

# POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea in Ingegneria Per l'Ambiente e il Territorio:  
Rischi naturali e Protezione civile

Tesi di Laurea:

Interventi di messa in sicurezza di un sito ex  
industriale di interesse nazionale (SIN)



## **Relatori**

Prof. Claudio Oggeri

Prof. Alberto Godio

## **Candidato**

Stefano Bonansinga

Matricola: S266513



# Indice

Premessa .....	4
Introduzione .....	5
1. Inquadramento generale.....	6
1.1. Inquadramento geografico.....	7
1.2. Inquadramento morfologico .....	8
1.3. Inquadramento geologico .....	8
1.4. Inquadramento idrogeologico.....	10
2. Storia dell'inquinamento del sito .....	12
3. Struttura del cantiere .....	15
4. Generalità sui diaframmi.....	21
4.1. Metodi di messa in sicurezza di siti contaminati.....	23
4.2. Metodologie di scavo .....	29
4.2.1. Scavo con benna mordente montata su Kelly.....	29
4.2.2. Scavo con idrofresa.....	31
4.3. Modalità di inserzione dei teli in HDPE .....	32
5. Dimensionamento del diaframma plastico .....	35
5.1. Trasporto dei contaminanti attraverso la barriera.....	37
5.2. Diaframma plastico composito finale e confronto.....	38
6. Diaframma plastico eseguito nel sito ex Ecolibarna.....	39
6.1. Caratteristiche del diaframma.....	43
6.1.1. SOLIDUR® 274 Speciale.....	43
6.1.2. Telo in HDPE .....	47
6.2. Impianto di miscelazione.....	51
6.2.1. Prove sulla qualità della miscela.....	54
6.3. Specifiche tecniche delle macchine utilizzate .....	57
6.4. Campo prove per diaframma plastico .....	62
6.5. Procedimenti esecutivi per la realizzazione del diaframma.....	63
6.5.1. Fase di calaggio del telo.....	65
6.5.2. Problemi riscontrati e modifiche durante la fase esecutiva.....	71
7. Monitoraggio.....	75
7.1. Controllo topografico .....	75

7.2. Monitoraggio inclinometrico.....	79
7.3. Monitoraggio piezometrico.....	84
7.4. Controllo della qualità delle acque sotterranee.....	86
8. Analisi di laboratorio sui provini di Solidur®.....	89
8.1. Prove di resistenza alla compressione semplice.....	90
8.2. Prove di permeabilità.....	98
Conclusione.....	100
Indice delle figure.....	101
Indice delle tabelle.....	105
Bibliografia.....	106
Sitografia.....	107

# Premessa

Il presente lavoro di tesi tratta della messa in sicurezza di un sito inquinato, corrispondente allo stabilimento ex Ecolibarna, localizzato all'interno del Comune di Serravalle Scrivia. Tale intervento consiste essenzialmente nell'esecuzione di una cinturazione dell'area contaminata tramite l'impiego di diaframmi plastici compositi, costituiti da una miscela cemento-bentonitica con l'introduzione al suo interno di un telo in polietilene ad alta densità, che possiede la funzione di aumentare l'effetto impermeabilizzante della barriera stessa.

L'oggetto principale di questa tesi è stato quello di poter analizzare la fase esecutiva dell'opera di messa in sicurezza, con particolare attenzione alle varie lavorazioni impiegate durante la realizzazione del diaframma plastico composito, e di poterla così confrontare con quello che si era presupposto in fase di progettazione.

L'argomento di questa tesi è stato proposto dal professore Claudio Oggeri, progettista di questo intervento di messa in sicurezza, ed è stato da me scelto in quanto mi ha dato l'opportunità di approfondire diversi argomenti che erano stati trattati in molti corsi seguiti durante l'intero percorso di Laurea Magistrale. Inoltre, la possibilità di poter osservare direttamente in cantiere le diverse lavorazioni eseguite per la realizzazione di questa barriera verticale impermeabile, mi ha permesso di poter capire maggiormente i vari temi affrontati nei diversi corsi precedentemente seguiti ed analizzati solamente da un punto di vista teorico, ma anche di comprendere al meglio le varie difficoltà che si possono riscontrare durante la fase esecutiva di un'opera di rilevanza nazionale.

Per il reperimento del materiale utilizzato per la redazione della seguente tesi si vuole, innanzitutto, ringraziare il professore Claudio Oggeri, il Geom. Osvaldo Runca (Capocantiere per l'azienda Riccoboni S.p.A.), il Geologo Mario Carbonari (a capo della ditta in subappalto C.I.B. Costruzioni Idrogeologiche Bolognesi S.r.l.) e Paolo Manenti (a capo dell'azienda in subappalto Imperfoglia S.r.l.) per il materiale ricevuto e la grande disponibilità mostratasi durante l'intero percorso di tesi.

# Introduzione

La presente tesi è stata redatta nell'ambito degli interventi di messa in sicurezza del Sito di Interesse Nazionale (SIN) – Serravalle Scrivia, entro il quale ricade lo stabilimento ex Ecolibarna.

L'intervento oggetto di studio, della quale si vuole verificare la sua reale efficacia, riguarda la prosecuzione della realizzazione del preesistente diaframma (denominato Lotto 1, collocato lungo il lato Ovest dello stabilimento e con una lunghezza di circa 250 m), iniziando dall'apice disposto ad Ovest e con successivo proseguimento verso Nord-Est, affiancando in parte il corso del Rio Negraro e terminando, infine, nei pressi dei piazzali. Dopodiché, tale fase è stata completata con un tratto di diaframma realizzato a partire dal limite sud del preesistente diaframma, lungo l'estremità meridionale del sito nella zona della discarica bonificata. Complessivamente lo sviluppo dei suddetti setti è stato di circa 430 metri.

Tale intervento è stato reso necessario in quanto il diaframma del Lotto 1 era stato realizzato a monte del sito inquinato e perpendicolarmente al flusso prevalente delle acque sotterranee, allo scopo di diminuire il trasporto dei contaminanti nelle aree adiacenti ad essa. Tuttavia, si è osservato che questo diaframma non è risultato sufficiente a ridurre in modo consistente l'inquinamento della falda acquifera poiché gli inquinanti riuscivano facilmente ad aggirare tale barriera impermeabile. Per tale motivo, si è quindi deciso di procedere con l'intero isolamento del sito contaminato mediante la realizzazione degli interventi di messa in sicurezza facenti parte del Lotto 2.

Lo scopo finale di tale cinturazione è quello di contenere l'inquinamento nella discarica situata all'interno dell'area denominata Lotto 2, in modo tale da mettere in sicurezza la prima falda e da ridurre al minimo il trasporto delle sostanze contaminanti presenti a valle di questo ex stabilimento. Tale intervento risulta essere costituito da un diaframma plastico in cemento e bentonite (più precisamente da un premiscelato denominato Solidur®) ed è attraversato nel suo sviluppo verticale dalla prima falda, fino ad intestarsi, a diverse profondità, all'interno di formazioni marnoso-argillose, quindi a bassa permeabilità. In alcune parti del suo sviluppo, i terreni ospitanti il diaframma plastico potevano presentare dei problemi di stabilità delle pareti di scavo; è risultato quindi necessario utilizzare delle opere di pre-sostegno (cordoli in calcestruzzo e colonne in jet-grouting) che possono essere adattate in base al comportamento effettivo degli scavi in corso d'opera.

Inoltre, il presente lavoro di tesi offre la possibilità di confrontare le varie modalità di realizzazione dell'intervento di messa in sicurezza ipotizzate in fase progettuale e quelle effettivamente impiegate in fase esecutiva, con conseguente descrizione dettagliata delle diverse lavorazioni.

Un altro importante obiettivo che si propone la presente tesi è quello verificare che l'opera di cinturazione dell'area inquinata riesca a soddisfare le richieste per la quale tale intervento è stato eseguito. I risultati attesi da quest'opera saranno principalmente due: diminuire l'inquinamento della falda acquifera circostante a tale area e verificare che le lavorazioni eseguite per la realizzazione di questo diaframma plastico non vadano a creare sgrottamenti ed instabilità del terreno, in particolare nei pressi del rilevato ferroviario. Tali verifiche sono state rese possibili per mezzo dei vari monitoraggi eseguiti durante e successivamente l'esecuzione dei diversi interventi di messa in sicurezza nell'area oggetto di studio.

Infine, si sono potuti valutare direttamente le caratteristiche meccaniche della miscela impiegata nel sito mediante prove di laboratorio (principalmente prove di resistenza alla compressione monoassiale) effettuate presso il Politecnico di Torino.

# 1. Inquadramento generale

L'area soggetta all'intervento di messa in sicurezza ricade all'interno del Comune di Serravalle Scrivia, provincia di Alessandria. Nella Figura 1.1 è stata riportata la posizione di questa provincia rispetto alla Regione Piemonte.

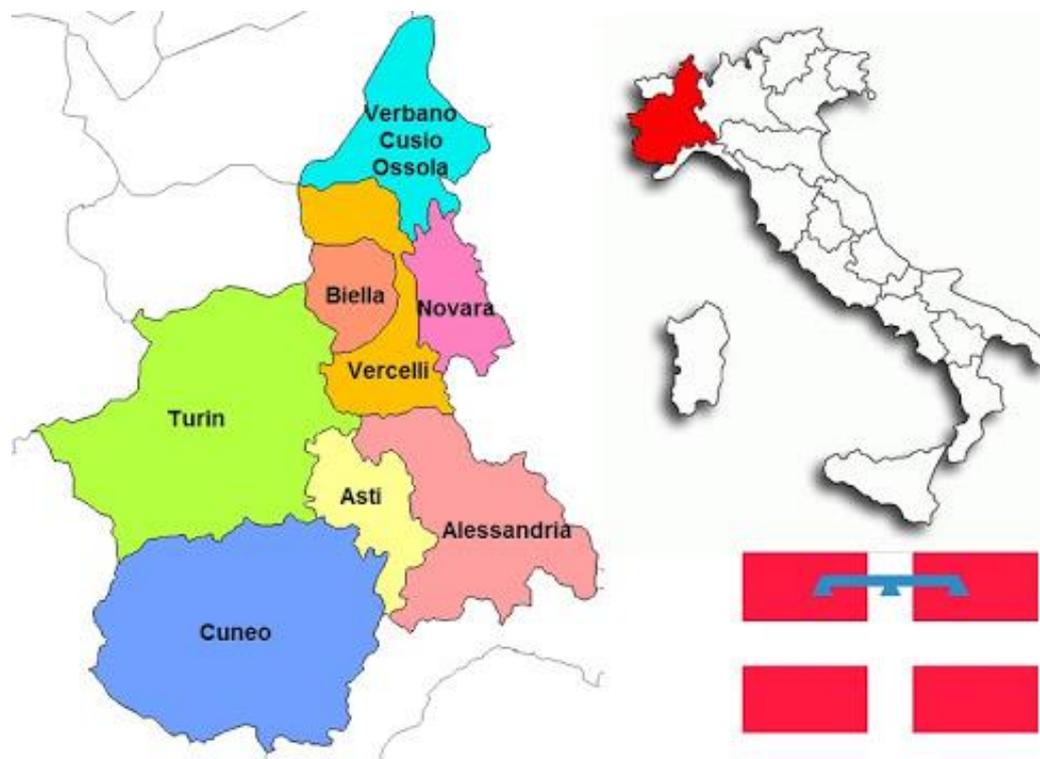


Figura 1.1 - Inquadramento della provincia di Alessandria.

Secondo i dati ISTAT risalenti al 31 dicembre 2019, la popolazione del Comune di Serravalle Scrivia è costituita da 5.924 abitanti e possiede una superficie di 15,95 km<sup>2</sup>, con una densità di 371,43 ab/km<sup>2</sup>. Le quote minime e massime del territorio comunale sono rispettivamente 188 e 449 m.s.l.m. Inoltre, riguardo alla classificazione sismica del territorio oggetto di studio, tale Comune rientra nella zona sismica 3, che corrisponde ad un'area con pericolosità sismica bassa e che può essere soggetta a scuotimenti modesti. I dati precedentemente descritti sono stati riportati nella Tabella 1.1.

Tabella 1.1 - Dati riguardanti il Comune di Serravalle Scrivia. [s<sub>1</sub>]

Provincia	Alessandria (AL)
Popolazione	5.924 abitanti
Superficie	15,95 km <sup>2</sup>
Densità	371,43 ab/km <sup>2</sup>
Altitudine minima	188 m.s.l.m.
Altitudine massima	449 m.s.l.m.

## 1.1. Inquadramento geografico

Il Comune di Serravalle Scrivia (AL), riportato in Figura 1.2, è situato nel settore sud-orientale della Provincia di Alessandria e confina a nord e nord-ovest con il Comune di Novi Ligure ed a nord-est con quello di Cassano Spinola, ad est con i Comuni di Stazzano e Vignole Borbera, mentre a sud-est con Arquata Scrivia ed infine a sud-ovest con il Comune di Gavi.

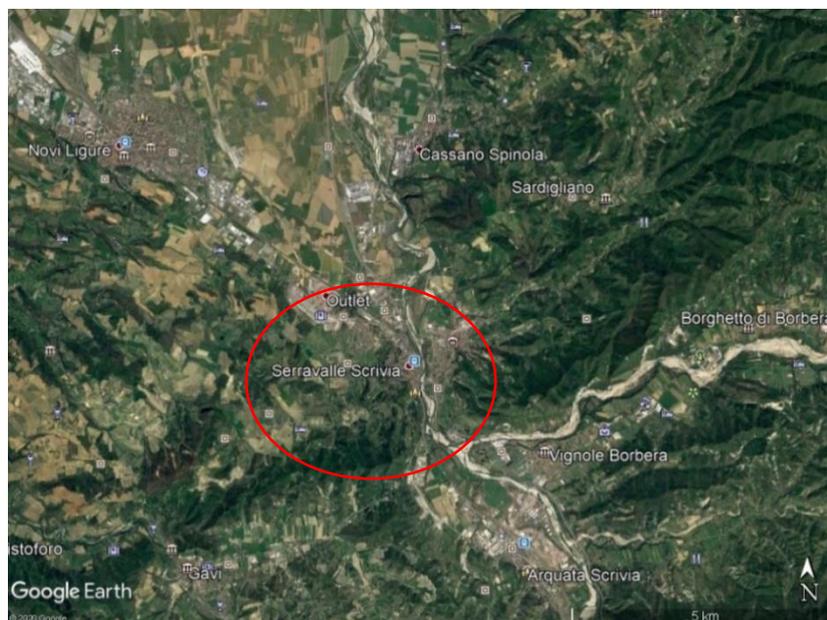


Figura 1.2 - Inquadramento geografico del Comune di Serravalle Scrivia. [s<sub>2</sub>]

Il sito in esame (area dello stabilimento ex Ecolibarna), rappresentato nella Figura 1.3, è un insediamento industriale ormai in disuso con un'area pari a circa 70.000 m<sup>2</sup> ubicato nel Comune di Serravalle a circa 8 km da Novi Ligure e delimitato a Ovest dalla ex S.S. n. 35 dei Giovi, a Nord ed a Est dalla strada comunale del Gambarato ed infine a Sud-Ovest dalla linea ferroviaria Genova-Torino.



Figura 1.3 - Inquadramento del sito ex Ecolibarna. [s<sub>2</sub>]

## 1.2. Inquadramento morfologico

L'area oggetto di studio è caratterizzata da una morfologia collinare, con dislivelli nel complesso abbastanza ridotti fra le creste ed i fondivalle, nella quale vi è la presenza di una serie di terrazzi di origine fluviale.

Mediante l'osservazione delle quote e delle inclinazioni dei ripiani dei terrazzi, che decrescono dal più antico al più recente, si può dedurre come la genesi morfologica si possa ricercare anche nelle variazioni del livello di base di erosione. Tali movimenti possono essere dovuti ad un'azione di basculamento della piana novese, con asse approssimativamente in direzione NO-SE, alla quale si può riferire la migrazione dell'asta torrentizia del Torrente Scrivia sul lato orientale della valle.

Il sollevamento differenziale del settore orientale rispetto a quello occidentale della valle sembra essere evidenziato dalla fase di erosione differenziale dei depositi quaternari, quasi assenti in destra idrografica del Torrente Scrivia.

Considerando la natura dei terreni ed in particolare le loro condizioni di giacitura, l'area dei Fogli 69-Asti e 70-Alessandria della Carta Geologica d'Italia può essere distinta in tre zone principali: Bacino Terziario del Piemonte (o Bacino Terziario ligure-piemontese), Sperone di Tortona, e Collina Alessandria-Valenza-Chivasso-Torino (o Collina di Torino s.l.).

## 1.3. Inquadramento geologico

Il sito di interesse è geograficamente collocato allo sbocco del Torrente Scrivia, nella pianura padana, e morfologicamente è rappresentata da modesti rilievi collinari, con locali e significative incisioni prodotte dal reticolo idrografico e da una serie di ampi terrazzi con dislivelli contenuti. Le formazioni presenti in tale area fanno parte del Bacino Terziario Piemontese, di età Mio-Pliocenica, soprattutto con riferimento ai termini del Tortoniano e del Messiniano, oltre ovviamente alle formazioni superficiali più recenti. Inoltre, la zona di interesse è caratterizzata dalla presenza di allineamenti strutturali quali la Linea dello Scrivia, faglia con giacitura prevalente SE-NO, e da un corteo di locali disturbi stratigrafici.

Il territorio di Serravalle Scrivia risulta essere 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 appoggiano i depositi continentali quaternari del Fluviale e fluvio-lacustre antichi, del Fluviale medio e del Fluviale recente.

Nell'area oggetto di studio, le formazioni individuate dal punto di vista stratigrafico (dall'alto verso il basso) sono riportate nella Figura 1.4 e sono state di seguito descritte:

- Depositi fluviali quaternari: essi possono essere ricondotti alle diverse fasi di deposito dello Scrivia e dei bacini afferenti; si tratta di depositi continentali suddivisibili in diversi ordini in funzione della loro granulometria e potenza, a formare in tal modo motivi morfologici di versante e di terrazzi. A questi sono anche associati depositi di alluvioni recenti in posto e rimaneggiate.
- Conglomerati di Cassano Spinola: essa è una formazione sedimentaria conglomeratica arenaceo-marnosa, in bancate, con evidenze di rimaneggiamenti e dislocazioni dei termini costituenti.
- Formazione Gessoso - Solfifera: tale unità 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 in modo significativo da rimaneggiamenti (complesso caotico o indifferenziato) anche a seguito di locali

lineamenti tettonici. In seguito a questa considerazione, 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. Essa è caratterizzata dalla presenza di marne o argilliti, più o meno sabbiose o addensate. Pur essendo in genere compatti, i termini non sempre presentano consistenza litoide. Essi sono sfaldabili e si presentano con colore da grigio a nerastro. La conducibilità idraulica di questa formazione è decisamente inferiore rispetto a quella delle unità sovrastanti.
- **Arenarie di Serravalle**: tale unità è la più interna ed è attribuita al Serravalliano. Essa è costituita da conglomerati, arenarie e calcari spesso non stratificati.

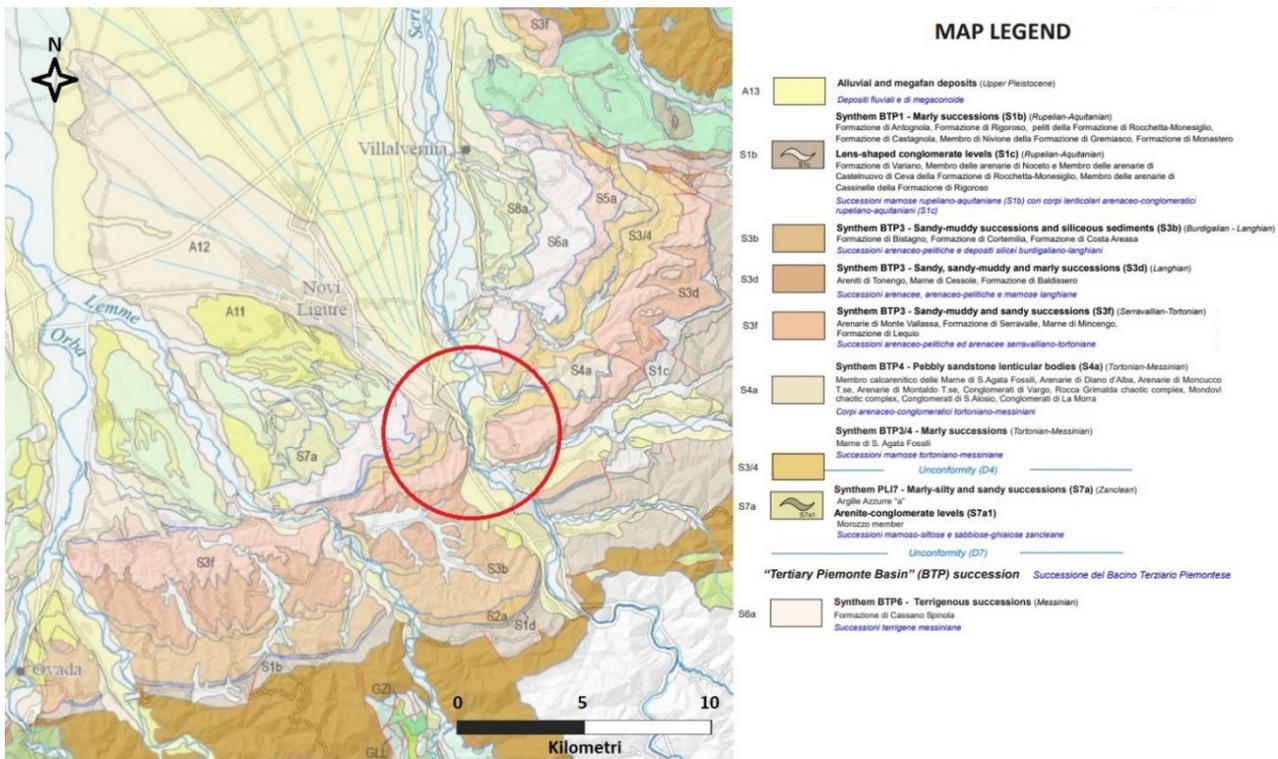


Figura 1.4 - Estratto della Carta Geologica della Regione Piemonte. [S<sub>3</sub>]

Successivamente, nella Figura 1.5 è stata riportata una sezione geologica dell'area soggetta all'intervento di messa in sicurezza, in cui si può osservare che l'ultimo strato è quello marnoso, all'interno del quale il diaframma dovrà essere immerso in modo tale da garantire il completo incapsulamento degli inquinanti nel sito.

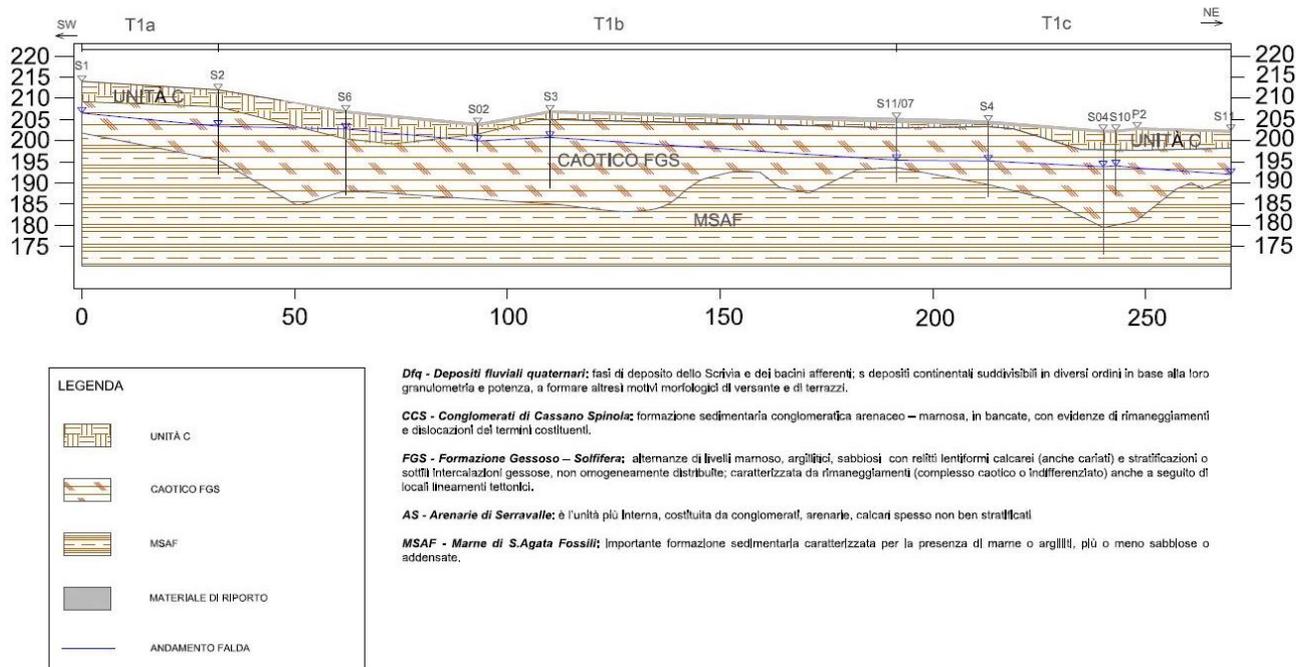


Figura 1.5 - Sezione geologica individuata all'interno del sito oggetto di studio.

## 1.4. Inquadramento idrogeologico

L'area oggetto di studio è caratterizzata dalla presenza di formazioni superficiali a conducibilità idraulica media (coperture, caotico, lenti o livelli granulari) e da una formazione di substrato a bassa conducibilità idraulica (limi e argille marnose). Tale area è alimentata da un flusso diretto da Sud-Ovest verso Nord-Est, che presenta un gradiente modesto e dovuto in larga parte alla morfologia del versante.

A Nord del Rio Negraro sono stati eseguiti dei sondaggi geognostici che hanno evidenziato una condizione di apparente suddivisione tra la falda superficiale e quella profonda. Tale fatto può essere considerato vero a scala locale ma non a scala dell'intero sito, 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 saturate e di ripresa di continuità tra i diversi orizzonti acquiferi.

Il sito in esame è caratterizzato da una divisione dell'assetto idrogeologico dovuto alla presenza del limite geologico sepolto. Nel settore sud-orientale si individua un substrato a bassa permeabilità che sostiene un primo acquifero ospitato all'interno di materiali prevalentemente alluvionali e caratterizzato da una bassa circolazione idrica.

Il substrato marnoso impermeabile si trova immerso al di sotto di una formazione fratturata, presente nella porzione nord-occidentale dell'area oggetto di studio, e risulta essere più permeabile in certi livelli a causa della dissoluzione dei livelli gessosi e calcarei.

In tale contesto e per quanto riguarda la Formazione Gessoso-Solifera, essa risulta essere caratterizzata da una permeabilità di tipo secondario associato 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 correlazione sia con le eteropie di facies presenti che con lo stato di fratturazione. In alcuni sondaggi, infatti, si sono riscontrati livelli più superficiali alterati dello spessore di alcuni metri, dove la

circolazione idrica sembra essere favorita. A seguito delle prove di permeabilità si è evidenziato un grado di permeabilità da praticamente nullo ad intermedio.

La falda presente in questo complesso idrogeologico risulta essere in pressione e con livelli statici compresi tra i 6 ed i 10 m di profondità dal piano campagna. Si prevede quindi un acquifero in comunicazione con quello libero, considerando il fatto che la contaminazione superficiale è stata qui rilevata.

La base della Formazione Gessoso-Solfifera è individuabile a profondità variabile tra circa 5 metri nella zona centrale dello stabilimento con un aumento repentino fino a circa 45 - 47 metri verso Nord-Ovest. Inoltre, la Formazione Gessoso-Solfifera è in contatto stratigrafico con le Marne di Sant'Agata Fossili; tale contatto ha un'inclinazione verso Nord pari a circa 20° ed un'orientazione circa Est-Ovest. Tuttavia, il limite stratigrafico risulta essere ribassato da una faglia con rigetto di circa 20 - 25 m del blocco Nord ubicata circa in corrispondenza del Rio Negraro, con andamento circa Est-Ovest.

Il modello idrogeologico dell'area prevede quindi la presenza di due acquiferi:

- un acquifero libero ospitato nei depositi superficiali, caratterizzato da un gradiente idraulico influenzato in particolar modo 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 (fonte ARPA Piemonte);
- un acquifero confinato all'interno di numerosi livelli produttivi nella Formazione Gessoso-Solfifera e caratterizzato da un'estrema variabilità del livello piezometrico. Tale formazione, infatti, 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. A causa dell'elevata difficoltà nel correlare tra di loro i livelli idrici molto differenti, si ritiene che le singole venute dell'acquifero confinato non siano comunicanti e che quindi non costituiscano un unico acquifero ma una sorta di pseudo-acquifero multifalda.

In conclusione, il quadro idrogeologico del sito è stato completato mediante ulteriori indagini che hanno evidenziato la presenza di una coltre detritica a prevalente matrice ghiaiosa (probabilmente associabile a paleoalvei del Rio Negraro) che si approfondisce fino a circa 6 - 7 metri dal piano campagna. Si possono quindi considerare le due seguenti ipotesi:

- 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 risultare una zona ad elevata permeabilità in grado di veicolare le acque superficiali verso i livelli più profondi e quindi la circolazione idrica superficiale è in maggior parte dovuta alla ricarica dei livelli acquiferi che si possono riscontrare nelle vicinanze della zona di faglia.

## 2. Storia dell'inquinamento del sito

L'area oggetto di studio, a partire dal 1940, è stata sede di uno stabilimento industriale di proprietà Gastaldi Oli Lubrificanti S.p.A. per lo stoccaggio di oli minerali, lubrificanti e combustibili, per la lavorazione di oli minerali, per la realizzazione di oli bianchi e per la rigenerazione di oli lubrificanti esausti per mezzo del trattamento con acido solforico, con precipitazione della frazione catramosa e la produzione di melme acide.

A causa dell'attività svolta in tale sito si sono verificati numerosi eventi di inquinamento delle acque superficiali del Rio Negraro, che attraversa tale area da Ovest ad Est, e del terreno. A partire dagli anni Sessanta, infatti, sono stati emessi, da parte dei Comuni di Serravalle Scrivia e Pozzolo Formigaro, diversi provvedimenti amministrativi per risolvere i problemi sanitari ed ambientali collegati alle attività svolte.

La società Ecolibarna S.r.l. si è insediata in quest'area a partire dal 1983. Tuttavia, nell'anno successivo, a seguito della verifica della presenza di fenomeni di inquinamento, la Regione Piemonte decise di revocare l'autorizzazione allo smaltimento di rifiuti e di sospendere le lavorazioni effettuate nel sito.

Nel 1986 fu emesso un provvedimento per l'esecuzione della bonifica del sito da parte del Ministero della Protezione Civile. Tale incarico fu affidato a Castalia S.p.A. (oggi Fisia Italimpianti) che nel 1988 terminò una iniziale fase di caratterizzazione e anche lo smaltimento di gran parte dei rifiuti liquidi stoccati in serbatoi fuori terra, mentre lo svuotamento delle condotte interrato non fu eseguito. Inoltre, sempre nello stesso anno, nella zona situata a Sud-Est del sito (denominata in seguito Discarica di Sud-Est) venne scoperta una discarica abusiva, che si aggiunse in tal modo ad una discarica già conosciuta precedentemente e chiamata Discarica delle melme acide.

La bonifica e messa in sicurezza parziale delle due discariche precedentemente citate è stata effettuata secondo le seguenti metodologie:

- Cinturazione per mezzo dell'utilizzo di un diaframma plastico e successiva impermeabilizzazione superficiale con telo in HDPE, per quanto riguarda la discarica delle melme acide;
- Incapsulamento dei rifiuti e del terreno inquinato attraverso l'installazione di un telo in HDPE di fondo ed attuazione di un'impermeabilizzazione superficiale, sempre grazie all'utilizzo di una geomembrana, per la discarica di Sud-Est.

Tuttavia, tale messa in sicurezza non si è rivelata efficace per l'interruzione dei percorsi di contaminazione. Nel 1996 si è così aperto un contenzioso tra Castalia ed il Dipartimento della Protezione Civile, con conseguente sequestro del sito e l'avvio di diverse azioni di tipo legale. Tale sito industriale ex Ecolibarna, mediante la L.R. 7 aprile 2000, è stato incluso all'interno del Piano Regionale di Bonifica e Ripristino ambientale dei siti inquinati.

Nel 2003, tramite la Presidenza del Consiglio dei Ministri, è stato nominato un Commissario Delegato per il superamento dell'emergenza Ecolibarna, successivamente individuato nella figura del Sindaco di Serravalle Scrivia.

Nel febbraio del 2005 il Commissario Delegato ha emanato un bando per l'affidamento dell'incarico professionale per la progettazione preliminare, definitiva ed esecutiva della messa in sicurezza della falda sottostante il sito, a causa del perdurare dell'inquinamento della falda rilevata negli 8 piezometri posti a valle del sito in questione, nei quali si sono verificati i superamenti dei limiti normativi per alcuni dei contaminanti inorganici (metalli pesanti, quali Fe e Zn, solfati) e organici (PCB, idrocarburi C>12 e C<12, solventi organoalogenati).

Nel periodo compreso tra l'estate e l'autunno del 2007, il Politecnico di Torino ha provveduto all'integrazione al piano della caratterizzazione del sito. Per mezzo di queste indagini si è potuto confermare il passaggio litologico tra la formazione delle Marne di Sant'Agata fossili (poste nella zona Sud) e la formazione gessoso-solfifera (situata a nord del Rio Negraro). Inoltre, tali indagini hanno potuto evidenziare lo spessore variabile, tra circa 10 m e 40 - 50 m nelle zone situate più a nord dello stabilimento, e di appurare la presenza dell'inquinamento (in gran parte causata da solventi clorurati) nella falda profonda.

Inoltre, nella Figura 2.1 sono state riportate le diverse aree che facevano parte della società Ecolibarna S.r.l., con particolare riferimento alla localizzazione della Discarica di Sud-Est e della Discarica Est delle melme acide.

