



**Finanziato  
dall'Unione europea**  
NextGenerationEU



# COMUNE DI SASSARI

PROVINCIA DI SASSARI

**PNRR - M2C4 Investimento 2.2 - Interventi per la resilienza, la  
valorizzazione del territorio e l'efficienza energetica dei Comuni**

**INTERVENTI DI MESSA IN SICUREZZA IDRAULICA  
DELLA VALLATA DEL FOSSO DELLA NOCE NEL CENTRO ABITATO  
DI SASSARI**

*D.G.R. N.56/45 DEL 13/11/2020*

**PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA  
REVISIONE NOVEMBRE 2022**

ELABORATO :

**RELAZIONE STRUTTURALE**

REVISIONI				ALLEGATO  D	SCALA	
n°	MODIFICA	DATA	CTRL		CODICE	
01	consegna	Novembre 2022				
					NOTE	

R.T.I. tra:  
Mandatario:



Studio Associato  
4E-INGEGNERIA  
Dott. Ing. Fabio Cambula

Il Dirigente dei LL.PP.  
Dott. Ing. Fabio E. M. Spurio

Mandanti:



Dott. Geol. Alessandro Muscas

Dott. Ing. Emanuela Sassu

Il R.U.P.:  
Dott. Ing. Ivano Mulas

Il Sindaco:  
Prof. Gian Vittorio Campus

*Comune di Sassari (SS)*  
*Interventi di messa in sicurezza idraulica della Valle del Fosso della Noce*  
*Progetto di Fattibilità Tecnico – Economica*  
**RELAZIONE PRELIMINARE STRUTTURALE E DI STABILITA' MICROTUNNELLING**  
**PIANO DI GESTIONE DELLE MATERIE**

Sommario

1	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....	3
2	INTRODUZIONE .....	5
3	FATTIBILITA' TECNICA DEL METODO DI SCAVO .....	6
4	POZZI DI SPINTA .....	9
5	PRESCRIZIONI TECNICHE PER IL PROGETTO DEFINITIVO .....	10
6	CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICO-GEOTECNICA E SCELTA DEL TIPO DI FRESA .....	11
7	PRIME INDICAZIONI PER IL PIANO INDAGINI PER IL PROGETTO DEFINITIVO/ESECUTIVO .....	13
8	COMPORTAMENTO DEI TERRENI ALLO SCAVO .....	14
9	STABILITÀ DEL FRONTE .....	16
10	STABILITÀ DEL CAVO TRAMITE MODELLAZIONE FEM.....	19
11	SOLLECITAZIONI INDOTTE SULLE TUBAZIONI .....	22
12	CALCOLO DELLA FORZA TOTALE DI SPINTA .....	25
	12.1 Fattori che definiscono la forza di spinta totale .....	25
13	CALCOLO DELLA FORZA TOTALE DI SPINTA DI PROGETTO .....	28
14	STIMA ECONOMICA DELL'INTERVENTO MICRO-TUNNELING .....	29

## **1 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI**

- Anagnostou G., Kovari K., “Face stability in slurry and EPB shield tunneling”, *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, Mair e Taylor eds., (1996), pp. 453 – 458;
- Broere W., “On the face support of microtunnelling TBM”, *Tunneling and Under- ground Space Technology*, n.46, (2015), pp. 12 – 17;
- Broere W., “Tunnel Face Stability & New CPT Applications”, Ph.D. thesis, Delft University of Technology, (2001), Available on the server: [www.library.tudelft.nl](http://www.library.tudelft.nl); Broere W., “Face stability calculation for a slurry shield in heterogeneous softsoils”, *Tunnels and Metropolises*, San Paolo, Brazil, (1998), pp. 215 – 218;
- Caneen S., Trumpi S., “Latest Technology used on breaking curved drive microtunnel and other unique project requirements”, *North American Society for Trenchless Technology*, n. TM1-T5-05, (2016), pp. 1 – 9;
- FSTT, “Microtunneling and Horizontal Drilling”, *French National Project Microtunnels*, ISTE Ltd, (2006), pp.1 – 341;
- Hayes B., “Microtunneling and pipejacking – The Herrenknecht range and reference projects”, *Presentation*, (2013), pp. 1 – 84;
- Herrenknecht M., “Microtunneling with Herrenknecht MicroMachines”, *Lesson at Colorado School of Mines*, (2003), pp. 1 – 13;
- Mohammadi J., Shahriar K., Moarefvand P., Hosseini S., “Tunnel face stability analysis in soft ground in urban tunnelling by EPB shield (Case study: 7<sup>th</sup> Line in Teheran Metro)”, *First Asian and 9<sup>th</sup> Iranian Tunneling Symposium*, (2011), pp. 1–9;
- Niemeier W., “Geodetic Techniques for the Navigation, Guidance and Control of Construction Process”, *12<sup>th</sup> FIG Symposium*, Baden, (2006), pp. 1 – 15;
- PJA, “Guide to best practice for the installation of pipe jacks and microtunnels”, *British Pipe Jacking Association guidelines*, (1995), pp. 1 – 50;
- PJA, “An introduction to pipe jacking and microtunneling design”, pp. 1 – 27;
- Russo G., “Evaluating the required face – support pressure in EPBS advance mode”, *Gallerie e grandi opere sotterranee*, n.71, (2003), pp. 1 – 14;
- Tamez E., “Estabilidad de tuneles excavados en suelos”, *Mexican Engineering Academy*, (1984);

Comune di Sassari (SS)  
 Interventi di messa in sicurezza idraulica della Valle del Fosso della Noce  
 Progetto di Fattibilità Tecnico – Economica  
**RELAZIONE PRELIMINARE STRUTTURALE E DI STABILITA' MICROTUNNELLING**  
**PIANO DI GESTIONE DELLE MATERIE**

**ELENCO DEI SIMBOLI**

$H$ (m)	=	copertura calcolata tra il piano campagna e l'asse galleria
$D$ (m)	=	diametro galleria
$L$ (m)	=	lunghezza del micro tunnel
$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	=	peso totale del terreno
$c_u$ (KPa)	=	coesione non consolidata non drenata del terreno $c_{ur}$ (KPa)
	=	coesione non drenata della argilla rilavorata
$E$ (MPa)	=	modulo elastico del terreno
$\nu$ (-)	=	coefficiente di Poisson del terreno
$k_0$ (-)	=	coefficiente di spinta a riposo del terreno
$k_a$ (-)	=	coefficiente di spinta attiva del terreno
$k_M$ (-)	=	coefficiente che considera l'effetto arco del terreno per la stima dei carichi in galleria
$T_c$ (-)	=	coefficiente di stabilità del terreno coesivo
$\beta$ (-)	=	coefficiente attrito tubazione – terreno pari a 0.6 per tubi in cls
$\sigma_t$ (KPa)	=	pressione necessaria per mantenere stabile lo scavo
$\sigma_v$ (KPa)	=	pressione totale verticale
$\sigma_h$ (KPa)	=	pressione totale orizzontale
$q_s$ (KPa)	=	sovraccarico superficiale
$q_0$ (KPa)	=	aliquota del sovraccarico superficiale $q_s$ alla profondità $H$
$e_{max}$ (m)	=	distanza massima di filtrazione
$d_{10}$ (mm)	=	diametro del 10% del passante
$\tau_f$ (Pa)	=	viscosità del fluido bentonitico
$p$ (KPa)	=	pressione del fluido bentonitico al fronte

## **2 INTRODUZIONE**

La presente relazione analizza dapprima il comportamento dei terreni allo scavo, ne definisce la stabilità del fronte e del cavo e dà una indicazione della pressione di sostegno del fronte di scavo necessaria per minimizzare le deformazioni alla superficie.

Si riporta quindi la stima della forza di spinta totale da applicare nel pozzo di partenza e nel rispetto delle tensioni massime da applicare ai conci.

Viene quindi descritta la tipologia adottata di anello ripartitore della spinta tra un concio e l'altro, indicandone i vantaggi da un punto di vista tecnico ed esecutivo.

Infine si danno delle indicazioni sui volumi di iniezione della miscela bentonitica a tergo dei conci e si fornisce una descrizione del sistema di monitoraggio per il controllo dei parametri di scavo e delle reali tensioni trasmesse ai conci.

### 3 FATTIBILITA' TECNICA DEL METODO DI SCAVO

La tecnologia del micro – tunneling è una tecnologia “trenchless” di perforazione e spinta, idonea per la realizzazione di tunnel di piccolo diametro dentro i quali installare condotte per il trasporto di fluidi, e consente l’attraversamento in sotterraneo di strade, ferrovie, corsi d’acqua, aree antropizzate, ecc., senza la necessità di realizzare scavi a cielo aperto.

Il ricorso alle tecnologie trenchless, oltre che per motivazioni strettamente legate alle preesistenze, risulta molto vantaggioso e pertanto molto interessante anche sul piano strettamente tecnico, accorciando la lunghezza del tracciato nel suo complesso nonché i tratti di sotto-attraversamento delle preesistenze in sotterraneo.

La tecnologia del micro-tunneling, pur spesso considerata una evoluzione di quella della spingi tubo, è una derivazione di quella della TBM, già da tempo impiegata per lo scavo di tunnel di medio e grande diametro di perforazione, applicata ai piccoli diametri di scavo: la perforazione viene effettuata mediante l'utilizzo di una testa fresante a piena sezione, una TBM a tutti gli effetti.

La tecnica del micro – tunneling consiste nel far avanzare a spinta delle tubazioni rigide tra il pozzo di spinta ed il pozzo di arrivo all’interno di una micro galleria, che è realizzata con scavo a piena sezione tramite fresa MTBM (Micro Tunnel Boring Machine).

La Fig 2-1 riporta uno schema del cantiere tipo in micro – tunneling, dove è possibile vedere le principali strumentazioni:

- MTBM;
- container di comando della MTBM;
- stazione di spinta principale e muro di spinta;
- vascone di sedimentazione ed impianto di separazione;
- impianto di flocculazione e filtro pressa;
- pompe per il sistema idraulico di scavo e di smarino.

