0	02/2017	Emissione	Smorgon	Pesce	Venturini
Revisione	Data	Oggetto revisione	Redatto	Verificato	Approvato

# COMUNE DI GENOVA

OPERE DI SISTEMAZIONE IDRAULICA DEL RIO NOCE NEL TRATTO COMPRESO TRA LA SCUOLA D'INFANZIA DELIA REPETTO IN SALITA SUPERIORE DELLA NOCE ED IL POZZO CARENA MEDIANTE REALIZZAZIONE DI UNA GALLERIA BY-PASS

### AREA TECNICA - DIREZIONE OPERE IDRAULICHE E SANITARIE

Dirigente Ing. Stefano PINASCO

PROGETTISTI:	RESPONSABILE UNICO PROCEDIMENTO	Ing. Stefano PINASCO	
A.T.I.	Staff tecnico		
TECHNITAL S.p.A. (Capogruppo mandataria)	TECHNITAL S.p.A. (Capogruppo mandataria) Ing. S. Venturini		
STUDIO MAJONE INGEGNERI ASSOCIATI	STUDIO MAJONE INGEGNERI ASSOCIATI Ing. D Cerlini - Ing. M. Ferrari SGI STUDIO GALLI INGEGNERIA S.r.I. Ing. A.Galli		
SGI STUDIO GALLI INGEGNERIA S.r.I.			

Qggetto della tavola			Elaborato	
			TECHNITAL S.p.A.	
STRUTTURE BY-PASS RIO NOCE E OP SUPERIORE DELLA NOCE	Dott. Ing. Simone Venturini			
MICROTUNNELING RELAZIONE TECNICA E D	Data			
			Febbraio 2017	
Progetto Esecutivo	Tavola Nº		PE.RC.203	
Codice GULP	Codice Commessa Precedente		Revisione	
12383		DSU100	0	

I DISEGNI E LE INFORMAZIONI IN ESSI CONTENUTE SONO PROPRIETA' ESCLUSIVA DEL COMUNE DI GENOVA E NON POSSONO ESSERE MODIFICATI, RIPRODOTTI, RESI PUBBLICI O UTILIZZATI PER USI DIFFERENTI DA QUELLI PER CUI SONO STATI REDATTI, SALVO AUTORIZZAZIONE SCRITTA.

### MICROTUNNELING

### **RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO**

### INDICE

1.	INTRODUZIONE	9
2.	OGGETTO E SCOPO	10
3.	DESCRIZIONE DEL TRACCIATO	11
4.	DESCRIZIONE DEL METODO DI SCAVO	12
5.	<ul> <li>SCELTA DEL TIPO DI FRESA</li> <li>5.1. Tipologia dei terreni da scavare</li> <li>5.2. Scelta del tipo di scudo e del sistema di smarino</li> <li>5.3. Scelta della testa di scavo</li> <li>5.4. Sovrascavo</li> </ul>	15 15 16 17 17
6.	<ul> <li>COMPORTAMENTO DEI TERRENI ALLO SCAVO</li> <li>6.1. Assetto stratigrafico e caratterizzazione geotecnica</li> <li>6.2. Stabilità del fronte</li> <li>6.3. Stabilità del cavo</li> <li>6.4. Sollecitazioni indotte sulle tubazioni</li> <li>6.5. Calcolo della pressione al fronte</li> </ul>	18 18 18 23 34 36
7.	<ul><li>CALCOLO DELLA FORZA TOTALE DI SPINTA</li><li>7.1. Fattori che definiscono la forza di spinta totale</li><li>7.2. Stazioni intermedie</li><li>7.3. Calcolo della forza totale di spinta di progetto</li></ul>	38 38 46 47
8.	ANELLO RIPARTITORE DELLA SPINTA	48
9.	<ul><li>FLUIDO BENTONITICO DA IMPIEGARE NELLO SCAVO</li><li>9.1. Fluido da iniettare al fronte</li><li>9.2. Fluido da iniettare a tergo delle tubazioni</li></ul>	51 51 52
10.	MONITORAGGIO	54
	<ul><li>10.1. Parametri di scavo</li><li>10.2. Traiettoria</li><li>10.3. Anello ripartitore della spinta</li><li>10.4. Fluido di perforazione</li><li>10.5. Iniezione a tergo delle tubazioni</li></ul>	54 54 56 57 58
11.	CONCLUSIONI	59

### **INDICE FIGURE**

Fig 4-1 – Descrizione del metodo – Schema di cantiere di micro – tunneling (da Herrenknecht website)	12
Fig 4-2 – Descrizione del metodo – Immagine di una stazione intermedia di spinta (da Herrenknecht website)	13
Fig 4-3 – Descrizione del metodo – Immagine di una stazione intermedia di spinta (da Herrenknecht website)	13
Fig 4-4 – Descrizione del metodo – Sistema di iniezione a tergo dei conci (da Herrenknecht website)	14
Fig 5-1 – Scelta del tipo di fresa – Schema dello scudo chiuso a smarino idraulico tipo serie AVN (da Herrenknecht website)	16
Fig 5-2 – Scelta del tipo di fresa – Esempio di testa di scavo per terreni misti (da Herrenknecht website)	17
Fig 6-1 – Comportamento dei terreni allo scavo – Stabilità del fronte di scavo – Cinematismo di rottura con metodo di Tamez	19
Fig 6-2 – Comportamento dei terreni allo scavo – Stabilità del fronte di scavo – Unità I: analisi con metodo Tamez	20
Fig 6-3 – Comportamento dei terreni allo scavo – Stabilità del fronte di scavo – Unità II: analisi con metodo Tamez	21
Fig 6-4 – Comportamento dei terreni allo scavo – Stabilità del fronte di scavo – Unità IIIs: analisi con metodo Tamez	22
Fig 6-5 – Comportamento dei terreni allo scavo – Unità I: curve caratteristiche del cavo e del fronte senza supporti	25
Fig 6-6 – Comportamento dei terreni allo scavo – Unità I: detensionamento con la distanza dal fronte di scavo	26
Fig 6-7 – Comportamento dei terreni allo scavo – Unità I: spostamento radiale e raggio plastico al cavo ed al fronte	27
Fig 6-8 – Comportamento dei terreni allo scavo – Unità II: curve caratteristiche del cavo e de fronte senza supporti	28
Fig 6-9 – Comportamento dei terreni allo scavo – Unità II: detensionamento con la distanza dal fronte di scavo	29
Fig 6-10 – Comportamento dei terreni allo scavo – Unità II: spostamento radiale e raggio plastico al cavo ed al fronte	30
Fig 6-11 – Comportamento dei terreni allo scavo – Unità IIIs: curve caratteristiche del cavo e del fronte senza supporti	31
Fig 6-12 – Comportamento dei terreni allo scavo – Unità IIIs: detensionamento con la distanza dal fronte di scavo	32
Fig 6-13 – Comportamento dei terreni allo scavo – Unità IIIs: spostamento radiale e raggio plastico al cavo ed al fronte	33
Fig 7-1 – Calcolo della forza totale di spinta – Schema delle forze in gioco (da FSTT, 2006)	38
Fig 7-2 – Calcolo della forza totale di spinta – Grafico per la scelta del valore del coefficiente di stabilità T <sub>c</sub> per terreni coesivi	40

Fig 7-3 – Calcolo della forza totale di spinta – Effetto delle stazioni intermedie di spinta (da Herrenknecht website)	46
Fig 8-1 – Anello ripartitore della spinta – Schema delle forze in gioco per anello	-
ripartitore in legno (da Jackcontrol)	48
Fig 8-2 – Anello ripartitore della spinta – Immagine del giunto idraulico Jackcontrol	49
Fig 8-3 – Anello ripartitore della spinta – Schema della installazione del giunto	
idraulico tipo Jackcontrol	50
Fig 10-1 – Monitoraggio – Sistema di guida della MTBM tipo SLS – RV o SLS –	
LT (da Niemeier W., 2006)	55
Fig 10-2 - Monitoraggio - Sistema di monitoraggio Jackcontrol della spinta -	
Strumentazione	56
Fig 10-3 - Monitoraggio - Sistema di monitoraggio Jackcontrol della spinta -	
Restituzione grafica dei parametri letti	57

### **INDICE TABELLE**

Tab. 6-1 – Stratigrafia e geotecnica delle opere di progetto – Micro-tunnel	
Caratterizzazione geotecnica	18
Tab. 6-2 – Comportamento dei terreni allo scavo – Stabilità del cavo e del fronte -	
Spostamento radiale ur e raggio plastico R <sub>PL</sub>	24

### **DOCUMENTAZIONE TECNICA DI RIFERIMENTO**

- [1] TECHNITAL S.p.A., 2017 Opere di sistemazione idraulica del rio Noce nel tratto compreso tra la Scuola d'Infanzia Delia Repetto in Salita Superiore della Noce ed il pozzo Carena mediante realizzazione di una galleria by – pass – Relazione geologica e sismica;
- [2] TECHNITAL S.p.A., 2017 Opere di sistemazione idraulica del rio Noce nel tratto compreso tra la Scuola d'Infanzia Delia Repetto in Salita Superiore della Noce ed il pozzo Carena mediante realizzazione di una galleria by – pass – Relazione geotecnica e geomeccanica;
- [3] TECHNITAL S.p.A., 2013 Progetto definitivo scolmatore del torrente Bisagno in Comune di Genova Primo Lotto – Realizzazione delle opere per la messa in sicurezza idraulica del torrente Fereggiano (e rivi Rovare e Noce);
- [4] TECHNITAL S.p.A., 2006 Progetto definitivo Scolmatore del Torrente Bisagno in Comune di Genova;
- [5] GENOVA ACQUE S.p.A., 2006. Progetto definitivo per la sistemazione idraulica del rio Noce nel tratto compreso tra la Scuola D'infanzia "Delia Repetto" in Salita Superiore della Noce ed il pozzo Carena all'incrocio tra via Benedetto XV e C.so Europa ed opere di presidio di edifici situati in Salita Superiore della Noce;
- [6] TECHNITAL S.p.A., 2015 Programma di calcolo della stabilità del fronte di scavo con il metodo all'equilibrio – limite di Tamez;
- [7] Sial.tec Engineering srl, 2014 Programma di calcolo Gv4s 1.02 delle gallerie.