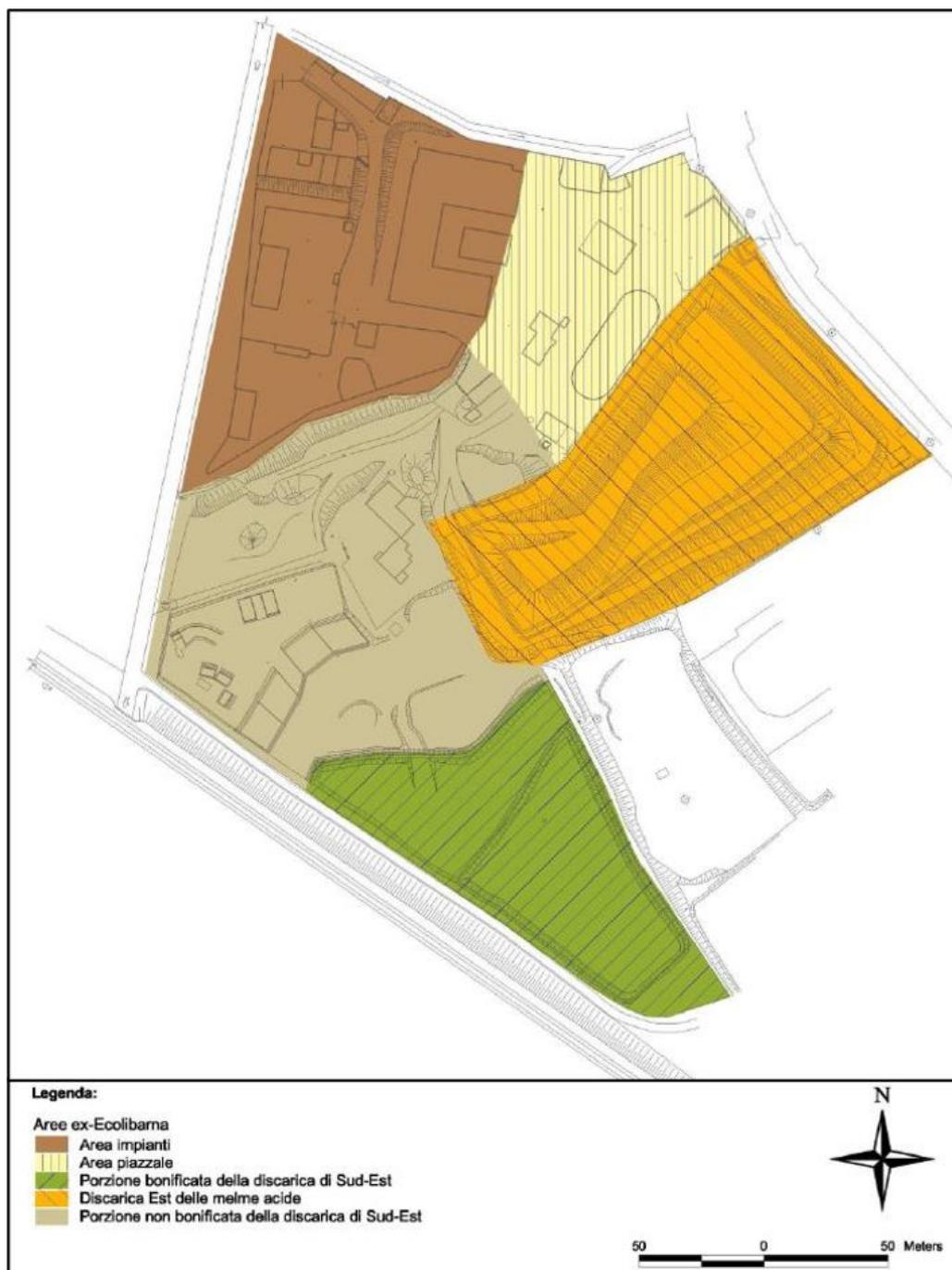


Figura 2.1 - Denominazione delle diverse zone dell'area dello stabilimento, in accordo con quanto definito nel piano della caratterizzazione ARPA. [1]

Infine, a titolo dimostrativo dell'effettivo inquinamento del sito oggetto di studio, è stata riportata la Figura 2.2 nella quale vi è un campione di terreno estratto in tale area mediante un sondaggio a carotaggio eseguito precedentemente agli interventi di messa in sicurezza. Da tale fotografia si possono infatti evidenziare le parti più scure che risultano essere delle macchie di oli, carburanti ed inquinanti vari.



*Figura 2.2 - Spezzone di carota prelevato da un sondaggio eseguito precedentemente alla realizzazione del Lotto 2, nella quale si possono notare le macchie di inquinante.*

### 3. Struttura del cantiere

La composizione del cantiere è funzione della geometria scelta per l'intervento di cinturazione dell'area inquinata. La tipologia di barriera impermeabile che si è decisa di impiegare nell'area oggetto di studio è quella di un diaframma plastico composito (costituito al suo interno da un telo in HDPE) ed è stata individuata in base alle caratteristiche topografiche, stratigrafiche e chimico-ambientali del sito. Tale diaframma si sviluppa lungo cinque tratti per una lunghezza complessiva di 435 m, con profondità variabile e compresa tra 15 e 25 metri, in relazione al raggiungimento dello strato marnoso, e con larghezza nominale pari a 60 cm.

Innanzitutto, l'accesso al cantiere avviene nella zona Nord-Est dell'area oggetto di studio. Nei pressi di tale ingresso è posto un impianto di lavaggio ruote per i mezzi di cantiere, il cui esempio è raffigurato in Figura 3.1, che possiede diversi vantaggi tra cui:

- mantenere puliti gli ambienti e le strade, in modo tale da permetterne il loro utilizzo anche esternamente al cantiere, poiché altrimenti non sarebbe possibile a causa dell'elevata presenza di fango che queste possono accumulare;
- prevenire l'inquinamento atmosferico mediante il controllo delle polveri disperse ed il loro abbattimento per mezzo del trattamento con acqua;
- funzionamento completamente automatico, con conseguente risparmio sul costo della manodopera.



Figura 3.1 - Esempio di impianto di lavaggio ruote per mezzi di cantiere. [s<sub>4</sub>]

Nelle vicinanze di questo impianto lavar ruote è stato lasciato libero dello spazio per il parcheggio delle automobili riservato alle persone che lavorano all'interno del cantiere stesso. Sempre in questa zona, sono stati posti gli uffici dalla quale in particolare il Capocantiere, facente parte dell'azienda Riccoboni S.p.A., ha il compito di coordinare tutti i lavori, che devono avvenire in sicurezza, e di controllare che tutti i vari monitoraggi e le diverse prove ed analisi di laboratorio, effettuate sui campioni della miscela cemento-bentonitica, sulle acque della falda acquifera e sul materiale scavato, risultino idonee.

Per la raccolta del materiale scavato nell'ambito dei lavori per il Lotto 2, sono state predisposte tre aree di stoccaggio (denominate area 3, 4 e 5), di cui due (le più impiegate) sono localizzate poco più avanti rispetto all'ingresso nel cantiere e nei pressi dell'area piazzale (Figura 3.2), mentre l'ultima, che è stata utilizzata solo

una volta completati gli altri due cumuli, è posta nella zona Nord-Ovest del sito oggetto di studio e nelle vicinanze degli uffici. Inoltre, all'interno del cantiere ed oltre il Rio Negraro, sono presenti altre due aree di stoccaggio (area 1 e 2, riportate in Figura 3.3) che erano già state previste durante la realizzazione dei lavori per il Lotto 2bis. Ogni sera, queste aree di deposito devono essere coperte provvisoriamente per mezzo di un telo, in modo tale da impedirne il dilavamento causato dalle acque piovane.



*Figura 3.2 - Area piazzale nella quale sono poste due aree di deposito del materiale scavato (area 3 e 4).*



*Figura 3.3 - Zona del cantiere nella quale sono presenti le aree di stoccaggio 1 e 2.*

La quantità totale prevista, in fase di progettazione, di materiale prelevato per la realizzazione del diaframma plastico e distribuito nelle diverse aree di stoccaggio è di circa 10.700 tonnellate. Tuttavia, nella realtà se ne produrranno circa 16.000; ciò è dovuto in parte ai vari sgrottamenti, che comportano quindi del materiale in eccesso che viene rimosso e destinato alle aree di deposito, ed anche a causa del jet-grouting è stato tirato via più materiale rispetto a quello inizialmente stimato. Inoltre, nella fase progettuale si era ipotizzato di utilizzare parte del materiale scavato per le varie operazioni di cantiere, ma alla fine il tutto è stato destinato a discarica in quanto non idoneo per tale area. Un altro motivo che ha portato a questa grande discrepanza tra materiale scavato previsto e quello effettivo è anche da ricercarsi nelle diverse profondità dei vari pannelli rispetto a quelli di progetto, in quanto si è deciso di immorsarsi di 5 - 6 metri all'interno dello strato marnoso e non di soli 3 metri come si era inizialmente pensato.

Inoltre, le aree di stoccaggio sono state realizzate in modo tale da garantire la raccolta delle acque e del percolato all'interno di alcuni pozzetti. Tale acqua viene quindi trattata mediante carbone attivo, sottoposta

a varie analisi chimiche ed infine raccolta all'interno di alcune cisterne, riportate in Figura 3.4, che fungono da vasche di decantazione e sono collocate nel piazzale principale in prossimità degli uffici. Nel caso in cui i risultati di tali analisi siano positivi, allora queste acque potranno essere scaricate nel Rio Negraro.



Figura 3.4 - Vasche di decantazione delle acque reflue.

Nella Figura 3.5 è stata riportata la localizzazione all'interno del cantiere, nei pressi dell'ingresso posto nella zona Nord-Est del sito, di tre aree di stoccaggio del materiale scavato, delle vasche di decantazione, degli uffici e dell'impianto di lavaggio ruote per i mezzi di cantiere.

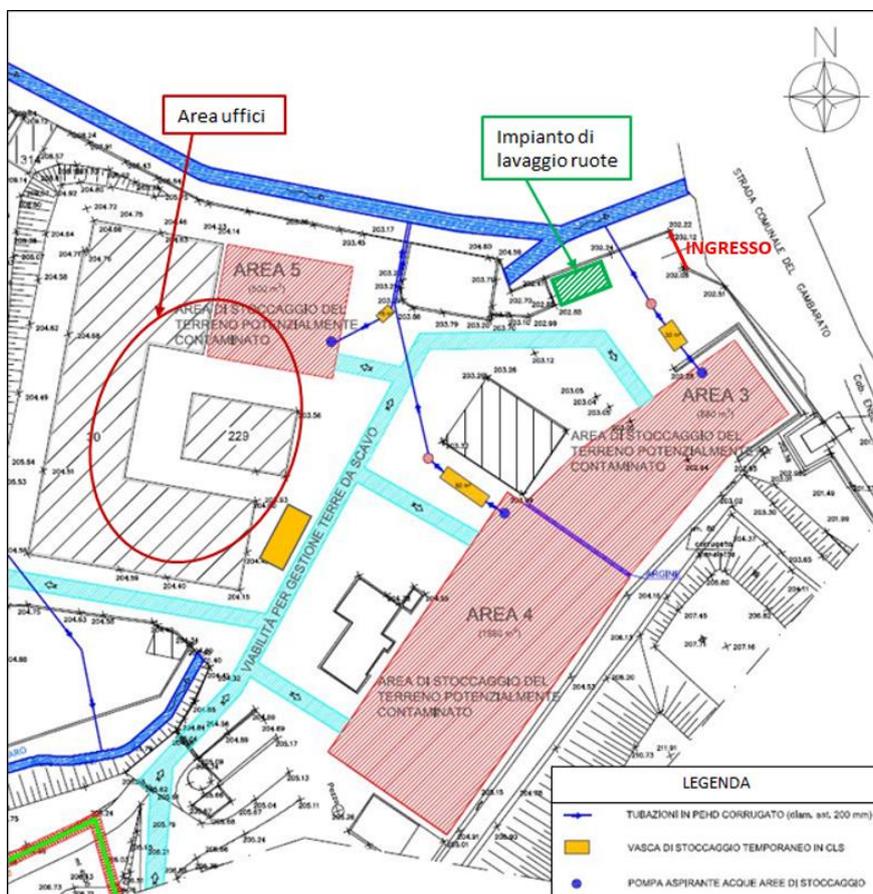


Figura 3.5 - Indicazione del tipo di utilizzo delle varie aree nella zona Nord-Est del cantiere.

L'impianto di miscelazione e di stoccaggio della miscela impiegata per la realizzazione dei diaframmi plastici, costituita dal premiscelato Solidur® ed acqua, è stato rappresentato in Figura 3.6 ed è collocato nella zona centrale e leggermente ad Ovest del cantiere considerato. Inoltre, nelle immediate vicinanze dell'impianto di miscelazione ed in prossimità del rilevato ferroviario è stato collocato un capannone impermeabile (riportato in Figura 3.7) all'interno del quale sono state eseguite le varie operazioni di saldatura del giunto al telo in HDPE. Tale copertura è stata resa necessaria in quanto possiede il compito di proteggere la saldatrice, che altrimenti sarebbe stata soggetta ai diversi eventi meteorologici durante il processo di saldatura.

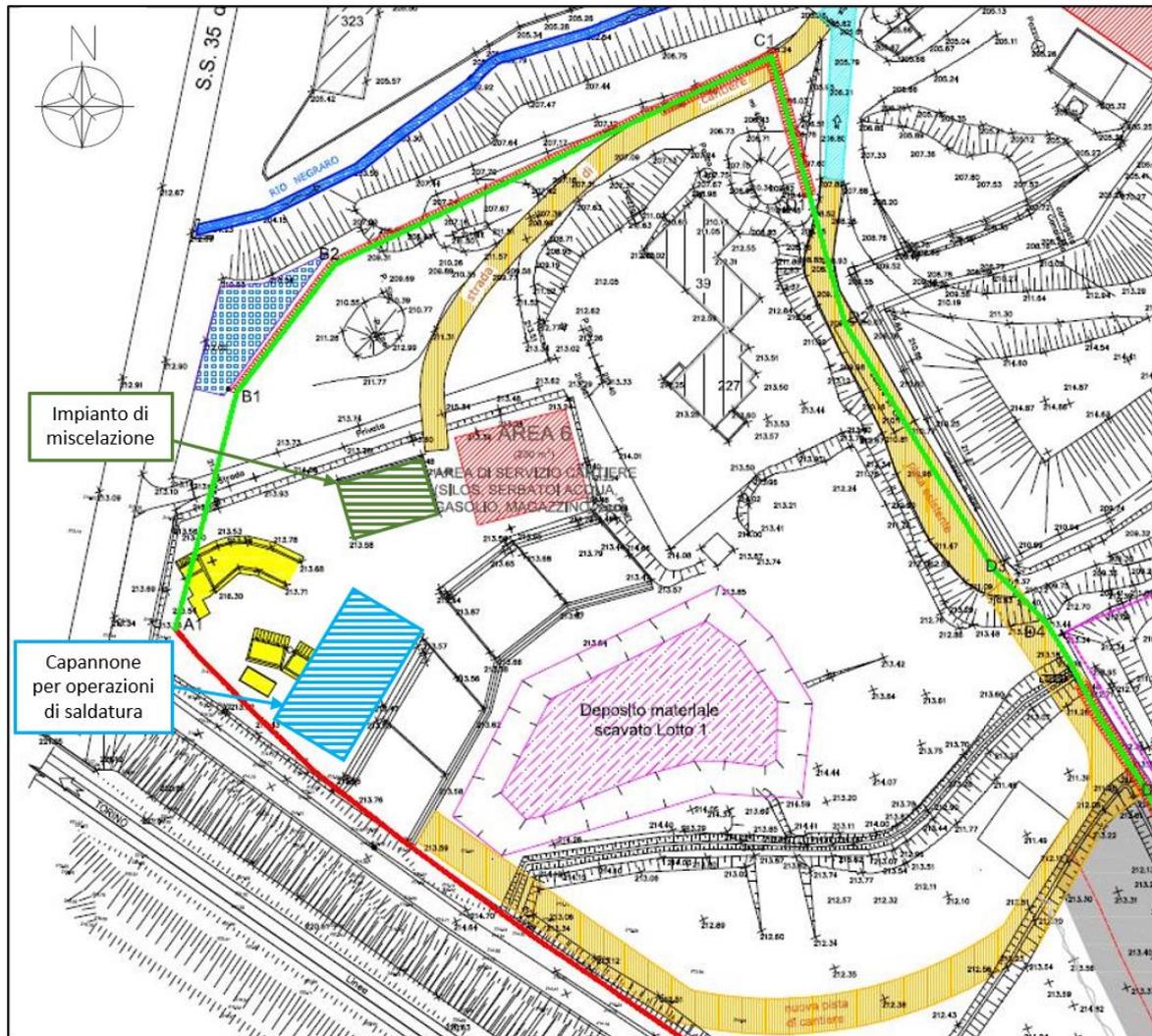


*Figura 3.6 - Rappresentazione dell'impianto di miscelazione (a sinistra) e dei due silos impiegati per lo stoccaggio della miscela (a destra) presenti nel cantiere.*



*Figura 3.7 - Capannone impermeabile adibito alle operazioni di saldatura.*

Nella Figura 3.8 è stata riportata la collocazione spaziale dell'impianto di miscelazione ed il capannone impermeabile all'interno della quale si svolgono le operazioni di saldatura dei giunti al telo in HDPE. Tale figura fa riferimento alla zona Ovest del cantiere oggetto di studio.



*Figura 3.8 - Zona Ovest del cantiere con indicazione dell'impianto di miscelazione e del capannone impermeabile adibito alle operazioni di saldatura.*

Le varie piste di cantiere sono state realizzate mediante la formazione di strati di materiale misto naturale compattato, posizionato al di sopra di un geotessile di separazione, al fine di consentire il transito dei mezzi d'opera nella discarica di Sud-Est e per facilitare le varie operazioni di esecuzione del diaframma plastico composito. In particolar modo, si è dovuta ripristinare la pista di accesso che dal ponticello sul Rio Negraro permette l'accesso all'area sommitale del sito, nella quale sono state predisposte le principali attrezzature di cantiere, ed inoltre è stata realizzata una pista che porta verso l'area di Sud-Est, in prossimità dei tratti D ed E del diaframma plastico, poiché nelle vicinanze è presente anche una scarpata che potrebbe dare problemi di stabilità durante la realizzazione dei diversi pannelli. Nella Figura 3.9 è stata rappresentata una fase dell'esecuzione della pista di cantiere realizzata lungo il tratto D del Lotto 2.



*Figura 3.9 - Fase di realizzazione della pista di cantiere nei pressi del tratto D del Lotto 2.*

Infine, la pista eseguita nelle aree di lavoro per i mezzi di cantiere nei pressi dei tratti D ed E ha previsto le seguenti operazioni:

- disposizione della geomembrana in HDPE rugosa;
- collocazione del geotessile;
- disposizione della geogriglia;
- spandimento e compattazione di strati di terreno misto granulare per uno spessore di 50 cm.

## 4. Generalità sui diaframmi

Innanzitutto, la più grande distinzione che si può fare per quanto riguarda i diaframmi è quella tra:

- *Diaframmi ambientali*, la cui funzione è quella di servire da barriere totalmente o parzialmente impermeabili e non presentano una particolare valenza di sostegno strutturale. Essi sono costituiti principalmente da cemento-bentonite;
- *Diaframmi strutturali*, che sono costituiti da giganteschi pannelli strutturali che fungono da sostegno per le pareti verticali degli scavi. Questi diaframmi, invece, sono fatti in calcestruzzo armato.

Lo scopo del diaframma è quello di creare un muro di contenimento per mezzo dei metodi utilizzati per la creazione delle trincee supportate da fanghi bentonitici. Essi possono essere costruiti fino a profondità di 100 metri e larghezze che possono variare da 0,45 a 1,50 metri. I metodi di costruzione dei diaframmi risultano essere relativamente silenziosi anche grazie alla poca o nessuna vibrazione che viene trasmessa al terreno. Pertanto, tali strutture sono particolarmente adatte per i progetti di ingegneria civile eseguiti in aree urbane densamente popolate.

Grazie alla loro capacità di mantenere una bassa deformazione e di fornire una bassa permeabilità all'acqua, la realizzazione dei diaframmi risulta essere efficace anche al fine di mantenere uno scavo eseguito nelle immediate vicinanze di altre strutture esistenti. Infatti, nel caso in cui ci fosse uno scavo profondo posto ai margini di una struttura già presente, i diaframmi sono spesso indicati come l'opzione tecnicamente ed economicamente più favorevole.

I diaframmi possono essere utilizzati per un appoggio provvisorio o come elemento portante per una successiva costruzione e si possono anche combinare con qualsiasi sistema di ancoraggio o supporto. Tali pannelli vengono utilizzati anche per scavi profondi come elementi di fondazione per il sostentamento di carichi concentrati.

Allo scopo di garantire l'impermeabilità del tratto di terreno interessato, il diaframma deve essere inserito all'interno di strati di terreno impermeabili (marnosi o argillosi). Dopo aver ridotto il livello iniziale delle acque sotterranee all'interno dello scavo, penetreranno solo delle piccole quantità di acqua residua.

I diaframmi sono più comunemente usati nelle aree:

- con infrastrutture urbane ad alta densità (Figura 4.1) e storiche;
- nella quale è richiesto un sistema di ritenzione molto rigido;
- in cui i rumori e le vibrazioni devono essere limitati;
- dove la geologia e le acque sotterranee precludono l'utilizzo di sistemi convenzionali di ritenzione del suolo;
- nella quale non è possibile praticare il drenaggio delle acque.

Rispetto ad altre tipologie di paratie, i diaframmi sono considerati molto performanti nei confronti del controllo del movimento del terreno. Essi sono spesso applicati in terreni granulari che presentano un alto livello delle acque sotterranee ed in particolare quando uno strato a bassa permeabilità si trova posizionato sotto ad un terreno granulare. Infatti, i diaframmi sono sempre infissi all'interno di uno strato sottostante a bassa permeabilità, che può essere costituito da terra o roccia. L'inserimento di tale struttura all'interno di questo strato impermeabile permette quindi di ridurre le infiltrazioni di acqua che si possono verificare al di sotto del diaframma.



*Figura 4.1 - Esempio di diaframma realizzato nelle vicinanze di aree urbane. [3]*

I vantaggi dell'utilizzo dei diaframmi sono i seguenti:

- può essere realizzato con elevate profondità e praticamente attraverso tutti i tipi di terreno e roccia, con grande controllo sulla geometria e continuità dell'opera;
- facilitare gli scavi che avvengono al di sotto del livello di falda, cercando di ridurre la possibile risalita dell'acqua;
- fornire pareti sufficientemente impermeabili;
- fornire rigidità strutturale al fine di ridurre i movimenti del terreno e gli assestamenti adiacenti che si potrebbero altrimenti verificare durante lo scavo;
- essere una struttura portante che permette di trasferire i carichi allo strato di terreno sottostante ed essere rinforzato al fine di consentire la realizzazione di diverse configurazioni strutturali;
- ospitare i collegamenti alle strutture;
- essere facilmente adattabile sia agli ancoraggi che ai sistemi di rinforzo strutturale interno;
- essere costruito in un'altezza libera relativamente bassa (circa 5 metri) ed in aree di accesso limitato;
- si può installare prima dell'inizio dello scavo;
- presentare una soluzione economica nei casi in cui un sostegno temporaneo o permanente può essere integrato o ridisegnato in una struttura di contenimento.

I diaframmi combinano in una singola unità di fondazione le funzioni di: puntellamento provvisorio, pareti interrato permanenti, interruzione idraulica delle acque sotterranee ed elementi di supporto verticale. Grazie a tutte queste combinazioni, i diaframmi hanno dimostrato di essere un'alternativa economica in molte circostanze.

## 4.1. Metodi di messa in sicurezza di siti contaminati

Le tecniche di contenimento fisico sono composte da interventi che hanno lo scopo di isolare la sorgente contaminante direttamente in situ, in modo tale da evitare ulteriori cessioni di inquinanti che si possano così propagare all'interno dell'acquifero sottostante. Tali interventi non risultano essere dei veri e propri sistemi di bonifica, ma bensì fanno parte dei cosiddetti sistemi di messa in sicurezza, in quanto non consentono la rimozione della sorgente di inquinamento.

L'incapsulamento della sorgente inquinante è ottenuto per mezzo di barriere impermeabili realizzate mediante diverse tecnologie:

- diaframmi plastici cemento bentonite;
- diaframmi plastici terreno-bentonite;
- diaframmi compositi con l'aggiunta di teli impermeabili;
- diaframmi in calcestruzzo;
- barriere mediante jet-grouting;
- diaframmi cellulari.

Talvolta, specie quando il substrato impermeabile su cui poggia la falda contaminata risulta essere troppo profondo, si può pensare di associare alla barriera perimetrale verticale anche una barriera di fondo, in modo tale da evitare che l'acqua inquinata possa oltrepassare il diaframma dalla sua parte inferiore.

Inoltre, bisogna studiare alcune misure di mitigazione in quanto la messa in sicurezza ottenuta mediante l'utilizzo di diaframmi impermeabili modifica in maniera permanente il campo di flusso dell'acquifero contaminato. A tale scopo, se i diaframmi risultano essere intestati all'interno di una formazione impermeabile, si deve prevedere la realizzazione di una copertura superficiale (o capping) che impedisca o riduca al minimo l'infiltrazione efficace oppure deve essere organizzato un sistema di pompaggio che possa garantire un livello idrico costante all'interno del sito isolato. Tuttavia, l'acqua estratta mediante pompaggio deve essere trattata prima del suo smaltimento. Tutto ciò deve essere eseguito in modo tale da controllare l'alimentazione che si viene a creare a causa delle precipitazioni meteoriche ed evitare così la possibile tracimazione dell'acqua inquinata contenuta all'interno di tale sistema di incapsulamento.

Tenendo in considerazione la necessità di un controllo idrodinamico, del costo di realizzazione dei diaframmi e del fatto che la sorgente di contaminazione non viene rimossa tramite questi interventi, tale contenimento fisico risulta essere necessario da realizzarsi in casi estremi e come sistema di messa in sicurezza di emergenza a tutela della salute umana.

Nel seguito sono state descritte le principali tipologie di diaframmi impermeabili.

I diaframmi plastici cemento-bentonite utilizzano cemento mescolato con una certa quantità di bentonite sodica o calcica che permette di aumentare la stabilità della miscela e di diminuire la conducibilità idraulica, che per questi tipi di barriere risulta essere compresa tra  $10^{-8}$  e  $10^{-9}$  m/s. Tali diaframmi possono essere realizzati per mezzo dello scavo di pannelli alternati o di una trincea continua e sono la tipologia di barriera impermeabile maggiormente impiegata per il contenimento fisico di siti contaminati. L'esecuzione di questa tipologia di diaframma può avvenire in due diversi modi:

- può essere impiegata un'unica fase (monofase), nella quale viene utilizzata direttamente la miscela cemento-bentonitica definitiva durante la realizzazione dello scavo;

- o in doppia fase (bifase), che consiste nella sostituzione, a scavo ultimato, della miscela di stabilizzazione delle pareti di scavo con quella definitiva.

Inoltre, i diaframmi plastici, oltre che sulla base della tipologia costruttiva, si possono classificare anche in funzione dei seguenti criteri:

- in base alla stratigrafia del sottosuolo (Figura 4.2): i diaframmi possono essere *immorsati*, se si inseriscono all'interno di un substrato impermeabile (naturale o artificiale) e sono generalmente impiegati per contenere gli inquinanti miscibili in acqua o immiscibili densi (DNAPL), altrimenti sono detti *sospesi* nella quale si isola solo la parte superiore dell'acquifero e sono utilizzati per le sostanze non miscibili in acqua ed a bassa densità (LNAPL);

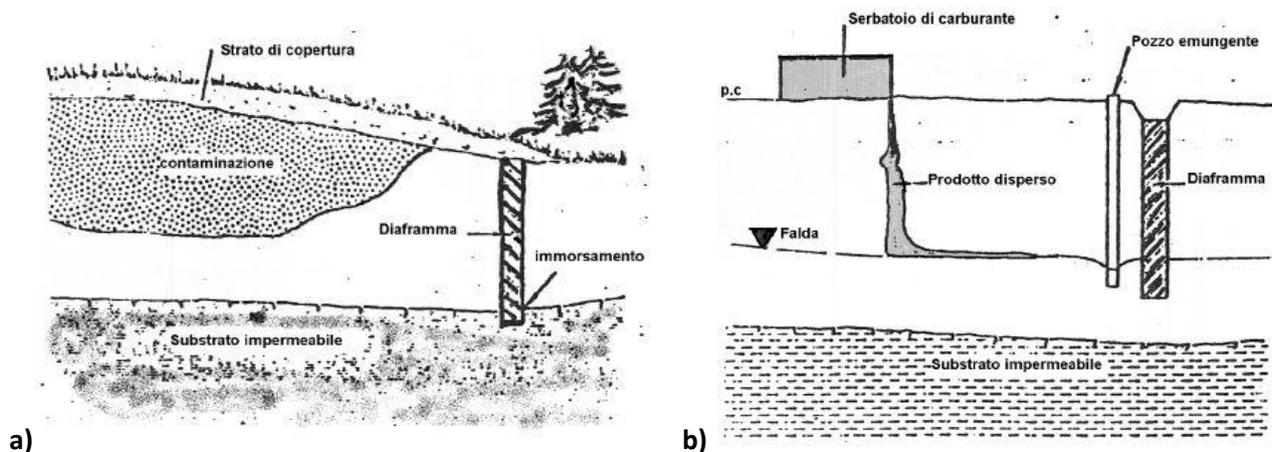


Figura 4.2 - Distinzione dei diaframmi in base alla stratigrafia del sottosuolo: a) Diaframma immersato; b) Diaframma sospeso.

- in funzione della struttura: i diaframmi in cemento-bentonite sono definiti *compositi* se al suo interno vi è inserita una geomembrana, in genere in HDPE, al fine di aumentare le caratteristiche impermeabilizzanti dell'intero diaframma;
- in base alla geometria: si possono distinguere i diaframmi *aperti* (Figura 4.3), che sono in genere accoppiati ad un sistema di emungimento della falda, o *chiusi* (Figura 4.4), ottenuti spesso mediante l'aggiunta di una copertura superficiale impermeabile.

Lo scopo principale della cinturazione parziale a monte della contaminazione (Figura 4.3a) è quello di impedire l'afflusso dell'acqua di falda nella zona inquinata. Essa è spesso preceduta da una barriera di drenaggio che consente di aumentarne l'efficacia. Tuttavia, vengono comunque posti dei pozzi emungenti a valle che permettono la raccolta del flusso d'acqua dovuto alle acque meteoriche. Invece, la cinturazione parziale a valle (Figura 4.3b) è scarsamente utilizzata e viene realizzata quando non è possibile eseguire la precedente. Tale disposizione ha lo scopo di creare una zona nella quale risulta più semplice rimuovere i contaminanti mediante emungimento di acqua ed estrazione di gas.

La soluzione più efficace, ma anche la più costosa, è quella della cinturazione completa (Figura 4.4). All'interno di tale diaframma chiuso sono localizzati dei pozzi di emungimento la cui funzione è quella di captare gas per l'estrazione di inquinanti o per il ripristino della falda. Tale configurazione è quella adottata nell'area oggetto di studio.

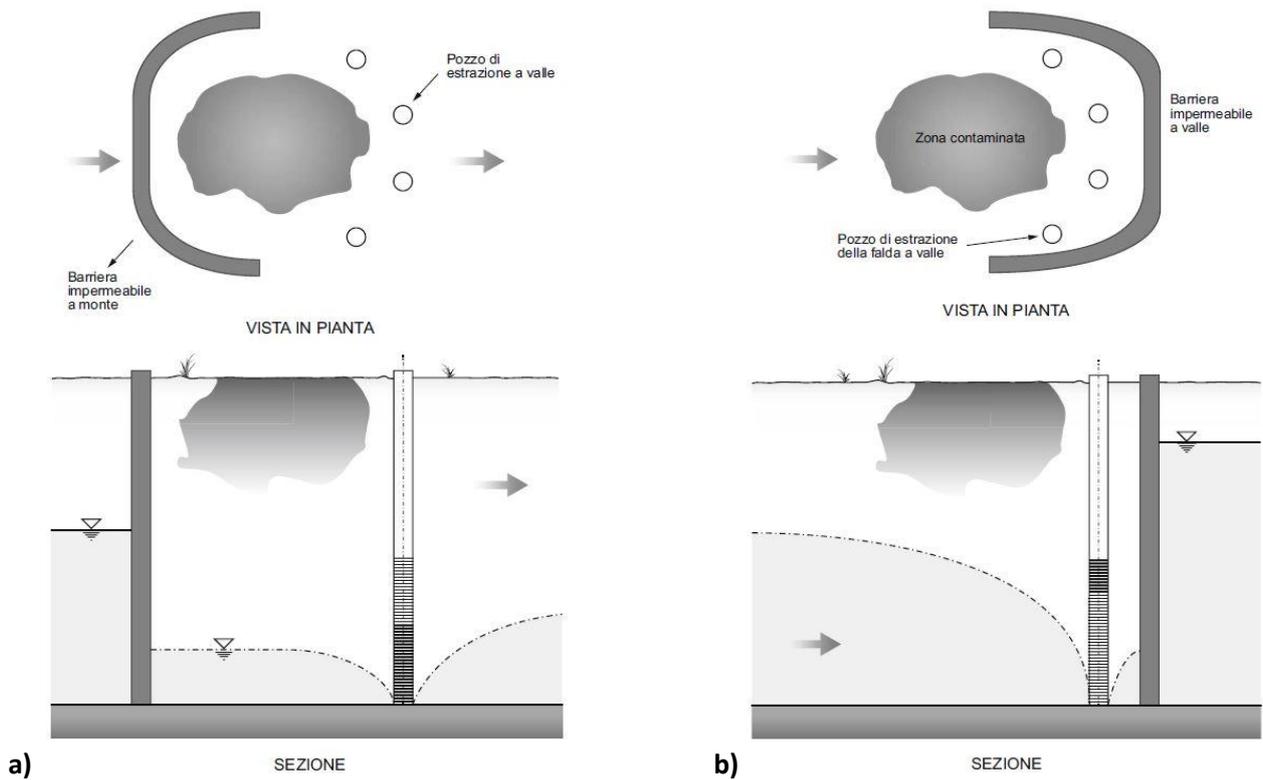


Figura 4.3 – Diaframma plastico aperto (cinturazione parziale): a) Pozzi di estrazione affiancati da una barriera impermeabile a monte; b) Pozzi di estrazione affiancati da una barriera impermeabile a valle. [5]

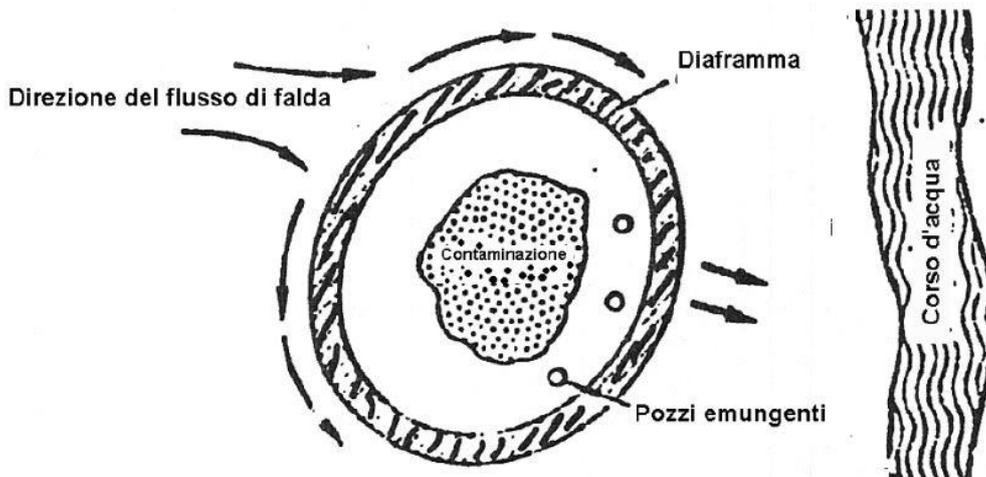


Figura 4.4 – Diaframma plastico chiuso (cinturazione completa).