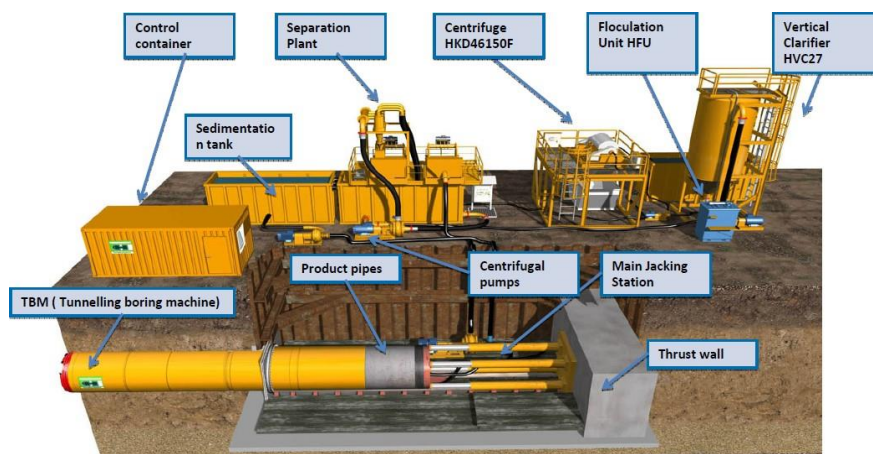


Fig 2-1 – Descrizione del metodo – Schema di cantiere di microtunneling (da Herrenknecht)

I tubi sono calati all’interno del pozzo di spinta, dove sono alloggiati su apposita slitta che ne consente

la spinta ad opera del sistema principale di spinta, costituito da un anello metallico di pari diametro delle tubazioni e dai pistoni di spinta. La reazione è data dal muro di spinta, dove sono ancorati i pistoni di spinta.

Il muro di ingresso della MTBM è di fatto una dima ed è caratterizzata dalla presenza di un anello metallico con guarnizione in gomma che evita la fuoriuscita del fluido bentonitico iniettato a tergo dei conci, qualora se ne decidesse l'impiego imposto dal perfezionamento in fase esecutiva della parametrizzazione del terreno da attraversare (si veda Fig 2-2).



*Fig 2-2 – Descrizione del metodo – Immagine di una stazione intermedia di spinta (da Herrenknecht website)*

L'azione del sistema principale di spinta è coadiuvata da eventuali stazioni di spinta intermedie, che vengono inserite all'interno del tracciato tra un tubo e l'altro. Queste stazioni sono costituite da un anello metallico sul quale sono montati i martinetti di spinta, si veda Fig 4-3, che alla fine dello scavo vengono smontati per poter essere utilizzati in altri interventi simili.



*Fig 2-3 – Descrizione del metodo – Immagine di una stazione intermedia di spinta (da Herrenknecht website)*



Comune di Sassari (SS)  
Interventi di messa in sicurezza idraulica della Valle del Fosso della Noce  
Progetto di Fattibilità Tecnico – Economica  
**RELAZIONE PRELIMINARE STRUTTURALE E DI STABILITA' MICROTUNNELLING**  
**PIANO DI GESTIONE DELLE MATERIE**

La scelta della MTBM è stata effettuata sulla base delle informazioni ad oggi disponibili sui materiali attraversati dallo scavo e verrà descritta nei capitoli che seguono.

Al variare di dette informazione a seguito di specifiche indagini puntuali da eseguire in fase esecutiva, detta scelta dovrà essere aggiornata di conseguenza.

La tecnica del micro – tunneling prevede che la MTBM sia guidata dall'esterno tramite un sistema computerizzato, che ne controlla la traiettoria con sistema laser. Le correzioni della traiettoria vengono realizzate agendo su dei martinetti idraulici, azionabili singolarmente, che agiscono sulla testa fresante.

L'eventuale fluido bentonitico di perforazione potrà essere iniettato nella camera di scavo al fine di sostenere il fronte con una adeguata pressione in rapporto allo stato tensionale esistente. Una volta nella camera di scavo, il fluido bentonitico si arricchisce del materiale di scavo, la cui granulometria è opportunamente ridotta dalla particolare geometria a cono della camera di scavo, al fine di consentirne il trasporto in sospensione. La fuoriuscita di questo fluido dalla camera di scavo avviene attraverso un filtro costituito da aperture a sezione circolare di diametro prestabilito.

Il sistema idraulico di smarino manda il fluido all'interno di vasconi per la sedimentazione, il fluido qui stoccato viene aspirato da apposite pompe che lo mandano al sistema di separazione, dove è scorporata la frazione granulare da quella fine, che viene mandata ad una filtro pressa. Il fluido alleggerito dalle particelle di terreno scavato viene nuovamente iniettato all'interno della camera di scavo dal sistema di mandata o alimentazione.

Al fine di ridurre le resistenze di attrito tra tubazioni e terreno viene iniettato con sistema automatico un fluido bentonitico a tergo dei conci, si veda Fig 2-4, tramite le predisposizioni presenti nei tubi.

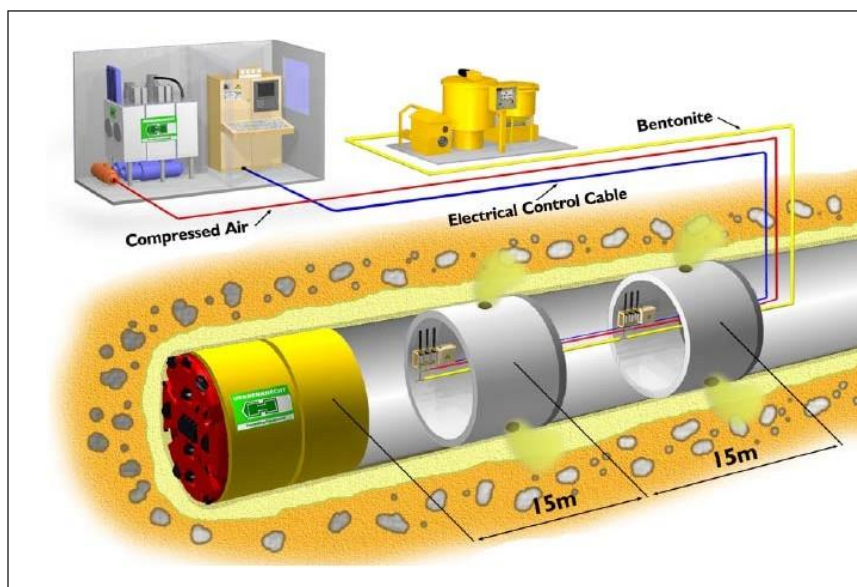


Fig 2-4 – Descrizione del metodo – Sistema di iniezione a tergo dei conci (Herrenknecht website)



La scelta del sistema di attraversamento, particolarmente nel caso in questione che prevede l'attraversamento di rilevati stradale di elevate dimensioni, deve essere effettuata in modo da garantire la massima sicurezza sia in fase operativa che a lungo termine, tanto per la condotta in progetto, quanto per le preesistenze (opere stradali e traffico di superficie).

#### **4 POZZI DI SPINTA**

Per lo scavo della condotta sarà necessario lo scavo di almeno due pozzi di partenza (per la spinta), mentre i pozzi di uscita non saranno necessari in quanto la macchina e le attrezzature potranno essere estratte dal canale che sarà già stato realizzato per le tratte all'aperto.

Nel pozzo di partenza si collocano:

- il gruppo di spinta idraulico;
- il muro di contropinta;
- i binari di scorrimento;
- l'equipaggiamento per il monitoraggio e il controllo dello scavo;
- il microtunnel e le tubazioni;
- il sistema idraulico del circuito slurry (nel caso di sistemi a smarino idraulico) o i carrelli (nel caso di sistemi a smarino meccanico);
- il sistema idraulico per la lubrificazione del sovrascavo;
- un muro di testa, situato in corrispondenza del punto di entrata della testa fresante, contenente l'anello di centraggio, che ha lo scopo di delineare la traiettoria iniziale e di contenere le eventuali venute d'acqua.

Il muro di contropinta ha lo scopo di trasferire la forza di spinta, generata dal gruppo di pistoni idraulici, agli elementi di sostegno perimetrale del pozzo e al terreno retrostante.

Il pozzo di arrivo come detto non sarà necessario in quanto la testa fresante e le componenti tecnologiche che verranno rimosse alla fine del lavoro (sistema idraulico di lubrificazione e di evacuazione dello smarino, cavi elettrici) potranno essere estratte senza problematiche dal canale all'aperto che sarà preventivamente realizzato.

Le fasi operative per la realizzazione dei pozzi sono costituite dalle seguenti lavorazioni:

- realizzazione degli elementi strutturali lungo il perimetro del pozzo o trattamento del terreno perimetrale;
- scavo parziale del terreno all'interno del pozzo fino ad una profondità prefissata di progetto e predisposizione in orizzontale degli elementi strutturali di contrasto;
- realizzazione del piano di calpestio in cemento armato di fondo pozzo e dei muri di spinta e di testa.

## **5 PRESCRIZIONI TECNICHE PER IL PROGETTO DEFINITIVO**

Nella scelta delle attrezzature di scavo e nella preparazione del progetto esecutivo si dovranno rispettare i dati di progetto e le seguenti prescrizioni:

- esecuzione dello scavo per mezzo di una fresa MTBM (eventualmente scudata a piena sezione con bilanciamento della pressione sul fronte di scavo) a controllo remoto e con controllo della direzione di avanzamento in continuo mediante laser;
- realizzazione delle postazioni di spinta e di arrivo a perfetta tenuta idraulica, con messa in opera di diaframmi perimetrali e soletta di base in c.a.;
- dimensionamento di elementi tubolari di rivestimento in cemento armato centrifugato: ogni elemento tubolare deve essere provvisto di tre valvole a sfera che consentano la lubrificazione e l'intasamento dell'intercapedine fra gli anelli del rivestimento ed il terreno; i giunti devono essere a bicchiere e garantire la perfetta tenuta idraulica ed un'omogenea distribuzione degli sforzi di spinta su tutta la circonferenza;
- intasamento, con apposita miscela, dell'intercapedine fra la parete esterna degli elementi tubolari in c.a. ed il terreno.