### **TAVOLE DI PROGETTO**

- PE.DS.271 Tubi in calcestruzzo
- PE.DS.272 Particolari
- PE.DS.273 Fasi esecutive Tav. 1
- PE.DS.274 Fasi esecutive Tav. 2

### **RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI**

- Anagnostou G., Kovari K., "Face stability in slurry and EPB shield tunnelling", Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Mair e Taylor eds., (1996), pp. 453 – 458;
- Broere W., "On the face support of microtunneling TBM", Tunneling and Underground 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: <u>www.library.tudelft.nl</u>; Broere W., "Face stability calculation for a slurry shield in heterogeneous soft soils", 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);

### **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 <sub>u</sub> (KPa)	=	coesione non consolidata non drenata del terreno
c <sub>ur</sub> (KPa)	=	coesione non drenata della argilla rilavorata
E (MPa)	=	modulo elastico del terreno
v (-)	=	coefficiente di Poisson del terreno
k <sub>0</sub> (-)	=	coefficiente di spinta a riposo del terreno
k <sub>a</sub> (-)	=	coefficiente di spinta attiva del terreno
k <sub>M</sub> (-)	=	coefficiente che considera l'effetto arco del terreno per la
		stima dei carichi in galleria
Tc (-)	=	coefficiente di stabilità del terreno coesivo
β(-)	=	coefficiente attrito tubazione - terreno pari a 0.6 per tubi in
		cls
σt (KPa)	=	pressione necessaria per mantenere stabile lo scavo
σv (KPa)	=	pressione totale verticale
σh (KPa)	=	pressione totale orizzontale
qs (KPa)	=	sovraccarico superficiale
q <sub>0</sub> (KPa)	=	aliquota del sovraccarico superficiale qs alla profondità H
emax (m)	=	distanza massima di filtrazione
d <sub>10</sub> (mm)	=	diametro del 10% del passante
$\tau_{f}$ (Pa)	=	viscosità del fluido bentonitico
p (KPa)	=	pressione del fluido bentonitico al fronte

### 1. INTRODUZIONE

Il progetto del by-pass del Noce è caratterizzato da una forte interazione con i manufatti esistenti, infatti il progetto del micro - tunnel si sviluppa al di sotto di via Benedetto XV per poi proseguire lungo la Salita Superiore della Noce fino alla Scuola Materna "Delia Repetto".

Le coperture dal piano campagna all'asse galleria variano tra un minimo di 10 m ed un massimo di 15 m di profondità.

L'assetto stratigrafico è eterogeneo, infatti si alternano lungo il tracciato unità stratigrafiche con caratteristiche geotecniche molto diverse passando da terreni ad argille marnose fino a calcari.

Il livello piezometrico è contenuto all'interno del substrato roccioso calcareo e posto ad una quota che coincide per la maggior parte del tracciato con la quota di posa dei tubi.

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 si dà una indicazione sul numero di stazioni di spinta intermedie necessarie per lo svolgimento dei lavori nel rispetto delle tensioni massime da applicare ai conci.

Viene quindi descritto 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.

La Normativa di riferimento del presente documento è la Normativa Europea EN 12889:2000 "Trenchless Construction and testing of drains and sewes" e quella tedesca DWA-A-125E:2008 "Pipe Jacking and Related Techniques".

### 2. OGGETTO E SCOPO

L'oggetto della presente relazione è lo scavo con tecnica del micro – tunneling del bypass del Noce.

Lo scopo è quello di definire da un lato le modalità ottimali di scavo e di posa dei tubi e dall'altro di scegliere un adeguato sistema di monitoraggio, che consenta il controllo sia dei parametri di scavo e di spinta che delle tensioni indotte nei tubi.

### 3. DESCRIZIONE DEL TRACCIATO

Il microtunnel è caratterizzato da uno sviluppo lineare di 320 m circa dei quali i primi 130 m sono in rettilineo ed i restanti 190 m sono caratterizzati da un raggio di curvatura R di 250 m.

Il tracciato è stato definito in modo da non passare mai al di sotto degli edifici esistenti, che si affacciano lungo Viale Benedetto XV e la Salita Superiore della Noce.

Le coperture dal piano campagna all'asse della galleria variano da un minimo di 10 m ad un massimo di 15 m, pertanto il rapporto tra la copertura ed il diametro di scavo è compreso tra 3 e 5.

Il tracciato risulta essere in curva solo sul piano orizzontale, non sono presenti curve sul piano verticale.

L'adozione di una livelletta in curva deriva da una ottimizzazione del tracciato iniziale, che era composto da due tratti rettilinei con cambio di direzione in corrispondenza dell'incrocio tra viale Benedetto XV e via Pastore, dove si era previsto di realizzare un pozzo all'interno dei giardini dell'istituto di Igiene per il riposizionamento della MTBM (Micro Tunnel Boring Machine).

In merito al suddetto pozzo si è quindi eseguita una analisi degli spazi disponibili, della interferenza del cantiere con la viabilità e con i numerosi impianti presenti nell'area, concludendo che il pozzo era al limite della fattibilità.

Si è quindi optato di eliminarlo adottando un tracciato in curva con i conseguenti benefici di ridurre sia l'interferenza del cantiere con le attività di superficie che il costo complessivo delle opere.

Il rivestimento del micro – tunnel sarà costituito da tubi in cls armato pre – fabbricati aventi lunghezza complessiva di 2.5 m ovvero comprensiva del collare metallico, al fine di evitare l'onere ed i costi di un trasporto eccezionale in ambiente urbano.

Il diametro interno è di 2.5 m, mentre il diametro esterno è di 3.0 m per uno spessore di 0.25 m.

Lo scavo con il microtunnel verrà realizzato a partire dal pozzo 1, ubicato presso i Giardini Balduzzi, dapprima verso l'esistente pozzo Carena fino ai Giardini M. Reale, sottopassando ortogonalmente Viale Benedetto XV. Successivamente la MTBM verrà trasportata nuovamente al pozzo 1 per essere rilanciata in modo da procedere al di sotto di Viale Benedetto XV e di Via Salita Superiore della Noce fino al pozzo 3 di recupero finale della MTBM.

### 4. DESCRIZIONE DEL METODO DI SCAVO

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 4-1 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 4-1 – Descrizione del metodo – Schema di cantiere di micro – tunneling (da Herrenknecht website)

I tubi sono calati all'interno del pozzo di spinta, dove sono alloggiati su di 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, si veda Fig 4-2.



Fig 4-2 – Descrizione del metodo – Immagine di una stazione intermedia di spinta (da Herrenknecht website)

L'azione del sistema principale di spinta è coadiuvata da delle 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 progetti.



Fig 4-3 – Descrizione del metodo – Immagine di una stazione intermedia di spinta (da Herrenknecht website)

La MTBM che si è deciso di adottare ha uno scudo chiuso con sistema idraulico di scavo e di evacuazione dello smarino ("slurry shield").

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.

Il fluido bentonitico di perforazione viene 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 delle pompe che lo mandano al sistema di separazione, dove è separata 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 4-4, tramite le predisposizioni presenti nei tubi.



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

### 5. SCELTA DEL TIPO DI FRESA

### 5.1. Tipologia dei terreni da scavare

La natura dei terreni presenti lungo il tracciato del micro – tunnel è eterogenea, infatti l'assetto stratigrafico è caratterizzato da una alternanza delle seguenti tre unità.

### Unità I (Recente)

E' un materiale eterogeneo di riporto costituito da limo argilloso e ghiaia con sabbia, mediamente consistente, l'indice di plasticità è pari a IP = 15%. La ghiaia è costituita da clasti calcarei aventi dimensioni medie di 1 - 4 cm.

Il valore medio della resistenza non consolidata non drenata è pari a  $c_u = 75$  (KPa).

### Unità II (Pliocene inferiore)

Si tratta delle Argille di Ortovero che sono costituite da limo con argilla marnoso, compatto e pre – consolidato con indice di plasticità IP = 15%. Sono presenti livelli sabbiosi a spessore centimetrico distribuiti in modo irregolare.

Il valore medio della resistenza non consolidata non drenata è pari a  $c_u = 300$  (KPa).

### Unità III (Campaniano superiore)

Il Flysch di Mt. Antola è composto da una alternanza di calcari e calcari marnosi in strati a spessore decimetrico e localmente metrico, il grado di fratturazione è medio – basso con RQD = 40 - 70%. Sono presenti localmente delle bande cataclastiche spesse 0.5 - 1.0 m e costituite da clasti spigolosi in matrice sabbioso – limosa.

Si sono eseguite prove di compressione uniassiale non confinata che hanno indicato valori di resistenza per la roccia intatta  $\sigma_{ci}$  compresi in media tra 20 – 50 (MPa), tuttavia si sottolinea che alcune prove hanno fornito valori di picco pari a 100 – 120 (MPa).

Durante l'indagine del 2005 a supporto del progetto definitivo dello scolmatore del Bisagno, si sono realizzate delle prove diffrattometriche che hanno fornito una composizione mineralogica pari al 60 – 75 (%) di calcite, 20 – 30 (%) di quarzo, 0 – 3 (%) di feldspati e 2 – 8 (%) di argilla.

### <u>Unità IIIs</u>

E' la porzione superiore dell'unità III caratterizzata da un maggior grado di fratturazione (RQD = 10 - 30%) e dalla presenza di riempimento fine all'interno dei giunti.

### 5.2. Scelta del tipo di scudo e del sistema di smarino

Sulla base delle caratteristiche dei terreni che si andranno a scavare e considerando lo stato dell'arte della tecnologia normalmente utilizzata nei cantieri di micro – tunneling, si prescrive di adottare uno scudo chiuso a smarino idraulico tipo serie AVN della Herrenknecht, si veda Fig 5-1, che dovrà avere la possibilità di:

- controllare la pressione del fluido di scavo al fronte;

- accedere al fronte per interventi di manutenzione/sostituzione degli utensili si scavo.

La presenza del fluido in pressione nella camera di scavo consente di controllare la stabilità del fronte di scavo, andando così a minimizzare i cedimenti indotti in superficie e quindi le deformazioni delle strutture presenti.



Fig 5-1 – Scelta del tipo di fresa – Schema dello scudo chiuso a smarino idraulico tipo serie AVN (da Herrenknecht website)

### 5.3. Scelta della testa di scavo

Si dovrà utilizzare una testa di scavo per terreni misti ovvero gli utensili di scavo saranno sia denti e picchi (scavo all'interno delle unità I e II) che dischi (scavo all'interno dell'unità IIIs). A titolo di esempio si riporta in Fig 5-2 una immagine di testa di scavo per terreni misti, dove è possibile vedere le tre classi di utensili di scavo suddetti. Le aperture presenti nella testa dovranno essere compatibili con le dimensioni del circuito idraulico di smarino, inoltre dovrà essere presente un cono frantumatore all'interno della camera di scavo, al fine di garantire la riduzione del terreno scavato ad una granulometria che potrà essere trasportata in sospensione dal sistema idraulico di smarino. L'usura degli utensili di scavo sarà nella norma in rapporto alla natura dei terreni da scavare.



Fig 5-2 – Scelta del tipo di fresa – Esempio di testa di scavo per terreni misti (da Herrenknecht website)

### 5.4. Sovrascavo

L'entità del sovrascavo per tracciati rettilinei è in generale pari a 15 - 25 mm e la finalità è quella di permettere una migliore distribuzione del fluido bentonitico di lubrificazione, che è iniettato a tergo dei conci, ottenendo una più efficace azione di confinamento del terreno al contorno di scavo con conseguente riduzione degli spostamenti alla superficie. Tuttavia nel caso di tracciati in curva può essere utile aumentare il sovrascavo, al fine di avere a disposizione uno spazio maggiore che faciliti la posa delle tubazioni. In questo caso il sovrascavo è generalmente compreso tra 40 – 50 mm.

### 6. COMPORTAMENTO DEI TERRENI ALLO SCAVO

### 6.1. Assetto stratigrafico e caratterizzazione geotecnica

La descrizione dettagliata delle unità stratigrafiche è riportata nel capitolo 5.1, mentre si rimanda al Profilo Geologico per un maggior dettaglio in merito alla successione delle suddette unità lungo il tracciato.