Tali tipi di barriere impermeabili sono eseguiti normalmente con spessori compresi tra 0,6 e 1 m, mentre le profondità massime che si è in grado di raggiungere mediante l'uso di una comune strumentazione è di circa 30 - 40 m. Tuttavia, impiegando alcune speciali macchine e frese costruite recentemente, si possono anche conseguire profondità di molto maggiori rispetto a quelle indicate precedentemente.

Nei diaframmi plastici terreno-bentonite il materiale di scavo viene miscelato con bentonite in ragione del 4 - 6% in peso. Tale tecnologia esecutiva è particolarmente diffusa negli Stati Uniti e consiste nella realizzazione di una trincea continua nella quale si ha il sostentamento delle pareti per mezzo di una miscela fango-

bentonitica. In conclusione, la barriera viene ottenuta grazie al riempimento dello scavo con una miscela terreno-bentonitica. Lo spessore medio presentato da tali barriere impermeabili è compreso tra 0,8 e 1,5 m, mentre la massima profondità raggiungibile risulta essere inferiore rispetto a quella dei diaframmi descritti precedentemente e pari a circa 20 - 30 m.

Per la metodologia costruttiva dei *diaframmi compositi* (Figura 4.5), invece, si considera l'esecuzione di uno scavo a trincea continua per mezzo dell'utilizzo di fanghi cemento-bentonite o terreno-bentonite ed il successivo inserimento di teli impermeabili in materiale plastico, generalmente in polietilene ad alta densità (HDPE) con uno spessore compreso tra 2 e 2,5 mm, che sono muniti di speciali giunti a tenuta che devono essere calati all'interno del diaframma prima della solidificazione della miscela impermeabilizzante. L'operazione di calaggio della geomembrana risulta essere particolarmente delicata soprattutto per quanto riguarda il fatto di dover garantire l'integrità dei teli e delle relative giunture.

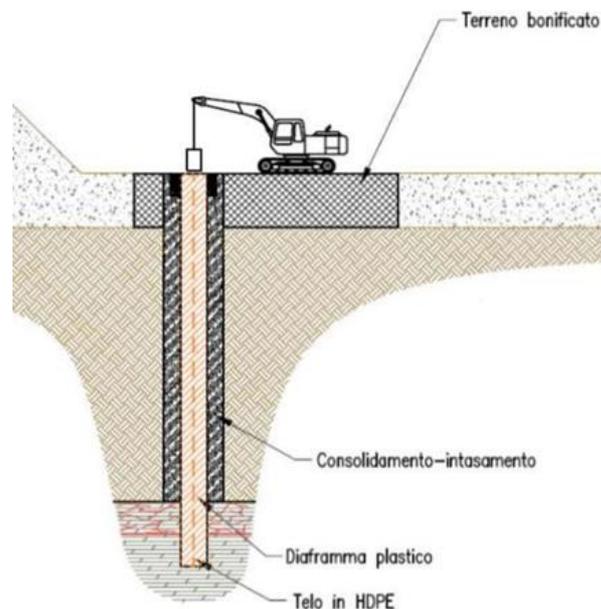


Figura 4.5 - Schema di un diaframma plastico composito.

La conducibilità idraulica del diaframma finale, raggiungibile mediante questa tecnica, risulta essere dell'ordine di  $10^{-11}$  m/s. Tale tipologia di barriera impermeabile può raggiungere profondità elevate e pari a circa 50 m. Il diaframma impiegato nel sito ex Ecolibarna, oggetto di studio, risulta essere di questo tipo.

I procedimenti costruttivi per la realizzazione dei *diaframmi plastici sottili* possono essere di varietà diversa. Tra questi metodi vi è la preinfissione che avviene per battitura, jetting di palancole metalliche, profili o scatolari metallici o prefabbricati in calcestruzzo con conseguente riempimento della cavità creata durante lo scavo con miscele a base bentonitica. Inoltre, i diaframmi sottili possono essere integrati con la posa di una geomembrana nella miscela plastica non indurita.

Le *barriere realizzate mediante mescolamento del terreno in situ con additivi* sono conseguite grazie al rimescolamento del terreno in situ ed all'introduzione simultanea di bentonite in polvere, cemento ed eventualmente anche alcuni materiali reattivi, che avviene per mezzo dell'utilizzo all'interno del suolo di un'elica che presenta un foro al centro. In modo tale da avere una certa continuità del diaframma, deve essere garantito un certo grado di sovrapposizione tra le colonne create mediante il procedimento appena descritto. Inoltre, la permeabilità globale di questa tipologia di barriera impermeabile dipende in gran parte dal tipo di terreno che si va a trattare in situ.

Una delle tecniche più utilizzate e più versatili risulta essere quello delle barriere eseguite con jet-grouting, la cui metodologia costruttiva prevede l'iniezione ad elevata pressione di miscele a base di cemento o bentonite direttamente all'interno del terreno. A tale scopo viene impiegato un sistema in pressione con iniezione della miscela cementizia a pressioni di 30 - 60 MPa e velocità comprese tra 800 e 1000 km/h. Le permeabilità minime raggiungibili mediante questa tecnologia sono in stretta correlazione con le caratteristiche del terreno iniettato, con l'interasse di perforazione e con il tipo di iniezione. Le profondità massime che si possono ottenere sono superiori rispetto a quelli dei precedenti tipi di barriere considerati ed arrivano fino a circa 70 m.

Un'ultima tipologia di barriera che si può ancora citare riguarda le palancole metalliche infisse (Figura 4.6). Tuttavia, tale intervento viene impiegato solo nei casi di prima necessità e massima urgenza grazie alla sua grande rapidità di esecuzione. Il procedimento realizzativo di questa barriera consente l'infissione delle palancole direttamente all'interno del suolo grazie all'impiego di martelli a vibrazione o di specifici magli a caduta libera. Inoltre, nel caso in cui non vengano realizzati delle speciali sigillature dei giunti delle palancole, potrebbero verificarsi dei problemi di tenuta alle giunture. Le conducibilità idrauliche raggiungibili mediante l'utilizzo di queste barriere non risultano inferiori a  $10^{-8}$  m/s a meno che non si impieghino dei giunti sigillati (in tal caso si possono raggiungere i  $10^{-11}$  m/s).



Figura 4.6 - Esempio di palancole metalliche infisse. [55]

Inoltre, in Tabella 4.1, sono state riassunte le diverse tecniche utilizzate per la realizzazione delle barriere verticali impermeabili appena descritte, con anche le relative caratteristiche ad esse associate.

Tabella 4.1 - Elencazione delle tecnologie disponibili per la realizzazione di barriere verticali impermeabili. Il parametro  $S$  indica lo spessore del diaframma, mentre  $L$  la massima profondità raggiungibile. [5]

Tecnologia	Denominazione convenzionale	Materiale impermeabilizzante	Dimensioni	
			$S(m)$	$L(m)$
Scavo, asportazione del terreno e sostituzione con miscele impermeabilizzanti	Diaframma plastico monofase	Miscele cemento bentonite	0.4-1.6	100-170
	Diaframma plastico bifase	Miscele cemento bentonite	0.4-1.6	40-70
	Diaframma plastico con geomembrana	Miscela cemento bentonite e geomembrana	0.4-1.6	20-50
	Diaframma formato da pali secanti	Miscela cemento bentonite o calcestruzzo	0.4-1.5	20-40
Spiazzamento del terreno ed immissione di miscele impermeabilizzanti o infissione di palancole e manufatti prefabbricati	Diaframma sottile con miscela plastica	Miscele cemento bentonite con inerti o additivi	0.05-0.3	10-35
	Diaframma sottile con geomembrana	Miscela cemento bentonite e geomembrana	> 0.002	10-40
	Palancole	Acciaio	0.02	20-30
	Diaframmi ad elementi prefabbricati infissi	Calcestruzzo	> 0.4	15-25
Riduzione della permeabilità del terreno in sito	Iniezioni	Miscele cemento bentonite, silicati, miscele cementizie con o senza filler	1.5-2.5	20-80
	Jet-grouting	Miscele bentonitiche con cemento	0.15-2.5	20-70
	Mescolamento del terreno	Calce, cemento, bentonite	0.8-1.5	30-60
	Congelamento	Azoto liquido con impianto di congelamento	> 0.7	50-100

Infine, è stata riportata la seguente Tabella 4.2 nella quale vengono sintetizzate le caratteristiche prestazionali con particolare riferimento alla permeabilità globale delle diverse barriere impermeabili considerate in precedenza. Da tale tabella si può quindi dedurre come i diaframmi plastici composti risultino essere i più efficaci per quanto riguarda l'impermeabilizzazione, in quanto garantiscono il valore più basso della conducibilità idraulica ( $k$ ).

Tabella 4.2 - Valori indicativi della conducibilità idraulica ( $k$ ) per ciascuna tipologia di diaframma.

Tipologia di diaframma	$k$ (m/s)
Diaframmi plastici (cemento-bentonite)	$10^{-8} - 10^{-10}$
Diaframmi plastici (terreno-bentonite)	$10^{-9} - 10^{-10}$
Diaframmi plastici composti	$10^{-10} - 10^{-12}$
Diaframmi in calcestruzzo	$10^{-8} - 10^{-9}$
Diaframmi plastici sottili	$10^{-7} - 10^{-8}$
Jet-grouting	$10^{-7} - 10^{-9}$
Palancole metalliche	$10^{-6} - 10^{-8}$
Barriere verticali iniettate	$10^{-6} - 10^{-8}$

## 4.2. Metodologie di scavo

La realizzazione dello scavo può essere eseguita con diversi utensili e la scelta di una tipologia di macchina piuttosto che un'altra risulta essere funzione delle caratteristiche di resistenza del terreno considerato ed anche della profondità del diaframma. I possibili utensili che possono essere utilizzati per tali scopi sono gli escavatori idraulici (del tipo quelli impiegati sulle draghe), le benne montate su Kelly o a fune e le idrofresc.

L'esecuzione di uno scavo può avvenire secondo due diverse metodologie: in continuo o, nella maggioranza dei casi, per pannelli adiacenti. La larghezza massima del pannello viene determinata in funzione delle caratteristiche del terreno e della dimensione dello strumento impiegato per la realizzazione dei setti. Tale dimensione è ottenuta mediante l'utensile da scavo (che può essere l'idrofresa o la benna mordente montata su sistema Kelly) considerando i due pannelli ibridi esterni ed il rimanente pezzo di terreno nel mezzo, ottenendo infine una larghezza di circa 6 metri.

La stabilità del setto deve essere valutata con i primi scavi e lo scavo del pannello successivo non va iniziato prima dell'indurimento della miscela e dello sviluppo di una resistenza sufficiente dei pannelli adiacenti. In ambiente urbano ed in presenza di altre strutture abitative, le procedure di scavo risultano essere particolarmente critiche. Inoltre, bisogna rivolgere particolare attenzione ai livelli della falda acquifera sotterranea ed alle possibili perdite del fluido di perforazione.

### 4.2.1. Scavo con benna mordente montata su Kelly

Un cantiere per la realizzazione dei diaframmi mediante scavo con benna, deve contenere al suo interno l'impianto per la bentonite (che comprende i silos di stoccaggio, il miscelatore, le pompe di circolazione e distribuzione ai pannelli, impianto di ritorno, dissabbiatore e vasche di trattamento e decantazione per lo scarico), un escavatore per lo scavo ed uno di servizio (per le operazioni di getto e di movimentazione terre da scavo), una benna (idraulica o meccanica) ed i dispositivi per la movimentazione degli elementi di giunto.

Il funzionamento delle benne mordenti utilizzate per queste operazioni di scavo può essere idraulico o meccanico. Tali benne si possono controllare per mezzo di una fune libera o grazie all'utilizzo di aste guida tipo Kelly (Figura 4.7), che possono essere del tipo monoblocco o telescopico.



Figura 4.7 - Benna mordente montata su sistema Kelly. [s<sub>6</sub>]

Le due tipologie di benne maggiormente utilizzate sono: a valve ad azionamento idraulico (con pistoni) e quello meccanico (a fune). L'utensile da scavo presenta un peso che varia tra 6 e 10 tonnellate in funzione delle dimensioni del pannello. Inoltre, la presenza degli inclinometri biassiali montati sulla benna e dei sensori sulla fune di movimentazione permettono di garantire la verticalità e la corretta posizione dell'utensile da scavo. In generale, la verticalità è garantita dal corretto bilanciamento del peso dell'utensile, anche se, tuttavia, alcune piccole correzioni della verticalità possono essere effettuate per mezzo delle valve ad utensile sospeso sul fondo dello scavo. In modo analogo rispetto a quanto appena descritto, può essere controllata anche la verticalità in senso parallelo alla superficie del terreno.

Lo scavo mediante benna mordente viene effettuato in presenza di fango bentonitico e durante la fase di perforazione il livello di tale fango deve essere mantenuto costantemente in prossimità del piano di lavoro. La funzione principale della benna mordente è quella di rimuovere e portare in superficie il materiale scavato, per questa ragione la produttività, cioè il tempo di scavo per metro, aumenta al crescere della profondità dello scavo in quanto l'utensile deve essere rimosso dallo scavo ad ogni operazione per depositare il materiale in superficie.

Nel caso in cui, durante le operazioni di scavo, ci si trovi davanti a dei blocchi o a dei trovanti (Figura 4.8), questi devono essere demoliti (tramite scalpello o esplosivo) per poter poi essere finalmente rimossi. In questi casi, tali operazioni possono comportare, oltre a ritardi nello scavo del pannello, anche dei sovraprofili di scavo significativi con conseguente incremento sul consumo della miscela utilizzata per la realizzazione del diaframma in questione.



*Figura 4.8 - Rimozione di trovanti mediante benna mordente. [6]*

## 4.2.2. Scavo con idrofresa

Lo scavo eseguito per mezzo dell'idrofresa (Figura 4.9) è previsto nel caso di sottosuoli con maggiore durezza, sino a UCS di 40 - 70 MPa con picchi, o qualora si preveda una forte rilevanza di blocchi o trovanti. Tale macchina viene utilizzata soprattutto per la realizzazione di diaframmi di grande profondità e che potrebbero interessare alcuni substrati di natura litoide.

L'idrofresa è una macchina che presenta due o più ruote dentate (Figura 4.10), a seconda del setto che deve essere realizzato, e risulta essere particolarmente efficiente in quasi tutte le tipologie di terreno che si possono incontrare.



*Figura 4.9 - Idrofresa Bauer per l'esecuzione dei diaframmi plastici. [57]*

Rispetto al cantiere predisposto per lo scavo con benna mordente montata su Kelly, l'impianto di cantiere risulta essere più complesso in quanto il sistema di estrazione e rimozione del materiale da scavo è realizzato in maniera continua grazie alla circolazione dei fanghi bentonitici che riportano così tale materiale scavato in superficie. La produttività risulta, quindi, essere uguale all'interno della stessa litologia.

In tal modo sono richieste diverse pompe di ricircolo dei fanghi bentonitici ed elevate capacità dei volumi di fango da trattare. Tuttavia, risulta necessaria una prima fase di prescavo, da eseguirsi mediante l'utilizzo di una benna o una draga, in modo tale da permettere il raggiungimento della profondità necessaria al funzionamento della pompa di circolazione del fango che è incorporata nell'idrofresa.

Nel caso di scavo realizzato mediante idrofresa, i giunti possono essere conseguiti per mezzo della parziale fresatura dei pannelli primari adiacenti.



*Figura 4.10 - Particolare della testa fresante dell'idrofresa. [57]*

### 4.3. Modalità di inserzione dei teli in HDPE

Il telo in polietilene ad alta densità (HDPE) deve essere calato all'interno del diaframma subito dopo il riempimento della trincea con la miscela cemento-bentonitica, in modo tale che quest'ultima non sia ancora maturata ed indurita, altrimenti l'inserimento del telo stesso sarebbe del tutto impossibile.

I mezzi d'opera che possono essere impiegati per l'esecuzione delle operazioni di movimentazione e di calaggio del telo sono principalmente due:

- Il calaggio può avvenire per mezzo dell'utilizzo di un telaio metallico sulla quale il telo risulta provvisoriamente appeso e completamente disteso (Figura 4.11). Tale meccanismo permette un buon controllo delle operazioni anche se è necessario garantire la manovrabilità e la stabilità della gru a traliccio che sostiene il telaio in modo da evitare delle pericolose oscillazioni della stessa. L'impiego di questa metodologia di calaggio del telo risulta pertanto possibile solo nelle aree in cui non si possano verificare dei cedimenti differenziali del sottosuolo o nel caso in cui le dimensioni del telaio utilizzato non siano eccessive per quanto riguarda l'altezza.



*Figura 4.11 - Calaggio del telo mediante telaio metallico. [1]*

- Il calaggio può essere eseguito mediante lo srotolamento del telo preventivamente allestito su una bobina di supporto (Figura 4.12), montata su una bassa intelaiatura munita di motore e freno. Tale metodologia risulta essere valida nel caso in cui sorgano dei problemi di spazio, cedevolezza del fondo e riguardanti la profondità di scavo del diaframma. Essa richiede anche un tempo addizionale al fine di avvolgere il telo, già caratterizzato dai giunti di incastro, sulla bobina di supporto. Inoltre, questa procedura pone minori problemi di sicurezza in quanto non vi sono delle apparecchiature collocate ad altezze elevate e non prevede lo sbraccio dei mezzi d'opera.

Ciascun pannello in HDPE viene srotolato dal rotolo sulla quale è avvolto ed è poi posizionato su un telaio. Dopodiché, viene applicata al piede una zavorra a perdere, finalizzata a rimanere all'interno del diaframma, impiegata con lo scopo di mantenere il telo ben tesato e di ancorarlo al telaio. Tali zavorre, che presentano un peso minimo di 1 kg/m<sup>2</sup> di superficie del diaframma e quindi di telo, devono essere opportunamente dimensionate in modo da evitare problematiche correlate con il corretto posizionamento del telo, come ad esempio rischi di galleggiamento.

All'estremità opposta, invece, è posizionata una struttura in ferro definita testata che possiede le medesime funzioni delle zavorre al piede ma a differenza di quest'ultima viene recuperata. Alla testata si applicano dei cricchetti a loro volta fissati sul telaio, sempre con il duplice scopo di tendere il telo e di ancorarlo al telaio.



*Figura 4.12 - Calaggio con telo srotolato direttamente dalla bobina di supporto.*

Successivamente, bisogna estrarre il tubo spalla dalla sezione eseguita in precedenza, liberando in tal modo il giunto libero a cui si deve accoppiare il nuovo pannello. Il tubo spalla viene utilizzato per ottenere la protezione meccanica del giunto di raccordo libero, conseguire l'aggancio e l'inserimento del pannello contiguo. Per mezzo di un mezzo meccanico, il telaio allestito insieme al pannello viene alzato e posizionato sulla sezione dello scavo nella quale si inserisce. Durante questa manovra si ha l'incastro dei due semi giunti tra loro in modo tale da garantire la continuità della struttura. Il telo in HDPE, a seguito del suo inserimento, viene sganciato dal telaio mediante un apposito meccanismo. Al di sotto delle testate si posizionano dei cavalletti con appoggio esterno alla trincea, alla quale sono fissati i cricchetti impiegati in precedenza. Utilizzando i medesimi si mette in tensione il pannello e si rimuove il telaio, disponibile per un successivo inserimento, con conseguente introduzione del tubo spalla (Figura 4.13). Infine, si ha il recupero dei cavalletti, delle testate e si sfilia il tubo spalla nel momento in cui la miscela cemento-bentonitica indurisce.



a)



b)

*Figura 4.13 - a) Inserzione di un tubo spalla. b) Tubo spalla posto in opera. [1]*

## 5. Dimensionamento del diaframma plastico

Al fine di garantire il contenimento degli inquinanti all'interno della barriera, si sono considerate le scelte effettuate in fase progettuale per il dimensionamento dello spessore del diaframma e della profondità d'immorsamento all'interno dello strato impermeabile sottostante, ottenuti facendo riferimento ai criteri contenuti nelle "Linee Guida per la verifica e il collaudo delle barriere impermeabili per la messa in sicurezza di siti contaminati".

I criteri principali per il dimensionamento dell'intero sistema di cinturazione del sito inquinato devono prendere in considerazione le seguenti indicazioni:

- spessore minimo: 0,5 m;
- tempo di attraversamento minimo: equivalente al tempo di attraversamento di una barriera con spessore pari a 5 m e conducibilità idraulica uguale a  $10^{-9}$  m/s nel caso dell'adozione di una equivalenza ad una discarica per rifiuti pericolosi;
- portata unitaria filtrante dal sistema, sotto gradiente idraulico unitario: 1,71 – 6,83 l/m<sup>2</sup>/anno (U.S. EPA, 1984 e 1988);
- profondità di immorsamento: bisogna dimensionarla in funzione del tempo di attraversamento minimo previsto.

Nella Figura 5.1 è stata riportata una rappresentazione grafica nella quale l'area inquinata è posizionata nella parte sinistra della stessa e fa riferimento ai diversi parametri impiegati per il dimensionamento di un diaframma verticale. Tuttavia, in condizioni ordinarie il livello di falda è inferiore nella parte sinistra a causa della presenza di sistemi di captazione delle acque, ma in caso di disfunzione del sistema si può verificare la situazione rappresentata in figura, che viene assunta in sede progettuale a scopo cautelativo.

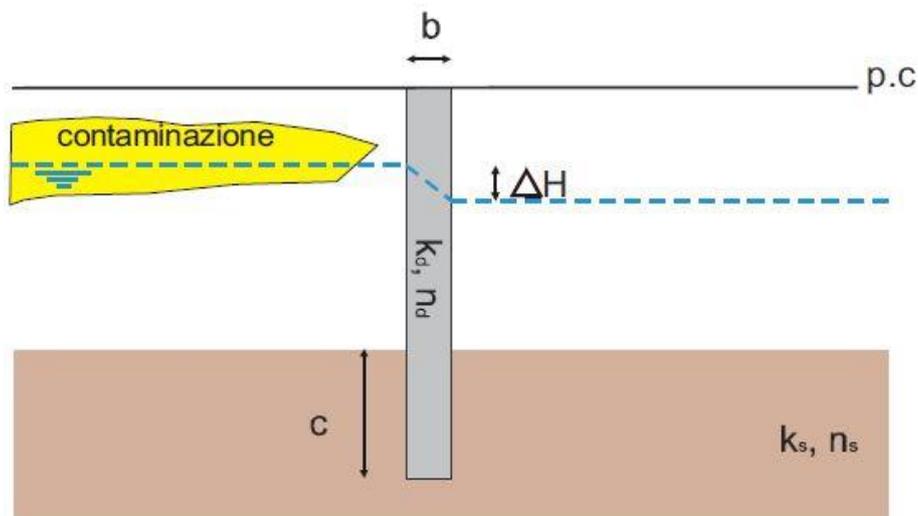


Figura 5.1 - Parametri utilizzati per il dimensionamento di un diaframma. [7]

A titolo esemplificativo, nel seguito si sono riportate le equazioni impiegate in fase progettuale per la determinazione dello spessore della barriera e dell'immorsamento all'interno dello strato marnoso, in modo tale da identificare i principali parametri da cui è dipeso il loro dimensionamento.

Per una verifica dello spessore della barriera impermeabile si può considerare la seguente equazione:

$$b = \sqrt{\frac{k_d \Delta H}{n_d} t_a}$$

dove:

- b: spessore del diaframma [m];
- $k_d$ : conducibilità idraulica del diaframma [m/s];
- $\Delta H$ : differenza di carico idraulico tra la zona interna al diaframma e quella esterna [m];
- $n_d$ : porosità efficace del diaframma [-];
- $t_a$ : tempo di attraversamento [s].

Noti questi parametri, lo spessore del diaframma dovrà essere maggiore al valore b calcolato. Inoltre, la determinazione dello spessore della barriera è effettuata considerando il livello differenziale di battente idraulico e concentrazione di inquinante, valutando i difetti di sigillatura, il trasporto dei contaminanti, i vincoli legati alla metodologia di scavo e la possibilità di residui cedimenti. Tuttavia, a tale scopo, risultano importanti anche la porosità e la capacità di assorbimento della barriera, così come la diversità di fenomeni che governano il trasporto del contaminante (descritti più completamente nel seguente capitolo 5.1). Tenendo in considerazione tutto ciò ed al fine di mantenere le opportune condizioni di isolamento del sito, la barriera impermeabile dovrà quindi avere uno spessore compreso tra 60 e 80 cm.

Per il calcolo della profondità di immersione (c) si può invece impiegare la seguente formula:

$$c = \frac{1}{2} \cdot \left[ t_a \cdot \frac{k_s \Delta H}{b n_s} - b \right]$$

nella quale:

- $k_s$ : conducibilità idraulica del substrato [m/s];
- $n_s$ : porosità efficace del substrato [-].

Il valore di progetto scelto per la profondità dell'immersione nello strato marnoso impermeabile, ottenuto anche tenendo conto di questi parametri, è risultato essere di 3 metri. Tuttavia, in fase esecutiva si è deciso di aumentare questo valore a 5 - 6 metri, a seconda del tratto, in modo tale da essere più cautelativi.

## 5.1. Trasporto dei contaminanti attraverso la barriera

Innanzitutto, al fine di comprendere al meglio le modalità di trasporto e propagazione di uno o più contaminanti all'interno di un sistema acquifero ed in presenza di un diaframma plastico, bisogna prendere in considerazione diversi fenomeni, in quanto la diffusione di un inquinante risulta essere causato dall'azione concomitante di una serie di processi che possono essere raggruppati principalmente in tre diverse categorie:

- fenomeni idrologici, dovuti alla presenza ed al movimento dell'acqua di falda. Tali processi sono quantitativamente i più importanti e comprendono l'advezione (o convezione, causata dal movimento della falda sotto gradiente idraulico), la diffusione molecolare (fenomeno di diluizione per effetto di diverse concentrazioni) e la dispersione cinematica (fenomeno dovuto a caratteristiche strutturali del terreno ed a fenomeni di moto non lento);
- fenomeni chimici e chimico-fisici, tra cui le trasformazioni chimiche, il decadimento radioattivo, i fenomeni di idrolisi e di dissoluzione dei contaminanti, l'adsorbimento superficiale, la volatilizzazione;
- fenomeni biologici, che comprendono i diversi fenomeni di degradazione e trasformazione degli inquinanti, prodotti da agenti biotici (come batteri, microbi e processi vegetativi) e che vengono a far parte dei cosiddetti processi di biodegradazione.

Inoltre, i processi di trasporto e propagazione degli inquinanti dipendono anche da un'ulteriore serie di fattori tra cui i più importanti sono legati alla natura ed alle proprietà del contaminante, alle caratteristiche dell'acquifero (conducibilità idraulica, porosità, grado di eterogeneità) ed alla natura del rilascio, che dipende dalla geometria della sorgente inquinante che può essere dovuta ad un'immissione istantanea o continua.

Il diaframma plastico, mediante la sua elevata impermeabilità, ha quindi la funzione principale di impedire il fenomeno della diffusione che potrebbe portare alla perdita di contaminanti (anche se in concentrazioni ridotte) dalla zona inquinata opportunamente cinturata.

A titolo esemplificativo, è stata riportata la formula che permette di ricavare la concentrazione di inquinante in un punto situato ad una certa distanza  $x$  dalla barriera, in quanto per la differenza di carico idraulico di progetto ( $\Delta H$ ) tra interno ed esterno del diaframma è considerato solo il flusso lungo la direzione perpendicolare al diaframma e pertanto l'equazione del flusso advettivo-diffusivo è la seguente (in una dimensione):

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D_x \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} - \bar{u}_x \frac{\partial C}{\partial x}$$

dove:

- $D_x$ : coefficiente di diffusione molecolare [ $m^2/s$ ];
- $u_x$ : velocità di flusso attraverso il diaframma [ $m/s$ ], funzione della differenza di carico idraulico  $\Delta H$  tra monte e valle, della porosità efficace e della conducibilità idraulica del diaframma.

Tale equazione è stata quindi impiegata per descrivere il trasporto e la dispersione idrodinamica di un contaminante, generata da una sorgente continua, e definisce la massa di contaminante in grado di attraversare il diaframma plastico in funzione del suo spessore e della durata di trasporto. Inoltre, questa formula è cautelativa in quanto non considera alcuni processi che determinano la riduzione delle concentrazioni misurate realmente, come la dispersione idrodinamica trasversale e verticale e la degradazione chimica e biologica a cui molti contaminanti sono soggetti.

## 5.2. Diaframma plastico composito finale e confronto

La tipologia di barriera impermeabile che si è scelta di impiegare nell'area soggetta all'intervento di messa in sicurezza è quella di un diaframma plastico composito dello spessore di 60 cm con profondità di immersione all'interno dello strato impermeabile sottostante pari a 5 - 6 metri, a seconda del pannello. Questa tecnologia di barriera è stata preferita rispetto al classico diaframma cemento-bentonite in assenza del telo in HDPE in quanto, come mostrato precedentemente nella Tabella 4.2, garantisce una maggiore impermeabilità.

Tuttavia, per gli esecutori della barriera impermeabile sarebbe stato meglio realizzare un diaframma di spessore maggiore (ad esempio di 80 cm) ma senza telo rispetto a quello effettivamente eseguito, cioè di minore spessore (60 cm) ma con l'interposizione della geomembrana in HDPE. Infatti, i due diversi tipi di barriera possiedono delle diverse tecnologie di scavo:

- Per i diaframmi plastici tradizionali si eseguono inizialmente una serie di pannelli di 2,50 m (larghezza nominale della benna) distanziati l'uno dall'altro di 2,30 m. Dopodiché, si andranno a realizzare anche i setti intermedi di 2,30 m, andando così a grattare anche le parti di diaframma eseguite precedentemente, garantendo in questo modo la completa chiusura di tutta la barriera. Per i lavoratori è migliore questa metodologia di esecuzione del diaframma poiché nel caso in cui si verifici un problema, ad esempio se si rompesse una parte della macchina da scavo, si potrebbero riprendere le lavorazioni anche a distanza di diversi giorni senza incorrere in ulteriori difficoltà.
- Considerando, invece, la tecnica utilizzata nel caso oggetto di studio, i pannelli sono stati eseguiti in successione e non in maniera alternata come per le barriere tradizionali. Durante l'esecuzione del diaframma plastico composito, nel caso in cui si verifici qualche problema (ad esempio la rottura di un tubo della macchina), si ha poco tempo per intervenire (circa 12 ore) poiché la miscela non solidifica rendendo impossibile la successiva fase di calaggio del telo in HDPE. Infatti, se passa troppo tempo, si dovrà scavare nuovamente e rimuovere la miscela cemento-bentonitica, già versata all'interno del setto, rimpiazzandola con altra nuova, implicando così un certo spreco di miscela ed un aumento del tempo di esecuzione.

Per questi motivi, la realizzazione di un diaframma dello spessore di 80 cm e senza telo risulta essere di più facile esecuzione rispetto ad uno di dimensioni minori (60 cm) con l'interposizione del telo in HDPE. Tuttavia, quest'ultimo è stato preferito in quanto garantisce un'efficacia dell'intervento superiore rispetto a quello tradizionale e, quindi, anche un minor valore del coefficiente di permeabilità della barriera stessa.

## 6. Diaframma plastico eseguito nel sito ex Ecolibarna

La principale differenza tra un diaframma plastico ed i diaframmi strutturali in calcestruzzo risulta essere che, mentre questi ultimi hanno funzione di opere di fondazione, quelli formati da cemento e bentonite permettono l'isolamento ed il contenimento della sorgente contaminante in situ. I diaframmi plastici, infatti, sono delle strutture verticali realizzate al fine di rappresentare una barriera fisica per interventi di cinturazione in siti di interesse ambientale e per ridurre la permeabilità in certi tratti di terreno.

Gli interventi di messa in sicurezza del sito ex Ecolibarna sono stati eseguiti per i seguenti motivi:

- Ridurre progressivamente il grado di contaminazione dei suoli ed acque presenti nel sito e successivamente diminuire la liberazione degli inquinanti verso le aree adiacenti;
- Ottenere l'incapsulamento di porzioni di terreno che risultano particolarmente inquinate;
- Rispettare i vincoli presenti nell'area oggetto degli interventi come i limiti di proprietà, quelli rappresentati dalla presenza del rilevato ferroviario, del Rio Negraro e delle discariche preesistenti;
- Recepire le specifiche e le istanze degli organi tecnici del Ministero dell'Ambiente e degli Enti Territoriali competenti e, in particolare, deve essere realizzata in continuità con quanto già effettuato per il Lotto 1. Quindi, la tipologia di barriera eseguita è quella di diaframma plastico composito impermeabile;
- Permettere il raggiungimento degli obiettivi di riduzione del rischio ambientale, di sicurezza operativa e di sostenibilità post-intervento consentendo l'adeguamento e l'adattamento in fase realizzativa delle soluzioni tecnologiche di scavo e di scelta delle macchine alle diverse condizioni del sito. Tutto questo è realizzato mediante il conferimento del ruolo di ottimizzazione tecnica e di contenimento dei costi costruttivi alle fasi iniziali, come ad esempio per mezzo dell'esecuzione di campi prova (sia per quanto riguarda il jet-grouting che per il diaframma), del monitoraggio in corso d'opera e della caratterizzazione puntuale ed aggiornata dei diversi tipi di contaminanti presenti nel suolo.

Tuttavia, precedentemente all'esecuzione del diaframma vero e proprio, sono state eseguite alcune file di colonne di jet-grouting (Figura 6.1), una o due a seconda della zona, predisposte al fine di alloggiare al loro interno il diaframma composito impermeabile. Tali colonne risultano essere della dimensione di 80 cm ed in particolare presentano 60 cm di interasse in quanto queste colonne sono secanti e quindi vanno ad intersecarsi in modo da consolidare la zona nella quale all'interno sarà realizzato il diaframma. Il jet-grouting in doppia colonna è stato particolarmente utilizzato per il consolidamento del tratto D del Lotto 2, poiché tale area si trova a ridosso di una scarpata che altrimenti, in assenza di questo intervento, avrebbe potuto dare problemi quali il franamento del pendio stesso.