## **6 CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICO-GEOTECNICA E SCELTA DEL TIPO DI FRESA**

Durante il tracciato verrà attraversato il corpo dei due rilevati relativi a Viale Trento e Viale Trieste

A seguito di un vistoso cedimento del rilevato stradale di Via Trento, fenomeno iniziato a partire dal mese di gennaio 2020, l'amministrazione comunale di Sassari ha ritenuto opportuno e urgente predisporre un intervento di messa in sicurezza e di consolidamento del rilevato stesso; le cause del fenomeno sono ascrivibili alla presenza di acqua da perdite del collettore fognario, che ha portato in saturazione i terreni di formazione del rilevato, con conseguenti cedimenti, così come appurato e ampiamente documentato negli elaborati progettuali antecedenti al presente studio redatti a partire dalla data del Dicembre 2020 e fino al Gennaio 2021. Tra i mesi di settembre 2020 e novembre 2020, sono stati registrati abbassamenti della sede stradale fino ad 1 m; i dissesti interessano, oltre alla sede stradale, i marciapiedi e i muretti perimetrali. Nel settembre 2020, a seguito dell'aggravarsi dei cedimenti, l'amministrazione comunale ha per precauzione interdetto la circolazione veicolare e pedonale, successivamente poi aperta al solo traffico pedonale a seguito degli studi effettuati e prime risultanze del monitoraggio.

Il corpo dei rilevati è costituito da alternanze eterogenee di materiali di riporto di varia natura, con sabbia, ghiaia e ciottoli di vari colori e dimensioni, generalmente da molto umidi a saturi. La potenza di questo strato è generalmente compresa tra 12 e 15 metri dal piano di perforazione fino al piano stradale o quota marciapiede. Al di sotto di tale strato si incontra lo stato di calcareniti limo-sabbiose biancastre, tipiche della zona del sassarese.

Da una campagna di indagini del novembre 2020 il rilevato di viale Trento è risultato omogeneo, di altezza di circa 18-21 m, e fondato sul substrato calcarenitico.

In base alle rilevazioni di cui sopra, la natura dei terreni presenti lungo il tracciato del micro-tunnel risulta pertanto relativamente omogenea, con la presenza delle seguenti due unità.

### **Unità litologica U1 (prof. 0,0- 19 m): RILEVATO STRADALE**

$$\gamma_{\text{sat}} \text{ (kg/m}^3\text{)} = 2100$$

$$c' \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 0,5$$

$$\phi' = 28$$

$$E_d \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 100$$

### **Unità litologica U2 (prof. > 19 m): CALCARENITE**

$$\gamma_{\text{sat}} \text{ (kg/m}^3\text{)} = 2300$$

$$c' \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 0,7$$

$$\phi' = 32$$

$$E \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 450$$

## **CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA**

La caratterizzazione del sottosuolo deve essere eseguita sia dal punto di vista chimico-fisico ma in particolare quello geologico-geotecnico.

Il grado di approfondimento delle indagini in sito e in laboratorio sono rapportate ai seguenti aspetti:

- quadro informativo (preliminare o esecutivo) per le quali sono state eseguite;
- estensione e rilevanza dell'opera da realizzare;
- fattori di rischio associati al progetto;
- tecnologie che possono essere adoperate per la realizzazione di quella specifica opera.

La caratterizzazione geologico-geotecnica si ottiene attraverso l'inquadramento geologico dell'area e l'esecuzione di una serie di attività quali: indagini geofisiche, sondaggi con prelievo di campioni, prove in sito e prove di laboratorio.

Tutte queste operazioni vanno svolte e debbono avere un'estensione, in termini di numero e densità di prelievi, sondaggi e prove in sito e di laboratorio, via via maggiore all'aumentare dell'importanza dell'opera da realizzare o al complicarsi dello scenario stratigrafico prevedibile sulla base dell'inquadramento geologico dell'area.

Nel caso invece di opere minori e di contesti stratigrafici semplici, è possibile non eseguire tutte le suddette attività ed effettuare un numero ridotto di sondaggi e prove. In realtà, come già detto, il grado di approfondimento della caratterizzazione geologico-geotecnica dipende: dal quadro in-formativo per la quale è stata eseguita, dai fattori di rischio associati all'opera e dalle tecnologie esecutive impiegabili, oltre che dalla rilevanza e dall'estensione del progetto.

Normalmente il costo della caratterizzazione geologico-geotecnica oscilla tra il 10 % e il 15% del costo di progetto per le opere maggiori e intorno al 8% nel caso di opere minori.

L'inquadramento geologico dell'area fornisce la base di dati sulla quale procedere con tutte le successive indagini per la caratterizzazione geologica-geotecnica del sottosuolo.

La caratterizzazione geotecnica dei terreni attraversati dallo scavo è riportata nella tabella che segue per le unità attraversate. Tale caratterizzazione geotecnica è stata desunta dalle prove fino ad oggi effettuate, che verranno allegate ai documenti progettuali: i parametri di resistenza efficaci di progetto delle due unità individuate sono stati desunti dai parametri medi dividendoli per un coefficiente di sicurezza pari a 1,25.

Lo stato di caratterizzazione dei rilevati, nei punti relativi all'esecuzione dell'intervento, risulta approssimato e non coerente con la morfologia degli stessi, pertanto è stato sviluppato un preciso piano di indagini che dovrà essere eseguito prima della esecuzione dei lavori.

Solo il nuovo quadro conoscitivo dei parametri di deformabilità e resistenza dei rilevati permetterà di confermare e rendere esecutivi i dimensionamenti effettuati in questa relazione di calcolo.

Infatti le indagini relative alle successive fasi progettuali dovranno prevedere un approfondimento

Comune di Sassari (SS)  
Interventi di messa in sicurezza idraulica della Valle del Fosso della Noce  
Progetto di Fattibilità Tecnico – Economica  
**RELAZIONE PRELIMINARE STRUTTURALE E DI STABILITA' MICROTUNNELLING**  
**PIANO DI GESTIONE DELLE MATERIE**

lungo l'asse di progetto onde poter acquisire i necessari fattori di confidenza sui parametri del modello geotecnico oggi identificati lungo l'asse del tracciato individuato.

Il livello piezometrico è trascurabile pertanto è stato posto al di sotto del piano si posa dei tubi.

Unità(n°)	$\gamma$	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)	E (MPa)	$k_0(-)$
U1	2,1	40	22	10	0,5
U2	2,3	56	26	45	0,5

## **7 PRIME INDICAZIONI PER IL PIANO INDAGINI PER IL PROGETTO DEFINITIVO/ESECUTIVO**

Come risulta evidente da quanto descritto in precedenza, i rilevati da attraversare non possono essere oggetto di una caratterizzazione geotecnica generalizzata ma, per le dovute cautele, devono essere indagati nei particolari e specifici luoghi di passaggio della condotta idraulica.

La cautela non è da applicarsi solo ai fenomeni di stabilità e di fattibilità realizzativa, ma anche all'aspetto economico, fortemente conseguente ai metodi operativi i quali, per un verso, potrebbero essere complessi in quanto imposti da condizioni puntuali scadenti, o, per verso contrario, di maggiore semplicità in quanto consentiti da condizioni puntuali del terreno abbastanza favorevoli.

È con queste premesse che la fase esecutiva dell'opera deve obbligatoriamente comprendere un approfondimento di indagine lungo gli assi di attraversamento, con relativa esatta specificazione geotecnica dalla quale far conseguire la messa a punto della tecnologia di micro-tunneling (specifiche della testa fresante, adozione o meno di fluido bentonitico, etc.) e la definizione dello stato di sollecitazione e possibile cedimento dei vari elementi (fronte scavo, anelli in c.a., camere di spinta, martinetti idraulici, etc.).

La presente fase di PFTE individua dunque, come dovuto, il metodo di calcolo e dimensionamento (modelli FEM della stabilità del cavo e le azioni sui rivestimenti, Soluzione in forma chiusa per la stabilità del fronte e per il dimensionamento delle centrali di spinta) e la scelta della tecnologia (micro-tunneling con testa fresante), aspetti ambedue da precisare in fase esecutiva mediante un quadro esatto e puntuale di caratterizzazione geotecnica.

È pertanto da ascrivere al capitolo vero e proprio dei lavori da eseguire una fase previa di rilievo geotecnico puntuale degli assi di attraversamento e la conseguente precisazione dei dimensionamenti e tecnologia, il tutto nel solco, comunque, delle scelte già operate in questa sede.

Di conseguenza si danno nel seguito indicazioni per l'attuazione di specifiche indagini (come rappresentato in tabella seguente) alternando indagini dirette a quelle indirette in modo da formare compiutamente il quadro finale delle parametrizzazioni necessarie e cioè

Comune di Sassari (SS)  
Interventi di messa in sicurezza idraulica della Valle del Fosso della Noce  
Progetto di Fattibilità Tecnico – Economica  
**RELAZIONE PRELIMINARE STRUTTURALE E DI STABILITA' MICROTUNNELLING**  
**PIANO DI GESTIONE DELLE MATERIE**

Finalità	Mezzi di indagine				
Profilo stratigrafico	Diretti	<ul style="list-style-type: none"><li>■ Scavi accessibili (pozzi, trincee, cunicoli)</li><li>■ Fori di sondaggio</li></ul>			
	Indiretti	<ul style="list-style-type: none"><li>■ Prove geofisiche</li><li>■ Prove penetrometriche statiche</li></ul>			
Proprietà fisico-meccaniche	Grandezze misurate		$\sigma_{h0}$	$\sigma:\epsilon$	$\tau:\sigma$
	Tipo prova				
	Scissometriche				F
	Penetrometriche statiche				
	Penetrometriche dinamiche				G
	Pressiometriche				
	Dilatometriche				
	Geofisiche				
Misura pressione interstiziale	<ul style="list-style-type: none"><li>■ <b>Piezometri idraulici</b></li><li>■ <b>Celle piezometriche</b></li></ul>		<b>Legenda:</b>  $\sigma_{h0}$ = tensioni orizzontali $\sigma:\epsilon$ = legame tensio-deformativo $\tau:\sigma$ = resistenza al taglio = impiego ottimale = limitazioni esecutive = interpretazione empirica F = solo terreni a grana fine G = solo terreni a grana grossa		
Permeabilità	<ul style="list-style-type: none"><li>■ Prove di emungimento</li><li>■ Prove di immissione</li></ul>				
Verifica impiego analisi e tecnologie	<ul style="list-style-type: none"><li>■ Prove di carico su piastre e pali</li><li>■ Misure di pressioni interstiziali e permeabilità (efficacia di drenaggi e impermeabilizzazioni)</li><li>■ Misure di proprietà meccaniche (efficacia di trattamento di miglioramento e rinforzo)</li></ul>				

l'esecuzione specifica di:

- Sondaggi a carotaggio continuo
- Prove penetrometriche dinamiche
- Prove penetrometriche statiche
- Indagini geofisiche
- Prove di laboratorio (Es.)
- Determinazione della massa volumica apparente o densità;
- Determinazione dell'umidità naturale;
- Determinazione della massa volumica reale o peso specifico assoluto dei grani;
- Determinazione del peso di volume;
- Analisi granulometrica per vagliatura sia umida che secca;
- Analisi granulometrica per sedimentazione con aerometro;
- Determinazione dei limiti di Atterberg (Liquido, Plastico e Indice di Plasticità);

Come descritto nelle tavole allegate al PFTP

## 8 COMPORTAMENTO DEI TERRENI ALLO SCAVO

Nel capitolo seguenti verranno espone le metodologie di calcolo per il dimensionamento dello scavo e la determinazione della spinta che è necessario applicare coassialmente alla colonna di tubazioni del microtunnelling.