Lo scavo del micro – tunnel sarà realizzato in rapporto alla sua lunghezza per il 42% nell'unità II, per il 27% nell'unità IIIs, per il 21% nell'unità I e per il restante 10% nell'unità III.

La caratterizzazione geotecnica dei terreni scavati è riportata in Tab. 6-1.

Il livello piezometrico è posto al di sotto del piano si posa dei tubi per metà del tracciato a partire dal pozzo 1 di spinta, mentre per la restante parte il livello si innalza progressivamente fino a giungere a circa 1.5 m al di sopra della calotta dei tubi in corrispondenza del pozzo 3 di estrazione della MTBM.

Τa	Tab. 6-1 – Stratigrafia e geotecnica delle opere di progetto – Micro-tunnel Caratte- rizzazione geotecnica									
Unità (n°)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	OCR (-)	c <sub>u</sub> (kPa)	c' (kPa)	φ' (°)	E (MPa)	K (m/s)	v (-)	k <sub>0</sub> (-)	Vs (m/s)
Ι	19.0	5-2 (1)	75	5 (2)	34 (2)	20	5E-7	0.30	0.60	250
II	20.0	8-4 (1)	300	30 (2)	28 (2)	40	5E-9	0.30	0.65	400
IIIs	24.0	-	-	150	54	1500	5E-7	0.25	1.0	>800
III	25	-	-	270	52	3000	1E-7	0.20	1.0	>800

Note:

(1) Decresce con la profondità

(2) Valori riferiti ad inviluppo di rottura nel campo della pre – consolidazione (OCR>1).

### 6.2. 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 e del prisma n.2 gravante sul cuneo.

La geometria del cinematismo di rottura è illustrata in Fig 6-1, dove si riporta la presenza di un eventuale corpo prismatico n.3 nel caso in cui sia presente un tratto a di galleria non sostenuto.



Fig 6-1 – 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 le unità stratigrafiche I, II e IIIs assumendo cautelativamente il valore massimo di copertura pari a 15 m ed un sovraccarico superficiale qs di 140 (KPa), pari allo scarico in fondazione degli edifici presenti, così come indicato nei documenti di Progetto Definitivo.

Inoltre essendo che lo scavo avviene tramite MTBM si ha che non esiste di fatto un tratto di galleria di lunghezza a non sostenuto, pertanto si è assunto a = 0.

In rapporto all'assetto idrogeologico dell'area non si è considerato alcun carico piezometrico.

Le verifiche per essere soddisfatte devono indicare un coefficiente di sicurezza Fs maggiore di 1, tuttavia si considera un valore minimo pari a 1.3 per avere un sufficiente margine di sicurezza.

I risultati delle analisi, effettuate considerando il valore della coesione non consolidata non drenata per le unità I e II ed i valori efficaci di coesione ed angolo di attrito per l'unità IIIs, sono riportati rispettivamente nelle Fig 6-2, Fig 6-3, Fig 6-4.

In particolare la stabilità del fronte è sempre soddisfatta con valori del coefficiente di sicurezza pari a Fs = 1.9/5.1/3.3 rispettivamente per le unità I/II/IIIs.

Ne deriva che la pressione da applicare al fronte tramite il fluido bentonitico, iniettato nella camera di scavo, dovrà garantire essenzialmente che il fronte non si deformi per minimizzare gli spostamenti indotti alla superficie.

### ANALISI DI STABILITA' DI TAMEZ - TABELLE RIEPILOGATIVE CASO GENERALE

### RIASSUNTO DATI DI INGRESSO

	GEOMETRIA					
а	lunghezza libera	0	m			
А	h galleria	3.1	m			
D	largh. galleria	3.1	m			
L	estens.longitud.cuneo	3.10	m			
Н	copertura da calotta	15	m			
Zd	tratto di influenza scavo	5.27	m			
S	sezione di scavo	8.58	m²			

	TERRENO						
γ	peso di volume	19	kNm <sup>3</sup>				
с	coesione	75	kPa				
φ	attrito	0	0				
q <sub>s</sub>	sovraccarico	140	kPa				

	CONDIZIONI IDRAULICHE					
γw	peso di volume	10	kN/m <sup>3</sup>			
α1	condizioni di drenaggio	0.75				
β	permeab.ammasso	1				
hw	copertura acqua	0	m			
	presenza di raggiera drenante in chiave?	no	si/no			

### **RIASSUNTO RISULTATI - no interventi**

STABILITA' DEL FRONTE					
FS <sub>f</sub>	fattore di sicurezza	1.9			
p <sub>f</sub>	pressione al fronte	0.00	kPa		
p <sub>f max</sub>	pressione massima applicabile	111.95	kPa		

STABILITA' DELLA CHIAVE					
FS <sub>c pl</sub>	fattore di sicurezza alla plasticizzazione	#DIV/0!			
FSc	fattore di sicurezza	#DIV/0!			
pa	pressione in chiave	0.00	kPa		
STABILITA' GLOBALE					

1.92

Fig 6-2 – Comportamento	dei terreni allo	scavo – S	stabilità del	fronte di	scavo -
Unità I: analisi c	on metodo Tam	ez			

fattore di sicurezza

 $\mathsf{FS}_g$ 

### <u>ANALISI DI STABILITA' DI TAMEZ - TABELLE RIEPILOGATIVE</u> <u>CASO GENERALE</u>

### **RIASSUNTO DATI DI INGRESSO**

GEOMETRIA					
а	lunghezza libera	0	m		
A	h galleria	3.1	m		
D	largh. galleria	3.1	m		
L	estens.longitud.cuneo	3.10	m		
Н	copertura da calotta	15	m		
Zd	tratto di influenza scavo	5.27	m		
S	sezione di scavo	8.58	m²		

	TERRENO					
γ	peso di volume	20	kNm <sup>3</sup>			
с	coesione	300	kPa			
φ	attrito	0	0			
q <sub>s</sub>	sovraccarico	140	kPa			

	CONDIZIONI IDRAULICHE					
γw	peso di volume	10	kN/m <sup>3</sup>			
α1	condizioni di drenaggio	0.75				
β	permeab.ammasso	1				
hw	copertura acqua	0	m			
	presenza di raggiera drenante in chiave?	no	si/no			

### **RIASSUNTO RISULTATI - no interventi**

	STABILITA' DEL FRON	TE				
FS <sub>f</sub>	fattore di sicurezza	5.1				
p <sub>f</sub>	0.00	kPa				
p <sub>f max</sub>	p <sub>f max</sub> pressione massima applicabile -479.00					
	STABILITA' DELLA CHIA	VE				
FS <sub>c pl</sub>	fattore di sicurezza alla plasticizzazione	#DIV/0!				
FSc	fattore di sicurezza	#DIV/0!				
pa	pressione in chiave	0.00	kPa			
STABILITA' GLOBALE						
FSg	fattore di sicurezza	5.08				

Fig 6-3 – Comportamento dei terreni allo scavo – Stabilità del fronte di scavo – Unità II: analisi con metodo Tamez

### <u>ANALISI DI STABILITA' DI TAMEZ - TABELLE RIEPILOGATIVE</u> <u>CASO GENERALE</u>

### RIASSUNTO DATI DI INGRESSO

	GEOMETRIA					
а	lunghezza libera	0	m			
A	h galleria	3.1	m			
D	largh. galleria	3.1	m			
L	estens.longitud.cuneo	1.01	m			
Н	copertura da calotta	15	m			
Zd	tratto di influenza scavo	5.27	m			
S	sezione di scavo	8.58	m <sup>2</sup>			

	TERRENO					
γ	peso di volume	24	kNm <sup>3</sup>			
С	coesione	150	kPa			
φ	attrito	54	0			
qs	sovraccarico	140	kPa			

	CONDIZIONI IDRAULICHE					
γw	peso di volume	10	kN/m <sup>3</sup>			
α1	condizioni di drenaggio	0.75				
β	permeab.ammasso	1				
h <sub>w</sub>	copertura acqua	0	m			
	presenza di raggiera drenante in chiave?	no	si/no			

### **RIASSUNTO RISULTATI - no interventi**

	STABILITA' DEL FRON	TE				
FS <sub>f</sub>	fattore di sicurezza	3.3				
p <sub>f</sub> pressione al fronte 0.00						
p <sub>f max</sub>	pressione massima applicabile	-89.66	kPa			
	STABILITA' DELLA CHIA	VE				
FS <sub>c pl</sub>	fattore di sicurezza alla plasticizzazione	#DIV/0!				
FSc	fattore di sicurezza	#DIV/0!				
pa	pressione in chiave	0.00	kPa			
	STABILITA' GLOBALE					
FSg	fattore di sicurezza	3.25				

Fig 6-4 – Comportamento dei terreni allo scavo – Stabilità del fronte di scavo – Unità IIIs: analisi con metodo Tamez

### 6.3. Stabilità del cavo

La verifica del comportamento dei terreni allo scavo è stata eseguita utilizzando il programma GV4, fornito dalla Sial.tec Engineering, che fa uso del metodo convergenza – confinamento. 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 elasto – plastico.

L'analisi è stata eseguita in sforzi totali con una copertura di 15 m, assumendo un comportamento allo scavo regolato dalla coesione non consolidata non drenata  $c_u$  per le unità I e II e dai parametri efficaci (c'; $\phi$ ') per l'unità IIIs.

Si riporta di seguito un breve commento per ciascuna unità stratigrafica in merito ai risultati dell'analisi effettuata con il programma GV4, mentre le figure relative alle curve caratteristiche del cavo e del fronte, del detensionamento e degli spostamenti radiali e dei raggi plastici al cavo ed al fronte sono riportati nelle pagine seguenti.

L'unità I è caratterizzata da un comportamento di tipo elasto – plastico, come è possibile vedere dall'andamento curvilineo delle linee caratteristiche del cavo e del fronte all'aumentare del detensionamento, Fig 6-5. Lo sviluppo del detensionamento all'aumentare della distanza dal fronte di scavo è illustrato dalla Fig 6-6 secondo le correlazioni di Panet – Guenot e di Trasformazione Omotetica per cavo non sostenuto. A causa del comportamento elasto – plastico dell'unità I il detensionamento al fronte è già del 70% e raggiunge il 95% ad una distanza di 6 - 7 m dal fronte, che corrispondono alla lunghezza dello scudo della fresa. La Fig 6-7 riporta la schematizzazione degli spostamenti radiali u<sub>r</sub> e del raggio plastico R<sub>PL</sub> 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 radia-le si annulla.

L'unità II è caratterizzata da un comportamento di tipo elastico, come è possibile vedere dall'andamento rettilineo delle linee caratteristiche del cavo e del fronte all'aumentare del detensionamento, Fig 6-8. Lo sviluppo del detensionamento all'aumentare della distanza dal fronte di scavo è illustrato dalla Fig 6-9 secondo le correlazioni di Panet – Guenot e di Trasformazione Omotetica per cavo non sostenuto. A causa del comportamento prettamente elastico dell'unità II il detensionamento al fronte è in media del 40% e raggiunge il 95% ad una distanza di 3 m dal fronte ovvero all'incirca a metà dello scudo della fresa. La Fig 6-10 riporta la schematizzazione degli spostamenti radiali  $u_r$  e del rag-

gio plastico  $R_{PL}$  al cavo ed al fronte. La tensione tangenziale ha il picco in corrispondenza del cavo in quanto non si ha plasticizzazione al contorno.