*Figura 6.1 - Campo prove per la realizzazione delle colonne di jet-grouting.*

Le colonne in jet-grouting sono state eseguite fino ad una certa profondità, dopodiché si sono realizzati dei cordoli in calcestruzzo armato (Figura 6.2) mediante l'utilizzo delle casseforme in legno. L'altezza di tali cordoli è di 1,60 m mentre lo spessore di 80 cm. Le funzioni principali di questi muri guida risultano essere in particolare due:

- evitare il franamento del terreno superficiale;
- fungere da guida per il corretto posizionamento della benna durante le fasi di realizzazione del diaframma plastico.



*Figura 6.2 - Cordoli in calcestruzzo armato.*

Inoltre, per semplicità di trattazione, da come si può osservare nella Figura 6.3, i diversi tratti facenti parte la cinturazione dell'area soggetta a messa in sicurezza sono stati suddivisi in cinque parti:

- Tratto A: esso è stato iniziato a costruire a partire dall'estremo posizionato a Nord-Ovest del diaframma precedentemente realizzato (Lotto 1), possiede una lunghezza di circa 40 metri e prosegue in direzione parallela alla ex S.S. n. 35 dei Giovi. Tale tratto presenta una morfologia acclive con pendenza verso Nord e con variazione altimetrica di circa 8 - 10 m e con quota inferiore in corrispondenza dell'impluvio del Rio Negraro. Tuttavia, lungo tale segmento si trova la zona di faglia tra la Formazione delle Marne di S. Agata Fossili e la Formazione Gessoso-Solfifera, con substrato impermeabile costituito dalle marne che si attestano ad una profondità di circa 10 metri.
- Tratto B: si riferisce al tratto di lunghezza pari a 110 metri che si affianca alla sponda topografica destra del Rio Negraro. Quest'area presenta una morfologia superficiale piuttosto regolare e con pendenza costante da Ovest verso Est ed un dislivello di quota di circa 6 metri. La parte situata più ad Ovest è localizzata lungo un terrazzo di materiale di natura antropica e senza alcun vincolo topografico, dopodiché fiancheggia la strada di cantiere e termina nei pressi del piazzale di Nord-Est dello stabilimento.  
Il vincolo maggiore che si è riscontrato in tale zona risulta essere la contaminazione del suolo da parte degli idrocarburi, riscontrata durante le indagini pregresse effettuate dall'ARPA e dal Politecnico, a partire da circa 2 metri dal piano campagna fino alla profondità di intestazione della barriera. Perciò, in tale zona è risultato necessario adottare particolare attenzione durante le fasi di realizzazione dell'opera, in modo da minimizzare la possibile cross-contaminazione degli strati più profondi.
- Tratto C: esso, invece, inizia dalla parte terminale del tratto B, nei pressi del piazzale di Nord-Est, per poi proseguire verso Sud per circa 25 metri. Per la realizzazione di tale segmento non sono stati riscontrati problemi di natura topografica o logistica in quanto l'intero tratto si sviluppa in superficie sull'area di piazzale.
- Tratto D: si sviluppa per una lunghezza totale di 220 metri e permette di completare l'intero lato Est dell'intervento di mezza in sicurezza del sito. Il vincolo di maggior importanza, che è stato preso in considerazione durante l'esecuzione di questa parte di diaframma, è dovuto alla presenza di una scarpata ad elevata pendenza a lato di una porzione di circa 100 metri del tratto considerato.
- Tratto E: esso possiede una lunghezza di circa 40 metri e rappresenta il tratto di chiusura del diaframma a Sud poiché si congiunge a quello realizzato nel Lotto 1, completando così la cinturazione del sito contaminato. Il vincolo a cui è stata prestata massima attenzione durante la realizzazione di questo tratto è rappresentato dalla presenza ravvicinata della linea ferroviaria Genova-Torino. Al fine di garantire un corretto monitoraggio del rilevato ferroviario, sono state su di esso predisposte delle mire catarinfrangenti che devono essere controllate a seguito di tale tratto di diaframma.

Inoltre, nella Figura 6.3 è stata rappresentata la planimetria generale con indicazione dei vari tratti di diaframma che sono stati precedentemente descritti.

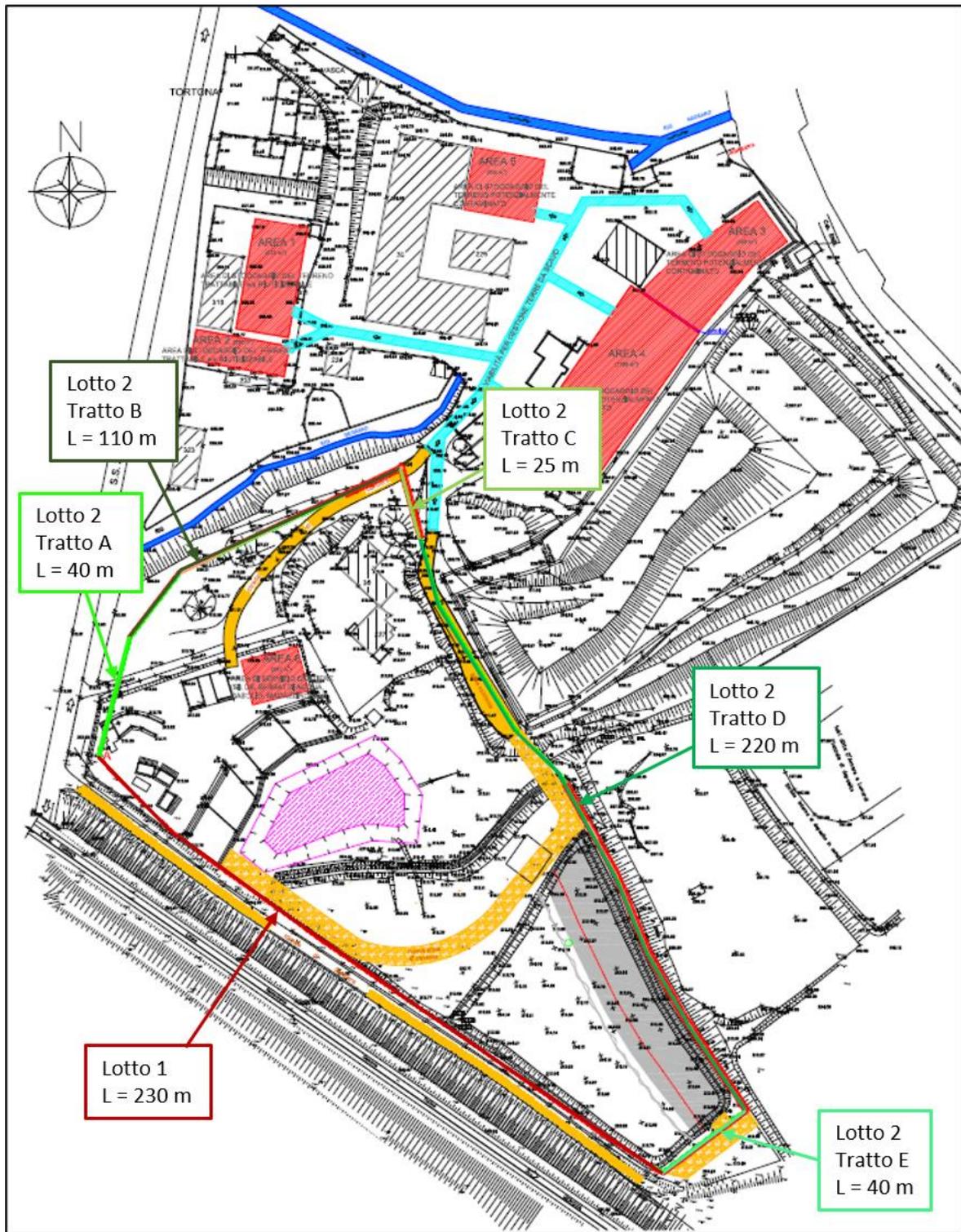


Figura 6.3 - Planimetria generale con indicazione dei diversi tratti di diaframma plastico facenti parte la cinturazione dell'area oggetto di studio.

## 6.1. Caratteristiche del diaframma

La barriera impermeabile realizzata per questo specifico sito è del tipo diaframma plastico composito con scavo monofase. Esso possiede quindi al suo interno una geomembrana in HDPE che permette il raggiungimento di una maggiore impermeabilizzazione. Lo spessore del diaframma risulta essere di 60 cm. Nella Figura 6.4 è stata riportata una fotografia del diaframma in questione.

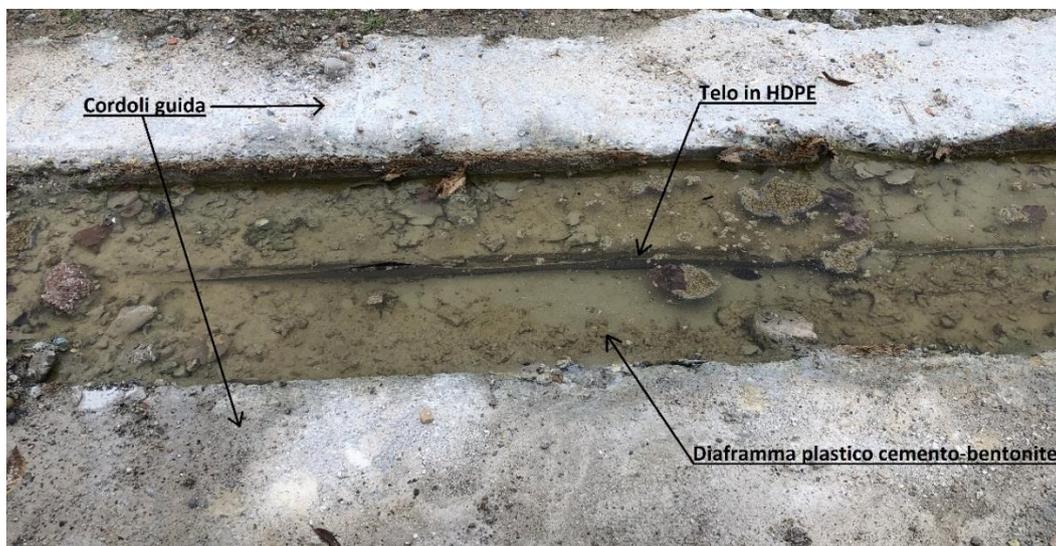


Figura 6.4 - Dettaglio del diaframma plastico realizzato in sito.

Tale tipologia di diaframma è stata preferita alle altre in quanto la conducibilità idraulica che garantisce questa barriera risulta inferiore rispetto alle altre e con un ordine di grandezza compreso tra  $10^{-10}$  e  $10^{-12}$  m/s. Inoltre, lo scavo eseguito in tale sito è del tipo monofase, cioè la miscela plastica autoindurente svolge sia il ruolo di fluido di perforazione che, una volta maturata ed indurita, quello di setto a bassa permeabilità, consentendo la realizzazione di opere sotterranee in un'unica fase, unendo così le operazioni di scavo con quelle di getto. Questo tipo di procedimento è comunemente più diffuso e risulta di gran lunga più semplice ed economico rispetto al metodo bifase.

### 6.1.1. SOLIDUR® 274 Speciale

In genere, l'esecuzione dei diaframmi plastici viene realizzata non mediante l'impiego di un premiscelato, ma bensì per mezzo dell'utilizzo della miscela tradizionale. Tale metodologia prevede l'aggiunta del latte di bentonite, costituito da bentonite impastata con l'acqua e lasciata stagionare all'interno di opportune vasche per 24 ore, alla miscela composta da acqua e cemento (boiacca) ed inoltre si aggiungono alcuni additivi che sono principalmente di due tipi:

- un additivo ritardante, con la funzione di rallentare il tempo con cui la miscela si impiega a far presa e ad indurirsi;
- un additivo fluidificante, che permette di rendere la miscela più fluida in modo tale che sia in grado di percorrere diversi metri all'interno dello scavo, riducendone così la viscosità.

Tuttavia, per la realizzazione del diaframma plastico oggetto di studio si è deciso di utilizzare un premiscelato a prestazione garantita fabbricato da BUZZI UNICEM S.p.A. e identificato con il seguente codice: "SOLIDUR®

274 *Speciale*". Tale prodotto è stato preferito alla miscela tradizionale perché, pur essendo più costoso, garantisce delle prestazioni migliori rispetto al metodo classico di realizzazione dei diaframmi. Inoltre, utilizzando questo premiscelato risultano più semplici le operazioni da eseguire nell'impianto di miscelazione, in quanto si rende necessario solamente mescolare una certa quantità di questo prodotto in polvere con un determinato volume di acqua. In questo modo le quantità che si devono pesare sono soltanto due (Solidur® in polvere, la cui confezione è rappresentata in Figura 6.5, ed acqua) rispetto al metodo tradizionale in cui i prodotti da mischiare sono di più ed il prodotto finale presenta una maggiore variabilità di prestazioni (in termini di valori di permeabilità e resistenza).



*Figura 6.5 - Solidur in polvere confezionato in un sacco. [8]*

Come già precedentemente accennato, il Solidur® è un prodotto premiscelato, pronto all'uso, per miscele plastiche autoindurenti. Esso è costituito da leganti minerali cementizi e componenti argillosi e bentonitici oltre ad aggiunte speciali (quali additivi ritardanti e fluidificanti). Nella sua formulazione viene escluso l'utilizzo di additivi chimici e si considera solo bentonite di alta qualità. Tale prodotto è costituito essenzialmente da componenti minerali ed il suo confezionamento avviene in cemeniteria mediante una specifica tecnologia di produzione.

Il Solidur® viene fornito in polvere ed il confezionamento della miscela plastica in cantiere è ottenuta tramite il mescolamento rapido con acqua, senza l'aggiunta di alcun tipo di additivo, grazie ad appositi mescolatori ad alta turbolenza muniti di dosatori automatici. Procedendo in questa maniera si consegue una miscela stabile autoindurente pronta per l'impiego in soli pochi minuti. La sospensione così ottenuta rimane lavorabile per un certo periodo di tempo a seconda del suo utilizzo e può essere pompata a grandi distanze dall'impianto di miscelazione (anche superiori a 1 km). A seguito dell'indurimento, la miscela plastica acquisisce le caratteristiche di impermeabilità e resistenza richieste dall'opera.

Per i diaframmi impermeabili viene in genere richiesta una prequalifica di idoneità riguardante i materiali impiegati per il confezionamento della miscela plastica. Per certi cantieri, infatti, viene effettuato uno studio preliminare per mezzo di prelievi di campioni del terreno, acqua di falda o percolato del sito nella quale bisogna eseguire gli interventi e successive analisi di laboratorio, con lo scopo di determinare la miscela dei componenti più idonea al sito di interesse e rispondente alle specifiche tecniche del progetto. Ulteriori vantaggi nell'utilizzo del Solidur® sono dovuti alla semplicità ed economicità dell'attrezzatura di cantiere, oltre che all'elevata omogeneità del premiscelato. Tale prodotto viene quindi miscelato solo con acqua ed è

immediatamente utilizzabile. Inoltre, i controlli di qualità sono semplici e rapidi. Nella Figura 6.6 è rappresentato un esempio di getto di questa miscela formata da Solidur® e acqua.



*Figura 6.6 - Getto della miscela costituita da Solidur® e acqua. [s8]*

Il diaframma plastico impermeabile risulta essere stabile dal momento in cui la densità e la viscosità della sospensione raggiungono un certo valore prestabilito. Per ciascun procedimento costruttivo risulta necessario effettuare una prova di stabilità tenendo in considerazione delle rispettive condizioni. Oltre ai presupposti del terreno e del carico, bisogna tenere conto delle caratteristiche della sospensione, quali densità, viscosità, stabilità, tempo di lavorabilità e compatibilità ambientale.

Per la caratterizzazione della sospensione per diaframmi impermeabili vengono impiegati alcuni metodi di prova semplici:

- cono di Marsh per la determinazione della viscosità;
- bilancia Barroid (o bilancia elettronica + cilindro graduato) per ricavare la densità della sospensione;
- decantazione con cilindro graduato.

Il diaframma impermeabile si ottiene nel momento in cui, in funzione del procedimento produttivo, il fango inserito per la formazione di tale barriera diventa maturo ed indurisce. Esso deve presentare una resistenza minima alla compressione, essere impermeabile all'acqua, avere una certa deformabilità e resistenza alle erosioni, durabilità a lungo termine e garantire una determinata compatibilità ambientale.

L'impiego del premiscelato Solidur® permette, quindi, di avere diversi benefici anche sulla gestione economica del cantiere. I suoi principali vantaggi sono stati descritti nel seguito:

- Essa è una miscela già pronta all'uso ed a qualità garantita dal produttore;
- Permette l'impiego diretto del prodotto con diminuzione di spazi e tempi rispetto al sistema tradizionale, in quanto non necessita di vasche di stoccaggio per la maturazione della bentonite. Il Solidur®, infatti, viene mescolato solo con acqua ed in pochi minuti permette di ottenere una miscela autoindurente pronta per il suo utilizzo;
- Riduzione della manodopera;
- Semplifica l'impostazione del cantiere, con ridotto investimento ed occupazione di spazi limitati e garantisce grandi produzioni;

- Elevata impermeabilità, maggiore di quella conseguibile con miscele comuni a parità di spessore;
- Qualità dei materiali utilizzati e, quindi, dell'opera finita;
- Alta resistenza alle erosioni;
- Alta resistenza all'aggressione chimica;
- Grande stabilità nel tempo;
- Rispetto delle specifiche dei capitolati più restrittive, anche senza uso del telo in HDPE;
- Riduzione delle prove di controllo della miscela per mezzo della costanza delle caratteristiche del prodotto;
- Miscela formulata ad hoc, in funzione delle caratteristiche del sito ed alle specifiche tecniche del progetto;
- Assistenza tecnica qualificata.

Tuttavia, esistono una vasta gamma di ricette collaudate e certificate del Solidur®, sia sotto il profilo idraulico di permeabilità che per quanto riguarda quello chimico-fisico ambientale, relativo alla resistenza alle aggressioni chimiche ed alle erosioni. Le diverse tipologie del prodotto si suddividono in Solidur® 274, Solidur® 274 Speciale e Solidur® 273 che si distinguono in base alla densità della miscela plastica ed alle caratteristiche prestazionali del materiale indurito. Infine, altri tipi sono il Solidur® 270, studiato espressamente per opere di ingegneria idraulica, ed il Solidur® Erdbeton, impiegato per il confezionamento di calcestruzzi plastici.

Gli usi previsti per il SOLIDUR® 274 Speciale, utilizzato in questo cantiere, sono i seguenti: diaframmi impermeabili con una sola fase di lavorazione, scavi di fondazione, barriere orizzontali, iniezioni per riempimenti ed isolamento di vuoti sotterranei.

I dosaggi per la preparazione della sospensione prevedono: 320 kg/m<sup>3</sup> di Solidur® 274 Speciale e 880 kg/m<sup>3</sup> di acqua normale, in modo tale da ottenere una densità totale della miscela pari a 1,20 g/cm<sup>3</sup> (UNI 11152/6). Il Solidur® va quindi mescolato con acqua in cantiere senza aggiunta di alcun additivo e poi pompato dall'impianto di miscelazione fino all'area di esecuzione del diaframma. Tuttavia, tale sospensione non deve essere impiegata all'interno del cantiere se è al di sotto di 5 °C, che corrisponde alla temperatura della miscela plastica indurente.

La prestazione dichiarata del SOLIDUR® 274 Speciale è stata riportata nella Tabella 6.1.

*Tabella 6.1 - Prestazioni dichiarate da BUZZI UNICEM S.p.A. [s8]*

<b>Sospensione liquida</b>	<b>Metodo di prova</b>	<b>Prestazione</b>
Tempo di Marsh (1000 ml)	UNI 11152/13 (I)	38 – 55 s/l
Decantazione dopo 2 ore (1000 ml)	UNI 11152/11 (I)	≤ 2 %
Decantazione dopo 24 ore (1000 ml)	UNI 11152/11 (I)	≤ 5 %
Lavorabilità con movimento	UNI 11152 app.A (I)	12 – 15 ore
<b>Materiale indurito</b>		
Resistenza alla compressione dopo 28 giorni	UNI EN 196-1 (II)	≈ 1,0 N/mm <sup>2</sup>
Deformazione dopo 28 giorni	DIN 18136 (II)	≥ 0.8 %
Permeabilità con gradiente idraulico $i=30$ , cilindri: $\phi=100$ mm e $h=100$ mm		
• dopo 28 giorni	DIN 18130 p.1 (III)	≤ 10 <sup>-10</sup> m/s
• dopo 90 giorni	DIN 18130 p.1 (III)	≤ 5 · 10 <sup>-11</sup> m/s

Nota (I): In laboratorio bisogna preparare 2 litri di sospensione utilizzando un miscelatore rapido a 5000 giri/minuto con testina di dissoluzione. Dopodiché, si miscela per 10 minuti alla temperatura di 20 °C.

Nota (II): Maturazione a 20 °C sott'acqua.

Nota (III): Prova effettuata in cella triassiale secondo la norma DIN 18130 parte 1. La misurazione deve partire dopo almeno 3 giorni dal passaggio dell'acqua.

## 6.1.2. Telo in HDPE

La geomembrana polimerica (più specificatamente HDPE), utilizzata come telo verticale all'interno del diaframma, è stata selezionata in modo tale da rispondere alle seguenti caratteristiche:

- Impermeabilità: i teli in HDPE presentano dei valori molto bassi di conducibilità idraulica e pertanto risultano particolarmente performanti per queste tipologie di interventi;
- Caratteristiche meccaniche: esse variano in funzione dello spessore della geomembrana. I teli in HDPE sono relativamente rigidi e presentano un valore della deformazione a snervamento pari a circa il 10 - 15%;
- Resistenza in condizioni limite: nel momento in cui le membrane in HDPE vengono sottoposte a sforzi e deformazioni concentrate, esse sono in grado di mostrare delle buone caratteristiche meccaniche;
- Messa in opera: sotto questo punto di vista bisogna tenere in considerazione la facilità di installazione adottando delle tecniche opportune e con il telo in HDPE si possono ottenere dei risultati più che soddisfacenti. Un secondo aspetto che deve essere considerato riguarda l'affidabilità delle giunture. Tenendo conto delle membrane in HDPE, esse presentano delle caratteristiche di resistenza e durevolezza superiori rispetto alle altre tipologie di geomembrane. Successivamente, le giunzioni devono essere sottoposte a saldatura ed a verifiche della tenuta idraulica e meccanica mediante controlli a campione;
- Compatibilità chimica: il polimero ad alta densità possiede un'elevata compatibilità con diversi tipi di composti inquinanti che si trovano all'interno di siti contaminati;
- Durevolezza a lungo termine: per mezzo dell'utilizzo dei teli in HDPE si ottengono dei buoni risultati in quanto esso è un materiale inerte e non suscettibile a degradazione chimica.

Secondo la normativa UNI 10567, lo spessore della geomembrana non deve essere inferiore a 2 mm e con una densità compresa tra 0,940 e 0,965 g/cm<sup>3</sup>. Le caratteristiche della membrana scelta per l'esecuzione di questo intervento sono state descritte nella seguente Tabella 6.2.

Tabella 6.2 - Caratteristiche del telo in HDPE. [1]

Massa areica	1420 – 1900 g/m <sup>2</sup>
Contenuto in nerofumo	> 2 %
Sforzo di snervamento	17 – 20 MPa
Deformazione a snervamento	10 – 13 %
Sforzo di rottura	29 – 33 MPa
Deformazione a rottura	800 – 950 %
Resistenza a lacerazione	> 130 N/mm
Stabilità dimensionale a caldo	< 2 %
Permeabilità al vapore d'acqua	< 723,6 g/m <sup>2</sup> /24h

Il telo (Figura 6.7), inserito all'interno del diaframma oggetto di studio, è quindi composto da polietilene ad alta densità (HDPE) e presenta uno spessore pari a 2 mm, che risulta essere sufficiente a svolgere la funzione di impermeabilizzazione anche dopo decine di anni dalla sua produzione. La normativa di riferimento per i materiali in HDPE è la UNI 8898 mentre per la saldatura è la UNI 10567.



Figura 6.7 - Telo in HDPE pronto per l'operazione di saldatura dei giunti.

Una parte del cantiere è adibita alle operazioni di saldatura dei giunti sul telo, che vengono realizzate al di sotto di un capannone impermeabile (riportato precedentemente in Figura 3.7) in modo tale da evitare che le precipitazioni o le radiazioni solari possano arrecare danni alle macchine o ai materiali utilizzati. In questa zona del cantiere, quindi, è presente una macchina, munita di rulliera meccanica ospitante 120 metri di telo in HDPE, che permette di realizzare la *saldatura a doppia pista automatica*. Tutte le macchine presenti sono alimentate mediante un generatore posto al di fuori del capannone. Inoltre, esistono diverse tipologie di giunto per questi teli in HDPE e quello che si è deciso di impiegare è il tipo (e) raffigurato in Figura 6.8.

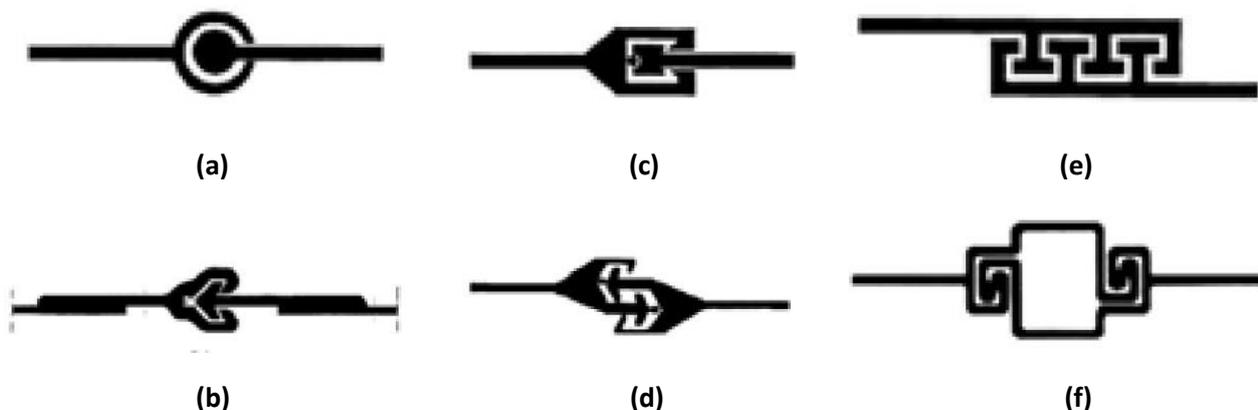


Figura 6.8 - Alcune tipologie di giunto. [1]

Il giunto effettivamente impiegato per la connessione dei diversi teli, riportato in Figura 6.9, è anch'esso costituito da polietilene ad alta densità, in quanto nel caso in cui si fosse considerato quello a bassa densità, quest'ultimo non sarebbe stato né saldabile né tantomeno collaudabile.



*Figura 6.9 - Particolare del giunto in HDPE prima della sua saldatura sul telo.*

La ditta che si preoccupa della saldatura del giunto sul telo in HDPE è la Imperfoggia S.r.l. I giunti, prima di essere disposti per la saldatura, devono essere puliti ed asciugati permettendo così una lavorazione ottimale del polimero. L'elemento saldante (Figura 6.10) è costituito da un cuneo con alcune resistenze elettriche che riscaldano, fino alla temperatura prestabilita dall'operatore (solitamente pari a circa 400 °C), i due lembi in HDPE portandoli a fusione parziale in modo tale da permettere che il giunto ed il telo diventino un corpo unico. La velocità di realizzazione della saldatura è di circa 2 metri al minuto ed è seguita passo a passo dagli operatori che accompagnano il telo tirandolo da entrambe le estremità.



*Figura 6.10 - Macchinario utilizzato per la saldatura a doppia pista.*

La pressione conferita dalla macchina consente l'avanzamento del giunto attraverso delle linee guida che fanno sì che telo e giunto siano perfettamente allineati tra loro ed in tal modo la macchina esegue una doppia saldatura e lascia un canale intermedio che serve sia per raffreddare la saldatura istantaneamente (consentendo di non avere delle deformazioni in un secondo momento e perché altrimenti il materiale continuerebbe a bruciarsi e a perdere saldabilità e caratteristiche) che per collaudarla, poiché una volta terminata la saldatura si chiude tale canale sia a valle che a monte e tramite un manometro meccanico si va a mettere in pressione il suddetto canale in modo da verificare la tenuta della saldatura (cioè se quest'ultima è stata realizzata correttamente). Questo tipo di collaudo non è distruttivo ed è eseguito con il manometro (non va quindi ad intaccare la saldatura). Inoltre, ogni 300 m di saldatura (per cantieri più grandi) o ogni 100 m, come in questo caso, si effettua un collaudo distruttivo che consiste nello sfogliamento della saldatura: si prende un pezzo del materiale saldato e tramite un dinamometro elettrico lo si va a sfogliare. La rottura della saldatura non deve essere in saldatura ma appena prima della stessa (il materiale si deve quindi snervare prima di essere portato a rottura).

## 6.2. Impianto di miscelazione

Per la realizzazione del diaframma, come è stato già precedentemente detto, è stata impiegata una miscela costituita da Solidur® 274 Speciale ed acqua. Il mescolamento tra questi due componenti avviene all'interno dell'impianto di miscelazione (Figura 6.12a) posto nella zona Sud-Ovest del cantiere ed in prossimità del capannone impermeabile, all'interno della quale avviene il processo di saldatura dei teli in HDPE. Tale impianto risulta essere abbastanza preciso poiché è dotato di bilancia con la funzione di pesare tutti i diversi componenti. Innanzitutto, viene mandata l'acqua nel miscelatore e si pesa il Solidur®, che scende da un tubo nero, in maniera manuale o automatica a seconda di come programmato dalla cabina di controllo (Figura 6.11). Questo sistema può quindi scaricare automaticamente l'acqua e la quantità del premiscelato, che sono misurate da una bilancia programmabile nel mixer. Dopodiché viene mescolato ed impastato il tutto per un certo periodo ed infine si ha lo scarico all'interno dell'agitatore. Tutti i componenti che convergono verso il miscelatore sono quindi pesati grazie alla presenza di tre celle di carico disposte ai piedi dell'impianto di miscelazione stesso (evidenziato in rosso in Figura 6.12a). Lo scopo principale di queste celle è quindi quello di controllare che ci siano sempre le giuste quantità delle due componenti, cioè 320 kg/m<sup>3</sup> di Solidur® 274 Speciale e 880 kg/m<sup>3</sup> di acqua normale.



*Figura 6.11 - Cabina di controllo per l'immissione di acqua e Solidur® all'interno del mixer.*

In seguito alla miscelazione di acqua e Solidur®, questa miscela viene poi trasferita in un contenitore che contiene una barra che girando funge da agitatore (Figura 6.12b).



a)



b)

*Figura 6.12 - a) Impianto di miscelazione tra Solidur® ed acqua, con evidenziato in rosso una cella di carico che pesa i componenti della miscela. b) Agitatore.*

Successivamente, la miscela viene pompata tramite la pompa (Figura 6.13) verso la zona di realizzazione del diaframma. Inoltre, sono presenti due silos (Figura 6.14) in modo da avere sempre lo stock di materiale in cantiere.



*Figura 6.13 - Pompa mediante il quale la miscela raggiunge la zona di esecuzione del diaframma.*



*Figura 6.14 - Silos per lo stock di materiale in cantiere.*

Per l'impasto e la miscela si effettua un determinato piano di verifica che prevede il controllo del fresco. In questo modo, la miscela viene confezionata, si inizia ad impastare per mandare il fluido alla macchina che esegue lo scavo e si effettua il controllo di: viscosità, peso, decantazione a 2 ore e dopo 24 ore. Successivamente vengono confezionati i provini per il controllo della permeabilità e della resistenza a compressione della miscela ottenuta. Ogni 100 m<sup>3</sup> di miscela confezionata si ha quindi la preparazione di un provino per le prove di resistenza e due provini per quelle di permeabilità, che sono poi mandati in laboratorio al fine di verificarne i risultati.



*Figura 6.15 - Vasche per il confezionamento dei provini.*

I provini così confezionati direttamente dall'impianto vengono immediatamente immersi in una vasca riempita d'acqua (Figura 6.15). In seguito, l'ingegnere sceglie i provini che devono essere destinati al

laboratorio, mentre quelli che non vengono selezionati sono posti in una vasca adiacente a quella citata precedentemente e che rimangono comunque come stock in cantiere. I provini con una dimensione di 50 mm sono utilizzati per le prove di resistenza, mentre quelli con un diametro pari a 100 mm sono destinati a prove di permeabilità. Ad ogni prelievo, infatti, si prendono due campioni di permeabilità ed uno di resistenza, perché la permeabilità deve essere valutata a 28 ed a 120 giorni.

### 6.2.1. Prove sulla qualità della miscela

La composizione di 1 m<sup>3</sup> della miscela impiegata per il riempimento del diaframma è costituita da 880 kg di acqua e 320 kg di Solidur®. Tale premiscelato permette di semplificare le lavorazioni che avvengono in cantiere in quanto non si fa altro che mescolare questo prodotto in polvere con l'acqua ed ottenendo così la miscela desiderata.

Ogni giorno devono essere effettuate tre diverse prove al fine di verificare che le caratteristiche della miscela in uscita dall'impianto di miscelazione possano risultare idonee. Queste tre prove semplici permettono, quindi, la determinazione del peso specifico, della viscosità (tramite il cono di Marsh) e la decantazione della miscela dopo 2 ore e dopo 24 ore. I risultati che dovranno essere ottenuti mediante tali prove, eseguite giornalmente, devono presentare i valori riportati precedentemente nella Tabella 6.1, nella quale sono rappresentate le prestazioni che deve possedere la miscela costituita dal Solidur®. Le diverse prove eseguite in situ sono state quindi descritte nel seguito:

- La prima prova che viene eseguita è quella del peso specifico (Figura 6.16), che avviene per mezzo di una bilancia elettronica che permette di fare la tara del contenitore (dal peso di 165 g) all'interno del quale viene inserita la miscela, in modo tale da ricavarne così il peso netto della stessa. Al fine di tarare correttamente il contenitore, si pesa inizialmente l'acqua e, nel momento in cui la bilancia segna 1 kg della stessa, si indica con un pennarello nero il livello del contenitore corrispondente al volume di un litro. Dopodiché, si può inserire la miscela proveniente dal mixer all'interno di questo contenitore vuoto e determinandone così il peso relativo ad un litro di miscela, che deve sempre essere di 1,20 kg/dm<sup>3</sup>. Il peso specifico ottenuto mediante tale prova è, infatti, risultato essere pari a 1,203 kg/dm<sup>3</sup>.