Tale spinta, generata da un gruppo di spinta idraulico (con eventuali stazioni di spinta intermedie), è considerata in genere pari alla somma di tre forze: la risultante delle forze d'attrito dinamico (che si

Comune di Sassari (SS)  
Interventi di messa in sicurezza idraulica della Valle del Fosso della Noce  
Progetto di Fattibilità Tecnico – Economica  
**RELAZIONE PRELIMINARE STRUTTURALE E DI STABILITA' MICROTUNNELLING**  
**PIANO DI GESTIONE DELLE MATERIE**

generano lungo la superficie laterale dello scudo e del treno di tubazioni), la resistenza che il terreno complessivamente esercita sul fronte di perforazione e la risultante delle forze d'attrito addizionali legate ai periodi di interruzione dei lavori.

Successivamente verrà posta l'attenzione sulla stabilità del cavo (FEM) e del fronte di scavo. Infatti risulta fondamentale evitare qualsiasi instabilizzazione del fronte di perforazione.

Inoltre si utilizzerà anche il metodo dell'equilibrio limite proposto da Tamez E. (1985) mediante il quale è possibile calcolare il coefficiente di sicurezza relativo alla stabilità del fronte di scavo.

Infine si studieranno i profili di subsidenze superficiali e sotterranei dovuti allo scavo meccanizzato del microtunnel. In fase progettuale è infatti di fondamentale importanza valutare l'impatto che lo scavo ha in superficie e nel terreno circostante.

Risulta necessario calcolare i movimenti del terreno, in modo da conoscere l'area nella quale i cedimenti delle strutture eccederebbero i cedimenti e le rotazioni massime ammissibili oltre alle azioni sul rivestimento.

Ciò permette di fare una valutazione preliminare del grado di rischio a cui le strutture sarebbero sottoposte e di intraprendere, di conseguenza, opportune scelte progettuali atte a ridurre al minimo tale grado di rischio.

Tutte le analisi seguenti dovranno essere ripetute col quadro definitivo dei parametri come da prove dei precedenti capitoli per validare ed eventualmente modificare le scelte progettuali – per l'opera in oggetto raccomanda di mantenere  $F_s$  nel campo Elastico o comunque nell'intorno di 1,5

$F_s$	Comportamento del terreno al fronte di scavo
$> 2$	Elastico
$1,5 \div 2$	Elasto-plastico: cedimenti normalmente ammissibili
$1,3 \div 1,5$	Elasto-plastico: cedimenti significativi
$1 \div 1,3$	Incipiente rottura
$< 1$	Rottura



## 9 STABILITÀ DEL FRONTE

L'analisi della stabilità del fronte di scavo è stata effettuata con il metodo di Tamez (1984), che prevede la verifica all'equilibrio limite della stabilità del cuneo n.1 al fronte edel prisma n.2 gravante sul cuneo.

La geometria del cinematismo di rottura è illustrata in Fig 5-1, dove si riporta la presenzadi un eventuale corpo prismatico n.3 nel caso in cui sia presente un tratto a di galleria nonsostenuto.

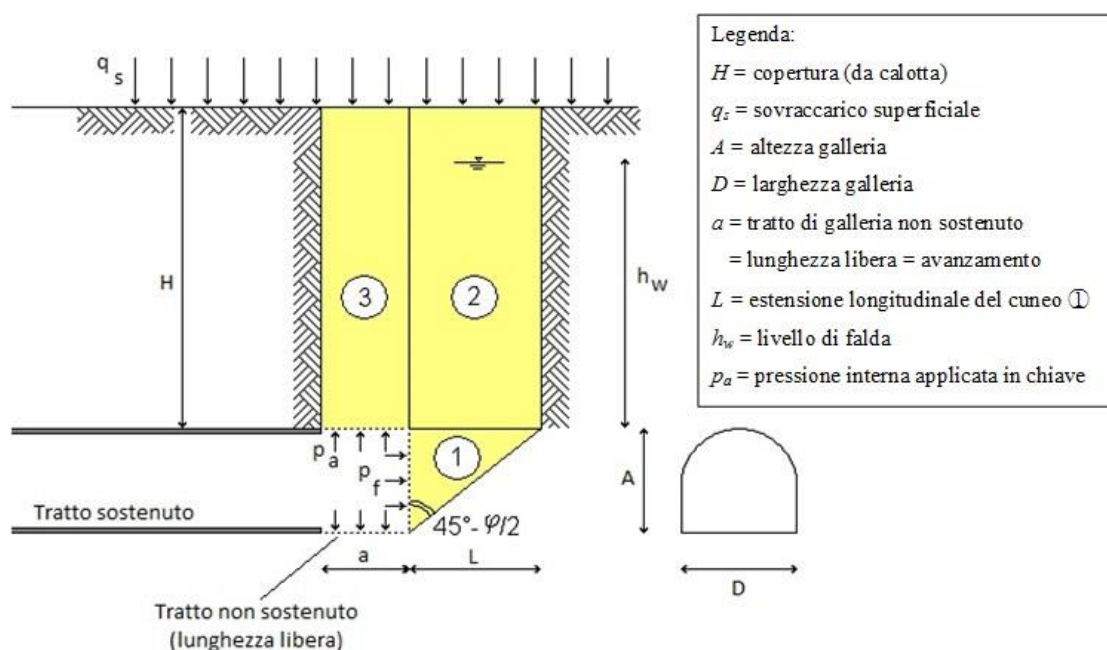


Fig 5-1 – Comportamento dei terreni allo scavo – Stabilità del fronte di scavo - Cinematismo di rottura con metodo di Tamez

Le analisi di stabilità sono state effettuate per l'unità stratigrafica U1 assumendo cautelativamente il valore massimo di copertura pari a 15 m ed un sovraccarico superficiale  $q_s$  di 20 (kPa), pari ai carichi pseudo-statici del traffico superficiale.

Inoltre, poiché lo scavo avverrà tramite MTBM, si avrà che non esiste di fatto un tratto di galleria di lunghezza "a" non sostenuto: a favore di cautela si porrà comunque la lunghezza non sostenuta pari a 0,5 metri, ottenendo così anche un coefficiente di sicurezza del cuneo 3.

In rapporto all'assetto idrogeologico dell'area ed alle indagini preliminari effettuate non si è considerato alcun carico piezometrico durante lo scavo.

Le verifiche per essere soddisfatte dovranno indicare un coefficiente di sicurezza  $F_s$  maggiore di 1, tuttavia verrà considerato un valore minimo pari a 1,5 per avere un sufficiente margine di sicurezza in relazione alle formazioni attraversate e al fattore di confidenza relativo alla numerosità ed alla tipologia di indagini effettuate in questa fase di indagini preliminari.

I risultati delle analisi, effettuate considerando i valori efficaci di coesione ed angolo di attrito per le unità individuate, sono riportati rispettivamente nelle Fig 5-2, Fig 5-3.

Comune di Sassari (SS)  
Interventi di messa in sicurezza idraulica della Valle del Fosso della Noce  
Progetto di Fattibilità Tecnico – Economica  
**RELAZIONE PRELIMINARE STRUTTURALE E DI STABILITA' MICROTUNNELLING**  
**PIANO DI GESTIONE DELLE MATERIE**

In particolare, come si vede dai tabulati di calcolo, la stabilità del fronte è sempre soddisfatta con valori del coefficiente di sicurezza del fronte pari a  $F_s = 1,5$  per unità I.

Ne deriva che al fronte con i valori dei parametri geotecnici di progetto non sarà necessario applicare una pressione tramite il fluido bentonitico al fronte durante lo scavo, anche se la possibilità non viene esclusa in fase di approfondimento progettuale.