L'unità IIIs è caratterizzata da un comportamento prettamente elastico, come è possibile vedere dall'andamento rettilineo delle linee caratteristiche del cavo e del fronte all'aumentare del detensionamento, Fig 6-11. Lo sviluppo del detensionamento all'aumentare della distanza dal fronte di scavo è illustrato dalla Fig 6-12 secondo le correlazioni di Panet – Guenot e di Trasformazione Omotetica per cavo non sostenuto. A causa del comportamento elastico dell'unità IIIs il detensionamento al fronte è in media del 40% e raggiunge il 95% in corrispondenza dei 3 m dal fronte, che corrispondono a metà lunghezza dello scudo della fresa. La Fig 6-13 riporta la schematizzazione degli spostamenti radiali  $u_r$  e del raggio plastico  $R_{PL}$  al cavo ed al fronte. La tensione tangenziale ha il picco in corrispondenza del cavo in quanto non si ha plasticizzazione al contorno.

In conclusione la Tab. 6-2 riporta una sintesi dei raggi plastici e degli spostamenti radiali per ciascuna unità stratigrafiche in corrispondenza del cavo e del fronte di scavo.

L'analisi con il metodo convergenza – confinamento conferma la stabilità del fronte di scavo, così come indicato dall'analisi con il metodo di Tamez, così come indica la stabilità del cavo, anche se l'unità I è caratterizzata da maggiori deformazioni rispetto alle unità II e IIIs.

Infatti lo spostamento radiale al cavo dell'unità I è di molto superiore all'entità del sovrascavo, pertanto il terreno tenderà ad appoggiarsi sullo scudo della MTBM e sulle tubazioni. Per quanto riguarda invece le unità II e IIIs si ha che lo spostamento radiale al cavo è per entrambe inferiore al sovrascavo, pertanto il cavo resterà aperto e non si appoggerà sullo scudo della MTBM e sulle tubazioni.

Tab. 6-2 – Comportamento dei terreni allo scavo – Stabilità del cavo e del fronte - Spostamento radiale u <sub>r</sub> e raggio plastico R <sub>PL</sub>						
Unità	Ca (non so	tvo stenuto)	Fro (non so	onte stenuto)	$\lambda$ fronte	
(n°)	$u_{r}(m)$	$R_{PL}(m)$	$u_{r}(m)$	$R_{PL}(m)$	(%)	
Ι	0.157	6.2	0.043	2.88	70	
II	0.014	1.55	0.007	1.55	40	
IIIs	0.0004	1.55	0.0002	1.55	40	

Gv4s.1.02 - Calcolo Gallerie - Licenza: Technital s.p.a. by Sial.tec Engineering srl, Bergamo, Italy, www.sialtec.it, 2003-2014

ASQUALT

By-pass Noce Unità I – condizione non drenata Stabilità fronte – cavo non sostenuto

criterio di resistenza:	MOHR COLLOMB	GALLERIA B.T.
ci itel io ul resistenza.	Horik Codeonb	GALLERIA L.T.
Pressione Prerivestimento [MPa] Pressione Rivestimento [MPa]:	Pa]: 0.00	FRONTE SFERICO
	: 0.00	PRERIVESTIMENTO
		RIVESTIMENTO



Gv4s report - 10 Feb 2017 09:31

risultato analisi base - curve caratteristiche

Page 1/1

### Fig 6-5 – Comportamento dei terreni allo scavo – Unità I: curve caratteristiche del cavo e del fronte senza supporti

#### Gv4s.1.02 - Calcolo Gallerie - Licenza: Technital s.p.a. by Sial.tec Engineering srl, Bergamo, Italy, www.sialtec.it, 2003-2014

lambda 0.67 CHIODI RADIALI

🔲 azannavr

N.M.I. UF TRASF. OMOT. PRERIVESTIMENTO

By-pass Unità I Stabili	Noce - condizione tà fronte - c	e non drena tavo non so:	ta stenuto				
METODO P	ANET-GUENOT	TRASF. 0	MOTETICA	N.M.I. U	F VUOTO SFER.	N.M.I. U	f CORREL. Ns
PRERIVES	TIMENTO	PRERIVES	TIMENTO	PRER IVES	TIMENTO	PRERIVES	TIMENTO
× [m]	0.00	× [m]	0.00	× [m]	0.00	× [m]	0.00
u [m]	0.0431	u [m]	0.0455	u [m]	0.0431	u [m]	0.0431
p [MPa]	0.09	p [MPa]	0.09	p [MPa]	0.09	p [MPa]	0.09
lambda	0.6794	lambda	0.6923	1 amb da	0.6794	lambda	0.6794
RIVESTIM	ENTO	RIVESTIM	ENTO	RIVESTIM	ENTO	RIVESTIM	ENTO
× [m]	0.00	× [m]	0.00	× [m]	0.00	× [m]	0.00
u [m]	0.0431	u [m]	0.0455	u [m]	0.0431	u [m]	0.0431
p [MPa]	0.09	p [MPa]	0.09	p [MPa]	0.09	p [MPa]	0.09
lambda	0.6794	1 amb da	0.6923	1 amb d a	0.6794	1 amb da	0.6794



Fig 6-6 - Comportamento dei terreni allo scavo - Unità I: detensionamento con la distanza dal fronte di scavo



Fig 6-7 – Comportamento dei terreni allo scavo – Unità I: spostamento radiale e raggio plastico al cavo ed al fronte

Gv4s.1.02 - Calcolo Gallerie - Licenza: Technital s.p.a. by Sial.tec Engineering srl, Bergamo, Italy, www.sialtec.it, 2003-2014

🖸 asannanz

By-pass Noce Unità II - condizione non drenata Stabilità fronte - cavo non sostenuto

criterio di resistenza:	MOHR COLLOMB	GALLERIA B.T.			
criterio di resistenza.	Monte Codeona	GALLERIA L.T.			
Pressione Prerivestimento [MPa]	: 0.00				
Pressione Rivestimento [MPa]:	0.00	PRERIVESTIMENTO			
		RIVESTIMENTO			





Gv4s.1.02 - Calcolo Gallerie - Licenza: Technital s.p.a. by Sial.tec Engineering srl, Bergamo, Italy, www.sialtec.it, 2003-2014

🗋 สรณานสาว

Bv-pass Noce
Unità II - condizione non drenata
Stabilità fronte - cavo non sostenuto

METODO P	ANET-GUENOT	TRASE. 0	MOTETICA	N.M.I. U	f VUOTO SFER.	N.M.I. U	f CORREL. Ns	N.M.I. U	f TRASF. OMOT
PRERIVES	TIMENTO	PRERIVES	TIMENTO	PRERIVES	TIMENTO	PRERIVES	TIMENTO	PRERIVES	TIMENTO
× [m]	0.00	× [m]	0.00	× [m]	0.00	× [m]	0.00	× [m]	0.00
u [m]	0.0072	u [m]	0.0041	u [m]	0.0072	u [m]	0.0072	u [m]	0.0041
p [MPa]	0.14	p [MPa]	0.20	p [MPa]	0.14	p [MPa]	0.14	p [MPa]	0.20
lambda	0.5016	1 amb da	0.2900	1 amb da	0.5016	1 amb da	0.5016	1 amb da	0.2900
RIVESTIM	ENTO	RIVESTIM	ENTO	RIVESTIM	ENTO	RIVESTIM	ENTO	RIVESTIM	ENTO
× [m]	0.00	× [m]	0.00	× [m]	0.00	× [m]	0.00	× [m]	0.00
u [m]	0.0072	u [m]	0.0041	u [m]	0.0072	u [m]	0.0072	u [m]	0.0041
p [MPa]	0.14	p [MPa]	0.20	p [MPa]	0.14	p [MPa]	0.14	p [MPa]	0.20
1 ambda	0.5016	1 amb da	0.2900	1 amb da	0.5016	lambda	0.5016	1 amb da	0.2900
CHIODI R	ADIALI	CHIODI R.	ADIALI	CHIODI R	ADIALI	CHIODI R	ADIALI	CHIODI R	ADIALI
× [m]	0.00	× [m]	0.00	× [m]	0.00	× [m]	0.00	× [m]	0.00
u [m]	0.0000	u [m]	0.0000	u [m]	0.0000	u [m]	0.0000	u [m]	0.0000
p [MPa]	0.00	p [MPa]	0.00	p [MPa]	0.00	p [MPa]	0.00	p [MPa]	0.00
lambda	0.0000	lambda	0.0000	lambda	0.0000	lambda	0.0000	lambda	0.0000



### Fig 6-9 – Comportamento dei terreni allo scavo – Unità II: detensionamento con la distanza dal fronte di scavo



### Fig 6-10 – Comportamento dei terreni allo scavo – Unità II: spostamento radiale e raggio plastico al cavo ed al fronte

Gv4s.1.02 - Calcolo Gallerie - Licerza: Technital s.p.a. by Sial.tec Engineering srl, Bergamo, Italy, www.sialtec.it, 2003-2014

💭 43931313777

By-pass Noce Unità IIIs - condizione drenata Stabilità fronte - cavo non sostenuto

criterio di resistenza:	MOHR COLLOMB	GALLERIA B.T.			
	Horne Cobesine	GALLERIA L.T.			
Pressione Prerivestimento [MPa]	: 0.00	FRONTE SFERICO			
Pressione Rivestimento [MPa]:	0.00	PRERIVESTIMENTO			
		RIVESTIMENTO			



Fig 6-11 – Comportamento dei terreni allo scavo – Unità IIIs: curve caratteristiche del cavo e del fronte senza supporti

Gv4s.1.02 - Calcolo Gallerie - Licenza: Technital s.p.a. by Sial.tec Engineering srl, Bergamo, Italy, www.sialtec.it, 2003-2014

Q 33333333777

By-pass Noce Unità IIIs - condizione drenata Stabilità fronte - cavo non sostenuto

METODO P	ANET-GUENOT	TRASE. O	MOTETICA	N.M. I. U	f VUOTO SFER.	N.M.I. U	f CORREL. Ns	N.M.	.I. U1	F TRASF. OMOT.
PRERIVES	TIMENTO	PRERIVES	TIMENTO	PRERIVES	TIMENTO	PRERIVES	TIMENTO	PREF	IVES	TIMENTO
× [m]	0.00	× [m]	0.00	× [m]	0.00	× [m]	0.00	× [n	n]	0.00
u [m]	0.0002	u [m]	0.0001	u [m]	0.0002	u [m]	0.0002	u [n	n]	0.0001
p [MPa]	0.14	p [MPa]	0.20	p [MPa]	0.14	p [MPa]	0.14	p D	1Pa]	0.20
lambda	0.5014	1 amb da	0.2900	1 amb da	0.5014	1 amb da	0.5014	1 amb	oda	0.2900
RIVESTIM	ENTO	RIVESTIM	ENTO	RIVESTIM	ENTO	RIVESTIM	ENTO	RIVE	STIME	ENTO
× [m]	0.00	× [m]	0.00	× [m]	0.00	× [m]	0.00	× [n	n]	0.00
u [m]	0.0002	u [m]	0.0001	u [m]	0.0002	u [m]	0.0002	u [n	n]	0.0001
p [MPa]	0.14	p [MPa]	0.20	p [MPa]	0.14	p [MPa]	0.14	p D	1Pa]	0.20
1ambda	0.5014	1 amb da	0.2900	1 amb da	0.5014	1 amb da	0.5014	1 amb	oda	0.2900
CHIODI R	ADIALI	CHIODI R	ADIALI	CHIODI R.	ADIALI	CHIODI R.	ADIALI	CHIC	DI RA	DIALI
× [m]	0.00	× [m]	0.00	× [m]	0.00	× [m]	0.00	× [n	n]	0.00
u [m]	0.0000	u [m]	0.0000	u [m]	0.0000	u [m]	0.0000	u [n	n]	0.0000
p [MPa]	0.00	p [MPa]	0.00	p [MPa]	0.00	p [MPa]	0.00	p D	IPa]	0.00
lambda	0.0000	1 amb da	0.0000	1 amb da	0.0000	1 amb da	0.0000	1 amb	oda	0.0000



## Fig 6-12 – Comportamento dei terreni allo scavo – Unità IIIs: detensionamento con la distanza dal fronte di scavo



### Fig 6-13 – Comportamento dei terreni allo scavo – Unità IIIs: spostamento radiale e raggio plastico al cavo ed al fronte

### 6.4. Sollecitazioni indotte sulle tubazioni

L'analisi del comportamento allo scavo dei terreni ha indicato come le unità stratigrafiche si comportino in modo molto difforme ovvero l'unità I si appoggerà alle tubazioni, mentre le unità II e IIIs no.

