , così da valutare meglio l'espansione.



Figura 64: sequenza di carico e rottura del provino 2



Figura 65: Solidur in fustella, riportante il numero del provino e la data di confezionamento



Figura 66: tipica colorazione e sgretolatura del Solidur dopo un mese di essiccazione

Osservando la Figura 67, si può vedere meglio come il provino non abbia subito rottura per compressione o taglio, bensì si sia rotto più in maniera fragile per trazione, con la formazione netta di scaglie che si sono distaccate dal campione. Ciò che si è verificato, mostra come ci sia una certa rigidità nello spacco, cosa che non ci si aspetterebbe per un di diaframma che viene definito plastico; una volta che avviene la rottura infatti, non si assiste ad un processo di cicatrizzazione delle crepe formatesi (fenomeno caratteristico delle argille), quindi si tratta di un materiale semi-plastico. Anche dai grafici analizzati precedentemente, si vede come il Solidur non abbia un processo deformativo marcato, in quanto sono presenti diversi salti dati dalla rottura fragile di alcuni frammenti di materiale. Il Solidur sembra avere le caratteristiche simili a quelle di una marna, è compatto, non rigonfia ed ha una bassa capacità di deformazione. Analizzando meglio il corpo centrale del cilindro, si nota come questo abbia avuto la possibilità di espandersi maggiormente a metà, andando a formare delle spanciate laterali. Questa tipologia di rottura ricorda molto quella che avviene nelle prove brasiliane, in cui si vuole ricavare indirettamente il valore di resistenza a trazione di un determinato materiale (solitamente un campione di roccia), attraverso il caricamento diametrale del provino. Si procede dunque ad una breve descrizione di ciò che succede nella prova brasiliana per capirne meglio le analogie con le prove effettuate in laboratorio.



Figura 67: campione 3 dopo il test di compressione monoassiale

Nella prova brasiliana, test che consente di ricavare il valore della trazione indiretta, il campione cilindrico (orientato però in maniera opposta rispetto a quelli di compressione monoassiale) viene collocato in una cella appositamente progettata, costituita da due parti in acciaio che serrano il provino alle due estremità e vi applicano una forza di compressione lungo l'asse verticale. In Figura 68 è riportato lo schema di distribuzione delle forze; come si può vedere, le estremità del disco sono soggette ad uno sforzo di compressione mentre il resto del diametro di carico è soggetto a sforzo di trazione, con il valore massimo posto nella parte centrale (geoengineer, s.d.).

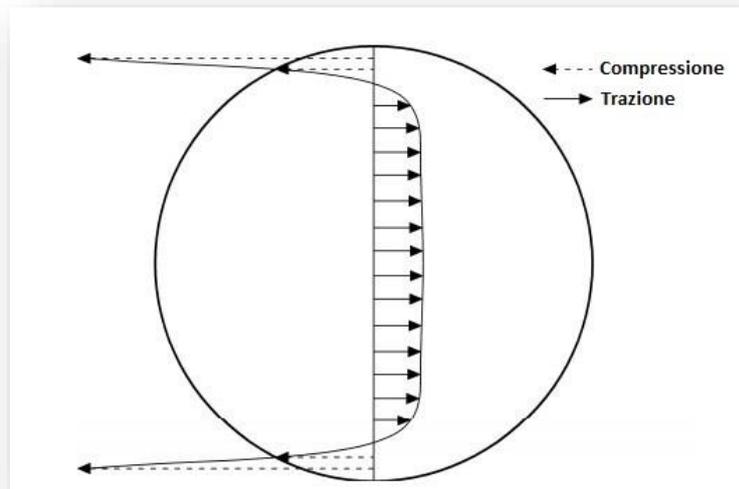


Figura 68: schema delle forze di compressione e trazione nella prova brasiliana (geoengineer, s.d.).