## ANALISI DI STABILITA' DI TAMEZ - TABELLE RIEPILOGATIVE

Galleria MICRO-TUNELLING SASSARI			
Metodo di Tamez (1985) per il calcolo della stabilità del fronte a B.T. per terreni con			
La definizione di galleria superficiale dipende da: - profondità della galleria rispetto alla superficie del suolo - caratteristiche di resistenza del terreno			
orientativamente per gallerie in terreni o rocce tenere si definirà: galleria superficiale se verifica la seguente condizione: $Z/B = 2,13 < 2,5$ (sostituire B con D per le rocce)			
copertura dalla corona Z=	15,00 m		
larghezza galleria b=	3,00 m		
altezza galleria h=	3,00 m		
area di scavo =	7,07 m <sup>2</sup>	(se la gall è sup. non serve)	
D =	3,00 m	diametro equivalente (se la gall è sup. non serve)	
angolo di attrito interno $\phi$ =	22 °		
largh. caratteristica B= secondo Terzaghi (1943)	7,05 m		
W =	10 m	profondità falda da piano campagna (al massimo Z)	
h1=	5,10 m	altezza paraboloide di Protodyakonov sulla corona (per gall. superficiali h1=Z)	
$\gamma_2$ =	21 kN/m <sup>3</sup>	peso medio per unità di volume del terreno da scavare, compreso tra 0 e h	
$\gamma_3$ =	21 kN/m <sup>3</sup>	peso medio per unità di volume del terreno di copertura, sopra falda	
$\gamma_4$ =	21 kN/m <sup>3</sup>	peso per unità di volume del terreno di copertura, sotto falda	
$\gamma_w$ =	0 kN/m <sup>3</sup>	peso per unità di volume acqua (0=assenza di falda)	
C <sub>1</sub> =	40,00 kPa	coesione media del materiale da scavare, compreso tra 0 e h ( $<0,3 \cdot \gamma \cdot Z$ ) =	94,5
C <sub>2</sub> =	40,00 kPa	coesione media del materiale sopra la corona (tra h e h <sub>1</sub> ) ( $<0,3 \cdot \gamma \cdot Z$ ) =	95
a =	0,50 m	lunghezza di galleria non sostenuta	
l =	2,02 m		
K <sub>0</sub> =	0,50	0 per tunnel molto superficiali 0,5 (per materiali granulari con $\phi=0$ ) 1 per tunnel molto profondi ( $1-\sin\phi)/(1+\sin\phi) =$	0,45
K <sub>av</sub> =	0,45		
$\sigma_{m2}$ =	82,53 kPa	resistenza media a taglio sulle facce prisma 2	
$\sigma_{m3}$ =	40,00 kPa	resistenza media a taglio sulle facce prisma 3 (per gall. Superficiali = C <sub>2</sub> )	
P <sub>E</sub> =	0,00 kPa	Pressione di stabilizzazione al fronte	
A =	228,98		
B =	161,68		
E =	129,64	Fattori della formula	
F =	1,09		
G =	315,00		
FSF =	1,521	Safety factor of the face	
FS <sub>3</sub> =	3,022	Safety factor of the prism 3	
a <sub>m</sub> =	1,212 m	Massima lunghezza di galleria non rivestita in avanzamento	
a <sub>es</sub> =	0,606 m	Massima lunghezza di galleria non rivestita in avanzamento da adottare	
COMPORTAMENTO DEL TERRENO			
	ELASTICO	ELASTO-PLASTICO	ROTTURA
C	C > 0.3H <sub>T</sub>	0.3H <sub>T</sub> < C < 0.15H <sub>T</sub>	C < 0.15H <sub>T</sub>
FSF	FSF > 2	FSF = 1.5 (asse normalm. amm.) 1.3 < FSF < 1.5 (asse imponente)	FSF < 1
			ROTTURA FRAGILE 0.3H <sub>T</sub> < C FSF > 3.14 C/H <sub>T</sub> possibile rottura a L.T. FSF > 2 supporto non necessario FSF < 1.25 possibile rottura a B.T.

Fig 5-2 – Comportamento dei terreni allo scavo – Stabilità del fronte di scavo –Unità I copertura 15 m: analisi con metodo Tamez

# Galleria MICRO-TUNELLING SASSARI

## Metodo di Tamez (1985) per il calcolo della stabilità del fronte a B.T. per terreni con

La dotazione di gallerie superficiali dipende da:

- profondità della galleria rispetto alla superficie del suolo
- caratteristiche di resistenza del terreno

orientativamente per gallerie in terreni o rocce tenere si definirà

gallerie superficiali se verifica la seguente condizione:

$$Z/B = 0,71 \cdot \sqrt{2.5} \quad (\text{sostituire } B \text{ con } D \text{ per le rocce})$$

copertura dalla corona  $Z = 5,00 \text{ m}$

larghezza galleria  $b = 3,00 \text{ m}$

altezza galleria  $h = 3,00 \text{ m}$

area di scavo  $= 7,07 \text{ m}^2$

(se la gall è sup. non serve)

$D = 3,00 \text{ m}$

**diámetro equivalente** (se la gall è sup. non serve)

angolo di attrito interno  $\phi = 22^\circ$

largh. caratteristica  $B_z$  secondo Terzaghi (1943)  $7,05 \text{ m}$

$W = 10 \text{ m}$

profondità falda da piano campagna (al massimo  $Z$ )

$h_1 = 5,00 \text{ m}$

**altezza paraboloide di Protodyakonov sulla corona (per gall. superficiali  $h_1 = Z$ )**

$\gamma_1 = 21 \text{ kN/m}^3$

peso medio per unità di volume del terreno da scavare, compreso tra  $0$  e  $h$

$\gamma_2 = 21 \text{ kN/m}^3$

peso medio per unità di volume del terreno di copertura, sopra falda

$\gamma_3 = 21 \text{ kN/m}^3$

peso per unità di volume del terreno di copertura, sotto falda

$\gamma_w = 0 \text{ kN/m}^3$

peso per unità di volume acqua ( $0$  = assenza di falda)

$C_1 = 40,00 \text{ kPa}$

coesione media del materiale da scavare, compreso tra  $0$  e  $h$  ( $< 0,3^\circ \gamma Z$ ) = **31,5**

$C_2 = 40,00 \text{ kPa}$

coesione media del materiale sopra la corona (tra  $h$  e  $h_1$ ) ( $< 0,3^\circ \gamma Z$ ) = **32**

$a = 0,50 \text{ m}$

lunghezza di galleria non sostenuta

$l = 2,02 \text{ m}$

0 per tunnel molto superficiali

0.5 (per materiali granulari con  $c=0$ )

1 per tunnel molto profondi

$(1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi) = 0,45$

$\tau_{m2} = 82,53 \text{ kPa}$

**resistenza media a taglio sulle facce prisma 2**

$\tau_{m3} = 40,00 \text{ kPa}$

**resistenza media a taglio sulle facce prisma 3 (per gall. Superficiali =  $C_2$ )**

$P_t = 0,00 \text{ kPa}$

Pressione di stabilizzazione al fronte

$A = 224,49$

$B = 158,51$

$E = 129,64$

Fattori della formula

$F = 1,26$

$G = 105,00$

**$FSF = 3,884$**

Safety factor of the face

**$FS_3 = 8,889$**

Safety factor of the prism 3

**$B_m = 16,552 \text{ m}$**

**Massima lunghezza di galleria non rivestita in avanzamento**

**$B_m = 8,276 \text{ m}$**

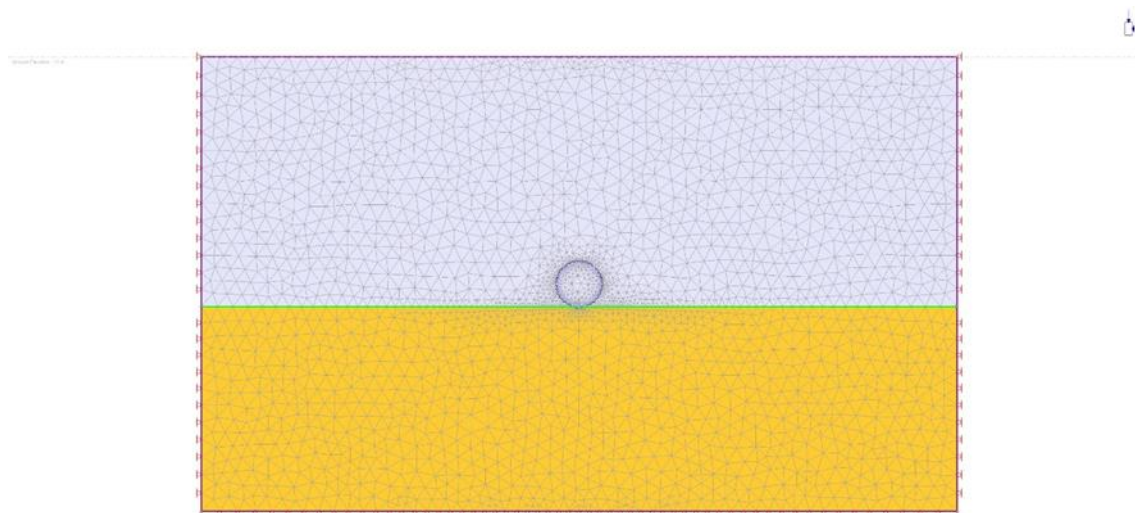
**Massima lunghezza di galleria non rivestita in avanzamento da adottare**

COMPORTAMENTO DEL TERRENO				
	ELASTICO		ROTTURA	
	ELASTO-PLASTICO		ROTTURA FRAGILE	
C	$C > 0.3H\gamma$		$C < 0.15H\gamma$	
FSF	$FSF = 1.5$ tasso normalm. amm.		$FSF < 1$	
	$1.3 \cdot FSF < 1.5$ tasso imponente		$FSF = 3.14$ GH possibile rottura a L.T.	
			$FSF = 2$ supposto non rivestito	
			$FSF = 1.25$ possibile rottura a B.T.	

18

## 10 STABILITÀ DEL CAVO TRAMITE MODELLAZIONE FEM

In questo capitolo sarà trattata la modellazione agli elementi finiti, come da figura seguente, e verranno discussi i risultati ottenuti dalle modellazioni e si studieranno i principali aspetti progettuali legati alla realizzazione del microtunnel in progetto.



Il software FEM impiegato per la modellazione bidimensionale è PHASE 2 (Rock and Soil 2dimensional analysis program) commercializzato da Rocscience Inc.

Gli obiettivi prefissati delle analisi numeriche sono:

- determinazione delle subsidenze longitudinali e trasversali allo scavo in superficie;
- individuazione dello spostamento radiale del terreno attorno allo scavo al procedere della perforazione;
- determinazione dell'estrusione al fronte di scavo;
- identificazione della pressione minima di supporto al fronte;
- individuazione delle zone di plasticizzazione al variare della pressione al fronte;
- determinazione delle sollecitazioni a cui saranno soggette le condotte.

Il calcolo è stato eseguito considerando la completa assenza di rivestimento del cavo e di sostegno del fronte, al fine di valutare la capacità autoportante delle diverse unità stratigrafiche e quindi di verificare se ricadono all'interno di un comportamento prettamente elastico o di tipo elastoplastico.

L'analisi è stata eseguita in sforzi totali con una copertura di 15 m, assumendo un comportamento allo scavo regolato dai parametri efficaci ( $c'$ ;  $\phi'$ ) per l'unità.