Tuttavia 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.

Questa è la motivazione perché nelle linee guida della Normativa per il calcolo dei carichi trasmessi dal terreno alle tubazioni si fa sempre riferimento alla tensione totale verticale pari a

 $\sigma_v = \gamma H + q_0$ 

con

γ: peso totale del terreno
H: copertura calcolata tra il piano campagna e l'asse galleria
qs: sovraccarico superficiale
q<sub>0</sub>: aliquota del sovraccarico superficiale qs alla profondità H

Se si assume il valore massimo di H pari a 15 m, si ottiene un carico totale verticale litostatico pari a:

- 285 (KPa) per unità I;
- 300 (KPa) per unità II;
- 360 (KPa) per unità IIIs.

I documenti di Progetto Definitivo riportano che gli edifici presenti nell'area di progetto sono caratterizzati da uno scarico in fondazione pari a qs = 140 (KPa) per fondazione nastriforme di larghezza pari a 3 m circa.

Il trasferimento di tale carico con la profondità può essere definito con precisione solamente tramite un modello ad elementi finiti 3D, tuttavia è possibile eseguire a favore di sicurezza una stima speditiva del valore di  $q_0$  tramite l'equazione proposta da Terzaghi per la stabilità di gallerie superficiali nel caso di presenza di carichi superficiali uniformemente distribuiti  $q_0 = qs e^{-2 ka tan \delta H/b}$ 

con

qs: sovraccarico superficiale

q<sub>0</sub>: aliquota del sovraccarico superficiale qs alla profondità H

k<sub>a</sub>: coefficiente di spinta attiva del terreno

δ: rapporto tra angolo attrito terreno in sito ed angolo di attrito terreno decompresso

H: copertura calcolata tra il piano campagna e l'asse galleria

b: larghezza del corpo prismatico al di sopra della galleria delimitato dalle superfici di scivolamento

Il valore del parametro b si ricava da b = D tan  $(3\pi/8 - \phi/4)$  con D il diametro della galleria.

Assumendo un valore medio di  $k_a$  pari a 0.3 ed un valore di  $\delta$  pari all'angolo di attrito di 28° dell'unità II si ottiene che

$$q = 140 e^{-0.87} \approx 59 (KPa)$$

Il valore della tensione totale verticale  $\sigma v$  è pari a:

- 344 (KPa) per unità I;
- 359 (KPa) per unità II;
- 419 (KPa) per unità IIIs.

Queste tensioni risultano essere largamente inferiori alla resistenza dell'acciaio dello scudo della MTBM e del calcestruzzo delle tubazioni.

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.

#### 6.5. Calcolo della pressione al fronte

Si dovrà garantire un regime ottimale di scavo ovvero:

- il rapporto R tra il volume realmente scavato e quello teorico dovrà essere pari ad 1;
- la pressione al fronte dovrà essere il più possibile stabile.

Questa condizione sarà raggiunto tramite un controllo sia della velocità di avanzamento della testa che della velocità di smarino. Il mantenimento del regime ottimale di scavo implica che la pressione totale  $\sigma$ t applicata al fronte dal fluido bentonitico sarà compresa tra la spinta totale attiva del terreno  $\sigma_{ka}$  e la spinta totale a riposo del terreno  $\sigma_{k0}$ , garantendo una condizione deformativa del fronte minima e comunque sempre in campo elastico, evitando la formazione di importanti spostamenti alla superficie. Si parla di spinta totale in quanto si deve tenere in considerazione anche la presenza di una eventuale falda. Il limite inferiore della spinta totale al fronte è dato dalla seguente relazione:

$$\sigma t = k_a \sigma'_v + \sigma_w + 20 (KPa)$$
 da Broere (2001)

dove il valore di 20 (KPa) rappresenta un coefficiente di sicurezza.

Il valore del limite superiore della spinta totale al fronte è dato dalla seguente relazione:

$$\sigma t = k_0 \sigma'_v + \sigma_w (KPa)$$

In rapporto all'assetto idrogeologico dell'area la pressione idrostatica  $\sigma_w$  è nulla, mentre si sono assunti per il coefficiente di spinta attiva del terreno k<sub>a</sub> i seguenti valori:

- $k_a = 0.28$  per unità I;
- $k_a = 0.36$  per unità II;
- $k_a = 0.10$  per unità IIIs.

Il valore minimo della pressione totale al fronte è pari a:

- 100 (KPa) per l'unità I;
- 130 (KPa) per l'unità II;
- 60 (KPa) per l'unità IIIs.

Il valore massimo della pressione totale al fronte è pari a:

- 170 (KPa) per l'unità I;
- 195 (KPa) per l'unità II;
- 360 (KPa) per l'unità IIIs.

Da un punto di vista operativo si ha che la pressione totale  $\sigma$ t applicata al fronte di scavo dal fluido bentonitico dovrà essere compresa tra i seguenti intervalli:

- 100 170 (KPa) per l'unità I;
- 130 190 (KPa) per l'unità II;
- 100 300 (KPa) per l'unità IIIs.

Il mantenimento dei suddetti valori di pressione sarà facilmente rispettato nel caso delle unità I e II a causa del loro contenuto di fine, che limiterà la infiltrazione del fluido bentonitico all'interno del terreno.

Nel caso invece dell'unità IIIs si potranno avere localmente delle zone a maggiore fratturazione e/o giunti con aperture tali da determinare una maggiore infiltrazione del fluido bentonitico e conseguente riduzione della pressione applicata al fronte. Ne deriva che è quindi di fondamentale importanza avere un sistema di monitoraggio in continuo della pressione al fronte, al fine di evitare oscillazioni importanti del suo valore, regolando la velocità di avanzamento e le portate del sistema di smarino.

### 7. CALCOLO DELLA FORZA TOTALE DI SPINTA

#### 7.1. 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, eseguita secondo quanto riportato nelle linee guida del Progetto Nazionale Francese sul Microtunneling (2006), definite sulla base dell'analisi di numerosi casi reali.

La Fig 7-1 illustra schematicamente le forze in gioco durante l'avanzamento, indicando che la forza di spinta totale è costituita da due componenti principali

 $P_{tot} = F + Rp$ 

con

P<sub>tot</sub>: forza totale di spinta

F: forza di attrito tra le tubazioni ed il terreno circostante

Rp: resistenza alla penetrazione della testa della MTBM

Il valore di  $P_{tot}$  è fondamentale in quanto è il punto di partenza per capire in rapporto alla resistenza delle tubazioni il valore di spinta reale da adottare durante l'esecuzione dei lavori per evitare di danneggiarle, inoltre sulla base di  $P_{tot}$  si dovrà dimensionare il muro reggi spinta.



Fig 7-1 – Calcolo della forza totale di spinta – Schema delle forze in gioco (da FSTT, 2006)

Il valore di F dipende dalla resistenza al taglio f che si viene a formare tra la superficie esterna delle tubazioni ed il terreno circostante. Il parametro f dipende da molteplici fattori quali:

- granulometria del terreno;
- stabilità del cavo;
- presenza o meno del lubrificante;
- volume di lubrificante iniettato;
- iniezione continua o discontinua;
- durata dei fermi lavoro.

La granulometria del terreno è di fatto un fattore di rugosità, mentre la stabilità del cavo implica se il terreno si chiude sulle tubazioni, trasferendo quindi un carico che aumenta f, oppure no.

Gli altri fattori, ad eccezione dell'ultimo, sono tutti in funzione delle modalità di iniezione del lubrificante all'interno del sovrascavo. Tale parametro infatti è risultato di fondamentale importanza per la corretta diminuzione del valore di f, fino a raggiungere un valore limite inferiore costante, indipendente dal terreno, quando l'iniezione è condotta in continuo e con volumi elevati di miscela.

Il fattore tempo, collegato alla durata dei fermi di lavoro, è un altro elemento di rilievo per la definizione di F, in quanto introduce il concetto di resistenza dinamica e di resistenza statica.

In particolare si ha che durante la spinta il parametro f assume un valore legato ad una resistenza dinamica, dovuta allo scorrimento delle tubazioni rispetto al terreno circostante, mentre a seguito di un fermo cantiere (posizionamento nuovo tubo, manutenzione, festività) il parametro f assume un valore superiore associato ad una resistenza statica, che è causata dal creep del terreno attorno alle tubazioni e dalla inerzia necessaria per rimettere in moto l'intero sistema.

Questo fenomeno può essere schematizzato considerando un valore di picco di resistenza alla ripresa della spinta ed un valore residuo durante lo scorrimento.

L'analisi del problema dell'attrito tra le tubazioni ed il terreno si schematizza nelle seguenti verifiche intermedie:

1. Stabilità del cavo;

- 2. Effetto convergenza nel caso il cavo sia stabile;
- 3. Calcolo della forza di attrito dinamica per cavo stabile o instabile;
- 4. Calcolo della forza di attrito statica per fermo cantiere;
- 5. Effetto tracciato curvilineo.

Nel caso il cavo sia stabile ma le convergenze siano superiori del sovrascavo allora l'analisi sarà condotta come nel caso di cavo instabile.

Si riporta di seguito l'analisi svolta per la definizione dei valori dei parametri che influenzano la forza totale di spinta  $P_{tot}$ 

### Stabilità del cavo

Per terreni a comportamento coesivo, la stabilità del cavo e del fronte è definita tramite la seguente correlazione

 $\sigma_t = \gamma (H + D/2) - T_c c_u$ 

con

 $\sigma_t$ : pressione necessaria per mantenere stabile lo scavo

 $\gamma$ : peso dell'unità di volume del terreno

H: copertura tra piano campagna e calotta tubazioni

D: diametro di scavo

T<sub>c</sub>: coefficiente di stabilità del terreno coesivo

c<sub>u</sub>: coesione non consolidata non drenata del terreno

Si è assunto un valore di T<sub>c</sub> pari a 9, si veda Fig 7-2, essendo d uguale a 0 e il rapporto h/D > 3.