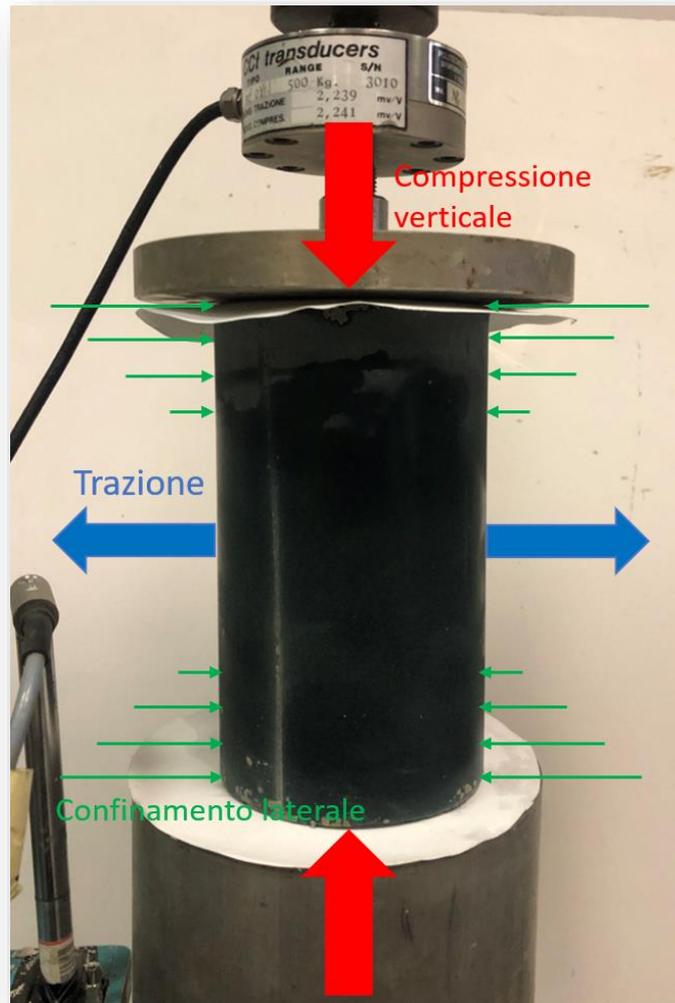


Figura 69: forze in gioco durante la prova di compressione monoassiale non confinata

La pressa imprime un carico longitudinale, facendo sì che dove ci sono i piatti, si sviluppi attrito con il Solidur, così che per qualche centimetro risulti presente un confinamento laterale, impedendo al cilindro di materiale di espandersi come dovrebbe alle estremità (Figura 67). La forza di confinamento risulta massima all'interfaccia fra provino e piastra e, procedendo verso la parte centrale del provino, diminuisce sempre più; si deduce così che maggiore sarà la lunghezza dell'elemento posto a compressione, minore sarà l'influenza delle forze di confinamento sui risultati, viceversa, più corto sarà questo, maggiore sarà il condizionamento delle forze, sia sui risultati che sul processo di rottura. Le variazioni infatti, sono causate dalle piastre di carico superiori e inferiori che pressano il campione. Queste possono aumentare la resistenza di un campione di terreno impedendo la formazione del piano di rottura più debole. Questo è anche il motivo per cui i provini devono avere un rapporto lunghezza–altezza pari almeno a due o tre, in modo tale che il valore di resistenza a compressione (in una prova non confinata) non risulti sovrastimato (Michaud, 2016). Una conferma di ciò che è stato detto è in Figura 70, dove il provino di Solidur mostra l'assenza della

formazione del cono (caratteristico per i materiali che seguono la legge di Mohr-Coulomb), di cui si è parlato in precedenza, ma una rottura per “Spalling”, ovvero la formazione di scaglie che si rompono per trazione fragile, seguendo anche una certa simmetria. Sulle superfici dei vari pezzi non vi sono tracce di polvere, bensì superfici lisce che sono d’ulteriore conferma al fatto che il materiale non si rompe per compressione o taglio. Si è lasciato anche seccare il provino, per controllare che non vi fosse del pulviscolo aderente alle superfici, ma queste risultano perfettamente lisce.