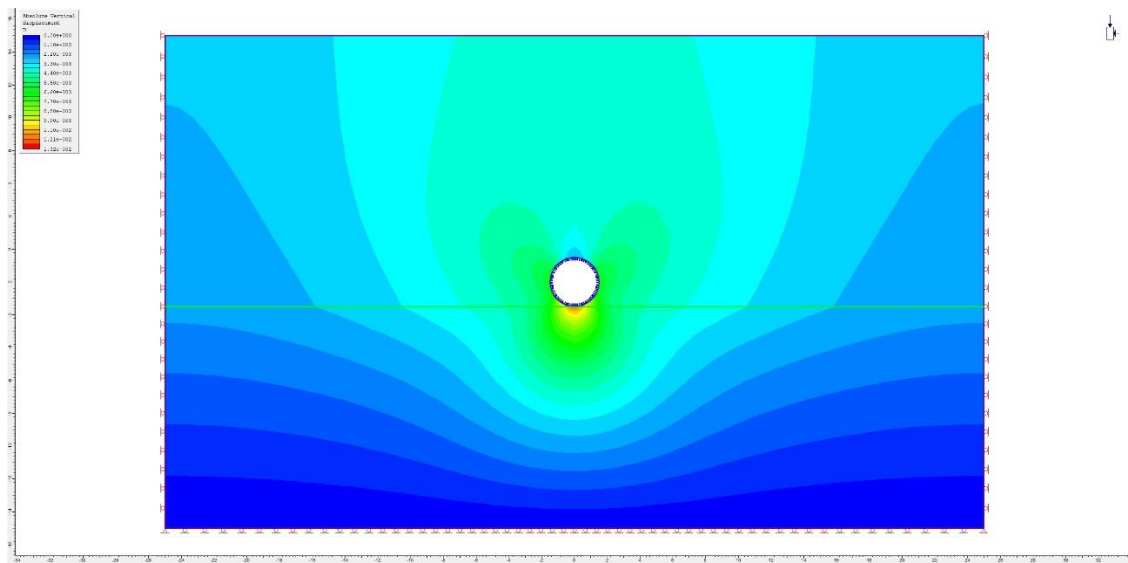
Si riporta di seguito un breve commento in merito ai risultati dell'analisi effettuata con il programma Phase2 in relazione agli spostamenti radiali e ai raggi plastici del cavo e al fronte riportati nelle pagine

Comune di Sassari (SS)  
Interventi di messa in sicurezza idraulica della Valle del Fosso della Noce  
Progetto di Fattibilità Tecnico – Economica  
**RELAZIONE PRELIMINARE STRUTTURALE E DI STABILITA' MICROTUNNELLING**  
**PIANO DI GESTIONE DELLE MATERIE**

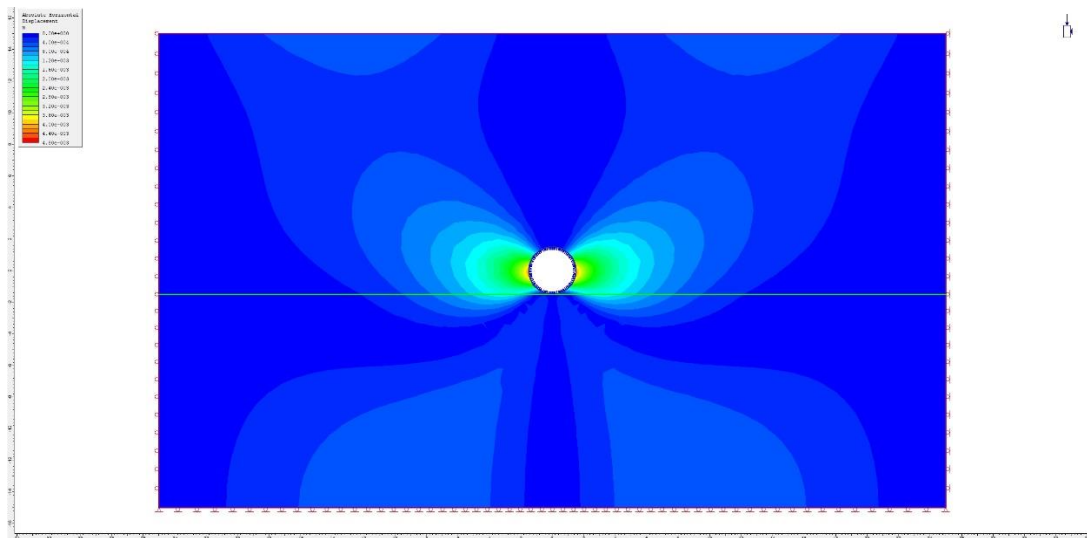
seguenti.

L'unità U1 è caratterizzata da un comportamento di tipo elasto – plastico e, a causa di tale comportamento, il detensionamento al fronte è già del 80% e raggiunge il 95% a una distanza di circa 5 m dal fronte, che corrispondono alla lunghezza dello scudo della fresa.

Di seguito sono riportate le figure relative e agli spostamenti orizzontali, verticali e totali  $u_r$  e del raggio plastico  $R_{PL}$  al cavo ed al fronte. La tensione tangenziale ha il picco in corrispondenza del passaggio tra campo elastico e campo elasto – plastico con progressiva riduzione fino al suo valore minimo al contorno di scavo, dove la tensione radiale si annulla.

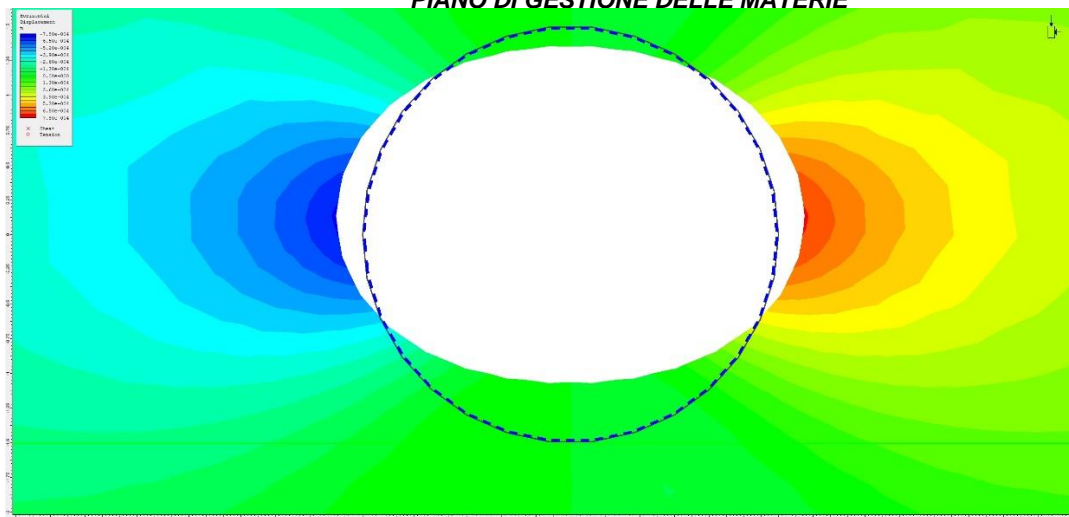


Spostamenti verticali

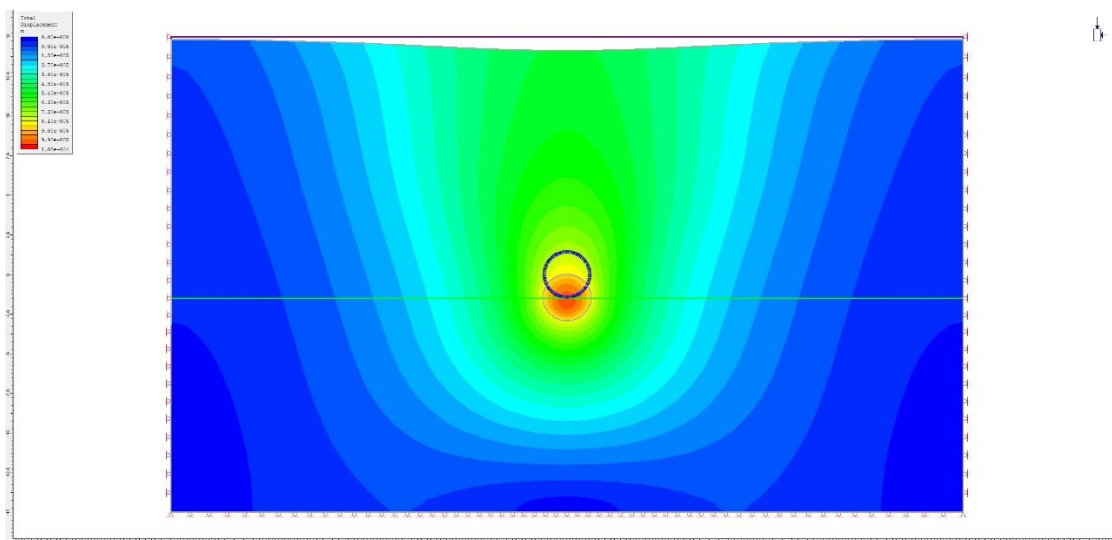


Spostamenti orizzontali

Comune di Sassari (SS)  
 Interventi di messa in sicurezza idraulica della Valle del Fosso della Noce  
 Progetto di Fattibilità Tecnico – Economica  
**RELAZIONE PRELIMINARE STRUTTURALE E DI STABILITA' MICROTUNNELLING**  
**PIANO DI GESTIONE DELLE MATERIE**



Spostamenti del contorno del cavo



Spostamenti totali



Comune di Sassari (SS)  
 Interventi di messa in sicurezza idraulica della Valle del Fosso della Noce  
 Progetto di Fattibilità Tecnico – Economica  
**RELAZIONE PRELIMINARE STRUTTURALE E DI STABILITA' MICROTUNNELLING**  
**PIANO DI GESTIONE DELLE MATERIE**

In conclusione i tabulati riportano una sintesi degli spostamenti radiali per l'unità stratigrafica in corrispondenza del cavo.

L'analisi agli elementi finiti conferma la stabilità del fronte di scavo, così come indicato dall'analisi con il metodo di Tamez, così come indica la stabilità del cavo.