Fig 7-2 – Calcolo della forza totale di spinta – Grafico per la scelta del valore del coefficiente di stabilità T<sub>c</sub> per terreni coesivi

Le unità stratigrafiche I, II e IIIs sono tutte caratterizzate dalla stabilità del cavo, infatti il valore di  $\sigma$ t è negativo, ovvero non è necessaria alcuna pressione per stabilizzare lo scavo. I valori ottenuti di  $\sigma$ t sono i seguenti:

- $\sigma t = -390$  (KPa) per unità I;
- $\sigma t = -2400$  (KPa) per unità II;
- $\sigma t = -2880$  (KPa) per unità IIIs.

Si ottengono quindi dei risultati che sono in accordo con quanto indicato dalle analisi condotte con il metodo di Tamez e con il metodo della convergenza – confinamento.

### Effetto convergenza

Il metodo calcola in campo elastico le convergenze attese secondo le correlazioni

$\Delta \mathbf{v} = ((1 - \mathbf{v}^2)/E) \mathbf{D} (3 \sigma \mathbf{v} - \sigma \mathbf{h})$	spostamento radiale sul piano verticale
$\Delta h = ((1 - v^2)/E) D (3 \sigma h - \sigma v)$	spostamento radiale sul piano orizzontale

con

E: modulo elastico terreno

v: coefficiente di Poisson del terreno

D: diametro di scavo

 $\sigma v$ : tensione totale verticale

σh: tensione totale orizzontale

Il valore della tensione totale verticale  $\sigma v$  è pari a

 $\sigma v = \sigma_{v0} + q_0$ 

con  $\sigma_{v0}$  la tensione totale verticale geostatica e con  $q_0$  l'aliquota alla profondità della galleria di un carico  $q_s$  superficiale.

Il valore di  $\sigma_{v0}$  è calcolato secondo la teoria di Terzaghi che considera la formazione dell'effetto arco durante lo scavo, che riduce i carichi trasmessi dal terreno, tramite il coefficiente k<sub>M</sub> che è inferiore a 1 e pari a

 $k_{M} = (1 - e^{-2 ka \tan \phi H/D})/(2 k_{a} \tan \phi H/D)$ 

Se si adotta un valore medio di  $k_a$  pari a 0.3 si ottiene un valore medio di  $k_M$  di 0.5, pertanto si ha che  $\sigma_{v0}$  risulta essere pari a:

- $\sigma_{v0} = 142.5$  (KPa) per l'unità I;
- $\sigma_{v0} = 150$  (KPa) per l'unità II;
- $\sigma_{v0} = 180$  (KPa) per l'unità IIIs.

Il valore di  $q_0$  è stimato sempre dalla teoria di Terzaghi ed è pari a 59 (KPa), come calcolato al capitolo 6.4., pertanto si ottiene che lo sforzo totale verticale è pari a:

- $\sigma v = 201.5$  (KPa) per l'unità I;
- $\sigma v = 209$  (KPa) per l'unità II;
- $\sigma v = 239$  (KPa) per l'unità IIIs.

La tensione totale orizzontale è pari a

 $\sigma h = k_0 \sigma v$ 

dove  $k_0$  è il coefficiente di spinta a riposo del terreno, che vale  $k_0 = 0.6$  per l'unità I,  $k_0 = 0.65$  per l'unità II,  $k_0 = 1$  per l'unità IIIs.

Ne deriva che la tensione totale orizzontale assume i seguenti valori:

-  $\sigma h = 121$  (KPa) per l'unità I;

- $\sigma h = 136$  (KPa) per l'unità II;
- $\sigma h = 239$  (KPa) per l'unità IIIs.

A favore di sicurezza non si è considerata la formulazione che considera oltre all'angolo di attrito anche la coesione per la stima della tensione orizzontale.

Una volta definiti i valori di  $\sigma v e \sigma h$  è possibile definire gli spostamenti radiali attesi per le diverse unità stratigrafiche, che risultano essere pari a:

- $\Delta v = 0.066$  (m) e  $\Delta h = 0.022$  (m) per l'unità I;
- $\Delta v = 0.033$  (m) e  $\Delta h = 0.014$  (m) per l'unità II;
- $\Delta v = 0.001$  (m) e  $\Delta h = 0.001$  (m) per l'unità IIIs.

Questi valori sono diversi da quelli definiti tramite il metodo della convergenza - confinamento, tuttavia indicano il medesimo comportamento delle unità stratigrafiche ovvero che l'unità I si appoggia sullo scudo e sulle tubazioni, mentre le unità II e IIIs no in quanto il valore massimo di spostamento radiale è inferiore al sovrascavo.

### Calcolo della forza di attrito dinamica

L'analisi della stabilità del cavo indica che il calcolo della forza di attrito F dovrà essere eseguito per l'unità I, considerando le equazioni per cavo instabile, e per le unità II e IIIs sulla base delle equazioni per cavo stabile.

### Unità I

La correlazione valida per l'unità I è la seguente

 $F_1 = \pi D L \beta c_{ur}$ 

con

D: diametro scavo L: lunghezza del micro tunnel β: coefficiente attrito tubazione – terreno pari a 0.6 per tubi in cls c<sub>ur</sub>: coesione non drenata della argilla rilavorata

Il valore di c<sub>ur</sub> è stimato in funzione dell'indice di liquidità IL = (w - wp)/IP che per l'unità I è pari a IL = (25 - 20)/20 = 0.25. Il valore di c<sub>ur</sub> è quindi definito dalla correlazione

 $c_{ur} = 1/(IL - 0.21) = 25$  (KPa)

L'analisi di casi reali ha mostrato che i valori di  $c_{ur}$  derivati dalla formulazione sono sovrastimati nel caso si argille sovraconsolidate o di argille non in falda, in quanto l'argilla rilavorata assorbe acqua dal fluido bentonitico iniettato andando a ridurre di 10 volte i valori di  $c_{ur}$  calcolati.

Ne deriva che se si considera il valore di  $c_{ur} = 2.5$  (KPa) si otterrebbe un valore di

 $f = b c_{ur} = 1.5 (KPa)$ 

tuttavia a favore di sicurezza sulla base anche delle misure effettuate durante il Programma Nazionale Francese sul Micro-tunneling si è deciso di adottare per l'unità I il limite superiore pari a f = 2 (KPa). E' bene sottolineare che tale valore è stato misurato nel caso di iniezione del fluido bentonitico eseguita in continuità con adeguati volumi di miscela, ovvero nel caso di volumi ridotti o di iniezione discontinua si ha un notevole incremento di f fino a valori di 5 - 6 (KPa). Il tratto di micro – tunnel all'interno dell'unità I è lungo 67 m, pertanto il valore di F è di

 $F_1 = \pi D L \beta c_{ur} = \pi x 3 x 67 x 2 \approx 1260 (KN)$ 

### Unità II e IIIs

La correlazione valida per le unità II e IIIs è la seguente

 $F_2 = \mu L W$ 

con

µ: coefficiente di attrito pari a 0.1 con lubrificante e 0.2 senza lubrificante

L: lunghezza del micro tunnel

W: peso della tubazione a metro lineare

Il peso W della tubazione, considerando un peso dell'unità di volume del cls armato di 25  $(KN/m^3)$ , è pari a 54 (KN/m).

A favore di sicurezza si assume  $\mu$  pari a 0.2 per considerare eventuali perdite o una non corretta iniezione del fluido lubrificante, ottenendo pertanto per il tratto rimanente di micro – tunnel di 253 m una forza F di

 $F_2 = 0.2 \times 253 \times 54 \approx 2750$  (KN)

In conclusione il valore totale della forza di attrito statica F è pari a

 $F = F_1 + F_2 = 1260 + 2750 = 4010$  (KN).

### Effetto tracciato in curva

Il valore di F pari a 4650 (KN) calcolato in precedenza deve essere incrementato per un fattore di 1.8 per tenere in considerazione l'incremento delle forze di attrito per la condizione di tracciato curvilineo, ottenendo il nuovo valore di

 $F_{curva} = F \times 1.8 \approx 7220 (KN)$ 

<u>Calcolo della resistenza della testa della MTBM alla penetrazione</u> La resistenza alla penetrazione Rp della testa della MTBM è definita come

 $Rp = r_p \pi D^2/4 = r_p x 7.065$  (KN)

con  $r_p$  la resistenza apparente in testa, che dipende sia dagli sforzi in testa che dalla pressione del fluido di smarino.

Il valore massimo di r<sub>p</sub> viene espresso in funzione della granulometria dei terreni:

- argilla  $r_p = 800$  (KPa) con valore medio di 600 (KPa);
- sabbia  $r_p = 1800$  (KPa) con valore medio di 1000 (KPa);
- ghiaia e sabbia  $r_p = 2300$  (KPa) con valore medio di 1700 (KPa).

Assumendo una resistenza media tipo "argilla" per le unità I e II ed una resistenza tipo "ghiaia e sabbia" per l'unità IIIs si ottengono i seguenti valori di Rp:

-  $Rp = 600 \text{ x } 7.065 \approx 4200 \text{ (KN) per unità I e II;}$ 

-  $Rp = 1700 \text{ x } 7.065 \approx 12000 \text{ (KN)}$  per unità IIIs.

### Calcolo della forza di attrito statica

La forza di attrito statica è stata ampiamente misurata dopo ogni fermo cantiere, ottenendo i seguenti valori:

- f = 2.4 (KPa) per fermo cantiere di 1 fine settimana;
- f = 1 2 (KPa) per fermo cantiere di 1 notte;
- f = 0.6 0.8 (KPa) per fermo cantiere di 2 3 ore.

A favore di sicurezza se si considera per una lunghezza di tunnel di 300 m un fermo macchina di un fine settimana si ottiene una forza di attrito statica Fs pari a

 $Fs = \pi D L f \approx 6800 (KN).$ 

### Calcolo della forza totale di spinta Ptot per l'intera lunghezza del micro - tunnel

Il valore della spinta totale  $P_{tot}$  che sarebbe necessaria nel caso le tubazioni e la MTBM fossero spinte per l'intera lunghezza del micro – tunnel solamente dalla stazione principale di spinta, collocata all'interno del pozzo di partenza, sarebbe pari a

 $P_{tot} = F_{curva} + Rp + Fs = 7220 + 12000 + 6800 \approx 26000 (KN)$ 

Si sono assunti i valori massimi di Rp ed Fs presenti nel progetto. Risulta quindi necessario fare uso di stazioni intermedie di spinta.

### 7.2. Stazioni intermedie

Il funzionamento delle stazioni di spinta intermedie prevede di far avanzare ciascun settore, delimitato da due stazioni intermedie, in modo indipendente da quelli adiacenti. In questo modo la spinta totale Ptot viene parzializzata in n settori abbattendone il valore alle forze, che sono in gioco all'interno di ciascuna tratta, si veda Fig 7-3.