Figura 70: campione di Solidur 3 subito dopo rottura e dopo un mese di essiccazione

10.2. Prove di permeabilità

La permeabilità di un materiale è la predisposizione che esso ha a lasciarsi attraversare da un fluido, nel nostro caso, ci interessa valutare quella del Solidur per capire quale sia la capacità di questo nel trattenere il flusso inquinante qualora le membrane in HDPE dovessero subire dei danneggiamenti, con conseguente creazione di falle. In cantiere, le prove di permeabilità sono state eseguite dalla Geotea S.r.l., società che si occupa di analizzare i terreni per determinarne i parametri geotecnici. Per eseguire questa prova si è valsa di un permeametro a carico costante e di provini di Solidur, confezionati nelle apposite fustelle plastiche. La prova con permeametro consiste nell'applicare un gradiente idraulico ($i = \frac{\Delta h}{l}$) al provino cilindrico, ricavare la velocità di flusso (v) dell'acqua all'interno di questo; data come rapporto fra portata filtrante (Q) e sezione attraversata (A) e infine calcolare il coefficiente di permeabilità (k) secondo la legge di Darcy:

$$\frac{Q}{A} = v = k * i = k * \frac{\Delta h}{l}$$

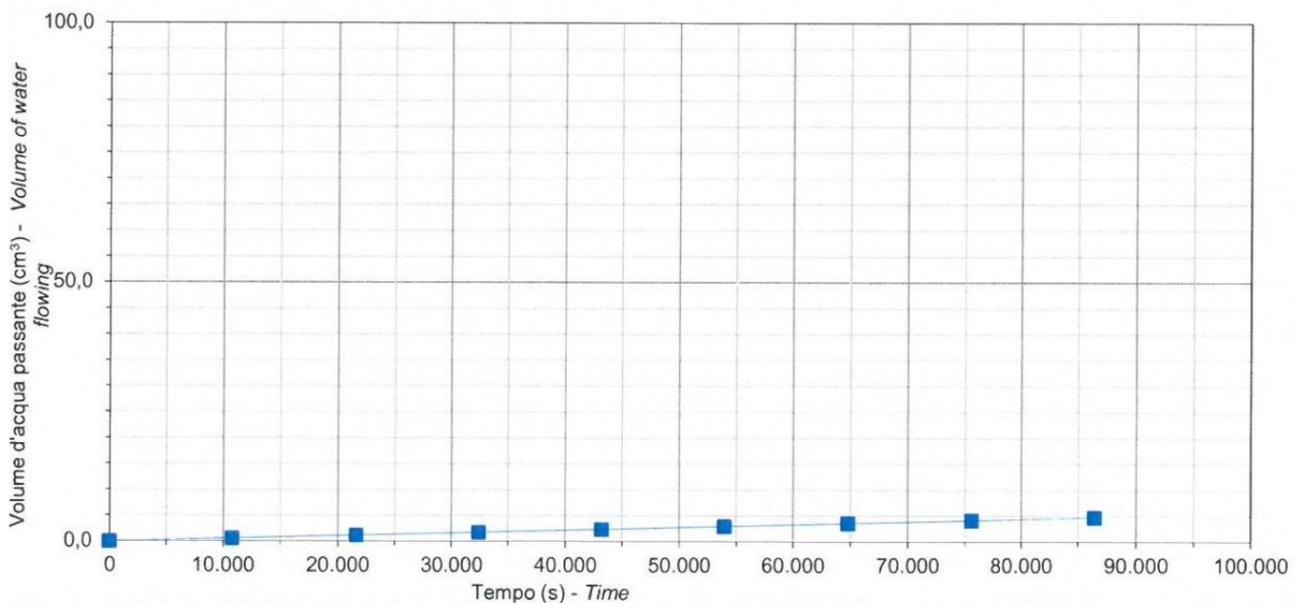
Il carico idraulico viene misurato in sottili tubi piezometrici, posizionati da entrambe le estremità del provino. La portata effluente viene regolata dal dislivello tra le quote piezometriche nei due serbatoi di carico e di scarico, e misurata ad intervalli di tempo regolari in corrispondenza del serbatoio di scarico. Nel Grafico 4, si riportala registrazione dei dati di portata come volume d'acqua passante nel tempo.

Come visibile in Tabella 16, tutti i valori di permeabilità trovati sono inferiori a $9E^{-11}$ m/s, confermando pienamente le prestazioni garantite per il Solidur, in cui si attesta dal certificato avere una permeabilità di $1E^{-10}$ m/s dopo 28 giorni di maturazione e di $5E^{-11}$ dopo 90 giorni di maturazione (secondo la DIN 18130 p.1 (III)). Visti i risultati ottenuti, si potrebbe anche pensare di realizzare dei diaframmi plastici senza inserire i teli in HDPE nella miscela di Solidur, è vero la geomembrana fornisce maggiori sicurezze, ma non si può escludere la possibilità di aumentare lo spessore del muro impermeabile, risparmiando sui costi e sui tempi d'esecuzione.