Figura 6.16 - Prova del peso specifico con l'utilizzo di un contenitore ed una bilancia elettronica.

- La seconda prova realizzata è stata quella di decantazione dell'acqua (Figura 6.17), che viene eseguita con lo scopo di determinare la percentuale di acqua che viene dalla miscela. Essa viene inserita all'interno di un cilindro graduato fino ad un certo livello, corrispondente a un litro, e successivamente si lascia decantare per 2 ore e per 24 ore. Passato questo periodo di tempo, si osserva che sopra la miscela si forma dell'acqua misurabile mediante le tacche del cilindro stesso ed in tal modo si può determinare la percentuale d'acqua così creatasi. Secondo la Tabella 6.1, tenendo conto di un litro di miscela, la percentuale d'acqua formatasi al di sopra di tale composto mediante la prova di decantazione dopo 2 ore con cilindro graduato deve essere inferiore al 2%. Considerando, invece, la prova di decantazione dopo 24 ore, la percentuale d'acqua deve essere minore del 5%.



*Figura 6.17 - Cilindro graduato impiegato per la prova di decantazione.*

- Infine, l'ultima prova che deve essere effettuata è quella della determinazione della viscosità mediante cono di Marsh (Figura 6.18). Essa consiste nel misurare il tempo impiegato per scaricare un litro di miscela attraverso questo cono. Tale prova deve essere eseguita in condizioni di temperatura ambiente, altrimenti nel caso di temperature troppo basse i risultati ottenuti potrebbero essere non veritieri e sovrastimati. Secondo i dati riportati in Tabella 6.1 il tempo impiegato da un litro di miscela per passare attraverso il cono di Marsh deve essere compreso tra 35 e 55 secondi. Il risultato ottenuto in situ mediante tale prova è risultato essere di 55 secondi.



Figura 6.18 - a) Cono di Marsh visto internamente. b) Esecuzione della prova di viscosità.

Queste tre prove appena descritte devono quindi essere effettuate tutti i giorni (ad esempio tutte le mattine) al fine di verificare che non ci siano problemi all'impianto di miscelazione. Il campionamento, invece, deve essere eseguito ogni 100 m<sup>3</sup> di miscela impiegata, il che significa indicativamente una volta ogni due giorni, e consiste nel prelievo di tre campioni: due di permeabilità ed uno di resistenza. I campioni, specialmente in inverno, sono conservati all'interno dell'ufficio posto nel cantiere in modo tale da mantenere i provini ad una temperatura di circa 20 °C, poiché altrimenti, se esposti all'esterno, sarebbero soggetti a diversi sbalzi termici. Un laboratorio ad hoc, infatti, possiede delle vasche termiche che presentano delle resistenze che permettono di scaldare l'acqua nel momento in cui essa scende sotto i 20 °C e conservando così i provini ad una temperatura costante.

Prendendo in considerazione i consumi del Solidur®, essi si attestano intorno al 18% in più, che deve essere utilizzato in situ, rispetto alla quantità teorica ipotizzata in fase di progetto. Ad esempio, nel caso di esecuzione di uno scavo di 15 metri, la quantità di miscela prevista nel progetto è di circa 49 m<sup>3</sup>, mentre quella che è stata effettivamente utilizzata risulta essere di circa 60 m<sup>3</sup>, poiché una parte va ad infiltrarsi nel terreno non andando così a costituire parte integrante della barriera impermeabile. Perciò, a causa di questi sfridi, vanno impiegate delle percentuali di Solidur® maggiori rispetto a quelle previste, a causa della penetrazione della miscela all'interno di porzioni di terreno esterne a quelle dello scavo interessato. Siccome il costo del premiscelato è molto elevato, deve essere tenuta d'occhio la quantità effettivamente impiegata.

### 6.3. Specifiche tecniche delle macchine utilizzate

La metodologia costruttiva che si è decisa di utilizzare per la realizzazione di questo tipo di diaframma non ha previsto l'impiego dell'idrofresa. Si è quindi deciso di utilizzare come metodologia di scavo quella costituita da una benna mordente montata su sistema Kelly (Figura 6.19), in quanto permette anche di avere un baricentro più basso rispetto alla già menzionata tecnica di scavo.



*Figura 6.19 - Benna mordente montata su sistema Kelly con guida telescopica utilizzata in cantiere.*

La profondità massima raggiungibile mediante questo metodo di scavo dipende dal sistema di aste telescopiche che, infatti, possiede al suo interno altri elementi. Svolgendo tutte queste aste si arriva ad una profondità pari a 27,50 m, che risulta essere sufficiente in quanto la profondità massima da raggiungere per la realizzazione delle varie parti del diaframma plastico in questione è di 26 m.

La ditta che produce questa macchina è la Casagrande ed in particolare quella utilizzata in cantiere è costituita dal modello B180HD (Figura 6.20), che è dotato di ruote cingolate in modo tale da facilitarne lo spostamento a causa della scarsa portanza posseduta dal terreno presente all'interno del cantiere. La benna mordente (anch'essa prodotta dall'azienda Casagrande) viene sorretta dalla struttura che monta la macchina, che nel caso oggetto di studio è il Kelly KRC2 HD. Tali macchine sono di proprietà dell'azienda che esegue i lavori, in quanto sono tutte indispensabili per questi tipi di interventi, perciò sono state acquistate (non noleggiate) e, quindi, risultano essere assicurate.



*Figura 6.20 - Modello B180HD.*

Il modello di Kelly utilizzato per la realizzazione del diaframma oggetto di studio è il KRC2 HD. Infatti, le esperienze maturate nei terreni a bassa e media consistenza, hanno portato a sviluppare una certa attrezzatura particolare, costituita dal Kelly KRC2 HD e dalla benna idraulica K (Figura 6.21). Queste macchine per diaframmi sono costruite dall'azienda Casagrande e garantiscono un elevato livello di produttività e, inoltre, facilitano il controllo della verticalità di scavo. Alcune caratteristiche di particolare importanza di tali attrezzature sono:

- ralla che permette la rotazione di 45° o ralla per la rotazione di 180°, particolarmente apprezzata negli spazi ristretti e negli angoli;
- possibilità di attrezzare il Kelly con un falchetto di servizio;
- facilità di trasporto senza smontaggio;
- montaggio veloce senza gru di servizio.

Per quanto riguarda l'ergonomia e la sicurezza, tutte le attrezzature sono state progettate tenendo in considerazione la sicurezza dell'operatore e dotandole di protezioni su tutte le parti in movimento e di dispositivi di sicurezza. La loro realizzazione a norma ISO 9001 rispetta i requisiti essenziali di sicurezza e salute sul lavoro, secondo la direttiva europea CE.



*Figura 6.21 - Rappresentazione del Kelly KRC2 HD e della benna idraulica K.*

Prendendo in considerazione la benna mordente utilizzata durante il processo di scavo, nel momento in cui si incontra della marna, specie negli strati più profondi, essa viene impiegata per essere battuta contro tale strato in modo tale da smuoverlo e poterlo quindi scavare. In questi casi l'avanzamento è perciò molto più lento in quanto risulta essere necessario aprire e chiudere la benna e successivamente battere contro tale strato, poiché ci si trova davanti a del materiale duro.

Durante l'intera durata di realizzazione del diaframma oggetto di studio nel sito ex Ecolibarna, la benna impiegata è sempre stata la medesima, ma quello che è stato sostituito periodicamente sono i denti della stessa. Le principali funzioni possedute dalla benna sono: movimento traslazionale meccanico, in quanto la benna va su e giù battendo sul terreno, ed inoltre risulta essere costituita da due valve che sono aperte da due pistoni; in tal modo la benna va alla quota richiesta aperta, batte e successivamente viene chiusa lavorando così il terreno.

Sui denti tradizionali da terreno di cui la benna (riportata in Figura 6.22) è munita, sono stati saldati dei picchi, cioè degli utensili che servono per facilitare lo scavo in roccia. Tali picchi sono stati saldati dall'azienda stessa perché altrimenti il dente da roccia, che è a punta, prenderebbe poco materiale. Infatti, questo mix tra i denti da roccia e quelli da terreno è risultato essere il sistema migliore per poter procedere più velocemente in questo tipo di cantiere, altrimenti si sarebbero dovuti sostituire i denti, mettendo e rimuovendo quelli da roccia ogni qualvolta si sarebbero resi necessari (ad esempio ogni volta che si sarebbe incontrato uno strato di materiale più duro). Inoltre, il sistema scelto, oltre a ridurre i tempi morti presenti all'interno del cantiere, risulta essere anche il più economico.



*Figura 6.22 - Dettaglio della benna mordente utilizzata nel cantiere.*

I picchi presentano dei portapicchi (Figura 6.23), cioè una struttura nella quale il picco può essere facilmente inserito. Infatti, nel momento in cui il picco si deteriora o si rompe, risulta essere sufficiente rimuoverlo e sostituirlo con uno nuovo. Il picco viene inserito ad incastro all'interno del portapicco (che viene saldato in precedenza), poiché tale sistema possiede una molla dotata di una sfera di ferro che, una volta inserito dentro, si incastra nel portapicco e non si perde. In questo modo, quando si consumano i picchi si possono facilmente sostituire con quelli nuovi e l'utensile da scavo rimane sempre utilizzabile.



*Figura 6.23 - Esempio di picco e portapicco. [59]*

La macchina da scavo impiegata, dotata di benna mordente montata su sistema Kelly, è stata realizzata nel 2007. Tuttavia, alcune parti della macchina devono essere sgrassate almeno una volta ogni due giorni. Infatti, periodicamente bisogna inserire del grasso nelle carrucole e nei posti in cui ci sono le parti che si muovono. Le ruote degli avvolgitori servono ad arrotolare il tubo che porta l'olio alla benna. Nel momento in cui la benna scende, tale tubo si svolge andando in profondità insieme alla corda; quando invece la benna viene spostata verso l'alto, il tubo viene a sua volta riavvolto.

Osservando la macchina, si possono evidenziare quattro diversi pistoni, due più grandi localizzati nella parte inferiore (Figura 6.24a) e due più piccoli posti sopra i precedenti (Figura 6.24b), che hanno la funzione di

mettere perfettamente a piombo la macchina. Essa possiede al suo interno una certa strumentazione e nella parte superiore della stessa vi è anche un inclinometro che permette di controllare la verticalità della macchina. In questa maniera, i pistoni servono così a regolare la macchina in quanto lo scavo deve essere verticale e non obliquo perché altrimenti si potranno riscontrare dei problemi nelle lavorazioni successive, come ad esempio nel momento in cui si va a posizionare il telo all'interno del diaframma.



*Figura 6.24 - Pistoni per la messa a piombo della macchina evidenziati in rosso.*

Tuttavia, all'interno della cabina è presente una spia luminosa che se è rossa indica all'operatore che sta lavorando fuori piombo e che quindi la macchina non è disposta sulla verticale. Per tale motivo, il macchinista dovrà sempre lavorare con la luce verde inserita in modo da eseguire lo scavo in modo corretto. Nel momento in cui la macchina si muove, può capitare che il led diventi rosso, però l'importante è che in fase di messa a piombo (cioè quando la macchina è ferma) questa spia sia accesa sul verde. Successivamente a tale verifica, inizia la fase di scavo e la macchina risulta essere munita di un profondimetro che permette di fornire sempre all'operatore la profondità alla quale è posizionata la benna.

Arrivati alla quota prevista per lo scavo di un determinato pannello, si deve sempre scavare almeno 30 - 50 cm in più rispetto a quelli predetti a causa del verificarsi del fenomeno della decantazione di una parte del materiale scavato; motivo per il quale si preferisce sempre uno scavo più profondo.

Prendendo in considerazione il piano di lavoro, esso non è necessariamente in piano e quindi quando la macchina si sposta avrà una verticalità differente rispetto a quella precedente. Tuttavia, quello che ci interessa realmente è che la macchina sia verticale per quanto riguarda la fase di scavo. Infatti, spesso non si riesce a mettere perfettamente verticale il Kelly e quindi bisogna avere un minimo di piano che successivamente può essere sistemato con i diversi pistoni che hanno una certa corsa.

## 6.4. Campo prove per diaframma plastico

Il campo prova permette di accertare ciò che è stato ipotizzato in fase di progetto e dettagliare così la conoscenza dei parametri operativi e realizzativi dei vari interventi (jet-grouting e diaframma plastico). Infatti, prima della realizzazione del diaframma plastico vero e proprio, è stato allestito un campo prove con il principale scopo di verificare la regolarità esecutiva dello scavo a causa della presenza di strati di terreno che potrebbero generare degli sgrottamenti, cioè dei fuori sagoma rispetto al pannello del diaframma previsto, e dei locali cedimenti. La finalità di tale intervento è quella di esaminare nuovamente la tempistica di scavo ed i consumi di miscela, posto che l'approvvigionamento di quest'ultima solitamente non pone alcun vincolo.

Il campo prove per il diaframma plastico prevede principalmente la costruzione di due setti di lunghezza pari a quella operativa, cioè di circa 5,80 m e comunque in modo da coordinarla alle dimensioni della benna di scavo e all'estensione del telo in HDPE. Le caratteristiche dei due pannelli sono state descritte nel seguito:

- il primo setto è stato realizzato in corrispondenza del tratto A e per esso non è stato previsto l'impiego del presostegno. Le profondità raggiunte da tale setto sono comprese tra i 12 ed i 15 m dal piano campagna;
- il secondo setto, invece, è stato eseguito in corrispondenza di un tratto con presostegno (lungo il tratto B) ed a profondità maggiore rispetto al precedente e pari a 20 - 22 m dal piano campagna o comunque fino ad immersione di almeno 3 metri nello strato a bassa permeabilità. Inoltre, tale pannello è stato realizzato in corrispondenza della sua collocazione finale, in modo tale da abbattere i costi di esecuzione del campo prove.

La metodologia costruttiva impiegata per la realizzazione di questi pannelli di prova è stata eseguita con le medesime tecniche che sono state poi utilizzate durante lo svolgimento del diaframma vero e proprio. Inoltre, i diversi setti sono stati eseguiti sufficientemente distanziati l'uno dall'altro, in modo tale che le misure effettuate non siano influenzate dalla perturbazione delle condizioni geostatiche del terreno dovuta alla vicinanza con gli altri pannelli.

Il monitoraggio dei due setti di diaframma plastico è stato effettuato con lo scopo di determinarne i seguenti parametri:

- tempistiche esecutive dello scavo;
- quantitativi di miscela inviata al setto e volumi netti del setto finale;
- parametri di miscelazione e proprietà del prodotto pompato;
- verticalità del setto;
- condizioni di calaggio del telo ed efficacia del sistema di tubo spalla per la protezione dei giunti;
- manovrabilità e sicurezza delle macchine impiegate.

## 6.5. Procedimenti esecutivi per la realizzazione del diaframma

Tenendo in considerazione le profondità che la trincea deve raggiungere (dai 15 ai 25 metri) risulta essere necessario riempire la stessa, contestualmente alle fasi di scavo, con la miscela composta da Solidur® ed acqua, precedentemente citata, e che successivamente va a costituire parte integrante della barriera impermeabile. Tale tecnologia di scavo è denominata *monofase* in quanto la miscela impiegata durante la fase di scavo risulta poi essere la stessa che va a formare il diaframma plastico. Inoltre, il controllo della verticalità dello scavo è di fondamentale importanza.

La metodologia esecutiva impiegata per la realizzazione del diaframma plastico oggetto di studio può essere suddivisa in diverse fasi:

- *Fase 1*: prevede lo scavo della trincea (Figura 6.25) in diversi pannelli della lunghezza di circa 6 metri. La macchina di scavo utilizzata è costituita da una benna mordente montata su sistema Kelly, dotata di un'apertura della benna stessa pari allo spazio presente tra i cordoli (di circa 60 cm). Questa fase di realizzazione di ciascuna trincea prevede l'esecuzione di tre diversi scavi, in quanto la larghezza della benna utilizzata in cantiere è di 2,50 m. Infatti, inizialmente si opera scavando i 2,50 m nella parte sinistra del setto considerato e successivamente i 2,50 m nella parte destra del pannello finale che risulterà avere una larghezza di 6 metri. Infine, si conclude la fase di scavo andando a rimuovere il metro di terreno rimanente al centro del setto considerato.

Inoltre, tali scavi sono continuamente sostenuti dalla miscela plastica autoindurente costituita da Solidur® ed acqua che, una volta maturata, svolge la funzione di setto a bassa permeabilità. Un'altra importante accortezza è stata quella di mantenere sempre il livello minimo dello slurry a livello del piano campagna.

L'obiettivo principale di questa fase è quello di immergere la barriera impermeabile, così costituita, di almeno 3 metri all'interno dello strato marnoso sottostante, che risulta essere quello impermeabile nella quale, a seguito della cinturazione mediante diaframma plastico, andrà a contenere tutte le acque ed il percolato presenti nella discarica, impedendone la fuoriuscita da tale sito. Infatti, il principio fondamentale è quello che bisogna isolare questa zona di discarica che altrimenti potrebbe inquinare le acque di falda circostanti. Tuttavia, in modo tale da essere il più cautelativi possibile, nella realtà si è scavato per più di 3 metri all'interno della marna (anche 4 - 6 metri oltre il raggiungimento dello strato marnoso).

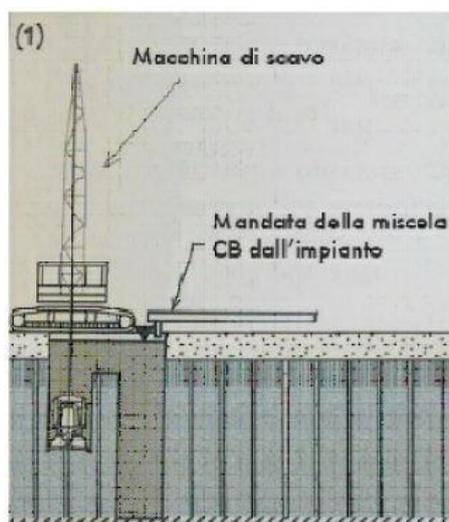


Figura 6.25 - Rappresentazione schematica della fase 1: scavo della trincea. [1]

- **Fase 2:** in seguito alla fase di scavo si ha il calaggio della membrana in HDPE (Figura 6.26) della larghezza di 5,10 m. La larghezza del pannello (6 metri) possiede delle dimensioni superiori a quelle del telo in quanto bisogna calcolare anche lo spazio necessario all'inserimento di una zavorra per la fase di posa del telo stesso. L'estremità laterale del telo è provvista di profili per la giunzione (saldati direttamente in cantiere dall'azienda Imperfoggia) del telo successivo che vengono protetti da un tubo spalla. La geomembrana in HDPE viene quindi calata a gravità mediante lo srotolamento dal tamburo di supporto sulla quale era stata precedentemente predisposta. Inoltre, tale fase deve essere realizzata con la giusta velocità esecutiva in modo tale da garantire la successiva regolare presa della miscela. In genere, per una profondità di circa 18 metri, la fase di calaggio del telo dura dai 20 ai 30 minuti.

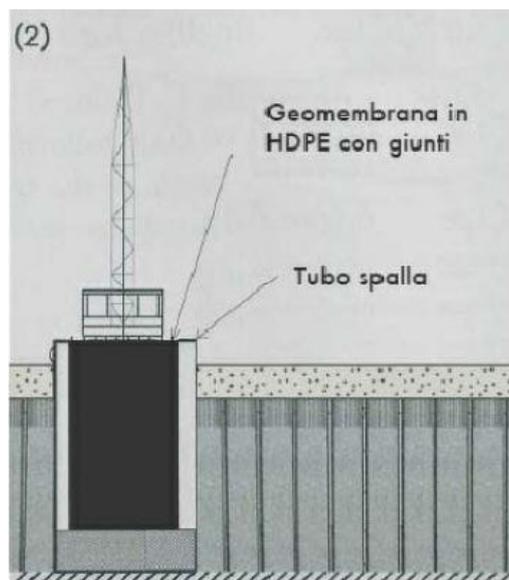


Figura 6.26 - Rappresentazione schematica della fase 2: calaggio del telo in HDPE. [1]

- **Fase 3:** essa è quella dello scavo dei setti successivi (Figura 6.27). Infatti, durante lo scavo di un nuovo pannello bisogna fare attenzione a non contaminare il campo precedente, dove il telo è già stato calato.



Figura 6.27 - Rappresentazione schematica della fase 3: scavo dei pannelli adiacenti. [1]

- **Fase 4:** in quest'ultima fase si prevede la rimozione del tubo spalla con successivo calaggio dello spezzone di membrana in HDPE successiva (Figura 6.28). La giunzione dei teli in HDPE contigui avviene mediante dei profili accoppiati che sono stati precedentemente saldati al telo all'interno del cantiere stesso. L'inserimento della geomembrana in HDPE è condotto con estrema precisione e gradualità, previa rimozione del tubo spalla, in modo tale da assicurare il corretto allineamento e l'incastro tra i giunti laterali.

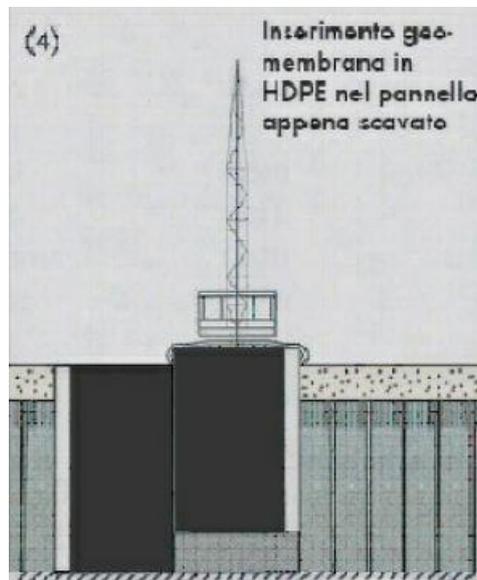


Figura 6.28 - Rappresentazione schematica della fase 4: rimozione del tubo spalla ed inserimento del telo. [1]

### 6.5.1. Fase di calaggio del telo

Analizzando più dettagliatamente la fase di calaggio del telo, si considera il telo in HDPE di larghezza pari a 5,10 metri e lunghezza variabile a seconda della profondità del pannello considerato (tra i 15 ed i 25 metri). Tale operazione deve essere eseguita subito dopo la fase di scavo del pannello ed in tempi rapidi, al fine di prevenire la presa della miscela. Il calo del telo richiede, inoltre, particolare attenzione in quanto occorre mantenere la centralità del telo, vincere le sottospinte idrauliche e guidare il regolare incastro dei giunti tra pannelli adiacenti.

La geomembrana, oltre ad essere dotata di profili per la giunzione opportunamente saldati direttamente in cantiere, possiede due zavorre in calcestruzzo (Figura 6.29) della lunghezza di 4,60 metri (20 cm per lato sono quindi lasciati liberi per i giunti) che vengono fissate ad essa nella sua parte terminale mediante diversi bulloni. Tale operazione viene eseguita precedentemente alla saldatura dei giunti sul telo in HDPE. Inizialmente i bulloni utilizzati per questa operazione erano quattro, dopodiché si è riscontrata la necessità di inserirne di più, altrimenti la spinta idraulica dovuta alla miscela cemento-bentonitica avrebbe potuto distaccare la zavorra dal telo durante la fase di calaggio dello stesso. Tuttavia, le zavorre sono sprovviste di fori che devono quindi essere eseguiti direttamente sul posto per permettere l'alloggiamento dei bulloni stessi. Inoltre, le zavorre che erano state considerate nella parte iniziale dei lavori non sono risultate sufficienti a svolgere il loro compito e sono state quindi rimpiazzate da delle zavorre più pesanti e più grandi.

La funzione principale delle zavorre in calcestruzzo è quello di facilitare l'inserimento del telo all'interno dello scavo riempito dalla miscela composta da Solidur® ed acqua. Tuttavia, il peso specifico della miscela risulta essere talmente elevato che, pur in presenza di queste zavorre, farebbe comunque galleggiare il telo e quindi

non permettendone il suo inserimento fino a profondità elevate. Per consentire il completo calaggio del telo deve quindi essere inserita anche una zavorra a forchetta in ferro (Figura 6.30) che sarà successivamente rimossa, a differenza delle zavorre in calcestruzzo che invece andranno a costituire parte integrante del diaframma. Per facilitare l'operazione di rimozione della zavorra in ferro, lo scavo di ciascun pannello risulta essere di 6 metri e quindi di dimensioni maggiori del telo (5,10 metri).



Figura 6.29 - Zavorre in calcestruzzo: a) poste nel cantiere; b) montate sul telo in HDPE.



Figura 6.30 - Zavorra a forchetta in ferro.

In seguito, sono state descritte più in dettaglio ed in successione le varie operazioni impiegate al fine di eseguire correttamente la fase di calaggio del telo.

Terminato lo scavo del pannello, con contestuale inserimento della miscela cemento-bentonitica, si procede con lo spostamento della macchina utilizzata per la fase di scavo. Dopodiché, si avvicina la gru (utilizzata per l'inserimento e la rimozione della zavorra in ferro dalla trincea) e si posiziona la bobina di supporto, sulla quale è arrotolato il telo in HDPE che è già stato sottoposto alle operazioni di saldatura dei giunti ed inserimento delle zavorre in calcestruzzo (Figura 6.31), in maniera parallela al cordolo guida.



*Figura 6.31 - Telo in HDPE montato sulla bobina di supporto e dotato sia delle zavorre in calcestruzzo che dei profili giuntati.*

In seguito, si ha lo srotolamento della geomembrana dal rullo con conseguente inserimento della stessa all'interno dello scavo ed in posizione centrale rispetto allo spessore del diaframma. Una volta posizionata correttamente la bobina di supporto sulla quale è presente il telo, essa viene stabilizzata mediante dei piedi posizionati alla base di questa macchina che esegue il calaggio, in modo tale da essere in piano anche su terreni scoscesi e scarsamente integri. Il profilo giuntato del telo, posizionato ad una sua estremità, deve essere perfettamente in bolla per poter essere sovrapposto a quello presente nello scavo (Figura 6.32), in modo da garantire la continuità tra i vari teli in HDPE. Tuttavia, siccome la miscela costituita da Solidur® ed acqua possiede un'elevata densità, le zavorre in calcestruzzo non risultano essere sufficienti a mandare la membrana in HDPE fino alla quota richiesta, che in alcuni tratti possono avere profondità anche superiori a 20 metri. Per tale motivo, per mezzo dell'impiego di una gru (Figura 6.33), viene agganciata sul telo anche una zavorra a forchetta in ferro.



*Figura 6.32 - Accoppiamento tra il giunto del telo posto sulla bobina e quello appartenente al pannello precedentemente realizzato evidenziato in rosso.*



*Figura 6.33 - Gru impiegata per il calaggio ed il sollevamento della zavorra in ferro.*

Infatti, nel momento in cui si va ad inserire il telo all'interno dello scavo, per i primi 3 - 4 metri il calaggio della geomembrana in HDPE avviene grazie al peso delle zavorre in calcestruzzo, dopodiché non scende più. In questo modo si rende necessario l'utilizzo della zavorra in ferro che presenta una certa spaccatura entro il quale viene inserito il telo (Figura 6.34) che viaggerà all'interno di questa apertura. Essa risulta quindi essere una specie di forbice che viene inserita all'interno del telo. La parte terminale di questa zavorra a forchetta poggia sui cordoli in calcestruzzo montati precedentemente sul telo, in quanto, allargandone la sezione, impediscono alla zavorra in ferro di scendere ulteriormente. Successivamente a tali operazioni, la spinta che

viene impressa dalla zavorra in ferro su quelle in calcestruzzo (sulla quale poggia) permette di spingere tutto il telo fino alla quota richiesta dal pannello in questione.



*Figura 6.34 - Inserimento della zavorra in ferro nel telo in HDPE mediante il supporto della gru.*

Una volta eseguita l'operazione di calaggio del telo e nel momento in cui esso ha raggiunto la profondità richiesta, quando la barra terminale va a trovarsi a livello del cordolo guida ed il telo è stato completamente srotolato dal tamburo (Figura 6.35), si procede rimuovendo la zavorra in ferro tramite la gru.



*Figura 6.35 - Telo in HDPE quasi completamente srotolato dalla bobina di supporto.*

Inizialmente la zavorra viene sollevata e portata fino a livello del piano campagna mediante un movimento verticale; dopodiché, la si porta fuori dallo scavo, sempre tramite la gru, per mezzo di un sistema tipo bilancino ponendo un altro aggancio ad un'estremità della zavorra e sollevando la struttura da questo lato. Questo sistema, riportato in Figura 6.36, permette quindi alla stessa di essere sfilata dal telo facendola così ruotare su sé stessa e portandola fuori dallo scavo.



*Figura 6.36 - Fase di rimozione della zavorra in ferro per mezzo del sollevamento della stessa da una sua estremità.*

Infine, nel momento in cui viene terminata la fase di realizzazione di un pannello con contestuale inserimento del telo in HDPE, deve essere inserito un tubo spalla (o palanca pulisci giunto) sulla parte della geomembrana che possiede il profilo giuntato scoperto e che ha la funzione di preservare e proteggere tale giunto dalla miscela cemento-bentonitica che potrebbe finirvi all'interno ed indurire con conseguente danneggiamento ed inutilizzo del giunto stesso. L'impiego di tale tubo spalla risulta essere particolarmente importante quando l'esecuzione dei pannelli deve essere interrotta per qualche giorno, ad esempio prima del fine settimana nella quale le lavorazioni vengono fermate, in modo da perseguire la protezione meccanica del giunto di raccordo libero. Successivamente, alla ripresa dei lavori, la palanca pulisci giunto deve essere rimossa poco prima dell'inserimento del successivo telo in HDPE, consentendone in questo modo il corretto incastro tra i giunti di pannelli adiacenti.

Al fine di eseguire tutte queste fasi in modo corretto risulta essere necessario che ci sia sempre coordinazione tra l'operatore che srotola il telo dalla bobina di supporto e quello che manda giù la zavorra in ferro dalla gru, affinché non si commettano manovre che possano causare ritardi. Nel caso in cui non si riscontrino problemi, l'operazione di calaggio del telo ha una durata compresa tra 20 e 30 minuti. Se invece il peso della zavorra in ferro spinge ma il rullo non cala opportunamente il telo e quindi non c'è abbastanza comunicazione tra i due operatori, allora la zavorra potrebbe rompere il cordolo in calcestruzzo imbullonato al telo. In questo caso bisogna quindi sollevare nuovamente il telo e risistemare il tutto, smuovendo anche con la benna il Solidur® che indurisce rapidamente e permette perciò poco margine di attesa.

## 6.5.2. Problemi riscontrati e modifiche durante la fase esecutiva

I lavori per il diaframma plastico, come è già stato precedentemente detto, sono iniziati nella zona a ridosso del rilevato ferroviario e più precisamente nello spigolo compreso tra il Lotto 1 ed il tratto A del Lotto 2 (Figura 6.37). In tale zona era presente un vecchio giunto che, con diverse difficoltà, è stato possibile rimuovere. Tuttavia, in quest'area si è osservata l'impossibilità di collegarsi al giunto del Lotto 1 per l'inizio dei lavori della barriera impermeabile del Lotto 2. In questo modo, si è deciso di eseguire uno scavo senza telo mediante un pannello di prova e successivamente si è realizzato un nuovo pannello dalla quale si sono poi collegati per la messa in opera del nuovo diaframma (Lotto 2). In pratica, è stato quindi creato un nuovo giunto, per la partenza del diaframma, vicino al giunto vecchio che era stato precedentemente rimosso.



*Figura 6.37 - Spigolo in cui avviene la connessione tra Lotto 1 ed il tratto A del Lotto 2.*

Inizialmente, questo vecchio giunto, riportato in Figura 6.38, era stato rimosso dal terreno e pulito poiché lo si voleva riutilizzare. Tuttavia, si è notato che si lavora meglio con un giunto che possiede un'anima in ferro rispetto ad uno in plastica ed inoltre in alcuni tratti si sono dovute raggiungere profondità di 25 metri mentre questo vecchio giunto ha una lunghezza di 17 metri ed è un pezzo unico e quindi non può essere adattato alle varie profondità che si sono riscontrate durante l'esecuzione dei vari pannelli per poter essere quindi utilizzato come tubo spalla. Per questo motivo, si è deciso di impiegare dei moduli da 5, 3 e 2 metri per la costruzione del giunto in ferro in modo tale da poter così raggiungere tutte le profondità utilizzando tutte le diverse combinazioni possibili; ad esempio per pannelli di 25 metri sono stati impiegati 5 moduli da 5 metri. L'utilizzo di questo giunto in ferro risulta essere necessario al fine di impedire l'intromissione della miscela formata da Solidur® ed acqua all'interno del profilo giuntato in polietilene ad alta densità e che altrimenti causerebbe problemi per il successivo incastro con il telo successivo.



*Figura 6.38 - Giunto estratto dalla parte terminale del Lotto 1, posizionato nella zona Ovest del cantiere.*

Nella zona di intersezione tra Lotto 1 ed il tratto E del Lotto 2, situata nella zona Sud-Est del cantiere oggetto di studio, si può riscontrare lo stesso problema che si aveva nell'altro lato del diaframma del Lotto 1, nella quale si può notare il vecchio giunto (Figura 6.39) che non è stato possibile rimuovere. Questo vecchio diaframma viaggia parallelamente al rilevato ferroviario, in quanto era stato realizzato in direzione perpendicolare al flusso predominante delle acque sotterranee e a monte del sito inquinato, e nel momento in cui erano stati ultimati i lavori si era lasciato questo giunto come conclusione del Lotto 1. Inizialmente, si era prevista la rimozione di tale giunto con l'anima in plastica della lunghezza di 15 metri; tuttavia, a causa della difficoltà nell'estrazione che si era riscontrata nel giunto precedentemente descritto (posto nell'altro lato del Lotto 1) e della successiva impossibilità di collegamento tra giunti del Lotto 1 e quelli del Lotto 2, si è scelto di lasciarlo all'interno del terreno poiché vi era il rischio di strapparli e romperli durante la sua rimozione, in quanto esso si trova nel sito da ormai diversi anni. L'operazione che si è quindi decisa di seguire, in modo da chiudere questa cinturazione e garantire una certa continuità tra i due lotti, consiste nella realizzazione dell'ultimo pannello, facente parte del tratto E del Lotto 2, in maniera parallela e adiacente al vecchio diaframma. In questo caso si è deciso di eseguire il pannello internamente al sito inquinato e non esternamente come nel caso dell'altro lato del Lotto 1, poiché altrimenti non si ha spazio sufficiente alla sua realizzazione in quanto si va troppo a ridosso del rilevato ferroviario.