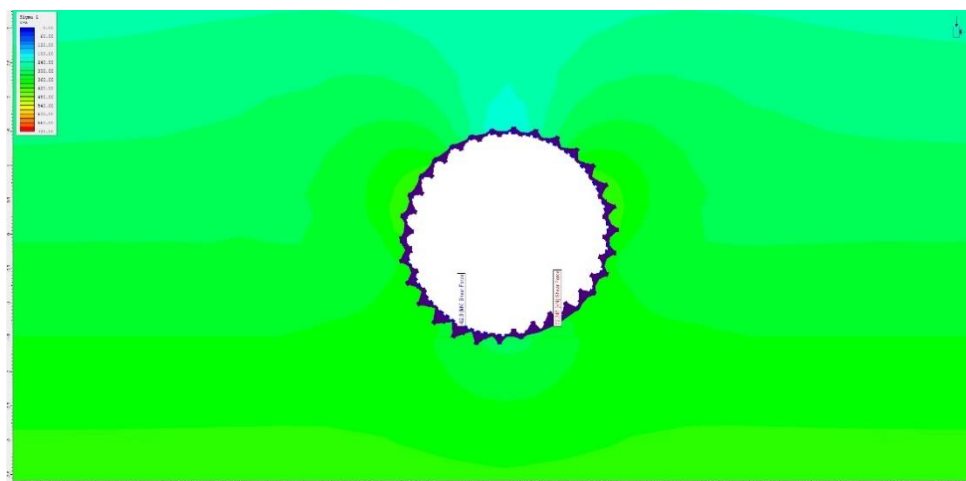
Tab. 6-2 – Comportamento dei terreni allo scavo – Stabilità del cavo e del fronte - Spostamento radiale $u_r$ e raggio plastico $R_{PL}$					
Unità(n°)	Cavo (non sostenuto)		Fronte (non sostenuto)		$\lambda$ fronte (%)
	$u_r$ (m)	$R_{PL}$ (m)	$u_r$ (m)	$R_{PL}$ (m)	
U1	$6,5 \cdot 10^{-4}$	0,22	$1,2 \cdot 10^{-3}$	0,45	

## 11 SOLLECITAZIONI INDOTTE SULLE TUBAZIONI

Una volta che lo scavo sarà completato e che si realizzerà l'iniezione di stabilizzazione con cemento della miscela bentonitica iniettata a tergo dei conci, si realizzerà la continuità tra conci e terreno.

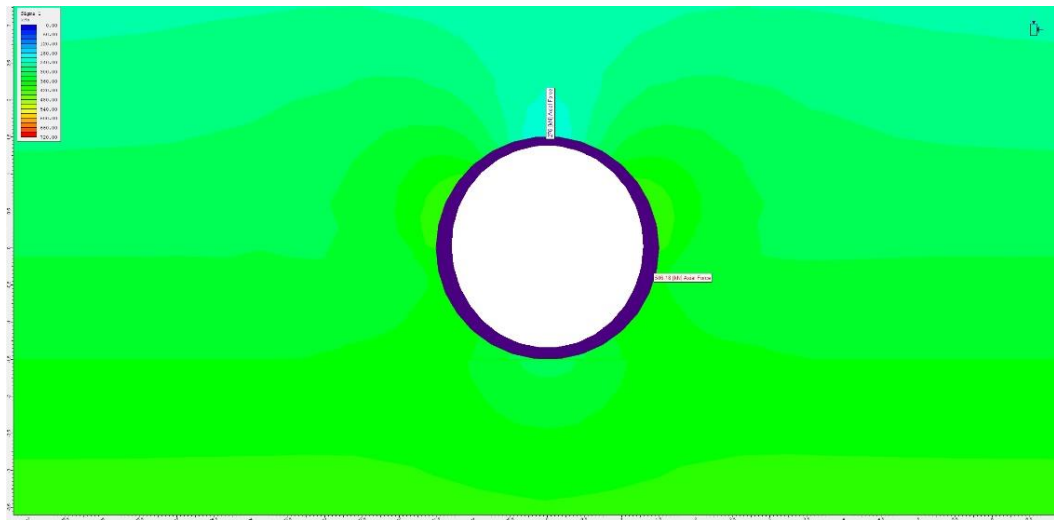
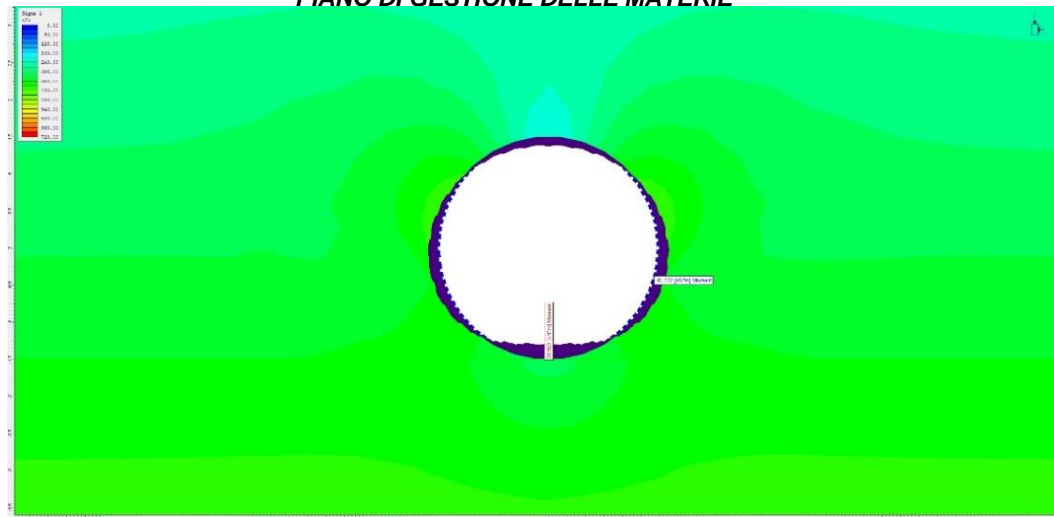
Ne deriva che il carico litostatico e le deformazioni a lungo termine del terreno andranno di fatto a trasferirsi sulle tubazioni.

Il trasferimento di tale carico con la profondità può essere definito con precisione pari a



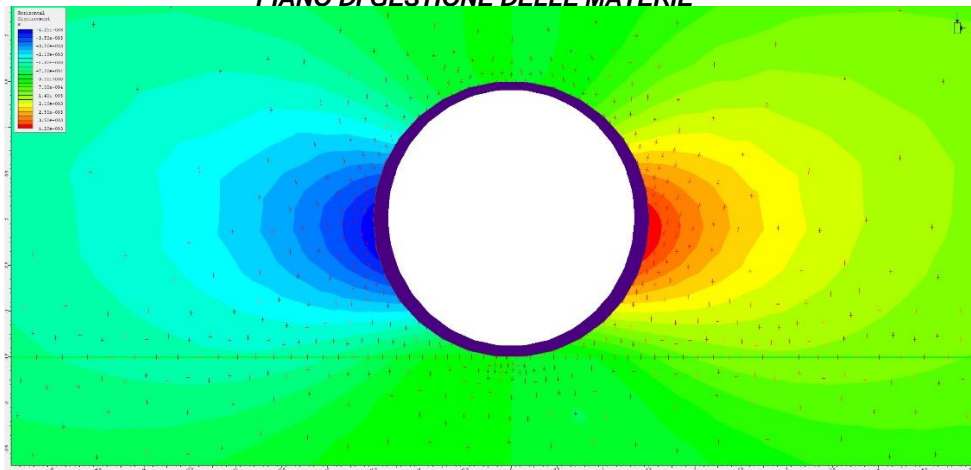


Comune di Sassari (SS)  
Interventi di messa in sicurezza idraulica della Valle del Fosso della Noce  
Progetto di Fattibilità Tecnico – Economica  
**RELAZIONE PRELIMINARE STRUTTURALE E DI STABILITA' MICROTUNNELLING**  
**PIANO DI GESTIONE DELLE MATERIE**

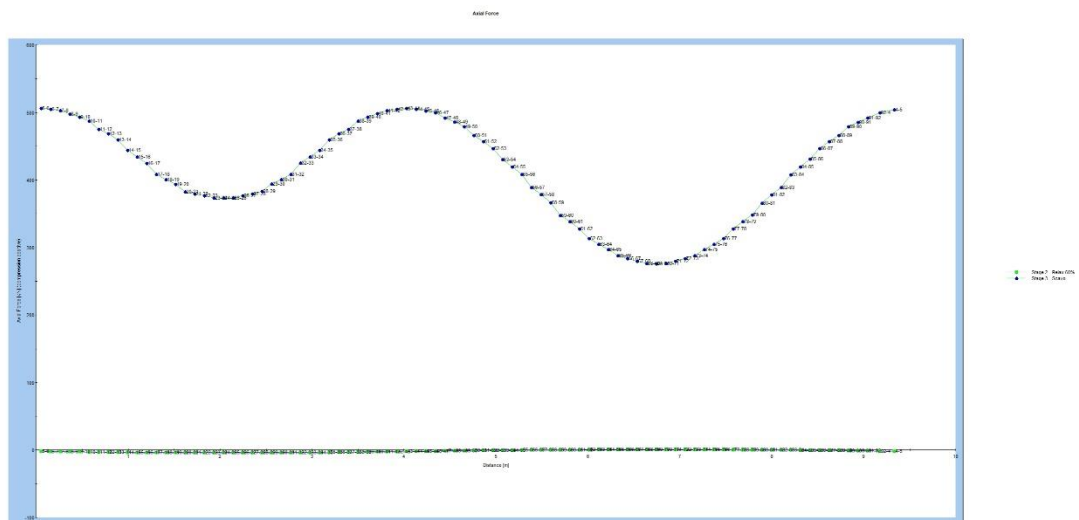


Queste tensioni risultano essere largamente inferiori alla resistenza del calcestruzzo delle tubazioni, supponendo che le stesse siano formate da anelli di spessore tra i 0,25 e 0,30 m

Comune di Sassari (SS)  
 Interventi di messa in sicurezza idraulica della Valle del Fosso della Noce  
 Progetto di Fattibilità Tecnico – Economica  
**RELAZIONE PRELIMINARE STRUTTURALE E DI STABILITA' MICROTUNNELLING**  
**PIANO DI GESTIONE DELLE MATERIE**



Ne deriva che come risulta per tutti i progetti di micro-tunneling l'azione dimensionante le tubazioni è data dalla forza di spinta necessaria per l'esecuzione del lavoro.