Tabella 16: dati analisi di permeabilità

N° provino	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14
Tempo di maturazione (giorni)	28	28	28	28	28	28	120	120
Diametro (cm)	10	10	10	10	10	10	10	10
Altezza (cm)	10	10	10	10	10	10	10	10
Carico Piezometrico (m)	20	20	20	20	20	20	20	20
Lunghezza percorso flusso (cm)	10	10	10	10	10	10	10	10
Permeabilità K (m/s)	9.54E-11	8.23E-11	7.57E-11	4.63E-11	6.11E-11	3.78E-11	3.25E-11	4.45E-11

Grafico 4: esempio di una prova di permeabilità (provino n° 12)



11. Conclusione

Studio di questa tesi, è stato quello di analizzare e descrivere alcune delle fasi di lavorazione nel cantiere, per capire lo scopo e l'importanza di ciascuna di queste. Le priorità per quest'opera erano di isolare i volumi di terreno misti a rifiuti, evitando dispersione di inquinanti nella falda acquifera, realizzare gli scavi senza innescare franamenti di terreno (soprattutto in prossimità delle scarpate e del rio Negraro), monitorare gli spostamenti del rilevato ferroviario e verificare che non subisse cedimenti.

In fase esecutiva, la cinturazione è stata eseguita correttamente, con un immorsamento del diaframma nello strato marnoso di ben 5 metri, contro i 3 metri previsti da progetto, dando maggiore sicurezza per quanto riguarda il confinamento del terreno. Il jet-grouting ha ridotto gli sgrottamenti previsti in fase di studio, permettendo di lavorare con maggior continuità; anche i cordoli guida sono risultati un elemento di fondamentale importanza, sia per garantire una maggiore stabilità del terreno in superficie, sia per guidare gli operatori nello scavo con la benna. Si evidenzia come, dai controlli effettuati con le mire topografiche, non si siano mai riscontrati spostamenti del rilevato ferroviario in seguito agli interventi di jet-grouting.

Non vi sono stati problemi di cedimenti, eccezione fatta per alcuni casi di leggera influenza (trattati nel paragrafo "Problemi riscontrati"), che non hanno influito negativamente su costi e corretta prosecuzione dei lavori. La realizzazione del materasso di rinforzo, sulla pista adiacente al tratto D, ha protetto le macchine e la scarpata da eventuali instabilità ed evitato il danneggiamento delle coperture della discarica, lo studio di stabilità effettuato in progetto perciò è risultato perfettamente riuscito; anche nelle elaborazioni software attraverso il codice Slide 2, riportanti il più possibile i dati reali in cantiere, si è confermato lo scenario di stabilità.

Le previsioni riguardo i volumi di terreno scavati sono risultate essere sottostimate, in quanto sono stati smaltiti circa cinquemila metri cubi in più di quelli riportati nel documento progettuale. Ciò che ha portato a un maggiore smaltimento del terreno è stata l'impossibilità di poterlo riutilizzare sulle superfici del cantiere classificate come agricole, in quanto il materiale scavato è risultato essere sempre a uso industriale, a causa della concentrazione di sostanze pericolose oltre al limite. Come già detto però, questo non è stato un problema in termini economici per la ditta in appalto, inoltre, grazie alle aree di deposito temporaneo, il materiale è stato correttamente gestito. Le analisi chimiche, fatte regolarmente svolgere ai laboratori, hanno sempre portato allo smaltimento del terreno in discariche per rifiuti non pericolosi.

È stato analizzato il processo di saldatura dei giunti ai teli e come questo venga accuratamente controllato mediante test previsti da normativa; è fondamentale che questo intervento sia realizzato al meglio, in modo da garantire la tenuta dei giunti nel tempo, anche qualora le geomembrane venissero sottoposte a sforzi. La rottura totale o anche solo parziale di un elemento del telo

comprometterebbe l'integrità dell'intera opera, creando falle nel diaframma, con conseguente fuoriuscita di inquinanti a valle del sito.