*Figura 6.39 - Giunto del vecchio diaframma (Lotto 1) localizzato nella zona Sud-Est del sito oggetto di studio.*

Riguardo alle zavorre in calcestruzzo impiegate, esse sono più pesanti e di dimensioni maggiori rispetto a quelle inizialmente considerate poiché non si sono rivelate sufficienti al lavoro che dovevano svolgere, in quanto rischiavano di essere distrutte durante la messa in opera del telo in HDPE a causa del peso eccessivo della zavorra in ferro, agente su di esse. Inoltre, sempre per tale motivo, è stato aumentato il numero di bulloni necessario a fissare le zavorre al telo, rispetto a quello calcolato in precedenza. Le zavorre in calcestruzzo effettivamente impiegate sono state riportate precedentemente in Figura 6.29a, mentre in Figura 6.40 si sono raffigurate quelle che erano state considerate in una fase iniziale e che sono state poi successivamente scartate.



*Figura 6.40 - Zavorre in calcestruzzo scartate perché troppo piccole e poco pesanti.*

Confrontando le profondità del diaframma effettivamente realizzate con quelle considerate inizialmente nella fase di progettazione, esse sono state un po' aumentate in modo tale da essere sicuri che la barriera si immorsasse correttamente all'interno dello strato marnoso impermeabile sottostante. Infatti, il concetto

base in fase progettuale era quello di inserire il diaframma plastico all'interno della marna per circa 3 metri, in modo tale da ottenere una cinturazione completa che vada ad incapsulare nel sito tutte le acque inquinate ed il percolato della discarica che altrimenti potrebbe inquinare le zone circostanti ad essa. Tuttavia, in fase esecutiva si è deciso di aumentare tutte le profondità di progetto dei vari pannelli in maniera tale da immorsarsi di 5 - 6 metri all'interno dello strato impermeabile sottostante ed essere così più cautelativi.

Per quanto riguarda le curve che si possono riscontrare durante l'esecuzione dei vari pannelli si è proceduto mediante diverse tecniche per la fase di calaggio del telo. Nel caso di piccole curve, come quelle accertate lungo il tratto D del diaframma plastico, la geomembrana in HDPE si è riuscita ad inserire più o meno facilmente mediante la tecnica standard descritta precedentemente e senza particolari difficoltà. Invece, si sono verificati alcuni problemi durante il calo del telo nei pressi dell'angolo presente tra i tratti B e C e quello compreso tra i tratti D ed E del Lotto 2. Tale fase è stata eseguita con due metodologie differenti per i diversi angoli:

- Angolo compreso tra i tratti B e C: il telo dalla larghezza di 5,10 metri è stato piegato e mandato giù a 90°. Per permettere tale operazione sono state posizionate tre file di zavorre in calcestruzzo poste una sopra l'altra (anziché una fila come negli altri casi), per appesantire maggiormente la struttura, che sono state così disposte per ciascun lato dell'angolo e che sono state fabbricate in modo tale da avere una lunghezza dimezzata rispetto a quella considerata nel caso standard. Inoltre, per mezzo di una barra di ferro posta nell'angolo, è stato possibile piegare la geomembrana a 90°. Attraverso tali accorgimenti e soprattutto grazie al peso delle tre file di zavorre in calcestruzzo, è stato possibile calare il telo fino a 12 metri di profondità, dopodiché si è reso necessario l'impiego della zavorra in ferro che è stata calata, sempre per mezzo della gru, solo da un lato dell'angolo in modo da riuscire così a spingere l'intera membrana in HDPE fino alla profondità richiesta di circa 20 metri. Tuttavia, tale sistema non è stato più impiegato per l'angolo successivo, in quanto ha causato un rallentamento nelle operazioni a causa dei diversi problemi che si sono riscontrati durante la fase operativa.
- Angolo compreso tra i tratti D ed E: in questo caso, invece, si è arrivati a 2,80 metri dall'angolo e quindi si è deciso di eseguire un pannello di dimensioni inferiori rispetto a quelli descritti precedentemente. In questo modo, l'azienda Imperfogli, che si occupa della saldatura dei giunti alla membrana in HDPE nel cantiere, ha realizzato un telo dalla larghezza di 2,80 metri, partendo da quello standard di 5,10 metri, che è andato così a costituire la parte terminale del tratto D. Dopodiché, nell'angolo è stata posizionata una palancola con i giunti disposti a 90°. Infine, tale angolo è stato completato mediante la realizzazione del primo pannello del tratto E, eseguito con la modalità standard e quindi con un telo di larghezza pari a 5,10 metri.

## 7. Monitoraggio

Il monitoraggio di quest'area oggetto di studio viene eseguito principalmente con lo scopo di verificare tre aspetti molto importanti:

- Controllo topografico per mezzo di mire ottiche posizionate a ridosso del rilevato ferroviario, al fine di accertare l'assenza di movimenti dello stesso durante l'esecuzione dei vari interventi di realizzazione del diaframma;
- Monitoraggio inclinometrico per verificare che non ci siano sgrottamenti o locali cedimenti a seguito dell'esecuzione degli interventi di messa in sicurezza;
- Controllo della variazione del livello piezometrico mediante l'impiego di opportuni piezometri localizzati all'interno del sito ed analisi sulla qualità delle acque.

### 7.1. Controllo topografico

Il controllo topografico del rilevato ferroviario è molto importante in quanto gli interventi effettuati per la messa in sicurezza del sito ex Ecolibarna non devono interferire in alcun modo sulla posizione del rilevato stesso, poiché si potrebbero verificare degli sgrottamenti ed alcuni cedimenti a seguito dell'attività svolta in cantiere. A tale scopo, nell'area di cantiere, ed in particolare in prossimità della ferrovia, sono state disposte diverse mire catarinfrangenti (o prismi) con la funzione di verificarne la posizione durante tutta la durata di esecuzione del cantiere. Le misure sono state rese possibili mediante l'utilizzo della stazione totale e grazie alla presenza di due caposaldi (Z1 e Z2).

I prismi localizzati sul rilevato ferroviario e nella zona a Sud-Est del cantiere, riportata in Figura 7.1, sono indicati con i simboli T1, T2 e T3 e derivano da una prima livellazione eseguita in questa determinata area a partire dalla stazione totale indicata come ST100.

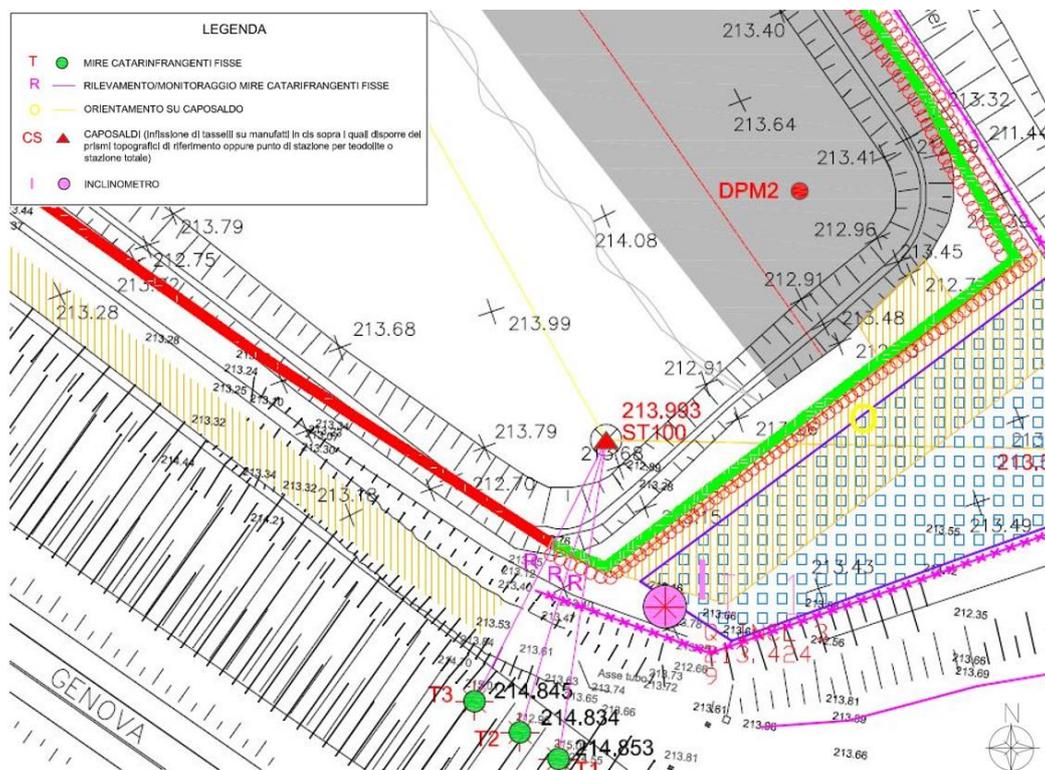


Figura 7.1 - Individuazione dei prismi nella zona Sud-Est del cantiere.

Nel caso in cui si verifichi qualche movimento strano tra questi tre prismi o qualche cedimento (eventi comunque molto improbabili viste le lavorazioni che sono state eseguite), si dovrà provvedere immediatamente ad avvisare la Rete Ferroviaria Italiana (RFI) che dovrà controllare, il giorno seguente da quando viene dato l'allarme o nell'immediato se è un fatto grave, l'effettivo danno subito dal rilevato ferroviario. In questo modo, la RFI dovrà mandare degli addetti che con una specifica macchina hanno il compito di controllare la rispettiva quota dei binari.

Nella zona Ovest del cantiere oggetto di studio (riportata in Figura 7.2) è stata, invece, eseguita un'altra livellazione mediante la stazione totale posizionata nel punto ST200 e calibrata per mezzo del caposaldo Z2. Le mire catarinfrangenti che si sono così andate a controllare sono quelle indicate con T4, T5, T6, T7 e T8 che risultano essere posizionate nelle vicinanze di un ponte che collega due parti della rete ferroviaria. In tal modo si riesce a controllare questo manufatto in cemento ed osservare se si verificano degli spostamenti sulle ali del sottopasso della ferrovia. Nel caso in cui si accertino dei cedimenti, mediante tali prismi, viene avvisata la Rete Ferroviaria Italiana (RFI), come precedentemente detto, che ha il compito di verificare la veridicità di questi presunti spostamenti.

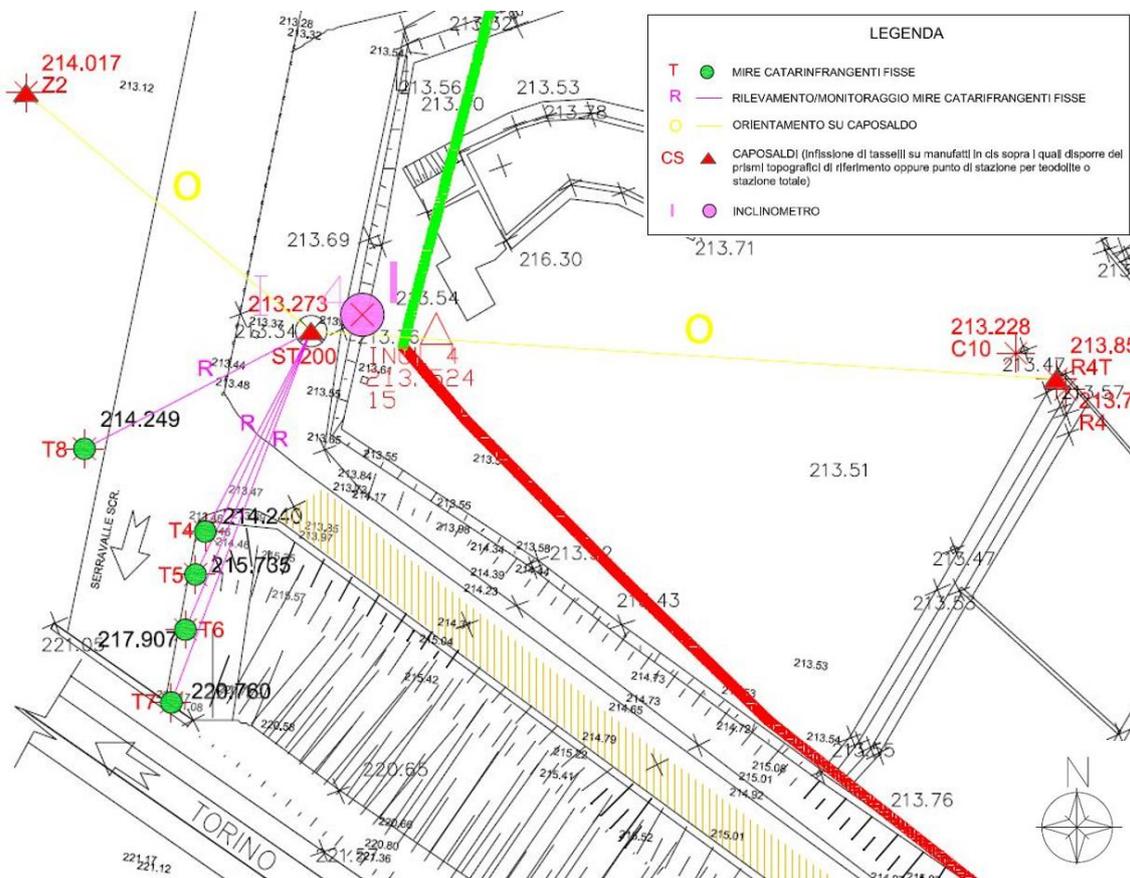


Figura 7.2 - Indicazione dei prismi localizzati nella zona Ovest del cantiere.

La prima misurazione della quota dei prismi mediante stazione totale è chiamata "livellazione zero", in quanto è stata eseguita in data 19 novembre 2019, cioè quando i vari interventi di messa in sicurezza del sito in questione non erano stati ancora iniziati. In base ai risultati ottenuti grazie a questa prima livellazione, si sono così potuti confrontare quelli ricavati nei mesi successivi, cioè quelli eseguiti mentre alcune lavorazioni erano già state realizzate.

Inoltre, nella Figura 7.3 è stata riportata una fotografia del rilevato ferroviario nella zona posta a Sud-Est del cantiere e, inoltre, in rosso è stata evidenziata la presenza di uno dei tre prismi collocati in tale area.

Con il proposito di verificare che non ci siano state delle variazioni significative dei prismi localizzati nella zona Ovest del cantiere (T4, T5, T6, T7 e T8), si sono considerate la livellazione n. 6 (Figura 7.4) e quella n. 11 (Figura 7.5) che sono state eseguite rispettivamente durante la realizzazione del tratto A1 - B1 e di quello B1 - B2.



Figura 7.3 - a) Porzione del rilevato ferroviario localizzato nella zona a Sud-Est del cantiere, con evidenziato mediante un cerchio rosso il prisma; b) Ingrandimento della mira catarinfrangente.

Commissa: 3983 Livellazione Nr. : 6 Sigla zona: Zona Rilevato FS  
 Zona: Serravalle Scrivia- via Gambarato  
 in data: 29/06/2020 h: 09:00

PUNTI	DISLIVELLI COMPENSATI cm	QUOTE CONVENZIONALI m	VARIAZIONI planimetriche RIFERITE ALLA 1° LIVELLAZIONE mm	VARIAZIONI altimetriche RIFERITE ALLA 1° LIVELLAZIONE mm	VARIAZIONI RIFERITE ALLA PRECEDENTE mm	DATE RIFERITE ALLA PRECEDENTE
Z1	60.9	214.244	0	0	0	26/06/2020
T1	-1.9	214.853	0	0	0	26/06/2020
T2	1.1	214.834	0	0	0	26/06/2020
T3	-127.2	214.845	0	0	0	26/06/2020
R1T	28.6	213.573	0	0	0	26/06/2020
R4T	38.3	213.859	0	0	0	26/06/2020
T4	149.3	214.242	1	2	1	26/06/2020
T5	217.3	215.735	0	0	-1	26/06/2020
T6	285.3	217.908	0	1	-1	26/06/2020
T7	-651.1	220.761	0	0	-1	26/06/2020
T8	-23.3	214.250	0	1	-1	26/06/2020
Z2		214.017	0	0	0	26/06/2020

NOTE: T1 - T2 - T3 Nessuna lavorazione effettuata  
 T4 - T5 - T6 - T7 - T8 Scavo diaframma tratto A1-B1

Comune di Serravalle Scrivia (AL)

per l'Impresa  
 PER L'IMPRESA ADALTANTE  
 S.p.A.  
 Sede Legale ed Amministrativa:  
 Via Nobel 9/A - 41122 PARMA (PR)  
 Cod. Fiscale Part. IVA 00153380340

Figura 7.4 - Livellazione n. 6 del 29 giugno 2020 eseguita durante lo scavo del diaframma nel tratto A1 - B1.

Commissa: 3983 Livellazione Nr. : 11

Sigla zona: Zona Rilevato  
FS

Zona: Serravalle Scrivia- via Garbarato

in data: 15/07/2020

h: 15:30

PUNTI	DISLIVELLI COMPENSATI cm	QUOTE CONVENZIONALI m	VARIAZIONI planimetriche	VARIAZIONI altimetriche	VARIAZIONI	DATE
			RIFERITE ALLA 1° LIVELLAZIONE mm	RIFERITE ALLA 1° LIVELLAZIONE mm	RIFERITE ALLA PRECEDENTE mm	RIFERITE ALLA PRECEDENTE
Z1		214.244	0	0	0	03/07/2020
T1	60.9	214.853	0	0	0	03/07/2020
T2	-1.9	214.834	0	0	0	03/07/2020
T3	1.1	214.845	0	0	0	03/07/2020
R1T	-127.2	213.573	0	0	0	03/07/2020
R4T	28.6	213.859	0	0	0	03/07/2020
T4	38.3	214.242	0	2	-1	03/07/2020
T5	149.3	215.735	-1	0	-1	03/07/2020
T6	217.3	217.908	0	1	-1	03/07/2020
T7	285.2	220.760	-1	0	-1	03/07/2020
T8	-651.0	214.250	0	1	-1	03/07/2020
Z2	-23.3	214.017	0	0	0	03/07/2020

NOTE: T1 - T2 - T3 Nessuna lavorazione effettuata  
T4 - T5 - T6 - T7 - T8 Scavo diaframma tratto B1-B2

Comune di Serravalle Scrivia (AL)

per l'Impresa  
PER L'IMPRESA ASSALTANTE  
  
Sede Legale ed Amministrativa:  
Via Nobel/9/A - 01122 PARMA (PR)  
Cod. Fiscale Part. IVA 00153380340

Figura 7.5 - Livellazione n. 11 del 15 luglio 2020 eseguita durante la realizzazione del diaframma nel tratto B1 - B2.

Grazie ai dati presenti nelle schede precedentemente riportate, si sono osservate delle variazioni altimetriche e planimetriche, riferite alla prima livellazione, insignificanti di  $\pm 1$  mm per entrambe le misurazioni considerate, che probabilmente sono dovute alla precisione dello strumento utilizzato nel rilevamento. Infatti, le distanze misurate con il prisma e la stazione totale hanno una precisione di 1 - 2 mm, mentre per variazioni significative si intendono quelle che possiedono degli spostamenti, rispetto alla livellazione zero, superiori a 5 mm. In quest'ultimo caso bisogna fare un'altra livellazione il giorno successivo, in modo da controllare se lo spostamento rilevato precedentemente si è realmente verificato o no, in quanto potrebbe essere possibile che lo strumento utilizzato abbia effettuato la misura in modo non corretto o che ciò sia dovuto alla precisione della stazione totale.

Successivamente, durante l'esecuzione dei diaframmi nella parte terminale del Lotto 2 (tratti D ed E) sono stati analizzati anche i prismi T1, T2 e T3 posizionati nella zona Sud-Est del cantiere. A titolo esemplificativo, nella Figura 7.6 sono stati riportati i risultati della livellazione n. 24 (realizzata il 27 gennaio 2021 durante lo scavo del diaframma nel tratto E1 e E2) nella quale, come spiegato precedentemente, si possono notare delle variazioni millimetriche che risultano essere insignificanti per quanto riguarda l'effettivo spostamento del rilevato ferroviario dalla sua posizione originaria.

Commissa: 3983 Livellazione Nr. : 24 Sigla zona: Zona Rilevato FS  
 Zona: Serravalle Scrivia- via Garbarato  
 in data: 27/01/2021 h: 16:00

PUNTI	DISLIVELLI COMPENSATI cm	QUOTE CONVENZIONALI m	VARIAZIONI planimetriche RIFERITE ALLA		VARIAZIONI altimetriche RIFERITE ALLA		DATE RIFERITE ALLA PRECEDENTE
			1° LIVELLAZIONE mm	1° LIVELLAZIONE mm	PRECEDENTE mm	PRECEDENTE mm	
Z1	60.6	214.244	0	0	0	26/01/2021	
T1	-1.9	214.850	0	-3	0	26/01/2021	
T2	1.1	214.831	-2	-4	0	26/01/2021	
T3	-126.9	214.842	0	-3	0	26/01/2021	
R1T	28.6	213.573	0	0	0	26/01/2021	
R4T	37.6	213.859	0	0	0	26/01/2021	
T4	149.6	214.235	0	-5	0	26/01/2021	
T5	217.2	215.731	-1	-4	0	26/01/2021	
T6	285.2	217.903	0	-4	0	26/01/2021	
T7	-651.0	220.755	-1	-5	0	26/01/2021	
T8	-22.8	214.245	0	-4	0	26/01/2021	
Z2		214.017	0	0	0	26/01/2021	

NOTE: T1 - T2 - T3 Scavo diaframma tratto E1-E2

Comune di Serravalle Scrivia (AL)

per l'impresa  
 PER L'IMPRESA ADALTAITE  
 Sede Legale ed Amministrativa:  
 Via Nobil/5/A/2012 PARMA (PR)  
 Cod. Fiscale Part IVA 06153380340

Figura 7.6 - Livellazione n. 24 del 27 gennaio 2021 eseguito per il controllo dei prismi T1, T2 e T3.

In conclusione, si può quindi affermare che le lavorazioni eseguite nei pressi del rilevato ferroviario non hanno prodotto alcuno spostamento degno di nota.

## 7.2. Monitoraggio inclinometrico

L'area oggetto di studio è caratterizzata dalla presenza di quattro inclinometri denominati I1, I2, I3 e I4 di lunghezza pari a circa 21 metri ciascuno. La lettura di taratura (o "lettura zero") è stata effettuata il giorno 23 novembre 2019, mentre la prima lettura di esercizio, successivamente descritta, è stata eseguita in data 29 maggio 2020.

Per quanto riguarda la strumentazione utilizzata per le misure, si è considerata una sonda inclinometrica costituita da un inclinometro con tecnologia MEMS di produzione OTR, modello OG310M, dotata di due carrelli a ruote per l'inserimento nelle guide dei tubi (Figura 7.7). I due sensori sono disposti tra loro ortogonalmente ed in asse con il corpo sonda. Il cavo elettrico di collegamento, munito di connettore subacqueo, stagno fino a 50 bar, garantisce il sostegno della sonda nelle posizioni previste durante le misure e presenta anche delle tacche di riferimento vulcanizzate ogni 50 cm. I dati inclinometrici, invece, sono rilevati da un trasduttore elettrico e da una centralina per l'amplificazione e la visualizzazione dei segnali provenienti dai sensori con convertitore analogico-digitale. I dati così ottenuti sono stati elaborati mediante comparazione differenziale con la misura di riferimento. Considerando la fase operativa di cantiere, si è proceduto all'esecuzione di ogni lettura su quattro guide e quindi le misure sono state realizzate in discesa dalla sommità del foro verso il fondo foro con passo di lettura pari a 0,5 m.



Figura 7.7 - Tubo inclinometrico I4 visto dall'alto con indicazione dell'azimut.

Nelle seguenti tabelle (Tabella 7.1) sono stati sintetizzati i dati relativi alla strumentazione installata ed alla modalità di lettura.

Tabella 7.1 - Dati relativi ai quattro diversi inclinometri.

Inclinometro I1		Inclinometro I3	
Lunghezza tubo	21 m circa	Lunghezza tubo	21 m circa
Lunghezza letta	21,0 m	Lunghezza letta	21,0 m
Modalità lettura	In discesa ogni 50 cm	Modalità lettura	In discesa ogni 50 cm
Angolo guida 1 con il Nord	120°	Angolo guida 1 con il Nord	70°
Posizione cavo	G2	Posizione cavo	G3
Direzione versante	Est-sudest	Direzione versante	Est-sudest
Data lettura di zero	23.10.2019	Data lettura di zero	23.10.2019

Inclinometro I2		Inclinometro I4	
Lunghezza tubo	21 m circa	Lunghezza tubo	21 m circa
Lunghezza letta	21,0 m	Lunghezza letta	21,0 m
Modalità lettura	In discesa ogni 50 cm	Modalità lettura	In discesa ogni 50 cm
Angolo guida 1 con il Nord	110°	Angolo guida 1 con il Nord	110°
Posizione cavo	G1	Posizione cavo	G1
Direzione versante	Est-sudest	Direzione versante	Est-nordest
Data lettura di zero	23.10.2019	Data lettura di zero	23.10.2019

Tuttavia, per la maggior parte degli inclinometri considerati non è stato possibile eseguire la misura a causa della rottura del tubo inclinometrico dovuto alle operazioni di jet-grouting realizzate precedentemente. L'unico inclinometro ancora in funzione è quello denominato I4 che si trova nell'angolo compreso tra il Lotto 1 ed il tratto A del Lotto 2. In seguito, sono state descritte le misure che si sono effettuate o che si sono provate ad eseguire nei quattro diversi inclinometri:

- **Inclinometro I1:** possibile rottura del tubo inclinometrico. In particolare, la sonda testimone si è fermata alla profondità di circa 8,50 metri dalla testa del tubo e, perciò, la misura non è stata eseguita. Nella Figura 7.8 è stata raffigurata la posizione nel cantiere dell'inclinometro I1 con rispettiva fotografia dello stesso;

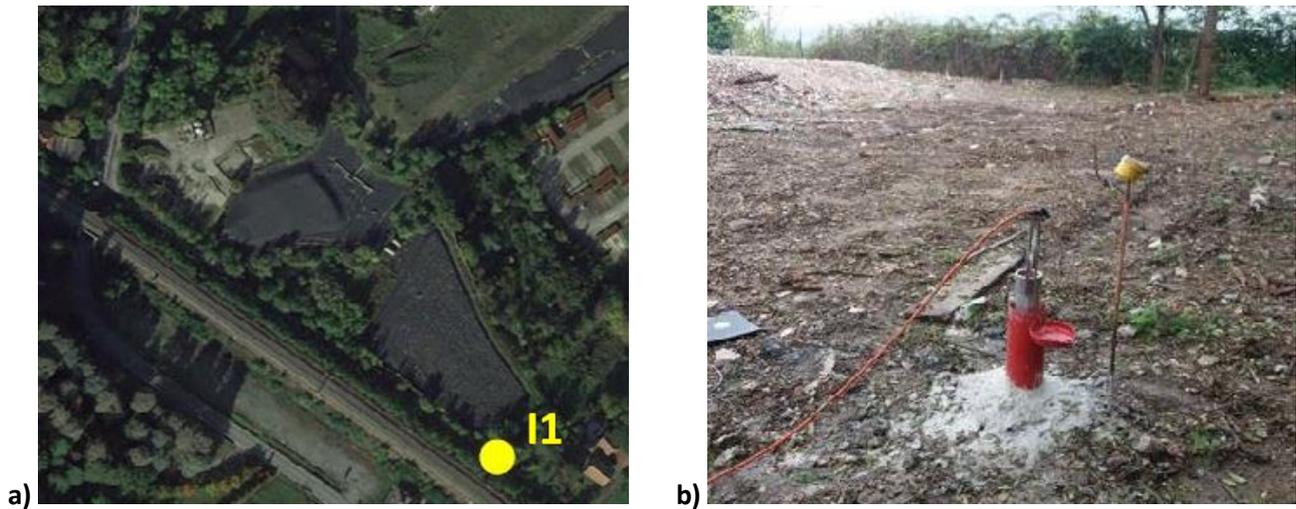


Figura 7.8 - a) Inquadramento di I1 nel cantiere; b) Foto dell'inclinometro I1.

- **Inclinometro I2:** rottura del tubo inclinometrico in quanto la sonda testimone si è fermata a circa 8 metri dal piano campagna. A tale profondità è stata rilevata la presenza di un “gradino” con conseguente arresto della sonda. Anche in questo caso la misura non è stata effettuata. La localizzazione nel sito e la raffigurazione dell'inclinometro I2 è stata riportata in Figura 7.9;

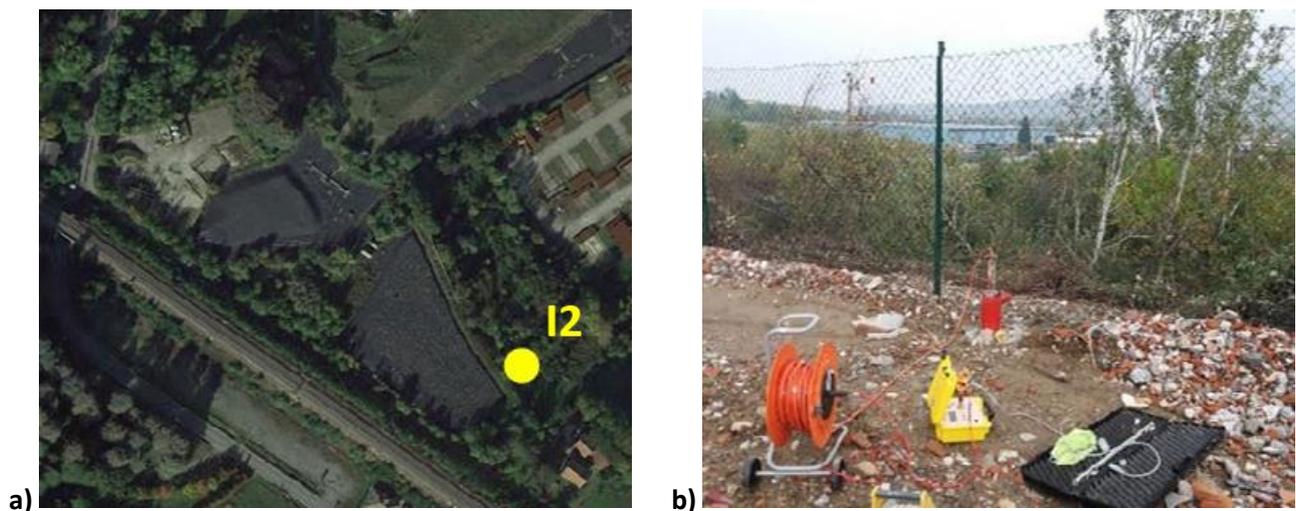
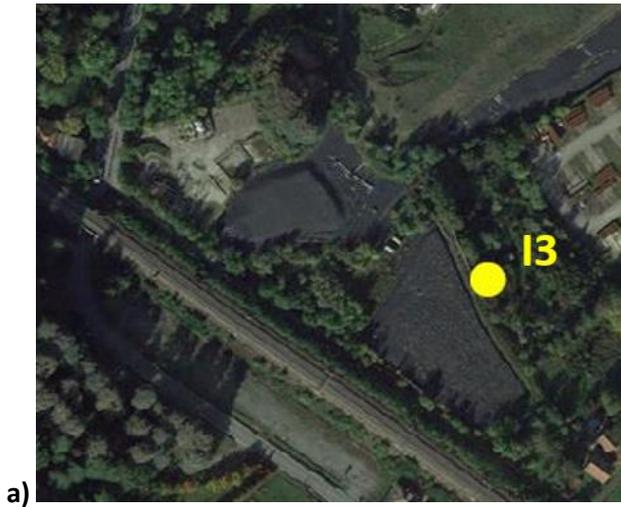


Figura 7.9 - a) Inquadramento di I2 nel cantiere; b) Foto dell'inclinometro I2.

- **Inclinometro I3:** la misura non è stata eseguita poiché si è rotta anche la sonda testimone. Tuttavia, in Figura 7.10 è stata raffigurata la posizione e la fotografia dell'inclinometro I3 presente nel sito oggetto di studio;



a)



b)

Figura 7.10 - a) Inquadramento di I3 nel cantiere. b) Foto dell'inclinometro I3.

- **Inclinometro I4:** risulta essere l'unico tubo inclinometrico, presente nel cantiere oggetto di studio, in cui è stato possibile effettuare la misura. Per mezzo dell'esecuzione di tali misure all'interno dell'inclinometro denominato I4, mediante sonda inclinometrica, si è potuto osservare uno spostamento massimo di circa 0,50 mm alla profondità di circa 2 metri, come riportato in Figura 7.11.

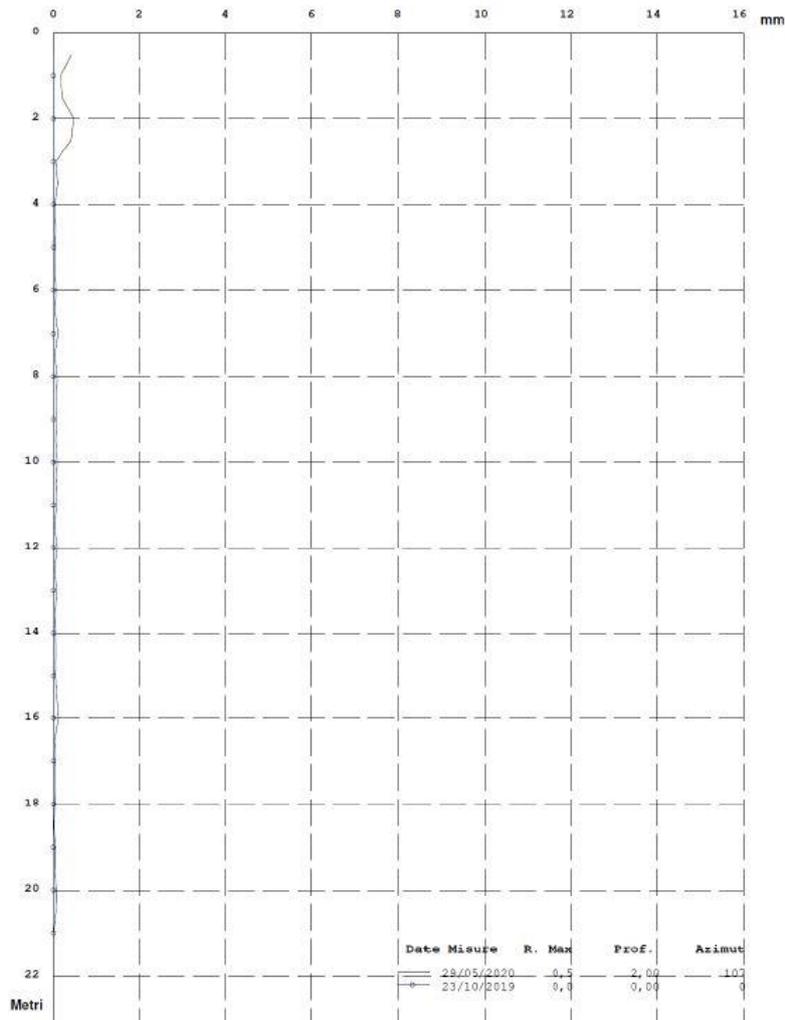


Figura 7.11 - Grafico raffigurante la risultante del movimento per punti rispetto all'origine.