## 12 CALCOLO DELLA FORZA TOTALE DI SPINTA

### 12.1 Fattori che definiscono la forza di spinta totale

Si riporta di seguito la valutazione della forza totale di spinta  $P_{tot}$  necessaria per l'avanzamento delle tubazioni e della MTBM,

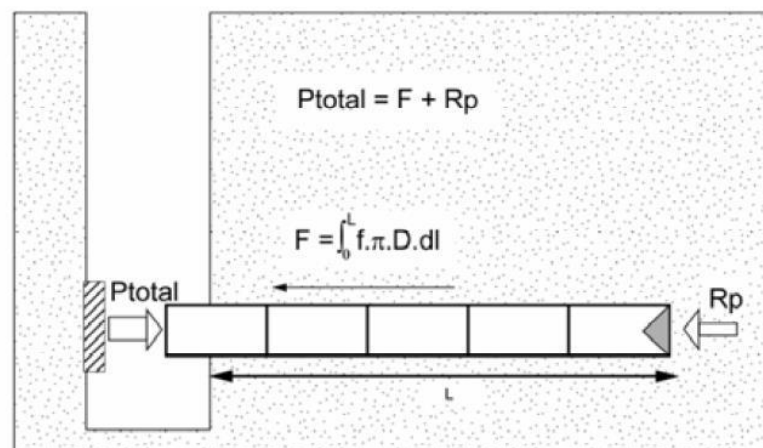
Per poter interrare una tubazione con la tecnologia del microtunnelling, è necessario imprimere una spinta  $F_s$  allo scudo e alla colonna di tubazioni retrostanti.

Tale spinta risulta pari a:

$$F_{tot} = F_{fr} + F_p$$

dove:

- $F_{fr}$  rappresenta la risultante delle forze d'attrito dinamico generate lungo la superficie laterale della testa fresante e del treno di tubazioni [N];
- $F_p$  rappresenta la resistenza che il terreno esercita sul fronte di perforazione [N];



La risultante delle forze d'attrito  $F_{fr}$  generalmente rappresenta la componente principale della spinta totale  $F_{tot}$ . e rappresenta la resistenza delle forze d'attrito totali tra il terreno e l'estradosso dei conci, condizionando attualmente le distanze massime raggiungibili da un singolo pozzo di spinta.

Pertanto è fondamentale conoscere i parametri che li influenzano prima ancora di procedere al calcolo delle stesse. Sia le considerazioni inerenti ai fattori che condizionano le forze d'attrito che i metodi di calcolo per la stima di  $F_{fr}$  e  $F_p$  e  $F_{sup}$  fanno riferimento agli studi di Pellet-Beaucour A. L. e Kastner R. (2002) e al lavoro della FSTT (2010).

Comune di Sassari (SS)  
Interventi di messa in sicurezza idraulica della Valle del Fosso della Noce  
Progetto di Fattibilità Tecnico – Economica  
**RELAZIONE PRELIMINARE STRUTTURALE E DI STABILITA' MICROTUNNELLING**  
**PIANO DI GESTIONE DELLE MATERIE**

Per definire Ffr verrà utilizzata la formula relativa alla definizione della resistenza di attrito unitaria f tra terreno e condotta secondo la seguente relazione:

$$f = \frac{dF_{fr}}{\pi D_e dL} \quad [Pa]$$

dove:

- D rappresenta il diametro esterno della tubazione [m];
- dFfr rappresenta la variazione della risultante delle tensioni d'attrito lungo la tubazione [N];
- dL rappresenta la lunghezza della tubazione [m].

Per i terreni granulari la FSTT (2010) ha evinto che le tensioni d'attrito dinamico risultano via via minori all'aumentare della compattezza del terreno (da 7,9 kPa a 6,5 kPa fino a 3,1 kPa). Ciò viene spiegato tramite l'effetto arco descritto da Terzaghi: le tensioni esercitate sulla condotta si riducono all'aumentare dell'angolo di resistenza al taglio del terreno.

Di seguito i valori di f per diverse tipologie di terreno.

Class of soil	Not lubricated			Lubricated		
	f (kPa)	Number of linear	Values analyzed (ml)	f <sub>lub</sub> (kPa)	Number of Linear	Values analyzed (ml)
1 – Coherent soft	–	–	–	–	–	–
2 – Granular loose	7.9	3	82	1.8	2	204
3 – Coherent quite stiff	5.6	2	44	3.1	2	153
4 – Granular quite compact	6.5	6	152	2.0	6	320
5 – Coherent stiff to hard	1.7	3	105	0.7	1	140
6 – Granular compact	3.1	3	110	6.9	4	210

Durante le fasi di spinta di un'applicazione in micro-tunnelling, lo scudo esercita una certa pressione sul fronte di scavo. Tale pressione può costituire una parte non trascurabile della spinta totale e pertanto deve essere calcolata e tenuta in conto al pari della risultante delle forze d'attrito dinamico. Inoltre l'intensità della pressione esercitata al fronte di scavo influisce sulla stabilità del fronte stesso. Infatti tale pressione deve essere più alta della pressione attiva esercitata dal fronte.

In caso contrario se la pressione al fronte risulta minore della pressione attiva, il terreno può collassare contro lo scudo creando possibili fenomeni di subsidenza in superficie.

La spinta in testa (pari alla resistenza che il terreno esercita sul fronte) dipende essenzialmente dalla natura del terreno, dal diametro del scavo e dai parametri di perforazione quali la velocità di spinta e il

Comune di Sassari (SS)  
 Interventi di messa in sicurezza idraulica della Valle del Fosso della Noce  
 Progetto di Fattibilità Tecnico – Economica  
**RELAZIONE PRELIMINARE STRUTTURALE E DI STABILITA' MICROTUNNELLING**  
**PIANO DI GESTIONE DELLE MATERIE**

liquido di perforazione impiegato. Generalmente la spinta in testa non è direttamente misurata nelle fasi di spinta. Essa può tuttavia essere valutata sottraendo la risultante delle forze d'attrito dinamico alla spinta totale. In questo modo però non si tiene conto della tensione d'attrito statico legato ai periodi di fermo-cantiere. Per tale ragione, la FSTT (2010) suggerisce di calcolare la spinta  $F_p$  tramite il parametro  $f_p$ , resistenza apparente al fronte di scavo, che include l'effetto delle tensioni sugli utensili di scavo e della pressione del fluido di perforazione.

$$F_p = f_p \pi \frac{D^2}{4} \quad [N]$$

La FSTT (2010) suggerisce di utilizzare nella formula sopra la media dei valori massimi di  $f_p$  indicata in Tabella di seguito: tali valori sono frutto dei dati sperimentali raccolti dagli autori in diversi progetti di micro-tunnelling.

	Terreno sabbioso	Terreno sabbioso-ghiaioso	Terreno argilloso
Valore massimo di $f_p$	1800 kPa	2300 kPa	800 kPa
Media dei valori massimi di $f_p$	1000 kPa	1700 kPa	600 kPa

Comune di Sassari (SS)  
Interventi di messa in sicurezza idraulica della Valle del Fosso della Noce  
Progetto di Fattibilità Tecnico – Economica  
**RELAZIONE PRELIMINARE STRUTTURALE E DI STABILITA' MICROTUNNELLING**  
**PIANO DI GESTIONE DELLE MATERIE**

### 13 CALCOLO DELLA FORZA TOTALE DI SPINTA DI PROGETTO

Sulla base delle metodologie sopra riportate, la massima forza di spinta che si svilupperà lungo il tracciato del progetto è riassunta nel tabulato di seguito.

In questa fase relativa alla progettazione preliminare del sistema di spinta la resistenza di attrito unitaria  $f$  tra terreno e condotta è stata considerata pari ai valori massimi sperimentali possibili considerando che le indagini ad oggi effettuate non hanno indagato le verticali di tracciato: si tratta di valori indubbiamente cautelativi anche per poter considerare eventuali incrementi di spinta dovuti a possibili fermo cantiere durante i lavori di scavo.

CALCOLO DELLA SPINTA MICROTUNNELING SASSARI			
Terreni con comportamento granulare ( $c', f'$ )			
Ffr rappresenta la risultante delle forze d'attrito dinamico generate lungo la superficie laterale della testa fresante e del treno di tubazioni [N]			
Fp rappresenta la resistenza che il terreno esercita sul fronte di perforazione [N];			
Fsup rappresenta la risultante delle forze d'attrito addizionali legate ai periodi di interruzione dei lavori [N].			
copertura dalla corona Z=	5,00 m		
larghezza galleria b=	3,00 m		
altezza galleria h=	3,00 m		
area di scavo =	7,07 m <sup>2</sup>	(se la gall è sup. non serve)	
D =	3,00 m	diametro equivalente (se la gall è sup. non serve)	
angolo di attrito interno $\phi$ =	22 °		
Lunghezza totale spingitubo =	70 m		
f din	7,4 kPa	resistenza attritiva unitaria f tra terreno e condotta (tabella 8)	
coeff=	1,5	Tiene conto delle ulteriori spinte dovute alla deviazione dei conchi	
<b>Ffr max=</b>	<b>7.321</b> kN	<b>risultante delle forze d'attrito dinamico generate lungo la superficie laterale della testa fresante e del treno di tubazioni [N]</b>	
f <sub>p</sub>	1700 kPa	resistenza attritiva unitaria f tra terreno e condotta (tabella 11)	
<b>Fp =</b>	<b>12.011</b> kN	<b>resistenza che il terreno esercita sul fronte di perforazione</b>	
<b>Ftot =</b>	<b>19.332</b> kN	<b>Spinta totale</b>	
n mart=	4	numero di martinetti di spinta	
<b>Sm=</b>	<b>4.833</b> kN	<b>Spinta max di un martinetto</b>	

## **14 STIMA ECONOMICA DELL'INTERVENTO MICRO-TUNNELING**

La scelta delle tecnologie trenchless, in sostituzione a metodi tradizionali di scavo, può essere motivata da diversi fattori, quali:

- fattibilità;
- confronto economico;
- obblighi derivanti dall'ottenimento di permessi pubblici e/o privati.

Un confronto economico esauriente fra le varie tecniche, oltre ai puri costi di realizzazione dell'opera, deve tenere conto di altri elementi di valutazione quali: costi di realizzazione delle opere di ripristino ambientale necessarie; costi di realizzazione delle opere di protezione della condotta; costi di manutenzione ordinaria e straordinaria delle suddette opere; lunghezza dei possibili tracciati; costi sociali e/o costi indiretti quali: recupero ambientale più o meno lungo delle aree interessate; interferenza con attività sociali (disturbi al traffico, ridotta fruibilità dei luoghi, ecc.); danni/interferenze con infrastrutture e impianti terzi.

Tenuto conto di tutti i vari elementi di costo da considerare in un confronto economico fra le varie soluzioni progettuali disponibili, le soluzioni trenchless possono risultare chiaramente molto competitive rispetto a quelle tradizionali.