Interjacks reduce Jacking Force

Fig 7-3 – Calcolo della forza totale di spinta – Effetto delle stazioni intermedie di spinta (da Herrenknecht website)

Ne deriva che il calcolo della forza di attrito deve essere fatta solo per un tratto di galleria di lunghezza pari alla interdistanza delle stazioni intermedie di spinta, considerando le condizioni al contorno più sfavorevoli.

In particolare il settore di tubazioni più sollecitato risulta essere quello che è compreso tra la MTBM e la prima stazione di spinta intermedia a tergo della MTBM, in quanto tale settore a differenza degli altri è sollecitato anche per la resistenza Rp di penetrazione della testa di scavo.

Si decide pertanto di adottare 4 stazioni di spinta intermedie, che risultano essere disposte ad una interdistanza di 64 m, se si considera la presenza della stazione principale di spinta all'interno del pozzo di partenza.

### 7.3. Calcolo della forza totale di spinta di progetto

La massima forza di spinta che si svilupperà lungo il tracciato del by-pass del Noce è quella del tratto di tubazioni, comprese tra la MTBM e la prima stazione di spinta intermedia, quando attraverserà l'unità I al di sotto della Salita Superiore della Noce per poi entrare all'interno dell'unità IIIs.

Questo assetto stratigrafico infatti tiene conto del fatto che l'unità I si appoggia sulle tubazioni, incrementando le forze di attrito tubi/terreno, e che la resistenza alla penetrazione della testa della MTBM è massima all'interno dell'unità IIIs.

La disposizione delle stazioni intermedie di spinta definiscono dei tratti lunghi 64 m, in questo particolare caso si ha che l'unità I è presente per circa 64 m e che l'unità IIIs è presente solo al fronte.

Ne deriva che la forza di spinta dinamica vale

$$F_1 = \pi D L f = \pi x 3 x 64 x 2 \approx 1200 (KN)$$
 per l'unità I

Questo valore deve essere incrementato per 1.8 per considerare i maggiori attriti per tracciato in curva, ottenendo così un valore  $F_{curva} \approx 2160$  (KN).

Se si considera per una lunghezza di 64 m un fermo cantiere di un fine settimana si ottiene un valore di forza di attrito statica pari a

 $Fs = \pi D L f = \pi x 3 x 64 x 2.4 \approx 1450 (KN)$ 

Ne deriva che se si considera una resistenza alla penetrazione Rp della testa di scavo pari a 12000 (KN), si ottiene un valore della spinta totale di

 $P_{tot} = F_{curva} + Rp + Fs = 2160 + 12000 + 1450 \approx 15500 (KN)$ 

### 8. ANELLO RIPARTITORE DELLA SPINTA

L'anello ripartitore della spinta è comunemente costituito da legno di abete ed ha lo scopo di evitare il contatto diretto tra le superfici in cls di due conci adiacenti, garantendo grazie alla sua deformabilità intrinseca una migliore distribuzione della spinta in corrispondenza della interfaccia dei due tubi.

La necessità tuttavia di realizzare nel corso degli ultimi anni tracciati in micro – tunneling sempre più complessi ovvero con diametri e lunghezze maggiori ha portato ad un incremento delle spinte necessarie all'avanzamento delle tubazioni.

Questo fatto risulta essere particolarmente critico nel caso di tracciato n curva a causa della formazione di una eccentricità nella applicazione delle forze che determina a parità di forza di spinta applicata delle tensioni maggiori per riduzione dell'area di contatto tra tubi adiacenti.

Tale fenomeno risulta essere tanto più accentuato quanto più il tracciato possiede dei raggi di curvatura stretti ovvero nell'ordine di qualche centinaio di metri.

La Fig 8-1 riporta uno schema della distribuzione delle forze agenti sul concio nel caso di anello ripartitore della spinta in legno.



Fig 8-1 – Anello ripartitore della spinta – Schema delle forze in gioco per anello ripartitore in legno (da Jackcontrol)

Nel primo caso si ha un tracciato rettilineo, pertanto la forza di spinta Q è applicata sull'intera superficie del tubo con uguale intensità.

Il secondo caso invece rappresenta una curva a destra con incremento della forza Q verso le estremità del tubo, pertanto si ha la formazione della eccentricità  $e_A$  e delle forze U generate dal contatto tra tubo e terreno.

Il terzo caso è riferito ad un contatto tra tubi in corrispondenza delle due estremità opposte, che si ha per curve ad S o semplicemente per un non corretto allineamento tra due tubi contigui. In questo caso si ha ancora la presenza della eccentricità  $e_A$ , ma in aggiunta al secondo caso le forze generate dal contatto tubo/terreno diventano dei momenti B, che possono rompere per taglio il tubo.

Queste problematiche sono state risolte dall'anello ripartitore della spinta tipo Jackcontrol, che permette di realizzare tracciati in micro – tunneling di elevata lunghezza e con raggi di curvatura stretti.

Il nuovo anello è di fatto un giunto idraulico in quanto è costituito da un tubo di materiale plastico riempito di acqua, che viene fissato sulla superficie delle tubazioni tramite appositi sostegni in polistirolo, si veda Fig 8-2.

La presenza di acqua all'interno del giunto garantisce una migliore distribuzione delle forze di spinta sull'intera superficie del tubo, andando così a ridurre l'eccentricità ed i momenti B.



Fig 8-2 – Anello ripartitore della spinta – Immagine del giunto idraulico Jackcontrol Il risultato finale è una minore sollecitazione dei tubi, garantendo così una prestazione superiore dell'opera.

Questi giunti nel caso di elevati battenti idraulici interno o esterni, che determinano la filtrazione di fluidi dall'esterno verso l'esterno e viceversa, possono essere iniettati con malte cementizie, che assicurano una completa impermeabilizzazione dell'opera.

Si è deciso di non iniettare i giunti nel caso del progetto del by – pass del Noce in rapporto all'assetto idraulico ed idrogeologico dell'opera, ovvero considerando l'assenza di importanti gradienti idraulici e quindi di moti di filtrazione.

Si è deciso di adottare per l'opera in progetto un giunto idraulico tipo JC250 a doppio giro, che è capace di supportare una spinta massima di 16000 (KN).

La Fig 8-3 riporta lo schema della installazione del giunto idraulico e della sua possibile installazione.



Fig 8-3 – Anello ripartitore della spinta – Schema della installazione del giunto idraulico tipo Jackcontrol

### 9. FLUIDO BENTONITICO DA IMPIEGARE NELLO SCAVO

### 9.1. Fluido da iniettare al fronte

Il fluido iniettato nella camera di scavo ha la funzione di mantenere in sospensione le particelle di terreno scavato, garantendone il trasporto e la rimozione, di ridurre gli attriti all'interno della camera di scavo, di raffreddare gli utensili di scavo e di garantire la stabilità del fronte di scavo.

In merito a questo ultimo punto, il fluido dovrà avere caratteristiche tali da favorire la formazione di un cake ovvero di una membrana sulla superficie del fronte, che ha la finalità di:

- evitare l'infiltrazione del fluido all'interno del terreno che comporterebbe la riduzione della stabilità del fronte sia per la riduzione della pressione di sostegno che la formazione di sovrappressioni neutre nel terreno del fronte con riduzione di quelle efficaci;
- garantire la micro-stabilità delle particelle di terreno o comunque di piccoli volumi di terreno sulla superficie del fronte, la cui instabilità progressiva comporterebbe una instabilità dell'intero fronte.

I suddetti fenomeni sono ovviamente in dipendenza dalla natura dei terreni e dalla loro permeabilità e sono risolti adottando una opportuna percentuale di bentonite, che assicura la formazione della membrana sulla superficie del fronte di scavo.

In particolare la percentuale di bentonite aumenta all'aumentare della permeabilità, perchè si necessita di una maggiore quantità di particelle fini per chiudere alla superficie le vie di filtrazione.

Le unità stratigrafiche I e II sono caratterizzate da una prevalenza della frazione fine, che limita da un lato l'infiltrazione nel terreno e dall'altro garantisce la stabilità delle particelle alla superficie del fronte.

Ne deriva che la percentuale di bentonite non sarà elevata e dovrà essere pari al 2%, tale concentrazione corrisponde ad una viscosità del fluido bentonitico di circa  $\tau_f = 8$  (Pa).

E' quindi possibile stimare la distanza di infiltrazione della miscela bentonitica tramite la correlazione:

$$e_{max} = (p d_{10})/2\tau_f$$
 (da DIN4126)

con

 $e_{max}$ : distanza massima di filtrazione  $d_{10}$ : diametro del 10% del passante

 $\tau_f$ : viscosità del fluido bentonitico p: pressione del fluido bentonitico

Se si considera un d<sub>10</sub> di 0.002 mm per le unità I e II ed un valore di p pari a 100 - 170 (KPa) per l'unità I e pari a 130 - 190 (KPa) per l'unità II, si ottengono per e<sub>max</sub> dei valori compresi tra 1.2 - 2.4 cm.

Questi valori sono molto bassi ed assicurano la formazione della membrana sulla superficie del fronte.

Non possono essere applicate le considerazioni suddette all'unità IIIs, in quanto è un ammasso roccioso, tuttavia le sue buone caratteristiche di resistenza fanno si che la possibilità di avere localmente una elevata infiltrazione a causa della presenza di zone più permeabili (per fratturazione e/o apertura giunti) non costituisca una condizione critica per la stabilità del fronte.

Le proprietà del fluido bentonitico diminuiscono durante lo scavo a causa del suo arricchimento in particelle fini provenienti dal terreno scavato e dalla diminuzione della percentuale di bentonite a causa della sua filtrazione nel terreno. Ne deriva che per mantenere efficace il fluido di scavo l'Impresa sulla base della sua esperienza dovrà adottare non solo un efficace impianto di trattamento (vasca di sedimentazione, vagli vibranti, idrocicloni, filtropressa) del fango di scavo per la separazione delle particelle di terreno scavato dalla bentonite, ma anche dovrà decidere se aggiungere nuova bentonite o speciali additivi, che dovranno avere comunque caratteristiche compatibili con l'ambiente.

### 9.2. Fluido da iniettare a tergo delle tubazioni

Le forze di attrito che si sviluppano tra la superficie esterna delle tubazioni ed il terreno circostante sono in funzione della lunghezza del micro – tunnel, del diametro delle tubazioni, della natura granulometrica dei terreni e del loro comportamento allo scavo, nonché della presenza o meno di una iniezione di fluido bentonitico a tergo delle tubazioni stesse.

In particolare il Progetto di Ricerca Francese sul Micro – tunneling, basato sul monitoraggio di numerosi casi reali, sottolinea che l'attrito diminuisce se:

- diminuisce la granulometria del terreno;
- aumenta la capacità di autoportanza del cavo (il terreno non si appoggia sulle tubazioni);
- esiste un sistema di iniezione in continuo con controllo dei volumi e delle pressioni.

Nel caso in cui l'iniezione sia eseguita in modo sistematico e continuo con adeguati volumi di miscela si raggiunge la condizione limite per la quale l'attrito risulta indipendente dalla granulometria del terreno attraversato.

Inoltre se l'iniezione è effettuata continuamente si ottiene anche una azione che contrasta la convergenza del terreno durante i fermi cantiere tra una spinta e l'altra.