Infine sono stati riportati i test di compressione monoassiale non confinata e di permeabilità, che hanno confermato le caratteristiche e le prestazioni del Solidur presenti nella scheda tecnica del produttore. Si è visto come la modalità d'esecuzione delle prove e il tipo di conservazione dei provini possano influire sui risultati ottenuti, come detto la cosa migliore da fare è lavorare su un numero di campioni che sia maggiore possibile, così da avere una riduzione dell'errore.

Viste le ottime capacità impermeabili del Solidur, si potrebbe tenere in considerazione la possibilità di realizzare futuri diaframmi impermeabili senza interporre una geomembrana in HDPE, così da facilitare le operazioni, ridurre le tempistiche e avere dei costi inferiori. Ciò che però andrebbe fatto è studiare il comportamento di questa miscela a contatto con gli agenti inquinanti, così da valutare se e con quale entità possano verificarsi dei peggioramenti delle caratteristiche nel tempo.

In conclusione, si può dire che l'intervento abbia ottenuto i risultati voluti? Dalle analisi effettuate il 7 febbraio 2020 sull'acqua di falda, prelevata da un piezometro posto a Nord-Est del cantiere, a valle del diaframma, le concentrazioni di certi inquinanti (es: benzene, manganese, ferro, alcuni composti alifatici cancerogeni) sono risultate essere superiori ai limiti massimi; però, nelle analisi effettuate il 15 ottobre 2020, solo il manganese, il benzene e gli idrocarburi totali espressi come n-esano sono risultati oltre le concentrazioni limite. Un ulteriore miglioramento si è verificato nelle analisi fatte il 14 dicembre 2020 e il 18 febbraio 2021, in cui le uniche concentrazioni eccedenti sono risultate quelle di ferro e manganese. Si può dire quindi che dall'inizio dei lavori fino a conclusione di questi nel marzo 2021, si sia visto un progressivo miglioramento chimico della falda acquifera a valle del sito inquinato, evidenziando come il diaframma platico stia rispettando la funzione di progetto; nei prossimi 60 – 90 – 120 – 180 giorni si effettueranno altre analisi di laboratorio per vedere se tutti gli inquinanti arriveranno a concentrazioni sotto soglia.

Sarà comunque necessario continuare a monitorare le acque nei prossimi mesi e anni per verificare che le concentrazioni rimangano sotto i limiti, così da avere conferma della buona riuscita dell'intervento o, in caso contrario, segnalare una possibile perdita del diaframma. Così come sarà fondamentale effettuare dei controlli sulla geomembrana in HDPE e sul Solidur, in modo da avere riscontri sullo stato di conservazione dei materiali che, essendo sottoposti all'azione delle forze in sito e al contatto con le sostanze inquinanti dei depositi, potrebbero danneggiarsi e subire un calo in termini di prestazioni.

Riferimenti

- Associazione geotecnica italiana. (2012). *Jet grouting*. Roma: AGI.
- Certifico S.r.l. IT. (2018). *Deposito temporaneo, Vademecum illustrato*. Tratto da www.certifico.com.
- Frison, C. (2017). *Indagini ed interventi per la messa in sicurezza ambientale del sito industriale ex Ecolibarna di Serravalle Scrivia*. Politecnico di Torino.
- geoengineer. (s.d.). *Splitting Tensile Strength Test (Brazilian)*. Tratto da www.geoengineer.org.
- Jonathan Hale, A. H. (2015, Novembre). UTILISATION OF DEEP GROUNDWATER BARRIER WALLS USING SOIL BENTONITE AND BIOPOLYMER SLURRIES IN GEOTECHNICAL AND ENVIRONMENTAL APPLICATIONS. *TECHNICAL PAPER OF MENARD OCEANIA*, 1-14.
- Kelsey, C. (2006, Luglio 26). *Geomembrane Spark Testing and Difficult Installation Points*. Tratto da www.geosynthetica.com.
- Michaud, L. D. (2016, Settembre 15). *UNCONFINED COMPRESSION TEST*. Tratto da www.911metallurgist.com.
- Rinaldi, A. L. (2020). *Uno sguardo agli interventi di messa in sicurezza per la bonifica dei siti contaminati*. Tratto da *Tecnologie per l'ambiente*.
- Shana M. Opdyke, M. a. (2005, Giugno). Slag-Cement-Bentonite Slurry Walls. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*.
- Sogea. (2016). Tratto da www.tecnorifiuti.it.