Gli spostamenti per sommatoria (riportati in Figura 7.12) sono di circa 1,9 mm nei primi due metri e sono dovuti probabilmente al passaggio di mezzi pesanti nelle immediate vicinanze. Infine, la misura dell'azimut indica una direzione di deformazione verso Sud-Ovest.

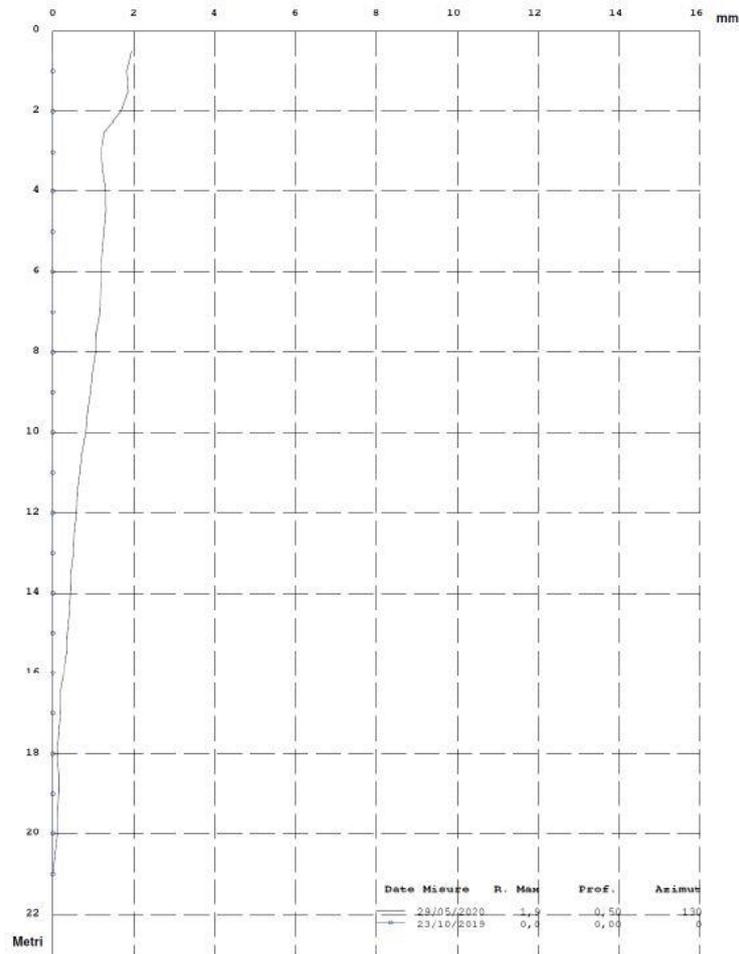


Figura 7.12 - Grafico della risultante dei movimenti per sommatoria rispetto all'origine.

Come per i precedenti inclinometri, anche in questo caso sono stati riportati in Figura 7.13 la collocazione ed una fotografia dello stesso.

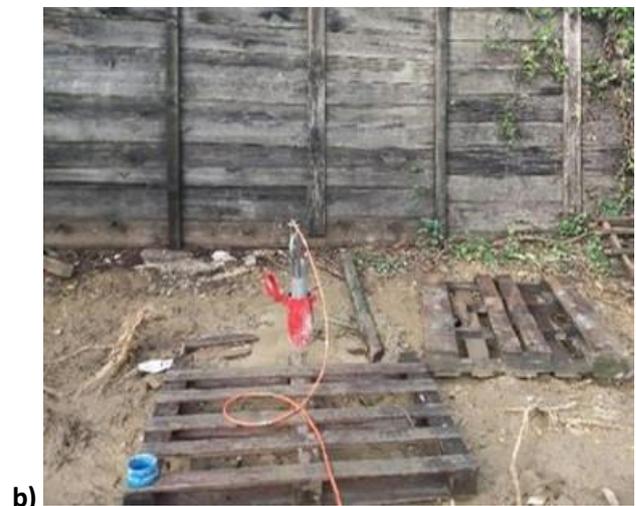


Figura 7.13 - a) Inquadramento di I4 nel cantiere. b) Foto dell'inclinometro I4.

### 7.3. Monitoraggio piezometrico

Il monitoraggio del livello della falda sotterranea ed il controllo della qualità dell'acqua risultano essere di fondamentale importanza al fine di verificare che gli interventi realizzati in questo cantiere riescano effettivamente ad incapsulare la sorgente contaminante, non andando più ad inquinare le zone circostanti a tale area. Infatti, lo scopo principale di questa cinturazione è proprio quello di preservare la falda.

I dati relativi alla falda acquifera sotterranea sono stati ricavati dai piezometri (Figura 7.14) disposti sia all'interno che all'esterno della cinturazione costituita dal diaframma plastico.



Figura 7.14 - Piezometri presenti all'interno del cantiere oggetto di studio.

Nella Figura 7.15 è riportata la collocazione dei vari piezometri presenti nel sito. Tuttavia, in tale figura non è stato possibile riportare il piezometro denominato ESTPZ - 08 posto vicino all'ingresso Nord del cantiere.

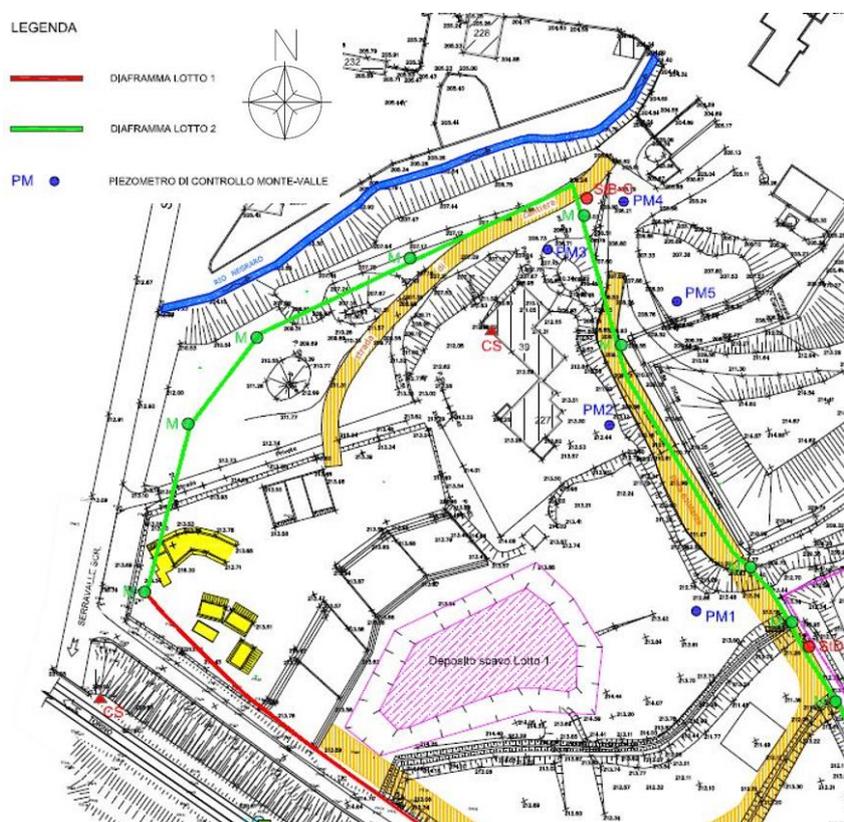


Figura 7.15 - Inquadramento dei piezometri localizzati nel cantiere oggetto di studio.

La prima misura effettuata per i cinque nuovi piezometri, precedentemente raffigurati, è stata eseguita in data 23 ottobre 2019. Nella Tabella 7.2 sono stati riportati i dati ottenuti da questa prima rilevazione.

Tabella 7.2 - Controllo falda del 23 ottobre 2019.

N° PIEZ.	POSIZIONE	QUOTA BASE	LETTURE	Q. FALDA DI RIFERIMENTO	Q. FALDA RILEVATA	DIFFERENZA
ESTPZ - 19 FS	Base rilevato FS	214.26	1.40	214.26	212.86	-1.40
PZ - S 07	Tratto a nord diaframma B1-B2	211.93	2.16	211.93	209.77	-2.16
ESTPZ - 08	Ingresso a nord esterno al cant.	201.25	6.18	201.25	195.07	-6.18
PM - 1	Nuovo Piezometro	212.22			212.22	212.22
PM - 2	Nuovo Piezometro	212.64			212.64	212.64
PM - 3	Nuovo Piezometro	206.66			206.66	206.66
PM - 4	Nuovo Piezometro	206.49			206.49	206.49
PM - 5	Nuovo Piezometro	208.32			208.32	208.32

Successivamente, sono stati realizzati altri tre controlli del livello della falda sotterranea nei giorni: 8 novembre 2019, 3 febbraio 2020 e 8 luglio 2020. In particolar modo si è considerata quest'ultima misurazione che, da come si evince dalla Tabella 7.3, permette di osservare come in tutti i piezometri si è verificato un abbassamento del livello della falda acquifera rispetto al primo rilevamento, probabilmente dovuto alla realizzazione del diaframma plastico nella zona adiacente ai cinque piezometri eseguita in quei mesi.

Tabella 7.3 - Controllo falda del 8 luglio 2020.

N° PIEZ.	POSIZIONE	QUOTA BASE	LETTURE	Q. FALDA DI RIFERIMENTO	Q. FALDA RILEVATA	DIFFERENZA
ESTPZ - 19 FS	Base rilevato FS	214.26	4.20	214.26	210.06	-4.20
PZ - S 07	Tratto a nord diaframma B1-B2	211.93	7.10	211.93	204.83	-7.10
ESTPZ - 08	Ingresso a nord-est esterno al cant.	201.25	10.20	201.25	191.05	-10.20
PM - 1	Nuovo Piezometro	212.22	2.90	212.22	209.32	-2.90
PM - 2	Nuovo Piezometro	212.64	2.10	212.64	210.54	-2.10
PM - 3	Nuovo Piezometro	206.66	0.00	206.66	206.66	0.00
PM - 4	Nuovo Piezometro	206.49	7.30	206.49	199.19	-7.30
PM - 5	Nuovo Piezometro	208.32	3.90	208.32	204.42	-3.90

Tuttavia, i controlli più significativi saranno quelli eseguiti ad opera ultimata, al fine di verificare che l'opera di messa in sicurezza dia effettivamente i risultati sperati. Inoltre, nella Figura 7.16 è stato riportato il grafico dell'andamento della falda sotterranea per i quattro controlli fino ad allora effettuati e per i diversi piezometri considerati.

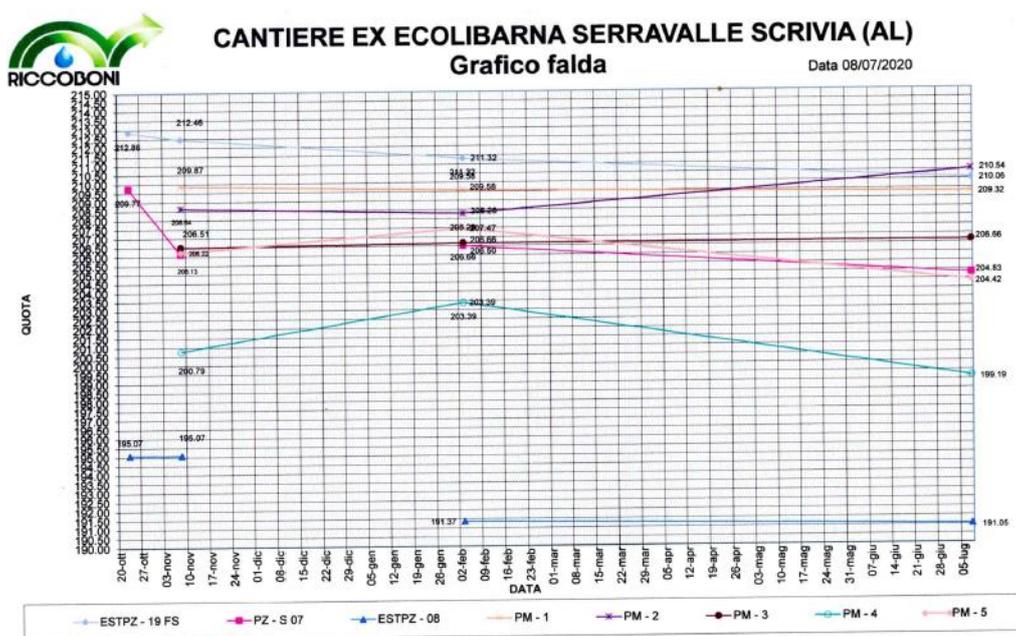


Figura 7.16 - Grafico dell'andamento della falda dal 23 ottobre 2019 al 8 luglio 2020.

## 7.4. Controllo della qualità delle acque sotterranee

Per le analisi chimiche dell'acqua, i campioni sono stati raccolti dal piezometro denominato ESTPZ - 08 posto nelle vicinanze dell'ingresso Nord del cantiere e posto al di fuori dello stesso, in modo da vedere se l'opera di messa in sicurezza del sito funzionasse realmente, in quanto lo scopo principale di questo intervento è proprio quello di preservare la falda sotterranea ed il Rio Negraro. I campioni d'acqua sono prelevati ogni tre mesi da questo piezometro esterno al cantiere e sono analizzati a carico dell'azienda Environ-Lab S.r.l. Alcuni risultati si possono comunque già evidenziare dopo circa un anno dal primo prelievo. I campionamenti che si sono considerati sono quelli effettuati in quattro diversi giorni:

- 7 febbraio 2020: le acque prelevate presentano il superamento del limite massimo consentito (considerando le concentrazioni soglia di contaminazione nelle acque sotterranee) per il contenuto di ferro, manganese, benzene, triclorometano, cloruro di vinile, sommatoria degli organoalogenati, 1,2-dicloropropano, 1,1,2-tricloroetano, 1,1,2,2-tetracloroetano, dibromoclorometano e bromodiclorometano. Nella Tabella 7.4, a titolo esemplificativo, è stata riportata una parte dei risultati delle analisi chimiche effettuate in quel giorno.

Tabella 7.4 - Risultati delle analisi chimiche dell'acqua sotterranea prelevata dal piezometro ESTPZ - 08 il giorno 7 febbraio 2020.

Risultati delle Prove				
Prova	U.M	Metodo	Risultato	Lim.Max.
Parametri misurati in loco:				
pH	unità pH	APAT CNR IRSA 2060 Man 29 2003	6,8	
conducibilità elettrica specifica a 20 °C	µS/cm	UNI EN 27888:1995	1008	
Parametri misurati in laboratorio:				
richiesta biochimica di ossigeno (BOD5)	mg/l O2	APHA Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater ed 23rd 2017 5210 D	28,0	
richiesta chimica di ossigeno (COD)	mg/l O2	APAT CNR IRSA 5130 Man 29 2003	76	
alluminio	µg/l	UNI EN ISO 17294-2:2016	< 5	200
antimonio	µg/l	UNI EN ISO 17294-2:2016	< 0,1	5
arsenico	µg/l	UNI EN ISO 17294-2:2016	4,9	10
cadmio	µg/l	UNI EN ISO 17294-2:2016	< 0,1	5
cromo	µg/l	UNI EN ISO 17294-2:2016	9,6	50
ferro	µg/l	UNI EN ISO 17294-2:2016	▶ 1211	200
manganese	µg/l	UNI EN ISO 17294-2:2016	▶ 1580	50
mercurio	µg/l	UNI EN ISO 17294-2:2016	< 0,01	1
nicel	µg/l	UNI EN ISO 17294-2:2016	8	20
piombo	µg/l	UNI EN ISO 17294-2:2016	< 0,5	10
rame	µg/l	UNI EN ISO 17294-2:2016	8,2	1000
selenio	µg/l	UNI EN ISO 17294-2:2016	9	10
zinco	µg/l	UNI EN ISO 17294-2:2016	9,5	3000
cianuri	µg/l	M.U. 2251:08 par.6.4	< 10	50
fluoruri	µg/l	UNI EN ISO 10304-1:2009	345	1500

▶ I parametri contraddistinti dal simbolo a lato sono fuori limite, senza tener conto dell'incertezza di misura.

- 15 ottobre 2020: le acque prelevate in questa data, invece, presentano il superamento del limite massimo consentito per il contenuto di manganese (maggiore rispetto al campionamento precedente), benzene e idrocarburi totali espressi come n-esano.

- 14 dicembre 2020: queste acque, raccolte quasi alla conclusione dell'intervento di messa in sicurezza, presentano solo il superamento del limite massimo consentito (per quanto riguarda le concentrazioni soglia di contaminazione nelle acque sotterranee) per il contenuto di ferro e manganese. Rispetto al prelievo effettuato tre mesi prima si può osservare un miglioramento in quanto i valori massimi consentiti per benzene e idrocarburi totali non è più oltrepassato.
- 18 febbraio 2021: le ultime analisi chimiche che si sono potute analizzare sono state effettuate dopo circa un anno dal primo campionamento. Esse presentano dei valori simili a quelli ricavati due mesi prima, poiché superano le concentrazioni massime consentite nelle acque sotterranee solo per quanto riguarda il ferro ed il manganese.

Inoltre, nella Tabella 7.5 sono stati considerati tutti gli inquinanti che superavano i limiti nel primo campionamento e sono stati messi a confronto con quelli misurati nei mesi successivi.

*Tabella 7.5 - Comparazione di alcuni inquinanti nei tre diversi campionamenti con evidenziato in grassetto le concentrazioni che superano i valori soglia consentiti nelle acque sotterranee.*

Tipo di inquinante	Limite massimo	7 febbraio 2020	15 ottobre 2020	14 dicembre 2020	18 febbraio 2021
Ferro ( $\mu\text{g/l}$ )	200	<b>1211</b>	< 10	<b>2640</b>	<b>3550</b>
Manganese ( $\mu\text{g/l}$ )	50	<b>1580</b>	<b>2770</b>	<b>2250</b>	<b>1340</b>
Benzene ( $\mu\text{g/l}$ )	1	<b>17,1</b>	<b>1,54</b>	0,95	0,48
Triclorometano ( $\mu\text{g/l}$ )	0,15	<b>1,8</b>	< 0,1	< 0,1	< 0,1
Cloruro di vinile ( $\mu\text{g/l}$ )	0,5	<b>15,2</b>	< 0,01	< 0,01	< 0,01
Sommatoria organoalogenati ( $\mu\text{g/l}$ )	10	<b>25,8</b>	0,29	< 0,1	< 0,1
1,2-dicloropropano ( $\mu\text{g/l}$ )	0,15	<b>1,13</b>	< 0,01	0,033	< 0,01
1,1,2-tricloroetano ( $\mu\text{g/l}$ )	0,2	<b>0,67</b>	< 0,01	< 0,01	< 0,01
1,1,2,2-tetracloroetano ( $\mu\text{g/l}$ )	0,05	<b>1,0</b>	< 0,01	0,02	< 0,01
Dibromoclorometano ( $\mu\text{g/l}$ )	0,13	<b>0,19</b>	< 0,01	< 0,01	< 0,01
Bromodiclorometano ( $\mu\text{g/l}$ )	0,17	<b>0,4</b>	< 0,01	< 0,01	< 0,01
Idrocarburi totali espressi come n-esano ( $\mu\text{g/l}$ )	350	120	<b>1500</b>	300	< 100

Infine, osservando la Tabella 7.5 e mettendo a confronto le analisi chimiche del 7 febbraio 2020 con quelle effettuate il 18 febbraio 2021, si può osservare come in quest'ultima ci sia una diminuzione complessiva dei valori degli inquinanti, in quanto molti di questi che superavano le concentrazioni soglia di contaminazione nelle acque sotterranee nel 2020, l'anno successivo, invece, non le superano più.

Mediante tale osservazione si può, quindi, concludere che gli interventi eseguiti hanno dato alcuni miglioramenti per quanto riguarda la qualità delle acque sotterranee già solo dopo un anno dall'inizio dell'esecuzione del diaframma plastico.

Infine, dovranno essere effettuate nuovamente queste analisi chimiche dopo 60, 90 e 180 giorni dall'ultimazione dei lavori. In particolare, l'analisi più rappresentativa che potrà finalmente dare le prime indicazioni sulla reale efficacia dell'intervento di messa in sicurezza per il sito ex Ecolibarna sarà quello eseguito dopo sei mesi dall'ultimazione dei lavori. Tuttavia, dovranno essere programmati diversi campionamenti anche per gli anni a venire in modo da controllare che i valori di concentrazione degli inquinanti riescano progressivamente a diminuire nel tempo grazie a questo intervento di messa in sicurezza mediante diaframma plastico composito.

## 8. Analisi di laboratorio sui provini di Solidur®

Al fine di verificare che la miscela impiegata per la realizzazione dei diaframmi, costituita da Solidur® ed acqua, soddisfi delle determinate caratteristiche di resistenza e di permeabilità, sono stati ricavati dei campioni prelevati direttamente all'uscita dell'impianto di miscelazione. In particolare modo, considerando la determinazione dei parametri di resistenza, sette diversi provini sono stati sottoposti alla prova di compressione monoassiale presso il laboratorio messo a disposizione dal Politecnico di Torino. Invece, per quanto riguarda le prove di permeabilità, sono state prese in considerazione quelle eseguite a carico costante da parte dell'azienda GEOTEA S.r.l.

Come è già stato precedentemente accennato, ogni 100 m<sup>3</sup> di miscela confezionata devono essere preparati dei provini in degli appositi contenitori cilindrici da inviare ad un laboratorio attrezzato. Tra questi campioni, uno è destinato alla prova di compressione (eseguita dopo 28 giorni dal suo prelievo), mentre altri due sono impiegati per le prove di permeabilità, poiché quest'ultima deve essere valutata dopo 28 e 120 giorni dalla data di confezionamento dello stesso. I suddetti provini, prelevati dall'impianto, devono poi essere portati a maturazione, completamente immersi in una vasca piena d'acqua (Figura 8.1), alla temperatura di 20 °C, posizionata vicino all'impianto di miscelazione, in modo tale da garantirne la loro conservazione. Inoltre, i provini che presentano un diametro pari a 50 mm sono quelli destinati alla prova di resistenza, mentre quelli con una dimensione di circa 100 mm sono impiegati per le prove di permeabilità.



*Figura 8.1 - Vasca ripiena d'acqua e destinata al confezionamento dei provini di resistenza e permeabilità.*

I provini impiegati per le prove di permeabilità devono essere di forma cilindrica, con diametro uguale a 100 mm ed altezza pari a 100 mm. Invece, per le prove di resistenza alla compressione semplice sono stati impiegati dei campioni di forma cilindrica con diametro di 50 mm ed altezza di circa 100 mm (doppia rispetto al diametro). Tutti questi provini sono stati ottenuti da campioni di altezza maggiore.

Inoltre, le caratteristiche che la sospensione maturata ed indurita dovrà presentare e che dovranno quindi essere verificate dalle seguenti prove di resistenza e di permeabilità, sono state successivamente riportate:

- Resistenza alla compressione semplice dopo 28 giorni  $\approx 1$  MPa;
- Deformazione dopo 28 giorni  $\geq 0,8$  %;
- Permeabilità in cella triassiale dopo 28 giorni  $\leq 1 \cdot 10^{-10}$  m/s;
- Permeabilità in cella triassiale dopo 90 giorni  $\leq 5 \cdot 10^{-11}$  m/s.

## 8.1. Prove di resistenza alla compressione semplice

Le prove di resistenza alla compressione monoassiale, eseguite presso il laboratorio del Politecnico di Torino, sono state realizzate su sette diversi provini prelevati direttamente all'uscita dell'impianto di miscelazione presente nel sito ex Ecolibarna oggetto di studio.

L'attrezzatura impiegata per la determinazione delle caratteristiche della miscela plastica autoindurente, ottenuta mediante le prove di resistenza alla compressione semplice, è stata descritta in seguito:

- pressa meccanica per terreni ad azionamento elettrico o manuale;
- cella di carico HBM da 500 kg;
- trasduttori di spostamento lineari LVDT (centesimali);
- sistema di acquisizione HBM Catman Easy.

Le sette diverse prove sono state tutte condotte seguendo una medesima procedura, che è stata così successivamente esemplificata:

- estrazione del provino dalla capsula protettiva;
- riprofilatura del provino;
- misurazione del peso, diametro ed altezza;
- sistemazione del provino all'interno della pressa meccanica ed applicazione del carico graduale, tramite cella di carico;
- acquisizione istantanea ed elaborazione dei dati.

Inoltre, si è deciso di descrivere più completamente il processo che ha portato alla realizzazione delle prove di compressione uniassiale, facendo riferimento alla prima prova effettivamente eseguita. Il primo provino (denominato Solidur 1) è già maturo, in quanto il periodo trascorso tra il prelievo dello stesso in situ e l'esecuzione della prova è superiore ad un mese. La fustella, nella quale è conservato il campione della miscela costituita da Solidur® ed acqua, risulta essere stata precedentemente chiusa con il nastro adesivo, in modo tale da facilitarne successivamente l'estrazione dalla stessa. In alcune di queste fustelle, come riportato in Figura 8.2, è stata anche indicata (per mezzo di un pennarello indelebile) la numerazione, il tipo di prova a cui esso dovrà essere sottoposto (prova di resistenza) e la data di prelievo del campione, in modo tale da conoscere il periodo di tempo in cui è stato fatto maturare prima della realizzazione della prova di laboratorio, che deve comunque essere superiore a 28 giorni.



Figura 8.2 - Fustella contenente il provino "Solidur 4" con indicate: a) data del prelievo; b) numerazione e tipo di prova a cui sarà sottoposto (prova di resistenza).

Una volta rimosso dalla capsula protettiva, questo campione si presenta alla vista di colore verde scuro, mentre in seguito alla sua rottura e lasciato successivamente asciugare per circa una decina di giorni diventerà di colore quasi bianco e poroso. La lunghezza del campione è di circa 160 mm mentre il diametro è di 46 mm (con diametro esterno, compreso di fustella, pari a 50 mm). Il tipico rapporto tra diametro e lunghezza del provino impiegato per la prova è di circa 1:2, perciò il campione è stato tagliato in modo da avere una lunghezza complessiva di circa 100 mm. Per evitare che si rompano delle schegge durante l'esecuzione della prova di compressione, il bordo deve essere sottoposto ad una bisellatura (Figura 8.3), cioè ad una smussatura delle basi del provino stesso. Dopodiché bisognerebbe utilizzare il piano parallelo, ossia un piano dotato di un micrometro che permette di verificare che le due basi del campione siano perfettamente parallele. Tuttavia, nel nostro caso, per la prova di compressione, c'è un adattamento sulla cella di carico che consente di recuperare automaticamente un minimo di parallelismo tra la base del provino e la piastra stessa.



*Figura 8.3 - Operazione di bisellatura.*

Il provino viene quindi tagliato con un seghetto e si gratta via la parte rimanente in modo tale da ottenere una lunghezza di circa 100 mm. Così facendo, si è ricavata una lunghezza del provino "Solidur 1" pari a 104 mm e con un diametro di 46 mm. Infine, come riportato in Figura 8.4, è stato misurato il peso netto umido che risulta essere di 205,76 grammi.



*Figura 8.4 - Misura del peso netto umido del provino "Solidur 1" mediante bilancia.*

In seguito a tali operazioni di preparazione al campione, si è potuto eseguire la prova di compressione. Per far entrare questo provino in tale macchina per l'esecuzione della prova, viene inserito anche qualche spessore di carta e si abbassa la piastra di carico che si appoggia al di sopra del campione. In Figura 8.5 è stata riportata una rappresentazione del provino "Solidur 1" sottoposto alla prova di resistenza alla compressione semplice.



*Figura 8.5 - Campione "Solidur 1" disposto per la prova di resistenza alla compressione monoassiale.*

Con il passare del tempo, si può notare come il provino al di fuori dell'acqua si asciuga quasi immediatamente (cambia colore a vista d'occhio). Sulla macchina è presente un regolatore della velocità di avvicinamento del piatto della piastra di carico, che è stata scelta in modo tale da portare il provino a rottura in circa 6 - 7 minuti. Per il provino "Solidur 2" è stato, inoltre, installato un apparecchio per la misura della deformazione laterale, permettendo così la determinazione del coefficiente di Poisson.

Considerando la prova di resistenza alla compressione monoassiale del provino "Solidur 1", si può osservare una prima crepa dopo 3,45 minuti dall'inizio della stessa. Verso i 5 minuti il provino si è crepato anche nella parte retrostante, con conseguente formazione di una fessura (il campione risulta aperto) che passa da una parte all'altra del provino stesso. Il carico massimo raggiunto per questa prima prova è di circa 130 kg. Inoltre, tale provino presenta un modo di rompersi ed un comportamento piuttosto fragile, in quanto al minuto 6,51 dall'inizio della prova una parte del provino si è staccata riducendone così drasticamente l'area sulla quale il peso della piastra è applicato. Tuttavia, esso tiene di più adesso rispetto a prima perché la superficie si è ridotta di circa un terzo.

A questo punto risulta necessario prendere il provino e misurarne l'area residua con della carta millimetrata, tenendo anche in considerazione che il carico massimo misurato è di 100 kg sull'area rimanente. In questo modo il valore della tensione applicata sarà più elevato per quest'ultima area (pari a 1024,41 kPa) rispetto allo sforzo ottenuto considerando il carico di 130 kg sull'area totale (uguale a circa 750 kPa). La durata totale della prova è stata di circa 10 minuti. Nella Figura 8.6 sono stati riportati due momenti differenti della prova di compressione: prima e dopo il distacco di una grande parte del campione stesso.

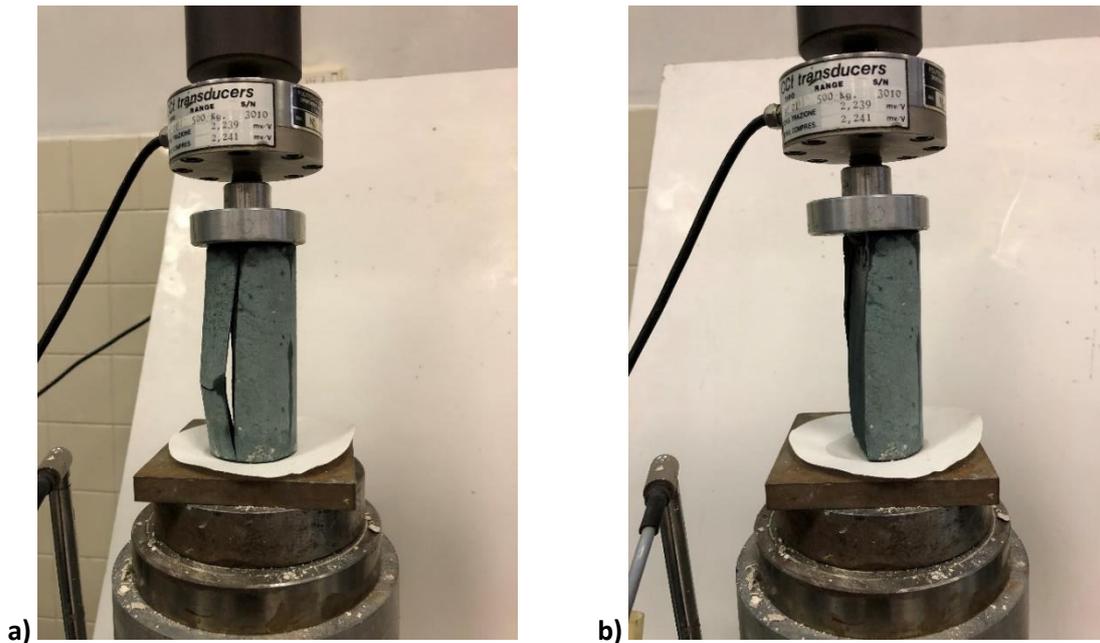


Figura 8.6 - Prova di compressione del provino "Solidur 1": (a) prima e (b) dopo il distacco di parte del campione stesso.

I dati della prova di compressione sono stati rilevati per mezzo di dieci scansioni al secondo. Infatti, per ogni decimo di secondo, vengono quindi registrati i dati inerenti al peso della piastra di carico ed all'abbassamento riscontratosi in quell'istante. Inoltre, la parte iniziale dei dati così ricavati non deve essere considerata, in quanto si è verificato uno spike di corrente dovuto all'accensione della macchina utilizzata per l'esecuzione della prova di resistenza. Infine, per il calcolo dell'abbassamento effettivo, si impone il primo valore, considerato per la realizzazione della curva sforzo-deformazione, uguale a zero, mentre gli altri abbassamenti sono calcolati come differenza rispetto al primo valore esaminato. Analizzando il grafico sforzo-deformazione finale, riportato in Figura 8.7 ed ottenuto per mezzo di Excel, si possono notare alcuni saltini dovuti a qualche scheggia che si forma nel corso della prova ed altri tratti in cui lo spostamento risulta essere lineare perché la velocità di spostamento è costante. Il modulo di Young dovrà essere valutato proprio in questi tratti lineari.

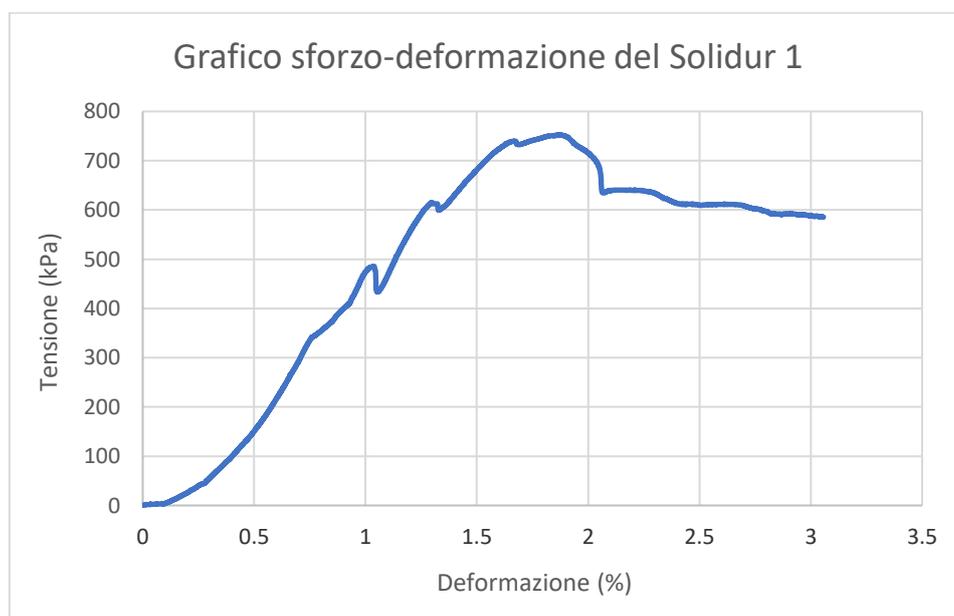


Figura 8.7 - Grafico sforzo-deformazione del "Solidur 1" ottenuto considerando l'area totale del provino.