A valle delle suddette considerazioni, si prescrive per il progetto in essere di fare uso di un sistema di iniezione automatico ed in continuo che permetta di misurare i volumi e le pressioni di iniezione della miscela bentonitica (2% di bentonite).

Saranno quindi adottate delle stazioni automatiche di iniezione, che verranno installate lungo il micro – tunnel ad un interasse non superiore a 15 m.

L'iniezione avverrà attraverso le apposite predisposizioni presenti in numero di tre su di uno stesso tubo, una in calotta e due in arco rovescio.

I volumi di iniezione non dovranno essere inferiori a 5 volte il sovrascavo nel caso dell'unità I, mentre non dovranno essere inferiori a 2 volte il sovrascavo nel caso delle unità II e IIIs.

La pressione di iniezione sarà pari a 2 bar e dovrà essere mantenuta costante durante tutta la durata dello scavo tramite iniezioni successive, se necessarie.

Al termine dello scavo verrà iniettata una miscela di acqua e cemento lungo l'intera lunghezza del micro – tunnel, al fine di ottenere la presa del fluido bentonitico iniettato durante lo scavo, evitando così deformazioni a lungo termine sia di tale anello sia del terreno sovrastante.

### **10. MONITORAGGIO**

Il monitoraggio dovrà essere effettuato secondo le linee guida definite dalla Normativa Europea EN 12889:2000 "Trenchless Construction and testing of drains and sewes".

### 10.1. Parametri di scavo

Si dovranno monitorare i seguenti parametri:

- velocità di spinta;
- momento torcente della testa di scavo;
- la portata del fluido di scavo in ingresso ed in uscita della camera di scavo.

Questi parametri infatti regolano la pressione del fluido di scavo al fronte, che dovrà restare all'interno degli intervalli definiti per ciascuna unità stratigrafica, al fine di garantire la stabilità del fronte di scavo.

### **10.2.** Traiettoria

La traiettoria della MTBM verrà controllata e monitorata tramite il sistema automatico di controllo tipo SLS - RV o tipo SLS - LT, che sono stati messi a punto per tracciati in curva.

Si tratta di sistemi che controllano la reale posizione della MTBM tramite un raggio laser, che colpisce l'unità ELS (Electronic Laser System), che è montata sul retro dello scudo della MTBM.

Il sistema ELS è dotato di due inclinometri interni al fine di definire la corretta posizione dello scudo in termini sia di deviazione verticale ed orizzontale che di rotazione e di deviazione angolare dalla traiettoria di progetto.

Al fine di garantire che il laser di guida continui a raggiungere l'unità ELS anche in presenza di curve, il sistema di guida è dotato di una stazione automatica totale che colpisce l'unità ELS della MTBM e due prismi posti tra la fresa e la stessa stazione totale, andando così a misurare la traiettoria reale.

La posizione della stazione totale è ancorata a dei caposaldi, posti a tergo della stazione stessa, che sono stati definiti tramite precedenti misurazioni. La stazione totale deve essere installate su di una base di appoggio autolivellante, capace di correggere le eventuali rotazioni del tubo, dove la stazione è installata.

La Fig 10-1 riporta uno schema del sistema di guida appena descritto.



Fig 10-1 – Monitoraggio – Sistema di guida della MTBM tipo SLS – RV o SLS – LT (da Niemeier W., 2006)

Il laser di guida ha il suo punto di inizio in corrispondenza del pozzo di spinta, dove deve posizionato in un punto fermo non soggetto a spostamenti indotti dal terreno o dall'anello di spinta.

Ne deriva che il laser non dovrà essere fissato in corrispondenza delle pareti del pozzo, ma dovrà essere installato sul solettone di base oppure dovrà essere sistemato in superficie all'esterno dell'area di influenza del pozzo.

In questo modo si eviteranno deviazioni della MTBM dalla traiettoria di progetto a causa di piccoli spostamenti del laser di guida.

Il monitoraggio della traiettoria reale della MTBM rispetto alla traiettoria di progetto dovrà avvenire tramite la misura dei seguenti parametri:

- deviazione verticale;
- deviazione orizzontale;
- angolo di deviazione;
- azimuth di deviazione.

Ogni deviazione dalla traiettoria di progetto dovrà essere tempestivamente corretta dall'operatore alla guida della MTBM, che dovrà azionare i pistoni di guida della testa di scavo. La correzione tuttavia non dovrà essere improvvisa e brusca in quanto si avrebbe-ro forti disallineamenti tra tubi contigui con raggi di curvatura molto stretti, che potrebbero comportare concentrazioni delle forze di spinta.

Si dovrà inoltre avere cura che il sistema di spinta, posizionato nel pozzo iniziale, sia correttamente posizionato ed orientato in accordo con la traiettoria di progetto, al fine di non arrecare un errore sistematico di direzione.

### 10.3. Anello ripartitore della spinta

Il sistema di monitoraggio che si dovrà adottare è quello fornito dalla società Jackcontrol. Tale sistema misura in corrispondenza di ciascuna interfaccia tra due tubi contigui i seguenti parametri:

- pressione del liquido all'interno del giunto idraulico (una unità di misura per ogni giunto);
- variazione della distanza con la spinta (tre unità di misura per ogni giunto)

In questo modo è possibile misurare non solo la pressione reale di spinta in corrispondenza di ogni tubo, ma anche le sollecitazioni indotte. La Fig 10-2 riporta una immagine della strumentazione suddetta e della sua installazione in corrispondenza dei giunti.



Fig 10-2 – Monitoraggio – Sistema di monitoraggio Jackcontrol della spinta -Strumentazione

Il monitoraggio avverrà in automatico e sarà installato un video all'interno del container di comando della MTBM, dove l'operatore che guida la fresa potrà verificare in tempo reale su appositi grafici il rispetto dei valori di progetto, si veda Fig 10-3.

Il programma avverte in automatico con segnale sonoro l'avvicinamento dei valori soglia.



Fig 10-3 – Monitoraggio – Sistema di monitoraggio Jackcontrol della spinta - Restituzione grafica dei parametri letti

Questo sistema di monitoraggio è collegato in remoto alla casa madre svizzera della società Jackcontrol, dove un operatore controllerà l'andamento dei lavori e fornirà supporto tecnico al cantiere nel caso di raggiungimento di situazioni critiche in termini di tensioni trasferite ai tubi.

Questo sistema permetterà di ottenere alla fine della esecuzione del micro – tunneling lo stato di sollecitazione di ciascun tubo, certificando la corretta esecuzione dei lavori e quindi i requisiti prestazionali attesi.

### 10.4. Fluido di perforazione

Il decadimento delle caratteristiche del fluido bentonitico iniettato al fronte di scavo a seguito del suo arricchimento in particelle fini di terreno scavato dovrà essere adeguatamente controllato durante l'esecuzione dei lavori.

In particolare durante l'esecuzione dei lavori si dovranno controllare i seguenti parametri del fluido di perforazione:

- peso dell'unità di volume che non dovrà essere superiore a 12 (KN/m<sup>3</sup>);
- viscosità misurata al cono di Marsch che dovrà essere mediamente compresa tra 30 40 secondi in terreni fini;

- contenuto in sabbia con valori inferiori a 4 5%;
- pH tra 8 e 10.

I valori suddetti devono essere intesi come ordine di grandezza in quanto i valori reali dipenderanno dalle caratteristiche del fluido di perforazione adottato e dalla sua interazione con i terreni scavati.

### 10.5. Iniezione a tergo delle tubazioni

Il sistema di iniezione del fluido bentonitico all'interno del sovrascavo durante la perforazione dovrà garantire il monitoraggio in automatico ed in continuo dei volumi e delle pressioni di iniezione.

I volumi di iniezione non dovranno essere inferiori a 5 volte il sovrascavo nel caso dell'unità I, mentre non dovranno essere inferiori a 2 volte il sovrascavo nel caso delle unità II e IIIs.

La pressione di iniezione sarà pari a 2 bar e dovrà essere mantenuta costante durante tutta la durata dello scavo tramite iniezioni successive, se necessarie.

L'iniezione non sarà effettuata solamente a tergo dello scudo, ma dovrà essere eseguita tramite idonee stazioni di iniezione, che saranno installate lungo le tubazioni con una interdistanza non superiore a 15 m.

### 11. CONCLUSIONI

L'analisi del comportamento allo scavo dei terreni presenti lungo il tracciato del by-pass del Noce è stato eseguito con il metodo convergenza – confinamento, che è stato applicato in assenza di sostegni, mentre la stabilità del fronte di scavo è stata analizzata anche tramite il metodo all'equilibrio limite di Tamez. E' stato così possibile verificare che tutte le unità stratigrafiche presenti lungo il tracciato sono stabili, anche se l'unità I è caratterizzata da un comportamento di tipo elasto - plastico, mentre le unità II e IIIs sono in campo prettamente elastico.

Tuttavia l'entità degli spostamenti radiali supera il sovrascavo nel caso dell'unità I, pertanto il terreno si chiude sulle tubazioni, mentre per le unità II e IIIs gli spostamenti radiali sono risultati essere inferiori al sovrascavo.

Questo diverso comportamento deformativo determina la formazione di forze di attrito superiori durante l'esecuzione dei lavori tra tubazioni e terreno all'interno dell'unità I rispetto alle unità II e IIIs.

Si è quindi stabilito il valore della pressione che deve avere il fluido di scavo al fronte, che dovrà essere sempre compreso tra la spinta attiva e quella a riposo del terreno, al fine di evitare deformazioni del terreno eccessive.

L'analisi della spinta totale P<sub>tot</sub> necessaria per l'esecuzione dei lavori è stata condotta sulla base delle indicazioni fornite dal Progetto Nazionale Francese per il Micro - tunneling.

Il calcolo è stato eseguito considerando sia le forze di attrito dinamiche che quelle statiche, dovute ad un fermo cantiere, nonché la resistenza alla penetrazione della MTBM ed all'incremento di resistenza dato da un tracciato in curva rispetto ad uno rettilineo.

Il valore di  $P_{tot}$  è di 26000 (KN), pertanto si è reso necessario adottare un numero di 4 stazioni di spinta intermedie, che hanno permesso di ridurre  $P_{tot}$  a 15500 (KN).

Questo valore è stato definito assumendo che l'iniezione del fluido bentonitico lubrificante all'interno del sovrascavo avverrà in continuo tramite sistema automatico, che regolerà i volumi e le pressioni di iniezione.

Al fine di avere un controllo ottimale delle spinte in corrispondenza di ciascun concio si è adottato come anello ripartitore della spinta la soluzione del giunto idraulico tipo Jackcontrol, che permette di ridurre l'eccentricità di applicazione della spinta.

Tale sistema è di facile installazione e permette in corso d'opera il monitoraggio delle spinte applicate ad ogni concio, verificando così che non si raggiunga mai il valore limite.

Si sono quindi definiti i diversi sistemi di monitoraggio in termini di parametri di scavo, traiettoria della MTBM, pressione del giunto idraulico, pressione del fluido nella camera

di scavo e pressioni e volumi della miscela di lubrificazione, al fine di avere una esecuzione ottimale del lavoro in micro – tunneling, che non comporti né danni alle tubazioni né deformazioni alla superficie.