Tutte le sette diverse prove effettuate, ad eccezione del "Solidur 3", sono state eseguite su provini del diametro di circa 50 mm. Il campione "Solidur 3" riportato in Figura 8.8, invece, possiede un diametro complessivo pari a circa 100 mm. Tuttavia, si è potuto notare che la cella di carico utilizzata per questo provino (da 500 kg) non è riuscita a portare il campione completamente a rottura in quanto esso avrebbe resistito anche a carichi maggiori rispetto a quelli effettivamente applicati. Per tale motivo, i valori ottenuti non sono risultati del tutto attendibili.



*Figura 8.8 - Rappresentazione del provino "Solidur 3".*

Per l'esecuzione della prova di resistenza alla compressione semplice del provino "Solidur 2", a differenza degli altri, è stata montata anche una struttura di palpatori con precisione millesimale (riportata in Figura 8.9) e posizionata a metà altezza del campione stesso, con la funzione di misurarne l'espansione radiale in modo tale da ricavarne il coefficiente di Poisson (conoscendo anche il carico applicato e la deformazione verticale). Per la misura di questo parametro si è scelto questo sistema in quanto non è stato possibile attaccare degli estensimetri elettrici poiché la superficie del provino non lo permette e nel caso in cui partisse una scheggia non si avrebbe più la misura.



*Figura 8.9 - Prova di compressione uniassiale sul provino "Solidur 2" dotata di palpatori per la misurazione della deformazione laterale.*

Il valore del coefficiente di Poisson che è stato ricavato da questa prova è 0,087. Tale risultato è stato ottenuto dalla media dei coefficienti di Poisson positivi, in quanto alcuni valori hanno dato risultati anche inferiori a -0,5, che sarebbero infatti matematicamente impossibili. Per tale ragione, il risultato così ottenuto non è del tutto affidabile.

Infine, per ciascuna curva sforzo-deformazione, ottenuta dalle varie prove effettuate, si è potuto ricavare il modulo elastico (o modulo di Young) di ogni provino considerando gli intervalli di tensione e di deformazione più significativi. Inoltre, facendo riferimento alla letteratura, il modulo di elasticità della miscela composta dal Solidur® è compreso tra 109 e 144 MPa [S<sub>8</sub>].

Nella Tabella 8.1 sono stati riassunti i risultati delle sette diverse prove effettuate in laboratorio.

*Tabella 8.1 - Dati di partenza e risultati delle prove eseguite in laboratorio.*

N° provino	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7
Diametro [mm]	46	46	95,5	45	45,5	45,5	45
Altezza [mm]	104	99	168,5	95	97,5	93	94
Area del provino [mm <sup>2</sup> ]	1661,9	1661,9	7163,0	1590,43	1625,97	1625,97	1590,43
Volume geometrico [cm <sup>3</sup> ]	172,84	164,53	1206,97	151,09	158,53	151,22	149,5
Peso netto umido [g]	205,76	198,12	1545,5	190,45	193,5	186,62	183,21
Massa volumica [g/cm <sup>3</sup> ]	1,19	1,20	1,28	1,26	1,22	1,23	1,23
Carico di rottura [N]	1249,72	2064,75	5443,92	1819,65	1191,21	1669,7	1136,11
Tensione di rottura [kPa]	751,98	1242,40	760,0	1144,12	732,61	1026,9	714,34
Allungamento a rottura [mm]	1,95	1,19	2,19	1,36	1,42	1,52	1,58
Deformazione a rottura (%)	1,88	1,20	1,30	1,44	1,46	1,64	1,68
$\Delta\sigma$ [kPa]	140,77	1096,6	463,36	990,54	267,97	581,87	309,1
$\Delta\varepsilon$ [%]	0,17	0,85	0,36	0,88	0,25	0,47	0,32
Modulo di Young [MPa]	83,1	129	127,8	112,9	109,1	123,6	97,1

Osservando i dati della precedente tabella si può, inoltre, affermare che la resistenza alla compressione semplice dopo 28 giorni, che deve essere di circa 1 MPa ed è ottenuta dalla media delle diverse tensioni massime, risulta essere pari 0,98 MPa. Tale risultato è stato ricavato escludendo da questa media la prova "Solidur 3", in quanto è stata eseguita con la cella di carico pari a 500 kg che è risultata insufficiente a tale prova, e considerando una tensione di rottura per il "Solidur 1" pari a 1024,41 kPa (calcolato con l'area residua descritta precedentemente). Per la verifica della deformazione a maturazione del campione dopo 28 giorni, da come si può vedere dalla Tabella 8.1, tali valori risultano essere sempre maggiori di 0,8%.

Per completezza, nella Figura 8.10, si sono anche voluti riportare i diversi grafici sforzo-deformazione ottenuti dalle prove di resistenza alla compressione semplice effettuate in laboratorio.

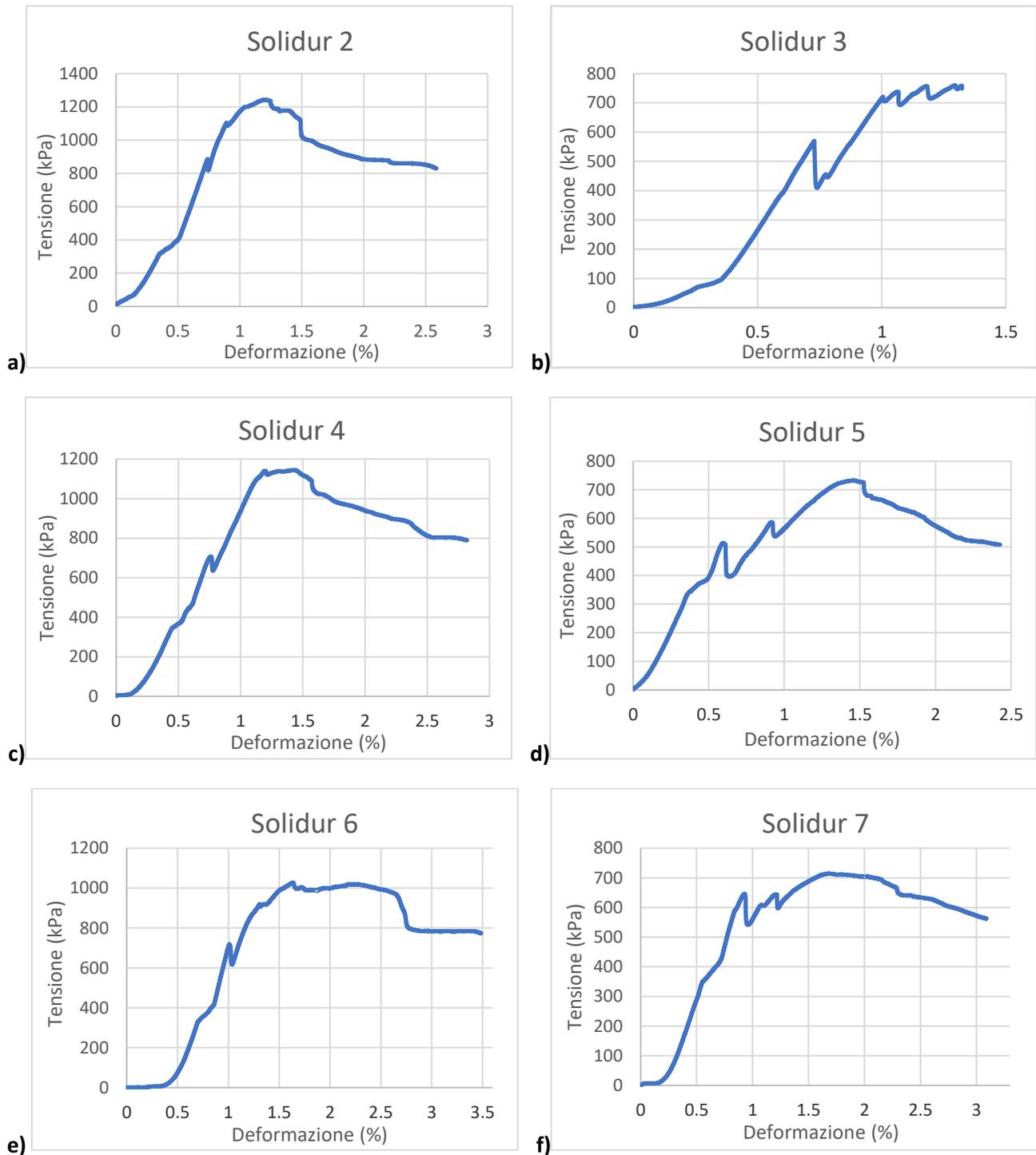


Figura 8.10 - Grafici sforzo-deformazione sui provini: a) Solidur 2; b) Solidur 3; c) Solidur 4; d) Solidur 5; e) Solidur 6; f) Solidur 7.

In conclusione, si è analizzato anche il tipo di rottura dei diversi provini. Esso non risulta essere una rottura tipica alla Mohr-Coulomb, poiché si dovrebbe avere la formazione di un conetto sulla parte alta del provino e ciò non è ben visibile in nessuno dei campioni analizzati, ma assomiglia maggiormente ad una rottura per spalling, che è abbastanza simile a ciò che accade nella prova brasiliana nella quale il provino è caricato diametralmente e la rottura avviene per superamento della trazione. Osservando la Figura 8.11, riferita al provino "Solidur 3", si può infatti vedere come a seguito della prova di resistenza alla compressione monoassiale non ci siano tracce di polvere sulle superfici di rottura, confermando in tal modo la rottura per

spalling che avviene per mezzo della formazione di queste schegge. Inoltre, sempre analizzando questa fotografia, si può notare un'espansione a botte, poiché alle due estremità del provino vi è una specie di confinamento laterale dovuto alla vicinanza con le due piastre. Nella posizione centrale del provino, invece, si verifica una maggiore espansione della fessura provocata dalla rottura del campione, poiché in questa zona le tensioni si sfogano maggiormente non essendo soggette ad alcun tipo di confinamento.



*Figura 8.11 - Rottura per spalling evidenziata a seguito dell'esecuzione della prova di compressione del provino "Solidur 3".*

## 8.2. Prove di permeabilità

Per la determinazione del coefficiente di permeabilità (K) si sono prese in considerazione le prove di permeabilità a carico costante eseguite dall'azienda GEOTEA S.r.l. su campioni del diametro di 100 mm prelevati direttamente all'uscita dell'impianto di miscelazione posto all'interno del sito soggetto all'intervento di messa in sicurezza.

Il numero totale delle prove considerate è dodici, in quanto sei sono state eseguite su provini lasciati maturare in acqua per 28 giorni, mentre le restanti sei sono state realizzate su campioni che sono stati fatti indurire per 120 giorni. Le caratteristiche comuni impiegate per la realizzazione delle diverse prove di permeabilità sono state riassunte nella Tabella 8.2. Tuttavia, queste prove sono state eseguite in diverse condizioni di temperatura. In particolar modo, i sei provini che sono stati fatti maturare per 28 giorni sono stati sottoposti ad una temperatura di 24 °C, mentre degli altri sei campioni uno è stato esposto a 24 °C, uno a 21 °C, un altro a 19 °C ed altri tre di questi a 20 °C.

*Tabella 8.2 - Dati comuni a tutte le dodici prove di permeabilità eseguite.*

Diametro provino [cm]	10
Altezza provino [cm]	10
Area provino [cm <sup>2</sup> ]	78,5
Pressione in cella [kPa]	400
Back pressure [kPa]	300
Pressione in testa [kPa]	100
Carico piezometrico [m]	20
Lunghezza percorso flusso [cm]	10

Inoltre, i principali risultati ottenuti mediante queste dodici prove di permeabilità a carico costante sono la portata finale (funzione del volume d'acqua passante) e soprattutto il coefficiente di permeabilità (K), che sono stati quindi riportati in Tabella 8.3.

A titolo esemplificativo, in Figura 8.12 è stato riportato il grafico ricavato dalla prima prova di permeabilità, che mette in correlazione il volume d'acqua passante in funzione del tempo trascorso dall'inizio della prova.

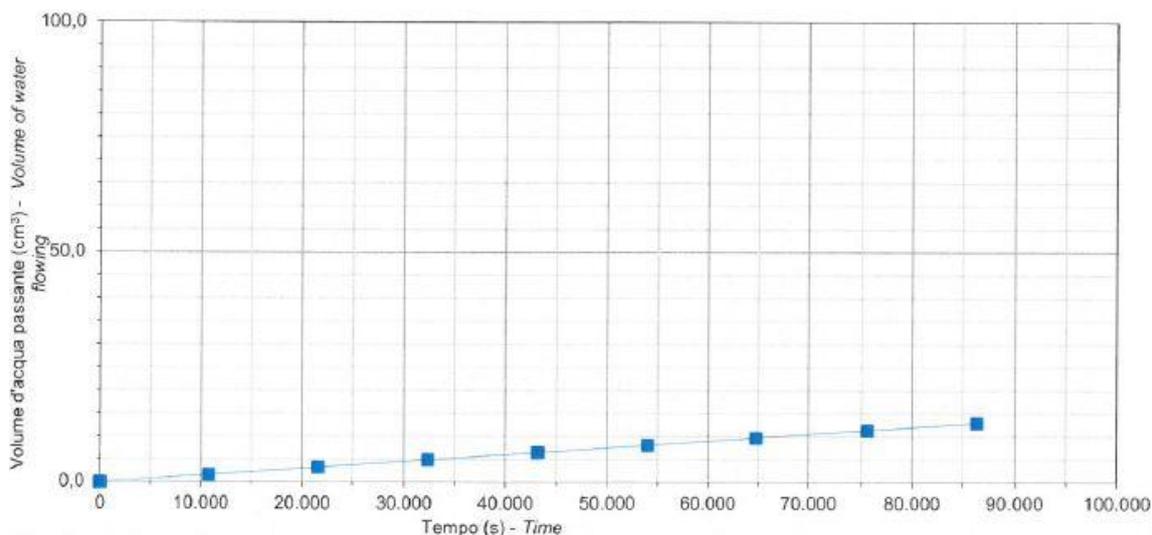


Figura 8.12 - Grafico riportante il volume d'acqua passante in funzione del tempo trascorso dall'inizio della prova di permeabilità a carico costante.

Infine, analizzando i valori determinati per mezzo delle diverse prove, si è potuto osservare come essi abbiano soddisfatto i criteri richiesti da questi provini per quanto riguarda il coefficiente di permeabilità. Infatti, per i primi sei provini, facenti riferimento ad un tempo di maturazione pari a 28 giorni, i risultati della permeabilità sono soddisfatti in quanto risultano essere inferiori a  $1 \cdot 10^{-10}$  m/s. Considerando, invece, gli ultimi sei provini, lasciati indurire per 120 giorni, anche per essi i valori sono validi poiché possiedono tutti dei risultati inferiori a  $5 \cdot 10^{-11}$  m/s.

Tabella 8.3 - Risultati delle prove di permeabilità a carico costante.

N° prova	Periodo di maturazione [gg]	Temperatura [°C]	Portata finale [m³/s]	Permeabilità (K) [m/s]
P01	28	24	$1,5 \cdot 10^{-10}$	$9,54 \cdot 10^{-11}$
P02	28	24	$1,29 \cdot 10^{-10}$	$8,23 \cdot 10^{-11}$
P03	28	24	$1,19 \cdot 10^{-10}$	$7,57 \cdot 10^{-11}$
P04	28	24	$7,27 \cdot 10^{-11}$	$4,63 \cdot 10^{-11}$
P05	28	24	$9,59 \cdot 10^{-11}$	$6,11 \cdot 10^{-11}$
P06	28	24	$5,94 \cdot 10^{-11}$	$3,78 \cdot 10^{-11}$
P07	120	24	$5,52 \cdot 10^{-11}$	$3,52 \cdot 10^{-11}$
P08	120	20	$6,98 \cdot 10^{-11}$	$4,45 \cdot 10^{-11}$
P09	120	21	$6,61 \cdot 10^{-11}$	$4,21 \cdot 10^{-11}$
P10	120	20	$5,98 \cdot 10^{-11}$	$3,81 \cdot 10^{-11}$
P11	120	20	$5,05 \cdot 10^{-11}$	$3,21 \cdot 10^{-11}$
P12	120	19	$6,86 \cdot 10^{-11}$	$4,37 \cdot 10^{-11}$

## Conclusione

Lo scopo principale della tesi è stato quello di verificare che gli interventi di messa in sicurezza del sito ex Ecolibarna siano stati realmente efficaci e non abbiano interferito con il rilevato ferroviario posto nelle vicinanze del Lotto 1. Tutto questo è stato possibile dimostrarlo grazie ai seguenti monitoraggi:

- Il controllo topografico del rilevato ferroviario realizzato per mezzo di stazione totale e mire catarinfrangenti ha permesso di verificare che non si è riscontrato alcuno spostamento rilevante del rilevato stesso durante le lavorazioni dei tratti A ed E del Lotto 2;
- Il controllo della qualità delle acque sotterranee eseguito su un piezometro posizionato a valle dell'intervento di cinturazione (ESTPZ - 08) ha evidenziato una netta diminuzione degli inquinanti in quanto molti di essi che oltrepassavano i limiti di legge prima dell'inizio dei lavori, a fine intervento non li superano più. Tuttavia, per avere dei dati ancora più affidabili sulla reale riuscita dell'intervento di messa in sicurezza si dovranno aspettare i risultati delle analisi chimiche che andranno effettuate dopo 60, 90 e 180 giorni dall'ultimazione dei lavori.

Un altro importante punto della tesi è stato quello di confrontare le diverse scelte ipotizzate in fase di progetto rispetto a quelle effettivamente utilizzate durante la fase operativa, con descrizione dettagliata delle varie fasi impiegate per l'esecuzione del diaframma. Considerando l'operazione di calaggio del telo si sono anche impiegati diversi metodi che consistono nell'applicazione di alcune zavorre in calcestruzzo ed in ferro che hanno permesso alla geomembrana di raggiungere la profondità richiesta. Inoltre, un importante accorgimento è stato quello di aumentare, durante la fase esecutiva, la profondità di immersione all'interno dello strato marnoso da 3 (come da progetto) a 5 - 6 metri.

Infine, le prove eseguite sulla miscela, costituita da Solidur® ed acqua, prelevata direttamente dall'impianto di miscelazione, hanno permesso di valutarne l'idoneità. In particolare:

- Per mezzo delle prove sulla qualità della miscela, realizzate giornalmente, si sono ottenuti dei corretti valori della densità della sospensione, della viscosità (determinata mediante l'impiego del cono di Marsh) e della decantazione con il cilindro graduato;
- Le prove di resistenza alla compressione monoassiale, effettuate nel laboratorio del Politecnico di Torino, sono risultate idonee in quanto rispettano i valori attesi per quanto riguarda la tensione ( $\approx 1$  MPa) e la deformazione ( $\geq 0,8\%$ ) a rottura;
- Le prove di permeabilità a carico costante, eseguite dall'azienda GEOTEA S.r.l., hanno soddisfatto i requisiti di permeabilità sia per i provini lasciati maturare per 28 giorni ( $\leq 1 \cdot 10^{-10}$  m/s) che per quelli fatti indurire per 120 giorni ( $\leq 5 \cdot 10^{-11}$  m/s).

# Indice delle figure

Figura 1.1 - Inquadramento della provincia di Alessandria.....	6
Figura 1.2 - Inquadramento geografico del Comune di Serravalle Scrivia. [s <sub>2</sub> ].....	7
Figura 1.3 - Inquadramento del sito ex Ecolibarna. [s <sub>2</sub> ].....	7
Figura 1.4 - Estratto della Carta Geologica della Regione Piemonte. [s <sub>3</sub> ].....	9
Figura 1.5 - Sezione geologica individuata all'interno del sito oggetto di studio.....	10
Figura 2.1 - Denominazione delle diverse zone dell'area dello stabilimento, in accordo con quanto definito nel piano della caratterizzazione ARPA. [1].....	13
Figura 2.2 - Spezzone di carota prelevato da un sondaggio eseguito precedentemente alla realizzazione del Lotto 2, nella quale si possono notare le macchie di inquinante.....	14
Figura 3.1 - Esempio di impianto di lavaggio ruote per mezzi di cantiere. [s <sub>4</sub> ].....	15
Figura 3.2 - Area piazzale nella quale sono poste due aree di deposito del materiale scavato (area 3 e 4). .	16
Figura 3.3 - Zona del cantiere nella quale sono presenti le aree di stoccaggio 1 e 2.....	16
Figura 3.4 - Vasche di decantazione delle acque reflue.....	17
Figura 3.5 - Indicazione del tipo di utilizzo delle varie aree nella zona Nord-Est del cantiere.....	17
Figura 3.6 - Rappresentazione dell'impianto di miscelazione (a sinistra) e dei due silos impiegati per lo stoccaggio della miscela (a destra) presenti nel cantiere. ....	18
Figura 3.7 - Capannone impermeabile adibito alle operazioni di saldatura.....	18
Figura 3.8 - Zona Ovest del cantiere con indicazione dell'impianto di miscelazione e del capannone impermeabile adibito alle operazioni di saldatura.....	19
Figura 3.9 - Fase di realizzazione della pista di cantiere nei pressi del tratto D del Lotto 2. ....	20
Figura 4.1 - Esempio di diaframma realizzato nelle vicinanze di aree urbane. [3].....	22
Figura 4.2 - Distinzione dei diaframmi in base alla stratigrafia del sottosuolo: a) Diaframma immorsato; b) Diaframma sospeso.....	24
Figura 4.3 – Diaframma plastico aperto (cinturazione parziale): a) Pozzi di estrazione affiancati da una barriera impermeabile a monte; b) Pozzi di estrazione affiancati da una barriera impermeabile a valle. [5] .....	25
Figura 4.4 – Diaframma plastico chiuso (cinturazione completa).....	25
Figura 4.5 - Schema di un diaframma plastico composito.....	26
Figura 4.6 - Esempio di palancole metalliche infisse. [s <sub>5</sub> ].....	27
Figura 4.7 - Benna mordente montata su sistema Kelly. [s <sub>6</sub> ].....	29
Figura 4.8 - Rimozione di trovanti mediante benna mordente. [6].....	30
Figura 4.9 - Idrofresa Bauer per l'esecuzione dei diaframmi plastici. [s <sub>7</sub> ].....	31
Figura 4.10 - Particolare della testa fresante dell'idrofresa. [s <sub>7</sub> ].....	32
Figura 4.11 - Calaggio del telo mediante telaio metallico. [1].....	32

Figura 4.12 - Calaggio con telo srotolato direttamente dalla bobina di supporto. ....	33
Figura 4.13 - a) Inserzione di un tubo spalla. b) Tubo spalla posto in opera. [1] .....	34
Figura 5.1 - Parametri utilizzati per il dimensionamento di un diaframma. [7] .....	35
Figura 6.1 - Campo prove per la realizzazione delle colonne di jet-grouting. ....	40
Figura 6.2 - Cordoli in calcestruzzo armato. ....	40
Figura 6.3 - Planimetria generale con indicazione dei diversi tratti di diaframma plastico facenti parte la cinturazione dell'area oggetto di studio. ....	42
Figura 6.4 - Dettaglio del diaframma plastico realizzato in sito. ....	43
Figura 6.5 - Solidur in polvere confezionato in un sacco. [s <sub>8</sub> ].....	44
Figura 6.6 - Getto della miscela costituita da Solidur® e acqua. [s <sub>8</sub> ] .....	45
Figura 6.7 - Telo in HDPE pronto per l'operazione di saldatura dei giunti. ....	48
Figura 6.8 - Alcune tipologie di giunto. [1] .....	48
Figura 6.9 - Particolare del giunto in HDPE prima della sua saldatura sul telo. ....	49
Figura 6.10 - Macchinario utilizzato per la saldatura a doppia pista.....	49
Figura 6.11 - Cabina di controllo per l'immissione di acqua e Solidur® all'interno del mixer.....	51
Figura 6.12 - a) Impianto di miscelazione tra Solidur® ed acqua, con evidenziato in rosso una cella di carico che pesa i componenti della miscela. b) Agitatore. ....	52
Figura 6.13 - Pompa mediante il quale la miscela raggiunge la zona di esecuzione del diaframma. ....	52
Figura 6.14 - Silos per lo stock di materiale in cantiere.....	53
Figura 6.15 - Vasche per il confezionamento dei provini. ....	53
Figura 6.16 - Prova del peso specifico con l'utilizzo di un contenitore ed una bilancia elettronica. ....	54
Figura 6.17 - Cilindro graduato impiegato per la prova di decantazione.....	55
Figura 6.18 - a) Cono di Marsh visto internamente. b) Esecuzione della prova di viscosità. ....	56
Figura 6.19 - Benna mordente montata su sistema Kelly con guida telescopica utilizzata in cantiere. ....	57
Figura 6.20 - Modello B180HD. ....	58
Figura 6.21 - Rappresentazione del Kelly KRC2 HD e della benna idraulica K.....	59
Figura 6.22 - Dettaglio della benna mordente utilizzata nel cantiere.....	60
Figura 6.23 - Esempio di picco e portapicco. [s <sub>9</sub> ].....	60
Figura 6.24 - Pistoni per la messa a piombo della macchina evidenziati in rosso.....	61
Figura 6.25 - Rappresentazione schematica della fase 1: scavo della trincea. [1] .....	63
Figura 6.26 - Rappresentazione schematica della fase 2: calaggio del telo in HDPE. [1] .....	64
Figura 6.27 - Rappresentazione schematica della fase 3: scavo dei pannelli adiacenti. [1].....	64
Figura 6.28 - Rappresentazione schematica della fase 4: rimozione del tubo spalla ed inserimento del telo. [1] .....	65

Figura 6.29 - Zavorre in calcestruzzo: a) poste nel cantiere; b) montate sul telo in HDPE. ....	66
Figura 6.30 - Zavorra a forchetta in ferro. ....	66
Figura 6.31 - Telo in HDPE montato sulla bobina di supporto e dotato sia delle zavorre in calcestruzzo che dei profili giuntati. ....	67
Figura 6.32 - Accoppiamento tra il giunto del telo posto sulla bobina e quello appartenente al pannello precedentemente realizzato evidenziato in rosso. ....	68
Figura 6.33 - Gru impiegata per il calaggio ed il sollevamento della zavorra in ferro. ....	68
Figura 6.34 - Inserimento della zavorra in ferro nel telo in HDPE mediante il supporto della gru. ....	69
Figura 6.35 - Telo in HDPE quasi completamente srotolato dalla bobina di supporto. ....	69
Figura 6.36 - Fase di rimozione della zavorra in ferro per mezzo del sollevamento della stessa da una sua estremità. ....	70
Figura 6.37 - Spigolo in cui avviene la connessione tra Lotto 1 ed il tratto A del Lotto 2. ....	71
Figura 6.38 - Giunto estratto dalla parte terminale del Lotto 1, posizionato nella zona Ovest del cantiere..	72
Figura 6.39 - Giunto del vecchio diaframma (Lotto 1) localizzato nella zona Sud-Est del sito oggetto di studio. ....	73
Figura 6.40 - Zavorre in calcestruzzo scartate perché troppo piccole e poco pesanti. ....	73
Figura 7.1 - Individuazione dei prismi nella zona Sud-Est del cantiere. ....	75
Figura 7.2 - Indicazione dei prismi localizzati nella zona Ovest del cantiere. ....	76
Figura 7.3 - a) Porzione del rilevato ferroviario localizzato nella zona a Sud-Est del cantiere, con evidenziato mediante un cerchio rosso il prisma; b) Ingrandimento della mira catarinfrangente. ....	77
Figura 7.4 - Livellazione n. 6 del 29 giugno 2020 eseguita durante lo scavo del diaframma nel tratto A1 - B1. ....	77
Figura 7.5 - Livellazione n. 11 del 15 luglio 2020 eseguita durante la realizzazione del diaframma nel tratto B1 - B2. ....	78
Figura 7.6 - Livellazione n. 24 del 27 gennaio 2021 eseguito per il controllo dei prismi T1, T2 e T3. ....	79
Figura 7.7 - Tubo inclinometrico I4 visto dall'alto con indicazione dell'azimut. ....	80
Figura 7.8 - a) Inquadramento di I1 nel cantiere; b) Foto dell'inclinometro I1. ....	81
Figura 7.9 - a) Inquadramento di I2 nel cantiere; b) Foto dell'inclinometro I2. ....	81
Figura 7.10 - a) Inquadramento di I3 nel cantiere. b) Foto dell'inclinometro I3. ....	82
Figura 7.11 - Grafico raffigurante la risultante del movimento per punti rispetto all'origine. ....	82
Figura 7.12 - Grafico della risultante dei movimenti per sommatoria rispetto all'origine. ....	83
Figura 7.13 - a) Inquadramento di I4 nel cantiere. b) Foto dell'inclinometro I4. ....	83
Figura 7.14 - Piezometri presenti all'interno del cantiere oggetto di studio. ....	84
Figura 7.15 - Inquadramento dei piezometri localizzati nel cantiere oggetto di studio. ....	84
Figura 7.16 - Grafico dell'andamento della falda dal 23 ottobre 2019 al 8 luglio 2020. ....	85

Figura 8.1 - Vasca ripiena d'acqua e destinata al confezionamento dei provini di resistenza e permeabilità. ....	89
Figura 8.2 - Fustella contenente il provino "Solidur 4" con indicate: a) data del prelievo; b) numerazione e tipo di prova a cui sarà sottoposto (prova di resistenza). ....	90
Figura 8.3 - Operazione di bisellatura. ....	91
Figura 8.4 - Misura del peso netto umido del provino "Solidur 1" mediante bilancia.....	91
Figura 8.5 - Campione "Solidur 1" disposto per la prova di resistenza alla compressione monoassiale. ....	92
Figura 8.6 - Prova di compressione del provino "Solidur 1": (a) prima e (b) dopo il distaccamento di parte del campione stesso. ....	93
Figura 8.7 - Grafico sforzo-deformazione del "Solidur 1" ottenuto considerando l'area totale del provino..	93
Figura 8.8 - Rappresentazione del provino "Solidur 3". ....	94
Figura 8.9 - Prova di compressione uniassiale sul provino "Solidur 2" dotata di palpatori per la misurazione della deformazione laterale. ....	94
Figura 8.10 - Grafici sforzo-deformazione sui provini: a) Solidur 2; b) Solidur 3; c) Solidur 4; d) Solidur 5; e) Solidur 6; f) Solidur 7. ....	96
Figura 8.11 - Rottura per spalling evidenziata a seguito dell'esecuzione della prova di compressione del provino "Solidur 3". ....	97
Figura 8.12 - Grafico riportante il volume d'acqua passante in funzione del tempo trascorso dall'inizio della prova di permeabilità a carico costante. ....	99

# Indice delle tabelle

Tabella 1.1 - Dati riguardanti il Comune di Serravalle Scrivia. [S <sub>1</sub> ] .....	6
Tabella 4.1 - Elencazione delle tecnologie disponibili per la realizzazione di barriere verticali impermeabili. Il parametro S indica lo spessore del diaframma, mentre L la massima profondità raggiungibile. [5] .....	28
Tabella 4.2 - Valori indicativi della conducibilità idraulica (k) per ciascuna tipologia di diaframma. ....	28
Tabella 6.1 - Prestazioni dichiarate da BUZZI UNICEM S.p.A. [S <sub>8</sub> ] .....	46
Tabella 6.2 - Caratteristiche del telo in HDPE. [1] .....	47
Tabella 7.1 - Dati relativi ai quattro diversi inclinometri.....	80
Tabella 7.2 - Controllo falda del 23 ottobre 2019. ....	85
Tabella 7.3 - Controllo falda del 8 luglio 2020.....	85
Tabella 7.4 - Risultati delle analisi chimiche dell'acqua sotterranea prelevata dal piezometro ESTPZ - 08 il giorno 7 febbraio 2020. ....	86
Tabella 7.5 - Comparazione di alcuni inquinanti nei tre diversi campionamenti con evidenziato in grassetto le concentrazioni che superano i valori soglia consentiti nelle acque sotterranee. ....	87
Tabella 8.1 - Dati di partenza e risultati delle prove eseguite in laboratorio.....	95
Tabella 8.2 - Dati comuni a tutte le dodici prove di permeabilità eseguite. ....	98
Tabella 8.3 - Risultati delle prove di permeabilità a carico costante. ....	99

# Bibliografia

- [1] Documenti/Atti – Dipartimento di Ingegneria dell’Ambiente, del Territorio e delle Infrastrutture (DIATI) – Politecnico di Torino.
- [2] O. Baglieri, G. Chiappinelli, C. Oggeri – *“Dispensa del corso di Cantieri per Infrastrutture”* – Politecnico di Torino (2018).
- [3] *“Diaphragm Walls, Cut-off Walls and Slurry Walls”* – Bilfinger Spezialtiefbau GmbH.
- [4] Thomas D. Richards, Jr. P.E. – *“Diaphragm Walls”* – Nicholson Construction Company, Cuddy, Pennsylvania (2005).
- [5] A. Di Molfetta, R. Sethi – *“Ingegneria degli acquiferi”* – Springer (2012).
- [6] M. Russo – *“Opere di sostegno per scavi - Paratie: Normative, Dimensionamento ed Esempi pratici”* – Lombardi SA (2005).
- [7] G.P. Beretta, M. Bianchi, R. Pellegrini – *“Linee Guida per la verifica e il collaudo delle barriere impermeabili per la messa in sicurezza di siti contaminati”* – Milano (2003).

## Sitografia

[s<sub>1</sub>] Tuttitalia.it (<https://www.tuttitalia.it/piemonte/71-serravalle-scrivina/>)

[s<sub>2</sub>] Google Earth – Serravalle Scrivia

[s<sub>3</sub>] IGG: Istituto di Geoscienze e Georisorse

[s<sub>4</sub>] Clean Impianti (<http://www.clean-impianti.it/cat/ita/p5/5.php>)

[s<sub>5</sub>] Gelasonda S.r.l. (<https://www.gelasondasrl.it/palancolati/>)

[s<sub>6</sub>] Casagrande Group (<https://www.casagrandegroup.com/it/>)

[s<sub>7</sub>] Bauer Group ([https://www.bauer.de/bauer\\_group/index.html](https://www.bauer.de/bauer_group/index.html))

[s<sub>8</sub>] Buzzi Unicem (<https://www.buzziunicem.it/online/it/Home/Prodotti/Legantispeciali/Solidur.html>)

[s<sub>9</sub>] Oranges S.r.l. (<http://www.orangessrl.it/portfolio/picchi-e-porta-picchi/>)